109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

目 錄

1 建築物耐震規範第 2.18 節垂直地震力之修正
劉郁芳、鍾立來、林瑞良、翁元滔、林克強、鄧崇任

5 台灣垂直地震動主控震波的類型分析
趙書賢、林哲民、郭俊翔、黃雋彥

9 時間相依之近斷層地震潛勢微分區研究
張毓文、張志偉、劉勛仁、簡文郁

13 由一維速度構造計算台灣地區震源輻射型態資料庫
黃雋彥、林哲民、趙書賢

17 使用權重克利金法建置台灣地區網格化 Vs30 數值
陳家立、郭俊翔、呂學敏

21 有效降低層間位移角集中之強脊系統的勁度配置
林瑞良、郭銘桂、蔡克銓

25 TEASPA 纖維斷面模型的非線性動力分析研究
葉勇凱、周德光

29 鋼筋混凝土剪力破壞柱承受高軸力作用之耐震行為研究
沈文成、翁樸文、李翼安、林冠佑、陳柏翰

33 鋼板複合之鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究
林敏郎、黃昭勳、陳豈宏

37 既有抗彎矩鋼構造建築耐震能力評估
林敏郎、鍾立來、周德光、紀凱甯、邱聰智、葉勇凱、李成邦、喬丹、林敏沁、林瑞良、林克強

41 震損後 RC 填充牆之殘餘耐震容量試驗
姚亭君、邱建國、邱聰智

45 應用高強度纖維樹脂砂漿於耐震補強之研究
蕭輔沛、何家儀、翁樸文、林佳蓁、郭至明

49 縮尺跨斷層簡支橋梁振動台試驗與分析
洪曉慧、曾院碩、黃仲偉

53 智慧型奈米阻尼器開發(II)
葉芳耀、游忠翰、彭聖凱、張國鎮

57 位移型調諧質量阻尼器應用於橋梁之可行性研究
李柏翰 、陳俊仲 、蕭勝元 、江奇融、葉芳耀

61 載重試驗技術於橋梁結構安全評估方法之研究
陳俊仲、江奇融、蕭勝元、李柏翰

65 光纖沉陷計的自動補水設計與其橋梁現地應用
李政寬

69 救災用桁架式複合材料輕便橋之研究
葉芳耀、李柏翰、張國鎮、蕭勝元、江奇融、陳君隆

73 運用時頻分析於大型陸域風機振動訊號之解析
盧恭君、郭玉樹、曾韋禎、彭珩筑、 陳一成

77 懸吊式消防管線系統耐震實驗研究
陳威中、許宸珮、姚昭智、柴駿甫、林凡茹、徐瑋鴻、黃百誼

81 建築結構非線性行為於關鍵設施受震需求影響
柯敏琪、林凡茹、黃百誼、陳威中、柴駿甫

85 改良式斜面滾動隔震支承研發
游忠翰、汪向榮、林旺春、楊卓諺

89 摩擦單擺隔震支承之隔震補強初步設計
楊卓諺、林芃妤、鍾立來、林旺春、游忠翰、汪向榮

93 既有高樓鋼結構建物耐震性能評估
莊勝智、林克強、紀凱甯、高墀修、王勇智

97 挫屈束制支撐穩定性試驗研究
吳安傑、蔡克銓

101 鋼板阻尼器耐震性能試驗研究
吳安傑、莊明介、蔡克銓

104 高強度竹節鋼筋受拉握裹之鋼筋強度等級效應
林克強、林垣彥、紀凱甯、莊勝智、王勇智

108 應用改良交叉取樣熵於基於熵分析之結構健康診斷系統表現評估
林子剛、簡義修、林沛暘

112 基於大眾智慧型手機量測層間位移之建築震後損傷評估研究
劉政言、翁琪婷、柯宜汶、許丁友　謝佑明、林沛暘

116 基於影像面外資訊之近乎連續模態識別
張家銘、周肇昱、古孟晃

120 應用機器學習於結構最佳主動控制之研究
陳沛清、簡楷益

124 感測器融合用於軌跡重建慣性測量單元
莊奕婕、黃謝恭、張家銘

128 鋼筋混凝土矩形柱構件變形容量之試驗資料庫分析研究
紀凱甯、林克強、莊勝智、吳峻維

132 以離心振動台探討低矮建築物在不同地下水位砂質地層之受震行為
胡林楸、盧志杰、陳冠羽

136 臺北盆地土壤液化潛勢評估之初步研究
盧志杰、鄧源昌、黃俊鴻

140 高屏地區孕震及速度構造研究
黃有志、張議仁、溫士忠、林哲民、謝宏灝、張志偉

144 土氡時序資料統計分析結果–以北部三界站為例
瓦里亞、林世榮、亞耳文、李曉芬

148 創新鋼造建築物近斷層耐震技術研發及振動台試驗一層樓子構架實驗
周中哲、沈厚寬、王孔君

150 懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南之修訂草案
陳威中、柴駿甫、林凡茹、姚昭智、黃百誼、徐瑋鴻

154 近斷層地震對隔震結構之影響及相應設計對策
林旺春、黃震興、林筠珊、楊卓諺、游忠翰、汪向榮

158 單向度剪力盒之振動台試驗
楊炫智、陳冠羽、張為光、許尚逸、張哲瑜

162 公路橋梁近斷層震害資料庫建置與初步災損推估探討
劉季宇、周寶卿、黃李暉

166 5D 智慧城市軟體平台開發
王仁佐、陳志賢

170 深度學習於地震模擬振動臺加速度控制之初期研究
謝伯徽、陳沛清、陳俊杉

174 圖形處理器通用計算卡對人工智慧的加速測試
張慰慈

178 國家地震工程研究中心增建大樓非線性反應歷時分析
莊明介、蔡克銓、林冠泓、林瑞良

182 六都想定地震事件震損評估查詢網之研發
陳志欣、葉錦勳、黃李暉

187 救援道路規劃–以新北市案例說明
楊承道、林祺皓、李政軒、曹雅筑、羅億田

191 一般級急救責任醫院之震後壅塞研究
林祐萱、林祺皓

195 探討廣域震損評估之場址效應修正模式
黃李暉、葉錦勳、黃尹男

200 109 年度「高中職及國中小老舊校舍補強整建專案辦公室」
林瑞良、鍾立來、楊元森、林敏郎、邱聰智、李翼安、陳品綺、林延靜、 張庭瑋、葉韶庭、 阮振翔、闕立奇、何郁姍

204 臺灣私有建築物耐震階段性補強之推動
林筱菁、彭瑞龍、張耕豪、蕭玉舒、沈薇、王佳憲、李成邦、邱聰智 、鍾立來、楊元森、林敏郎、涂耀賢、賴昱志

208 108 年度「地方衛生機關建築耐震評估及補強重建技術輔導計畫」
鍾立來、柴駿甫、林敏郎、林凡茹、翁元滔、楊元森、邱聰智、張庭瑋、王佳憲、李成邦、蔡沛涵、游雅喬、林延靜、葉韶庭

212 建築物耐震設計對贅餘度之考量
翁元滔、鍾立來、陳暉欽、 黃立宗、郭錫卿、鄧崇任

216 應用影像量測技術於致動器位移回饋控制之研究
鄭宇辰、陳沛清、楊元森

220 西部麓山帶滑脫面三維幾何模型建置
范秋屏、陳冠宇、張毓文、張志偉、劉勛仁

224 設計基準地震微分區圖 觸口斷層與崙後斷層幾何模型建置
陳冠宇、范秋屏、張毓文、張志偉、劉勛仁

229 2020 年大屯火山群之地震與地球化學監測資料探討
賴雅娟、李曉芬、史旻弘、張麗琴、劉進興、鄧嘉睿、邵騰陽

233 臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫
劉勛仁、簡文郁、張毓文

237 以數值分析探討 CLSM 回填對自來水 DIP 管線受車載力學行為之影響
楊炫智 、張哲瑜 、劉季宇 、周寶卿

建築物耐震規範第 2.18 節垂直地震力之修正

劉郁芳[5]　鍾立來[2]　林瑞良[1]　翁元滔[4]　林克強[3]　鄧崇任[3]

摘要

現行建築物耐震設計規範有關設計垂直地震力的規定，沒有明確指出必須考慮的地震力等級，並且在計算垂直構件引致的垂直地震力時，沒有考慮因構件降伏的地震力折減，與計算水平構件引致的垂直地震力的邏輯不同。因此，為了使建築物耐震設計規範更加完善與全面，建議修改該規範 2.18 節之垂直地震力。

關鍵詞：垂直地震力、譜加速度係數、水平構件、垂直構件

一、現行規範

1.1 垂直向之譜加速度係數

根據現行規範 2.18 節（1）式，垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 為：

一般震區與臺北盆地：
$$S_{aD,V}=\frac{1}{2}S_{aD} \tag{1}$$

近斷層區域：
$$S_{aD,V}=\frac{2}{3}S_{aD} \tag{2}$$

1.2 水平與垂直構件引致之垂直地震力

1.2.1 水平構件

為保守計，目前業界常用反應譜之平台段（等加速度段）當作水平構件之（等加速段）當作水平構件之 S_{aD}，即假設水平構件之基本振動週期 T 為短週期，取 $0.2T_0 \le T \le T_0$，其中 T_0 為短週期與中、長週期之分界。韌性容量 R 取 3，依地盤分類（臺北盆地或非臺北盆地）計算容許韌性容量 R_a，並且進一步假設水平構件之基本振動週期 $0.2T_0 \le T \le 0.6T_0$，以計算結構系統垂直地震力折減係數，$F_{uv}=\sqrt{2R_a-1}$。依據規範之(C2-10)式，進行計算。水平構件（梁、樓版）系統引致的垂直地震力，如下式：

$$V_{Z,b}=\frac{I}{1.4\alpha_y}\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m W_b \tag{3}$$

其中 W_b 為建築物水平構件之全部靜載重。其中

一般震區與臺北盆地：

$$\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m=\begin{cases}\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\le 0.15\\ 0.52\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}+0.072 & ;0.15<\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}<0.4\\ 0.70\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\ge 0.4\end{cases} \tag{4}$$

近斷層區域：

$$\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m=\begin{cases}\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\le 0.2\\ 0.52\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}+0.096 & ;0.2<\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}<0.53\\ 0.70\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\ge 0.53\end{cases} \tag{5}$$

根據上述公式可得知，在一般震區與臺北盆地，當 $\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}>0.15$ 時，必須進行修正；在近斷層區域，若 $\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}>0.2$，必須進行修正。以上為計算水平構件引致的垂直地震力的方法。

[1] 國家地震工程研究中心組長
[2] 國家地震工程研究中心顧問
[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助理研究員

1.2.2 垂直構件

考慮垂直構件的垂直向振動周期甚小(趨近於 0)，其對應之水平向設計譜加速度係數 S_{aD} 與最大考量譜加速度係數 S_{aM} 分別為 $0.4S_{DS}$ 及 $0.4S_{MS}$。故現行規範中，在一般震區與臺北盆地，垂直構件引致的垂直地震力為其單位長度重量乘以 $0.40S_{DS}I/2\alpha_y$；在近斷層區域，垂直構件引致的垂直地震力為其單位長度重量乘以 $0.80S_{DS}I/3\alpha_y$。

上述垂直構件引致的垂直地震力顯然沒有考慮水平構件引致的垂直地震力(式 3)中的係數「1.4」，其原因為垂直構件非常重要，任何一根垂直構件的損壞都有可能導致建築物局部的崩塌。此外，地震力的放大倍數 α_y 與載重組合有關，在目前規範的載重組合下，α_y 為 1，但為使規範仍然能夠適用於其它可能的載重組合情況，現行規範仍然保留 α_y。並且，在計算垂直構件引致的垂直地震力時沒有使用 F_{uv}，因爲垂直構件的垂直向振動周期極短，即 F_{uv} 趨近於 1。

二、國外文獻回顧

2.1 垂直向之譜加速度係數

美國規範 ASCE 7-16(2017)中，最大考量地震力垂直加速度反應譜 沒有區分一般震區及近斷層區域，並且取最大考量垂直加速度為最大考量水平加速度的 0.8 倍。因此，以 $0.8C_v$ 對最大考量地震水平加速度反應譜進行調整，制定最大考量地震垂直加速度反應譜 MCE_R，其中 C_v 為垂直係數，與地盤分類及震區有關。此外，最大考量水平加速度反應譜之最大地表加速度為 $0.4S_{MS}$，以 $0.8C_v$ 倍調整後，得到最大考量垂直加速度反應譜中的 $0.3C_vS_{MS}$ (圖 1b)。

最大考量水平加速度反應譜橫軸以 T_0^D 作為短及中、長週期的分界，最大考量垂直加速度反應譜則以定值進行分界。依據垂直向週期 T_v，計算最大垂直譜加速度係數 $S_{aM,V}$：

$$S_{aM,V}=\begin{cases}0.3C_vS_{MS} & ;T_v\le 0.025s\\ 20C_vS_{MS}\left(T_v-0.025\right)+0.3C_vS_{MS} & ;0.025s<T_v\le 0.05s\\ 0.8C_vS_{MS} & ;0.05s<T_v\le 0.15s\\ 0.8C_vS_{MS}\left(\dfrac{0.15}{T_v}\right)^{0.75} & ;T_v>0.15s\end{cases} \quad (6)$$

其中 C_v 為垂直係數，隨地盤分類及震區短週期譜加速度係數而變化，

S_{MS} 為工址短週期最大水平譜加速度係數，

T_v 為建築物垂直向振動週期 。

在設計地震下的工址垂直譜加速度係數 S_{av} 為折減的最大考量水平譜加速度係數：

$$S_{av}=\frac{2}{3}S_{aM,V} \quad (7)$$

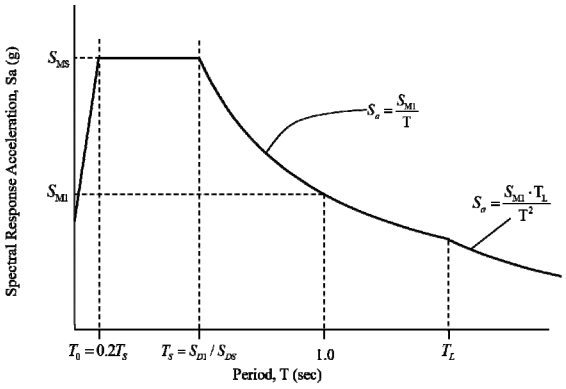


圖 1(a) 最大考量水平加速度反應譜

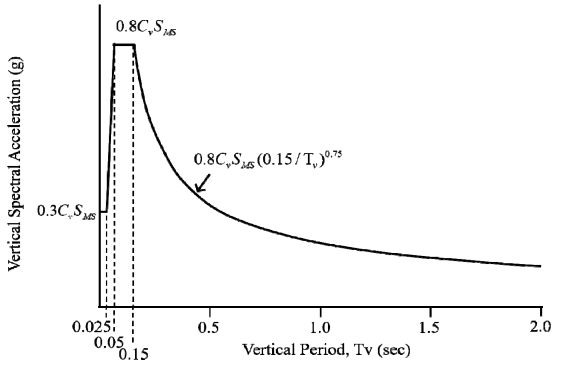


圖 1(b) 最大考量垂直加速度反應譜

如圖 1 所示，最大考量水平加速度反應譜與$T_0 = 0.2T_S$ 、$T_S = S_{D1}/S_{DS}$、及T_L (中、長

$$E_v = 0.3S_{av}D \quad (9)$$

週期之轉換週期)有關，而最大考量垂直加速度反應譜的轉折點所對應的週期為定值，與T_0、T_s、T_L無關係。由於兩種反應譜的制定方法不同，因此兩者並不具有比例關係。

2.2 垂直地震力

舊版的美國規範中，地震力載重組合考量100%水平向地震E_h及 30%垂直向地震E_v，並且認為垂直與水平加速度反應譜的

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (8)$$

比例($\frac{V}{H}$)為$\frac{2}{3}$，故以式(8)進行垂直地震力計算：

其中S_{DS}為工址短週期設計水平譜加速度係數，

D為結構物全部靜載重。

相關研究（Bozorgnia and Campbell, 2004）顯示將$\frac{V}{H}$訂為$\frac{2}{3}$的做法無法真實反映垂直地震力效應，其原因包括：

1. 垂直與水平加速度結構物比例$\frac{V}{H}$對於反應譜週期、工址與震源距離、工址地盤條件及地震大小較為敏感（僅相對於軟弱地盤）；而地震機制及沉積深度相對不敏感。
2. 靠近震源之工址在短週期段其垂直與水平加速度反應譜比例$\frac{V}{H}$會有明顯峰值且大於$\frac{2}{3}$。
3. 在中、長週期段，垂直與水平加速度反應譜比例$\frac{V}{H}$一般小於$\frac{2}{3}$。

因此，美國規範 ASCE7-16(2017)中，地震力載重組合仍然為 100%水平向地震E_h及 30%垂直向地震E_v，但建議以式(9)進行垂直地震力的計算：

其中S_{av}為工址設計垂直譜加速度係數，如式(7)所示；

D為結構物全部靜載重。

三、條文修訂

3.1 垂直向之譜加速度係數

依據現行規範 2.18 節(式 1 及 2)，僅考慮垂直向之設計譜加速度係數$S_{aD,V}$與S_{aD}的關係，並無明確規定在最大考量地震下的垂直向地震力，可能導致工程師認為只有在設計地震下，才必須考慮垂直向地震力。

爲了避免產生上述的誤解，建議規範中增加最大考量垂直譜加速度係數$S_{aM,V}$，並且在條文中規定必須考量水平構件及垂直構件在中小度地震與最大考量地震下引致之垂直地震力。建議$S_{aM,V}$最大考量垂直譜加速度係數$S_{aM,V}$如下：

一般震區與臺北盆地：$S_{aM,V} = \frac{1}{2}S_{aM}$ (10)

近斷層區域：$S_{aM,V} = \frac{2}{3}S_{aM}$ (11)

3.2 垂直構件引致之垂直地震力

現行規範在垂直構件引致之垂直地震力的計算中，不同於水平構件公式中的$\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}$需要進行修正，如此會導致規範整體的邏輯不一致。因此，建議在垂直構件引致的垂直地震力公式中，也進行修正。建議的垂直構件引致的垂直地震力計算公式如下：

$$V_{Z,c} = \frac{I}{\alpha_y}\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m W_c \quad (12)$$

其中S_{aD}為$0.4S_{DS}$，F_{uv}=1，W_c為結構物垂

直構件之全部靜載重，同 1.2.2 節，$\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m$ 之修正式與計算式(4)及(5)相同。並且依據現行規範 2.10 節之規定，考慮於中小度地震與最大考量地震下引致的垂直地震力。

四、結論

由上節的範例中，可知設計地震下水平構件引致的垂直地震力為 $0.1158W_b$，小於最大考量地震下的 $0.1179W_b$，二者差異不大。但是，對於垂直構件引致的垂直地震力，在最大考量地震下會比在設計地震下大了將近 1.3 倍，故規範需要明定垂直地震力需要考慮中小度地震與最大考量地震的情況。

規範對於水平構件引致的垂直地震力，會依據 $\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}$ 數值的大小進行修正，但在垂直構件引致的垂直地震力中，並沒有類似的規定。若沒有進行修正，在最大考量地震下，範例中所得到的垂直構件引致的垂直地震力為 $0.16W_c$；若是進行修正，則為 $0.1552W_c$，雖然二者差異不大，但為使規範的精神前後一致，建議新增此修訂。

為因應目前規範解說的不足，於短時間內提出以上兩項修正，但是有關垂直地震力的修正仍然需要長時間更進一步的研究。在垂直構件引致的垂直地震力方面，$\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}$ 的修正公式應該與水平構件引致的垂直地震力修正公式不同，必須訂定針對垂直構件的 $\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}$ 的修正公式。此外，在不同地震等級下的載重組合，如何考慮水平地震力及垂直地震力的載重組合係數，應當亦是未來值得持續研究的課題。

五、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 Civil Engineers (ASCE 7-16). (2017). “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.” *ASCE 7-16*, American Society of Civil Engineers, USA.

[3] American Society of Civil Engineers (ASCE 7-10). (2010). “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.” *ASCE 7-10*, American Society of Civil Engineers, USA.

[4] 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.” J. Earthq. Eng., 8, 175–207.

台灣垂直地震動主控震波的類型分析

趙書賢[1]　林哲民[2]　郭俊翔[3]　黃雋彥[4]

摘 要

本研究彙整台灣地震動歷時的 S 波到時與 P 波到時資訊，並統計各歷時之垂直地表加速度峰值與不同結構週期垂直加速度反應的峰值發生於 P 波或 S 波段的佔比。由分析結果可以發現，不論是垂直地表加速度的峰值或是不同結構週期垂直加速度反應的峰值，大部分都發生於 S 波段，尤其以長週期結構的垂直加速度反應發生於 S 波段比例最高。由於 S 波於土層傳遞會讓土壤受剪力變形而引致遲滯消能，此分析結果提供了台灣垂直地震動亦存在非線性場址效應的可能原因。

關鍵詞：垂直地震動、非線性場址效應、P 波到時、S 波到時

一、前言

垂直地震動會影響到隔震結構與設備管線的耐震能力，因此近年來開始有研究探討垂直地震動的特性，及開發其地震動預估式。美國太平洋地震工程研究中心於執行美西新一代地震動預估式開發計畫第二期時，共開發了四個垂直地震動預估式[1-4]。相較於水平地震動預估式，各研究分析垂直地震動資料的過程並未發現顯著的非線性場址效應，因各研究皆假定垂直地震動由 P 波主控，而 P 波行經土層時並不會造成土壤顯著的變形而引致消能，也因此上述各研究皆認為垂直地震動並不存在，或存在不顯著近可忽略之非線性場址效應。

國震中心趙書賢等人[5]亦利用台灣的地震動觀測紀錄開發適用於台灣的水平與垂直地震動預估式，與前述研究不同之處為該研究指出台灣的垂直地震動資料亦存在與水平地震動相同顯著的非線性場址效應，且兩者存在高度相關性，即代表當水平地震動發生非線性場址效應時，垂直地震動亦會發生。由於上述的發現與國外的研究並不相符，因此有必要進一步深入的探討台灣垂直地震動會發生非線性場址效應的可能原因。

有鑑於此，本研究先彙整台灣地震動資料的 S 波到時與 P 波到時資訊，並分析各地震動歷時的垂直地表加速度峰值，與不同結構週期垂直加速度反應的峰值發生於 P 波段或 S 波段。由分析結果可以發現不論是垂直地表加速度的峰值，或是不同結構週期垂直反應的峰值，大部分都發生於 S 波段，尤其長週期結構垂直反應發生於 S 波段的比例最高，代表台灣垂直地震動主要由 S 波主控而非 P 波。由於 S 波於土層傳遞會讓土層受剪力變形而引致遲滯消能，此分析結果提供了垂直地震動產生與水平地震動程度一致之非線性場址效應的可能原因。

二、地震波的分類與描述

地震波可分做實體波與表面波，其中實體波可在地球內部傳遞，表面波只沿著地球表面傳遞。實體波又分做 P 波與 S 波，P 波代表主要波(Primary) 或壓力波(Pressure)，S 波代表剪力(Shear)波。當一地震發生後最早到達工址的震波為 P 波，

[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研究員
[3] 國立中央大學地球科學學系助理教授
[4] 國家地震工程研究中心助理研究員

其次為 S 波與表面波。一般來說，S 波與表面波所引致的水平地表振動幅度較垂直地表震動幅度高，而 P 波引致的垂直地表振動幅度則較水平地表震動幅度高，但其差異並不顯著。

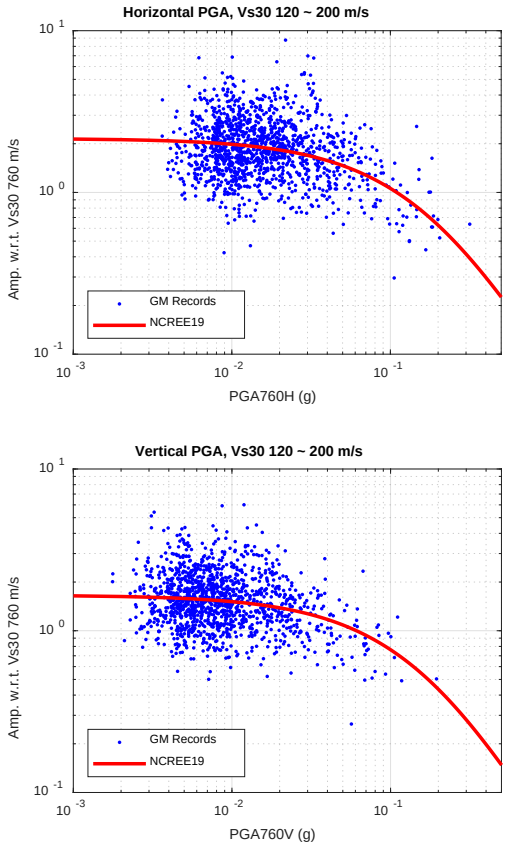
當地震發生時，水平地表振動的峰值與結構反應幾乎都發生在 S 波到達之後，因此代表其峰值乃由 S 波或表面波所引致。然而垂直地表振動的峰值發生的時間則不一定，有時會發生在 S 波到達之前，代表峰值乃由 P 波所造成，有時與水平向相同，發生在 S 波到達之後，代表峰值乃由 S 波或表面波所造成。為了簡化描述，本文將主控地震波分做峰值由 P 波所造成的 P 波主控，以及峰值由 S 波與表面波所造成的 S 波主控，後續本研究將分析 P 波主控與 S 波主控的紀錄佔比。

三、非線性場址效應

S 波的傳遞會讓土層的土壤材料承受剪力而產生剪應變，而土壤材料因其剪力與剪應變關係為具遲滯迴圈之非線彈性，因此當土層所承受的剪應變越大時將呈現較高的阻尼比，因此當一淺層土壤較軟弱的工址，在深層岩盤輸入 S 波的振幅越高之時，其引致的地表振幅相較於岩盤振幅的放大倍率，反而有可能會低於輸入 S 波的振幅較低之時的放大倍率，此現象即被稱做非線性場址效應。

由於水平地震動強度乃由 S 波主控，因此觀測水平地震動強度理應存在非線性場址效應。美國太平洋地震工程研究中心執行美西新一代地震動預估式開發計畫第二期，一共開發了五個水平地震動預估式，其中有四個預估式有考慮上述之非線性場址效應。國震中心趙書賢等人[5]亦利用台灣的地震動觀測紀錄，開發適用於台灣的水平地震動預估式，其亦有考慮上述之非線性場址效應。上述的研究皆說明了無論是全球或是台灣的水平地震動資料，皆可發現非線性場址效應的存在。

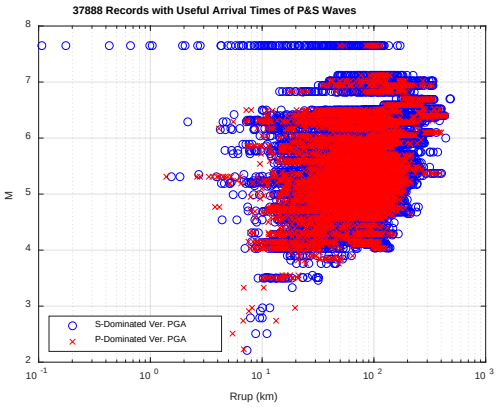
然而國震中心趙書賢等人[5]亦發現台灣的垂直地震動資料存在與水平地震動相同顯著的非線性場址效應，且兩者存在高度的相關性，代表當水平地震動如發生非線性場址效應時，垂直地震動亦會發生。圖一採用 Vs30 介於 120m/s 至 200m/s 的測站所輯錄的地震動紀錄，計算出相對於參考岩盤的地表加速度峰值預估值的場址放大倍率，以及其與參考岩盤之地表加速度峰值預估值(PGA760)的關係，其中參考岩盤定義為 Vs30 等於 760m/s 的場址條件，而上圖與下圖分別呈現水平與垂直地震動的分析結果。由該分析結果可以發現台灣的垂直地震動資料存在顯著的非線性場址效應。



圖一 Vs30 介於 120 至 200m/s 測站相對於參考岩盤之地表加速度峰值預估值的場址放大倍率，及其與參考岩盤之地表加速度峰值預估值(PGA760)的關係圖，上下圖分別呈現水平與垂直向的分析結果。

由於一直以來垂直地震動被認為主要由 P 波主控，而 P 波的傳遞並不會讓土層產生顯著的遲滯消能行為，且上述發現與

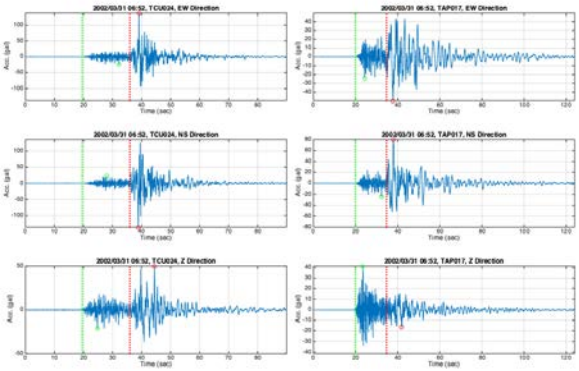
國外的研究結果[1~4]並不相符，因此有必要進一步深入的探討台灣垂直向地震動非線性場址效應其發生的可能原因。接著本研究將彙整地震動紀錄的到時以及峰值發生時間的資訊，釐清引致垂直地表與結構垂直振動的主控震波類型，探討引致垂直地震動強度之非線性場址效應的原因。



圖二 本研究彙整具 P 波與 S 波到時資訊之紀錄的規模與距離分佈圖，其中藍色與紅色標記呈現垂直地表加速度峰值分別由 S 波與 P 波主控的紀錄。

四、主控地震波紀錄佔比分析

本研究以人工檢視波型的方式，挑選地震動觀測紀錄的 P 波與 S 波到時，最終完成共計約 3 萬 7 千多筆紀錄的到時挑選，這些紀錄的規模與距離分佈如圖二所示。接著我們以上述記錄，計算其水平與垂直地表加速度峰值發生的時間，藉由比對該發生時間與 S 波的到時，即可將各紀錄的水平與垂直地表加速度峰值分為 S 或 P 波主控，如地表加速度峰值發生於 S 波到時之前，則其地表加速度峰值為 P 波主控，反之則為 S 波主控，其中各紀錄水平地表加速度峰值的發生時間，乃由東西與南北向加速度歷時向量合的最大值發生時間來代表。圖三以 2002/03/31 地震 TCU024 與 TAP017 測站的觀測地震動三軸向加速度歷時為例，呈現垂直地表加速度峰值分別由 P 波與 S 波主控的情況，其中 TCU024 測站的垂直地表加速度峰值由 S 波主控，TAP017 測站的垂直地表加速度峰值則由 P 波主控，而這兩個測站的觀測水平地表加速度峰值則皆由 S 波主控。



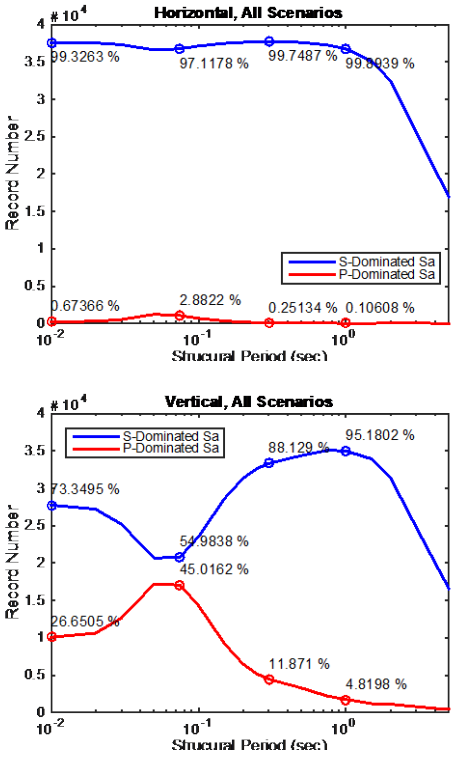
圖三 2002/03/31 地震中(a) TCU024 與(b) TAP017 測站的觀測地震動三軸向加速度歷時，其中 TCU024 測站垂直地表加速度峰值由 S 波主控，TAP017 測站垂直地表加速度峰值由 P 波主控

以垂直地表加速度為例，比對各紀錄的垂直地表加速峰值發生時間與 S 波到時資訊後，統計由 S 波主控的紀錄共計 27830 筆，而由 P 波主控的紀錄共計 10058 筆，僅佔 26.55%，顯見大部分紀錄的垂直地表加速度峰值發生於 S 波抵達之後，此發現說明了台灣垂直地震動主要仍由 S 波主控，與過去大部分的研究提及之垂直地震動由 P 波主控的假定並不一致。

圖二的藍色與紅色標記分別呈現垂直地表加速度峰值由 S 波與 P 波主控的紀錄其規模與距離的資訊。由該圖可以發現，集集地震中(規模 7.6)距離斷層破裂面 40 公里內的測站其垂直地表加速度峰值皆由 S 波主控，此可能肇因於其乃由逆衝斷層活動引發大規模之地震所導致，其他中小規模地震的近距離測站則無此現象，因此目前尚無法推論中小規模地震之垂直地表加速度峰值由 P 波或 S 波主控的時機。

除了地表加速度峰值的發生時間之外，我們也分析了不同週期結構加速度反應的峰值發生時間，也就是譜加速度值的發生時間，如發生於 S 波到達之前，則其譜加速度值由 P 波主控，反之則由 S 波主控。為了進行基線校正，各紀錄皆有高通濾波

器來進行濾波，因此本研究僅採用結構之頻率高於高通濾波器之切割頻率 1.25 倍的紀錄來計算譜加速度值發生的時間。



圖四 不同週期單自由度結構加速度反應分由 S 波主控(藍線)與 P 波主控(紅線)的紀錄數量與佔比分析。上下圖分別呈現結構水平與垂直加速度反應的分析結果。

圖四為不同週期單自由度結構加速度反應，分別由 S 波主控與 P 波主控的紀錄數量與其佔比分析。其中上下圖分別呈現結構水平與垂直加速度反應的分析結果。由該分析結果可以發現，水平譜加速度值幾乎皆由 S 波主控，而垂直譜加速度取決於結構週期，但大部分垂直譜加速度值仍由 S 波主控，佔比皆超過 50%。其中週期 0.05 秒至 0.075 秒的垂直譜加速度為 P 波主控的比例最高，而長週期垂直譜加速度則主要由 S 波主控，此可能肇因於 S 波的主要頻率內涵較 P 波來得低所引致。

五、結論與展望

上述分析結果說明了台灣垂直地震動主要由 S 波主控而非 P 波，提供了垂直向地震動會產生與水平向地震動程度一致之非線性場址效應的可能原因。未來將針對 P 波段與 S 波段的水平與垂直地震動強度分別進行分析，以進一步確認非線性場址效應僅存在於 S 波段的地震動強度。

參考文獻

1. Stewart, J.P., Boore, D.M., Seyhan, E., Atkinson, G.M. (2016). NGA-West2 Equations for Predicting Vertical-Component PGA, PGV, and 5%-Damped PSA from Shallow Crustal Earthquakes. *Earthquake Spectra*; 32(2):1005-1031.
2. Bozorgnia, Y., Campbell, K.W. (2016). Vertical Ground Motion Model for PGA, PGV, and Linear Response Spectra Using the NGA-West2 Database. *Earthquake Spectra*; 32(2):979-1004.
3. Gülerce, Z., Kamai, R., Abrahamson, N.A., Silva, W.J. (2017). Ground Motion Prediction Equations for the Vertical Ground Motion Component Based on the NGA-W2 Database. *Earthquake Spectra*; 33(2):499-528.
4. Pacific Earthquake Engineering Research Center (2013). NGA-West2 Ground Motion Prediction Equations for Vertical Ground Motions. PEER Report No. 2013/24.
5. 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 (National Center for Research on Earthquake Engineering) Report, No. NCREE-19-003.

時間相依之近斷層地震潛勢微分區研究

張毓文[1]　張志偉[2]　劉勛仁[3]　簡文郁[4]

摘 要

活動斷層的古地震調查成果經過研究顯示，地震發生之特徵應屬於時間相依之機率模型。因此，描述地震發生機率隨時間變化，則時間相依模型必須是地震危害度評估中不確定性的一部分。等效柏松比(EPR)是表示，時間相依的發生機率與時間無關發發生機率間有效條件機率比，該比值可直接應用於現階段的地震危害度分析流程中。本研究以未來 50 年（T_p）中的條件下，評估斷層未來可能的發生機率，將考慮不同變異係數的更新模型，並針對台灣 25 個主要斷層區發展近斷層地震潛勢微分區圖。

關鍵詞：地震危害度分析、時間相依機率、等效柏松比、活動斷層

一、前言

根據機率式地震危害度分析(probabilistic seismic hazard analysis, PSHA)的原則，分析中必須使用技術上可定義的斷層行為模型，其中最常用於描述地震發生的模型，即為泊松過程。其主要考慮到地震的發生在特定期間內，在時間上是隨機的，屬於無記憶之假設，即每次事件的時間、大小和位置是獨立的。

實際上，越來越多的證據表明，與斷層震源相關的地震發生行為，是遵循時間相依的模型。根據觀察，在單一斷層（或斷層系統)上發生的重複破裂事件的期間，一些特徵在長時間尺度上是近似一致;但，地震發生行為的破裂特徵與泊松過程所使用的假設不符。主要為使用之模型需能正確考慮由多段破裂引起的發生率的時變性，即為這些破裂因斷層相互作用，而由一個事件至另一個事件所發生之機率變化。

大地震的發生率構成了地震危險度評估的基礎，而應力累積引發驅動地震發生的概念，促使了地震發生與時間相依的條件機率計算。美國地質調查局加州地震機率研究工作(WGCEP, 2003)針對主要灣區斷層考慮時間相依機率模型，對舊金山灣地區進行時間相依的危害度分析，其使用來自活動斷層分段的歷史地震資料庫，計算未來 30 年舊金山灣地區斷層的發生機率。

地震發生機率隨時間變化的概念主要適用於特定斷層的震源。PSHA 中對於地震發生主要採用泊松模型，以致於目前的此類的程式均以泊松模型為主。由於地震的發生須與時間有關，因此，如何在既有的 PSHA 計算程式中考慮時間相依地震發生，是一個挑戰。等效柏松比(Equivalent Poisson Ratio，EPR)對斷層地震隨時間發生的機率，以等效的時間相依發生率對應時間無關發生機率的相對調整值。此 EPR 即可直接應用於既有的地震危害度分析程式中。主要影響時間相依之地震危害度的參數，包括地震復發間隔和機率模型之變異係數(CV)。

二、斷層模型

活動斷層被定義為在最近的時期內反

[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研究員

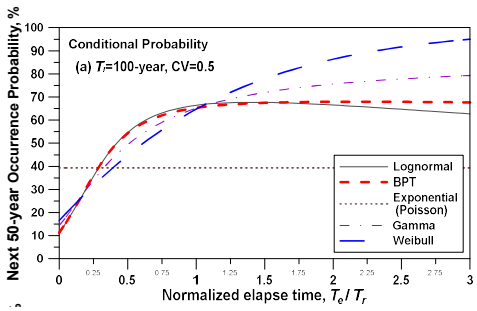
覆錯動並有可能在未來特定期間內引發地震的斷層。台灣中央地質調查所(CGS)從1997 年開始活動斷層研究項目，直到2010 年，林啟文等人(2012)公佈台灣 33 條活動斷層位置，該研究收集了斷層的相關地震、地質和地球物理數據，以開發 CGS 版本的數據庫。除此，徐澔德等人(2016)發表 38 條陸上活動地震構造，該模型結合了來自現有活動斷層資訊和台灣的三維地震結構圖。本研究，總結中央地調所(林啟文等人，2012)與徐澔德等人(2016)之活動斷層參數，建立 26 條活動斷層的幾何和活動參數，並進行未來發生機率之計算。與時間無關的地震發生行為描述僅需給定特徵規模的平均復發間隔(T_r)，本研究考慮了時間相依的地震機率模型，則需考慮自上次地震以來經過的時間(T_e)。本研究使用替代模型將時間相依發生機率合併到 PSHA 中，以說明從當前時間到結構壽命期間，活動斷層破裂隨時間變化的特徵。未來特定時間(T_p)中的條件機率，將被考慮至與時間相依機率模型中，並考慮其變異係數之影響。

三、T_p 年下的條件機率模型

以 $f(\xi)$表示斷層破裂機率密度函數，如果時間相依的活動斷層發生地震前的經過時間給定為 T_e，則危害度分析的考量將可考慮至未來 T_p 年地震發生機率的估計。對於多數結構，耐震設計是根據結構壽命估算的。在這種情況下，T_p 被設置為結構壽命，並且可以使用工程可靠性理論來估計由活動斷層引起的地震危險性。給定斷層在$[0, T_e]$期間存活的條件，在$[T_e, T_e+T_p]$期間引起斷層破裂的機率稱為後驗失效機率（或複發機率）：

$$P_{cod} = Q_c(T_e + T_p | T_e) = \frac{Q_c[T_e + T_p, T_e]}{Q_c[T_e]} = \frac{\int_{T_e}^{T_e+T_p} f(\xi)\cdot d\xi}{\int_{T_e}^{\infty} f(\xi)\cdot d\xi} \quad (1)$$

機率 $Q_c(T_e + T_p|T_e)$表示未來時間內地震發生的條件機率(P_{cod})。 圖一為採用五種機率密度函數考慮 T_p = 50 年條件機率下，未來地震發生機率的比較。圖中結果顯示，當 CV 較大時，時間相依的條件機率模型結果將接近泊松模型。



圖一 五種機率密度函數考慮 T_p = 50 年條件機率下，未來地震發生機率的比較，其中所有模型之地震平均復發間隔(T_r)為 100 年，變異係數 CV = 0.5。

四、時間相依條件機率模型之變異係數之敏感度

實際上，多數斷層無法提供足夠古地震調查資料，且時間相依機率模型需適當地考慮了由多段破裂引起的發生率的可變性，因為這些破裂可能因斷層相互作用而在不同事件之間發生變化。此變化將可由時間相依的發生機率模型考慮不同變異係數所涵蓋。時間相依發生機率將取決於條件機率模型中所使用變異係數。

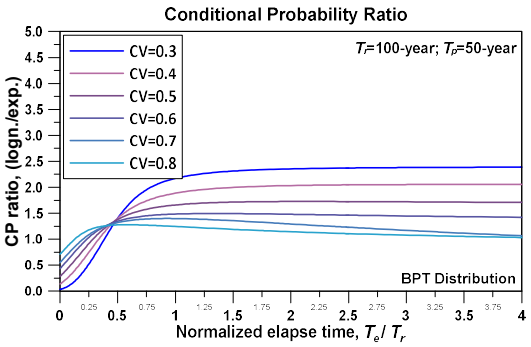
變異性與地震平均重複間隔一樣，無法獲得最佳估計，但可以從國際上之參考資料中採用可信的範圍：

- 在台灣，從車籠埔斷層的高質量古地震調查資料，可估計可信度高的變異係數 CV=0.35。其屬於逆斷層。
- 位於美國西部的加利福尼亞走滑斷層被觀測高品質的古地震資料，其 CV 值在 0.5 和 0.8 之間。其他品質較低的活動斷層調查結果呈現 CV < 0.5(PG&E, 2015)。
- WGCEP (1995) 假設舊金山灣地區最活躍的斷層段的條件機率具有更大的 CV 為 0.5 ± 0.2。

總結上述研究，保守的 CV = 0.5 是對

地震發生行為資訊有限的活動斷層的可用值。同樣地，對於位置明確的活動斷層，但活動特徵不明確，其 CV 採用 0.7-0.8 是可以被接受的。台灣大部分斷層的位置和幾何形狀乃根據地質證據確定，但缺乏活動的信息，例如重現間隔和最後一次事件。因此，本研究分別考慮 CV 值為 0.5 和 0.7，以涵蓋分析之不確定性。

圖二為布朗通道時間 (Brownian Passage Time, BPT) (Matthews et al., 2002) 分佈的條件機率和 CV 值從 0.3 到 0.8 變化。由分析結果了解，對應於平均重複間隔的時間相依模型和時間無關模型間條件機率的比值，隨著 CV 值的增加而降低。正如危險函數所預期的那樣，在前一次地震發生後，初始條件機率比幾乎為零；然後隨著時間的推移，條件機率比隨著 CV 值的增加而增加。



圖二　CV = 0.3 到 0.8 的 BPT 分佈的條件機率比值之變化，分析為 T_p=50 年的地震條件機率。

五、等效柏松比(EPR)

由於泊松模型用於與時間無關的地震危害計算，未來 T_p 年內地震發生的時間相依性的使用可於增加(或原則上可以降低)於時間無關地震發生率(相對於斷層滑移率)的因子來實現。這比值被稱為等效柏松比(Equivalent Poisson Ratio, EPR)。這個概念是由美國 DCPP 電廠進行 SSHAC 地震危險性分析所提出(PG&E, 2015)。

將考慮 T_p 年的條件機率 P_{cod} 代入泊松過程，有效泊松發生機率 λ_{eff} (WGCEP, 2003) 可以經由下式計算：

$$\lambda_{eff} = -\ln(1 - P_{cond}) / T_p \qquad (2)$$

EPR 估計值是對產生等效的時間相依條件機率與所需的時間無關發生機率(λ_{pois})的相對調整，其描述為：

$$EPR = \frac{\lambda_{eff}}{\lambda_{pois}} \qquad (3)$$

為了包括時間相依發生機率模型的可能性，EPR 是地震危害度計算中斷層的滑移率的倍數。

本研究根據每條斷層的複發間隔和 CV 值，可以計算每條斷層在不同條件下的 EPR 值。本研究對於未來 T_p 年的斷層發生的行為，同時考慮時間相依發生模型與時間無關的發生模型，其中條件機率的估算同時考慮對數常態機率模型以及布朗通道時間機率模型，並分別考慮 CV 為 0.5 及 0.7。分析上各參數的組合均採用等權重，惟地震發生行為中時間相依模型採用權重為 0.8，時間無關模型採用 0.2。

六、考慮時變模型之地震潛勢圖

根據 PSHA 程序和斷層參數，可以估計 26 個主要斷層的未來 50 年地表加速度(PGA)時變性地震潛勢分布圖，包括 50 年 10%超越機率以及 50 年 2%超越機率，結果如圖三所示。在地震危害度分析中，震源僅考慮 26 個主要斷層，並採用台灣地震動評估模型(GMPEs)(NCREE&TPC, 2019)，假設等權重進行計算。地表下平均剪力速度 V_{S30} 值使用工程岩盤 360 m/sec，並考慮了近斷層效應。本分析並無考慮場址效應。研究地點位於斷層周圍的上盤和下盤，站點到斷層的距離分別為 5km 和 10km。

從未來 50 年時變性之地震潛勢圖中可以看出，斷層的高條件機率導致特定地點的地面運動更大。相反，當斷層的地震矩釋放較快時，在結構壽命期間對工址地震動水平的要求較小。

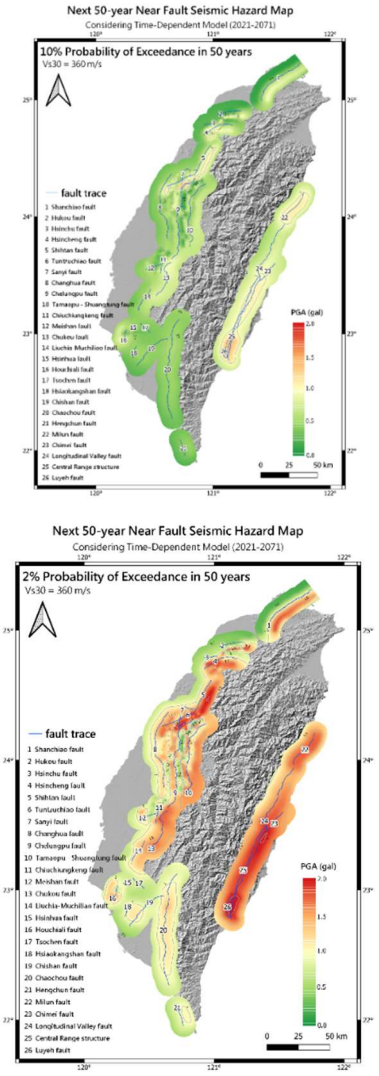
七、結論與展望

考慮到斷層重現間隔的不確定性，滑移率是用來估計不確定性範圍的參數之一。鑑於 PSHA 地震發生的泊松模型的重要性，EPR 估計值是對產生等效的時間相依破裂率所需的時間無關破裂率的相對調整。EPR 方法提供了一個框架，在該框架內估計對缺乏足夠數據進行直接估計的斷層的相對時間依賴性。

因此，考慮到時間相依模型，26 條主要斷層附近的工址未來 50 年時變性地震潛勢分布圖可被建立，包括 50 年大於 10%和 2%的機率。該圖結果顯示，由於上盤效應，位於斷層上盤工址的耐震需求幾乎是下盤工址的兩倍。由於地質環境的原因，台灣地震動評估模型中考慮上盤效應模型更為重要。

參考文獻

1. Matthews, M. V., W. L. Ellsworth, and P. A. Reasenberg (2002). A Brownian model for recurrent earthquakes, Bull. Seismol. Soc. Am. 92.
2. Pacific Gas and Electric Company (PG&E) (2015). Seismic Source Characterization for the Diablo Canyon Power Plant, San Luis Obispo County, California, Report on the results of a SSHAC level 3 study Rev. A. Available online at http://www.pge.com/dcpp-ltsp.
3. 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 from the Taiwan Earthquake Model (TEM) project for seismic hazard analysis of Taiwan, Terr. Atmos. Ocean. Sci. 27(3), 311-323, doi:10.3319/TAO.2015.11.27.02(TEM).
4. Taiwan Power Company and National Center for Research on Earthquake Engineering (2019). “Reevaluation of Probabilistic Seismic Hazard of Nuclear Facilities in Taiwan Using SSHAC Level 3 Methodology – Ground Motion Characterization Technical Report,” Draft Version, Project No.: 027040000101.
5. Working Group on California Earthquake Probabilities (WGCEP) (1995). Seismic hazards in Southern California: probable earthquake, 1994 to 2024, Bull. Seismol. Soc. Am. 85, 379-439.
6. Working Group on California Earthquake Probabilities (WGCEP) (2003). Earthquake Probabilities in the San Francisco Bay Region: 2002-2031. U.S. Geological Survey, Open-File Report 03-214, 234 pp.
7. 林啟文、盧詩丁、陳文山 (2012)，「臺灣活動斷層分布圖 2012 年版說明書」，經濟部中央地質調查所特刊，第 26 號，第 1-30 頁。



圖三 26 條活動斷層考慮時變模型之未來 50 年時變性地震潛勢分布圖(PGA)

由一維速度構造計算台灣地區震源輻射型態資料庫

黃雋彥[1] 林哲民[2] 趙書賢[3]

摘 要

先前國震中心（National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE）主導之台灣地區第三等級資深地震危害度分析委員會（Senior Seismic Hazard Analysis Committee, SSHAC level III, NCREE, 2018），其中之地動特性小組（Ground Motion Characteristic, GMC）曾整理台灣地區之地動資料庫與平坦檔。其主要建立平坦檔之目的為嘗試建立以地動加速度反應譜（Spectral Acceleration, SA）為基礎之地震動模型以預估及應用至地震危害度評估。然而，仍有部分較難量化或資料不足之效應未能加入地動資料庫之考量計算，如傅氏震幅譜 FAS、上盤效應、方向性效應、地動歷時及震源輻射型態等。因此，為持續更新台灣地區之地動資料庫我們則嘗試於 GMC 平坦檔之基礎上加入更多地震動評估所需之資訊並一步一步加入更多應用可能性。本研究首先以理論之震源輻射型態之計算為目標，於三維格點及一維剪力波速條件下運用虛擬轉折波線追跡方法（Um and Thurber, 1987; Koketsu and Sekine, 1998）計算資料庫中台灣地區各記錄之震源輻射型態因子。最終將包含初達波之震源出射角（Takeoff Angle）及剪力波輻射型態因子加入至地動資料庫中，可加值於台灣未來可能發展之地震動模型建置及應用。

關鍵詞：震源輻射型態、地動資料庫、台灣

[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] 國家地震工程研究中心副研究員

一、前言

對於高潛勢斷層進行地震動預估為一重要之議題，傳統上多廣泛於許多地區使用地動預估模式（Ground Motion Prediction Equation, GMPE）以進行預估。研究者們致力於增進 GMPE 之預估精度及運用對於地震物理之理解以建立補充模型並降低其不確定性。然而，仍有部分之物理現象因為缺乏足夠之觀測紀錄以描述造成大多之 GMPE 之自然不確定性（Aleatory Uncertainty）仍高，此些待釐清之現象如上盤效應、方向性效應、地震動歷時與震源輻射型態等。許多地方由於其其地震網及其儀器運行時間限制，導致可能仍缺乏近震源、大規模之地震紀錄以確認上述效應對於地震動模型之影響，故此，大多數之效應仍未能妥善考量至 GMPE 中。本研究則嘗試貢獻部分地動預估模式之進展並著重於量化及大量計算資料庫中各紀錄之理論剪力波震源輻射型態。對於震源輻射型態之基本概念，可由一系列關於斷層走向、傾角、滑移角、震源出射角及震源至測站之相對幾何角度關係組合而成（Aki and Richards, 1980; 2002）。Takemura et al.（2016）曾運用日本 Hi-net 地震網之 13 筆地震之速度向紀錄殘差，以長週期及短週期分開確認剪力波震源輻射型態之頻率相依特性之可能性，其 0.5-1Hz 之殘差結果顯示較明顯隨著空間上測站相對角度之週期性轉折。Kotha et al.（2019）則使用日本地震紀錄之正規化殘差，指出此週期性轉折之趨勢可由短距離走向滑移地震之紀錄所清楚觀測。此外，台灣目前經由 SSHAC 計畫之 GMC 小組，目前已將台灣強震儀計畫（Taiwan strong motion instrumentation program, TSMIP）所收錄，全台灣地區由 1990 年代至 2016 共 44600 筆地震紀錄整理完成，並依據此資料庫完成數個新一代 GMPE 之建置（Chao et al., 2020; Phung et al., 2020a, 2020b）。圖一為資料庫中此些地震紀錄之規模-距離關係圖，其規模範圍由 Mw 2.2 至 7.6、斷層破裂距離則由小於 100 公尺至大於 500 公里之範圍，此資料庫提供我們一個很好的機會，基於其提供之基礎去補充一些額外之量化因子，已對於未來發展更精準之 GMPE 進行更佳之貢獻。

二、理論剪力波輻射型態

Aki and Richards (1980; 2002)曾指出強震之震幅於空間上將呈現葉子的形狀（圖二），其與斷層走向方向相關並容易於純走向滑移斷層之地動紀錄清楚觀測。而由於大多地動觀測為建置於地表之強震測站所以其地理曲率之關係需一並考量，以於三維空間內擷取震源輻射型態之四葉形狀，由以下相關之角度可計算，包括斷層走向 ϕ_s、傾角 δ，滑移角 λ，出射角 i_ξ、震源至測站之角度 ϕ 等，公式如：

$$\begin{aligned}\mathcal{F}^{SV} &= \left[(\boldsymbol{\gamma}\cdot\boldsymbol{\nu})(\dot{\bar{\mathbf{u}}}\cdot\hat{\mathbf{p}}) + (\boldsymbol{\gamma}\cdot\dot{\bar{\mathbf{u}}})(\boldsymbol{\nu}\cdot\hat{\mathbf{p}})\right]/\dot{\bar{u}} \\ &= \sin\lambda\cos 2\delta\cos 2i_\xi\sin(\phi-\phi_s) - \cos\lambda\cos\delta\cos 2i_\xi\cos(\phi-\phi_s) \\ &\quad + \tfrac{1}{2}\cos\lambda\sin\delta\sin 2i_\xi\sin 2(\phi-\phi_s) \\ &\quad - \tfrac{1}{2}\sin\lambda\sin 2\delta\sin 2i_\xi(1+\sin^2(\phi-\phi_s)), \qquad (1)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mathcal{F}^{SH} &= \left[(\boldsymbol{\gamma}\cdot\boldsymbol{\nu})(\dot{\bar{\mathbf{u}}}\cdot\hat{\boldsymbol{\phi}}) + (\boldsymbol{\gamma}\cdot\dot{\bar{\mathbf{u}}})(\boldsymbol{\nu}\cdot\hat{\boldsymbol{\phi}})\right]/\dot{\bar{u}} \\ &= \cos\lambda\cos\delta\cos i_\xi\sin(\phi-\phi_s) + \cos\lambda\sin\delta\sin i_\xi\cos 2(\phi-\phi_s) \\ &\quad + \sin\lambda\cos 2\delta\cos i_\xi\cos(\phi-\phi_s) \\ &\quad - \tfrac{1}{2}\sin\lambda\sin 2\delta\sin i_\xi\sin 2(\phi-\phi_s). \qquad (2)\end{aligned}$$

其為由遠域位移相符之輻射型態因子。所以，為了求得震源初達波之出射角 i_ξ，本研究使用虛擬轉折波線追跡法（Um and Thurber, 1987; Koketsu and Sekine, 1998），於三維格點及一維速度構造中取得初達波線之理論 Fs 並引入至地動資料庫中。本研究使用之一維速度構造為根據台灣中央氣象局之結果（表一，Chen and Shin, 1998）。

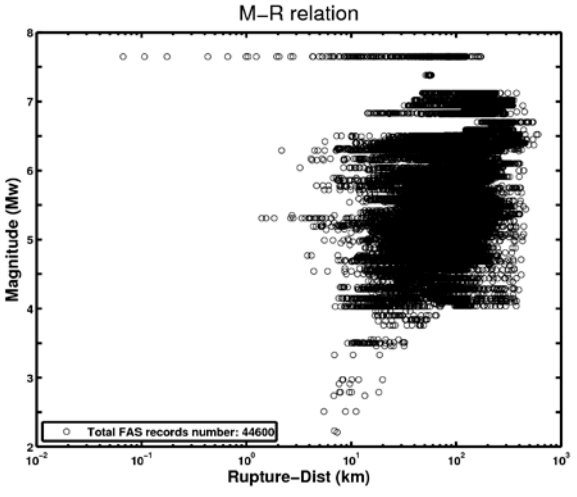
三、結果與結論

圖四為所計算之初達波線及其相對應之剪力波輻射型態因子之範例，理論之輻射型態其震源能量由 0 至 1 所代表，代表由雙力耦（Double-Couple）之斷層破裂所產生對於不同相對位置及方向所造成之能量差異，由於輻射型態為位於地底三維之趨勢，卻通常僅能由地表測站所觀測，所以若斷層傾角非接近垂直地表，則大多數

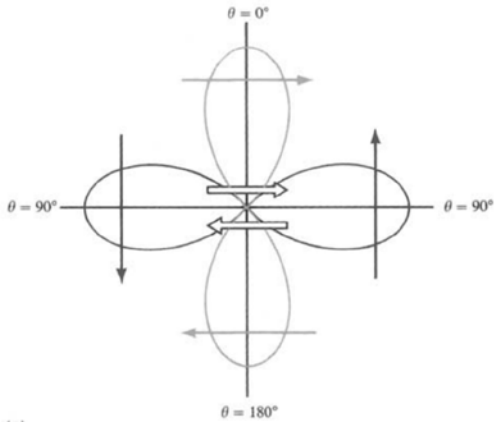
表一 本研究所使用於虛擬轉折波線追跡法之一維剪力波速構造模型（Chen and Shin, 1998）

thick	depth	Vp (km/sec)	dVp (km/sec)	Vs (km/sec)	dVs (km/sec)
2	0 - 2	3.48	-0.013	1.96	-0.017
2	2 - 4	4.48	-0.013	2.62	0.006
5	4 - 9	5.25	0.020	3.03	0.014
4	9 - 13	5.83	0.014	3.35	0.003
4	13- 17	6.21	0.003	3.61	0.000
8	17- 25	6.41	0.004	3.71	0.001
5	25- 30	6.83	0.012	3.95	0.007
5	30- 35	7.29	0.007	4.21	-0.008
15	35- 50	7.77	0.015	4.49	-0.008
20	50- 70	8.05	0.001	4.68	0.000
20	70- 90	8.16	0.00.	4.72	0.002
20	90- 110	8.34	0.002	4.79	-0.007
30	110-140	8.35	0.020	4.80	0.004
30	140-170	8.20	-0.013	4.74	-0.009
30	170-200	8.40	-0.003	4.86	-0.001
40	200-240	8.51	0.003	4.92	0.008
half space	240-	8.70	0.000	5.49	0.000

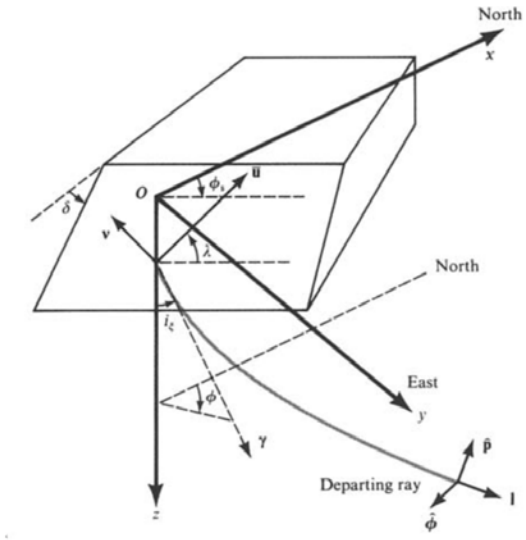
無法觀測到四葉形狀之特徵（圖四（a）、（d））。因此，本研究即將總數分別為 24416、2811、3974 及 10665 筆紀錄之淺地殼、深地殼、隱沒帶邊界及隱沒地殼中之資料庫內之地震，皆計算完成其剪力波震源輻射型態因子，供未來相關需求使用。



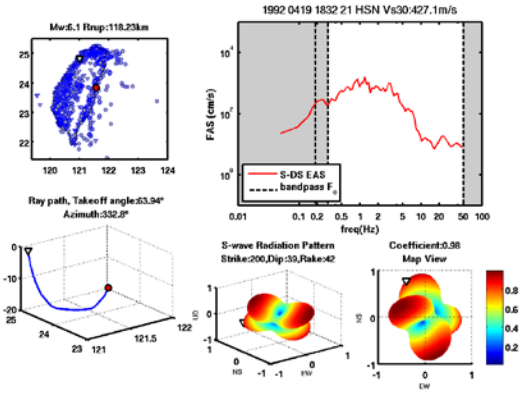
圖一 GMC 資料庫中地震紀錄之規模-距離關係（NCREE, 2018）



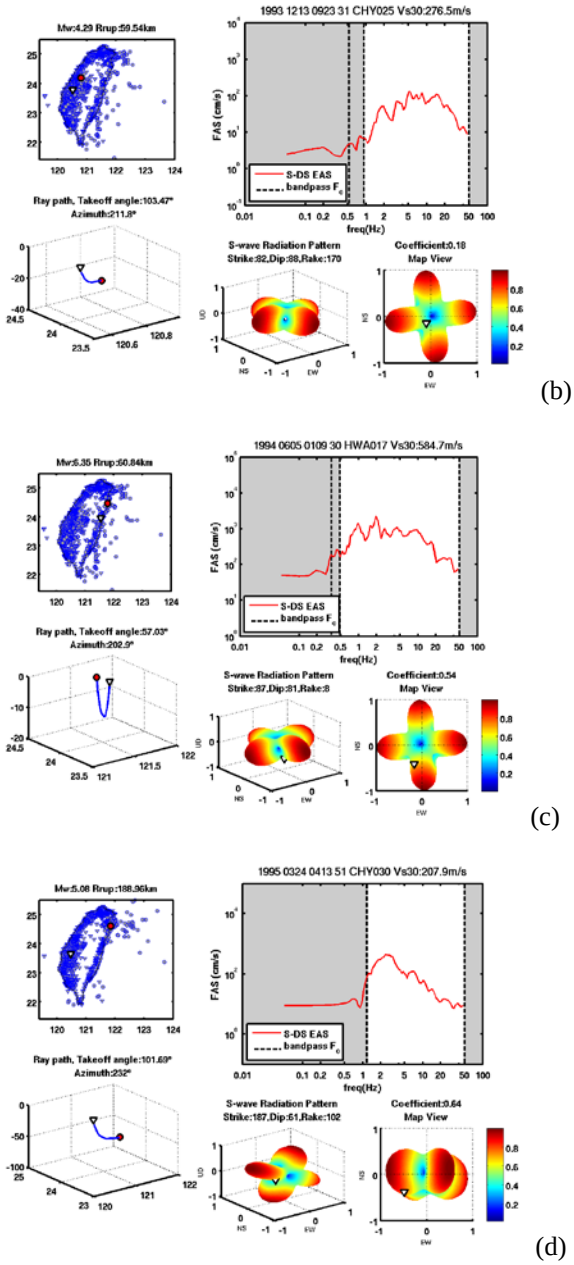
圖二 由雙力耦斷層破裂機制產生於切向（Transverse Component）方向位移向理論剪力波輻射型態（Aki and Richards, 2002）



圖三 由卡氏（Cartesian Coordinates, x, y, z）座標定義各 P、SV、SH 波輻射型態之相關角度（Aki and Richards, 2002）



(a)



圖四 由波線追跡計算得之輻射型態及其測站、震源對之範例示意圖。(a) 1992 年規模 Mw 6.3 地震、(b)1993 年規模 Mw 4.3 地震、(c)1994 年規模 Mw 6.3 地震及(d) 1995 年規模 Mw5.1 地震。白色三角為所對應使用之強震測站位置、紅色圓圈為震源位置、藍色三角形為資料庫中所有測站之位置圖、藍色曲線為初達波波線、色階代表主要之剪力波輻射型態於地底三維之能量分佈情形，共包含兩個檢視角度。

參考文獻

1. Aki, K. and Richards, P. G. (1980). "Quantitative seismology. University Science Books, Freeman, San Francisco.
2. Aki, K. and Richards, P. G. (2002). "Quantitative seismology- second edition", University science books, Mill Valley, California.
3. Chao, S. H., Chiou, B., Hsu, C. C. and Lin, P. S. (2020). "A horizontal ground motion model for crustal and subduction earthquakes in Taiwan", *Earthq. Spectra* 36, (2), 463–506.
4. Chen, Y.L. and Shin, T. C. (1998), "Study on the earthquake location of 3-d velocity structure in the taiwan area", *Meteorological Bulletin* 42(2), 135-169. (in Chinese with English abstract)
5. Koketsu, K. and Sekine, S. (1998), "Pseudo-bending method for three-dimensional seismic ray tracing in a spherical earth with discontinuities", *Geophys. J. Int.* 132, 339-346.
6. Kotha, S. R., Cotton, F. and Bindi, D. (2019), "Empirical models of shear-wave radiation pattern derived from large datasets of ground-shaking observations", *Scientific reports* 9, 981.
7. National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE), (2018). Web page for reevaluation of probabilistic seismic hazard of nuclear facilities in Taiwan using SSHAC level 3 methodology project, available at http://sshac.ncree.org.tw.
8. Phung, B. V., Loh, C. H., Chao, S. H. and Abrahamson, N. A. (2020a) "Ground motion prediction equation for Taiwan subduction zone earthquakes", *Earthq. Spectra* 36(3), 1331-1358.
9. Phung, B. V., Loh, C. H., Chao, S. H., Chiou, B. and Huang, B. S. (2020), "Ground motion prediction equation for crustal earthquakes in Taiwan", *Earthq. Spectra* 36(4), 2129-2164
10. Takemura, S., Kobayashi, M. and Yoshimoto K. (2016), "Prediction of maximum P- and S-wave amplitude distributions incorporating frequency- and distance-dependent characteristics of the observed apparent radiation patterns", *Earth, Planets and Space* 68, 166.
11. Um, J. and Thurber, C. (1987), "A fast algorithm for two-point seismic ray tracing", *Bull. Seism. Soc. Am.* 77(3), 972-986.

使用權重克利金法建置台灣地區網格化 Vs30 數值

陳家立[1]　郭俊翔[2,3]　呂學敏[1]

摘 要

EGDT 整理了相當準確可靠的強震站場址參數，但強震站分布不均，無法代表區域特性。本研究使用克利金法建立台灣地區網格化 Vs30。權重克利金法除了考量距離的影響，亦考慮 Vs30 資料來源之可信度，給予不同的資料權重；此方法之優點在於使用克利金時，可以控制讓結果趨向可信度高的資料，更能確保內插結果之可靠性。本研究篩選半徑為 6 公里，選取範圍內資料點並進行內插。為量化評估權重克利金法對於本案例結果之成效，本研究進行 5 次交叉驗證法，分別對每一種 Vs30 實測或估算方法，以程式隨機篩選 5%的資料點，剩餘資料則重新內插，並分析其誤差。統計結果顯示平原地區穩定性高，山區或部分地形變化劇烈的區域則誤差較高。未來若能獲得更多山區的波速資料，可作為控制點提升結果可信度，進而提升地震動預估及工程防災應用之精確性。

關鍵詞：克利金法、近地表 30 公尺平均波速

一、前言

臺灣位於板塊聚合帶，這樣的地體構造背景下，造成地震活動頻繁；而抬昇、風化、侵蝕及構造活動也使臺灣產生許多廣大且深厚的沈積平原及盆地，地震動在這些軟弱地盤內會因場址效應導致震波放大或延長。許多工程地震領域的研究，如地動數值模擬和經驗地動模型，或實際工程應用時，亦會加入場址效應參數，才能更精確的推估各地真實的受震反應情形。而 Vs30(地表下 30 公尺內之平均波速)，為工程界所採用的重要場址效應參數。

自西元 2000 年起，國家地震工程研究中心與中央氣象局共同執行自由場強震測站(TSMIP)鑽探計畫，並整理 Vs30 結果於強震測站工程地質資料庫(EGDT)。平均距離為 5 公里的鑽探結果(Wang and Kuo, 2006; Lin et al., 2017)，僅可得到該測站底下的場址特性，但對於區域性的場址特性仍無法掌握。即便陸續有學者使用其他方法進行 Vs30 的預估(Liu et al., 2015; Lin et al., 2018)，但仍屬於單一測站範疇，在後續地震危害度評估的應用上還是無法被直接使用。

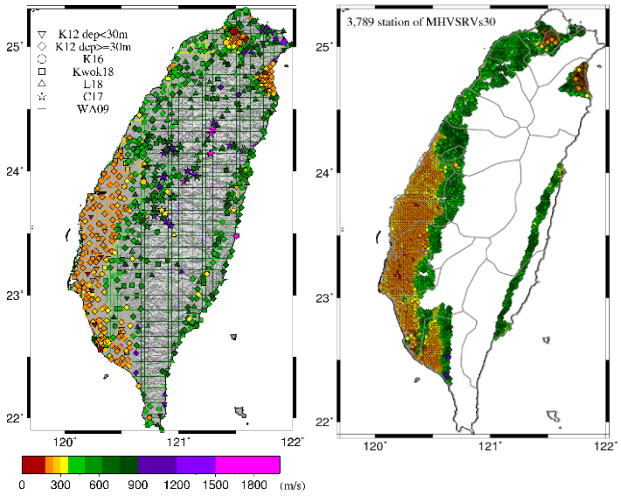
本研究團隊使用地理統計方法，嘗試利用現有的 Vs30 資料建立可靠網格化數值。地理統計方法以二階定常性與本質假設作為基礎假設，區域變數之期望值與變異數只與距離相關。Vs30 數值求取之物理方式或估算法，有各自的不確定性，故本研究團隊量化各種 Vs30 資料來源的權重並修改克利金法，估算網格數值時，同時考量距離及資料來源的權重，期許能得到貼近真實的網格化數值，並讓使用者有效率且直觀的運用方式。

為了驗證網格化 Vs30 計算公式之正確性，將初步輸出結果與其他軟體內插結果比對，結果顯示趨勢皆有一定相似度。理論變異數模式的選擇合適與否非常的主觀，故本研究亦納入交叉驗證，即移除部分 Vs30 資料並重新內插，最後以估算值與實測值進行誤差分析。

[1] 國家地震工程研究中心專案佐理研究員
[2] 國家地震工程研究中心兼任研究員
[3] 國立中央大學助理教授

二、Vs30 資料說明

EGDT 提供了相當豐富的 Vs30 資料，包含除鑽探結果以外，亦提供其他 Vs30 估算法(Kwok et al. 2018; 林等人，2018)，資料合計共約為 800 站。TSMIP 設置地點為人口聚集處的都會區，及地震災害潛能較高的斷層區域，選擇站址大多落在平原區，於山區仍存在大量資料空白區。為此，本研究加入(1)中部山區估算結果(C17)及(2)基於坡度估算的全球結果(AW09)，以彌補 Vs30 資料點不足的區域。(3)陳俊德等人（2020）基於高密度微地動量測結果所反演之結果(HVSR)，亦為本研究納入使用，以提高資料控制點之密度(圖一)。



圖一本研究使用之 Vs30 資料點分布，左圖為 EGDT、C17 及 AW09 的資料，右圖為陳俊德等人利用微地動量測結果反演之 Vs30 點位分布圖。

三、權重克利金法

地理統計主要以少量的樣本資料，推估完整的空間分布，其中普通克利金為地理統計最常使用的方法，此方法已被廣泛應用於各領域之空間資料分析，如水文、氣象等。克利金法的核心概念為半變異數函數，通常會先以觀測資料之觀測值，以適合的間距統計經驗半變異數，理論半變異數模型為距離相關函數，透過參數調整，可建立足以代表經驗半變異數的模型。

本研究以估算網格點為中心，搜尋半徑 6 km 之觀測資料，以估算點與觀測點相互的距離，代入半變異數模型求得變異性，透過矩陣反解求得各觀測點對於估算點的距離權重，即可估算 Vs30 數值。由於本研究使用之 Vs30 資料並非源自同種方式，克利金法僅考量到距離的影響，故本研究參考郭俊翔等人(2017)及 Ancheta et al. (2013)採用量測式與估算式 Vs30 計算之誤差統計結果，並修改 Seyhan et al. (2014)之方法計算資料權重，依照不同資料來源給予不同資料權重(表一)。

表一 Vs30 資料來源權重表，MA 為 Micro tremor array。μ 為中位數，σ 則為標準差。

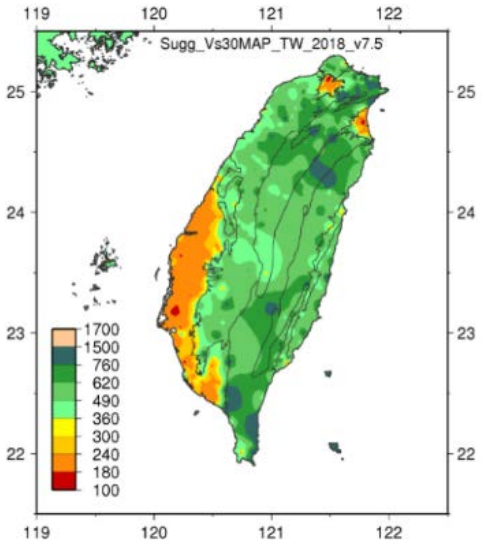
Method	μ	σ	Weight
drilling	0.02	0.06	15.81
MA	-0.03	0.15	6.54
Kwok18	-0.02	0.3	3.33
L18	-0.13	0.31	2.97
C17	-0.1	0.16	5.37
WA09	0.01	0.36	2.78
MHVSRV	-0.06	0.2	4.79

四、初步檢驗結果

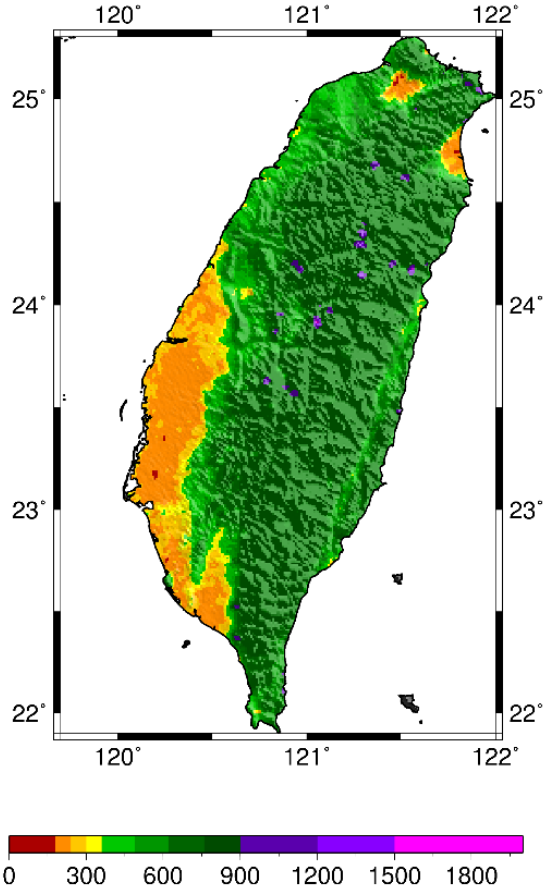
本研究自行發展程式以實現權重克利金法，為確保本研究輸出結果之正確性，與 GMT 內插指令結果對比，趨勢大致符合(圖二、圖三)。為量化半變異數模型的差異，以觀測值與網格估算值統計其誤差、標準差等數據。統計結果顯示本研究所使用的資料，對於理論半變異數模型不敏銳，不同的理論半變異數模型無法有效的降低最大誤差。誤差較大者之原因是搜索半徑內的 Vs30 數值變化太大，網格過大會造成估算值被平均化，故無法反應真實場址條件變化的情況，故採用 500 公尺×500 公尺作為網格大小，並有效的降低誤差量。

為評估本研究內插結果之優劣性，本研究使用交叉驗證法，從資料庫中移除部分資料點，以其餘資料重新內插。本研究依照不同測量法或估算法，隨機挑選 5%的資料，並繪製交叉驗證之誤差分布圖(圖四、圖五)。結果顯示出平原地區抽取資料對於內插結果無顯著影響，意味著該地區之 Vs30 資料點相當足夠，如高雄至雲嘉南一帶。而少數區域如台中、臺北盆地、花東縱谷、麓山帶等，因位於地形變化或地質變化較劇烈，故 Vs30 資料的差異程度也較明顯，抽取資料會造成網格估算值有顯著的變化。

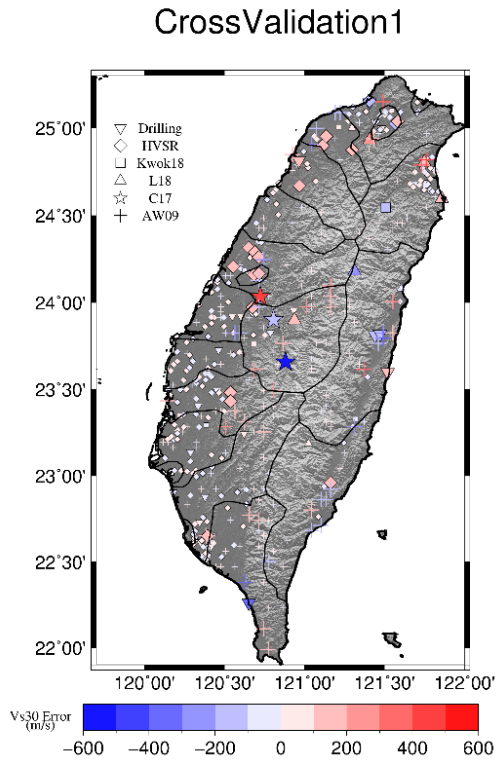
我們統計交叉驗證結果，包含誤差平均值與標準差，由誤差平均值可見(圖六)，誤差最大者為 C17 方法。誤差平均值之最高案例(831 m/s)，其移除的資料點為武陵、親愛、燕子口，岩心鑽探結果為板岩、石英、大理岩，估算 Vs30 皆超過 1000 m/s。山區的 Vs30 數值範圍較寬卻分布零星，本研究加入 AW09 作為山區 Vs30 不足的解決方案，但 AW09 山區最高值為 900 m/s，明顯與現實狀況不符。故抽取山區資料點對於內插結果影響非常顯著。誤差超過±200 m/s 的地點多位在山區(圖四、圖五)。均方根標準差(Mean Square Standard Error，MSSE)的結果也顯示，抽取 C17 或 L18 對內插結果的影響依然最顯著(圖七)。



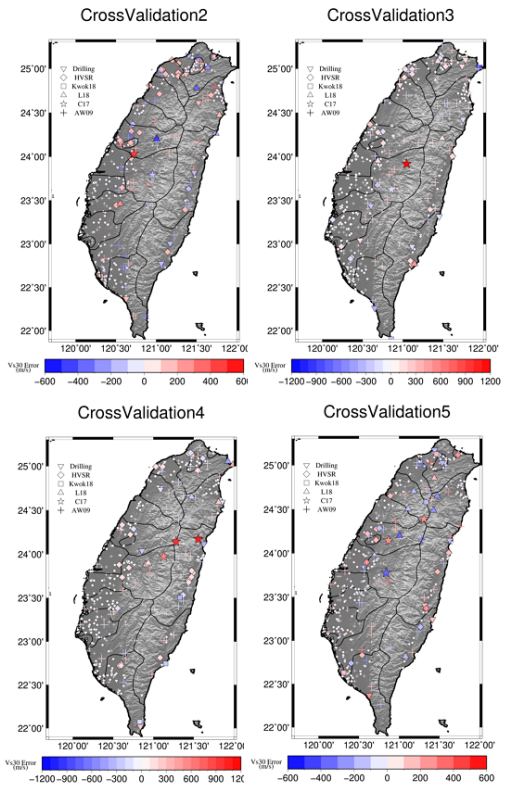
圖二 擷取至 EGDT(以 GMT 內建內插指令繪圖)



圖三 本研究輸出結果圖。



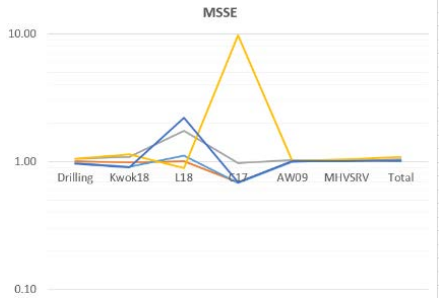
圖四 交叉驗證之誤差分布圖，此為驗證 1。



圖五 交叉驗證之誤差分布圖，為其他 4 次驗證結果。



圖六 5 次交叉驗證之平均誤差統計圖，不同顏色為不同次測試結果。C17 與 L18 有較大的誤差。



圖七 5 次交叉驗證之 MSSE 統計圖。C17 與 L18 依然擁有較大的誤差。

四、結論與展望

我們的測試結果顯示，本研究整合目前現有的 Vs30 資料，能獲得 500 公尺×500 公尺的 Vs30 網格化結果，都會區為交叉驗證結果穩定的區域，對於數值變化較大的區域，也透過資料來源的可信度，給予資料權重做為控制。山區 Vs30 資料目前僅能使用 AW09 作為解決方案，C17 共 14 站超過 900 m/s，最高可到 1941 m/s，日後若有更多的山區資料，可考慮加入做為控制點，以提升結果可信度。

參考文獻

Allen, T. I., & Wald, D. J. (2009). On the use of high-resolution topographic data as a proxy for seismic site conditions (VS 30). Bulletin of the Seismological Society of America, 99(2A), 935-943.

Ancheta, T. D. , Darragh, R. B. , Stewart, J. P. , Seyhan, E. , Silva, W. J. , Chiou, B. S.-J. , Wooddell, K. E. , Graves, R. W. , Kottke, A. R. , Boore, D. M. , Kishida, T. , and Donahue, J. L. , 2013. PEER NGA-West2 Database, PEER Report No. 2013/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 134 pp.

Kwok, O. L. A., J. P. Stewart, D. Y. Kwak, and P. L. Sun (2018). Taiwan-Specific Model for V S30 Prediction Considering Between-Proxy Correlation. Earthquake Spectra

Liu, K. S., & Tsai, Y. B. (2015). A Refined Vs30 Map for Taiwan Based on Ground Motion Attenuation Relationships. Terrestrial, Atmospheric & Oceanic Sciences, 26(6).

Seyhan, E., and Stewart, J. P., 2014. Semi-empirical nonlinear site amplification from NGA-West2 data and simulations, Earthquake Spectra 30, 1241–1256.

Thompson, E. M., & Wald, D. J. (2012, September). Developing VS30 site-condition maps by combining observations with geologic and topographic constraints. In The 15th World Conference on Earthquake Engineering: September (pp. 24-28).

林哲民、郭俊翔、黃雋彥、謝宏灝、思敬章、溫國樑，“臺灣 TSMIP 強震站之淺層剪力波速度構造研究”, NCREE-18-019, 2018, 141 頁。

陳家立、郭俊翔、陳棋炫、林燕初、謝宏灝（2017），“估算台灣中部山區淺部地層之速度構造”，中華民國地球物理學會與中華民國地質學會 106 年會暨學術研討會，S4-P-185，台南，台灣。

陳俊德、郭俊翔、林哲民、黃雋彥、溫國樑(2020)，“使用為地動方法估算全臺淺部剪力波速剖面”，中華民國第 15 屆結構工程暨第 5 屆地震工程研討會，台南，台灣，9 月 2 日至 4 日。

郭俊翔、林哲民、章順強、溫國樑、謝宏灝 (2017)。臺灣強震測站場址資料庫，國家地震工程研究中心，NCREE-17-004，共 80 頁。

有效降低層間位移角集中之強脊系統的勁度配置

林瑞良[1]　郭銘桂[2]　蔡克銓[3]

摘 要

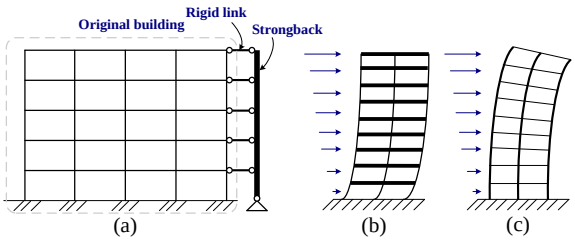
本研究探討強脊系統（strongback system）的勁度配置，以有效降低建築物受地震力作用下層間位移角集中的現象。本研究首先發展出簡化模型以模擬含強脊系統之建築物，該簡化模型可以模擬各種變形型式的強脊系統與標的建築，並且標的建築可以具有任意的樓層高度、質量、與勁度的分布。藉由此一簡化模型，進行強脊系統與各種不同樓高與變形型式的標的建築二者勁度比的參數研究。在參數研究中，考量之建築具有均勻的樓層質量與勁度分布，而非其它特定型式的質量與勁度的分布。

關鍵詞：強脊系統、層間位移角、廣義建築模型

一、前言

過大的層間位移角集中於單一或少數樓層會有建築物過早產生破壞的風險，可能的結果是整棟建築崩塌、或是少數樓層發生類似鬆餅般的壓垮，而這些型式的建築破壞通常是在地震事件中造成主要傷亡的原因。因此，已經有許多研究提出創新的結構設計流程，以使得層間位移角在沿樓高方向上能夠達到一致性或最佳化的結果(Moghaddam et al. 2005, Lin et al. 2019a)。另一方面，使用強脊系統(圖一 a)，其作用如同一個相對較硬的脊柱來拘束標的建築的變形，已經被證實為降低層間位移角集中的有效方法之一(Lai and Mahin 2015, Qu et al. 2012)。雖然一個端部為鉸接的強脊系統自身可能是一個不穩定的結構，但是當以剛性連桿連接強脊系統與標的建築後的合成系統則是一個穩定的結構(圖一 a)。此種強脊系統的配置方式在過去相關的研究中已經被廣泛地討論(Qu et al. 2014, Qu et al. 2012)。

上述關於強脊系統的研究一致證明了特別是對於具有斜撐的低矮建築與中等樓高的抗彎矩構架，強脊系統在減少建築產生集中破壞的現象上，具有可恃的能力。一般來說，抗彎矩構架的變形近似為剪力型式的變形(圖一 b)，而含牆、斜撐、或抗側力核心的建築的變形較趨近於撓曲型式的變形(圖一 c)。由於不同的變形型式，具有純剪力(或純撓曲) 變形型式的建築，其最大層間位移角比較可能發生於下部(或上部)的樓層(圖一 b 與一 c)。此外，隨著建築高度的增加，高振態效應對於層間位移角分布的影響也隨之增加。因此，本研究主要探討對於具有不同變形型式與樓層數的建築，強脊系統的勁度配置對於降低建築層間位移角集中的影響。雖然圖一 a 示意在概念上強脊系統是一個在標的建築旁的剛性桿，但實務上強脊系統只具有有限的勁度，有其自身的變形。所以，強脊系統自身的變形型式亦是本研究考慮的主要因子之一。



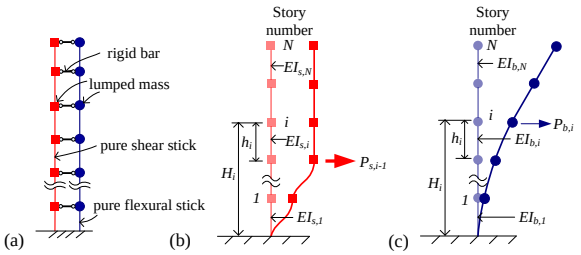
圖一 (a)含強脊系統的建築之示意圖，(b)剪力型式變形的建築與(c)撓曲型式變形

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國立台灣大學土木工程學系研究生
[3] 國立台灣大學土木工程學系教授

的建築之示意圖。

二、簡化數值模型

由懸臂梁模型(Heidebrecht and Smith 1973)演化而來的廣義建築模型(generalized building model, GBM)能夠模擬各種變形型式的建築(Lin et al. 2019a)。與懸臂梁模型相比較，GBM 更適合於模擬各種不同樓層數的建築，以及樓層質量與勁度任意分布的建築。圖二 a 顯示 GBM 是由一支純剪力型式變形的桿件與一支純撓曲型式變形的桿件，藉由剛性桿連接組合而成。圖二 b 與二 c 分別表示純剪力桿與純撓曲桿的變形。本研究進一步發展 GBM 以模擬含強脊系統的建築(圖一 a)，以下將介紹這種稱為 GBMSB(GBM with strongback)的簡化數值模型。



圖二 (a)廣義建築模型，(b)純剪力桿與(c)純撓曲桿在集中側力作用下的變形型式。

GBMSB 由兩個部分所組成，一個是代表標的建築的 GBM，另一個是代表強脊系統(SB)，這兩個部分再藉由軸向剛性桿連接而成(圖三 a)。強脊系統亦是由一支純剪力桿與一支純撓曲桿以軸向剛性桿連接而成，與 GBM 的兩支具有集中質量且端部固定的桿件相比較，強脊系統的兩支桿件沒有質量且端部為鉸接(圖三 a)。因此，GBMSB 的質量矩陣與 GBM 的質量矩陣相同，即是標的建築的對角質量矩陣。強脊系統的純剪力桿的側向勁度矩陣為

$$\mathbf{K}_s^{SB} = k_{s,1}^{SB}\mathbf{E}_s^{SB} \tag{1}$$

其中 $k_{s,1}^{SB} = EI_{s,1}^{SB}/h_1^3$，且 $EI_{s,1}^{SB}$ 為純剪力桿最下段的撓曲剛度(圖三 b)。並且 $\mathbf{E}_s^{SB}$(式 1)為一個僅在對角線帶寬上具有非零元素的矩陣。其中 κ_r^{SB}，且 $r = 1 \text{ to } N$，為假設桿件端部為固定端時，第 r 段的撓曲剛度與最下段的撓曲剛度的比值。強脊系統的純撓曲桿的側向勁度矩陣為

$$\mathbf{K}_b^{SB} = \left(\mathbf{F}_b^{SB}\right)^{-1} \tag{2}$$

其中 $\mathbf{F}_b^{SB}$ 為純撓曲桿之 $N\times N$ 柔度矩陣，$\mathbf{F}_b^{SB}$ 可以單位力法分析端部增設旋轉彈簧後的單獨一支的純撓曲桿求得。端部增設旋轉彈簧的目的是在使單一的純撓曲桿成為一個穩定的結構，使得單位力法可以應用於此桿件。增設的端部旋轉彈簧的旋轉勁度為 $k_\theta = \mu EI_{b,1}^{SB}/h_1$，其中 μ 為純量，$EI_{b,1}^{SB}$ 為純撓曲桿之最下段的撓曲剛度(圖三 b)。桿件端部需要的邊界條件為鉸接端，可藉由取 μ 值趨近於零來達成。因此，$\mathbf{F}_b^{SB}$ 的第 i 列第 j 行元素(標記為 f_{ij}^{SB})為

$$f_{ij}^{SB} = \frac{e_{ij}^{SB}}{k_{b,1}^{SB}} \tag{3}$$

其中 $k_{b,1}^{SB} = EI_{b,1}^{SB}/h_1^3$，且 e_{ij}^{SB}(式 3)為

$$e_{ij}^{SB} = \begin{cases} \dfrac{\bar{H}_{N+1-j}^1 \bar{H}_{N+1-i}^1}{\mu} \\ \quad + \displaystyle\sum_{r=1}^{N+1-i} \frac{1}{\kappa_r^{SB}} \left\{ \begin{aligned} &\bar{H}_{N+1-j}^r \bar{H}_{N+1-i}^r \left(\bar{H}_r^r - \bar{H}_{r-1}^r\right) \\ &- \frac{\left(\bar{H}_{N+1-j}^r + \bar{H}_{N+1-i}^r\right)}{2} \left[\left(\bar{H}_r^r\right)^2 - \left(\bar{H}_{r-1}^r\right)^2\right] \\ &+ \frac{1}{3}\left[\left(\bar{H}_r^r\right)^3 - \left(\bar{H}_{r-1}^r\right)^3\right] \end{aligned} \right\}, & i \ge j \\ e_{ji}^{SB}, & i < j \end{cases} \tag{4}$$

在式 4，$\bar{H}_s^r = H_s/h_r$，其中 h_r 是第 r 層樓樓高，H_s 是由地表至第 s 層樓的高度(圖三 b)。所以強脊系統的純撓曲桿的側向勁度矩陣為

$$\mathbf{K}_b^{SB} = k_{b,1}^{SB}\mathbf{E}_b^{SB} \tag{5}$$

$\mathbf{E}_b^{SB}$ 為由 e_{ij}^{SB} 所構成的矩陣的反矩陣，其中 i 與 j 由 1 至 N，並且取 μ 值為零。所以，強脊系統的側向勁度矩陣(標記為 $\mathbf{K}_{SB}$)為其純剪力桿與純撓曲桿的側向勁度矩陣的和，即

$$\mathbf{K}_{SB} = \mathbf{K}_s^{SB} + \mathbf{K}_b^{SB} = k_{SB}\left[\alpha_{SB}\mathbf{E}_s^{SB} + (1-\alpha_{SB})\mathbf{E}_b^{SB}\right] \tag{6}$$

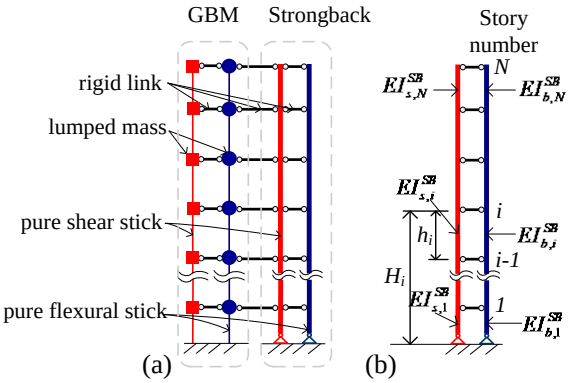
其中

$$k_{SB} = k_{s,1}^{SB} + k_{b,1}^{SB} = \frac{E\left(I_{s,1}^{SB} + I_{b,1}^{SB}\right)}{h_1^3} = \frac{EI_{SB}}{h_1^3}$$
$$\alpha_{SB} = \frac{k_{s,1}^{SB}}{k_{s,1}^{SB} + k_{b,1}^{SB}} \quad (7)$$

式 7 顯示α_{SB}由零變化至 1。當α_{SB}為零(即 $k_{s,1}^{SB}$ = 0)，強脊系統的變形型式是純撓曲($\mathbf{K}_{SB} = k_{b,1}^{SB}\mathbf{E}_b^{SB}$)；當$\alpha_{SB}$為 1(即 $k_{b,1}^{SB}$ =0)，強脊系統的變形型式是純剪力($\mathbf{K}_{SB} = k_{s,1}^{SB}\mathbf{E}_s^{SB}$)。最後，GBMSB 的側向勁度矩陣(標記為 $\mathbf{K}_{GBMSB}$)為 GBM 的側向勁度矩陣(即 $\mathbf{K}_{GBM}$)與強脊系統的側向勁度矩陣(即 $\mathbf{K}_{SB}$)的和，即

$$\begin{aligned}\mathbf{K}_{GBMSB} &= \mathbf{K}_{GBM} + \mathbf{K}_{SB} \\ &= k\left[\alpha\mathbf{E}_s + (1-\alpha)\mathbf{E}_b\right] + k_{SB}\left[\alpha_{SB}\mathbf{E}_s^{SB} + (1-\alpha_{SB})\mathbf{E}_b^{SB}\right] \\ &= k\left\{\left[\alpha\mathbf{E}_s + (1-\alpha)\mathbf{E}_b\right] + \beta\left[\alpha_{SB}\mathbf{E}_s^{SB} + (1-\alpha_{SB})\mathbf{E}_b^{SB}\right]\right\}\end{aligned} \quad (8)$$

其中$\beta = k_{SB}/k$。所有與 GBM 相關的參數(即 $\mathbf{K}_{GBM}$, $\mathbf{E}_s$, $\mathbf{E}_b$, α, k)的定義與對應的強脊系統的參數(即 $\mathbf{K}_{SB}$, $\mathbf{E}_s^{SB}$, $\mathbf{E}_b^{SB}$, α_{SB}, k_{SB})的定義類似，詳見 Lin et al. (2019a)。



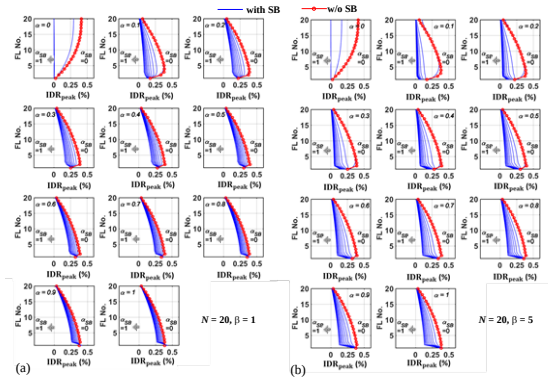
圖三 (a)GBMSB 模型與(b)強脊系系統模型。

三、強脊系統的勁度配置

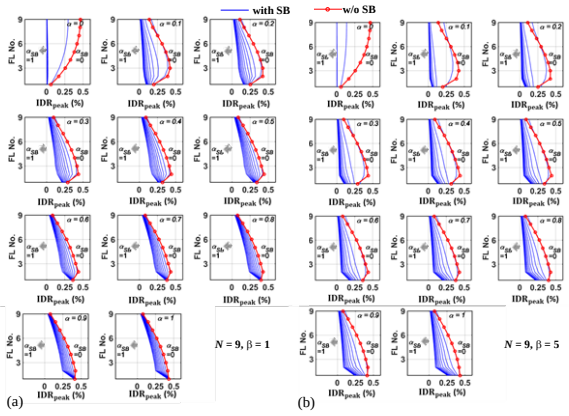
在理論上強脊系統的勁度是愈大愈好，但實務上由於工程經費的限制，強脊系統實際的勁度必須要合理。本參數研究考慮樓層質量與勁度皆均勻分布的三樓、九樓、與二十樓的建築，而非某種特定的樓層質量與勁度的分布型式。三樓、九樓、與二十樓的建築可以分別代表低、中、高三種不同樓高的建築，週期以經驗公式 $T = 0.085H_N^{3/4}$ 估算，假設每一層樓高皆為 3.6 m，可得第一振態週期分別為 0.506 s、1.154 s、與 2.101 s。假設強脊系統的勁度沿其高度方向上呈均勻分布，α 與 α_{SB} 皆以 0.1 為增量，由 0 變化至 1，以涵蓋所有可能的標的建築與強脊系統的變形型式。選取代表強脊系統最下段勁度與 GBM 最下段勁度的比值β(式 8)等於 1 及 5。因此，除了參數 k 外，可以得到式 8 中所有的參數或矩陣。藉由取 GBM 的第一振態週期等於其代表之建築的第一振態週期，可以得到在每一種α與 N(即樓層數)的組合下的 k/m 值。於是，藉由 GBMSB 的質量與勁度矩陣(式 8)，可以得到 GBMSB 的振態性質。採用台北二區的設計地震反應譜，並且依據耐震設計規範折減地震力，以進行彈性反應譜分析，計算 GBMSB 的各樓層的最大層間位移角。

圖四 a 與四 b 分別為β=1 與 β=5 時，二十層樓 GBMSB 的最大間位移角(IDR_{peak})分布。圖四 a 與四 b 中又各自有 11 張小圖，分別代表α以 0.1 為增量，由 0 變化至 1 的情形。並且在每一張小圖中，除了一條線代表沒有配置強脊系統(即 GBM) 的情形，其它 11 條線分別代表α_{SB}以 0.1 為增量，由 0 變化至 1 的情形。圖四顯示純撓曲(α = 0)與純剪力(α = 1)的標的建築(即 GBM)的最大 IDR_{peak} 分別發生在頂部與底部樓層。比較圖四 a 與四 b 中各自的α=0 與α=1 的 IDR_{peak} 分布，顯示純撓曲建築配置強脊系統對於減少層間位移角集中的效果會優於純剪力建築。並且，比較圖四 a 與四 b 顯示當β由 1 增加至 5 時，強脊系統的效果也合理隨之增加。圖四顯示當α_{SB}由 0 增加至 1 時，IDR_{peak}的分布也愈趨近於垂直線，並且整體的 IDR_{peak}減小。換言之，剪力型式變形的強脊系統(即較大的α_{SB}值)較撓曲型式變形(即較小的α_{SB}值)的強脊系統有效。與其它樓層相比較，當α_{SB}趨近於 1 時，一樓的 IDR_{peak}會快速增加(圖四)。這個現象可能是由於強脊系統端部為鉸接，造成最下段的強脊系統比其它段的

強脊系統更軟所致。圖四顯示當排除一樓且α與α_{SB}皆趨近於 1 時，二十樓的 GBMSB 的最大間位移角分布形成一個向左凹的曲線。以α、α_{SB}、β皆等於 1 的九樓 GBMSB 的曲線為例(圖五 a)，該曲線較對應的二十樓 GBMSB 的曲線更直(圖四 a)，同樣情形亦存在於β皆等於 5 的 GBMSB。由這個觀察可以推論強脊系統對於降低層間位移角集中的效果，會隨著樓高增加而減少(Lin et al 2019b)。



圖四 二十層樓 GBMSB 的最大間位移角分布(a) β = 1 與(b) β = 5。



圖五 九層樓 GBMSB 的最大間位移角分布(a) β = 1 與(b) β = 5。

四、結論

本研究基於 GBM 進一步擴展提出 GBMSB，以作為模擬含強脊系統之建築的簡化模型，並藉由 GBMSB 進行強脊系統勁度配置的參數研究。結果顯示強脊系統對於降低中、低建築的層間位移角集中現象較高樓建築有效，並且對撓曲變形型式的建築比對剪力變形型式的建築有效。此外，剪力變形型式的強脊系統表現會優於撓曲變形型式的強脊系統。

參考文獻

1. Heidebrecht, A. C., Smith, B.S. (1973), “Approximate analysis of tall wall-frame structures”, *Journal of Structural Division*, Proceedings of ASCE, ST2: 199–221.
2. Lai, J. W., Mahin, S. A. (2015), “Strongback System: A way to reduce damage concentration in steel-braced frames”, *J. Struct. Eng.*, 141(9), 04014223-(11).
3. Lin, J. L., Dai, J. Y., and Tsai, K. C. (2019a), “Optimization approach to uniformly distributed peak inter-story drifts along building heights”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 145(5), 04019032.
4. Lin, J. L., Kek, M. K., and Tsai, K. C. (2019b), “Stiffness configuration of strongbacks to mitigate inter-story drift concentration in buildings”, *Engineering Structures*, 199, 109615.
5. Moghaddam, H., Hajirasouliha, I., and Doostan, A. (2005), “Optimum seismic design of concentrically braced steel frames: concepts and design procedures”, *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 151-166.
6. Qu, B., Sanchez-Zamora, F., and Pollino, M. (2014), “Mitigation of inter-story drift concentration in multi-story steel concentrically braced frames through implementation of rocking cores”, *Engineering Structures*, 70, 208-217.
7. Qu, Z., Wada, A., Motoyui, S., Sakata, H., and Kishiki, S. (2012), “Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, 2075-2091.

TEASPA 纖維斷面模型的非線性動力分析研究

葉勇凱[1]　周德光[2]

摘 要

以套裝軟體 PERFORM-3D 探討以纖維斷面替代非線性鉸，並模擬 TEASPA 的 RC 構件背骨曲線，具有軸力彎矩互制及自由設定遲滯迴圈規則的功能，同時以國震中心南部實驗室兩座三層樓及七層樓結構比較纖維斷面模型與非線性鉸模型的分析結果。分析結果顯示，基於纖維斷面模型的整體結構非線性動力分析高效可行，將實驗值、非線性鉸及纖維斷面模型互相比對，顯示纖維斷面模型能反映 PM 的軸力彎矩互制，而且下降段的收斂性比非線性鉸模型好，並可進行非線性動力分析，彌補 PM 非線性鉸於 ETABS 中無法自由設定遲滯行為之缺點。此外基於 TEASPA 所得之纖維斷面模型，其三層樓與七層樓構架分析結果顯示與實驗值有一定程度的準確性。關鍵詞：耐震詳細評估、背骨曲線、增量式動力分析、易損性曲線

一、前言

目前我國工程師常用的 TEASPA 耐震詳細評估方法[1,2]，係採用 TEASPA 的混凝土結構非線性模型，並運用非線性側推分析來求得建物結構的容量曲線，即建立結構基底剪力與屋頂位移的關係曲線，再依據建物的性能需求，設定性能目標點於容量曲線上，再經由容量震譜法(Capacity Spectrum Method)[3]，尋求具有性能目標點之屋頂位移反應之性能目標地震，此性能目標設計地震以地震反應譜及地震歷時最大地表加速度來呈現，若性能目標地震大於 475 設計地震則表示此建物具有足夠的耐震能力，反之則此建物需補強其耐震能力。TEASPA2.0[4]使用 M3 非線性鉸，TEASPA3.1 版[5]後改用軸力彎矩互制的 PM 非線性鉸，也因而解除了樓層數的限制，獲得營建署的認證。對於中高樓層建築的耐震評估，國內目前仍採用非線性靜力側推分析，但隨著樓層越高，分析的誤差也越高，有必要以非線性動力分析加以檢核建物的耐震性能；然而一般套裝軟體無法自由設定 PM 非線性鉸的遲滯消能模式，因此本研究探討以纖維斷面(fiber section)替代非線性鉸，並模擬 TEASPA 的 RC 構件之背骨曲線，具有軸力彎矩互制及自由設定遲滯消能模式的功能。

針對國震中心南部實驗室之三層樓與七層樓構架試體[6]建立其纖維斷面模型，依據單柱側推分析為基準，使構架模型能依據單柱側推分析建立其纖維斷面模型，並採用國震中心所開發之 TEASPA 耐震評估程序，所得之纖維斷面模型能充分符合 TEASPA 的非線性模型。並以纖維斷面模型之三層樓與七層樓構架，進行非線性動力分析後得整體結構反應，與實驗值、非線性鉸、纖維斷面模型互相比對，基於 TEASPA 所得之纖維斷面模型，其三層樓與七層樓構架分析結果顯示與實驗值有一定程度的準確性。本文採用國震中心技術手冊第二版[4]的建議，設定構件的彎矩非線性鉸，並以套裝軟體 PERFORM-3D[7]執行非線性動力分析。

二、纖維斷面介紹

纖維單元模型又稱斷面離散單元(Discretized-Section Model)，是鋼筋混凝土構架結構非線性分析中最為細化並接近實際結構受力性能的分析模型，應用範圍較

[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

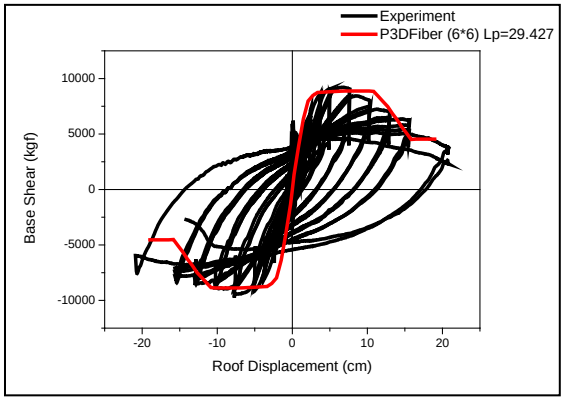
廣；其原理是將構件縱向分割成若干段，以每一段中間某一斷面的變形代表該段的變形，在此斷面上又劃分成若干混凝土纖維和鋼筋纖維，纖維單元的受力狀態僅為一維，依據平斷面假定來確定纖維的應變，通過沿斷面的各子塊或層的積分得到斷面的內力和相應變形之間的廣義剛度關係，然後得到構件單元的勁度矩陣

PERFORM-3D 提供梁柱纖維斷面模型[7]，對於梁纖維斷面模型只考量斷面一個方向的纖維劃分，因此只能考慮單向的壓彎互制作用(P-M)，斷面扭轉、剪力及平面外彎曲假定為彈性，專用於模擬梁斷面的單向非線性彎曲；至於柱纖維斷面模型則可以考慮兩個方向的纖維劃分，因此可以考慮雙向的壓彎互制作用(P-M-M)，同樣斷面扭轉、剪力皆假定為彈性，主要用於柱斷面的雙壓彎模擬。

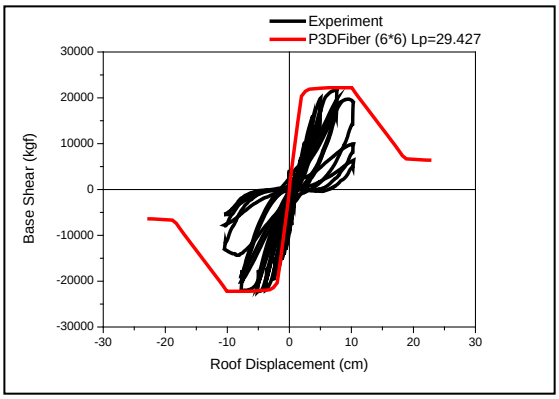
PERFORM-3D 中，梁柱單元由一個構架複合組件(Frame Member Compound Component)組成，一個構架複合組件可由多個基本組件組成(如非線性鉸、彈性斷面、節點剛域、強度斷面等)；若採用纖維斷面模型，可將纖維斷面組裝到構架複合組件中。對於梁柱構件，在地震作用下，非線性變形主要集中在兩端，因此除了兩端可能有的梁柱接頭剛域外，可以按「纖維斷面+彈性斷面+纖維斷面」的型式組裝，其中纖維斷面用於模擬構件端部可能發生的非線性行為。

三、單柱試驗

國震中心製作三層樓與七層樓非韌性配筋之兩座鋼筋混凝土立體構架試體，其一樓挑高，一樓與二樓僅有柱，未設置任何牆體，三樓以上樓層則於短向兩外側設置鋼筋混凝土牆，凸顯軟弱底層之特性，探討臺灣典型複合使用之中高樓層建築物於近斷層地震作用下之耐震性能。進行三層樓與七層樓振動台實驗前，應瞭解結構桿件之力學性質，故以相同之斷面尺寸及鋼筋配置製作 2 支柱構件試體，利用國震中心臺北實驗室之多軸向測試系統(MATS)進行反覆載重試驗[6]。其中 2 支柱構件試體，分別為單柱試體 A 柱(30×30 cm)及 B 柱(30×75 cm)，以下分別就個別單柱試體進行單柱試體非線性鉸模型與纖維斷面模型比對。A 柱之纖維斷面模型之側推容量曲線與單柱試驗遲滯迴圈比較見圖 1，B 柱之纖維斷面模型之側推容量曲線與單柱試驗遲滯迴圈比較見圖 2，可發現纖維模型不論在容量曲線或遲滯迴圈皆與試驗值相當接近。



圖一 單柱試體 A 柱容量曲線與試驗值遲滯圈繪圖比對



圖二 單柱試體 B 柱容量曲線與試驗值遲滯圈繪圖比對

四、三層樓構架試體

國震中心製作一座三層樓非韌性配筋之鋼筋混凝土立體構架試體[4]，其一樓挑高，一樓與二樓僅有柱，未設置任何牆體，三樓則於短向外側設置鋼筋混凝土牆，凸顯軟弱底層之特性，探討臺灣典型複合使用之中高樓層建築物於近斷層地震作用下之耐震性能。國震中心南部實驗室對於此三層樓試體正式公開進行的地震測試[6]有四組，依序為民國 106 年 7 月 28

日的 0728 TCU052_350gal 近域地震及 0728 CHY047_420gal 遠域地震及民國 106 年 8 月 9 日的 0809 TCU052_800gal 及 0809 TCU052_1000gal，地震紀錄名稱後的 PGA 值為目標設定值，實際振動台輸出略有差異；設定該構架試體地震歷時分析順序，三層樓構架試體除自重外，地震歷時分析先進行 0809TCU052_800gal 及其 1000gal，再以此震後試體做為原型試體，再正式連續進行四組地震測試[11] 。對於三層樓構架試體之非線性鉸模型及纖維斷面模型，依照上節所述之輸入地震順序，以 PERFPRM-3D 分別針對三層樓結構的非線性鉸模型及纖維斷面模型進行非線性動力分析，兩種模型分析值之屋頂位移歷時紀錄比對，取小震 TCU052_350gal 及大震 TCU052_1000gal 如圖 3 與圖 4 所示。

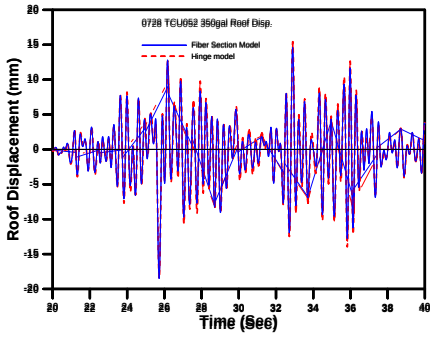


圖 3　TCU052_350gal 屋頂位移比較圖

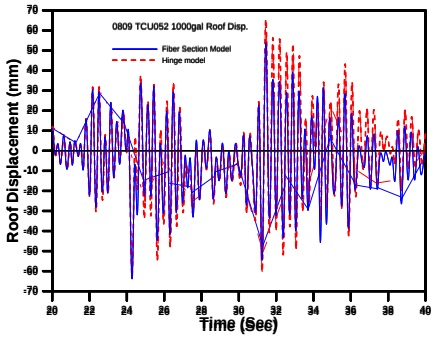


圖 4　TCU052_1000gal 屋頂位移比較圖

五、七層樓構架試體

國震中心除製作一座三層樓非韌性配筋之鋼筋混凝土立體構架試體[6]，由於振動台實驗試體具軟弱底層，研判主要破壞應集中於下部樓層，上部樓層之損傷應較輕微甚至無損，可重複使用。考量國震中心南部實驗室之天車承載容量，且鋼筋混凝土試體製作費用龐大，故導入試體模組化之概念，將振動台實驗試體區分為 Type A、Type B 及 Type C 共三種型式單元模組，其中 Type A 可自由地與另外兩種型式之模組結合。以三層樓振動台實驗試體為例，其為一個 Type A 單元模組與一個 Type C 單元模組結合而成。除此之外，可配合不同之實驗需求，組裝為五層樓或七層樓，甚至九層樓之振動台實驗試體。之後國震中心組裝完成七層樓構架試體並進行後續相關試驗。參考七層樓非韌性配筋之鋼筋混凝土立體構架試體盲測分析試驗[12]，採用試驗設定的 CHY015 及 CHY063 測站地震歷時與最大地表加速度 PGA[12]。設定地震歷時分析順序為，除自重外，接著依序地震歷時輸入為 CHY015 _70%、CHY063 _50%、CHY063 _100%、CHY063 _150%及 CHY063 _200%；地震歷時事件名稱 CHY015 為遠域地震，CHY063 為近域地震。以 PERFPRM-3D 分別針對七層樓結構的非線性鉸模型及纖維斷面模型進行非線性動力分析，兩種模型分析值之屋頂位移歷時紀錄比對，取小震 CHY015 _70%及大震 CHY063 _200%如圖 5 與圖 6 所示。

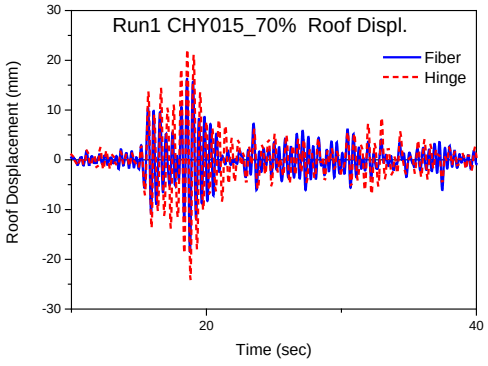


圖 5 CHY015 _70% 屋頂位移比較圖

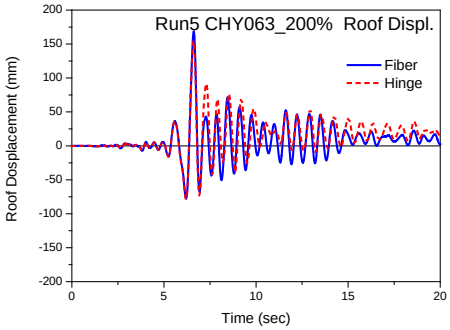


圖 6　CHY063 _200%屋頂位移比較圖

六、結論

本文依據 A 與 B 雙曲率柱的纖維斷面模型與 TEASPA 彎矩非線性鉸模型的側推分析，調整纖維斷面模型的材料參數，以使兩者的容量曲線一致，再以此做為 A 與 B 柱的纖維斷面模型，分別針對三層樓及七層樓結構構架，分別以選定的遠域及近域地震紀錄進行非線性動力分析，對各樓層質心點之加速度、位移、樓層層間變位角，分別對非線性鉸、纖維斷面模型與實驗值進行比對，用以探討比對纖維斷面模型的合理性與準確性，綜合分析結果可得到以下結論:

1.單柱試體纖維斷面模型比對於試驗值不論是背骨曲線或遲滯迴圈皆與試驗數據相當接近。

2.在中小地震三層樓與七層樓構架的非線性鉸模型與纖維斷面模型分析結果相當接近，於較大的近域地震作用時，分析結果開始有較較明顯差異出現，非線性鉸模型與纖維斷面模型分析結果與試驗仍具有相當程度的接近。

3.纖維斷面與 PM 非線性鉸的彎矩強度能反應軸壓力變化而改變，反之非線性鉸則無法改變，纖維斷面模型能夠確切模擬 PM 非線性鉸，並可自由設定結構元件動力遲滯行為，並確實反應構件軸力在地震歷時中的變化，可用於軟弱底層建築及中高樓層建築的耐震評估程序。

參考文獻

1. 「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(推垮分析)」，國家地震工程研究中心報告， NCREE-09-015，台北，2009。
2. 「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報告，NCREE-13-023，台北，2013。
3. Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
4. 「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-09-023，台北，2009。
5. 「臺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報告，NCREE-18-015，台北，2018。
6. 「三層樓 RC 試體構架振動台實驗、量測、監測識別與非線性動力分析模擬」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-19-004，台北，2019。
7. CSI, PERFORM-3D: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3DStructures, Version 4, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2006.
8. 「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-08-023，台北，2008。
9. Laura N Lowes., and Carson Baker, Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D, SEAOC 2016 .
10. Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley & Sons, New York, 1996.
11. 「TEASPA 纖維斷面模型的非線性動力分析研究」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-20-012，台北，2020。
12. Blind Analysis Contest on a 7-story Reinforced Concrete Building under Near-fault Earthquakes 2018~2019, Taiwan Tainan https://www.ncree.org/conference/index.aspx?n=C20180501A0

鋼筋混凝土剪力破壞柱承受高軸力作用之耐震行為研究

沈文成 * 翁樸文 * 李翼安 † 林冠佑 ‡ 陳柏翰 ‡

摘 要

臺灣早期興建之中高樓層鋼筋混凝土建築物，耐震設計標準通常較低，可能存有橫向鋼筋配置不足之情形。一旦建築物受到地震侵襲，底層柱因承受較高軸力，又須額外抵抗水平地震反覆作用，容易發生剪力破壞，因而主導整體建築物之耐震能力。

本研究共製作六座鋼筋混凝土橫箍柱，測試其同時承受高軸力與水平反覆載重下之耐震性能。試體設計參數為變化橫向鋼筋之間距與承受之軸力。其中橫向鋼筋間距分為 200 mm 與 400 mm 兩種，承受之軸力則分為固定軸力($0.4A_g f'_c$、$0.5A_g f'_c$)與變動軸力。測試結果顯示承受之軸力越高，最大側力強度發生後之衰減情形越快，且整體變形能力不佳。

關鍵詞：剪力破壞、高軸力、實尺寸、鋼筋混凝土柱

一、前言

鋼筋混凝土建築物為臺灣最主要之建築類型。地狹人稠之大都會地區，中高樓層住宅之需求越來越高。中高樓層建築物之底層柱承擔整體重量，因此，承受很高之軸力。再者，近年震後勘災發現[1]，早期興建之建築物，柱之縱向鋼筋配置足夠，但橫向鋼筋卻配置不足，當地震來襲，確實發生剪力強度不足之破壞模式，進而影響整體建築物之耐震性能。

建築物之底層柱若配置少量之橫向鋼筋，當承受高軸力又同時經歷水平外力之反覆作用，其耐震性能不佳可想而知。過去之研究對於柱構件承受之軸力比為 $0.3A_g f_c'$之耐震行為，已有足夠之實驗加以驗證[2-4]，但對於高軸力作用之耐震行為，仍缺乏相關實驗研究之測試數據。透過本研究之實驗規劃與測試，可掌握此一類型柱之耐震行為。除此之外，實驗測試結果亦可應用於鋼筋混凝土建築物耐震評估分析模型之技術開發。

二、試體規劃與設計

2.1 試體設計

本研究完成六座鋼筋混凝土柱試體之水平反覆載重試驗，斷面尺寸為 500×500 mm，淨高度為 2000 mm，換算高深比為 4.0，試體之立面尺寸與斷面鋼筋配置如圖 1 所示。所有試體均配置相同之縱向鋼筋 (4-D32 與 8-D25)，對應之縱向鋼筋比為 r_l = 2.92%。橫向鋼筋僅配置閉合箍筋，未配置任何內部繫筋，採用 D10 鋼筋，間距分為 200 mm 與 400 mm 兩種，對應之橫向鋼筋比為 r_t = 0.14% 與 r_t = 0.07%。上述之鋼筋配置，試體之剪力強度將低於撓曲強度，形成剪力控制之破壞模式。試體設計參數與材料強度整理於表 1 與表 2。

本研究除設定於固定軸力下進行水平反覆載重測試，施加之軸力比($P / A_g f_c'$) 為 0.4 與 0.5。另嘗試裝設 2 個垂直向制動器模擬中高樓層鋼筋混凝土建築物角柱於地震反覆作用造成較大之軸力拉壓變化。變動軸力之概念係參考國外對於軸力變化

* 國家地震工程研究中心助理研究員
† 國立中興大學土木工程系助理教授
‡ 國立中興大學土木工程系碩士生

之相關研究[5]，互與固定軸力之測試結果進行觀察與比較，以瞭解柱試體承受固定或變動軸力，對於耐震性能之影響。

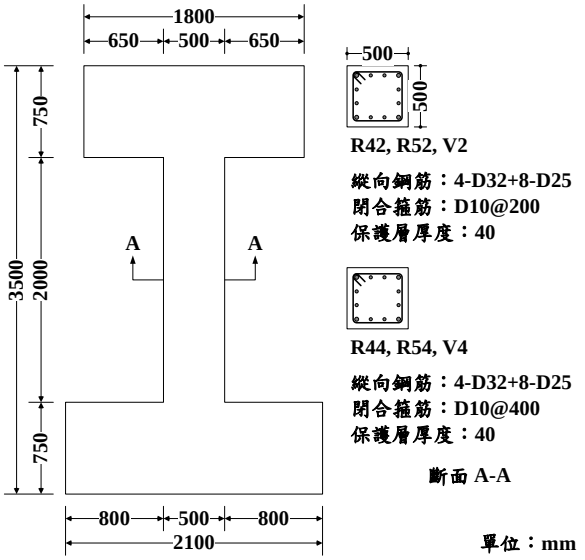


圖 1　試體之立面尺寸與斷面鋼筋配置

表 1　試體設計參數

試體編號	縱向鋼筋	橫向鋼筋	$\frac{P}{A_g f_c'}$
R42	4-D32 + 8-D25 (r_l = 2.92%)	D10 (r_t = 0.14%)	0.40
R52			0.50
V2			變動
R44		D10 (r_t = 0.07%)	0.40
R54			0.50
V4			變動

上表中，r_l 為縱向鋼筋比；r_t 為橫向鋼筋比；$P / A_g f_c'$為軸力比。

表 2　材料強度

試體編號	f_{yl} (MPa)	f_{yt} (MPa)	f_c' (MPa)
R42	460 (D32) 456 (D25)	452	21.9
R52			20.6
V2			23.5
R44			22.2
R54			22.0
V4			22.4

上表中，f_{yl} 為縱向鋼筋實際降伏強度；f_{yt} 為橫向鋼筋實際降伏強度；f_c'為混凝土實際抗壓強度。

2.2 測試佈置

本研究利用國震中心之多軸向測試系統(Multi-Axial Testing System)進行水平反覆載重試驗，模擬柱構件同時承受固定軸力與側向載重之雙曲率變形行為。加載之層間變位角符合 ACI 374.2R-13[6]之規定。初始層間變位角為 0.25%，之後以 1.25 或 1.5 之倍率增加。每一個層間變位角進行兩個迴圈。圖 2 為位移控制之加載歷程。

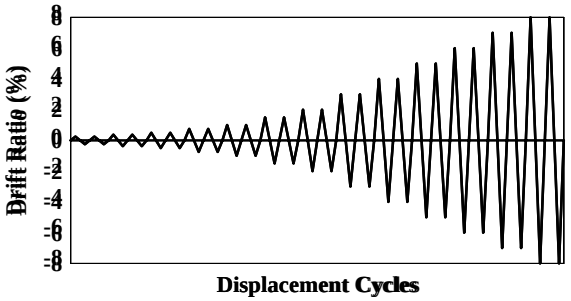
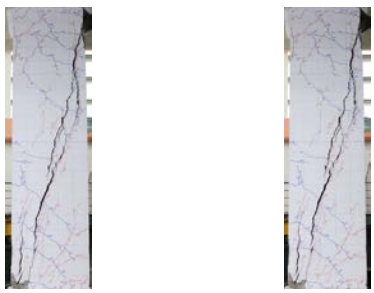


圖 2　加載歷程

三、測試結果

3.1 裂縫發展

圖 3 為正向最大側力強度發生時之裂縫發展照片，五座試體發生於層間變位角為 0.75%，僅有一座試體發生於層間變位角為 0.50%。可觀察到柱試體有明顯之斜向裂縫。隨著側向位移增加，斜向裂縫寬度逐漸加寬，伴隨少量混凝土擠碎剝落，最終試體無法再承受水平載重，隨即終止實驗。



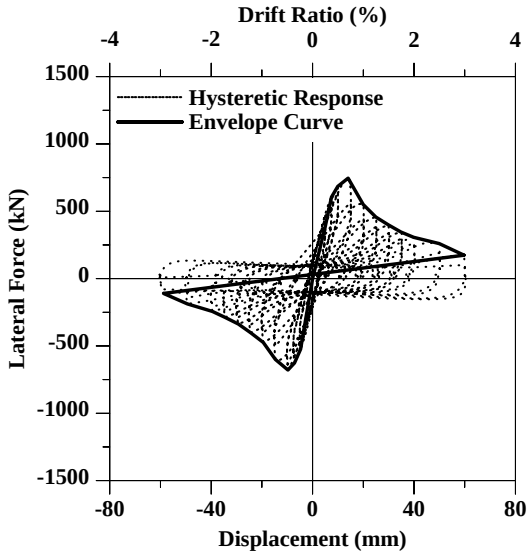
R42 @0.75%　R52 @-0.75%　V2 @0.75%　R44 @0.50%　R54 @0.75%　V4 @0.75%

圖 3　最大側力強度之裂縫發展照片

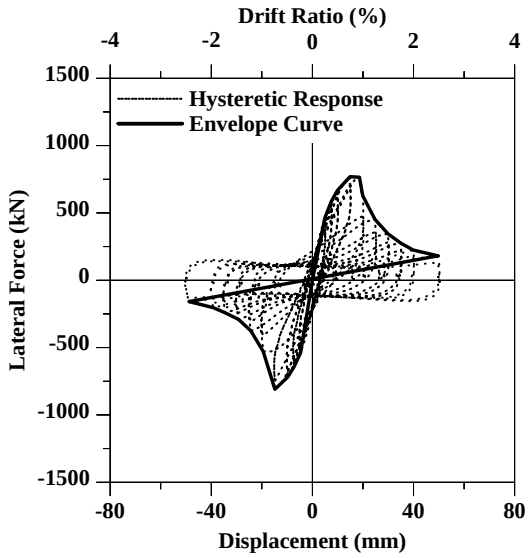
3.2 載重位移遲滯迴圈

圖 4 為載重位移遲滯迴圈反應，已扣除施加軸力產生之 P-Δ 效應，以及載重平台與試體間之摩擦力。層間變位角為測試過程量測之位移除以柱淨高度。取第一迴圈之每一個層間變位角繪製遲滯迴圈包絡線，如圖 4 之實線。各試體之載重位移遲滯迴圈包絡線比較整理於圖 5。

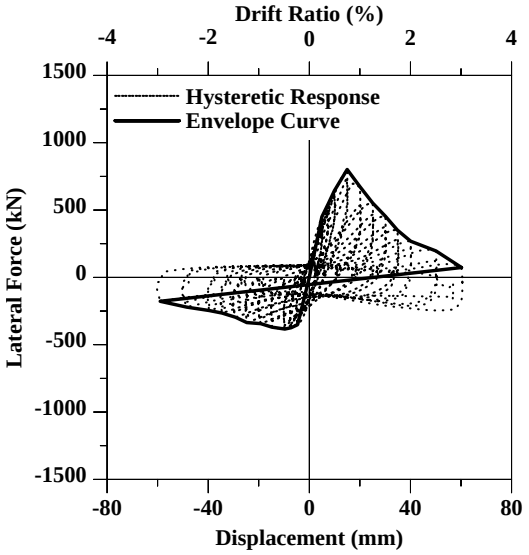
基本上，最大側力強度發生後，側力強度與勁度迅速衰減。四座固定軸力測試之試體，正向之最大側力強度以試體 R54 為最大，負向之最大側力強度反以試體 R52 為最大；另外兩座變動軸力測試之試體，無論正向或負向之最大側力強度差異不大。



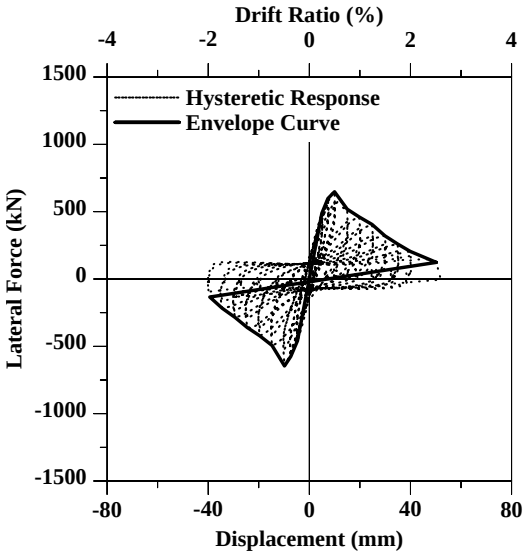
(a) 試體 R42



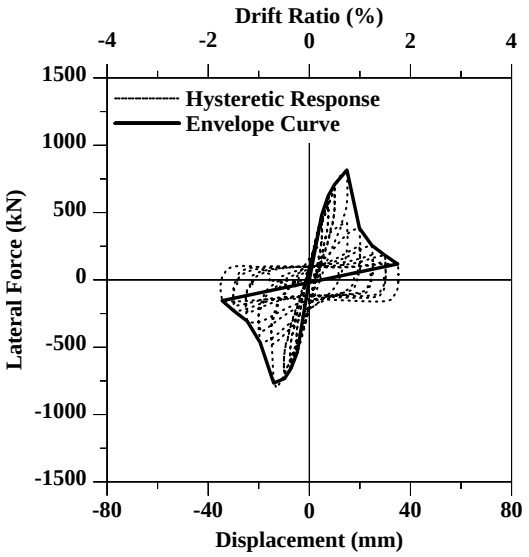
(b) 試體 R52



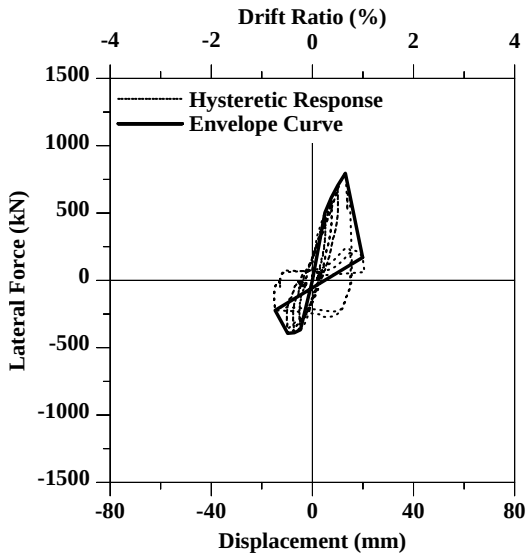
(c) 試體 V2



(d) 試體 R44



(e) 試體 R54



(f) 試體 V4

圖 4　載重位移遲滯迴圈

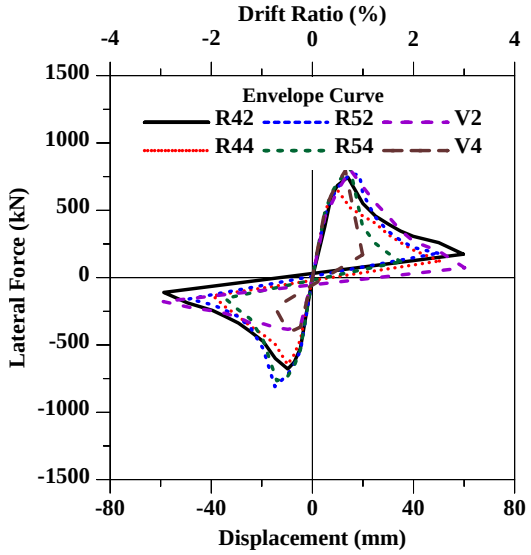


圖 5　載重位移遲滯迴圈包絡線比較

四、結論

(1) 以試體 R42 與試體 R44 兩座試體而言，兩者整體之側力位移曲線相近，但試體 R42 之最大側力強度略高於試體 R44。

(2) 以試體 R52 與試體 R54 兩座試體而言，兩者整體之側力位移曲線相近，但試體 R54 於最大側力強度發生後，強度衰減情形略快於試體 R52。

(3) 以試體 R42 與試體 R52 兩座試體而言，承受較高軸力之試體 R52，最大側力強度較高於試體 R42，但側向位移則較小於試體 R42。

(4) 以變動軸力測試之試體 V2 與試體 V4 兩座試體而言，配置較少之橫向鋼筋量(試體 V4)，最大側力強度發生後之衰減行為非常迅速。

(5) 本研究之測試結果顯示，柱試體承受較高之軸力作用時，最大側力強度發生後之衰減情形越快，且整體變形能力不佳。

參考文獻

1. 國家地震工程研究中心,(2018),「2018 年 2 月 6 日花蓮地震勘災報告」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-2018-005，臺北。
2. Li, Y. A., and Hwang, S. J., (2017), “Prediction of the Lateral Load Displacement Curves for Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.143, No.2, 04016164.
3. Li, Y. A., Weng, P. W., and Hwang, S. J., (2019) “Seismic Performance of Reinforced Concrete Intermediate Short Columns Failed in Shear,” ACI Structural Journal, Vol. 116, No. 3, pp. 195-206.
4. Shen W. C., Hwang S. J., Li Y. A., Weng P. W. and Moehle J. P. (2021), “Force-Displacement Model for Shear-Critical Reinforced Concrete Columns,” ACI Structural Journal, Vol. 118, No. 1, pp. 241-249. DOI: 10.14359/51728092.
5. Hassan, W. M., (2011), “Analytical and Experimental Investigation of Seismic Vulnerability of Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement in Concrete Buildings,” PhD Dissertation, University of California, Berkeley.
6. ACI (American Concrete Institute), (2013), “Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads (ACI 374.2R-13),” ACI Committee 374, Farmington Hills, MI, 18 pp.

鋼板複合之鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

林敏郎[1]　黃昭勳[2]　陳豈宏[3]

摘 要

本研究進行鋼板複合鋼筋混凝土連接梁之反覆載重試驗，試體連接梁之兩端具有邊界柱及剪力牆，以探討連接梁實際的行為反應。試驗結果顯示，傳統梁配筋形式連接梁試體之最大側力強度並未發展至預期強度，試體位移韌性表現差，而鋼板複合連接梁確實可提升梁體剪力容量並使破壞模式由剪力破壞轉變為撓曲破壞。從試體最終破壞情形可看出，置入未切削鋼板之試體在邊界構材混凝土有明顯剝落之現象，而置入切削鋼板之試體破壞則都發生在梁身，邊界構材並無明顯破壞。綜合研究成果，配置鋼板之傳統梁配筋之連接梁試體，在鋼板錨定、梁身複合良好情形下，可提升試體之剪力強度、最大側力強度與位移能力，而置入切削鋼板能避免破壞發生於邊界構材。

關鍵詞：連接梁、剪力鋼板、剪力容量、剪力需求、PBL

一、前言

連接梁為韌性鋼筋混凝土剪力牆系統之重要關鍵桿件，但現行臺灣土木 401[1]規範及美國 ACI 318 規範[2]，對於跨深比小於 2 且有剪力需求之連接梁均要求配置對角向鋼筋之配筋型式，此對角向配筋於現場施作非常困難。

由先前已完成之鋼筋混凝土連接梁試驗[3]顯示，採用傳統梁直通配筋型式試體於彎矩強度之發展與對角向配筋型式有相當的表現，但是韌性的表現卻未能達到對角向配筋型式試體之水準。若能經由置入鋼板來延緩剪力強度衰降，進而提升傳統配筋連接梁之韌性表現，如此將可兼顧良好耐震性能並可同時解決對角向鋼筋施工困難的問題。

本研究進行鋼板複合鋼筋混凝土剪力牆連接梁之反覆載重試驗，驗證所提出之鋼板與梁身複合及鋼板端部錨定設計理論。增加鋼板對於提升剪力容量有明顯效果，但加入鋼板也會造成梁彎矩上升，而提高了剪力需求，為了控制鋼板造成梁彎矩上升之情形，本次規劃試體採用於梁端部進行鋼板切削之處理。

二、試體設計

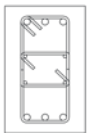
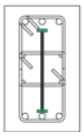
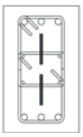
本試驗於國家地震工程研究中心反力牆與強力地板測試區進行，模擬連接梁於地震力作用下之受力，使測試梁體可以達到雙曲率變形，為了配合測試構架限制，選定一 30×50 平方公分之標準斷面，與 100 公分作為梁之淨長度。

本研究共設計四座垮深比 2 之連接梁試體，皆以無軸壓方式進行反覆載重測試，CB20SW1 標準試體梁斷面為 30cm×50cm，梁長 100cm，跨深比為 2，直通主筋為 6 根#8-SD420 和 4 根#3-SD420、橫向鋼筋為#4-SD420，間距為 10cm；邊界柱主筋為 6 根#7-SD420、箍筋為#3-SD420，間距 6cm；牆斷面為 30cm×150cm，水平筋與垂直筋皆為#SD-420；混凝土強度 42MPa，試體設計參數如表 1 及表 2 所示，連接梁置入翼板與兩端邊界構材邊界柱及剪力牆為主要探討，觀察鋼板置入 1cm×4cm 翼板之影響，並且觀察加入剪力牆與

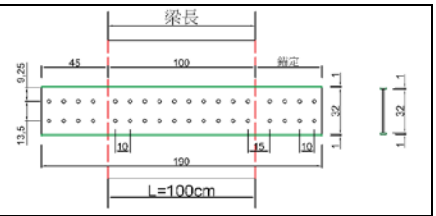
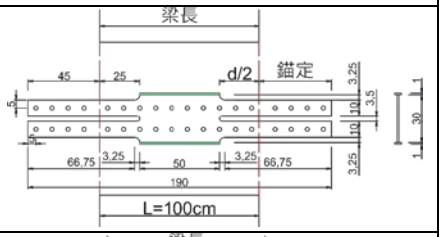
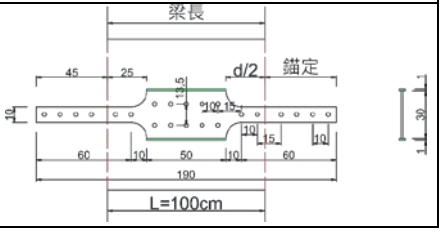
[1]國家地震工程研究中心副研究員
[2]國立臺北科技大學土木工程學系副教授
[3]國立臺北科技大學土木工程學系研究生

邊界柱模擬實際狀況，對整體之影響。在傳統連接梁配置型式加入鋼板並配置側向繫筋是否可達到複合良好之效果，並觀察對於提升混凝土與鋼板間複合作用之差異，此外為了減少加入鋼板後提升之彎矩需求，減少鋼板深度並觀察彎矩需求是否明顯降低。

表一 試體設計參數

試體編號	斷面配筋	鋼板面積比	鋼板厚度	鋼板錨定長度
CB20SW1	Section B-B 	-	-	-
CB20SW2	Section B-B 	2.67%	t=1.0cm (無切削)	45cm
CB20SW3	Section B-B 	1.33%	t=1.0cm (切削50%)	45cm
CB20SW4	Section B-B 	0.66%	t=1.0cm (切削75%)	45cm

表二 各試體鋼板尺寸圖

CB20SW2	
CB20SW3	
CB20SW4	

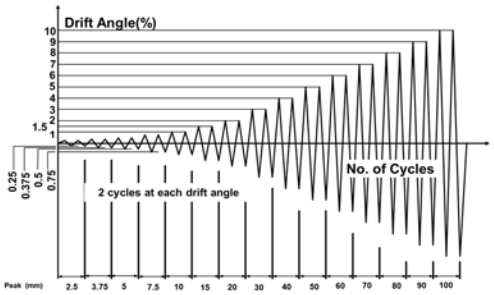
三、連接梁反覆載重試驗

本試驗為模擬連接梁受地震力時之雙曲率變形，採用兩支垂直向致動器支撐 L 型鋼架及上部基礎自重，並使用兩支水平向致動器推動連接梁試體，測試佈置如圖一。



圖一 試驗佈置圖

為了模擬地震反覆作用，本試驗參考 ACI 374.2R-13[4]之加載方式，每個層間變位進行兩個迴圈，層間變位依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、7%、8%、9%及 10%，試驗加載歷時如圖二所示。



圖二 加載歷時圖

四、試驗結果與討論

各試體之載重與位移遲滯迴圈如圖三所示；將每個層間位移第一迴圈之極值繪製成包絡線，並且計算出各試體極限層間位移，如圖四所示，各試體之初始勁度值列於表三，各試體破壞情形如圖五。

標準試體 CB20SW1 之極限層間位移僅達 2.22%(負向)，顯示傳統配筋之連接梁試體位移韌性表現差，能量消散能力亦

最差。

在試體最大側力強度方面，標準試體 CB20SW1 配置鋼板後可使最大側力強度提升約 69%， CB20SW3 和 CB20SW4 兩座試體為鋼板切削之試體，提升最大側力強度提升 25%至 35%，而 CB20SW3 及 CB20SW4 兩座試體由於鋼板切削導致最大側力強度降低；從極限層間位移方面，配置鋼板試體 CB20SW2 比標準試體提升 1.78%，而試體 CB20SW4 比試體 CB20SW3 提升 0.41%，由此可知標準試體配置鋼板後可增加最大側力強度，但提升位移能力則錨定必須足夠，使鋼板完全發揮。

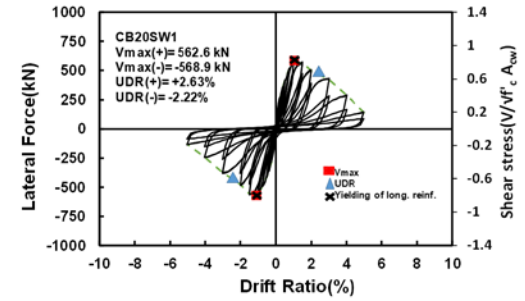
試體 CB20SW3 和 CB20SW4 以 CB20SW2 為原型將一字型鋼板切削，使鋼板剪力強度降低。試體 CB20SW3 與 CB20SW4 兩者最大強度點分別在層間位移 2%和 1.5%，最大側力強度分別為 760.8kN 與 703.7kN，最大側力強度相較於試體 CB20SW2 分別減少了 20%和 26%，兩座試體梁端直通主鋼筋與鋼板皆在達最大強度點前發生降伏，由此可知鋼板切削始鋼板剪力強度降低，能使側力強度降低；從位移能力方面來看，試體 CB20SW3 和 CB20SW4 極限層間位移分別為 3.73%和 4.14%，兩者極限層間位移能力僅差異 0.41%；能量消散方面，在完成 5%層間位時試體 CB20SW2 累積消散能量為 CB20SW1 之 3 倍左右，試體 CB20SW3 累積消散能量為 CB20SW1 之 1.9 倍左右，而試體 CB20SW4 累積消散能量為 CB20SW1 之 1.4 倍左右，最大側力強度降低也導致累積消散能量降低。

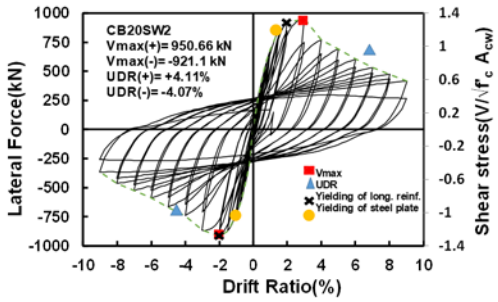
由各試體之初始勁度可知，CB20SW2 標準試體配置鋼板後初始勁度為 89.7kN/mm 與 CB20SW1 標準試體相比提升 8.9%，CB20SW3 置入鋼板切削面積 50%之試體初始勁度為 82.1kN/mm 與標準試體相比提升 0.5%，而 CB20SW4 至入鋼板切削面積 75%之試體初始勁度為 67.8kN/mm，由此可知增加鋼板之切削量將可降低因置入鋼板所引致的勁度提升量。

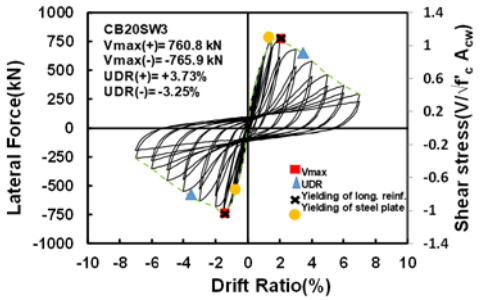
試體 CB20SW1 破壞主要發生在梁身，邊界構材保留完整。置入鋼板之試體 CB20SW2 核心混凝土並未發生剝落之情形，試體鋼板與鋼筋發生明顯挫屈，梁身混凝土保留完整，破壞情形往邊界構材發生，邊界柱及剪力牆表面產生混凝土剝落之情形。鋼板切削之試體試體 CB20SW3 及 CB20SW4 核心混凝土並未發生剝落，兩側保護層皆已剝落，梁端產生塑鉸，試體破壞情形皆發生在切削處，邊界柱及剪力牆並無發生混凝土剝落之現象。

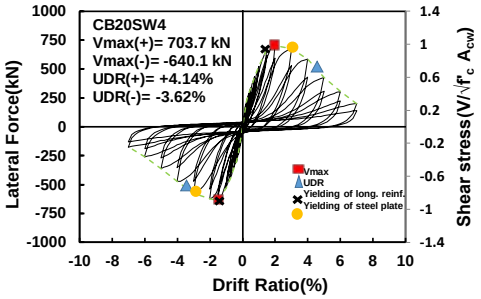
表三 各試體初始勁度

Specimen	初始勁度(kN/mm)			
	正向切線	負向切線	平均勁度	配置鋼板勁度提升
CB20SW1	82.4	81.1	81.7	-
CB20SW2	84	95.4	89.7	+8.9%
CB20SW3	80	84.2	82.1	+0.5%
CB20SW4	68	67.4	67.8	-20.6%

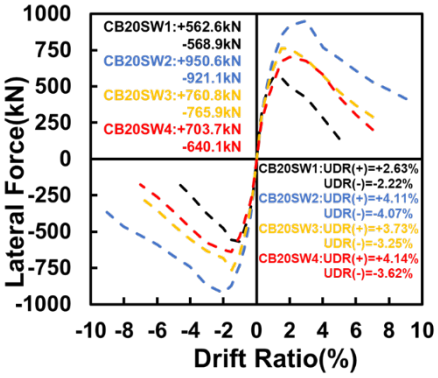








圖三 各試體強度與位移轉角關係圖



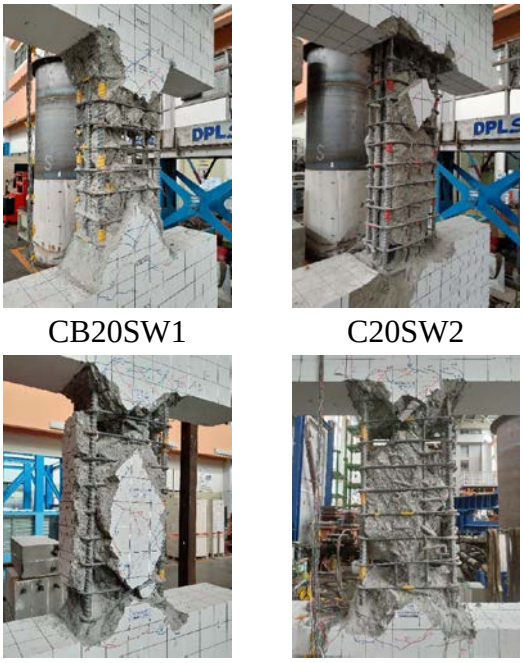
圖四 各試體包絡線

五、結論與展望

本研究探討含邊界構材之鋼筋混凝土連接梁配置鋼板之耐震行為。試驗結果證實，跨深比 2 之傳統鋼筋配置梁試體的韌性表現不佳，而埋置鋼板能夠提升連接梁的剪力容量，使得試體的韌性表現獲得改善。試驗試體均無發現有發生複合破壞或端部錨定破壞，由此證實所提之設計理論應合理且偏保守。

參考文獻

1. 中國土木水利工程學會,「混凝土設計規範與解說(土木 401-100)」，2011。
2. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019.
3. 林敏郎、林至聰、楊善淳，「高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，台北，2014。
4. ACI Committee 374, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2013.



CB20SW1 C20SW2

CB20SW3 CB20SW4

圖五 試體破壞情形

既有抗彎矩鋼構造建築耐震能力評估

林敏郎[1] 鍾立來[2] 周德光[3] 紀凱甯[4] 邱聰智[1] 葉勇凱[5]

李成邦[6] 喬丹[7] 林敏沁[8] 林瑞良[5] 林克強[5]

摘 要

本研究針對抗彎矩鋼構造建築，採用 ASCE 41-13 建議之構件非線性鉸性質，考量傳統接頭及改良式接頭，研擬建議之性能目標，本研究提出進行耐震評估時須檢核之項目與方法，以協助工程師確保耐震評估結果之合理性，避免對於評估結果錯誤判讀，影響評估結果之準確性。最後，本研究進行四棟樓層數由二至十五層之抗彎矩系統鋼構造建築案例之詳細評估，說明評估流程及探討評估結果，以供工程實務參考。

關鍵詞：鋼構造、抗彎矩構架、耐震能力評估、非線性靜力側推分析

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[1]，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。

本研究所述之鋼構造詳細評估法為延續鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法[1]之原理，以容量震譜法與非線性靜力側推分析為基礎，並使用國內工程師普遍使用之 ETABS 程式[2]進行非線性靜力側推分析以獲得容量曲線，並透過容量震譜法轉換為耐震性能曲線，以進行結構耐震性能之評估。

二、構件非線性鉸

耐震詳細評估得依其耐震容量與需求之比值 (CDR, Capacity to Demand Ratio) 評判；若 CDR 小於一，則耐震能力不足，需要補強；若 CDR 大於或等於一，則耐震能力足夠，不需補強。

在非線性靜力側推分析之過程中，屋頂位移不斷遞增，當位移尚小時，構材仍保持彈性，整體構架亦保持彈性，當進入非線性後，結構之行為則由非線性鉸所主導。抗彎矩構架鋼造建築之主要構件包括鋼梁及鋼柱，國內普遍採用之梁斷面為 H 型鋼梁，柱斷面包括 H 型柱及箱型柱。

ASCE 41-13[3]建議之非線性鉸的發

[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顧問
[3]國家地震工程研究中心副技術師
[4]國家地震工程研究中心助理研究員
[5]國家地震工程研究中心研究員
[6]國家地震工程研究中心專案助理技術師
[7]國立臺灣大學土木工程學系研究生
[8]國立臺北科技大學土木工程學系研究生

展[圖 1] 是預期強度與梁柱構件轉角的關係曲線(Q 和 Q_y 分別是構件荷載和預期強度)，A 點表示原點，B 點為降伏強度點，C 點為極限強度點，D 點為殘餘強度點，E 點為極限轉角點。

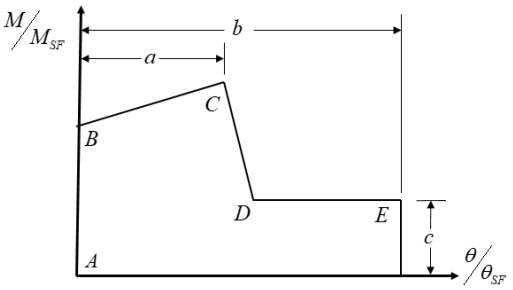


圖 1：非線性鉸圖

梁構件之轉角是將降伏轉角 θ_y 與塑性轉角相加。梁、柱構件的降伏轉角 θ_y 可使用公式 1 及公式 2 計算之，為對應構件發展達塑性彎矩時之轉角，並假設反曲點位於構件長度中點。

$$\text{梁：}\ \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (1)$$

$$\text{柱：}\ \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (2)$$

Q_{CE}是構件預期強度，對於梁和柱的撓曲作用，Q_{CE}是塑性彎矩容量，使用公式 3 及公式 4 計算之。

$$\text{梁：} Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (3)$$

$$\text{柱：} Q_{CE} = M_{CE}$$

$$= 1.18ZF_{ye}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \le ZF_{ye} \quad (4)$$

其中，Z 為塑性斷面模數，F_{ye}為預期降伏強度，l_b為梁全長，E 為彈性模數，I_C為柱之慣性矩，I_B為梁之慣性矩，P_{ye}為柱構件之預期軸向強度。

不同於鋼梁，鋼柱承受軸力，遂引進軸力修正因子α_p：

$$\alpha_p = 1 - \frac{|P|}{P_{ye}} \quad (5)$$

其中，P 為在靜載重及 0.5 倍活載重下之設計軸力；柱構件之預期降伏軸向強度$P_{ye} = A_g F_{ye}$，Ag 為鋼柱之斷面積。在軸力之作用下，強度以軸力修正因子α_p折減，轉角比例因子θ_{SF}對應於彎矩$\alpha_p M_{SF}$之轉角：

$$\theta_{SF} = \theta_y = \frac{\alpha_p M_{SF} H_C}{6EI_C} \quad (6)$$

H_C為鋼柱之淨高，I_C為鋼柱之慣性矩。

在 ASCE 41-13，經比例因子 (M_{SF} 及 θ_{SF}) 正規化後，鋼梁及鋼柱之彎矩非線性鉸變成無因次，並以五點 (A、B、C、D 及 E) 三參數 (a、b 及 c) 描述之，鋼梁之非線性鉸參數整理如表 1 及表 2。

表 2 鋼梁彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1+0.03a	a
D	c	1.01a
E	c	b

表 3 鋼柱彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/ SF
A	0	0
B	α_p	0
C	(1+0.03a) α_p	a α_p
D	c α_p	1.01a α_p
E	c α_p	b α_p

ASCE 41-13 建議考慮材料超強等因素，以預期材料強度F_{ye}(Expected-Strength)來進行結構之變形能力分析，預期材料強度F_{ye}是以材料之最低降伏強度F_y乘與強度轉換因子，對於國內工程常用之 ASTM A572 和 ASTM A36，建議採用之強度轉換因子為 1.1(即F_{ye}=1.1F_y)，對於未列於

ASCE 41-13 表 9-3 之其他規格鋼材，則建議採 1.1；對於台灣的 CNS 鋼材，本研究建議強度轉換因子採用 1.1。

三、耐震性能目標

於 1994 年美國北嶺地震發生後，檢視許多破壞的鋼結構都主要是梁柱接頭之脆性破壞，部分梁柱接頭之塑性變形角度不及 0.015 弧度，FEMA350[4]於 2000 年提出報告建議新型認證接頭(Prequalified Connections)的形式，以改善梁柱接頭塑性轉角不足的問題；因此評估的鋼結構抗彎構架依接頭形式區分為兩類，傳統梁柱接頭結構與改良式梁柱接頭結構，本研究建議的性能目標準則如表 3 所述，若 A_P 大於等於 A_T 則表示結構耐震能力足夠，反之需補強或拆除。

表 3 本研究建議之耐震性能目標

A_P(以下三者取小值)			A_T
強度準則	變形準則	構件準則	
$0.85V_{max}^{+}$（$0.85V_{max}^{+}$位於容量曲線下降段，並為最大值V_{max}的0.85倍）	最大層間變位角限制: •傳統接頭：2.0 % •改良式接頭：4.0 %	主要垂直承載構件發生破壞或完全喪失側向強度	$I\times0.4S_{DS}$

註: I 為用途係數，分為 1.0、1.25 及 1.5 三種。

四、模型檢核

詳細評估結果至關重要，若評估結果出現錯誤，不需補強者，因誤判而補強，則浪費社會資源；需要補強者，因誤判而未補強，則將讓人員處於危險之樓房。無論是高估或低估耐震能力，皆非專業人士所樂見，因此詳細評估完成後，評估人員必須自行檢核結果，以確保成果的正確性。

側推分析之結果為側推曲線（容量曲線），描述基底剪力及屋頂位移之關係。當屋頂位移尚小時，基底剪力隨屋頂位移而遞增，且呈線性關係，其斜率即為結構之勁度。然後基底剪力遞增之速率不斷趨緩，結構勁度軟化，繼而達基底剪力之最大值，即為結構之強度。檢核結構之勁度、強度及破壞模式（非線性鉸之發展過程），才能確認側推分析結果之合理性，以下所列為側推分析完成後須進行的十一項檢核項目：

1、鋼柱之軸力
2、軟弱層
3、結構之週期
4、最大基底剪力強度
5、非線性鉸參數
6、非線鉸設定位置
7、非線性側推結果
8、非線性鉸發展
9、撓曲破壞/剪力破壞
10、力與位移關係
11、性能目標地表加速度(A_P)檢核

五、結論與展望

本研究提出鋼造建築結構耐震能力詳細評估及其檢核之方法，採用 ASCE 41-13 所提之非線性鉸參數。非線性鉸之強度係依據學理推導而得，ASCE 41-13 採用超強因子、放大降伏強度。非線性鉸之位移(變形)能力取決於構件斷面之寬厚比，塑性設計斷面或結實斷面與否。ASCE 41-13 並未提供剪力非線性鉸參數，因此，使用者必

須檢核撓曲及剪力破壞之側力強度，確認剪力破壞及其非線鉸不會產生。

側推分析後，產生側推曲線（基底剪力與屋頂位移之關係），必須經過檢核，確認其正確性。由於鋼柱之撓曲強度隨其軸力而變，確認某一樓層鋼柱之軸力和，相當於其上樓層之重量和。檢核側推曲線之斜率（勁度、週期）及基底剪力之最大值，以掌握分析結果之可信度。檢核結構之軟層及弱層，以比對側推分析之破壞模式。檢核構件力與位移之變化曲線，確認非線性鉸之參數設定無誤。

本研究已完成四棟樓層數由二至十五層之抗彎矩系統鋼構造建築案例之詳細評估，說明評估流程及探討評估結果。經示範例分析後，本研究所提之評估及其檢核方法實屬可行。

參考文獻

1. 「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-20-005，台北，2018。
2. CSI (2020), ETABS Version 16, User's Manual, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
3. American Society of Civil Engineers (2014), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13.
4. FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Washington, D.C., 2000.
5. 林敏郎、鍾立來、周德光、紀凱甯、邱聰智、葉勇凱、李成邦、喬丹、林敏沁、林瑞良、林克強，「既有抗彎矩鋼構造建築耐震能力評估」，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-21-005。

震損後 RC 填充牆之殘餘耐震容量試驗

姚亭君[1]　邱建國[2]　邱聰智[3]

摘 要

本研究以台灣低矮型建物中常用混凝土填充牆作為試驗參考對象，探討界面滑移是否對於震損後填充牆耐震容量造成影響，設計時為避免試體出現水平界面滑移，因此提高牆體配筋量，分別施作靜力循環加載試驗及動力加載後靜力循環加載試驗，接著參考日本建築防災協會構件損傷度判定基準，搭配試體損傷表徵與殘餘裂縫寬度建立牆構件損傷度準則，歸納牆構件於各損傷度之勁度折減係數，比較兩次試驗結果之差異

關鍵詞：鋼筋混凝土、填充牆、動態加載、剪力破壞

一、前言

臺灣位於地震頻繁之環太平洋地震帶上，強震過後建築物有受損的可能性並且產生安全性之疑慮，我國法規上對於受損建築物主要分為兩階段進行處理，第一階段工程師需於震後針對震損建築物進行緊急評估，依據構件類型及損傷程度判定整體建築物之損傷程度，若判定結果唯有公共危險之虞者，須禁止使用該建物並且於期限內辦理建築物之修繕、補強或拆除後進行改建，此時工程師須針對此建築物進行詳細耐震能力評估，國內在震損構件之殘餘耐震性能相關研究較為缺乏，導致工程師經常以原有配置或者忽略受損構件進行保守分析加以評估，將會導致建物耐震性能有高估或低估之情況產生，因此須了解受損構件之殘餘力學性能，方可評估建物現況之殘餘耐震能力，供工程師評估建築物是否進行修復及補強之參考。

本研究以牆構件為實驗對象，參考盧奕羽試體參數[1]進行設計，搭配我國內政部營建署[2]與日本防災協會[3]現行之構件損傷程度之判定基準、試驗觀察之裂縫寬度與試體表徵，進而判定牆構件損傷程度、對應之裂縫寬度。本次試驗採取純靜態加載試驗與動態加載後靜態加載試驗，試驗完成後分析牆構件於試驗過程中各損傷度之殘餘力學性能，以前述歸納損傷度之判定基準，建議牆構件於剪力破壞下各損傷度之力學性能殘餘係數。

二、RC 填充牆試體設計

本研究共製作兩組試體，分別為純靜態加載試體及動態加載後靜態加載試體(表一)，柱斷面參考盧奕羽[1]之設計參數，原柱斷面為 50 × 50 cm，縮尺後為 25 × 25 cm，試體淨高 300 cm，縮尺後為 150cm，配筋型式為老舊街屋之非韌性設計，主筋採用 6 根 5 號鋼筋，主筋比 $\rho = 1.9\%$，箍筋採用 3 號鋼筋，間距為 20 cm。柱斷面之 5 號鋼筋使用材料為 SD420W，設計降伏強度為 4200 kgf/cm^2；3 號鋼筋使用材料為 SD280W，設計降伏強度為 2800 kgf/cm^2；混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm^2。

牆斷面參考盧奕羽[1]之設計參數，縮尺後採用牆長為 175 cm、牆淨高為 150 cm 以及牆厚為 15 cm 進行設計，原先四座試體為模擬老舊街屋中非結構牆設置，因而配置最小鋼筋比，但過低的鋼筋比於試驗

[1] 國立臺灣科技大學營建工程系碩士生
[2] 國立臺灣科技大學營建工程系教授
[3] 國家地震工程研究中心副研究員 暨 國立臺灣科技大學營建工程系合聘副教授

過程中產生非預期之界面水平滑動，因此本試驗將牆體配筋由 2 號鋼筋提升至 3 號鋼筋，垂直鋼筋間距維持 16.5 cm，垂直向鋼筋比由 0.26%提升至 0.597%；水平鋼筋間距維持 17.5 cm，水平向鋼筋比由 0.25%提升至 0.570%。牆與柱採用一體式澆置，因此混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm^2。

表一 試體參數

試體名稱	NEW-C25W15-(S、II)	
邊界柱寬及深	25 × 25 cm	
高度(h)及寬度(L)與牆厚(t_w)	150 × 225 × 15 cm	
垂直鋼筋(s_v)及鋼筋比(ρ_v)	雙排 SD280W #3@16.5 cm	0.597%
水平鋼筋(s_h)及鋼筋比(ρ_h)	雙排 SD280W #3@17.5 cm	0.570%
邊界柱主筋(s_b)及鋼筋比(ρ_s)	6-SD420W #5	1.900%
邊界柱箍筋(s_{sh})	SD280W #3@20 cm	
各試體混凝土抗壓強度(f'_c)	227/232 kgf/cm^2	

三、反力牆動靜態試驗

本研究試驗採用一組兩支動態油壓致動器提供側向力，並以一組兩支油壓致動器維持上梁水平運動，模擬樓板運動行為，並以 Oil Jack 提供軸壓，架設側撐避免試體產生面外方向變形。

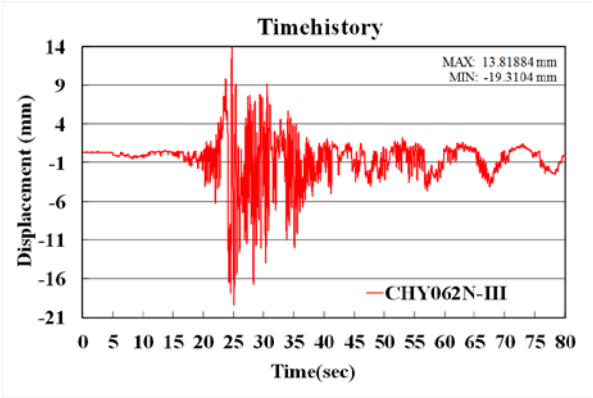


圖一 反力牆試驗構架

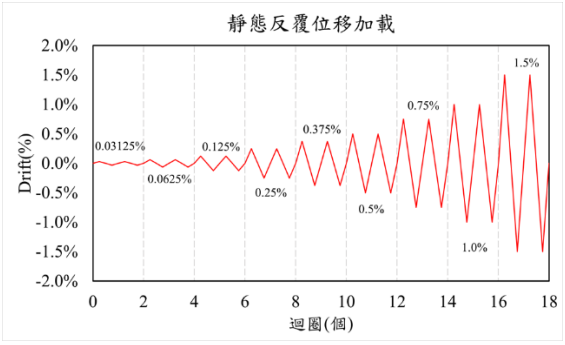
為模擬建築物實際牆構件於地震力作用下之反應，使用有限元素分析軟體對建築物進行非線性動力歷時分析，採用中央氣象局地震測報中心提供之 20160206 美濃地震各地震原始資料(ASCII)中台南市玉井區測站(CHY062)之地震原始加速度歷時資料，將此資料依照耐震設計規範分析要求轉換為相容該區域設計反應譜之人工合成地震，分析結果作為動態位移歷時加載波。

最後，調整輸入之地震力放大倍率，使得選擇之牆構件側力位移反應接近側推分析之強度點，其中分析模型構件高度為全尺寸，而試驗試體高度進行 1/2 縮尺，故依照 1/2 比例進行修正原分析所得之位移歷時反應，結果為圖二，並以此結果作為本試驗之動態加載條件。

靜態反覆加載方式，根據 ACI 374.2R-13 之規定，加載程序須採用三角形位移波輸出。各階段最大層間變位角依序為 0.03125%、0.0625%、0.125%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%。



圖二 動態試驗加載方案



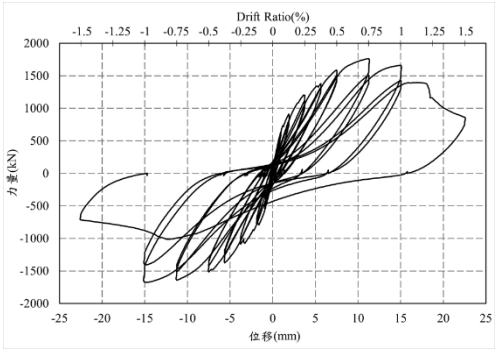
圖三 靜態試驗加載方案

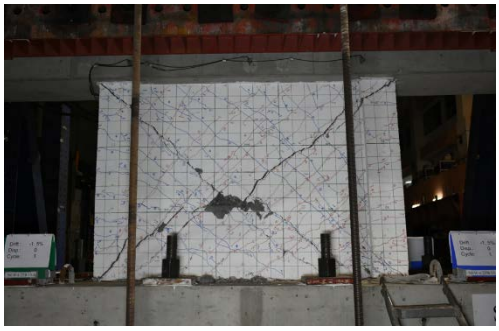
四、試驗結果與分析

材料試驗結果混凝土強度為 230kgf/cm^2，SD420 強度為 4600kgf/cm^2，SD280 強度為 3600kgf/cm^2。試體 NEW-C25W15-S 為靜態試驗；試體 NEW-C25W15-III 為動態歷時試驗後，接續靜態

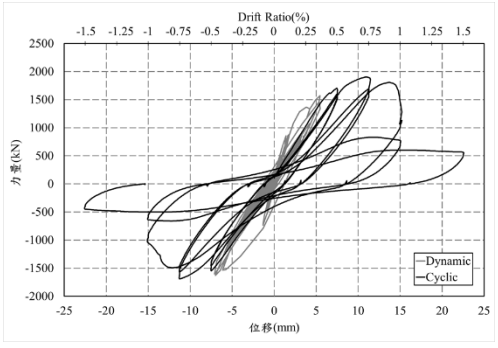
試驗，實驗結果顯示，兩試體之側力強度分別為 1765.9kN 與 1895kN，並且於強度點過後側力強度劇烈下降，判斷試體皆為剪力破壞主控(圖四、圖五)。

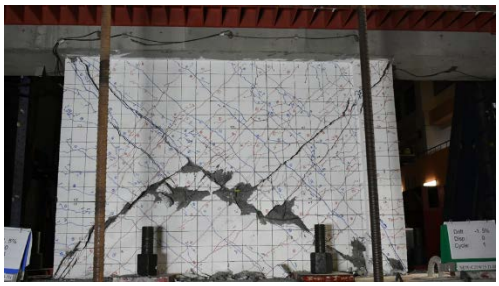
前期盧奕羽[1]實驗(C25W15 試體)結果顯示，牆底與基礎界面顯著滑移破壞，本次試體(NEW-C25W15 試體)因提高牆主筋量，因此無產生界面滑移之現象。藉由本次試驗可看出界面處鋼筋量著實影響滑移發生之狀況，並且滑移對於側力強度之發展影響不容小覷，詳細可參考文獻[1]與[4]。



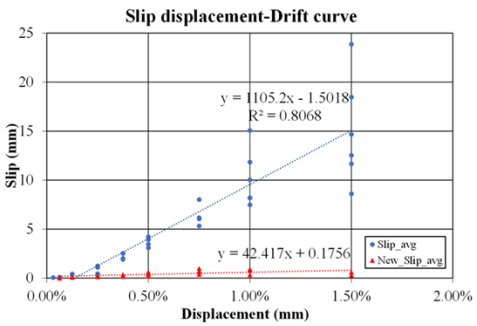


圖四 靜態試體(NEW-C25W15-S)遲滯迴圈與最終破壞狀況



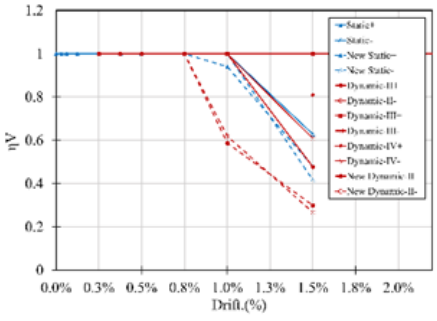


圖五 動態試體(NEW-C25W15-III)遲滯迴圈與最終破壞狀況

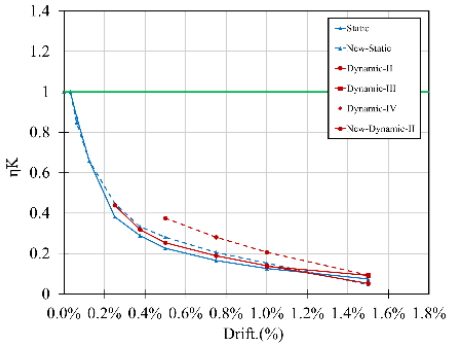


圖六 前期 C25W15 試體與本次 NEW-C25W15 試體之界面滑移量比較[4]

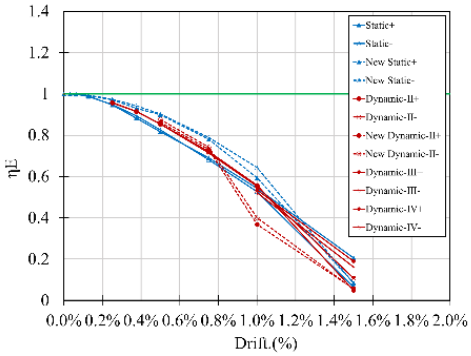
殘餘力學性能比較，依據側力強度、勁度、消能能力，三個參數與各震損程度判定之變形量，定義兩組構件震損折減因子，分別為具滑移之牆構件與不具滑移之牆構件之震損折減因子，其中耐震性能折減因子(η_E)考慮牆體為高勁度且脆性破壞之構材，無相對撓區構件產生之延展性，可以觀察到滑移於勁度軟化現象較為劇烈，而不具滑移之試體由於剪力行為發展較為明顯，因此於側力強度極限點後側力強度迅速衰退。



圖七 各試體力學性能參數比較(強度衰減)



圖八 各試體力學性能參數比較(等效勁度衰減)



圖九 各試體力學性能參數比較(耐震性能衰減)

五、結論與展望

本研究對於震損 RC 填充牆之耐震容量已有初步探討，未來發展與期望有以下幾點：

1. 界面滑移會使構件側力強度無法完全發揮;勁度衰退部分亦受到強度發展之影響而有較為嚴重之狀況;能量消散部分由於界面滑移之關係,使得牆構件於強度點附近有些許韌性存在,相較之下無滑移牆構件並無此現象。

2. 建築物於地震等動態載重加載之殘餘能力以過去傳統往復載重測試驗證之準確度疑慮已由本系列研究進行討論,可觀察到往復載重與動態加載後往復載重差異不大且傳統往復載重較為保守。

3. 藉由殘餘力學性能因子可以找出牆構件於災害過後之包絡線,可納入未來耐震能力詳細評估中構件震損後行為預測,進而獲得更為精確之分析。

參考文獻

[1] 盧奕羽 (2020),「考慮震損之 RC 填充牆耐震容量之研究」,國立臺灣科技大學營建工程學系，碩士論文，台北。

[2] 內政部營建署，災害後危險建築物緊急評估辦法，2009.

[3] 日本建築防災協会，震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2001.

[4] 姚亭君 (2021),「界面滑移對於震損 RC 填充牆耐震容量之影響」,國立臺灣科技大學營建工程學系，碩士論文，台北

應用高強度纖維樹脂砂漿於耐震補強之研究

蕭輔沛[1]　何家儀[2]　翁樸文[3]　林佳蓁[4]　郭至明[2]

摘 要

傳統耐震補強工法常會嚴重影響原建築物之正常運作，對於私有建物較難推行耐震補強工作。本研究運用高強度纖維樹脂砂漿材料於既有鋼筋混凝土結構，能有效改善傳統補強工法在構材剪力區及界面接合處容易產生破壞之問題。採用高強度纖維樹脂砂漿，於兩周內即可達到設計強度，施工影響範圍小，可不影響建築物既有功能，對於醫院、住商混合大樓及私人住宅均有高度運用價值，將有助於推展私有建築耐震補強。本研究於國家地震工程研究中心進行多種不同補強工法試驗，進行水平向反覆加載試驗，比較各式補強工法的強度提升效果與受力變形行為。配合現行耐震評估方法與工具，發展適用於本案所開發不同補強工法之評估模擬方式，並與試驗結果相互驗證，期能提供未來國內業界進行使用，造福社稷。

關鍵詞：耐震補強結構、鋼框架斜撐、RC 剪力牆、耐震間柱

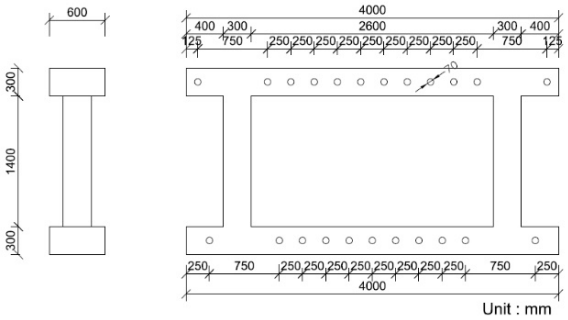
一、前言

本研究將針對鋼框架斜撐補強、剪力牆補強以及耐震間柱補強，三種補強工法進行研究及試驗。根據之前研究結果得知，在外加構架中的梁柱接頭區域使用高強度纖維樹脂砂漿進行設計試驗，接頭區域在試驗之後並未產生破壞，可知其所用高強度纖維樹脂砂漿受力行為良好，使得外加構架之強度能完全發揮。本研究將採用高強度纖維樹脂砂漿特性運用在一般補強工法，期望能改善剪力區塊及界面銜接傳遞區產生之破壞，並有效提升建築物之耐震能力。

二、試體設計

本試驗計劃將研究三種補強工法，包含六座試體，分別為一座既有基礎構架試體 (BS1) 、兩座鋼框架斜撐補強試體 (FS1 及 FS2) 、兩座 RC 剪力牆補強試體 (SS1 及 SS2) 及一座耐震間柱補強試體 (CS1) 。既有基礎構架試體 (BS1) 為模擬臺灣的中高樓層建築物之一樓結構，試體因試驗平台限制，六座試體皆採二分之一縮尺設計。

基礎構架試體其型式為門形構架，試體長度為 4000 公釐，高度為 2000 公釐，跨距為 2900 公釐，如圖一所示。邊柱斷面長度為 300 公釐，寬度 300 公釐，淨高度 1400 公釐，在鋼筋設計上配置 12 根 5 號鋼筋，箍筋配置 3 號鋼筋，其間距為 100 公釐。上下梁長度為 4000 公釐，斷面寬度為 600 公釐、深度為 300 公釐，在鋼筋設計上主筋配置 14 根 6 號鋼筋，箍筋配置 3 號鋼筋，其間距為 100 公釐。邊柱及上下梁混凝土設計之抗壓強度皆 210 kgf/cm^2 。

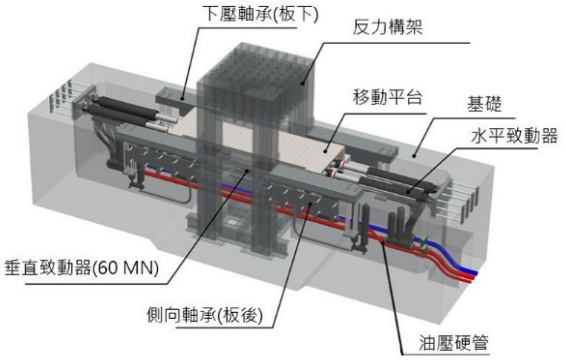


圖一 基礎構架試體尺寸示意圖

[1] 國家地震工程研究中心組長 兼國立成功大學土木工程學系 合聘教授
[2] 國立臺北科技大學土木工程學系 碩士生
[3] 國家地震工程研究中心 研究助理員
[4] 國家地震工程研究中心 專案副技術師

三、實驗方法與測試佈置

研究試驗共有六座試體，位於國家地震工程研究中心臺南實驗室之雙軸向試驗系統進行試驗，如圖二所示。雙軸向系統之垂直向部分，平台底部有 6 支動態致動器與 1 座靜態致動器提供垂直向力量與位移；側向部分共有 4 支靜態致動器容許系統在此方向進行微調；長向則由 4 支動態致動器作動並且能滿足靜態大位移的需求。



圖二 雙軸向試驗系統

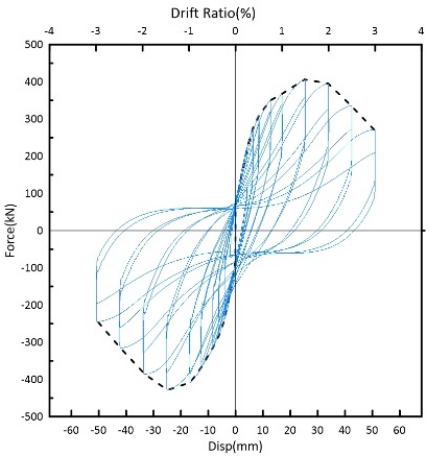
本試驗試體由兩組夾梁作為固定，需要於試驗前將兩組夾梁先固定於試體，並施加下夾梁預力，再將試體與夾梁一起吊進雙軸向試驗系統中。因此在試體組裝及施加預力過程中需要注意避免試體產生損傷，造成非預期之破壞影響試驗結果。

四、試驗結果

由針對 5 座補強構架試體與基礎構架試體在反覆載重試驗下，探討試體行為。每一個層間變位角，其側向力為水平致動器施力於移動平台之總載重。以符號+表示試體往正向移動，以符號-表示試體往負向移動。每一個層間變位角皆取第一迴圈最大值為該層間變位角之最大側向力。

4.1 基礎構架試體 BS1

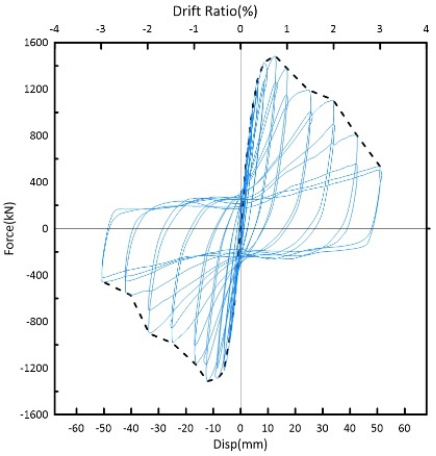
基礎構架試體 BS1，如圖三所示，在 Drift Raito = 1.5% 時，第一個迴圈中正向及負向皆達到最大承載力分別為 406kN 及 - 428kN 。直至 Drift Ratio = 3.0% 時，試體強度僅剩下 241kN，為最大承載力之 56%。



圖三 BS1 遲滯迴圈及包絡線

4.2 鋼框架斜撐試體 FS1

鋼框架斜撐補強試體 FS1，如圖四所示。在 Drift Raito = 1% 時，第一個迴圈中正向及負向皆達到最大承載力分別為 1488kN 及 -1285kN ，此時補強接合部角隅砂漿剝落，並與基礎試體產生滑移，使得強度無法再提升，鋼框架斜撐補強構件沒有發揮預期強度。在 Drift Ratio = 3.0% 時，試體強度僅剩下 460kN ，為最大承載力之 30%，邊界柱保護層剝落。

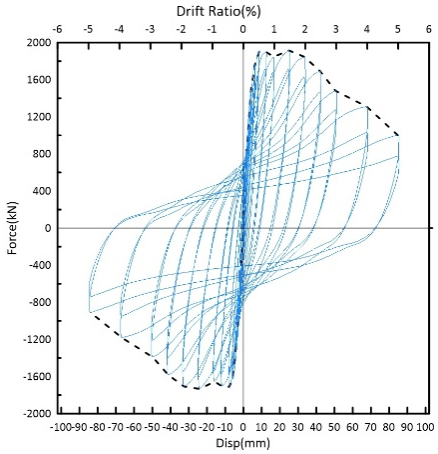


圖四 FS1 遲滯迴圈及包絡線

4.3 鋼框架斜撐試體 FS2

鋼框架斜撐補強試體 FS2，如圖五所示。在 Drift Raito = 0.75% 時，鋼框架斜撐

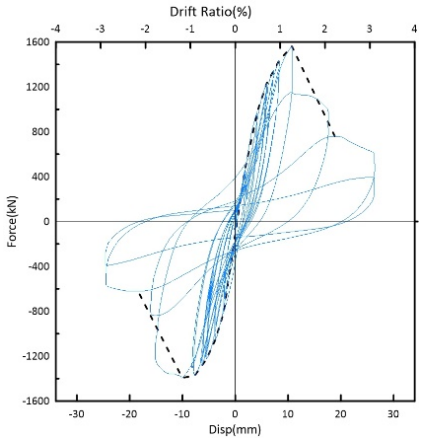
發生挫屈，在第二個迴圈時，試體強度稍微下降，直至 Drift Ratio=1% 時，鋼框架斜撐發揮其降伏強度使試體強度上升。在 Drift Ratio = 1.5% 時，第一個迴圈中正向及負向皆達到最大承載力分別為 1915kN 及 -1733kN 。在 Drift Ratio = 5.0% 時，試體強度僅剩下 910kN ，為最大承載力之 50% ，邊界柱、鋼框架斜撐兩側皆與補強接合部砂漿分離。



圖五 FS2 遲滯迴圈及包絡線

4.4 開口 RC 剪力牆補強試體 SS1

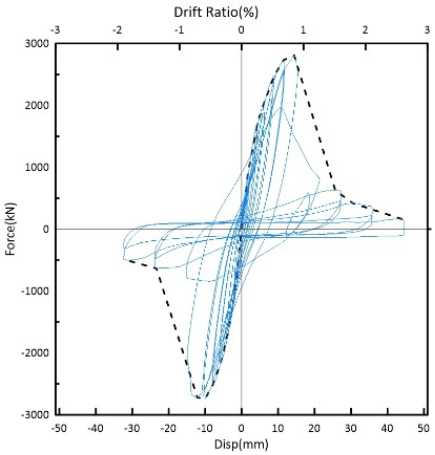
開口 RC 剪力牆補強試體 SS1，如圖六所示。在 Drift Ratio = 1% 時，第一個迴圈中正向及負向皆達到最大承載力分別為 1561.49kN 及 -1393.52kN ，在第二個迴圈正向時，試體強度驟降。在 Drift Ratio = 1.5% 時，試體強度僅剩下 622kN ，為最大承載力之 40% ，邊界柱撓剪破壞、開口處兩側塊狀砂漿大量剝落，牆筋外露。



圖六 SS1 遲滯迴圈及包絡線

4.5 斜向配筋剪力牆補強試體 SS2

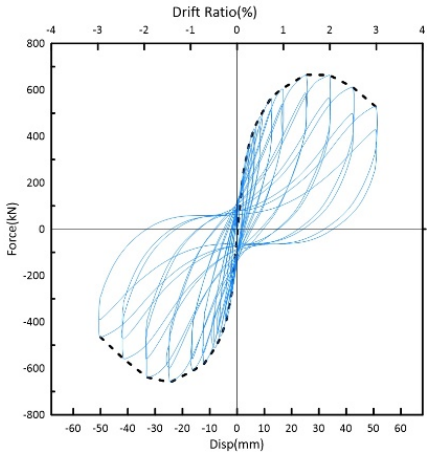
斜向配筋剪力牆補強試體 SS2，如圖七所示。在 Drift Ratio = 1% 時，第一個迴圈中正向及負向皆達到最大承載力分別為 2807.83kN 及 -2723.97kN ，在第二個迴圈正向時，試體強度驟降。在 Drift Ratio = 2.5% 時，第一迴圈正向時，試體強度僅剩下 164kN ，為最大承載力之 6% ，剪力牆補強試體大量塊狀砂漿剝落，牆筋外露且彎曲，邊界柱撓剪破壞，主筋及箍筋嚴重變形。



圖七 SS2 遲滯迴圈及包絡線

4.6 耐震間柱補強試體 CS1

耐震間柱補強試體 CS1 ，如圖八所示，在 Drift Raito = 1.5% 時，第一個迴圈中正向及負向皆達到最大承載力分別為 665.16kN 及 -660.31kN ，此時補強接合部角隅砂漿剝落，且與基礎試體產生滑移，使得強度無法再提升，沒有發揮預期強度。在 Drift Ratio = 3.0% 時，試體強度僅剩下 466kN ，為最大承載力之 70% ，邊界柱保護層剝落。試驗結束後，發現基礎構架試體上梁部分出現水平向非預期裂縫，推測其原因可能為補強構件產生集中應力使得試體產生破壞。



圖八 CS1 遲滯迴圈及包絡線

五、結論與期望

本研究為一般補強型式上運用高強度纖維樹脂砂漿，由試驗結果顯示高強度樹脂纖維砂漿不論是作為接合部設計能有效傳遞力量，或是取代一般混凝土提高試體剪力強度皆有良好的效果。以下為本次研究所彙整之結果:

1. 於鋼框架斜撐試體設計上採間接接合型，接合部使用高強度纖維樹脂砂漿，不僅提供良好的界面剪力強度，更降低了施工難度及時間。補強鋼框架斜撐構件可事先於工廠預鑄，若有施工上的誤差能藉由填入砂漿來作彌補，相較於現場焊接補強構件，更能與基礎構架試體更緊密貼合。
2. 於鋼框架斜撐試體 FS2 試驗中，採用高強度纖維樹脂砂漿作為補強接合部之填充材料，在不使用圍束箍筋的情況下，補強構件依然能有效提供試體發揮其強度，且界面並無產生滑移，降低施工難度。
3. 於鋼框架斜撐試體 FS1 與耐震間柱試體 CS1 試驗過程中，由於化學錨栓設計上發生不足之問題，在試體尚未達到預期強度前，界面與基礎構架試體先行滑移。
4. 剪力牆試體若符合規範設計之界面摩擦剪力強度，可運用大號數鋼筋單排植筋取代小號數鋼筋雙排植筋，降低植筋數量，增加施工便利性。
5. 在提供相同剪力強度之剪力牆，採用高強度纖維樹脂砂漿設計較一般混凝土設計之牆厚度能大幅降低，更能貼合既有建築之牆面，也減少對既有空間之壓縮。
6. 高強度纖維樹脂砂漿於 14 天即可達到預期抗壓強度，將其運用於補強工法上能縮短施工工期，減少對既有建築運作之影響，適合商辦大樓及醫院進行補強作業。

參考文獻

1. 褚有倫.(2014).既有鋼筋混凝土結構應用鋼框架斜撐補強工法之研究.國立臺北科技大學土木與防災研究所學位論文
2. 顏瑋利.(2018).既有結構以外部構架補強研究.國立臺北科技大學土木與防災研究所學位論文
3. 古子恩.(2019).改良鋼筋混凝土補強工法研究其損壞診斷.國立臺北科技大學土木與防災研究所學位論文
4. 簡巧涵.(2015).間接接合型鋼框架在 RC 構架之耐震補強研究.國立臺灣大學土木工程學研究所學位論文
5. 中華民國結構工程學會.(2005).鋼結構設計手冊(極限設計法).科技圖書
6. 喜利得股份有限公司.(2018).錨栓固定技術手冊
7. 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
8. 蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓、莊明介.(2012).槽接式挫屈束制支撐與脫層材料性能研究.結構工程.第二十七卷,第三期
9. 內政部營建署.(2011).建築物耐震設計規範
10. 內政部營建署.(2011).混凝土結構設計規範

縮尺跨斷層簡支橋梁振動台試驗與分析

洪曉慧[1]　曾院碩[2]　黃仲偉[3]

摘 要

為了瞭解簡支梁橋在跨斷層地震作用下的反應，本研究建立一組 1/81 縮尺的兩跨簡支梁橋實驗模型，透過小型振動台實驗比較簡支橋於近斷層與跨斷層地震作用下之位移與加速度反應。此外，本研究亦建立數值模型與實驗結果進行比較，也藉由模型分析求得對應之橋柱內力，作為橋梁耐震能力的參考。實驗使用兩座小型振動台以同步輸入與非同步輸入方式模擬近斷層與跨斷層效應，考慮之變數包括是否配置止震塊，以及斷層錯動方向。分析模擬則是利用 SAP 2000 建立有限元素模型，搭配位移歷時輸入進行非線性動力歷時分析。實驗與模擬結果顯示，跨斷層效應主要反應在結構之位移，若位移受到限制，則會大幅提高橋墩的內力，而橋面動態的加速度則主要導因於近斷層加速度之動態效應。此外研究結果也顯示若實驗以單一振動台模擬跨斷層效應，在橋梁相對位移的推求上結果和雙振動台之模擬差異不大，但有可能會錯估加速度反應和橋墩內力。

關鍵詞：跨斷層橋梁、縮尺振動台試驗、止震塊、近斷層地震

一、前言

台灣地區位處歐亞板塊與菲律賓海板塊的交接，斷層密佈。根據台灣地調所最新的調查結果顯示，臺灣地區共有 33 條活動斷層，以及 4 條存疑斷層，既有橋梁與新建橋梁很難完全避開跨越斷層的威脅。跨斷層橋梁除受到近斷層地震的高地震動值、長週期速度脈衝的威脅外，也須承受斷層錯動之永久差異位移引致之高位移需求，如 1999 年發生於台灣中部的 921 集集地震[1]，同年發生於土耳其的兩次地震[2]，以及 2016 年發生於日本的熊本地震[3]等皆造成眾多跨越斷層橋梁嚴重損壞，也對於鄰近的交通要道產生很嚴重的損傷。目前國內現行橋梁耐震設計規範只考慮近斷層橋梁的耐震行為，對於跨越斷層橋梁則是建議直接避開，並明確指出規範不適用於跨越活動斷層之橋梁設計，然臺灣斷層密布，常在不得已，甚至是不知情的情況下須面臨跨斷層的威脅，所以實有必要針對跨斷層效應對橋梁的影響進行更深入的研究。現行台灣既有公路橋梁有為數眾多之簡支橋梁，921 地震時也有很多簡支橋梁因斷層直接跨越而落橋，造成橋梁永久性的損害，故本研究以簡支橋梁為研究標的。

本研究為了瞭解簡支梁橋在近斷層以及不同角度之跨斷層地震作用下的反應，建立一組縮尺的兩跨簡支梁橋實驗模型，透過實驗探討近斷層與跨斷層對簡支橋梁之影響。此外，本研究亦藉由模型分析求得橋柱在不同變因下之內力。實驗使用振動台以同步輸入與非同步輸入模擬近斷層與跨斷層效應，在跨斷層部分以相對錯位與絕對錯位兩種不同模擬方式進行。模擬則是利用 SAP 2000 建立有限元素模型，以地震位移歷時輸入進行非線性歷時分析。

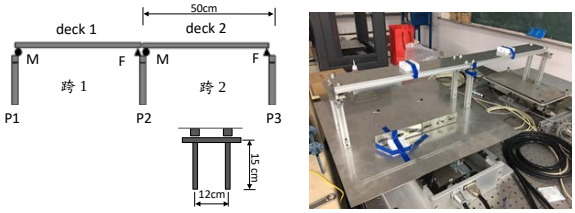
二、試驗規劃

本實驗設計兩跨簡支梁橋，以同步與非同步輸入地震歷時，分別代表橋梁受近斷層和跨斷層地震，比較橋梁受不同地震之反應，其中在非同步輸入地震歷時情況下，再分成以相對錯位與絕對錯位的方式

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 中原大學土木工程學系碩士生
[3] 中原大學土木工程學系教授

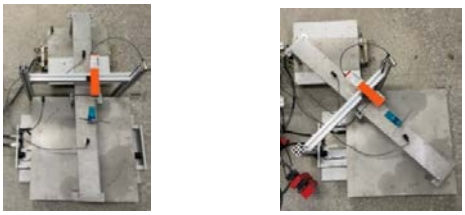
進行實驗，用以比較跨越斷層橋梁在兩種不同形式的地震激勵下反應的差異，以利了解未來在進行大型試驗時若只有一台振動台進行跨斷層實驗，實驗所得之橋梁反應可能產生之誤差。

受限於動力裝置等硬體實驗設備，本研究採縮尺橋梁模型進行雙振動台試驗，以跨徑為 40.5 m，柱高為 12.15 m 的兩跨簡支梁橋梁為標的進行 1/81 縮尺。縮尺模型如圖一所示，上部結構由兩支並列主梁組成，單跨跨徑為 50 cm，下部結構為雙柱構架式橋墩，柱高為 15 cm，柱間距為 12 cm。橋梁支承配置為 M-FM-F，其中 M 為雙向滑動支承，F 為固定支承。由於不易使用鋼筋混凝土建置 1/81 縮尺橋梁，因此實驗選取鋁擠型作為橋體的主結構，包含橋柱、帽梁和主梁等皆以相同斷面之鋁擠型構成，橋面板則以白鐵板架設。本研究採用的鋁擠型型號為 A6N01S-T5，其斷面積為 160 mm2，抗拉強度為 25 kgf/mm^2、降伏強度為 21 kgf/mm^2。



圖一 實驗縮尺模型規劃

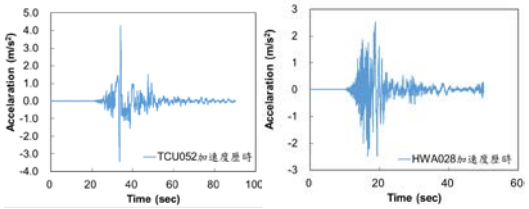
本試驗在主梁兩端下方皆焊上鐵製圓桿模擬支承，其中固定支承端圓桿另和下部結構帽梁頂鐵板點焊連結，以限制支承行車向和垂直行車向位移，雙向滑動支承端則是直接置放於下部結構帽梁頂鐵板上，使支承得以於行車向和垂直行車向自由滑移。此外，為探討止震塊的影響，部分實驗亦配置垂直行車向止震塊，止震塊以螺帽模擬，止震塊與主梁之間距為 3 mm。在行車向，本實驗並未設置止震塊，但透過於帽梁上裝設白鐵板將行車向防落長度設定為 12 mm。實驗包含兩種不同斷層水平角，分別為 90 度與 45 度。如圖二(a)所示，90 度斷層水平角是將橋梁架設於兩平行之振動台上，橋梁行車向與斷層線方向相互垂直；如圖二(b)所示，45 度斷層水平角則是使橋梁行車向與斷層線方向之夾角呈 45 度。



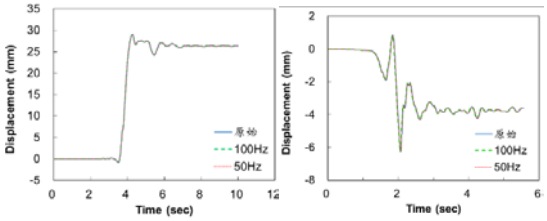
(a) 90 度斷層水平角 (b) 45 度斷層水平角

圖二 試驗配置

為了探討地震的跨斷層效應對簡支梁橋的影響，實驗選擇兩組具明顯永久位移之地震歷時，包括 1999 年集集地震於 TCU052 測站，以及 2018 年花蓮地震於 HWA028 測站所測得之地震歷時進行實驗比較。圖三所示為兩組地震之原始加速度歷時圖，配合位移控制之振動台試驗，加速度歷時需進行兩次積分得位移歷時。因本實驗為縮尺試驗，故實驗的輸入地震歷時亦需進行縮尺後方能使用，縮尺後的 TCU052 最大位移量將近 9 cm，已超越振動台位移保護機制，故實驗時將其調降為 1/3 倍。本研究試驗最後採用之位移歷時如圖四所示，TCU052 和 HWA028 之最大位移量分別約為 30 mm 和 6 mm。



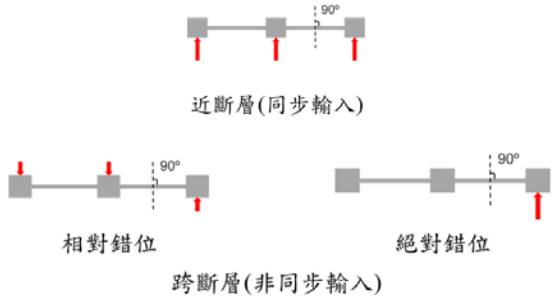
圖三 加速度歷時圖



圖四 實驗採用之位移歷時圖

本研究採用兩組縮尺後之近斷層地震歷時，以位移輸入方法進行實驗，因受限於振動台僅能單向水平振動，實驗僅輸入單向水平地震歷時。如圖五所示，近斷層是以兩振動台同

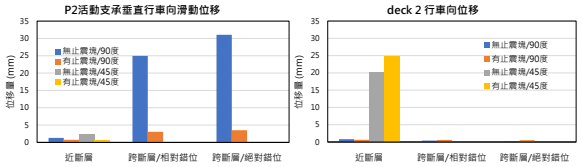
時同向輸入 1 倍的位移歷時進行實驗，致使兩跨橋梁各點之間相對位移趨近於零；跨斷層相對位移則是使兩振動台同時反向各輸入 0.5 倍的位移歷時，使兩振動台的相對位移量與輸入地震歷時相同；而跨斷層絕對錯位則是使一振動台輸入 1 倍的位移歷時，另一振動台靜止不動，其相對位移也與輸入地震歷時相同。兩種不同的跨斷層模擬方式原因在於並非所有實驗皆適用兩組振動台進行實驗；抑或考量未來進行大型實驗時，實驗場只有一組振動台的情況下，研究僅採用單一振動台對橋梁受震的反應有何種影響是必要的。



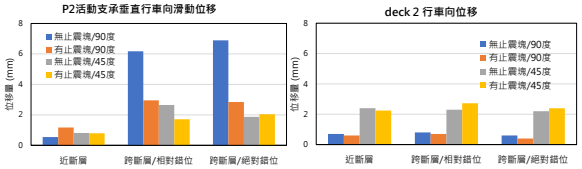
圖五 位移輸入法示意圖

三、試驗結果

本研究實驗採用兩組縮尺地震歷時 TCU052 和 HWA028，分別代表兩種不同程度斷層錯動位移量之案例，另比較不同變因之影響，探討的變因包括兩種跨越斷層角度（90 度和 45 度）、有無止震塊，以及近斷層與跨斷層效應（包括相對錯位與絕對錯位），故總共 24 組試驗。圖六和七為取實驗歷時過程中最大反應所進行之比較，比較項目包括橋柱 P2 上活動支承垂直行車向滑動位移，橋面板 deck 2 行車向位移量，以及兩個橋面板（deck 1 和 deck 2）之垂直行車向加速度等。其中圖六和七分別顯示位移反應與加速度反應的比較，(a)圖和(b)圖則分別代表地震歷時為 TCU052 和 HWA028 之實驗結果。很明顯的，對於活動支承垂直行車向滑動位移，跨斷層實驗結果都比非跨斷層（近斷層）實驗結果大，不過若垂直行車向有設置止震塊，則此位移量會被限制在止震塊與主梁之間距約 3mm 左右。在此需特別說明，圖六和七中並未顯示 TCU052 在斷層角度為 45 度之結果，此係因為 TCU052 的錯動位移量較大，當斷層角度為 45 度時，橋墩 P2 和 P3 行車向之相對位移量也提高，所以橋面板 deck 2 滑動支承端之行車向滑動位移量皆在歷時未結束前即大於防落長度而引致落橋。對於落橋之案例，本研究並未將其列入最大反應之比較中，故 (a) 圖中缺 45 度斷層角對應之試驗結果，至於 HWA028 因錯動位移量小於 TCU052，引致之行車向位移量並未大於防落長度，所以未落橋。此外從圖六亦可觀察到相對錯位之跨斷層和絕對錯位之跨斷層試驗所得的位移反應差異不大，可見用單一振動台模擬跨斷層狀況對於位移反應是可信賴的。



(a) TCU 052

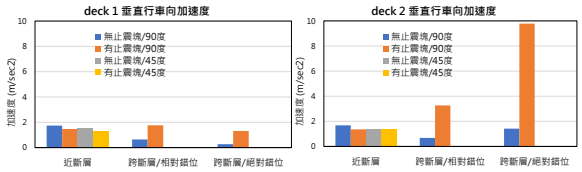


(b) HWA 028

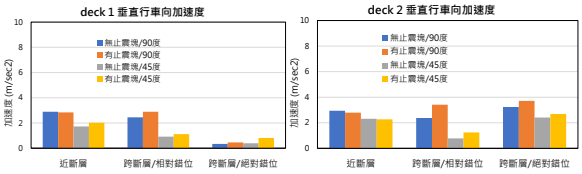
圖六 止震塊和斷層角度在不同地震下對橋梁位移反應的影響

在橋面垂直行車向加速度方面，首先比較橋面板 deck 2 之加速度，在沒有止震塊的情況下，實驗數據顯示非跨斷層（近斷層）之橋梁相較於相對錯位之跨斷層橋梁有較大的橋面加速度，判斷是因為相對錯位輸入的位移歷時為原來的 1/2，故其動態的加速度量也減半。同理，輸入位移並未減半之絕對錯位跨斷層的 deck 2 加速度則約略等同於非跨斷層橋梁之加速度，此結果除確認兩種跨斷層試驗方式會得到不同的加速度值，也確認跨斷層效應對橋梁主要的影響在位移，而其對加速度的影響則較小。在 deck 1 的加速度方面，由於絕對錯位之試驗為橋墩 P3 有位移輸入，而橋墩 P1 和 P2 皆靜止，且橋面板 deck 2 下方的梁和 P2 的支承條件又是雙向滑動，

所以橋面板 deck 1 的加速度都小於 deck 2。



(c) TCU 052



(d) HWA 028

圖七 止震塊和斷層角度在不同地震下對橋梁加速度反應的影響

由於實驗之縮尺橋梁使用鋁擠型構成，鋁擠型為剛性材料，實驗過程中變形量小，難以透過應變計量測其內力，故本研究亦透過商用有限元素軟體 SAP 2000 建立縮尺橋梁數值模型，並進行動力歷時分析。透過模擬分析，可同時求得橋梁之位移與內力反應，位移反應與實驗結果相比差異不大，可再次驗證分析結果的可靠度，但由於篇幅的限制，本文省略分析的比較圖表。

四、結論

本研究針對近斷層與跨斷層簡支梁橋受震下的反應進行探討，並設計縮尺實驗觀察結果，輔以 SAP 2000 有限元素模擬進行驗證，依據試驗與分析模擬可歸納出以下幾點現象：

1. 根據實驗與模擬結果顯示，無論是橋梁與斷層呈 90 度夾角或是 45 度夾角，以非同步輸入模擬跨斷層橋梁所得之橋面位移，抑或是柱底內力，會大於同步輸入模擬之近斷層情況，但橋面加速度在輸入之位移歷時大小相同的情況下，兩者差異不大。
2. 簡支梁橋受到非同步輸入之地震歷時，在橋梁與斷層呈 45 度夾角時，較 90 度夾角容易產生落橋破壞，因此設計橋梁時除了針對斷層走向要有一定的認知以外，增設防落裝置或提高防落長度可有效降低簡支梁橋落橋疑慮。
3. 由實驗與模擬可歸納出橋面板加速度主要導因於近斷層地震之動態效應，而跨斷層差異位移的影響主要反應在橋面位移，抑或是橋柱內力中，何者控制崙視上部結構與下部結構間是否允許自由滑動。
4. 橋柱內力與位移輸入方式以及是否撞擊止震塊有關，在不考慮止震塊破壞的情況下，可發現止震塊雖然限制了橋梁的垂直行車向位移，防止落橋發生，但是因為主梁撞擊止震塊，會透過止震塊將力傳至柱底，導致柱底承受內力增大，進而增加橋柱破壞的機率。
5. 跨斷層橋梁相較於近斷層橋梁會承受較大之柱底扭矩，對於支承條件為固定之雙柱構架式橋墩，其兩支橋柱也容易因橋面之旋轉扭矩而於行車向產生大小相同方向相反的剪力，故跨越斷層之構架式橋墩在設計上不容忽略扭矩引致之剪力。
6. 實驗若以單一振動台模擬跨斷層效應，在橋梁相對位移的推求上，結果和以雙振動台相對錯位之方式進行之實驗結果差異不大，但有可能會錯估橋面加速度反應和橋墩內力。

參考文獻

1. 張國鎮，(2009)，九二一集集地震全面勘災報告-橋樑震害調查，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-99-055.
2. Ulusay, R., Aydan, O., Hamada, M. (2002), The behaviour of structures built on active fault zones: Examples from the recent earthquakes of Turkey, Structural Engineering & Earthquake Engineering, JSCE, 19 (2), 149-167.
3. 日本橋梁建設協會，(2016)，熊本地震橋梁被害調查報告書。

智慧型奈米阻尼器開發(II)

葉芳耀[1]　游忠翰[2]　彭聖凱[3]　張國鎮[4]

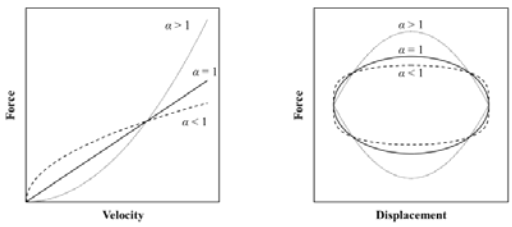
摘 要

被動型奈米阻尼器具有雙指數之力學特性，於小速度下阻尼器出力與速度呈$\alpha>1$之關係，而於一般運作速度下則呈現$\alpha<1$之關係。應用於橋梁，可以降低平時溫差或行車作用下阻尼器內壓與油封之磨耗，提升阻尼器之耐久性。本研究嘗試使用奈米流體剪切增稠與稀變的特性及僅具簡單實心活塞頭之阻尼器，希望通過改變奈米流體的配比和濃度來調節阻尼器性能，達到具有雙指數力學特性之流體阻尼器。研究結果顯示：(1)奈米流體的初始黏度大於相應的純 PPG 流體的黏度；(2)初始黏度與 PPG 聚合物鏈長和流體濃度成正比；(3)剪切增稠作用，凝團效應和最大黏度皆與流體濃度成正比；(4)隨著溫度的上升，各剪應變率所對應的黏度隨之下降，相對極小及極大黏度所對應的剪應變率也隨溫度增加而變大；(5)奈米流體阻尼器遲滯迴圈的大小與測試頻率及最大速度成正比，溫度修正後奈米流體阻尼器的出力曲線及出力方程式均顯示具有雙指數之力學特性。

關鍵詞：奈米材料、流變學、奈米流體特性試驗、阻尼器性能試驗

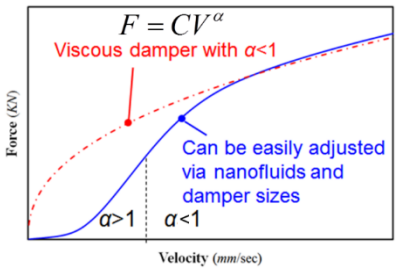
一、前言

在近年來，液態黏性阻尼器的應用研究相當廣泛。於結構工程領域，液態黏性阻尼器可用於減輕建築物和橋梁在地震下的振動，還能夠改善抗震能力不足的建築物。阻尼器於運動過程中，藉由活塞頭向兩側相對運動時所對液體產生的壓力差，而產生與速度相依之阻尼力。阻尼器出力及活塞頭運動速度之關係可寫為$F_D = CV^{\alpha}$，其中F_D為阻尼力；C為阻尼係數；V是阻尼器速度；α則為其指數。其中，α=1之阻尼器稱作線性液態黏性阻尼器；反之$\alpha \neq 1$之阻尼器則稱為非線性液態黏性阻尼器，如圖一所示。



圖一　不同指數之阻尼器特性曲線

指數小於 1 的黏性阻尼器因其阻尼力特性而廣受歡迎，該特性在使阻尼器於低速時能迅速達到力量需求，而在高速時其阻尼力則不會增加過快，如圖二中的紅色虛線所示。近年來，工程師發現其低速下所產生的大阻尼力將限制其他的結構控制功能，例如隔震系統。相反的，一個理想化的奈米流體阻尼器力學行為則如圖二中藍色實線所示，包括了兩條連續的指數曲線。該特性使得奈米流體阻尼器能在低速下產生低阻尼力，並在特定速度範圍內急劇增加阻尼力，使其在一般速度範圍中具有正常黏性阻尼器的性能。



圖二　雙指數阻尼器之特性曲線

[1] 國家地震工程研究中心橋梁組研究員兼組長
[2] 國家地震工程研究中心結構監測與控制組助理研究員
[3] 國立臺灣大學土木工程學系博士候選人
[4] 國立臺灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心橋梁組召集人

研究團隊於前期研究已證實奈米流體阻尼器具有α<1之出力行為[1]，本研究嘗試使用奈米流體剪切增稠與稀變的特性及僅具簡單實心活塞頭之阻尼器，希望通過改變奈米流體的配比和濃度來調節阻尼器性能，達到具有雙指數力學特性之阻尼器。

二、奈米流體特性試驗

為瞭解不同操縱變因對所配製而成的奈米流體之影響，並希望能讓奈米流體更富多樣化以增加本研究材料的選擇性與適用性，包括不同的二氧化矽奈米粒子(AEROSIL®R812、AEROSIL®R972及AEROSIL®R974)、不同分子量的聚丙二醇(PolypropyleneGlycol，簡稱PPG)溶液(PPG400、PPG1000、PPG2000、PPG3000及PPG4000)及不同的溶液重量百分濃度(4%、6%、8%、10%、12%及14%)等操縱變因來配製奈米流體。

2.1 奈米流體製備

奈米流體每次的配製流程均保持固定，以期奈米流體品質一致，拌合步驟如下(圖三)：(1)將裝有聚丙二醇的容器置於攪拌機下，打開攪拌機並使容器中的載液保持低速旋轉。(2)將二氧化矽粒子逐步緩慢加入至容器中，維持低速旋轉將二氧化矽粒子漸漸地攪拌入液體當中。(3)當流體表面沒有懸浮二氧化矽粒子時，可將攪拌速度稍微提高以加速粒子的分散。(4)當流體攪拌至變成透明且目視無白色團聚粒子懸浮時，將攪拌機切換成高速攪拌，再持續攪拌十分鐘以上，以確保二氧化矽粒子已均勻分散至溶液中。



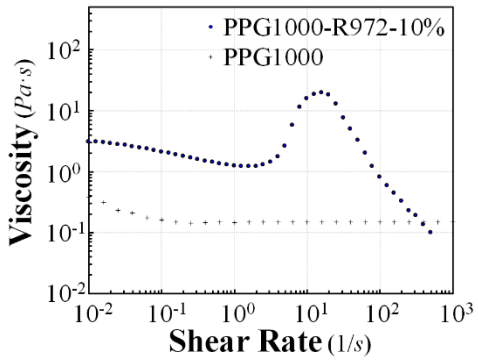
圖三 BLDCM BLG-3D 數位式攪拌機與奈米流體製備程序

2.2 奈米流體特性試驗結果

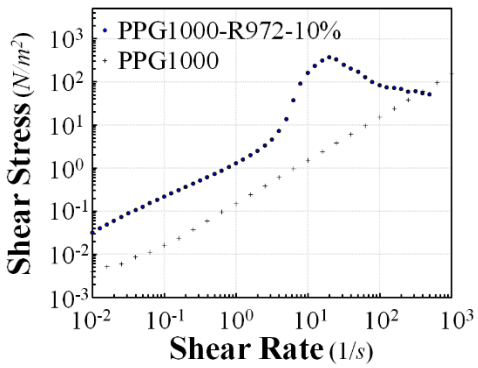
本研究中的流變試驗於台灣大學高分子研究所中進行，採用儀器為AR2000ex型號流變儀，將每一種不同配比的奈米流體進行恆溫穩態流變試驗，控制剪應變率範圍為0.01 S^{-1}至1000 S^{-1}，於此範圍下以等對數間距之方式分為五十等份，故每一剪應變率量測點相距$10^{0.1}$ S^{-1}，恆溫試驗過程中皆設定溫度為25 ºC。

本研究亦對奈米流體進行溫度試驗。以流變儀載液盤做溫度控制，從5 ºC起每隔5 ºC測量一組恆溫試驗，直到50 ºC。測試的奈米流體種類及數量較多，選擇較具代表性的PPG1000-R972-10%為代表。

圖四為奈米流體流變試驗而得的黏度曲線與該流體所採用的純PPG流體一同比較，由實驗結果觀察可得：(1)奈米流體樣品的初始黏度大於相應的純PPG流體的黏度；(2)初始黏度與PPG的聚合物鏈長和流體濃度成正比；(3)剪切增稠作用，凝團效應和最大黏度皆與流體濃度成正比。



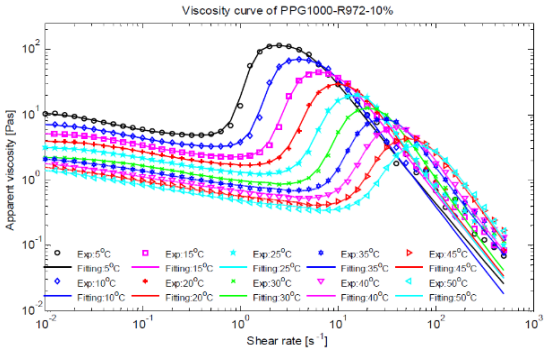
(a)黏度曲線(Viscosity curve)



(b)流變應力曲線(Flow curve)

圖四 奈米流體(PPG1000-R972-10%)流變試驗結果

溫度試驗的結果如圖五所示，其黏度曲線皆隨著溫度的上升而向右下平移，各剪應變率所對應的黏度隨之下降，相對極小及極大黏度所對應的剪應變率也隨溫增加而變大，表示在相對高溫時，奈米流體整體的黏度都變小，可推論奈米流體阻尼器出力也將隨溫度漸增而趨緩。

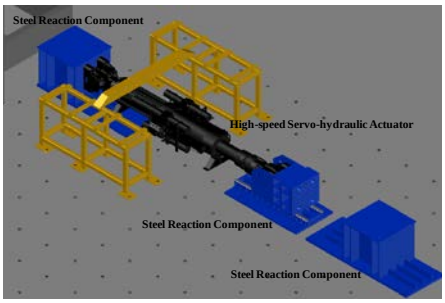


圖五 不同溫度下奈米流體(PPG1000-R972-10%)流變試驗結果

三、奈米流體阻尼器實體性能試驗

3.1 奈米流體阻尼器試驗規劃

阻尼器於本中心減震消能元件測試系統進行性能試驗(如圖六)，阻尼器的測試項目依據國震的技術報告[2]和各國的地震法規[3-7]來設計。奈米流體阻尼器的性能測試可分為溫度測試和頻率測試，測試項目中均採位移控制。溫度測試前將樣品放置於恆溫箱中密封 12 小時以上，以確保試體在恆溫狀態下完全穩定。每組試驗進行加載六個完整正弦波，測試頻率為 0.5 Hz，振幅為 30 mm。溫度則依恆溫後所測量到的溫度為準，從最低 10.0 ºC 到最高 48.7 ºC。頻率測試項目包括加載三角波和正弦波，分別對應極低的速度範圍和中等的速度範圍。三角波試驗的恆速特性可使阻尼器於小速度下有平穩的出力。於小於 10 mm / sec 的速度時進行三角波測試，而正弦波測試以大於 15 mm / sec 的速度範圍，每次測試進行加載六個週期。



(a)高性能阻尼器測試系統



(b)阻尼器試驗裝置

圖六 高性能阻尼器測試系統與阻尼器試驗裝置

3.2 奈米流體阻尼器性能試驗結果

試體的三角波測試和正弦波測試的試驗結果如圖七及圖八所示，從試驗結果可以看出，遲滯迴圈的大小與測試頻率及最大速度成正比。另外，從正弦波測試結果圖可看出，低頻測試下的遲滯迴圈近似於橢圓形，表示此時阻尼器為α=1或稍微靠近α>1的出力模式；而高頻測試下的遲滯迴圈則接近矩形，表示α<1之出力行為。溫度修正後的出力曲線繪製在圖九中。而將實驗結果進行回歸可分別得出試體的出力方程式為：

$$F_D = 1.85V_D^{1.3} \quad for\ V_D \le 3.48\,mm/\sec$$

$$F_D = 4.37V_D^{0.61} \quad for\ V_D > 3.48\,mm/\sec$$

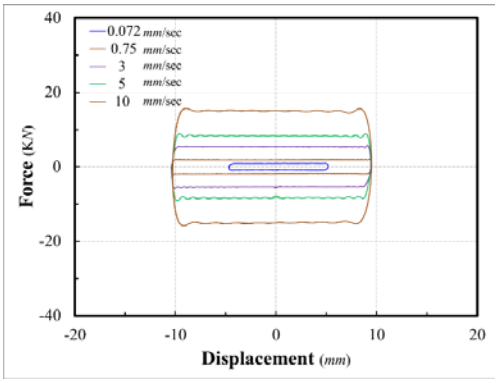
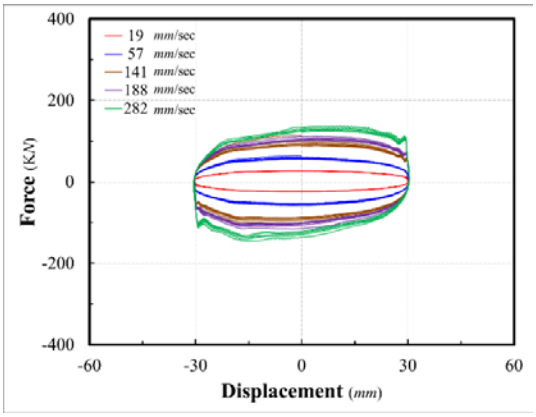
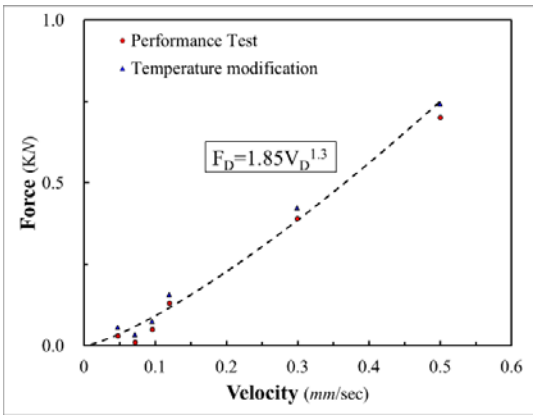


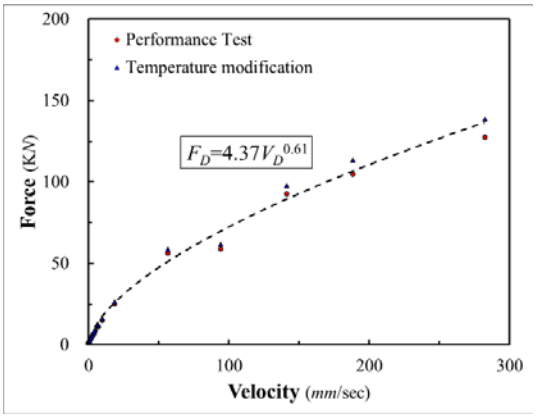
圖 七 三角波測試之奈米流體(PPG1000-R972-10%)阻尼器遲滯迴圈



圖八 正弦波測試之奈米流體(PPG1000-R972-10%)阻尼器遲滯迴圈



(a)小速度範圍



(b)正常速度範圍

圖九 奈米流體(PPG1000-R972-10%)阻尼器之出力曲線

四、結論

研究結果顯示：(1)奈米流體樣品的初始黏度大於相應的純 PPG 流體的黏度；(2)初始黏度與 PPG 的聚合物鏈長和流體濃度成正比；(3)剪切增稠作用，凝團效應和最大黏度皆與流體濃度成正比；(4)隨著溫度的上升，各剪應變率所對應的黏度隨之下降，相對極小及極大黏度所對應的剪應變率也隨溫度增加而變大；(5)奈米流體阻尼器遲滯迴圈的大小與測試頻率及最大速度成正比，溫度修正後奈米流體阻尼器的出力曲線及出力方程式均顯示具有雙指數之力學特性。

參考文獻

1. Yeh, F. Y., Chang, K. C., Chen, T. W., Yu, C. H. “The dynamic performance of a shear thickening fluid viscous damper.” Journal of the Chinese Institute of Engineers 37.8 (2014): 983-994.
2. 國家地震工程研究中心，“國內外現行隔減震元件試驗規範與準則探討”，NCREE-2014-016，2014。
3. 內政部營建署，“建築物耐震設計規範及解說”，2011。
4. American Society of Civil Engineers (ASCE), “Minimum design loads for buildings and other structures,” ASCE/SEI 7- 10, ASCE, Reston, VA, 2010.
5. AASHTO, “LRFD Bridge Construction Specifications,” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2010.
6. “EN 15129:2009 - Anti-seismic devices,” European Committee for Standardization (CEN), November, 2009.
7. “A Test Plan for the Characterization and Qualification of Highway Bridge Seismic Isolator and Damping Devices,” Energy Technology Engineering Center Highway Innovative Technology Evaluation Center California Department of Transportation, 1995.

位移型調諧質量阻尼器應用於橋梁之可行性研究

李柏翰[1]、陳俊仲[2]、蕭勝元[3]、江奇融[3]、葉芳耀[4]

摘 要

調諧質量阻尼器用於減少高層建築因風擾動而引起的振動。具體而言，與位移有關的調諧質量阻尼器（Displacement-dependent Tuned Mass Damper，DTMD）是一種有效的振動能量吸收器，透過與主結構連接，以減小結構在簡諧波與外力干擾下的振動響應。調節其固有頻率使其接近結構的基本振動頻率；這會導致結構與 DTMD 之反相共振，從而耗散外力引起的干擾能量。多項研究提出了不同的優化設計目標函數，並開發了主動和半主動調諧質量阻尼系統，以顯著提高控制效率。因此，在這項研究中，使用簡化的自由度結構模型（DTMD 和主結構）考慮了合理的質量和目標函數，以得出優化的設計方法，並通過對所調整的數值分析來評估結構加固的可行性。透過調諧質量阻尼器之振動台測試，本研究中使用的基本構造設計過程可促進開發可用於實際工程應用中，與位移有關的調諧質量阻尼器。

關鍵詞：調諧質量阻尼器、抗震性能、振動台測試

一、前言

近年來，許多研究都集中在經受長期老化和劣化並影響結構安全性的結構部件或材料上。低樓層佔此類結構的大部分。因此，採用加固設計方法來提高抗震能力是解決該問題的常見對策。退化結構的抗震性能可以通過提高強度，增加阻尼比和延長一次振動週期來提高。

過去，許多研究將調諧質量阻尼器（TMD）概念應用到土木結構的抗震設計中。未考慮阻尼之結構系統受到固定加速度和位移震幅的簡諧波運動。推導了最小穩態反應下優化之 TMD 阻尼比和主結構頻率比的理論公式[1]。 Warburton 推導了在遭受外部簡諧波和白噪聲隨機震動的主要結構系統中對單自由度（SDOF）系統進行阻尼的優化 TMD 設計公式。但是，結構系統會受到阻尼作用，因此，為實現最佳化之 TMD 設計，必須考慮結構阻尼的影響。因此，Warburton 使用數值方法來研究具有阻尼之主要結構系統的性能。優化了 TMD 設計參數，並創建了圖表供實際設計參考。蔡和林採用曲線擬合法訂定了優化的 TMD 設計參數公式[2]。 Villaverde 和 Toshihiko 等。提出了另一個最佳阻尼比設計公式，並進行了一系列數值模擬，以驗證其適用性。但是，當調諧質量大於結構質量時，此公式不適用。而且，使用最佳阻尼比公式獲得的結果與前兩種振動模式的阻尼比不相對應[3]。 Matta 討論了有關基本輸入脈衝之 TMD 的有效性。Nagarajaiah 和 Varadarajan 考慮了 TMD 頻率變化對於受風影響的結構的效益。Soong 等人針對具有單自由度與多自由度的結構優化了 TMD 參數，討論主結構之

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

固有阻尼對 TMD 優化參數的影響[4]。Narasimhan 和 Chey 對半主動 TMD 控制元件的優化設計參數進行了一系列研究，中國的一些學者討論並提出相關研究之 TMD 優化參數[5]。Chung 提出了在 TMD 與主要結構之間的相位差最小時為 TMD 最佳參數的必要條件[6]。林提出，多自由度（MTMD）設計不僅可以有效地消除高調諧質量比的必要性，而且可以控制主要結構的多峰反應，MTMD 設計有效地降低了傳統 TMD 對主結構阻尼的離頻效應[7]。

Sadek 等人在以下條件下，使用狀態空間法來推導最佳 TMD 頻率比和阻尼比的理論公式，對於包含 TMD 的主體結構，前兩種模式具有最廣泛且幾乎相等的阻尼比，數值分析證明，質量比的增加導致較小的設計頻率比和較大的設計阻尼比。TMD 設計目標是優化結構之動態特性[8]。通常，在設計 TMD 參數時，可以認為當結構系統受到簡諧波反應時，在結構保持線性彈性時，優化之公式或回歸結果仍然適用，基於外部震動協調的 TMD 系統設計可以減少結構的受震反應。

在 Rana and Soong 的研究中，SDOF 結構配備了 TMD，TMD 設計參數基於簡諧波反應而得出的公式，地震作用下的歷時分析結果表明，TMD 具有減震作用。此外，在主要結構系統開始降服之後，TMD 的固有頻率會隨著勁度的降低而減少。因此，由於離頻效應，降低使用 TMD 系統對結構反應之折減效率。Lukkunaprasit 和 Wanitkorkul 在五層結構上安裝了 TMD，在地震作用下觀察到結構反應及遲滯迴圈之能量顯著降低。 Pinkaew 等人模擬了相當於 SDOF 系統的 20 層結構，在地震作用下，裝有 TMD 的結構在降服後比沒有 TMD 的結構受到的破壞更少。阿貝提出了雙線性遲滯 TMD 系統的概念，在假定主結構系統的力與位移之間的關係是彈塑性的前提下，發現 TMD 系統的頻率與降服後的主結構頻率一致，這使 TMD 系統能夠作為減震器使用。

Moon 等人提出了一種設計摩擦阻尼系統的方法，該系統包括連接構件與摩擦阻尼器，以補強主要由第一模式控制之老舊中低層鋼筋混凝土建築，補強後的結構的強度要優於未補強之結構。Kaneko 提出了一種實用的方法來評估安裝在建築物屋頂上的 TMD 的振動控制性能，無需使用時間歷時分析，繪製了性能曲線圖，以質量比和阻尼係數的形式描繪了建築物的反應減小因子與 TMD 的放大因子。基於該圖設計 TMD 之參數，易落實於工程應用[38]。在設計程序中，所需的 TMD 質量是根據以下概念訂定，阻尼係數損失等於 TMD 引入的附加等效阻尼係數[9]。

本研究探索了位移型調諧質量阻尼器在優化結構抗震性能方面的應用。為了評估這種優化的可行性，進行了振動台測試，以比較安裝與未安裝位移型調諧質量阻尼器的兩層構架的反應，考慮到不同的峰值之輸入加速度（PGA）和地震特性，規劃振動台試驗，進一步評估用於位移型調諧質量阻尼器於橋梁之應用。

二、位移型調諧質量阻尼器

考量控制結構在受到基底輸入反應之運動方程可以表示為：

$$\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\boldsymbol{u}}(t) + \mathbf{K}\boldsymbol{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

其中 M、C 及 K 分別為結構之質量、阻尼及勁度矩陣；$\ddot{\boldsymbol{u}}(t)$、$\dot{\boldsymbol{u}}(t)$與$\boldsymbol{u}(t)$分別是結構相對於地面的加速度，速度和位移；r 是代表位移向量之影響係數；$\ddot{u}_g(t)$是輸入地面運動的加速度。

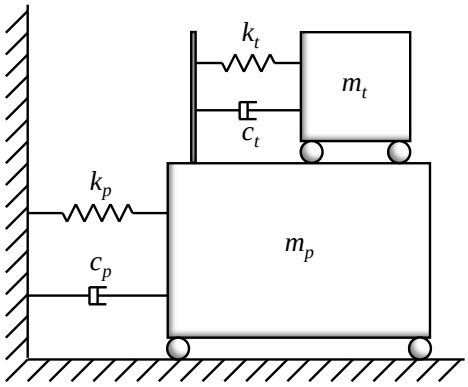
如圖 1 所示，DTMD 由質量 m_t組成，該質量 m_t相對於主結構滑動，並通過勁度為 k_t之彈簧與係數為 c_t的摩擦支承連接到主結構。 DTMD 的參數是其調諧頻率、質量與阻尼比，調諧頻率比 f 取決於 DTMD 之 ω_t的頻率與結構 ω_p的主頻之間之比例。因此，線彈性系統的動態特性如下：

$$\omega_t = \sqrt{\frac{k_t}{m_t}} \quad (2)$$

$$\xi_t = \frac{c_t}{2m_t\omega_t} \quad (3)$$

$$\omega_p = \sqrt{\frac{k_p}{m_p}} \quad (4)$$

其中 ω_t 及 ξ_t分別是 DTMD 之頻率比和阻尼比;若有效質量為 m_p，彈性剛度為 k_p，則定義相應的調諧頻率 ω_p。



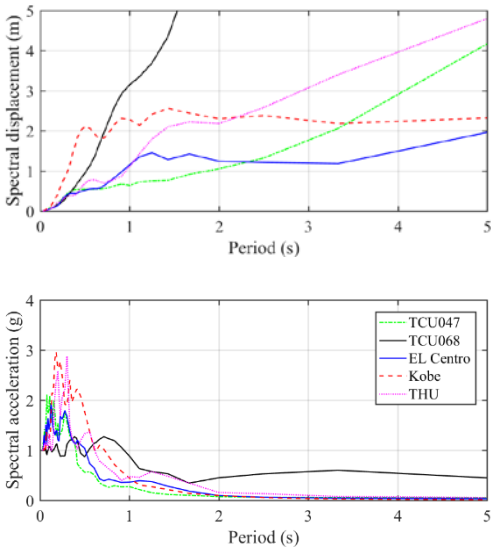
圖一 調諧質量與主結構配置

三、地震歷時

考慮了具有不同特性的輸入地震反應對 DTMD 的影響，該試驗包含近斷層、遠斷層和長期歷時之輸入波，包括在 1999 年台灣集集地震之 TCU047 與 TCU068 等測站及在 1940 年加利福尼亞北嶺地震的 I-ELC270 測站測得的地震歷時，在 1995 年日本 Kobe 地震的 KJM000 測站及在 2011 年日本東北太平洋地震之 MYG013 測站。亦包含研究人員經常在速度脈衝歷時中使用之遠斷層 El Centro 地震和近斷層神戶地震。

集集地震有兩種不同的測站記錄，TCU047 是遠斷層地震，而 TCU068 是近斷層地震，具有較大反應之地面速度(PGV)及較大的速度脈衝，TCU068 的最大 PGV 達到 383 cm/s，超過了 1994 年 Northridge 地震期間測得的最高 PGV 值。根據記錄，2011 年東北太平洋地震是日本第一場芮氏規模大於 9.0 的地震，歷時持續時間超過 2 分鐘。

上述五個地震激發的加速度歷時，其位移反應譜及加速度反應譜如圖 2 所示。



圖二 固有阻尼比 5%之正規化位移與加速度反應譜

四、試驗結果反應比較

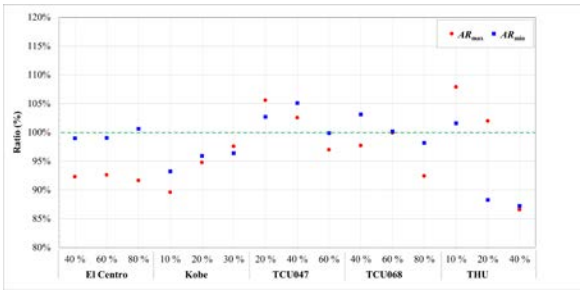
為了進行直觀且全面的比較，使用等式計算了在 5 筆地震作用下 DTMD 及空構架之最大加速度比（AR_{max}）與最小加速度比（AR_{min}），如式（5）與（6）所示，計算所得之結果繪製如圖 3 所示。圖中的橫坐標表示輸入地震反應之不同 PGA 比率，如果縱坐標值大於 100%，亦即結構反應放大。

$$AR_{max} = \mathrm{MAX}Acc_{DTMD,i} / \mathrm{MAX}Acc_{Bare,i} \quad (5)$$

$$AR_{min} = \mathrm{MIN}Acc_{DTMD,i} / \mathrm{MIN}Acc_{Bare,i} \quad (6)$$

其中，下標 i 表示為在第 i 層的最大 X 方向加速度反應。

綜整試驗結果，在 El Centro、Kobe 及 THU 地震作用下，DTMD 構架之 2 樓加速度反應約降低 7%，而測試結果因輸入反應大小不同，DTMD 與較大 PGA 之反相位運動會降低地震作用下之結構反應。因此，驗證 DTMD 在 TCU047、TCU068 及 THU 地震下提供了有效的減震效益。



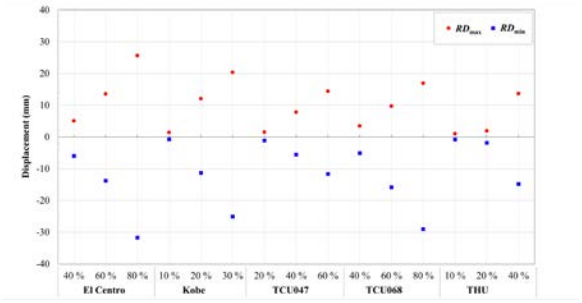
圖三 DTMD 及空構架之最大加速度比與最小加速度比

為了進行直觀且全面的比較，使用等式計算了 5 筆地震作用下 DTMD 相對於空構架之最大相對位移 $RD_{\max}$ 及最小相對位移 $RD_{\min}$，如式（7）及式（8）所示，計算所得之結果繪製如圖 4 所示。DTMD 和空構架在振動台試驗過程中保持穩定，未產生扭轉或旋轉。因此，本研究所提 DTMD 機構設計於提高結構抗震性能之可行性高。

$$RD_{\max} = \mathrm{MAX}(Disp_{DTMD,i} - Disp_{Bare,i}) \quad (7)$$

$$RD_{\min} = \mathrm{MIN}(Disp_{DTMD,i} - Disp_{Bare,i}) \quad (8)$$

其中，下標 i 表示試樣在第 i 層的最大 X 方向位移反應。



圖四 DTMD 相對於空構架之最大相對位移及最小相對位移

五、結論與展望

在過去的研究中，TMD 多用於高層建築的抗風設計。在本研究中，考慮縮尺試體在不同 PGA 及地震作用下，進行 DTMD 對結構反應折減之可行性研究，並建議使用 DTMD 來提高耐震能力不足之老舊建築與橋梁。這種設計方法為對尚未進行都市更新之老舊建築及橋梁提供了一種緩衝解決方案，確保在強地震下之結構安全性。基於 DTMD 在試驗中的成功經驗，DTMD 為折減結構振動反應之可行解決方案。總而言之，DTMD 透過反相共振運動以消散外力對結構之擾動，從而增強結構之耐震性能。測試結果表明，裝有 DTMD 試驗構架之層間位移角並未顯著降低。使用適當設計之 DTMD 機構及參數，可使 DTMD 對結構之加速度反應折減為 10%以上。此外，使用壓縮彈簧來提供勁度及摩擦支承來作為能量消散機制是可行的，透過模組化設計之質量塊，壓縮彈簧和摩擦支承，建置可行的機制，以增強結構的耐震性能。

參考文獻

1. Den Hartog JP. Mechanical vibrations. 4th ed. New York: McGraw-Hill; 1956.
2. Tsai HC, Lin GC. Optimum tuned-mass dampers for minimizing steady-state response of support-excited and damped systems. Earthq Eng Struct Dyn 1993;22(11):957-73.
3. Asami T, Wakasono T, Kameoka K, Hasegawa M, Sekiguchi H. Optimum design of dynamic absorbers for a system subjected to random excitation. JSME Int J III-Vib C 1991;34(2):218-26. https://doi.org/10.1299/jsmec1988.34.218.
4. Hadi MNS, Arfiadi Y. Optimum design of absorber for MDOF structures. J Struct Eng 1998;124(11):1272-80.
5. Narasimhan S, Nagarajaiah S. A STFT semi-active controller for base isolated buildings with variable stiffness isolation systems. Eng Struct 2005;27(4):514-23.
6. Lin PY, Chung LL, Loh CH. Semiactive control of building structures with semiactive tuned mass damper. Comput-Aided Civ Inf 2005;20(1):35-51.
7. Lin CC, Hu CM, Wang JF, Hu RY. Vibration control effectiveness of passive tuned mass dampers. J Chin Inst Eng 1994;17(3):367-76.
8. Sadek F, Mohraz B, Taylor AW, Chung RM. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. Earthq Eng Struct Dyn 1997;26(6):617-35.
9. Kaneko K. Optimal design method of tuned mass damper effective in reducing overall bending vibration in steel buildings with inter story dampers. J Struct Constr Eng Trans AIJ 2017;82(737):1003-12.

載重試驗技術於橋梁結構安全評估方法之研究

陳俊仲[1]、江奇融[2]、蕭勝元[3]、李柏翰[4]

摘 要

針對橋齡老舊或具有特殊結構系統之橋梁，藉由現地載重試驗可以有效詳實地評估及驗證橋梁結構安全。本文闡述研究規劃之橋梁載重實驗試驗技術研究平台，藉由實驗室可控試驗環境，設計縮尺橋梁試體，並施加靜態載重及動態載重，執行一系列台車載重試驗研究，探討以載重試驗評估橋梁結構安全之方法。研究成果可回饋橋梁檢監測技術取得的資料，有效協助橋梁管養單位，落實橋梁維護管理作業，進而延長橋梁使用壽命發揮服務功能。因應人工智慧分析技術發展趨勢及其務實應用之需求，如何將龐大的橋梁檢監測資料庫數據，轉化為可輔助評估之資訊也是本研究的重點，藉由智慧化資訊推動有效的橋梁防災決策與管養行動，確保橋梁服務生命週期期間之安全，朝向全生命週期管理養護之目標，精進橋梁防災技術並落實應用業務。

關鍵詞：橋梁、結構評估、現地載重試驗

一、前言

橋梁車輛載重試驗是評估和檢驗現地橋梁實際結構承載力最直接的方法，一般可分為靜態載重試驗及動態載重試驗兩種。靜態載重試驗，除了可實際瞭解橋梁結構受力行為，藉以判斷橋梁承載結構特性外，亦可檢驗橋梁結構安全性、驗證橋梁結構設計理論和計算方法，進而將所得之結果回饋於日後類似結構橋梁之設計與施工中，而動態載重試驗可測定橋梁結構的動力特性，包括橋梁結構之自然振動頻率、振態或阻尼特性等，此外也可針對載重車輛通行時對橋梁的動態衝擊效應進行瞭解。

車輛載重試驗必須採用已知重量之試驗車輛為測試載重單元，因此測試車輛進場試驗前，均須過磅予以紀錄實際之車輛載重，依規劃之車輛數量和行車動線緩慢移動至試驗標定位置後，再進行各項試驗數據之量測。靜態車輛載重試驗主要量測橋面各測點之相對垂直撓度或橋梁線型變化，以及相關結構靜態參數變化如傾角或位移量等試驗資料。由於結構的承載能力和變形的行為與所加載重的時間特性有關，因此必須審慎選擇加載程序，以正確掌握結構的承載能力及其變位反應。為降低因測試車輛移動位置引致之動態效應，在試驗進行期間加載與時間的關係如加載速度的快慢、間歇的長短、荷載的大小和加卸載的次數等都需審慎規劃。加載和卸載需分次遞加和遞減，不宜一次完成，每分次荷載間亦須留有足夠的間隔時間。而動態車輛載重試驗，係在已知控制車流與車速下，在試驗橋梁車道上行駛試驗車輛，並於橋梁裝設振動訊號量測儀器設備，紀錄動態車輛載重行駛中之橋梁振動訊號，藉由橋梁不同位置測點之振動加速度，求取橋梁基本動力特性。

鑒於現地車輛載重試驗技術於評估橋梁結構安全時，針對試驗程序規劃步驟，

[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
[3] 國家地震工程研究中心副技術師
[4] 國家地震工程研究中心助理研究員

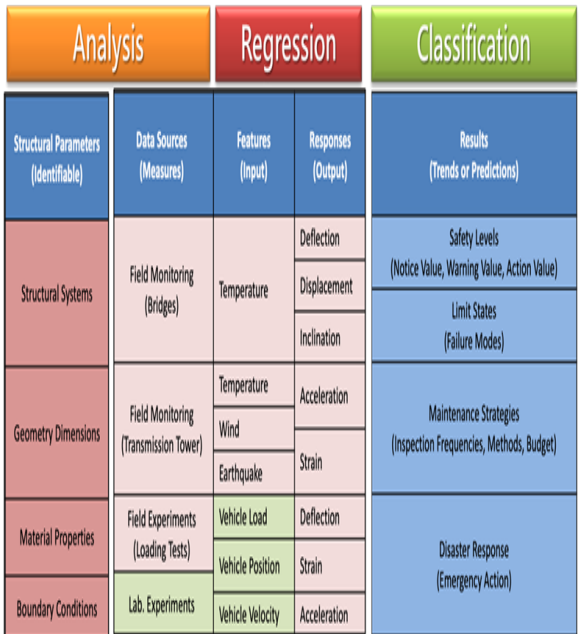
以及施加靜態或動態載重量測之結構反應，如何有效量化評估結構安全之方法仍待研究。本研究探討以載重試驗評估橋梁結構安全之方法，設計一組橋梁載重實驗試驗平台，設計縮尺橋梁試體，於實驗室施加可控之靜態載重及動態載重，並量測試體反應，執行一系列台車載重試驗研究。

二、資料科學分析方法應用

近幾年人工智慧和大數據分析技術開發受到許多研究領域重視，實務應用需求也逐漸蓬勃發展，如何將大量的資料庫數據，轉化為可輔助判別的資訊已成為研究顯學。基於全生命週期橋梁管理養護之思維，研擬現地車輛載重試驗資料，整合於長期監測系統資料處理，針對試驗量測資料與連續性監測資料，應用資料科學分析方法進行適用性研究。

資料科學是屬於跨領域的應用技術，包括統計科學方法和資料分析處理，本研究進行台車載重試驗，可由已知承載載重作用為輸入值，量測試驗橋體結構輸出反應，一系列的資料收集可用於擬定選擇之資料科學模型，用於長期監測資料參照。圖一為應用資料科學分析方法選定參數類別，資料處理工具可概分包括結構分析、資料回歸及結構狀態分類等三個類別。結構分析輸入參數包括結構系統特性、幾何尺寸、材料參數及邊界支承條件等，對應輸出連續性長期監測資料可涵蓋現地和實驗室試驗資料，傳統分析方法可建置結構分析模型進行驗證，透過調校結構分析模型可針對結構反應進行適當評估。

回歸分析為長期監測資料收集工作常用的資料處理方法之一，適用於探討監測資料長期變化趨勢，用以訂定相對管養值。現地橋梁監測項目通常包括溫度、應變、變位、傾角和速度或加速度等物理量，皆可直接回饋於結構安全評估方法使用。有關結構狀態分類方法，係將結構評估結果進行結構安全程度分級，必須仰賴大量的量測或監測數據，並對應結構反應甚至發生破壞時的資料進行驗證，才能獲得比較可靠的資料分析模式，狀態分類輸出除結構安全等級之外，亦可用於推估結構極限狀態，提早針對可能發生的災害模式進行預判，以及因應災害發生時的應變準備。

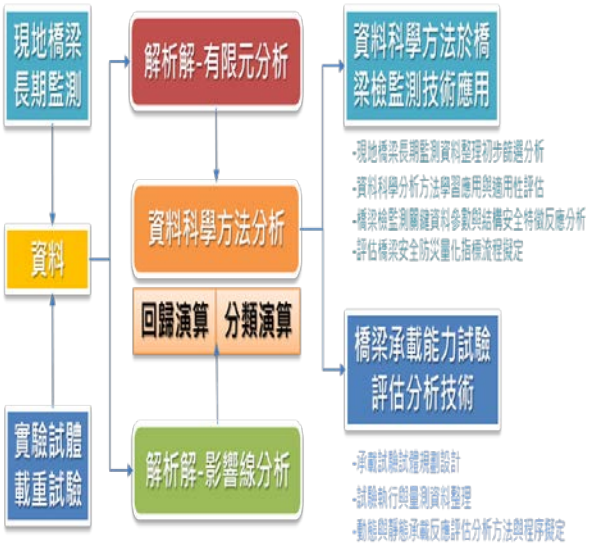


圖一　資料科學分析方法選定參數類別

三、載重試驗技術研發試驗

規劃之試驗研究分析流程和項目內容如圖二，藉由現地橋梁長期監測系統案例及實驗試體載重試驗，可取得相當數量的量測資料，並應用合適的資料科學分析方法進行研究。現地監測資料主要以環境溫度變化為輸入參數並搭配現地車輛載重試驗結果，實驗室載重試驗則可確實掌握施加載重值和加載作用位置和條件，並量測精確的結構試體反應，除了採用傳統有限元分析方法，建置結構分析模型進行解析解分析之外，載重試驗也可由結構力學影響線分析，取得對應施加載重作用條件下的解析解，和結構分析模型及試驗量測資料對照進一步探討。而資料科學方法可執行回歸演算和分類演算，針對收集的監測資料或量測資料進行分析，需先針對資料整理做篩選，並擬定適用的資料科學分析方法，由演算分析程序訂定有關橋梁結構安全對應的關鍵量測參數，進而擬定評估

橋梁安全防災量化指標流程。



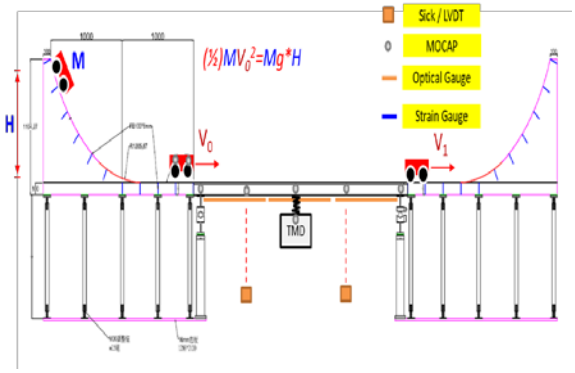
圖二 試驗研究分析流程和項目內容

本研究設計規劃一組載重試驗技術研發平台，平台硬體構件包括台車試驗滑坡車道以及試驗橋梁試體，如圖三。試驗平台可進行雙向車道配置之台車靜態載重和動態載重試驗，靜態載重試驗可配置多種不同載重之試驗台車，選定橋梁試驗加載的位置並進行靜態資料量測收集。動態載重試驗部分，則是於滑坡段上方設置滑輪系統，利用滑輪系統和坡道段後方之配重塊裝置，將給定載重之台車連結一鋼索，藉由鋼索拉升台車，至滑坡段特定高程並固定，試驗時採用脫鉤釋放器，讓試驗台車脫離鋼索，台車會以重力自由滑下行駛進入試驗橋梁之試驗段車道，利用重力位能轉換動能之原理，可以計算特定高程台車自由滑落進入試驗段坡道的車速。

本研究目前採用之試驗橋梁為單跨簡支鋼橋，跨度為 3 公尺，橋面寬為 1 公尺，雙向車道，結構系統包括三根鋼構主梁(斷面為 H150x45x2.3)及鋼橋面板(厚度 5 公釐)。圖四為載重試驗量測儀器配置規劃，於鋼構件安裝光纖式或電子式應變規，量測承載構件受力作用時的應變反應，同時配置光學位移量測儀器，紀錄載重試驗台車行經試驗段橋梁試體時，引致的動態相對位移輸出反應。此外，針對車輛行經橋梁可能產生的振動問題，本試驗技術研究平台規劃於後續將結合結構減振技術開發需求，例如協調質量阻尼器，掛載於試驗橋梁，進行減振效益試驗設計研究。



圖三 載重試驗滑坡車道和試驗橋梁試體

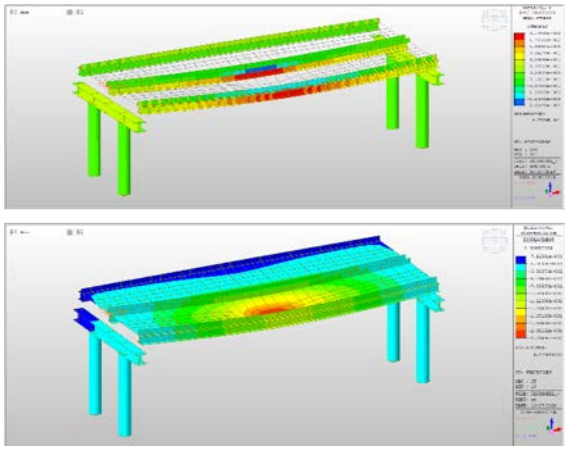


圖四 載重試驗量測儀器配置規劃

研究工作採用 MIDAS Civil 商用結構分析軟體，建置的試驗段橋梁試體結構分析模型如圖五，分析模型主要構件包括三根主梁和橋面板，試驗時施加試驗載重的量測記錄資料，可用於回饋分析模型調校，並由分析模擬可進一步評估試驗橋梁之極限承載狀態，以及試體相關動力特性。

試驗時必須定義量測記錄輸入和輸出參數，本研究為應用資料科學分析方法，必須更有系統性的規劃試驗程序，紀錄各試驗時間和試驗組數時，台車承載的配重質量塊作用載重數值，於動態載重試驗時，需由滑坡釋放高程，計算訂定試驗台車行駛於試驗橋面的平均車速，並量測試驗橋梁主梁和橋面版的變位和應力，以及結構

振動訊號。經由一系列台車載重試驗量測資料記錄，可以由試驗橋梁輸出最大變位或應變資料，對應台車輸入試驗載重和平均車速，作為關鍵分析參數，利用資料科學分析方法探討相關性並建立資料科學分析模型，所建置之資料科學分析模型可用於評估橋梁結構安全程度或狀態。試驗量測紀錄輸入和輸出參數表如圖六。



圖五 試驗段橋梁試體結構分析模型

	Ramp Load Testing Bridge (Measurement / Input)					Target (Response)	
Time / Items	Loading (Li)	Velocity (Ti)	Deflection (Di)	Stress (Si)	Acceleration (Ai)	Max Deflection (Dmax)	Loading (Li)
$Record_1$	L_1	V_1	D_1	S_1	A_1	Dmax	L_1
$Record_2$	L_2	V_2	D_2	S_2	A_2		L_2
.	.	.	.	.	.		.
.	.	.	.	.	.		.
$Record_n$	L_n	V_n	D_n	S_n	A_n		L_n
Weightings	Try to find the "key feature" / Representative sensors or locations					Safety / Warning / Action	

圖六 試驗量測紀錄輸入和輸出參數

圖七為執行試驗台車靜態載重測試情形，每一台車含承載八層質量片之配置，最大總載重為 125 公斤，目前計規劃四組台車搭配不同層數的質量片，可進行多種不同垂直載重和不同台車位置之試驗配置。針對動態載重試驗，每一試驗台車均配置滑軌支撐架，搭配低摩擦軸承，讓載重試驗台車平穩地在橋面板車道上行駛而不偏離車道，同時為確保試驗載重台車更平順通過試驗全橋，滑坡段和試驗橋梁間的伸縮縫鋼板高程必須平順。



圖七 試驗台車靜態載重測試情形

四、結論

本研究創新的規劃設計台車載重試驗技術研發平台，可針對載重試驗於橋梁結構安全評估方法進行一系列的試驗研究，藉由多種靜態載重組合配置，以及滑坡試驗段提供動態載重試驗的可行性，可於實驗場域藉由多次試驗收集大量試驗數據，作為資料科學方法適用性選擇和探討研究使用。尤其針對橋齡老舊或具有特殊結構系統之橋梁，現地載重試驗確實是可有效詳實地評估其結構安全，本研究研發技術可輔助橋梁檢監測資料加值應用，有效協助橋梁管養單位，落實橋梁維護管理作業，進而延長橋梁使用壽命發揮服務功能。同時藉由人工智慧分析技術發展趨勢及其務實應用之需求，將大量資料和數據，以資料科學分析方法轉化為可輔助評估之資訊，邁向智慧化橋梁防災決策與管養行動，確保橋梁服務生命週期期間之安全，達到全生命週期管理養護之目標，精進橋梁防災技術並落實應用業務。

光纖沉陷計的自動補水設計與其橋梁現地應用

李政寬[1]

摘 要

本文主旨在介紹「光纖差異沉陷計」與其「自動補水設計」的設計原理及橋梁現地應用案例。本文所提出「光纖差異沉陷計」機構設計，應用簡明的物理原理，包括「連通管原理」、「浮力原理」、「二力構件力平衡條件」、「光纖材料光彈行為」，「虹吸原理」因此儀器製作簡易且靈敏穩定，且免除頻繁補水。最後，本文再敘述補水機構在現地橋梁的應用情形。

關鍵詞：橋梁安全監測、水準量測、光纖光柵、光纖差異沉陷計、補水

一、前言

橋梁是延伸交通路線，跨越障礙的結構物（如道路、鐵路、管線等）；天然障礙如河流、海峽、峽谷等，人工障礙如高速公路、鐵路。橋梁連接城市與鄉村，也運送能源、淨水、訊息等，是現代文明不能缺少的構造物。橋梁處在自然環境中，深受環境外力影響，例如地震、颱風、洪水等。橋梁也受材料老劣化影響，比如混凝土的乾縮潛變會引致橋梁變形。因此橋梁健康檢查(例如定期人力水準測量橋梁高程)，是橋梁重要的養護工作。然而隨著都市成長，數量龐大的橋梁健康檢查，實在不是一件容易的事。如何引用其他學科領域的暨有技術，應用於橋梁傳統測量工作，以節省人力提高效率，一直都是橋梁管理者與橋梁工程師所關注的。我們甚至可預期物聯網時代(Internet of Things)的來臨，橋梁自動化安全監測技術，勢將蓬勃發展。　基於前述背景，本文目的在設計與製作光纖差異沉陷計(FBG Differential Settlement Sensor)，並應用在的真實的橋梁上。從現地橋梁應用案例的結果來看，本文所提出的光纖差異沉陷計，可成為橋梁高程線形自動化測量工具。

二、雷射、光纖、光纖光柵發展回顧

雷射與光纖發明於 20 世紀中葉，大幅地提升人類生活品質，造就今日全世界便利的通訊，這影響力在當初發明的時候，也難以想像。回顧光學通訊幾個關鍵時間點：(1) 1917 年愛因坦論文探討原子受激輻射(Stimulated Emission of Radiation)的可能性。(2) 1930 年代已發明可傳導光線的光纖，但只能作為藝術照明與內視鏡等用途。(3) 1960 梅門（Theodore Harold Maiman）用強光刺激紅寶石產生雷射光，使得用光來傳遞信息有了第一個必要條件。(4) 1966 年 K. C. Kao 和 G. A. Hockham 的研究發現光纖中光快速損耗，其主要原因是由於雜質，他們判斷提高玻璃的純度能允許光信號傳輸距離突破 100 公里。(5) 1970 年康寧公司（Corning Inc.）量產出低損失光纖。(6)1977 年世界上第一條光纖通信系統在美國芝加哥市投入商用。(7) 1978 年 Hill 等人發現摻鍺光纖的光敏性，並利用氬離子雷射，使光敏光纖產生化學變化。(8)1989 年 Meltz 等人以高能量紫外光雷射，使用橫向全像照射法(transverse holographic method)，改變光敏光纖內部分子結構，使光纖成為光濾波器。(9) 1993 年 Hill 等人發展出相位光罩法（Phase mask）製作光纖光柵，使得光纖光柵的製作技術趨於成熟。時至今日，光纖光柵已是大量製造的商業商品，各學科領域都可購買與應用。

[1]國家地震工程研究中心副研究員

三、光纖光柵差異沉陷計

詳細的光纖光柵(FBG)介紹可參考文獻Wiki 百科，本文僅從應用所需加以敘述。圖1說明FBG光學與力學關係：反射光波長的變化量，取決於應變的變化量與溫度的變化量。在某些應用環境下，假若溫度變化量的影響可忽視。

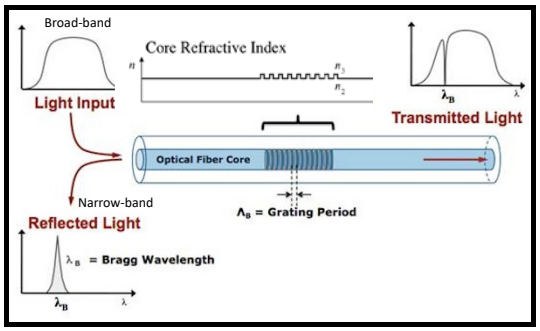


圖 1　光纖光柵結構與其光譜反應

若我們使用熱收縮套管夾住FBG的兩端(如圖2)，並以熱收縮套管作為導入力量的媒介，這局部組織形成了感測元件。

於是圖2感測元件，再經過機械構造加工，便可成為特定的感測儀器，例如光纖差異沈陷計(圖3)。

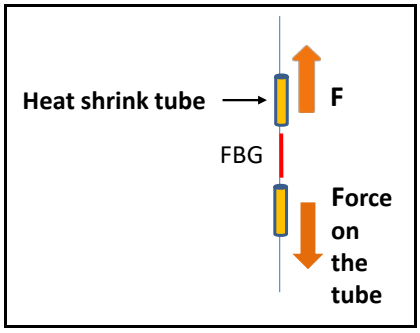


圖 2 熱收縮套管束制 FBG 的兩端，並作為外力 F 施力媒介

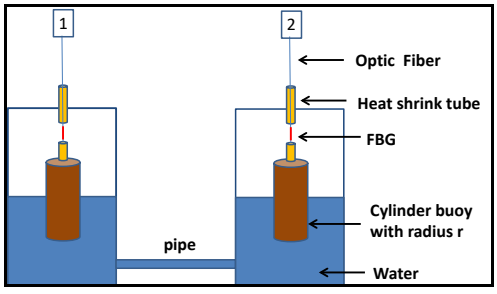


圖 3(a) 光纖差異沈陷計

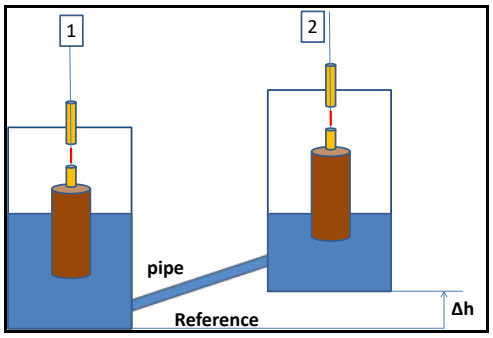


圖 3(b) 光纖差異沈陷計高程改變

四、光纖光柵差異沉陷計現地施工

光纖光柵差異沉陷計長期監測，現地施工方面，在各跨箱梁內部佈設光纖差異沉陷計(FBG-DSM)，各橋跨獨立佈設三個，以連通管相連接(圖4)，觀察中點撓度變化及大梁兩端(橋柱上方)高程變化。

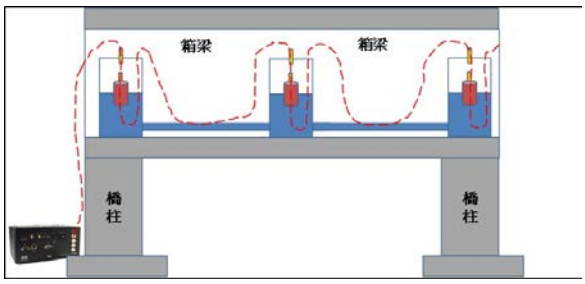


圖 4(a) 每跨佈設三個光纖沉陷計，以連通管相連接

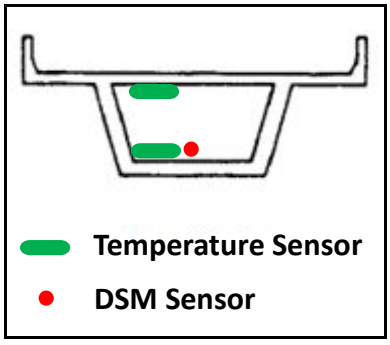


圖 4(b) 光纖沉陷計 DSM 斷面圖，輔以梁頂與梁底溫度計

五、長期監測

圖5是台86線24號橋(共十四跨)第一跨橋梁一日連續觀測，時間是從2018年6月10

日19時至11日18時30分，橫坐標為分鐘，縱座標為公分，藍線是大梁撓度變化，紅線是大梁兩端高程差變化。圖6是箱梁中光纖溫度計數據，藍線是箱梁頂板溫度變化，紅線是底板溫度變化，橫坐標為分鐘，縱座標為攝氏溫度。比較圖5與圖6可觀察到: 大梁撓度變化，與箱梁溫度相關，大梁撓度深受日照與環境溫度所影響，但是彼此之間有時間相位差。

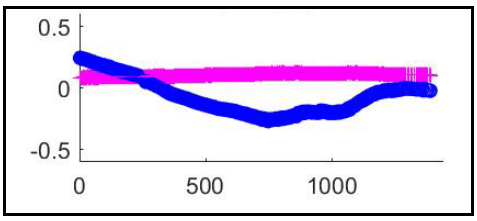


圖 5 約一日的連續觀測，藍色線是大梁撓度變化，紅色線是大梁兩端高程變化。橫坐標是分鐘，縱座標是公分

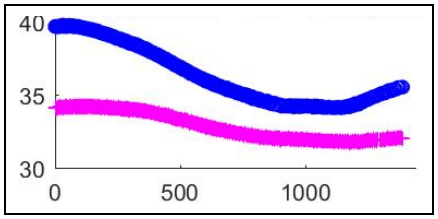


圖6 約一日的箱梁溫度連續觀測，藍線是頂板溫度變化，紅線是底板溫度變化。橫坐標是分鐘，縱座標是攝氏溫度

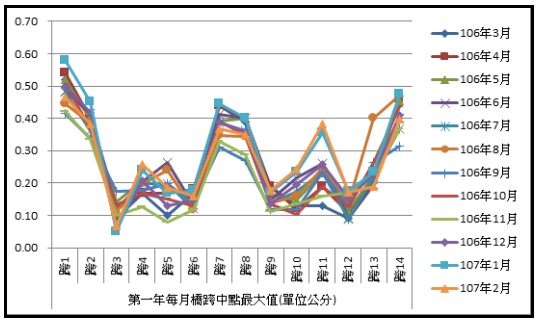


圖7(a) 首年按月份按跨度，撓度變形(取絕對值)最大值的折線圖，單位公分

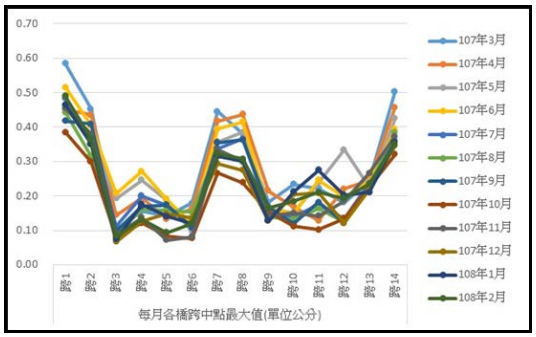


圖7(b) 次年按月份按跨度，撓度變形(取絕對值)最大值的折線圖，單位公分

六、討論

這項長期監測作業，採樣頻率為0.5Hz，已執行二年多時間，累計 24 個月份的資料。圖 7 是按月份按跨度，撓度變形(取絕對值)最大值的折線圖，從圖形中可觀察出：二年時間裏，撓度變形相當穩定，最大撓撓度約 0.40 至 0.60 公分。由統計資料顯示，十四跨橋梁線形相當穩定，沒有預力損失之虞。

維護運作方面，本案使用水作為連通液體，由於水分會蒸發，因此，平均約 3 個月，在箱梁內逐一地箱梁匍匐前進，補充感測器水分以維持，如圖 8。因此，下一節將設計補充水分的機構，減少為了儀器維護運作所需要之人力負擔。



圖8 例行性加水維持感測器液面高度

七、改良與應用

為了減輕儀器補水維護之人力負擔，將光纖沉陷計增設了一個自動補水桶機構。此機構應用了「虹吸原理」，經由補

水桶與兩條吸管構成，示如圖 9。其中短的吸管控制液面高度，長的吸管將上方的水補充至下方的水桶中，如此，液面高將長久穩定，可大幅地減少維護工作的頻率。

這補水方法已應用在西濱永安脊背橋，補水桶的水平均每個月，約下降一公分。因補水桶的高度是 30 公分，估計二年內不用為了儀器加水的問題而前往橋梁箱梁內。

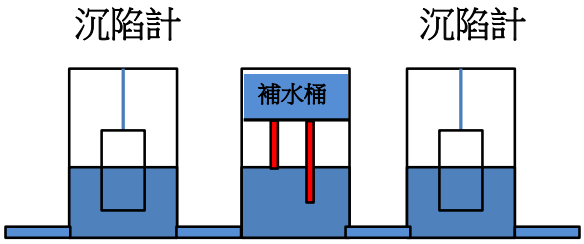


圖9 自動補水機構

參考文獻

1. https://en.wikipedia.org/wiki/Bridge
2. https://en.wikipedia.org/wiki/Koror%E2%80%93Babeldaob_Bridge
3. 蕭如珀、楊信男，譯“愛因斯坦預測了受激輻射”，物理雙月刊，第 30 卷五期，2008 年 10 月。
4. Hill, K.O.; Fujii, Y.; Johnson, D. C.; Kawasaki, B. S. (1978). "Photosensitivity in optical fiber waveguides: application to reflection fiber fabrication". Appl. Phys. Lett. 32 (10): 647.
5. Meltz, G.; et al. (1989). "Formation of Bragg gratings in optical fibers by a transverse holographic method". Opt. Lett. 14 (15): 823–5.
6. K. O. Hill, B. Malo, F. Bilodeau, D. C. Johnson, and J. Albert ,“Bragg gratings fabricated in monomode photosensitive optical fiber by UV exposure through a phase mask” Appl. Phys. Lett. 62, 1035 (1993)
7. https://en.wikipedia.org/wiki/Fiber_Bragg_grating
8. Lee, Z.K. (2015), Bridge safety monitoring integrated system with full optical fiber and the method for sensing thereof, U.S. Patent No. 9183739.
1. 黃炳勳，蔣啟恆，陳彥豪，“美濃地震台 86 線 24 號橋震後災害橋梁橫移復位介紹”，土木水利； 第 44 卷 3 期，P20–26，2017。

救災用桁架式複合材料輕便橋之研究

葉芳耀[1]　李柏翰[2]　張國鎮[3]　蕭勝元[4]　江奇融[4]　陳君隆[5]

摘 要

颱風洪水地震常造成橋梁損毀，2009年莫拉克颱風造成100餘座橋梁被土石流沖斷，造成山區住宅被孤立，導致緊急救災不易與人員物資難以運送。為能在緊急災變發生時提供快速救援，本研究提出桁架式複合材料節塊結構，解決長跨度複合材料橋梁變形量過大之問題；及救災用橋梁之快速組裝技術與架設方法，提升救災人員於高致災風險環境之作業效能。研究結果顯示：(1)桁架式複合材料節塊組合橋可以提高50公尺跨度救災便橋的勁度，滿足撓度與跨度比的要求；(2)橋梁快速組裝技術對提高工人安全，縮短救災便橋組裝時間有重要貢獻；(3)橋梁節塊推進工法的施工效率高於懸臂吊裝工法；(4)橋梁節塊推進工法可以避免工人在河面上施工，安全性較佳；(5)考量施工安全，應設定施工最大容許風速，維護救災人員安全。

關鍵詞：緊急救災、桁架式複材結構、快速組裝、組裝效率與安全分析

一、前言

近年來由於極端氣候之影響，颱風洪水已成為我國歷年來最大天然災害，如2009年發生的八八水災造成全國100餘座橋梁被土石流沖斷，造成山區住宅社區成為孤島，導至救災不易與人員物資難以運送。為能在緊急災變發生時提供快速搶通與救援，本研究預計開發災區緊急搶通使用之輕量化、易組裝及可重覆使用之複合材料輕量化便橋，以縮短道路搶通及人員救援時間。

災害發生時常造成交通設施的損毀或因受災現場環境影響，導致緊急救災不易與人員物資難以運送或撤離。然目前所使用之救災用輔助機具在啟用時間及嚴苛環境適應性上均有改善空間，為因應緊急災變發生時提供快速救援之需求，有必要針對災害搶救輔助機具或設施進行開發或改良，以保障救災人員安全，降低人民生命財產損失[1]。因此本研究開發桁架式複合材料節塊結構之救災用便橋，提升救災人員於高致災風險環境之作業效能並保障人員安全，以滿足災時快速救援之需求，有效掌握黃金救援時刻，降低人民生命財產損失。

二、桁架式複合材料節塊結構研發

本研究為開發救災用便橋之桁架式複合材料節塊結構技術，主要項目包括，桁架式複合材料救災便橋之設計與桁架式複合材料節塊試驗與比較。

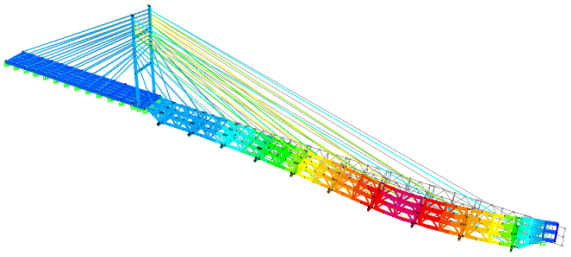
2.1 桁架式複合材料救災便橋之設計

設計案例為考慮受 2009 年莫拉克颱風影響，被隔離為孤島的社區有50公尺跨度橋梁被洪水沖走，造成交通中斷。需要在8小時內建造臨時救災便橋，緊急搶通以便5噸的小型卡車可以將救災物資運送到形成孤島的受災地區。

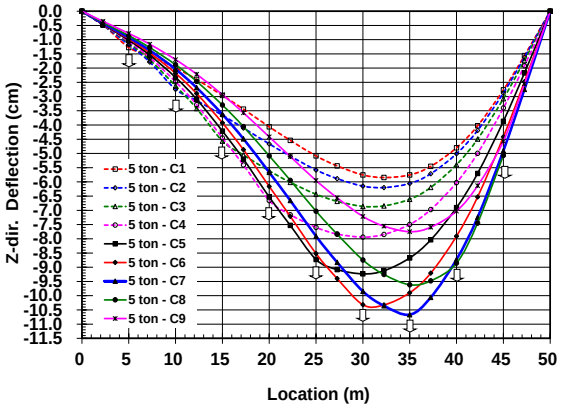
臨時救災用橋梁由結構鋼和 GFRP 複

[1] 國家地震工程研究中心橋梁組研究員兼組長
[2] 國家地震工程研究中心橋梁組助理研究員
[3] 國立臺灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心橋梁組召集人
[4] 國家地震工程研究中心橋梁組副技術師
[5] 國家地震工程研究中心橋梁組專案助理技術師

合材料組成。文中鋼結構設計遵循交通部頒布之公路橋梁設計規範，複合材料結構採用美國農業部(USDA)林務局的設計規範[2]。50 公尺跨度桁架式複合材料救災便橋有限單元模型及設計結果如圖一，橋型使用單塔式非對稱斜張橋，桁架節塊主梁由 GFRP 拉擠成型之 203x60x9.5 mm 槽型材及 101x101x6 mm 方管組成。本文輕便橋淨跨度為 50 公尺，換算其容許撓度為 12.5 公分。考量設計運送物資之車輛載重為 5 噸，根據影響線觀念進行分析，獲得輕便橋主跨最大變位為 10.67 公分(即跨徑的 1/400)，符合設計條件之要求(如圖二)。



圖一 50 公尺跨度桁架便橋有限單元模型



圖二 50 公尺跨度桁架式複材救災便橋受 5 噸活載重之變形分析結果

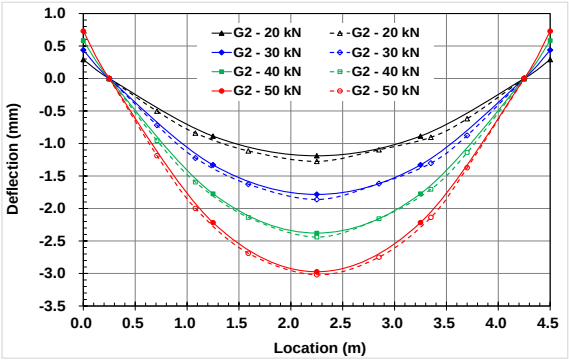
2.2 桁架式複合材料節塊試驗與比較

本研究採用單一桁架式複合材料節塊進行彎曲試驗，比較節塊之變形與勁度，以驗證 50 公尺跨度桁架式複材救災便橋有限單元模型之正確性。圖三為在 1/2 跨度試體上施加載荷的彎曲試驗之實驗裝置。測試程序包括彎曲測試與結構之系統識別，以測量桁架式複合材料節塊的變形形狀和勁度，以便校準前述之有限元素模型。

圖四為於桁架式複合材料節塊跨度中央施加 20~50 kN 的荷載下中間主梁的變形形狀，實線為有限單元模型分析之結果，虛線為試驗測量之結果。結果顯示 FEM 模型可以精確預測 GFRP 主梁之撓度，得到令人滿意的精度。經由比較模擬分析和實驗之結果，可以驗證 FEM 模型之正確性。

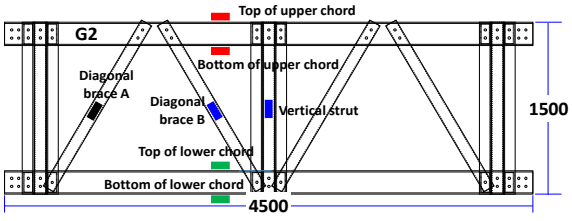


圖三 節塊試體實驗裝置(施力於 1/2 跨度)

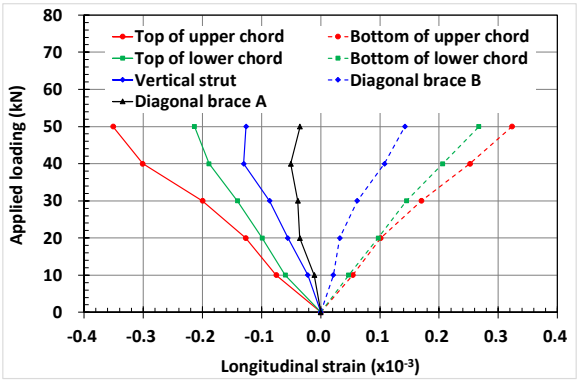


圖四 桁架式複材節塊變形之模型分析與試驗結果比較

圖五顯示複合材料節塊進行彎曲試驗時，設置應變計的位置為：上弦材的頂部及底部、垂直桿件、對角撐桿與下弦材的頂部及底部，以進行應變的測量。圖六顯示最大縱向應變為 $3.23x10^{-4}$，發生在 G2 主梁上弦材底部。然而，最小的縱向應變為 $-3.51x10^{-4}$，發生在 G2 主梁上弦材頂部。由試驗結果得知，最大與最小縱向應變均遠小於容許應變。



圖五 G2 桁架主梁之應變計配置

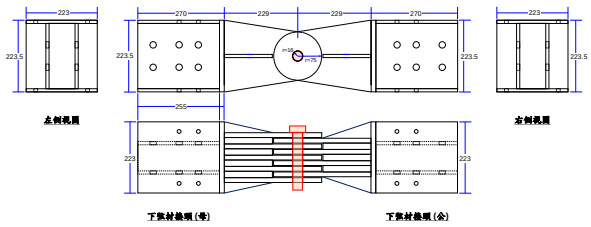


圖六 G2 桁架主梁之縱向應變量測結果 (P=0-50 kN)

三、救災用便橋快速組裝技術研發

3.1 節塊接頭設計

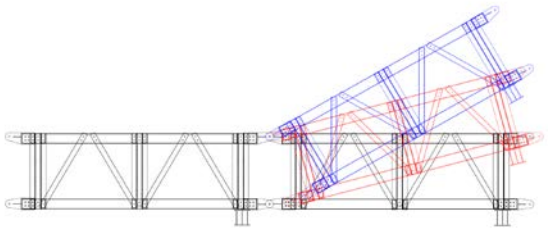
考量力量傳遞及組裝方便性，採用叉銷(Pin)接合方式為接頭之設計重點，接合板左側設計為與複合材料構件之螺栓接合，接合板右側設計為叉銷接合之公(母)接頭，圖七顯示節塊公接頭及母接頭之設計結果，此接頭只傳遞軸力與剪力，組合後之接頭如圖七所示。



圖七 節塊接頭設計圖

3.2 節塊快速組裝技術與方法

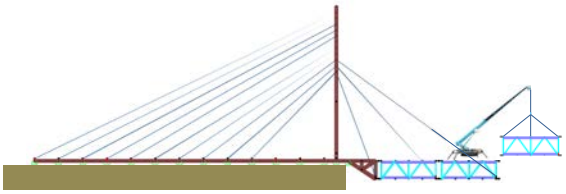
台灣地區常因豪雨或地震導致橋梁和重要道路毀損，使部分地區形成孤島，搶通孤島地區之交通必須由單方向進行救援。本研究比較單向搶通較常用之懸臂吊裝工法和節塊推進工法之間的作業效率指標。因此依照這兩種方法的組裝需求，懸臂吊裝工法之節塊間接合運用上弦材中央接頭之引導，可以先結合上弦材之接頭，再以旋轉姿態來組裝下弦材接頭，施工方法如圖八所示。圖中顯示可以微型履帶起重機吊裝節塊，先以插銷結合上弦材接頭節，再以旋轉方式完成節塊組裝。



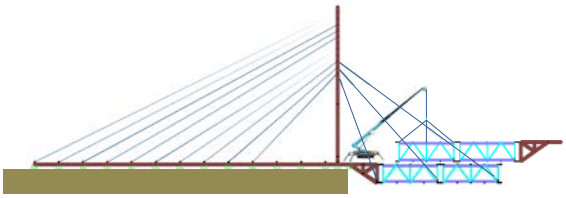
圖八 節塊接頭組裝旋轉施工法

四、救災便橋組裝效率與安全分析

經由救災用輕便橋進行救災任務的運行效率與安全分析，比較懸臂吊裝工法(如圖九)和節塊推進工法(如圖十)之間的運行效率指標。使用之效率及安全指標包括：(1)組裝時間、(2)額外配重需求及(3)施工人員安全等。



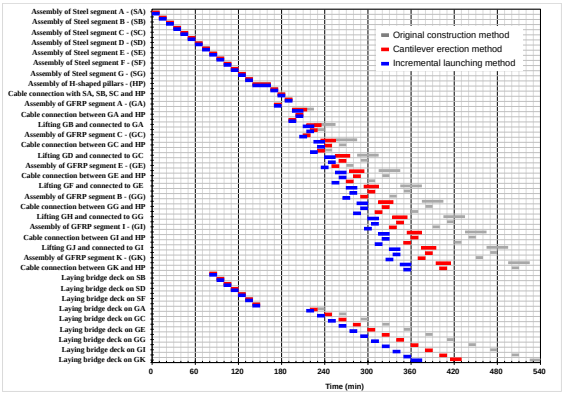
圖九 救災用輕便橋之懸臂吊裝工法



圖十 救災用輕便橋之節塊推進工法

4.1 組裝時間分析

本研究利用前述研究的梁連接器進行快速組裝試驗，組裝技術考慮移動式起重機如何在現場只有少數工人的情況下，完成起重和裝配任務的技術要求。圖十一顯示 50 米跨度臨時救災便橋在原施工方式、懸臂吊裝工法及節塊推進工法，三種不同施工方法的施工時間分析結果。紅線為橋梁懸臂吊裝工法之分析結果，由於採用快速組裝技術，縮短河流上方的施工過程，總施工時間縮短為 430 分鐘。藍線為橋梁節塊推進工法之分析結果，由於避免河流上方的施工過程，總施工時間大幅縮短為 370 分鐘，滿足 8 小時內建造完成之要求。

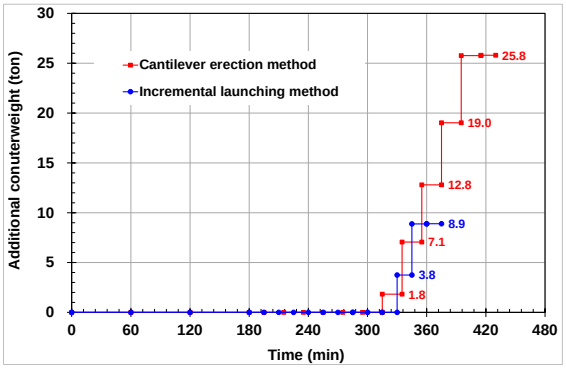


圖十一 50 公尺跨度複材救災便橋快速組裝與施工時間分析

4.2 額外配重需求分析

桁架式組合式臨時救災用便橋，應用自重平衡原理，採用懸臂吊裝工法或節塊推進工法施工。在複合材料橋梁完成合龍與施工之前，通常需要額外的配重，以平衡微型履帶起重機和施工期間複合材料節塊段的自重。

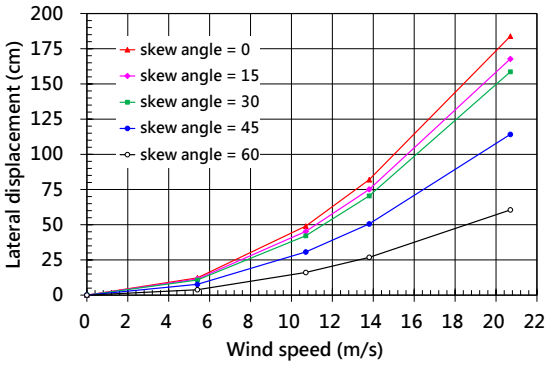
圖十二顯示跨度為 50 公尺的臨時救災用便橋在懸臂吊裝工法及節塊推進工法，兩個不同工法施工過程中需要額外配重的分析結果。紅線表示懸臂吊裝工法，在跨河段施工過程中，所需要的額外配重從 1.8 噸逐漸增加到 25.8 噸。藍線表示節塊推進工法，在跨河段施工過程中，所需要的額外配重從 3.8 噸增加到 8.9 噸。結果顯示，節塊推進工法在跨河段施工過程中，所需要的額外配重較懸臂吊裝工法少。



圖十二 50 公尺跨度複材救災便橋之額外配重需求分析

4.3 施工中風力影響分析

救災用便橋於架設過程中，側向風力是影響施工安全最重要之考量因素。依據現行公路橋梁設計規範進行風力計算，圖十三顯示 50 公尺跨度桁架式複材救災便橋在架設長度 42.5 公尺(橋樑合龍前)，不同風速下橋梁前端之側向位移。隨風向斜交角增大，最大側向位移隨之降低。但隨風速增大時，最大側向位移迅速增加。



圖十三 50 公尺跨度複材救災便橋於不同風速之風力影響分析

五、結論

研究結果顯示：(1)桁架式複合材料節塊組合橋可以提高 50 公尺跨度救災便橋的勁度，滿足撓度與跨度比的要求；(2)橋梁快速組裝技術對提高工人安全，縮短救災便橋組裝時間有重要貢獻；(3)橋梁節塊推進工法的施工效率高於懸臂吊裝工法；(4)橋梁節塊推進工法可以避免工人在河面上施工，安全性較佳；(5)考量施工安全，應設定施工容許風速，維護救災人員安全。

參考文獻

1. Yeh, F.Y., K.C. Chang, Y.C. Sung, H.H. Hung and C.C. Chou, A novel composite bridge for emergency disaster relief: Concept and verification, Composite Structures, 2015, 127 (Supplement C): p. 199-210.
2. USDA Forest Service, A guide to fiber-reinforced polymer trail bridges, 2nd edition, United States Department of Agriculture, 2011.

運用時頻分析於大型陸域風機振動訊號之解析

盧恭君[1]　郭玉樹[2]　曾韋禎[3]　彭珩筑[4]　陳一成[5]

摘 要

鑒於風力發電機組的整體功能性在很大程度上仰賴支撐結構的穩健性，結構健康診斷 (SHM) 在所有監測系統中之重要性不言而喻。常用 SHM 的頻率域方法受限於風力結構振動的時變性，無法對該信號作出較精確的詮釋。因此本研究以陸域大型風機(Zephyros Z72,1.5 MW)停機與運行狀態之振動信號，嘗試透過自行開發之時頻分析程式，探討該風機的結構和機械動力行為。雖然可以通過系統識別方法由振動信號估計風機結構的動態特徵，但由短時傅里葉轉換 (STFT) 之分析裡卻可以發現非塔體結構的動力特徵。因此，由 STFT 輔以機械振動和轉子動力學的概念，可以發現許多隱藏在振動信號中的現象與可能在風力發電機組上發生的事件：例如轉子加速、葉片遮蔽效應以及振動在時域所形成的特殊干涉 – 拍波 (Beat wave)。

關鍵字：時頻分析、結構健康診斷、風機結構

一、前言

結構健康狀況監視（SHM）在所有監視系統中都至關重要，因為風力渦輪機的整體功能在很大程度上取決於支撐結構的堅固性。從 SHM 的方面來看，傳統的頻域分析工具限制了陸上風力渦輪機現地振動信號的精確解析。因此，在本研究中，我們通過時頻分析，試圖根據停泊狀態下支撐結構的振動信號來識別陸上風力渦輪機（Zephyros Z72，1.5 MW）的結構以及機械上的動態特性。 停機和運行狀態。可以通過系統識別工具從振動信號中估算出結構的動力特徵。但是，在通過短時傅立葉變換（STFT）分析振動信號時，在時頻表示上出現了一些非結構性動力模式。因此，具備機械振動和轉子動力學概念的 STFT 被用作將在該表示形式上發現的隱含線索推得風力發電機械上可能發生的事件的明確的工具。轉子的旋轉，葉片遮蔽效應以及隨後在其支撐結構上的頻差效應。

二、簡介

由於陸上風輪機組件（RNA）的偏心度，作用在陸上風力渦輪機上的載荷種類繁多，例如自重，意外撞擊，地震，風吹，空氣動力學紊流和旋轉載荷引起的慣性力。

除自重外，上述負載本質上具有非平穩性。從實踐的角度來看，更多地了解外部載重的性質，整個結構設計的更多潛在穩健性以及 SHM 系統的更多智能性。這促使我們使用時頻分析作為主要方法分析從陸上風力渦輪機的支撐結構測得的振動信號。

時頻分析（TFA）犧牲了時域和頻域分析的分辨率。但是，它的新興特性可以比時域或頻域分析更好地觀察非平穩過程的複雜變化。它在三個參數的空間（時間，頻率和相應能量的強度）中很好地近似了所有外部負載與整個陸上風力渦輪機之間的整體相互作用。換句話說，時頻表示（TFR）上奇特而復雜的彩色分佈告訴我們有關結構系統如何以組合方式反應所有外部載荷的綜合現象。但是，由於本研究領域知識有限，因此只能識別 TFR 上的旋轉載荷模式。

在這項研究中，陸上風力渦輪機在概念上被建模為兩個不同部分的組合。它的運行 RNA 被視為激發支撐結構的強迫振動源，其行為就像一個轉子。我們試圖研究振動信號在操作過程中是如何物理鏈接

到旋轉不平衡的。

本研究的框架簡要介紹了時頻分析，尤其是短時傅立葉轉換。我們將在文中詳細展示如何進行現地實驗。我們嘗試將 TFA 的結果與可能在支撐結構上發生的 RNA 相關事件關聯起來。首先檢查停機狀態，以找到 Z72 風力發電機的基本頻率。然後，在操作狀態中，通過比較不同傳感器的振動信號的 TFR，可以顯示出塔對來自 RNA 的相應激發的響應，其中信號經時頻分析後的結果如圖一。

三、現地實驗

隨著對風力發電需求的不斷增長，在役風力渦輪機的有效管理奠定了豐富而不斷的風能供應的基礎。 Rolfes 等人[4]提出了一種用於海上風力發電機的整體結構健康診斷(SHM)系統，他還介紹了對風力渦輪機支撐結構進行安全監測的概念。

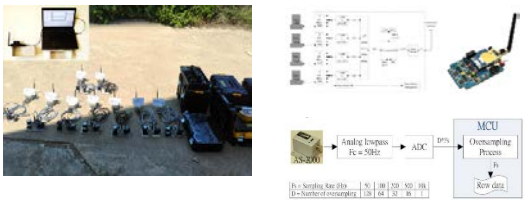
岸上風力發電機的型號為 1.5 MW 的 Zephyros Z72，具有 65 米高的塔架與樁基礎。 Z72 的規格文件和規格參見**圖 1**。關於無線感測系統，傳感器配置，時序列量測訊號概況介紹如下。



Rated shaft power	1670 kW	Temperature rise class	F
Rated electrical power	1562 kW	Insulation class	F (H)
Rated air gap torque	862 kNm	Standards	IEC34
Rated voltage	3000 V	Protection by enclosure	IP54
Rated current	327 A	Cooling type	IC40
Power factor	0.92	Rotor inertia	35000 kgm²
Frequency	3 - 9.25 Hz (rated)	Total weight	47200 kg
Rotational speed	9 - 18.5 rpm (rated)	Stator weight	25000 kg
Pole number	60	Rotor weight	12500 kg
Pole angle	33.5 deg.	Bearing support cone	5000 kg
Torque harmonics	100% fundamental (862 kNm)	Bearing weight	4000 kg
	< 1% 6th harmonic (55.5 Hz)	PT 100 stator	6
	< 1% 12th harmonic (111 Hz)	PT 100 generator air	2
	< 1% 24th harmonic (222 Hz)	PT 100 bearing	2
Short circuit current	569 A (sustained)	Airgap distance sensors	4
Ambient temperature	40 °C	Bearing greasing unit	1
Radial pull	98 kN/mm between stator and rotor due to excentricity	Maximum magnetic force	45 kN magnetic pulling force of one pole.

圖一: Z72 風力發電機規格 (1.5 MW / 65 M Height)

由 NCREE 和 NTU 共同開發的無線傳感系統（NTU-WSU）搭配由東京 Sokushim Co.，Ltd.設計的高靈敏度速度計（VSE-15D1）應用於風力發電機的結構監測系統，以突破風機支撐結構中傳感器接線和布設的問題。

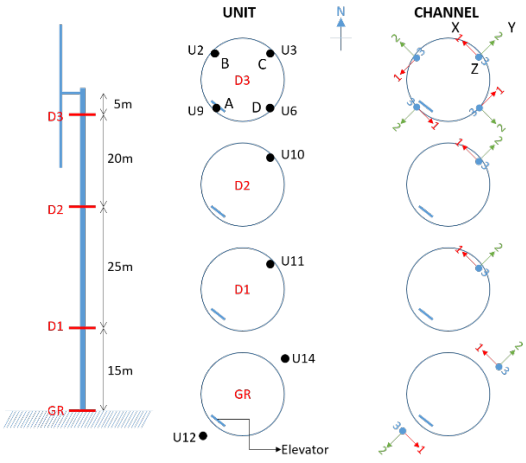


圖二:無線傳感系統 (NTU-WSU)

如**圖 3** 所示，每個測量位置都安裝了一組速度計，該組速度計由 3 個單軸速度計（VSE-15D1）組成。為了取得模態參數並研究塔的運動以及將來土壤與基礎之間的相互作用，本量測對八個位置進行了測量，以記錄整個結構的反應。

沿著塔架，傳感器安裝在 4 個不同的高層上。 U12 和 U14 在地面上； U11（海拔 15 m）和 U10（海拔 40 m）分別在 D1 和 D2 工作平台上進行了測量。在塔的頂部（海拔 60 m），圍繞塔的圓周的四個等分點安裝了傳感器。**圖 2** 顯示了伺服器和安裝在支撐結構上的一個傳感器。

每個傳感器的記錄都基於四個位置 A，B，C，D 進行系統命名，如**圖 3** 所示。因此，U3，U10，U11 和 U14 中所有記錄的代碼均以字母 “ C” 開頭； U9 和 U12 中的字母以字母 A 開頭，依此類推。



圖三: Z72 的量測布局

整個無線傳感系統以筆記型電腦作為伺服器整合使用。伺服器提供數據存儲，信號分析和傳感器管理功能。整個無線傳感系統必須確保已校準該系統中所有傳感器的靈敏度，需執行此校準，應將所有傳

感器同時放置同位置並記錄同一時間段，並通過比較信號的記錄值來評估靈敏度。**圖 2** 顯示了校準之前的伺服器和無線傳感系統。

重複測量對於充分了解結構的振動至關重要。測量列表如**表 1** 所示，同時考慮了風力渦輪機的停止狀態和運行狀態。在停止狀態下，Z72 受到環境激勵。在運行條件下，風力渦輪機的響應還包含許多其他激勵，例如發電機的機械振動，空氣動力學和土壤基礎相互作用。因此，在運行條件下的響應包含大量信息，可用於分析基礎與其他強迫振動之間的許多相互作用。為了有足夠的數據以進行後續分析，每種儀器情況下都要進行 4 個測試，並且每個測試都以 200Hz 的採樣率測量了 1 分鐘的響應歷時。

表一:Z72 上的量測列表

NO	Status	Time
1	Parked	2014_09_25_12_44
2	Parked	2014_09_25_12_50
3	Parked	2014_09_25_12_53
4	Parked	2014_09_25_12_57
5	Parked	2014_09_25_13_01
6	Parked	2014_09_25_13_05
7	Parked	2014_09_25_13_08
8	Parked	2014_09_25_13_12
9	Parked	2014_09_25_13_17
10	Parked	2014_09_25_13_23
12	Parked	2014_09_25_13_27
13	Operation	2014_09_25_13_40
14	Operation	2014_09_25_13_45
15	Operation	2014_09_25_13_50
16	Operation	2014_09_25_13_54

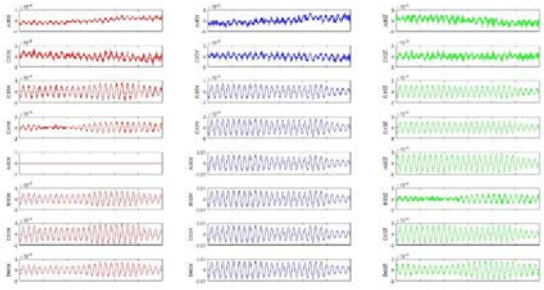


圖四:無線傳感系統的伺服端

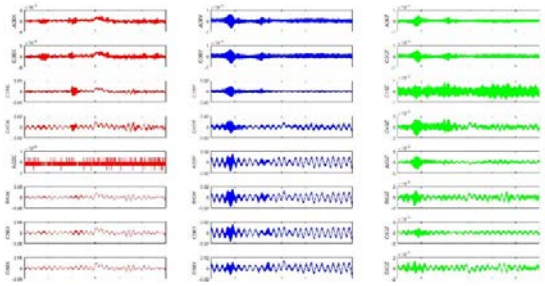


圖五: 位於 D2 點位的無線感測器端

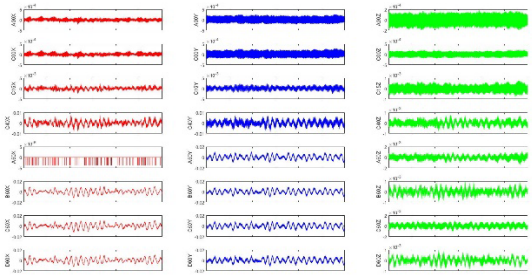
在這 16 條記錄中，選擇記錄 1（停止）作為停止狀態的代表，並選擇記錄 13（啟動/過渡階段）以進行暫態分析。 第三，將記錄 15（穩定運行）選擇為經過 TFA 的穩定運行狀態信號。 它們在時域上的對應信號如**圖 6**，**圖 7** 和**圖 8** 所示。



圖六: 記錄一的訊號組(停機 / A60X 感測器異常)



圖七:記錄十三的訊號組 (過渡階段 / A60X 感測器異常)

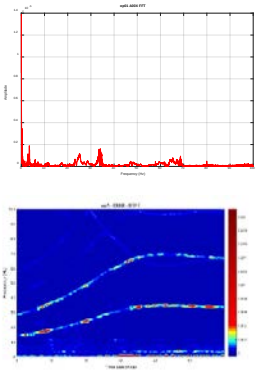


圖八: 記錄十五的訊號組（穩定運轉狀態 / A60X 感測器異常）

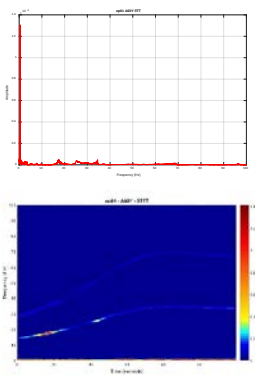
四、時頻域分析

作為風力渦輪機的基本參數，首先確定 Z72 的第一固有頻率-0.4395 Hz。 記錄 1 中的 A60Y 和 C60X 的數據用於此用途。 **圖 10** 展示了 FFT 和 TFA 之間的一致性，這被認為是前者的概略。 FFT 上的曲線的峰值（上半部分）與 TFR 上的紅色條紋（下半部分）相對應，並且兩者均表示 0.4395 Hz。 另外，測量持續時間（1 分鐘）不夠長，沒有觀察到 Z72 的鄰近模態。

選擇記錄 13 作為運行狀態中的過渡部分，以觀察轉子的運轉情況，如**圖 10**（在地面上的測量）和**圖 11**（在塔架頂部的測量）所示。 圖下部包含的兩條曲線都顯示了類似“橫拓的 S 型曲線”，這表明了在加速階段的轉子加速度。 同樣，在兩個 TFR 中都觀察到一些紅色斑點表示瞬時脈衝。



圖十: C00X FFT & TFR (Record 13)



圖十一: A60Y TFR (Record 13)

五、結論

在研究中，將 Z72 建模為作用力加載組件（RNA – 發電設備）和支撐結構（塔式）的組合。 結構振動測量數據的 TFA 為我們提供了對陸上風力渦輪機上發生的動力事件（在這種情況下為旋轉負載模式）的更精確解釋。 在 TFR 中可以清楚地觀察到轉子加速，葉片遮蔽效應，頻差效應和 RNA 指向。 通過在穩定運行狀態下藉由 TFA 或 FFT 轉換所得之葉片陰影效果，可以確定是否滿足軟硬原理的設計標準以避免共振。 而且，隨後的頻差效應會周期性地衝擊支撐結構，從長遠來看，這可能會導致塔架疲勞破壞。 在正常運行期間，這些確定的動態載荷可以併入子結構的設計中，並有望導致整個風力渦輪機系統的協同設計工作。

致謝

感謝本計畫經費支持來源:國家能源二期計畫 (NEP-II)(MOST 107-3113-E-006-011: The decision-making database and display platform for the design of offshore wind turbine underwater)

參考文獻

1. Timothy D. Dorney. Time frequency analysis. Rice University, 1999.
2. Maria Sandsten. Time-frequency analysis of non-stationary processes: an introduction, Centre for Mathematical Science, Lund University, 2013.
3. F. Hlawatsch, G.F. Boudreaux-Bartels. Linear and quadratic time-frequency signal representation. IEEEE Signal Processing Magazine. April, 1992.
4. R Rolfes, S Zerbst, G Haake, J Reetz, J P Lynch. Integral SHM-system for offshore wind turbines using smart wireless sensors. Proceedings of the 6th International Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, CA, September 11-13, 2007.
5. Wenping Cao, Ying Xie, Zheng Tan. Wind turbine generator technologies. InTech. Nov. 21, 2012.
6. K.C. Lu, H.C. Peng, Y.S. Kuo. Structural health monitoring of the support structure of wind turbine using wireless sensing system. 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, 2014.
7. B. Petersen, M. Pollack, B. Connell. Evaluate the effects of turbine period of vibration requirements on structural design parameters. Applied Physical Sciences. Sep. 1, 2010.
8. Daniel A. Russel. Superposition of waves. http://www.acs.psu.edu/drussell/Demos/superposition/superposition.html. Jan., 27, 2014.

懸吊式消防管線系統耐震實驗研究

陳威中[1]　許宸珮[2]　姚昭智[3]　柴駿甫[4]　林凡茹[5]　徐瑋鴻[6]　黃百誼[7]

摘 要

懸吊式消防管線系統為建築物內重要非結構物之一，在美國現行建築耐震設計規範中已規定其必須達到震後能正常操作之性能設計水準，並提供相關耐震施工標準供使用者遵循。台灣目前尚缺乏消防管線系統之耐震規範，從歷年來地震勘災經驗中也時常發現震損案例，即便只是發生輕微損害但卻因管線內工作水壓進而使消防水大量洩漏，釀成淹水等二次災害甚至嚴重影響建築物之使用機能。

為能瞭解國內懸吊式消防管線之耐震性能，本研究於國家地震工程研究中心台南實驗室進行全尺寸消防管線系統之振動台實驗。試驗對象係針對台灣實務上常見之構造方式並根據 NFPA 13(美國防火協會)進行耐震設計，實際測試消防管線系統於補強前後之振動特性。本研究同時亦透過靜態力學試驗獲取消防管線系統中懸吊構件及補強元件之性能曲線，再依試驗結果建置非線性數值模型並與振動台實驗數據進行比對，藉以驗證數值模型之合理性。完成後之電腦模型可應用於後續相關研究，模擬各式不同條件之消防管線系統的受震反應，促進國內發展懸吊式消防管線之耐震施工指南。

關鍵詞：懸吊式消防管線系統、振動台實驗、數值模型，非結構物

一、前言

近年來地震經驗顯示儘管建築結構體之抗震能力充足而無倒塌之虞，惟建築物內許多非結構物卻因無良好耐震設計導致在地震中嚴重損毀，不但引致巨大經濟損失亦對使用者之生命造成威脅，同時也導致許多重要關鍵設施於震後喪失使用機能。以醫院建築為例，我國緊急醫療救護法明定急救責任醫院必須能全天候提供緊急醫療服務，然而從許多醫院震損調查報告中發現到，懸吊式消防管線系統之破壞往往造成醫院無法於震後立即提供正常醫療服務；即便僅發生輕微損害，卻因管線內工作水壓而導致消防水大量洩漏，造成室內空間淹水迫使醫院中斷使用機能。國內常見懸吊式消防管線系統之震損模式主要為垂直吊桿破壞（圖一，左）以及管線接頭處損壞（圖一，右），或是消防撒水頭與鄰近懸吊設施發生相互碰撞而遭受破壞，皆因缺乏適當抗側力系統而致使整體消防管線系統之振動量過大。



圖一 懸吊式消防管線系統之震損模式

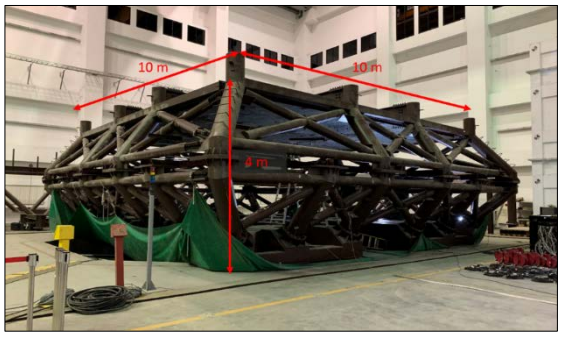
由於台灣目前尚缺乏消防管線之耐震施工規範，因此本研究參考美國防火協會所制定之 NFPA 13，透過振動台實驗實際瞭解消防管線系統於補強前後之振動特性；同時亦根據元件試驗結果建置數值模型並與振動台實驗數據進行比對，藉以驗證數值模型之合理性。期盼此電腦模型可持續應用於模擬各式不同條件之消防管線系統的受震反應，促進國內發展相關耐震施工指南，提升現場實做懸吊式消防管線系統

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立成功大學建築學系碩士
[3] 國立成功大學建築學系特聘教授
[4] 國家地震工程研究中心研究員
[5] 國家地震工程研究中心副研究員
[6] 國家地震工程研究中心助理研究員
[7] 國家地震工程研究中心助理研究員

之耐震品質。

二、振動台實驗

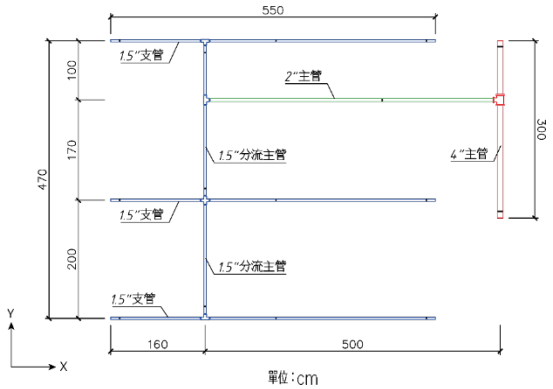
本研究於國家地震工程研究中心台南實驗室進行全尺寸消防管線系統之振動台實驗，為能有效模擬消防管線系統懸吊於建築物樓板之真實情況，本研究在振動台上搭建一個延伸鋼構架（圖三），並於延伸鋼構架頂部鋪設鋼板藉以懸吊消防管線試體（圖四）。圖五為試體平面圖，消防管線由 4 吋主管分支成 2 吋主管、1.5 吋分流主管及 1.5 吋支管。試體懸吊長度為 60 cm，重量約為 150 kgf。



圖三 延伸鋼構架

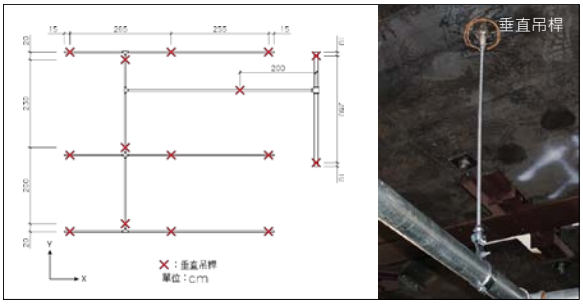


圖四 消防管線試體安裝情形

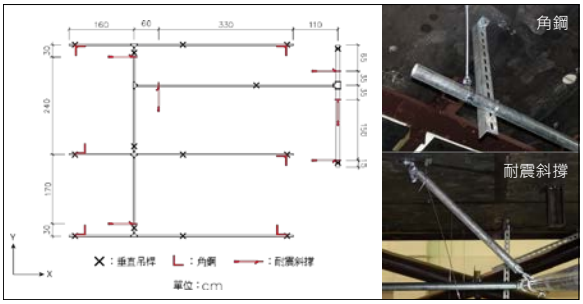


圖五 消防管線試體平面圖

本研究規劃兩組消防管線試體，第一組試體無安裝任何耐震措施（圖六），而第二組試體則係根據 NFPA 13 之規定進行耐震補強，除設置橫向或縱向之斜撐外，並於支管末端安裝角鋼作為橫向束制（圖七）。兩組試體其餘構造皆相同，為國內實務上常見之配置型式；其中 4 吋管轉為 2 吋管處為銲接相連（圖八，左），而三通接頭及四通接頭則使用螺紋接頭（圖八，右）。垂直吊桿尺寸為 3 分螺紋牙桿，而與管線相接處採紋鍊式吊環管束。



圖六 第一組試體平面圖（無耐震措施）



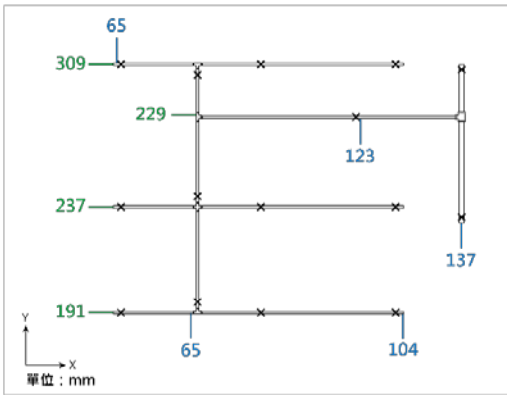
圖七 第二組試體平面圖（有耐震措施）



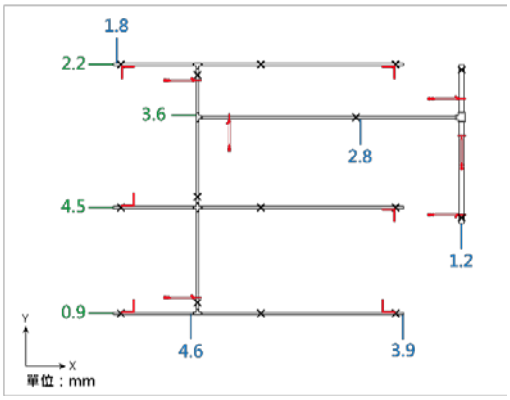
圖八 消防管線接頭型式

本次實驗採用日本 E-Defense 於 2019 年所進行 10 層樓 RC 結構實驗中，頂樓樓板所量測之加速度歷時紀錄，振動台輸入波為 10%與 25%之水平向 JMA Kobe 地震紀錄。該次實驗中台灣研究團隊於頂層樓板下方亦設置與本文相仿之消防管線試體，證實無安裝耐震措施之消防管線系統在強震作用下管線接頭易遭受損害。

本次實驗結果顯示安裝耐震措施確實能有效抑制整體消防管線系統之振動量。以 25% Kobe 樓板反應為例，第一組試體中 X 向最大相對位移為 309 mm 發生於第一層支管，而 Y 向最大相對位移為 137 mm 發生於 4 吋主管（圖九）；但在第二組試體中支管 X 向最大相對位移僅為 4.5 mm，Y 向最大相對位移 4.6 mm 發生於支管與分流主管交接處（圖十）。此外，根據系統識別結果，無耐震措施之消防管線系統其水平兩向基本振動頻率約為 2Hz，而再進行耐震補強後水平兩向之基本振動頻率則提升至 20Hz，可有效避免懸吊式消防管線系統與建築物發生共振之可能性。



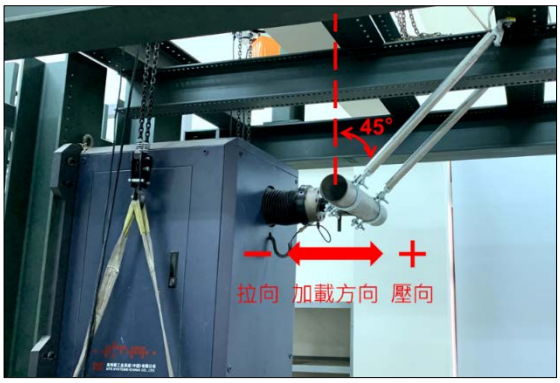
圖九 第一組試體之系統相對位移量



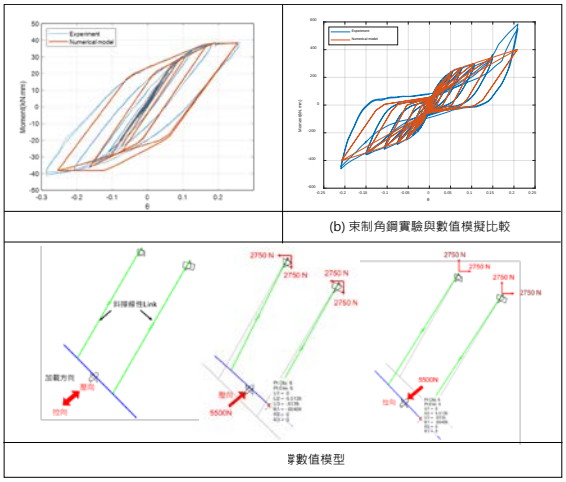
圖十 第二組試體之系統相對位移量

三、消防管線系統之數值模擬

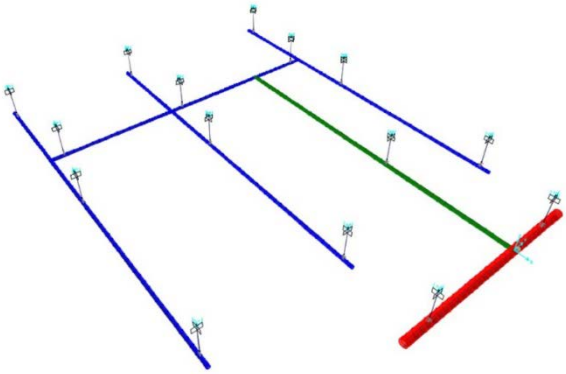
為建立懸吊式消防管線系統之電腦數值模型，本研究分別針對垂直吊桿、耐震斜撐（圖十一）及束制角鋼進行水平單向加載和反覆加載試驗，實測構件之力學性質；以及利用結構分析軟體 SAP2000 設定相對應之非線性元素並與試驗結果進行比對，如圖十二所示。



圖十一 耐震斜撐之力學試驗



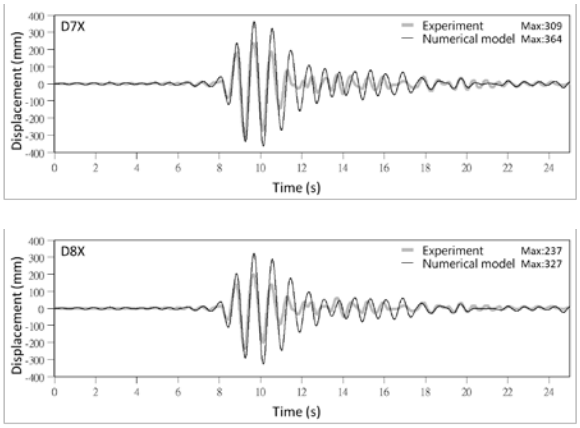
圖十二 懸吊構件與補強元件之數值模型



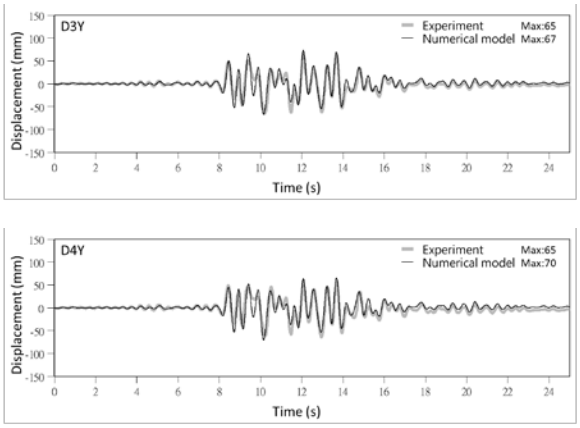
圖十三 未補強系統之數值模型

本文以第一組消防管線系統為研究對象，透過 SAP2000 建置電腦結構模型如圖十三所示。數值模型之 X 向模態頻率為 1.9Hz，Y 向模態頻率為 2.1Hz 皆與前述振

動台實驗分析結果相近。本研究同時亦執行動力歷時分析，將振動台實驗中延伸鋼構架頂部所量測之水平加速度歷時紀錄作為電腦模型之輸入波，計算消防管線系統中不同節點處之水平向位移歷時反應。系統阻尼比設定為 5%。圖十四及圖十五分別為水平兩向之數值模擬結果與實驗量測記錄的比較，雖然位移歷時圖形略有差異但整體趨勢吻合。



圖十四 數值模擬與實驗記錄比較 (X 向)

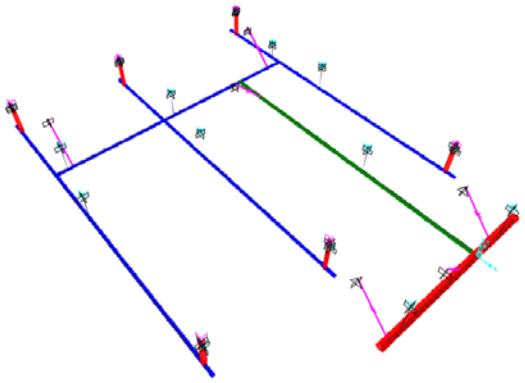


圖十五 數值模擬與實驗記錄比較 (Y 向)

四、結論與展望

本研究透過振動台試驗實際測試目前國內懸吊式消防管線系統之耐震性能，實驗結果顯示經過耐震補強之消防管線系統能有效抑制整體系統之振動量，降低垂直吊桿與管線接頭損壞之可能性，亦避免地震過程中與鄰近懸吊設施發生相互碰撞而遭受破壞。

本研究目前完成無耐震補強消防管線系統之電腦數值模型，除透過模態分析確認其合理性外，並以實驗紀錄進行動力歷時分析，模擬結果與振動台實測資料相符。後續將針對有裝設耐震措施之消防管線系統做進一步分析（圖十六），模擬不同條件下懸吊式消防管線系統之受震反應，作為國內發展消防管線耐震施工規範之研究基礎。



圖十六 補強系統之數值模型

參考文獻

1. 黃喬俊 (2003)，「消防撒水系統耐震問題研究」，成功大學建築學系碩士論文。
2. 黃振綱 (2013)，「醫院消防撒水系統接頭耐震行為之研究」，台灣大學土木工程學系碩士論文。
3. 鍾明峯 (2015)，「消防撒水系統之耐震研究」，台灣大學土木工程學系碩士論文。
4. 林凡茹 (2017)，「建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究」，台灣大學土木工程學系博士論文。
5. 黃聰良 (2018)，「建築懸吊管線系統耐震補強研究-以消防管線為例」，成功大學建築學系碩士論文。
6. 許宸珮 (2020)，「懸吊式消防撒水管線系統模擬研究」，成功大學建築學系碩士論文。
7. National Fire Protection Association. (2010) “Standard for the Installation of Sprinkler” *NFPA 13*, USA.

建築結構非線性行為於關鍵設施受震需求影響

柯敏琪[1]　林凡茹[2]　黃百誼[3]　陳威中[3]　柴駿甫[4]

摘 要

在美國規範 FEMA P58 中之建築物性能設計架構，為設定建築物於強震之性能表現分為可修復、未倒但不可修復、倒塌；對建築物中的設備物而言，惟建築物於強震下性能表現為可修復情況，設備物損壞所需的修復金額、修復時間、機能方計入建築物整體性能表現。另一方面，建築於不同地震強度下反應亦影響設備受震需求。本文藉由中高層鋼造結構簡化模型案例，探討建築物在不同地震強度下，非線性分析與線性分析之結構反應差異，例如樓板反應譜、層間變位角等等，並以其分析結果作為建築物中的設備物耐震需求模擬參數，以作為後續建築性能設計之建築結構模型參數設定之參考。

關鍵詞：性能設計、非線性分析、數值模擬

一、前言

FEMA P58 在執行上千次實例建築性能表現計算時，每次實例為從 1 至 100 隨機挑選整數比對百分比顯示的不可修復或崩塌機率，若該整數小於或等於不可修復或崩塌機率，則該場實例視為不可修復或崩塌，反之則否。因此，若為「基於危害度評估」之案例，在高震度評估時仍會有部分實例落於未崩塌且可修復的範疇，而需進一步進行非結構震損評估，然此時建築結構非預期的非線性行為可能已無法採用放大線性結構分析結果，其可能使非結構構件易損性評估之工程需求參數失去代表性，且提升非結構構件易損性評估結果的不確定性。

本研究首要參考美國規範 FEMA P58 中所提及之建築物在性能設計架構下，利用經簡化為 stick model 之中高樓數值模型，同時參考 PEER 資料庫之歷時與 FEMA P695 對於歷時分析之歷時選取，挑選適合之近域與遠域地震歷時，再分別探討線性與非線性歷時分析時，以下各項變因之樓板反應譜及層間變位角差異:1.設計地震、中小度地震與最大考量地震三個不同強度。2. 近域與遠域地震。3.擬合設計地震與未擬合設計地震。

二、數值模型與輸入波

本研究透過文獻[4]之 14 層樓(69.6 公尺)鋼結構建築的數值簡化模型(stick model)進行後續歷時分析，表一為該模型之模態週期分析結果，其水平雙向第一模態均為主要振態，質量參與比例高達 80%與 74%，且均為側向擺動。

表一 Stick Model 模態分析（單位：sec）

	X 向(U2)	Y 向(U3)
第一模態	2.11	1.88
第二模態	0.78	0.75
質量參與比例	1^{st}-80% 2^{nd}-11%	1^{st}-74% 2^{nd}-13%

地震歷時分析使用輸入波參考 PEER NGA Database，並利用 FEMA P695 所提

[1] 成功大學建築學系博士生
[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] 國家地震工程研究中心副主任

供之遠域與近域歷時，選出適合之地震歷時作為輸入波。同時參考建築物耐震設計規範及解說，假設工址為花蓮市時，可計算出最大之設計譜加速度 S_{DS}=1.136g；最大考量地震譜加速度 S_{MS}=1.32g；中小度地震譜加速度則為 1/4S_{DS}=0.284g。將選出之地震歷時進行水平雙向加速度歷時 PGA 分別縮放至考量不同強度下之 EPA，並選取 Duzce 遠域與近域地震兩筆歷時擬合建築物設計地震反應譜(Building-code Response Spectrum, BRS)，最後作為輸入波之歷時(表二)所示。以最大考量地震強度為例，各輸入波反應譜如圖 一，Duzce 近域與遠域地震之歷時如圖 二所示。

表二 輸入波歷時

遠域(FQ)	FQ Duzce(BRS)
	FQ Duzce
	FQ Capitola
	FQ 0304CHY004
	FQ 0921CHY039
近域(NQ)	NQ Duzce
	NQ 0921TCU065
	NQ Duzce(BRS)

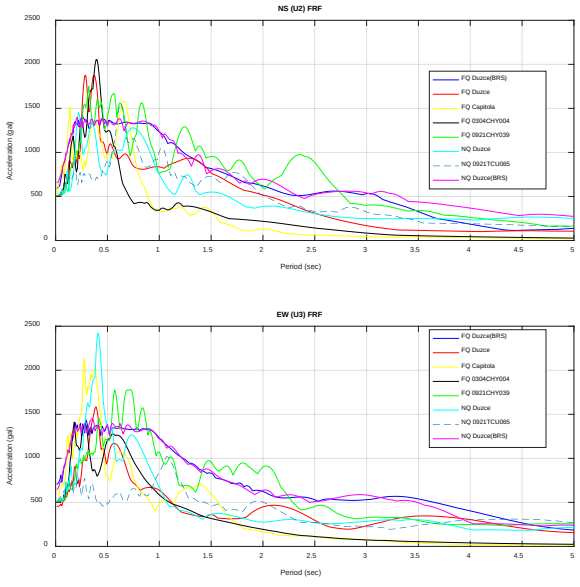


圖 一 最大考量地震之南北向(上)與東西向(下)加速度反應譜

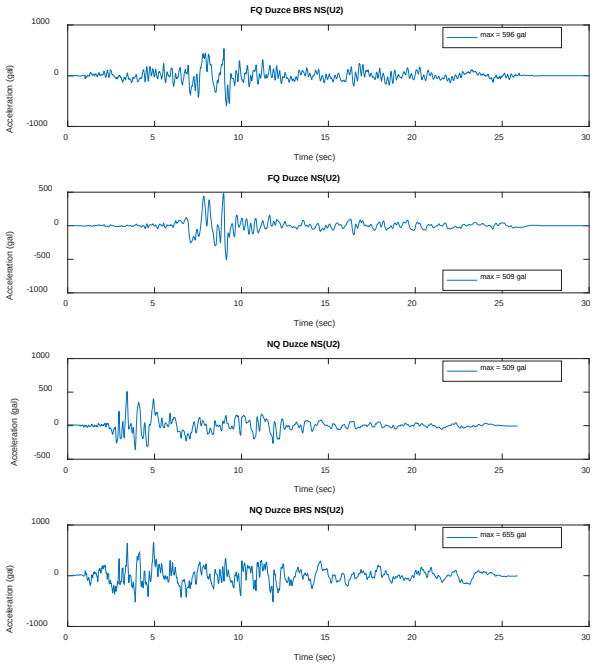


圖 二 Duzce 地震之最大考量地震等級遠域(上兩圖)與近域歷時(下兩圖)

四、數值模擬分析結果

Stick model 於水平雙向歷時分析下，分別繪製各層樓板反應譜、層間變位角與層剪力，以下分析以設計地震之線性與非線性分析為主要討論對象，中小度地震與最大考量地震為輔，探討不同變因分析下之反應差異。本研究參酌台灣建築耐震設計規範與美國 ASCE7-16，設定不同地震強度下之層間變位角要求如表三所示。後文以最大考量地震為例，探討層間變位角、樓板反應譜等非結構受震需求分析結果。

表三層間變位角與耐震設計規範對應強度

本研究層間變位角要求	<0.5%	<1%	1%~2%
相對應之耐震設計規範強度	中小度地震	設計地震	最大考量地震

(1) 層間變位角分析：由圖 三可知，不論線性或非線性分析，近斷層歷時皆使該建築物各層超過降伏強度，且層間變位角多落於 1%~2%間，與耐震設計規範要求最大考量地震下結構物不倒

且不可修情況相符。該建築物為近年設計完工之結構物，符合近期耐震設計規範之設計要求，唯 FQ Duzce(BRS)與 FQ 0921CHY039 層間變位角略為超過最大考量地震容許層間變位 2%，且 FQ 0921CHY039 線性分析下之崩塌樓層數(8 層)多於非線性分析(3 層)。

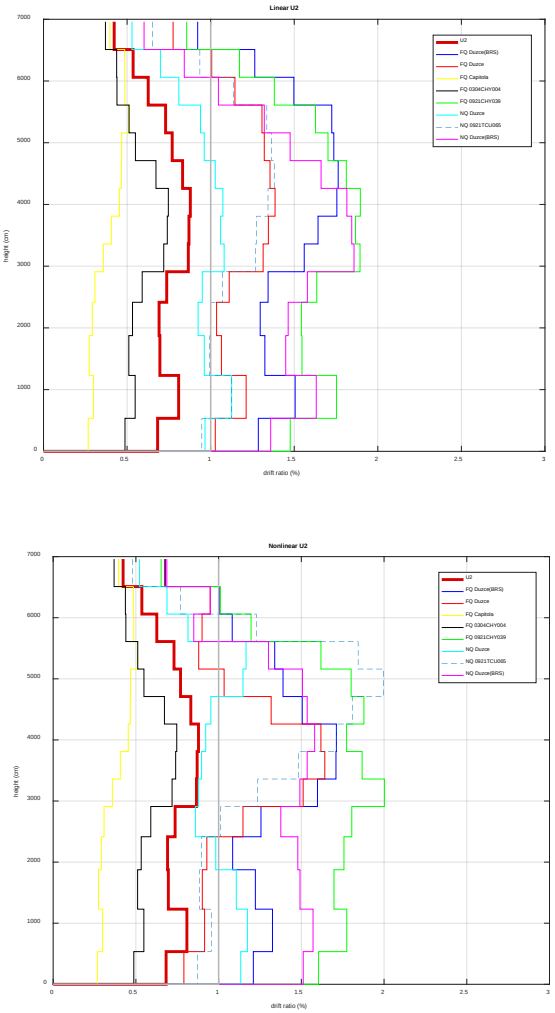


圖 三 最大考量地震層間變位角：線性分析(上圖)與非線性分析(下圖)

(2) 樓板反應譜分析: 如圖 四所示，與設計地震屋頂層反應譜相同，即原始歷時輸入波本身頻率內涵會影響數值分析結果，使屋頂層樓板反應譜有顯著差異，此外，非線性反應明顯小於線性分析而得之譜加速度值。非線性反應小於線性反應因素可能有二，一為非線性分析方能反應結構進入非線性後的週期改變，一為非線性分析之構件遲滯行為有效消散能量。下文透過非線性分析之頻譜與遲滯迴圈釐清非線性分析下樓板譜加速度降低之因素。

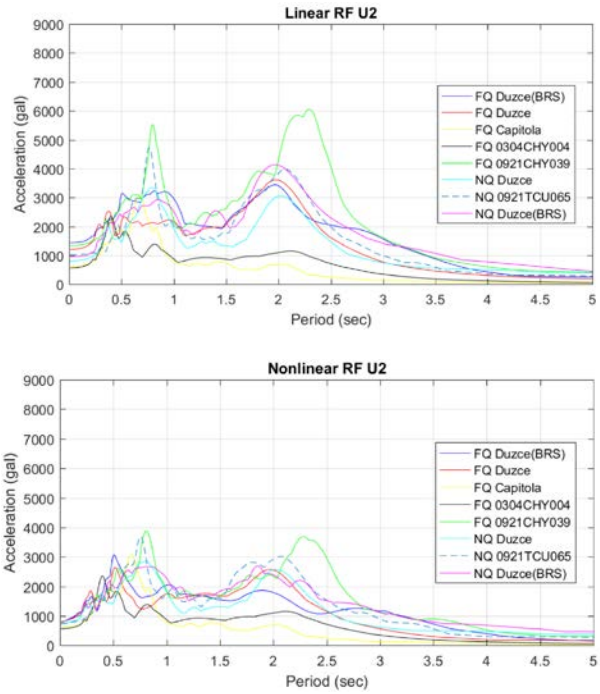


圖 四 最大考量地震屋頂層樓板反應譜：線性分析(上圖)與非線性分析(下圖)

(3) 自由振盪模擬分析：非線性最大考量地震歷時分析下，多數歷時已使該建物進入非線性階段。下文以 NQ Duzce(BRS)非線性歷時分析為例，調整歷時反應長度由原始歷時的 25 秒增至 60 秒，亦即 25 秒至 60 秒該建築物會進入自由振盪階段，並取建築物屋頂層反應加速度歷時(圖 五)進行傅立葉轉換函數(圖 六)。在傅立葉轉換函數中可明顯看出，建築物在歷時擬合最大考量地震反應譜非線性分析下，其水平向自振頻率約為 0.5Hz(即 2 秒週期)，與建築物第一模態 2.1 秒(表一)相近，但該建築物在層間變位分析下卻已進入塑性階段，但其自振頻率並未降低。

觀察該建物於 FQ Duzce(BRS)與 NQ Duzce(BRS)之頂層遲滯迴圈(圖 七)，

明顯看出模擬該樓層側向勁度之 kinematic link 在彈性或塑性階段中，不論正向或反向運動，其斜率相近，主要原因為 kinematic link 特性為進入塑性階段後的回復運動仍維持彈性勁度。觀察歷時 25 秒至 60 秒自由振盪(圖 五)，該時間範圍內的力量位移皆在 link 第一階段線性段中走動。在數值歷時非線性分析中，即使模型已於強震區間進入非線性階段，基於樓層側向勁度 kinematic link 設定，而致使強震後的自由振盪頻率，與線性模態分析結果相近。由以上分析可知，若依鋼構造建築簡化模型常採用之 kinematic link 設定，且建築於地震輸入下僅略超過降伏強度，其塑性階段頻率與彈性階段頻率大致相同。因此，圖 四顯現之非線性分析結果較小，主因為構件遲滯行為消散能量之因素。

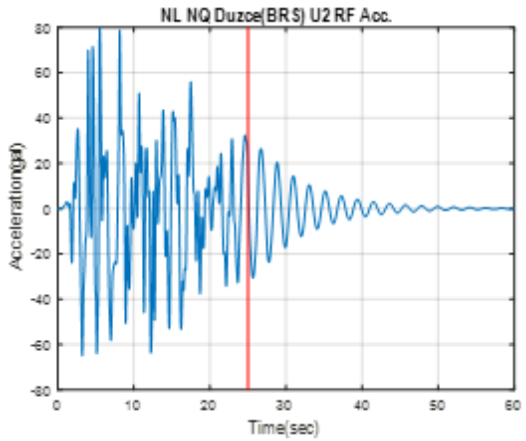


圖 五 NQ Duzce(BRS)屋頂層加速度反應

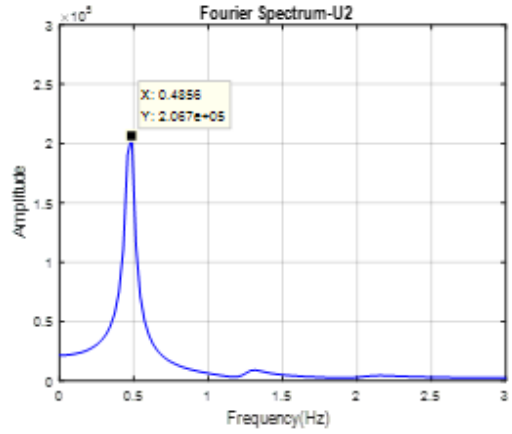


圖 六 NQ Duzce(BRS) 25 秒至 60 秒自由振盪傅立葉轉換函數

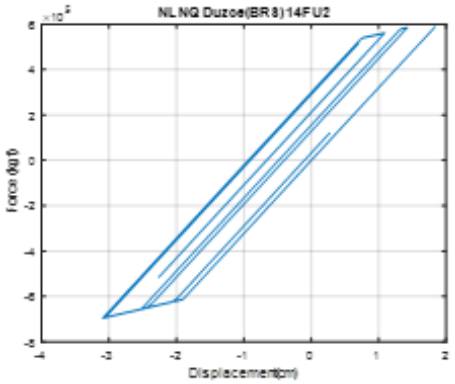


圖 七 NQ Duzce(BRS)最大考量地震 14 層樓遲滯迴圈

五、結論與展望

本研究探討由 stick model 進行線性分析與非線性分析於不同變因下之歷時分析，並藉由樓板反應譜與層間變位角進一步了解各項變因所致之建築物內部設備物受震需求差異，作為未來 FEMA P58 性能設計中強震建築結構分析參數設定之參考。

參考文獻

1. Applied Technology Council., “Seismic Performance Assessment of Buildings”, FEMA P-58, 2012, Federal Emergency Management Agency.
2. Pacific Earthquake Engineering Research Center, “PEER NGA Database”, PEER, 2006a, University of California, Berkeley, California, Available at http://peer.berkeley.edu/nga/.
3. 林凡茹, ”建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究”, 國立台灣大學博士論文, 2017.
4. 蘇育萱,”中高樓建築附屬非結構物受震需求分析”, 國立台北科技大學碩士論文, 2018.
5. 曾劭鈞, “醫院消防撒水系統耐震行為之研究”, 國立成功大學碩士論文, 2020.
6. 內政部營建署, “建築物耐震設計規範及解說” , 2011.

改良式斜面滾動隔震支承研發

游忠翰[1]　汪向榮[2]　林旺春[3]　楊卓諺[4]

摘 要

斜面式滾動隔震支承具有無視外界擾動程度與頻率特性，最大傳遞加速度維持極低定值之特色，對於設備物等非結構設施，具有優良的保護效果。本研究針對既有斜面式滾動隔震支承進行改良，試圖將單一斜面角度、相同摩擦力之設計，透過斜面角度與摩擦力於特定位置上的轉換，達到於中小型地震下，以較小的摩擦力提升自復位的能力；且於大地震下，以較平緩的斜面角度抑制隔震位移之目的。

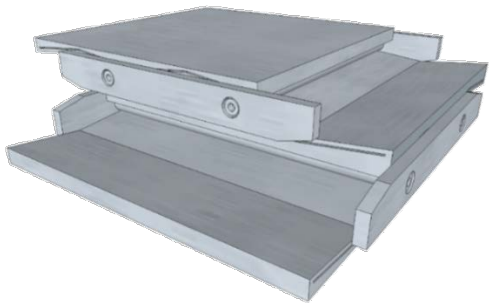
關鍵詞：斜面式滾動隔震支承、設備隔震、傳遞加速度、隔震位移

一、前言

斜面式滾動隔震支承(圖一)的相關研究與應用，因耐震性能設計(performance-based seismic design)、以及設備物耐震概念之興起，在近年來持續地受到關注與探討。其主要特性如下：(1)不具有固定的水平向震動頻率，因此不易與水平向輸入擾動產生共振；(2)無論水平向輸入擾動為何，其水平向傳遞加速度均可為一穩定且固定值，可輕易滿足欲保護標的物之性能設計要求；(3)由於滾動摩擦力與重力回復力遠小於水平向輸入擾動，可大幅降低傳遞至欲保護標的物之水平向加速度反應；(4)擾動後可因自重自動回復原位，具備良好的自復位能力；(5)利用內置的滑動摩擦阻尼消能機制，可有效抑制過大的位移反應，並可於擾動後迅速停止滾動行為。

除了不同震區與受保護物品於結構中之擺放高度外，控制隔震支承性能表現之因素有二：1. 斜面角度：角度越大，對於傳遞至受保護物之加速度越大，卻可以降低隔震位移之需求；2. 摩擦阻尼：阻尼力之增加會提高傳遞加速度，然卻可以有效地降低隔震位移需求，同時由過去研究中顯示，當阻尼力過大時，將有可能使保護物無法自動復位。

因此於上述前提之下，本研究針對既有斜面式滾動隔震支承進行改良，試圖將單一斜面角度、相同摩擦力之設計，透過斜面角度與摩擦力於特定位置上的轉換，達到既可以隔離地震，又能夠降低隔震位移之目的。詳細而言，即是在對應於中小型地震的小變位階段，採用較小的摩擦力，提升自復位的能力；同時在大變形，也就是大地震的階段下，採用較平緩的斜面角度，但是提升摩擦阻尼力，或是增加單向阻尼力，以同時控制加速度的傳遞、抑制隔震位移。

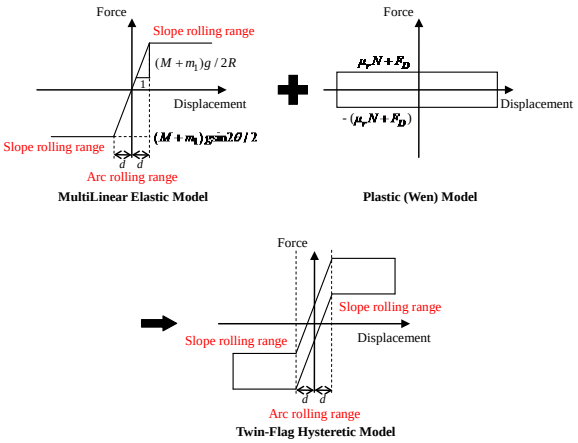


圖一 斜面滾動隔震支承

[1] 國家地震工程研究中心 助理研究員
[2] 國立台灣科技大學 副教授
[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 副研究員

二、摩擦阻尼力改良設計

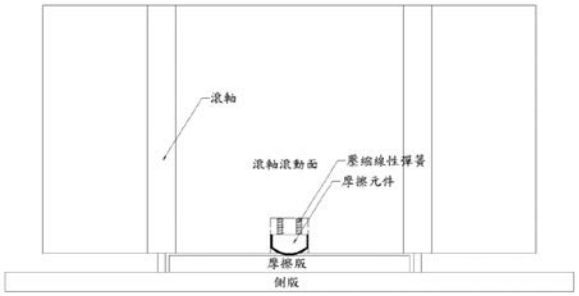
對於固定斜面角度與摩擦阻尼之斜面滾動隔震支承(假設滾軸上下兩側斜版之角度相同)，其傳遞力量與位移之關係，可利用雙旗桿遲滯迴圈模型簡化之(如圖二所示)，其中 d 為斜板交界處、防碰撞圓弧區域，固定曲率半徑 R 之水平範圍；M、與 m_1 分別為設備及上版質量；ϑ 為斜版角度；N 及 μ_r 為滾軸於斜版間的正向力與滾動摩擦係數(值小可忽略)；F_D 為摩擦阻尼力。



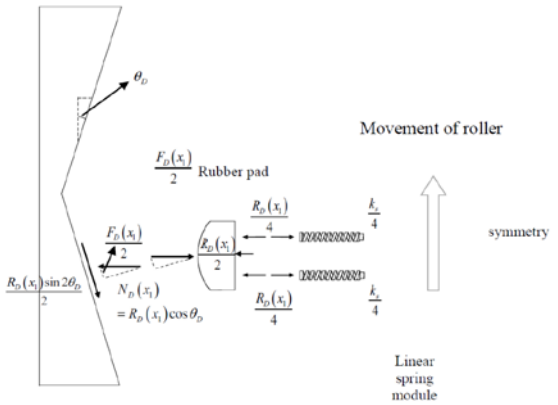
圖二 簡化雙旗桿遲滯迴圈模型

就摩擦阻尼力之力學機制而言，若以固定摩擦阻尼之設計形式為例，摩擦阻尼的加載方式如圖三所示，摩擦阻尼來自於摩擦版與摩擦元件間之相對運動。摩擦版固定於側版(Side Plate)上，並且與滾軸(Sylindrical Rollor)相連，即摩擦版於滾軸共同移動；而摩擦元件(Rubber Pad)則透過壓縮線性彈簧與上版及下版相連，透過更換彈簧的勁度、摩擦材、或是改變彈簧的壓縮量，可以調整摩擦元件施加在摩擦版上的正向力，進而達到調整摩擦力的目的。當隔震支承運動時，滾軸與其相互接處之斜版的相對運動，不會影響到壓縮線性彈簧之出力，因此於可以產生穩定、且與上版運動方向相反之摩擦阻尼力。

若近一步將上述設計中之摩擦版，由平面改為斜面(如圖四所示意)，則可以達到變阻尼之效果。由圖中可以得知，採用 V 型摩擦版會使得線性彈簧於中央位置(原點)受到最少的壓縮量；而隨著水平位移的增加，因上版或下版與側版間之距離縮小，而導致彈簧的壓縮量增加，造成阻尼力之改變；換句話說，隨著位移的增加，將會因為正向力的上升，而提高摩擦阻尼力。

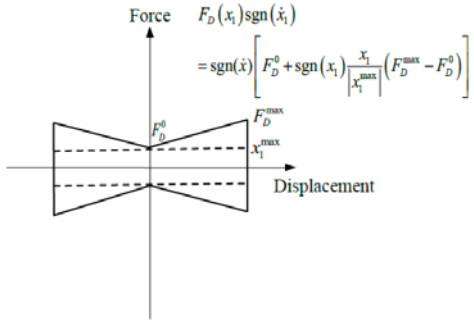


圖三 (固定摩擦阻尼)斜面滾動隔震支承機構府視圖



圖四 變阻尼摩擦機制(側版局部放大圖)

若以固定摩擦阻尼支承，側版與彈簧壓所造成的正量力為基準，作為變摩擦阻尼設計中的最低正向力(參考圖四，摩擦元件位於側版中央)，其摩擦阻尼力與隔震支承水平變位之關係，可以由圖五中觀察初其差異。

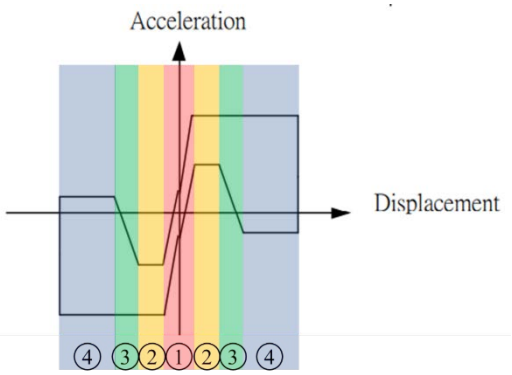


圖五 摩擦阻尼力與水平變位之關係

三、多階段斜面改良設計

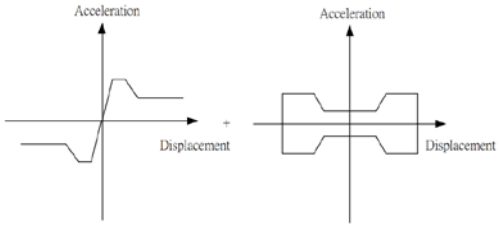
若欲同時達到控制加速度與降低位移之目的，並且兼顧隔震支承的自復位能力，必須同時針對摩擦阻尼與斜面角度進行多階段的改良設計。

由力量與位移關係的角度而言，最理想的設計如圖六所示。圖中藉由顏色標示出四個區域，並註明了各區域的編號。由圖六中可看出區域一與二之設計與過去研究相似，分別為圓弧防撞區與斜面區；維持原設計之目的，乃為於一般地震擾動下，使支承得以發揮隔震能力，並且保持其復位性。根據前期研究結果可以得知，若摩擦阻尼過大，將有很高的機會導致隔震支承之上版(包含隔震目標)，因靜摩擦力大於目標物自重沿斜版向中央運動之分力，而導致其停留在斜面區。然而對於較大的地震擾動需求(亦即隔震位移需求較大)的狀況，設計了圖中的第四區，使其適當的增加摩擦阻尼以控制位移量；需要注意的是，由於增加阻尼會導致傳遞加速度的上升，因此第四區還必須配合降低斜板的角度(角度越小，傳遞加速度越小)，以控制傳遞加速度。另外，為避免角度突然轉換導致運動過程中之碰撞，設計與第一區相似之第三區域作為緩衝。



圖六 改良式斜面滾動隔震支承之傳遞加速度與位移關係設計概念

由圖六之設計概念，可依照圖二之概念，拆解為斜板與摩擦阻尼所造成傳遞加速度與位移關係之組合，如圖七所示。

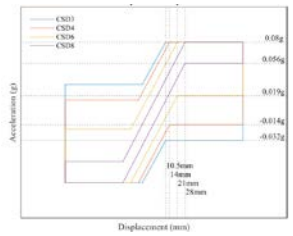


圖七 斜板(左)與摩擦阻尼(右)分別計算之傳遞加速度與位移關係

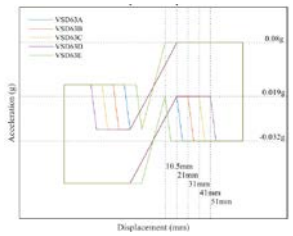
四、數值分析

設計兩組不同系列的數值模型，藉由動力歷時分析，談討前述改良式多階段斜版與摩擦阻尼設計中，不同參數對於隔震效益之影響。

第一系列中共包含有四個數值模型(圖八)，皆為單一摩擦阻尼與斜版角度之形式，且皆設計有相同的最大加速度(0.08*g*)，惟每個數值模型之摩擦阻尼力有所不同。其目的為探討在同樣的設計加速度需求下，可否透過摩擦力的增加，以及斜面角度之降低以提升性能表現。第二系列中共包含有五個數值模型(圖九)，其亦皆具有與第一系列相同最大加速度(0.08*g*)，惟第二系列中設計有不同的斜版角度變化階段(如圖七左側示意)，以期透過較大的角度以增加隔震支承的自復位能力。

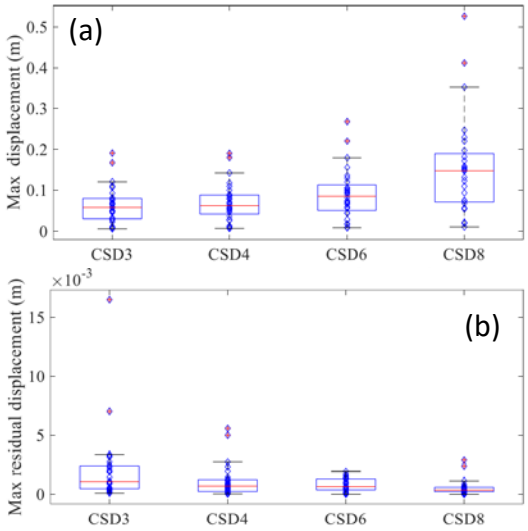


圖八 系列一數值模型之傳遞加速度與位移關係圖



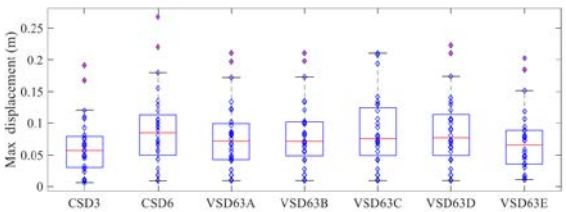
圖九 系列二數值模型之傳遞加速度與位移關係圖

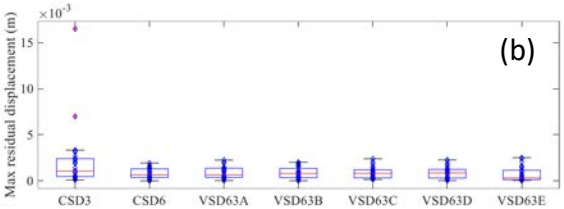
採用 28 筆自 PEER 資料庫選取、具有不同最大加速度值之真實遠域地震，進行動力歷時分析，並且進一步將最大位移與殘餘變位進行統計。由圖十可以得知：摩擦阻尼越大(如：CSD3)，對於最大隔震位移之控制效果則越好，且變異性亦低，卻有較大的機會產生明顯的殘餘變位的情形。



圖十 系列一分析結果統計：(a)最大位移；(b)殘餘變位

由圖十一中可以得知，斜版轉換階段位置的不同(比較 VSD63A 至 VSD63D)，對於最大位移與殘餘變位之影響不大，其原因亦有可能與輸入歷時的特性有關。由圖十一(a)中可以發現 VSD63A 至 VSD63D 之最大位移幾乎都小於 20mm，然此四個數值模型斜版轉換的位置介於 10.5mm 至 51mm 間，因此部分設計上，隔震支承的滾軸(以及上部受保護物)並不會受到斜版轉換的影響，此一現象應於後續研究中，透過數值模型的設計，或是地震歷時的選取進行改善。然而，但若就 VSD63E 而言，可發現其具有與 CSD3 相同優異的位移控制能力，卻不會如 CSD3 般有如此大的殘餘變位，證明兩階段之斜版設計，確實有達到原先預期之目的。





圖十一 系列二分析結果統計：(a)最大位移；(b)殘餘變位

五、結論與展望

本研究透過理論與數值模型動力歷時分析之結果，驗證改良型斜面滾動隔震支承，透過階段性改變斜版角度與摩擦阻尼力的方式，可以有效的抑制大地震下的位移反應，同時亦可以有效降低一般地震下，發生殘餘變位的程度及機會。未來本研究將試圖經由大量數值模擬分析，透過結果統計之方式，提出適合不同區域、應用目標、以及應用環境的設計經驗公式。

參考文獻

1. Wang, S.J., Sung, Y.L. and Hong, J.X. (2020), “Sloped rolling-type bearings designed with linearly variable damping force”, *Earthquakes and Structures*, 19(2), 129-144.
2. Wang, S.J., Hwang, J.S., Chang, K.C., Shiau, C.Y., Lin, W.C., Tsai, M.S., Hong, J.X. and Yang, Y.H. (2014), “Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(10), 1443-1461.
3. Wang, S.J., Yu, C.H., Lin, W.C., Hwang, J.S. and Chang, K.C. (2017), “A generalized analytical model for sloped rolling-type seismic isolators”, *Engineering Structures*, 138, 434-446.
4. Wang, S.J., Yu, C.H., Cho, C.Y. and Hwang, J.S. (2019), “Effects of design and seismic parameters on horizontal displacement responses of sloped rolling-type seismic isolators”, *Structural Control and Health Monitoring*, 26(5).

摩擦單擺隔震支承之隔震補強初步設計

楊卓諺[1]　林芃妤[2]　鍾立來[3]　林旺春[1]　游忠翰[4]　汪向榮[5]

摘 要

隨著規範演進，對於繼有之結構，其耐震能力可能無法滿足規範更新後之地震力需求，部分甚至未考慮地震力之影響，諸如具備文化保存價值之古蹟建築。因此，對類建築物進行耐震評估相當重要，一旦確認其耐震能力不足，應予以補強。考量到歷史建物須保存其原始樣貌，傳統補強工法未必適用，故可利用隔震系統來降低地震力對上部結構之傳導，進而達成補強之目的，並大幅減少對補強標的之破壞或更動。本文以實務常見之摩擦單擺支承為例，配合透過一範例構架說明設計流程，供工程界做隔震補強設計之參考。

關鍵詞：隔震、補強、耐震評估、摩擦單擺支承、耐震設計

一、前言

既有建築結構係以建造當時之規範設計並施工，當規範演進，該既有建築結構之耐震能力可能不足。透過耐震評估，得確認其耐震性能。若不足，予以補強，或提升其耐震之容量 (Capacity)，滿足耐震之需求；或降低耐震之需求 (Demand)，滿足耐震之容量。以傳統擴柱、翼牆、剪力牆等，提升其耐震容量，乃策略之一。另一策略，則為隔震之手段[1]，於上、下部結構之間，置入隔震器，或阻絕、或減緩上傳之地震力，降低耐震需求，使之低於耐震容量，達補強之目標。採用隔震補強之建物，於設計使可採用性能設計法，亦即預先選定耐震性能目標，再設計隔震系統以滿足該預設之性能目標。對於補強結構而言，一般可選原結構系統之耐震容量作為隔震設計之性能目標[2]。施工工法上，可在既有建築結構之地面，構築鋼筋混凝土地板，形成整棟建築結構座落在剛性地板上。採用千斤頂，緩慢地、均勻地、且安全地頂升剛性地板，再於基礎與地板之間，置入隔震器。透過隔震器，降低建築結構之耐震需求。本文採摩擦單擺支承 (Friction Pendulum Bearing)作隔震器，擬訂其設計程序，並以範例，闡述其流程，供工程界參考。

二、隔震補強

針對欲補強之結構標的，評估其耐震能力，藉建築結構之資料 (尺寸、配筋、材料)，執行側推分析 (Pushover Analysis)，獲容量曲線 (基底剪力與屋頂位移之關係)，經隔震後，期結構進入非線性之程度不深，故性能點之容量基底剪力取為 $V_{bs}=0.8V_{max}$，其中 V_{max} 為結構之最大基底剪力[3]。結構隔震後，其有效振動週期延長為 T_e，屬中長週期，譜加速度 $S_a^{(R)}$ 以有效振動週期 T_e 呈反比遞減，降為 S_{D1}/B_1T_e，其

[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研究生
[3] 國立台灣大學土木工程學系教授
[4] 國家地震工程研究中心助理研究員
[5] 國立台灣科技大學營建工程學系副教授

中 S_{D1} 及 B_1 分別為一秒週期設計譜加速度係數及阻尼修正係數[1]，而結構基底剪力之需求亦遞減為 $S_a^{(R)}W$ ，其中 W 為結構之重量。補強之目標為，基底剪力之需求 $S_a^{(R)}W$ 低於其容量 V_{bs} ，即：

$$\frac{S_{D1}}{B_1 T_e} W \le V_{bs} \Rightarrow T_e B_1 \ge \frac{S_{D1} W}{V_{bs}} \qquad (1)$$

此外，結構隔震之有效振動週期不能太短，否則隔震效果可能有限；亦不能太長，否則隔震位移可能太大。一般而言，屬中長週期，介於 2 至 5 秒之間：

$$2 \le T_e \le 5 \text{ s} \qquad (2)$$

當結構隔震之等效阻尼比 $\zeta \le 2\%$ 時，一秒週期阻尼比修正係數 $B_1 = 0.80$ ；當等效阻尼比 $\zeta \ge 50\%$ 時，一秒週期阻尼比修正係數 $B_1 = 1.75$ [1]。因此，一秒週期阻尼比修正係數 B_1 介於 0.80 至 1.75 之間：

$$0.80 \le B_1 \le 1.75 \qquad (3)$$

由於隔震結構一般皆屬中長週期結構，故其譜加速度可表示為週期之倒數，如 $S_a^{(R)} = S_{D1}/B_1 T_e$ 。再從此譜加速度及有效振動週期 T_e，可得隔震位移 $D = S_a^{(R)} g T_e^2 / 4\pi^2$ ，其中 g 為重力加速度。設隔震器之容許位移為 D_a ，則：

$$S_a^{(R)} g T_e^2 / 4\pi^2 \le D_a \Rightarrow \frac{B_1}{T_e} \ge \frac{S_{D1} g}{4\pi^2 D_a} \qquad (4)$$

由不等式 (1) 至 (4)，把一秒週期阻尼比修正係數 B_1，對隔震系統之有效週期 T_e 作圖，所構成之圖形，即隔震週期 T_e 及阻尼比修正係數 B_1 可採用之範圍。依建築物耐震設計規範[1]，一秒週期阻尼比修正係數 B_1 及阻尼比 ζ ，呈正相關。因此，隔震週期 T_e 及阻尼比修正係數 B_1 可採用之範圍，能轉換為隔震有效週期 T_e 及等效阻尼比 ζ 可採用之範圍，並以圖形表示之。

在隔震位移 D 之下，由隔震系統之曲率半徑 R 及摩擦係數 μ ，可得有效勁度 K_e 及有效週期 T_e 分別為：

$$K_e = \frac{W}{R}\left(1 + \frac{\mu R}{D}\right) \qquad (5a)$$

$$T_e = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_e g}} = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}\sqrt{\frac{1}{1+\frac{\mu R}{D}}} \qquad (5b)$$

而摩擦消能 W_D 、摩擦消能 W_S 及等效阻尼比則分別 ζ 為：

$$W_D = 4\mu D \qquad (6a)$$

$$W_S = \frac{1}{2} K_e D^2 \qquad (6b)$$

$$\zeta = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{2\mu}{\pi(\frac{D}{R} + \mu)} \qquad (6c)$$

解聯立方程式 (5b) 及 (6c)，由一秒週期譜加速度係數 S_{D1}、隔震有效週期 T_e 及等效阻尼比 ζ ，可計算得隔震位移 $D = S_{D1} g T_e / 4\pi^2 B_1$ ，再算得摩擦單擺隔震器之曲率半徑 R 及摩擦係數 μ ：

$$R = \frac{T_e^2 g}{2\pi^2(2 - \pi\zeta)} \qquad (7a)$$

$$\mu = \frac{2\pi^3 \zeta D}{T_e^2 g} \qquad (7b)$$

依上列方程式 (7a) 及 (7b)，隔震有效週期 T_e 及等效阻尼比 ζ 可採用之範圍，能轉換為曲率半徑 R 及摩擦係數 μ 可採用之範圍，並以圖形表示，進而設計摩擦單擺隔震器之曲率半徑 R 及摩擦係數 μ 。

三、補強範例

本示範例為一單跨雙層之建築物，屬於一抗彎構架[3]。其短向 (X 向，側推方向) 之跨度為 5 m，長向 (Y 向) 則為 8 m，每層樓高皆為 3.6 m (圖一)。假設本示範例工址位於花蓮縣瑞穗鄉，屬於軟弱層 (第三類地盤)，其與近花東斷層距離大於 12 km，由工址條件可以得到短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS} = 0.8$ ，和一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{D1} = 0.675$。各層樓樓板

厚皆為 15 cm，梁斷面皆為寬 24 cm、深 60 cm，柱斷面皆為寬 50 cm (垂直側推方向)、深 30 cm (平行側推方向)，各層樓之梁柱配筋皆相同 (圖二)。混凝土抗壓強度為 190 kgf/cm^2、鋼筋降伏強度為 3200 kgf/cm^2。藉由各桿件之尺寸，計算出桿件的體積，即可得本示範例空構架之重量 $W = 75.63$ tf 。

本建築物屬第一類 (震後須維持機能以救濟大眾者)，其用途係數設為 $I = 1.50$ [1]。於設計地震下，結構在輕度損害以內，基底剪力強度僅發揮至其最大值之 80%，性能點之基底剪力為 $V_{bs} = 0.8V_{max} = 21.88$ tf ，對應之屋頂位移為 $\Delta_{RF} = 4.44$ cm (圖三)。依手冊三版 [3]，側推曲線 (容量曲線) 轉為容量震譜後，得性能點之譜加速度係數為 $S_a = 0.3132$，此為容量譜加速度係數，對應之譜位移 $S_d = 3.682$ cm (圖四)。又由 S_a、S_d ，可得性能最大地表加速度 $A_P = 0.1564$ g 和設計最大地表加速度 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.32$ g ，並計算出容量需求比值 $R_{C/D} = A_P / A_T = 0.4887 < 1$ ，由 $R_{C/D} < 1$ 可知，此結構需補強。而在此性能點，等效週期為 $T_{eq} = 0.688$ s ，等效阻尼比為 $\zeta_{eq} = 0.0876$ (8.76%)。性能點之容量基底剪力取為 $V_{bs} = 0.8V_{max} = 21.88$ tf ，對應之屋頂位移為 $\Delta_{RF} = 4.44$ cm 。由式 (1)，基底剪力之需求 $S_a^{(R)}W$ 低於其容量 V_{bs} ，得 $T_e B_1 \geq \dfrac{S_{D1}W}{V_{bs}} = \dfrac{0.675(75.63)}{21.88} = 2.331$ 。

隔震週期方面，由式 (2)，結構隔震之有效振動週期介於 $2 \leq T_e \leq 5$ s 之間。而由式 (3) 知，一秒週期阻尼比修正係數介於 $0.80 \leq B_1 \leq 1.75$ 之間。設隔震器之容許位移為 $D_a = 50$ cm ，由式 (4)，得 $B_1 / T_e \geq 0.675(981) / 4\pi^2(50) = 0.3355$ 。由不等式 (1) 至 (4) 所構成之範圍，即為可採用之結構隔震有效振動週期 T_e 及一秒週期阻尼比修正係數 B_1 (圖五)。由耐震設計規範中，一秒週期阻尼比修正係數 B_1 及阻尼比 ζ 之關係，隔震週期 T_e 及阻尼比修正係數 B_1 可採用之範圍，轉換為隔震週期 T_e 及阻尼比 ζ 可採用之範圍 (圖六)。由式 (7a) 及 (7b)，隔震週期 T_e 及阻尼比 ζ 可採用之範圍，轉換為曲率半徑 R 及摩擦係數 μ 可採用之範圍 (圖七)。從可採用之範圍中，取曲率半徑 $R = 4.00$ m 及之摩擦係數 $\mu = 0.04$ 之摩擦隔震支承 (圖七)。經迭代後 [2]，隔震器之設計位移 $D = 38.6 < 50$ cm ，隔震系統之有效週期 $T_e = 3.37$ s ，等效阻尼比 $\zeta = 0.1866$ (18.66%)，一秒週期阻尼比修正係數 $B_1 = 1.466$ 。而可以得到基底剪力之需求為 $S_{D1}W / B_1 T_e = 10.33$ tf ，確實小於基底剪力之容量 $V_{bs} = 21.88$ tf ，其需求量由原本所需的 21.88 tf 降至 10.33 tf 約降低 50%左右，達到補強之目標。

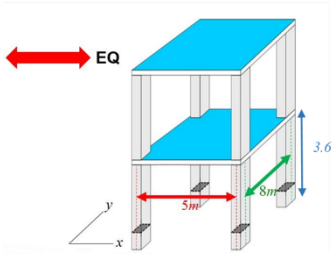
四、結語

本文以一範例建築結構之資料 (尺寸、配筋、材料、工址等)，利用摩擦單擺支承進行隔震補強設計，提供既有建物一完整設計流程，可作為工程界之參考。首先求出既有建物的耐震容量需求比 $R_{C/D}$ ，若其值小於 1，則表示該建物須補強。接著利用容量需求比大於 1、有效週期 T_e 的範圍、一秒週期阻尼比修正係數 B_1 的範圍和設計位移 D 不大於容許位移 D_a 共四個條件，第一步先取得一秒週期阻尼比修正係數 B_1 和有效週期 T_e 的設計範圍，接著由 B_1 線性內插反求阻尼比 ζ ，得到 ζ 和 T_e 的設計範圍，在進一步轉換得到曲率半徑 R 和摩擦係數 μ 的設計範圍。藉此設計範圍，可選定摩擦單擺隔震支承規格，並推得其設計位移 D，最後檢核耐震容量需求比 $R_{C/D}$，若其值大於 1，代表此法成功地降低既有

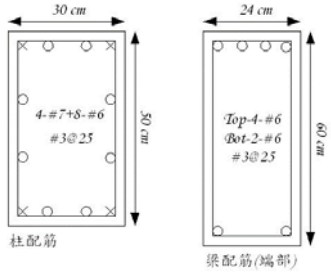
建物需求，並達到補強的目的。

參考文獻

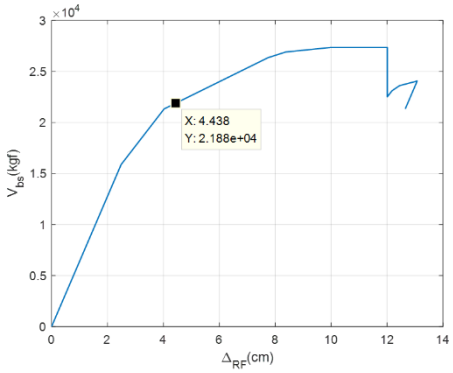
1. Ministry of Interior (2011), “Seismic Design Code of Buildings”, from https://goo.gl/h7dU6V.
2. 林芃妤，「建築物隔震補強及其位移限制機制設計」，台灣大學土木系，碩士論文。
3. National Center for Research on Earthquake Engineering (2013), “Manual for seismic assessment and retrofit of school buildings (v3) ”, NCREE-2013-023, from https://goo.gl/RwuGrP.



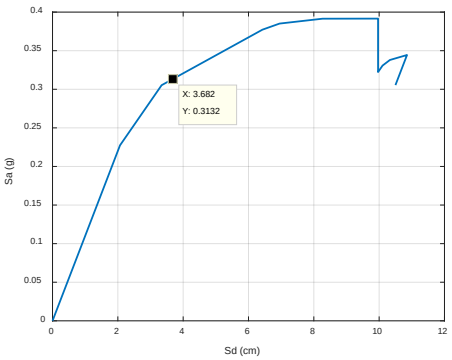
圖一 範例結構 3D 示意圖



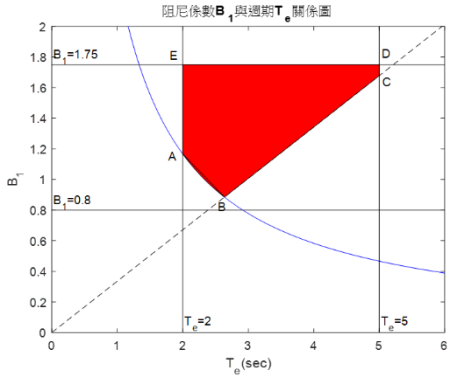
圖二 範例結構梁、柱斷面及其配筋圖



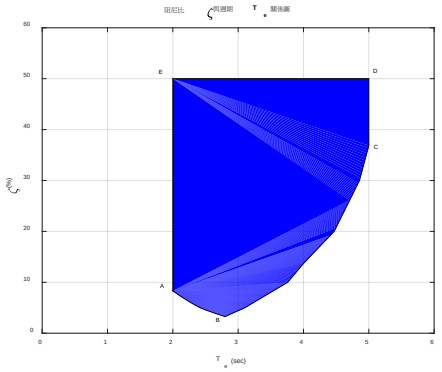
圖三 範例結構之側推曲線及其性能點



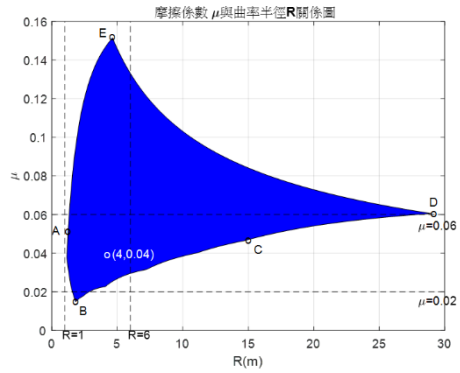
圖四 範例結構之容量震譜及其性能點



圖五 可行之隔震有效振動週期及一秒週期阻尼比修正係數 (紅色範圍)



圖六 隔震有效振動週期及等效阻尼比



圖七 可行之支承曲率半徑及摩擦係數

既有高樓鋼結構建物耐震性能評估

莊勝智[1]　林克強[2]　紀凱甯[3]　高墀修[4]　王勇智[5]

摘 要

台灣的鋼結構建築已發展近四十年，因規範之修訂與受地震影響導致建築材料強度與接合性能的衰減，既有鋼結構建築有耐震性能不足之疑慮。本研究將建立高樓鋼結構建築耐震性能評估與補強方法為主要目的，進而了解高樓建築反應及常見補強方法之特性。本研究將建立 15 層鋼構建築模型，皆以過去規範(內政部,1982,1994)進行設計，預期此一模型需進行補強，再參考台灣與美國規範對於耐震性能評估流程與標準，建立一建議耐震能力評估方法，並對本研究設計案例進行評估。本研究結果顯示，在 15 層樓的鋼結構建築的層間轉角上，可能因沒有高模態效應，使非彈性側推與歷時分析反應相近，如於更高樓層鋼結構建築有較明顯的高模態效應，應進行動力歷時分析。此外，於 15 層樓建築使用挫屈束制支撐補強，其控制位移效率尚可，補強方式建議須進入非彈性歷時分析檢討，每一棟建築補強都是個案，必須先了解建築需求及各個補強策略的優缺點，才能有效地進行補強設計。

關鍵詞：鋼結構、耐震性能評估、補強、動力歷時分析

一、前言

國內於 1999 年 921 集集地震中，因建築結構物之破壞與倒塌，造成大量的人員傷亡與經濟損失，故於 2005 年建築結構物耐震設計規範與解說(內政部營建署，2005)改版時，提高建築結構物的地震力需求。若以現行規範之地震力需求為基礎，過去許多既有建築物可能無法符合現行規範的地震力需求。為使既有建築結構物在歷經過去地震作用、規範更新與分析技術進步的條件下，具有符合規範要求且合乎理論驗證的安全需求，建築結構物需重新進行耐震評估。

既有建築物為因應前述耐震議題，且考量經濟因素，國內規範允許建築結構物使用非彈性分析方法取代傳統彈性分析方法進行耐震評估，利用既有結構物之非彈性性能提供其耐震能力，此可大幅降低補強經費，符合既有建築物的經濟價值期待。另外對於高層建築結構物，隨著樓層數地增加，高模態的效應也更為顯著，因此採用側推(pushover)非彈性分析方法可能無法掌握高層建築的高模態放大效應行為，而應以非彈性動力歷時法(inelastic dynamic time-history method)分析，以確實掌握高樓結構物的高模態的不利行為。

二、耐震性能評估基準

2.1 耐震評估依據

本研究之耐震性能評估是依據國內「建築物耐震設計規範與解說」(內政部營建署，2011)中第八章既有建築物之耐震能力評估與耐震補強的規定為基礎，於該章第 8.2 節的解說中建議「對於預計繼續使用年限達 50 年以上之既有建築物之耐震能力，其耐震能力應達工址回歸期 475 年之地表加速度」。因此，本研究之既存建築物的耐震能力評估與耐震補強，是以回歸期 475 年(使用年限 50 年超越機率 10%)之設計地震等

[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] 國家地震工程研究中心助理研究員
[4] 國立中央大學土木系碩士
[5] 國立中央大學土木系教授

級(design earthquake level)為評估基準，並依此評估基準作為補強設計的依據。

2.2 耐震評估分析法

本研究所採用之既有建物耐震性能評估，分別考量強度(strength)、位移韌性(displacement ductility)與層間位移(story drift)三種性能目標。此三種性能目標分別採用彈性靜力分析(elastic static analysis)、非彈性靜力分析與非彈性動力歷時分析(inelastic dynamic time-history analysis)分析方法求得，本研究將採用前述三種分析以確認建築物的現有耐震性能。

2.2.1 彈性靜力分析

彈性靜力分析結果應滿足強度性能目標，依據建築物耐震設計規範之新建建築物的強度設計為基準，地震力需求是考慮設計地震以容許韌性容量折減之地震力、最大考量地震以韌性容量折減之地震力與中小度地震力三者之大者，以彈性靜力分析之，使在規定的設計載重組合下結構構件不得進入降伏。

2.2.2 非彈性靜力分析

非彈性靜力分析結果應滿足位移韌性目標。建立建築物的結構模型，進行非彈性靜力分析，求得結構物頂層位移與基底剪力的側推容量曲線，並以建築物性能目標的地震需求反應譜(回歸期 475 年的設計地震反應譜或回歸期 2500 年的最大考量地震反應譜)與考量結構的系統等效阻尼比為依據，根據 ATC 40 (ATC, 1996)之容量震譜法(capacity spectrum method)，將建築物的側推容量曲線(頂層位移與基底剪力關係)與地震需求反應譜曲線(加速度與週期關係)，同時轉換至加速度-位移反應譜(ADRS, Acceleration-Displacement Response Spectra)(譜加速度與譜位移座標)，並繪製於同一圖中，兩線之交點即為結構物之性能點(performance point)。其中，可將結構物的側推容量曲線藉由選擇一等效理論降伏點，簡化為雙線性容量曲線(bilinear capacity curve)，以方便決定圖 1 中之彈性位移Δ_y與塑性位移Δ_p。參照表 1 與圖 1 建築物性能目標的建議，可評判建築物是否滿足耐震性能目標。

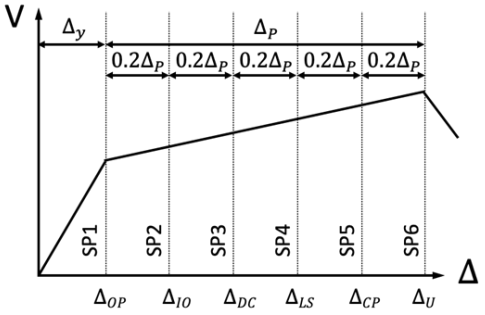


圖 1 位移韌性目標(建研所，2005)

表 1 耐震性能目標(建研所，2005)

耐震性能目標	地震回歸期 (年)		
	建築重要性		
	I & II (I=1.5)	III (I=1.25)	IV (I=1.0)
正常使用(OP)	75	50	30
輕微損傷(IO)	475	-	-
破壞控制(DC)	2500	475	-
生命安全(LS)	-	2500	475
避免倒塌(CP)	-	-	2500

2.2.3 非彈性動力歷時分析

非彈性動力歷時分析主要的目的，在檢核整體結構滿足設計所期待的層間位移目標，並確認各構件的變形需求符合分析時所採用的變形容量。本方法是以 3D 空間結構分析模型，選取實際地震加速度歷時紀錄或人造加速度歷時紀錄進行非彈性動力分析，根據 ASCE 7-16(ASCE, 2016)，需至少取 11 筆地震加速度歷時紀錄進行結構物的非彈性動力歷時分析。為使其地震加速度歷時能與工址的地震動特性相符或符合該工址設計加速度反應譜，應取與工址或工址附近測站之地震加速度歷時紀錄，以縮放(Scaling)法或相符(matching)法調整之。對於建築物的耐震設計而言，一般認為美國的相關研究(如 UBC、IBC、ASCE 7、ASCE 41 等)發展較為先進就這些規範過去歷年版本對地震加速度歷時調整規定，仍有相當程度的變動，如何進行縮放法與相符法的調整也尚未趨於一致。

三、案例分析

本研究的案例分析為 15 層樓的既有鋼構建築物，一樓樓高為 5.1 公尺，二樓以上每層樓高度為 3.4 公尺，總樓高 52.7 公尺，該建物假設為辦公大樓，屬第三建築類型(I=1.25)，工址為台北二區，其平面如圖 2 所示，該建物所受基底剪力如表 2 所示。

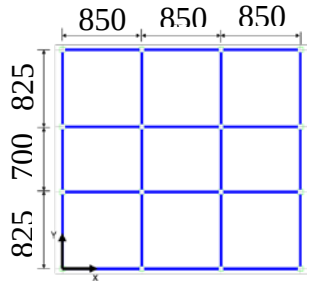


圖 2 模型平面圖

表 2 15 層樓抗彎構架基底剪力係數(X 向)

	舊規範 (1983、1994)	新規範 (2011)
總重	6840	
週期	2.05	
最大應力比	0.646	1.073
基底剪力係數	0.072	0.133

3.1 補強前耐震能力評估

1.強度目標

首先計算現行法規地震力(內政部營建署，2011)，進行彈性測推分析，各樓層的容許層間轉角如表 3 所示，許多樓層已超過 0.005，代表部分構件已進入降伏，該建物在構件強度上不符規定。

2.位移韌性目標

由非彈性側推分析判斷韌性目標，側推結果如圖 3，其中設計反應譜已考慮塑鉸產生而多出的遲滯阻尼予以折減，性能點為反應譜與性能曲線交點，在內政部建築研究所(建研所，2005)建議，性能目標採破壞控制(damage control)，其量化標準為Δy+0.4Δp，性能點在其前面，表示韌性目標符合建議規定。

3.層間位移目標

由非彈性動力歷時分析判斷層間位移目標。調整地震歷時的方式採用縮放法，其非彈性動力歷時分析結果如圖 4 所示，部分樓層的層間位移角已超過 0.015 的規定。

表 3 15 樓建物補強前之容許層間位移角

Story	DriftX	DriftY		Story	DriftX	DriftY
15F	0.0024	0.0024		7F	0.0053	0.0053
14F	0.0031	0.0031		6F	0.0053	0.0053
13F	0.0038	0.0038		5F	0.0054	0.0054
12F	0.0044	0.0044		4F	0.0054	0.0054
11F	0.0049	0.0049		3F	0.0052	0.0052
10F	0.0053	0.0053		2F	0.0049	0.0048
9F	0.0054	0.0053		1F	0.0031	0.0031
8F	0.0054	0.0053				

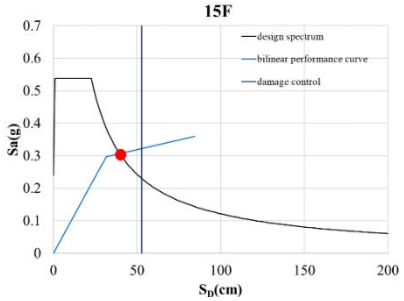


圖 3 15F 鋼結構建物側推分析結果

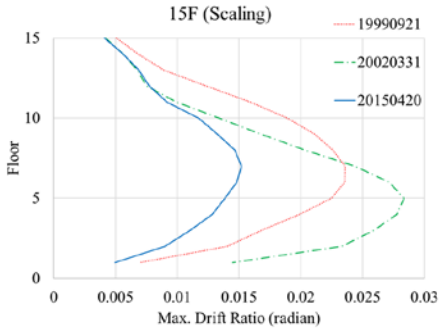


圖 4 15F 鋼結構建物歷時分析結果(X 向)

由前述 3 個目標的分析結果得知，未同時滿足三個耐震能力目標，代表該建物需要補強，以改善其耐震性能。

3.2 補強後耐震能力評估

本研究針對前述需要補強的 15 層樓鋼構建築物，採用挫屈束制支撐(BRB)進行補強，其軸力與支數如表 4 所示。

表 4 BRB 設計軸力與支數

Story	BRB設計軸力 (ton)	支數		Story	BRB設計軸力 (ton)	支數
15F	0	0		7F	220	4
14F	0	0		6F	260	4
13F	0	0		5F	260	4
12F	180	4		4F	260	4
11F	180	4		3F	300	4
10F	180	4		2F	300	4
9F	220	4		1F	320	4
8F	220	4				

1.強度目標

因 15 層樓鋼構建築物採用 BRB 補強，使整體建築物之結構勁度上升與地震力增加，再配合 BRB 力量傳遞機制，於補強後最大應力比轉換成一樓與二樓層的柱，使柱最大應力比達到 0.93，但未超過 1.0，認定其符合強度目標。

2.位移韌性目標

使用 BRB 補強後的非彈性側推分析結果如圖 5，在韌性上並無因地震力上升而不符合規定。比較未補強的彈性側推分析結果圖 3 及補強後的分析結果圖 5，可明顯看出地震力上升與結構勁度增加。

3.層間位移目標

採用 BRB 補強後的 15 層樓鋼構建築物的非彈性動力歷時分析結果如圖 6 所示，可看出層間位移降低許多，皆符合層間位移角不得超過 0.015 之標準。

15 層樓鋼構建築物使用 BRB 補強後的耐震性能是符合規定的，藉由 BRB 補強以控制建築物的層間位移是有效的方式，但須注意因建物勁度增加所導致的地震力上升。

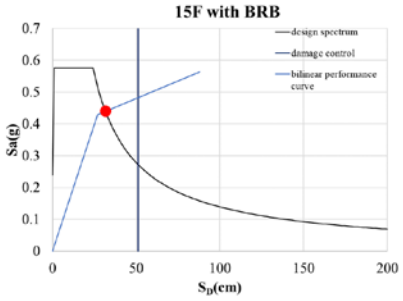


圖 5 配置 BRB 補強後側推分析結果

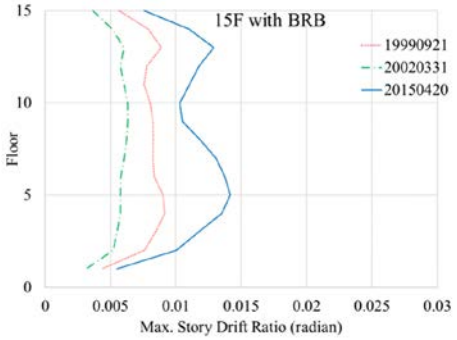


圖 6 配置 BRB 補強後歷時分析(X 向)

四、結論與建議

根據台灣過去規範地震力(內政部，1982、1994)、現在規範地震力(內政部營建署，2011)及美國現行規範(ASCE7，2016)比較，針對相同週期(約 1.8 秒)、相同工址(台北二區)，可發現現在法規地震力相較過去地震力放大了將近 2 倍，而美國法規地震力則是與台灣過去相近，如以現今法規為性能目標，基本上既有建築物基本上都需要進行補強，特別是當初設計時已經使用較大應力比的建物。

在地震歷時的選取上，選取在未調整前就貼近設計反應譜的地震歷時，不建議將兩水平分量地震歷時當作兩筆地震歷時使用，若能同時進行兩水平向的歷時分析為最佳。

由本研究的鋼結構建築物耐震評估分析結果顯示，15 層樓鋼結構的既有建築物在補強前，無法同時符合回歸期 475 年設計地震下的強度目標、位移韌性目標與位移目標，經配置 BRB 的結構補強後，可符合回歸期 475 年設計地震下的強度目標、位移韌性目標與位移目標。

參考文獻

1. ATC40, (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings*, Applied Technology Council, Redwood City, California.
2. ASCE7(2016), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, New York, Manual of Practice.
3. 內政部 (1982,1994)，「建築技術規則」。
4. 內政部營建署(2005)，「建築物耐震設計規範及解說」。
5. 內政部營建署(2011)，「建築物耐震設計規範及解說」。
6. 內政部建築研究所，(2005)，「建築物耐震性能設計規範之研擬」。

挫屈束制支撐穩定性試驗研究

吳安傑[1]　蔡克銓[2]

摘 要

當挫屈束制支撐（buckling restrained brace, BRB）或端部接合發生面外不穩定時，其軸向勁度與強度將大幅降低，喪失消散能量之功能。本研究提出一套穩定性評估模型，考慮圍束單元撓曲效應及接合板旋轉效應，並利用虛擬側向力及破壞機制探討 BRB 及接合之面外穩定性。為驗證所提方法之有效性，本研究設計四組不同外管尺寸及接合板勁度之實尺寸 BRB 進行於不同初始缺陷及端部面外位移下之反覆載重試驗。試驗結果顯示，分析模型可確實反應初始缺陷、端部面外位移及接合板勁度效應對 BRB 整體穩定性之影響。研究結果顯示，BRB 整體穩定性易受端部面外位移之影響，因此建議於工程實務應用時，BRB 接合板應有適當加勁。

關鍵詞：挫屈束制支撐、面外穩定性、撓曲效應、虛擬側向力

一、前言

挫屈束制斜撐（buckling restrained brace, BRB）具有良好的消能行為，能有效提升建築結構強度、勁度、韌性及消散地震能量的能力，亦可降低新建結構的梁柱尺寸及強度需求，節省結構材料總用量，提高整體結構系統之耐震性能與經濟效益。然而，當 BRB 或接合發生挫屈破壞產生面外不穩定時[1-4]，其軸向勁度與強度將大幅縮減，喪失其原有消散能量之功能。典型 BRB 及其接合採容量設計法及各種極限狀態檢核，其中穩定性相關分別為圍束鋼管、接合段與接合板之壓挫屈檢核；惟此方法未考量彼此間的互制效果，及施工可能的誤差與構架雙向受震時端部面外變位等影響穩定性之變數。

日本 Takeuchi 教授根據栓接式 BRB 及其接合板於挫屈時的塑性變形行為，推導出一系列之挫屈強度預測模型[5]。然而，該挫屈模型並不適用於國內常用之槽接式 BRB；因此蔡青宜及陳力維等人[6,7]延伸該理論，並考量槽接式 BRB 圍束單元較長之幾何特性，提出考量圍束單元撓曲效應及接合板旋轉效應之挫屈模型。但此理論模型仍需複雜計算程序，且須利用有限元素分析模型計算接合板旋轉勁度及塑性彎矩容量，於實際工程應用較不方便。本研究參考紐西蘭 Zaboli 等人於虛擬側力及塑性分析法之應用[8]，提出槽接式 BRB 適用之破壞機制來探討其面外穩定性，並發展穩定性簡化預測模型進行實例應用，驗證其於預測 BRB 整體面外挫屈強度之可靠性。

為驗證模型之適用性與可靠性，本研究共設計四組標稱降伏強度 100 噸之實尺寸 BRB 試體，採不同圍束單元及接合板加勁之設計，探討不同設計下之 BRB 及接合穩定性；此外亦藉由施加端部面外位移來探討其對整體穩定性之影響。

二、試驗計畫

本研究規劃四組實尺寸 BRB 試體，設計於寬 6 米及高 4 米的鋼構架中，分別命名為 G18、G16、G18LC 及 G16ES；其中，LC 代表為大管徑試體，ES 代表於接合板緣安裝加勁板。試體核心及外鋼管分別採用 CNS SN490B 及 STK490 鋼材，設計相同核心斷面使標稱降伏強度為 100 噸，試

[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系教授

體細部尺寸設計如表 1 及圖 1 所示。

表 1 試體設計尺寸

Specimen	t_c (mm)	B_c (mm)	R_r (mm)	t_r (mm)	L_{BRB} (mm)	t_g (mm)
G18	16	103	216	7	5760	18
G16			216			16
G18LC			267			18
G16ES			216			16

本實驗於國震中心的多軸向試驗機（MATS）進行，利用夾具及接頭將試體裝置在 MATS 平台及反力牆中間，其試驗配置與方向定義如圖 2 所示。試驗採用光學量測儀器，透過光學量測相機接收量測光點之訊號，即時量測並計算量測點於空間中之三維座標，因此本試驗將量測光點佈置於圍束段及接合板處，於試體軸向受力過程中捕捉其所產生的面外變形量；而透過光學量測儀器亦可記錄 BRB 的端部面外位移量，並且依實驗需求來施加 BRB 端部面外位移。

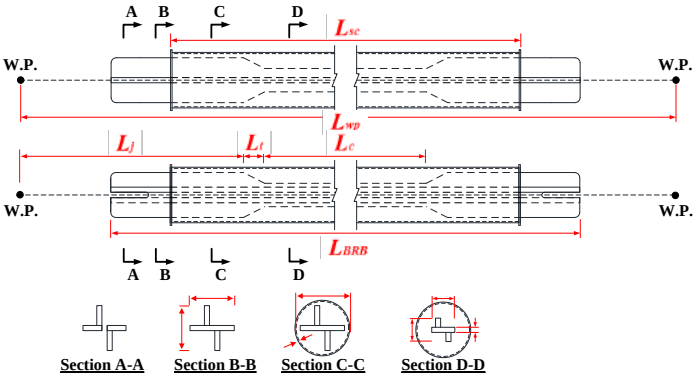
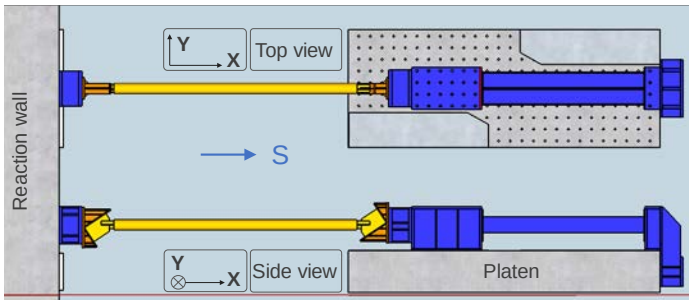


圖 1 試體設計詳圖



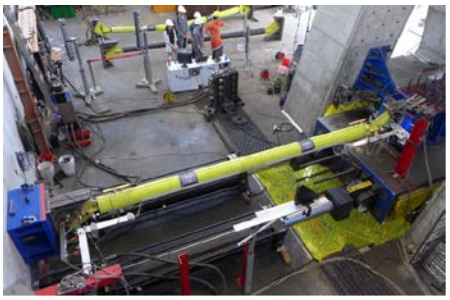


圖 2 試驗配置

此外為量測 BRB 兩端的軸向變形量，本試驗共使用四組總行程 300mm 的位移計，分別安裝於兩端的上下側，經平均後來求得核心單元的軸向變形量。試驗採位移控制方式沿構件軸向加載，進行反覆載重試驗，其反覆加載的歷程為參考美國 AISC 341-16 規範[9]之建議，分別包含標準及額外歷程加載。標準歷程由 BRB 發生初始降伏所對應的構件軸向端點變形量開始加載，加載兩週期後，繼續由層間位移角（inter-story drift ratio, IDR）1%加載至 4%，其中不同 IDR 皆加載兩個迴圈。為激發試體發生不穩定行為，因此於標準歷程 4% IDR 後增加兩迴圈 5% IDR 歷程，若試體於標準歷程下仍保持穩定行為，便進行 3% IDR 疲勞歷程直至試體破壞，如圖 3 所示。

三、試驗結果

試驗中 G18、G16 及 G16ES 發生整體面外撓曲挫屈，因此其接合板處面外凹折產生塑鉸且沿著圍束段產生顯著地撓曲變形[10]；G18LC 於標準加載歷程下維持穩定行為，其於疲勞歷程下進行 16 週期之 3% IDR 歷程方發生疲勞斷裂。各組 BRB 試體軸力與軸向變形之遲滯行為如圖 4 所示。G18 於第一週期 5% IDR 歷程下發生挫屈，其軸壓強度到達 2118kN 後便大幅

衰減，喪失承壓能力，挫屈發生前累積塑性變形量（cumulative plastic deformation, CPD）達 252。此外，因安裝誤差下之端部面外位移量（δ_0）經光學儀器量測為 7.3mm，其他三組試體量測所得數值則如表 2 所示。透過 G18 遲滯迴圈可以觀察到於 4% IDR 壓歷程下之軸向勁度輕微上升，此現象於其他試體亦可觀察到，推測其為核心鋼板高模態挫屈所產生之效應。

表 2 試驗量測結果

Specimen	IDR	OOP	a_0 (mm)	δ_0 (mm)	P_{exp} (kN)
G18	5.0%	-	7.6	7.3	2118
G16	3.0%	-	9.0	57.4	1721
G18LC	5.0%	-	16.3	72.7	2178*
G16ES (I)	5.0%	-	21.0	0.3	2126*
G16ES (II)	5.0%	1.4%		57.1	1942

*試驗過程在試體仍維持穩定時之尖峰壓力強度。

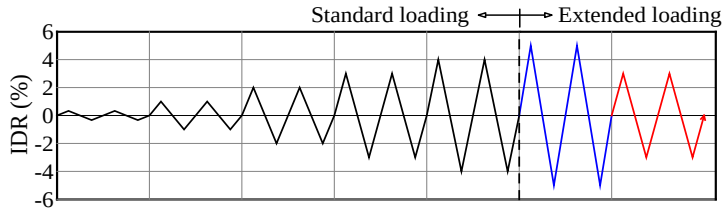


圖 3 試驗加載歷時

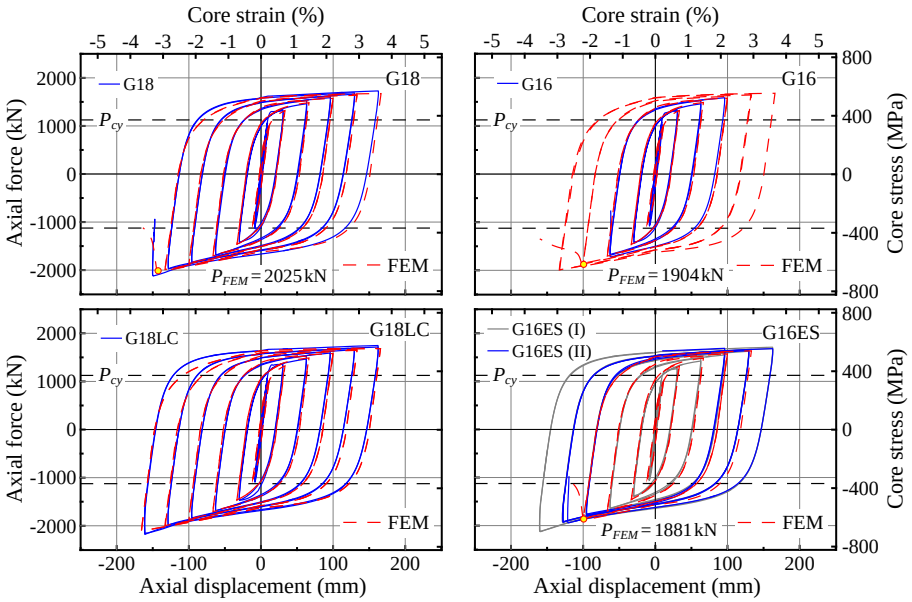
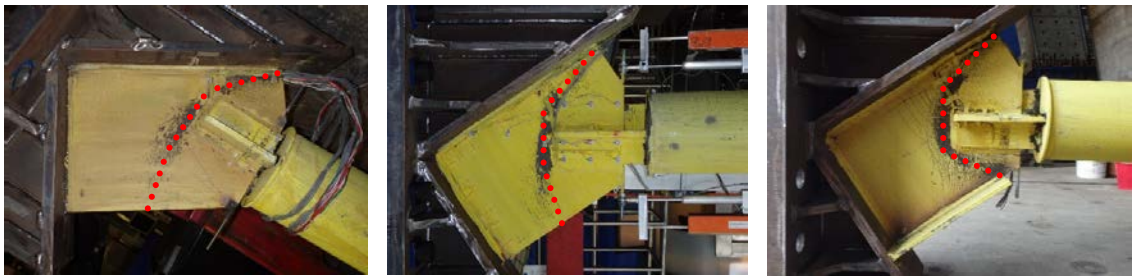


圖 4 試體軸力與軸向位移關係圖



(a) (b) (c)

圖 5 試體(a) G18, (b) G16, (c) G16ES 之接合板凹折線

G16 於第一週期 3% IDR 壓歷程挫屈，其挫屈強度為 1721kN，計算所得之 CPD 僅達 80。G18LC 於標準加載歷程下維持穩定之遲滯行為，其於疲勞歷程下第 16 週期之 3% IDR 歷程方發生疲勞斷裂，其 CPD 達 674。G18LC 於第二週期之 5% IDR 歷程下

最大拉強度與最大壓強度分別達 1747kN 及 2178kN。有鑑於前三組試體皆存在自然安裝下之端部面外位移，因此 G16ES 便透過光學量測儀器將其調整至無初始端部面外位移方進行試驗。試體於標準加載歷程下維持穩定行為，並無挫屈破壞發生，因此試驗將平台端移動 L_0/100（57.1mm），並且從標準歷程之 3% IDR 開始加載，觀察面外位移對其整體穩定性之影響；其中無面外位移試驗為 G16ES(I)，有面外位移則為 G16ES(II)。最後 G16ES 於第一週期 5% IDR 壓歷程挫屈，挫屈強度為 1942kN，CPD 達 491。圖 5 顯示當 BRB 發生面外不穩定時，其接合段擠壓接合板所發展之面外凹折線，約位於接合段兩倍接合板厚之距離處；試體 G16ES 接合板長邊之加勁板阻礙凹折線發展，使其沿長邊開口處產生面外凹折。

四、結論

本研究由四組不同端部面外位移量、接合板緣有或無加勁之試體試驗結果顯示，所提出之評估模型可合理評估 BRB 整體穩定性[10]。考量內灌水泥砂漿之效應下，圍束單元對於 BRB 穩定性的提升效果顯著，試驗結果證實高強度無收縮水泥砂漿之圍束效果良好，圍束段撓曲剛度無須進行折減。此外，本研究利用正弦及線性函數描述圍束段面外變形之幾何形狀，透過兩種形狀量值的比例分配反應接合板旋轉勁度所造成之破壞機制；其中正弦效應反映 BRB 在整體挫屈後其圍束單元的撓曲變形程度，而線性效應則是反映 BRB 在挫屈後其圍束段中間塑鉸的發展情形。

參考文獻

1. Tsai KC, Hsiao PC, 2008. Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame-Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 37(7), 1099-1115.
2. Chou CC, Liu JH, 2012. Frame and brace action forces on steel corner gusset plate connections in buckling-restrained braced frames. Earthquake Spectra, 28(2), 531-551.
3. Mahrenholtz C, Lin PC, Wu AC, Tsai KC, Hwang SJ, Lin RY, Bhayusukma MY, 2015. Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44(1), 59-78.
4. Wu AC, Tsai KC, Yang HH, Huang JL, Li CH, Wang KJ, Khoo HH, 2017. Hybrid experimental performance of a full-scale two-story buckling-restrained braced RC frame. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46(8), 1223-1244.
5. Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F, 2014. Out-of-plane stability of buckling-restrained brace including moment transfer capacity. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(6), 851-869.
6. Tsai CY, Chen LW, Wu AC, Tsai KC, 2018. Seismic performance analysis of BRBs and gussets in a full-scale two-story BRB-RCF specimen, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 47(12), 2366-2389.
7. Chen LW, Tsai KC, Tsai CY, Wu AC, 2019. Evaluating out-of-plane stability for welded BRBs considering flexural restrainer and gusset rotations. Journal of Constructional Steel Research, 159, 161-175.
8. Zaboli B, Clifton GC, Cowie K, 2018. BRBF and CBF gusset plates: out-of-plane stability design using a simplified notional load yield line (NLYL) method. Journal of the Structural Engineering Society of New Zealand Inc., 31(1), 64-76.
9. American Institute of Steel Construction (AISC), 2016. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16). Chicago, Illinois.
10. 歐易佳、陳力維、蔡青宜、吳安傑，蔡克銓，2020。利用虛擬側力與破壞機制探討挫屈束制支撐面外穩定性及案例評估分析。結構工程，第 35 卷，第 1 期，第 78-105 頁。

鋼板阻尼器耐震性能試驗研究

吳安傑[1]　莊明介[1]　蔡克銓[2]

摘 要

鋼板阻尼器（Steel panel damper, SPD）為耐震間柱的一種，在抗彎構架中設置 SPD 可增加結構的側向勁度、強度與韌性。本文利用兩組 SPD 試體進行反覆載重試驗，說明 SPD 的構造原理與力學特性，介紹三段式 SPD 容量設計與延遲塑性挫屈加勁設計方法。試驗結果顯示，SPD 試體核心段最大剪變形角可達 0.11 弧度，且累積塑性變形可達 127 以上，約可承受 4 次最大考量地震才可能產生破壞。研究結果顯示，本文所提之三段式 SPD 具備足夠的耐震容量，設計適當之上下連接段不僅能確保彈性反應，還能在保持 SPD 的強度下，調節整體 SPD 之降伏側位移角、彈性與降伏後勁度。

關鍵詞：鋼板阻尼器、容量設計、耐震設計、能量消散

一、前言

在抗彎構架中設置鋼板阻尼器（steel panel damper, SPD）能增加結構的側向勁度與強度。圖 1 所示之 SPD 為耐震間柱的一種，主要特徵為三段寬翼型構件，上下段腹板較厚為彈性連接段（elastic joint，EJ）、中間為非彈性核心段（inelastic core, IC），地震作用下核心段腹板能以反覆剪力降伏變形消釋能量，核心段設置適當加勁板可延緩挫屈的發生。使用低降伏鋼作剪切鋼板阻尼器 SPD 的材料[1-3]，均發現設計適當的 SPD 擁有良好的消能容量，但剪力變形很大時，亦會引發較大的軸力，此時應考慮軸力的影響[2]。作用在 SPD 上的軸力越大，抵抗挫屈的能力、吸收的能量都會越低。除此之外，加勁板的個數及配置[2-4]、加勁板與翼板的接合方式[3,4]、鋼板上下端部的邊界條件[3]、垂直變位下的力學性質[5]、耐震補強的設計要點[6]等等，這些日本學者的研究提供了在不同情況下，設計鋼板阻尼器所需要的各項參數，以使其發揮出最好的遲滯消能行為。

然而，上述研究都只著重在 SPD 核心段的加勁方法與受力變形行為，幾乎沒有考慮三段式 SPD 連接段、邊界梁柱容量設計方法與構架整體的耐震設計分析方法、消能機制與性能評估。本研究主要介紹所提三段式 SPD 的構造原理與力學特性，再說明 SPD 容量設計與延遲塑性挫屈的設計方法；利用兩組實尺寸 SPD 試驗結果評估性能，研究採 ABAQUS 與 PISA3D 程式建置結構分析模型以準確模擬試體反覆受力變形反應之方法。本研究亦提出等效單構件模擬三段式 SPD 的建模方法，並探討 SPD 連接段相對長度與截面性質等設計參數對 SPD 整體彈性勁度、降伏後勁度與降伏側位移角之影響[7]。

二、試驗計畫

兩組標稱降伏強度 70 噸之 SPD 試體分別命名為 SPD-2L1T 與 SPD-2L0T；以 2L1T 為例，2L 代表縱向加勁板數量為 2，1T 代表為橫向加勁板數量為 1。試體核心段腹板使用 CNS SN400B 鋼材，其餘部分均使用 CNS SN490B 鋼材；試體設計尺寸、正視與背視圖分別如表 1 及圖 2。利用 ABAQUS 有限元素模型分析後得知，設計之腹板寬厚比為 0.32 雖大於前述他人建議之 0.2，但 SPD 核心段剪力變形仍在大於

[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系教授

0.1 弧度以上時才會發生挫屈，因此期望由　試驗結果探討設計建議是否過於保守。

表 1 試體設計尺寸

Specimen	Segment	Section (mm)	Length (mm)	Stiffeners (mm) Long.	Trans.	End
SPD-2L1T	Core	H 600×250×8×30	1200	12×100	25×100	12×200
	Joint	H 600×250×22×30	2×700	-	-	-
SPD-2L0T	Core	H 600×250×8×30	1200	12×100	-	12×200
	Joint	H 600×250×22×30	2×700	-	-	-

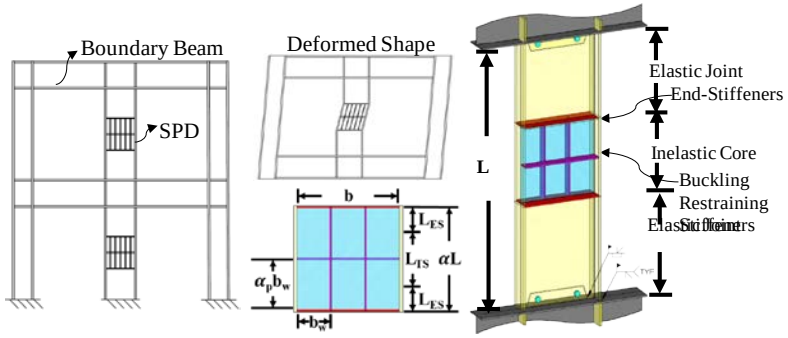


圖 1 含 SPD 構架變形前後與 SPD 組成

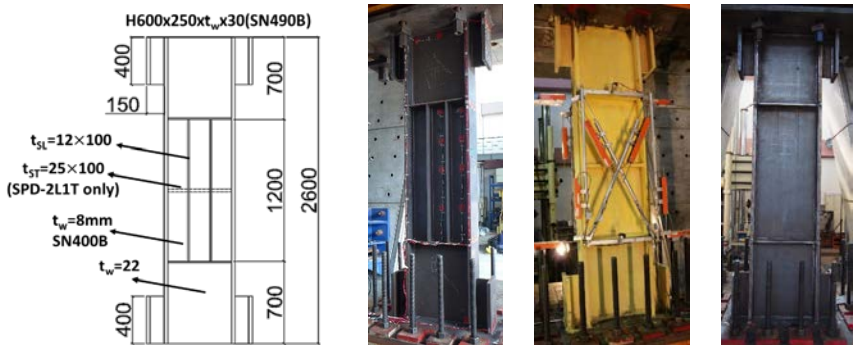


圖 2 試體設計圖與照片

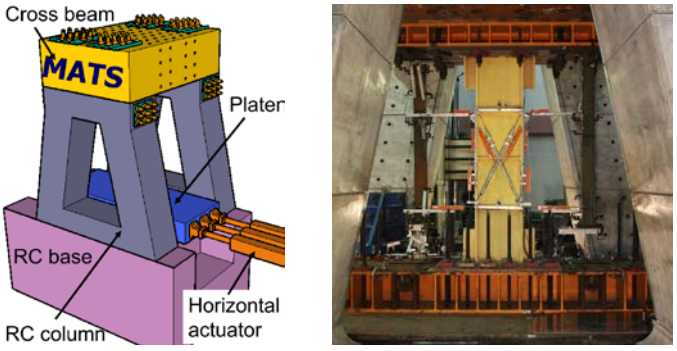


圖 3 MATS 試驗系統及試驗配置

如圖 3 所示，MATS 上方橫梁與底部施力平台均為內充混凝土之加勁鋼箱斷面，周圍 RC 構架採預力混凝土構造，容許之試體最大總淨高為 5 米。可於施力平台施加垂直扭轉及向上軸力、雙側向力與雙向傾倒彎矩，共 6 個自由度。本試驗加載歷時根據 AISC341-10 [8]對梁柱抗彎接合建議之反覆載重試驗規範，加載歷時如圖 4 所示，面內目標側移角依序為正負 0.125%、0.375%、0.50%、0.75%、1.0%、1.5%、2%、3%、4%及 5%弧度，假設樓高為 3.6 米，每目標側移角依序進行 6、6、6、6、4、2、2、2、2 及 2 次循環，其餘邊界條件為 MATS 上下端無外加旋轉，試體在

試驗過程中處於無軸力狀態，且試體上下端在面外方向無相對位移。

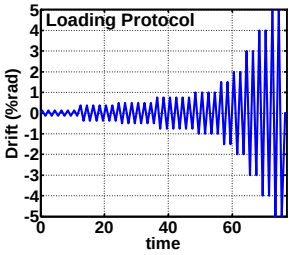


圖 4 試驗加載歷時

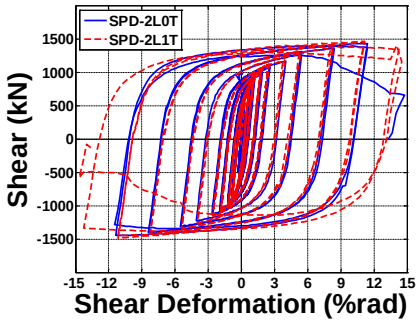


圖 5 核心段剪力與剪力變形關係圖

三、試驗結果

兩組 SPD 核心段最大剪力變形均可達 0.11 弧度之後才發生強度下降與破壞如圖 5 所示，證實本研究所採之加勁板設計方法可有效延緩挫屈。兩組試體破壞都是發生在核心段腹板與加勁板焊接處先發生開裂後，裂縫延伸進入腹板。試驗結果顯示，SPD 連接段在試體最大強度下始終保持彈性，證實所提之 SPD 連接段容量設計方法有效。此外，試體 SPD-2L1T 及 SPD-2L0T 計算所得之累積塑性變形（cumulative plastic deformation, CPD）分別為 143 及 127，兩試體之 CPD 相差 12%，但 SPD 核心段最大剪力變形都可達 0.11 弧度；顯示即使未配置橫向加勁板，SPD-2L0T 仍具優良之韌性容量。由上述試驗結果推論，只要腹板寬厚比合理與加勁板斷面符合設計建議，只配置縱向加勁板，SPD 仍具備理想之韌性容量。

四、結論

從試驗結果得知，兩試體最大核心段剪力變形皆可達 0.11 弧度，且累積塑性變形可達 127 以上，約可承受 4 組最大考量地震試體才會破壞，顯示所採核心段加勁板與 SPD 容量設計方法設計之 SPD 具有高韌性與高消能容量。由 ABAQUS 有限元素與 PISA3D 結構分析模型與試驗結果比較，在勁度上之誤差分別為 +13.8% 與 +1.3%，ABAQUS 模型可以模擬挫屈之發生[7]。研究結果亦顯示，若 SPD 核心段腹板寬厚比合理與加勁板斷面符合設計建議，僅配置縱向加勁板時仍可具備理想之韌性容量。

參考文獻

1. 桂大輔、佐々木康人、佐々木聡、田中清，2000。極低降伏点を用いたせん断パネル型ダンパーの最大せん断耐力に関する考察（その 1，その 2）。日本建築学会学術講演梗概集。
2. 大谷昌史、稲井栄一、松浦恒久、伊藤嘉朗，2001。低降伏点鋼を用いた制震間柱の構造性能に関する研究（その 1，その 2，その 3）。日本建築学会学術講演梗概集。
3. Liu Y, Aoki T, Takaku T, Fukumoto Y, 2007. 低降伏点鋼せん断パネルダンパーの繰返し載荷実験。構造工学論文集。
4. Koike Y, Yanaka T, Usami T, Ge HB, Oshita S, Sagou D, Uno Y, 2008. 高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究。構造工学論文集。
5. Suzuki I, Sasaki S, Katsura D, Tahara K, 2012. 一定鉛直変位下のせん断パネル型ダンパーの力学性能に関する実験的研究。鋼構造論文集。
6. 伊藤麻衣、林和宏、谷口雄大、倉田真宏、中島正愛，2014。間柱型鋼板耐震壁のパネル補剛特性および耐震補強設計（その 1，その 2）。平成 26 年度日本建築学会，近畿支部研究発表会。
7. 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 32 卷，第 2 期，第 5-34 頁。
8. American Institution of Steel Construction (AISC), 2010. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (341-10). AISC, Chicago.

高強度竹節鋼筋受拉握裹之鋼筋強度等級效應

林克強[1]　林垣彥[2]　紀凱甯[3]　莊勝智[3]　王勇智[4]

摘 要

本研究共進行 20 組梁端試體(ASTM A944)之高強度竹節鋼筋握裹試驗，試體分別採用 420、550 與 690 MPa 三種強度等級之#10 鋼筋，混凝土強度分別採用 28、49、70、85 與 100 MPa 五種強度，探討 ACI 318-19 受拉鋼筋伸展長度公式中鋼筋強度等級效應影響的合理性。由試驗結果顯示，15 組試體發生如規範預期的混凝土劈裂破壞。另從握裹應力結果也證實，不同強度等級鋼筋在考量斷筋條件下，無需於 ACI 318-19 受拉伸展長度公式中，增加鋼筋強度等級修正Ψ_g，即採用 ACI 318-14 之伸展長度規定即可。

關鍵詞：伸展長度、鋼筋強度等級修正係數、握裹應力

一、前言

國內現行混凝土結構設計規範（內政部營建署 2019）中，有關竹節鋼筋直線受拉伸展長度公式，主要沿用 ACI 318-05 規範（ACI 2005）的相關規定，此規定可追溯至 1995 年之 ACI 318-95 規範（ACI 1995），該伸展長度公式是根據 1977 年 Orangun 等人的研究成果訂定（Orangun et al. 1977）。ACI 318 規範從 2008 至 2014 年版（ACI 2008, 2011, 2014）之受拉鋼筋直線伸展長度l_d公式規定均相同，詳公式(1)$l_{d,14}$ (MPa, mm)所示，

$$l_{d,14} = 0.9\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}}\ \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\frac{(c_b+K_{tr})}{d_b}}d_b \qquad (1)$$

$$1 \le \frac{(c_b+K_{tr})}{d_b} \le 2.5 \qquad (2)$$

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \qquad (3)$$

其中，f_y為欲發展強度鋼筋之降伏強度，f_c'為混凝土抗壓強度，c_b為欲發展強度鋼筋之鋼筋中心至混凝土外緣距離或兩鋼筋中心間距之半，K_{tr}為橫向鋼筋指標(台灣規範的橫向鋼筋指標採用公式(3a)計算)，A_{tr}為橫向鋼筋斷面積，n為在握裹劈裂面上待伸展或續接之鋼筋根數，s為橫向鋼筋中心間距，Ψ_t為鋼筋位置修正係數，Ψ_e為鋼筋塗布修正係數，Ψ_s為鋼筋尺寸修正係數。

$$K_{tr,TW} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{10.5sn} \qquad (3a)$$

2019 年版 ACI 318-19 規範（ACI 2019）將鋼筋降伏強度等級上限從 2014 年版本的 420 MPa 提高至 690 MPa，其受拉鋼筋直線伸展長度l_d公式，除增加鋼筋強度等級修正係數Ψ_g外，其餘均沿用公式(1)的規定，其直線受拉伸展長度如公式(1a)$l_{d,19}$ (MPa, mm)所示。

$$l_{d,19} = 0.9\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}}\ \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s\Psi_g}{\frac{(c_b+K_{tr})}{d_b}}d_b \qquad (1a)$$

[1] 國家地震工程研究中心研究員、國立台灣科技大學營建系合聘教授
[2] 國立中央大學土木研究所碩士生
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立中央大學土木系教授

根據 ACI 318-19 規範的規定，對於降伏強度等級為 420 MPa (60 ksi)、550 MPa (80 ksi)與 690 MPa (100ksi) 之鋼筋，鋼筋強度等級修正係數Ψ_g分別為 1.0, 1.15 與 1.3。

本文主要研究鋼筋在斷筋條件下於混凝土中受拉的握裹行為，探討鋼筋強度超過 420 MPa 時，ACI 318-19 第 25.4.2 節鋼筋受拉伸展長度公式（1a）中，使用鋼筋強度等級修正係數Ψ_g（對於鋼筋降伏強度等級為 550 MPa（80 ksi）取 1.15 與 690（100ksi）取 1.3）的合理性，並提出鋼筋強度等級高於 420 MPa 的合理伸展長度設計公式建議，提供規範修訂的參考。

二、試驗計畫

本文主要研究鋼筋混凝土中，具橫向鋼筋圍束之受撓構件縱向竹節鋼筋直線握裹行為，探討鋼筋在臨界斷面處發展拉力強度之斷筋伸展長度（development length for bar-cutting）需求，並確認公式（1a）中鋼筋強度等級修正係數Ψ_g應用於斷筋伸展長度的必要性。

2.1 試驗參數與試體設計

本研究共進行 20 組梁端鋼筋錨定試體，所有試體的尺寸均相同，其 RC 部分的寬度、高度及長度分別為 180 mm、450 mm 及 1000 mm。設計參數包括混凝土抗壓強f_c'、鋼筋強度等級（以降伏強度f_y標示）、劈裂指數$(c_b + K_{tr})/d_b$、與鋼筋節形等。混凝土的設計強度分別採用 28、49、70、85、100 MPa；鋼筋分別採用降伏強度 420、550 與 690 MPa 等級之單根#10 鋼筋；所有試體使用兩種$(c_b + K_{tr})/d_b$劈裂指數，其值分別為 3.87 與 4.92，其中，所有試體之伸展鋼筋中心至混凝土表面距離c_b採用 90 mm，圍束鋼筋採用 420 MPa 強度等級橫向鋼筋，分別為#4@150 mm 與#4@75 mm。試體之伸展長度需求是依據 ACI 318-14 之規定$l_{d,14}$計算，詳公式（1）。為獲得與規範直線伸展長度規定相同的破壞模式，試體設計時，伸展鋼筋在混凝土內的埋置長度$l_{d,test}$控制在 0.47 至 0.78 倍 $l_{d,14}$之間，以避免鋼筋受拉後發生降伏，導致鋼筋發生顯著緊縮（necking）影響握裹性能或斷裂，預期發生混凝土劈裂破壞。所有試體的設計參數值詳表 1。其中，f_c'為混凝土設計抗壓強度；f_y為伸展鋼筋的降伏強度；d_b為伸展鋼筋的標稱直徑，本研究均使用#10 鋼筋，鋼筋標稱直徑為 32 mm；R_r為伸展鋼筋表面依實際量測求得之平均節高與平均節距比值，節高與節距是依據 CNS 560 的標準量測；$C_{b,s}$與$C_{b,t}$為伸展鋼筋中心分別至混凝土側面與頂面外緣間的距離；S_s為橫向鋼筋間距；$(c_b + K_{tr})/d_b$劈裂指數；$l_{d,14}$為依據 ACI 318-14 規定且鋼筋強度為f_y所得之直線受拉伸展長度；$l_{d,test}$為試體實際配置之埋置長度，採用 450 與 600 mm 兩種埋置長度。

2.2 試驗裝置

試驗裝置如圖 1 所示，圖中之 L 形反力構架為承受握裹試體之伸展鋼筋受拉作用的反力裝置，於 L 形構架右側依序為兩對油壓千斤頂(Oil Jack)與荷重計(Load Cell)位在伸展鋼筋水平兩側且等距配置，荷重計之一端為傳遞伸展鋼筋受力之雙腹板型鋼，位於中央試體伸展鋼筋的受力端部，以續接器轉換螺桿穿過雙腹板反力型鋼，並以螺帽鎖固螺桿，做為鋼筋施力的反力座。試驗時，兩側之油壓千斤頂採用等壓力加載，為試驗加載的力源，以兩側荷重計量測伸展鋼筋的受力大小。

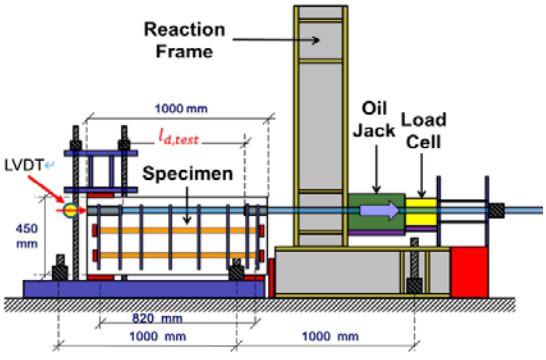


圖 1 試驗裝置圖

三、試驗結果與討論

3.1 試驗強度與破壞模式

各組試體的試驗強度與破壞模式等相關試驗結果列於表 2，其中，P_{test}為試體受拉最大強度。由表 2 中P_{test}與P_y 比值顯示，大多試體均大於 1.0，最大可達 1.49。比較試驗強度結果與試體$l_{d,test}/l_{d,14}$比值介於 0.47 至 0.78 可知，當竹節鋼筋表面平均節高與平均節距比不小於0.09且劈裂指數不小於 3.87 時，在主筋斷筋的工程應用條件下，依 ACI 318-14 或 ACI 318-19 不考慮鋼筋強度等級修正係數(即$\Psi_g = 1.0$)的規定計算所得之直線伸展長度應實屬相當保守。另試體破壞模式包括：(a) 混凝土劈裂(concrete splitting)、(b) 鋼筋斷裂(bar fracture)、(c)續接器斷裂(splice fracture)與(d) 螺桿斷裂(bolt fracture)四種破壞模式。其中 15 組試體均如預期發生混凝土劈裂破壞，其他三種破壞模式之混凝土劈裂強度應大於表二所呈現的試驗強度。

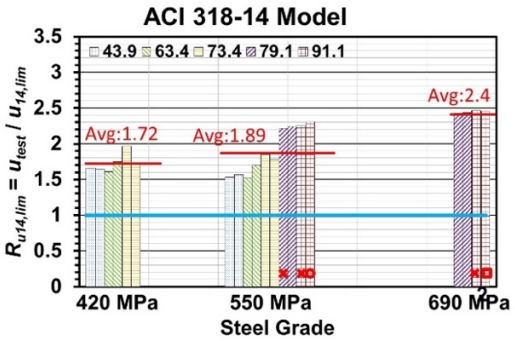


圖 2　試體在 ACI 318-14 規範在混凝土強度 70 MPa 與劈裂指數 2.5 上限限制下之握裹應力比

3.2 鋼筋強度等級Ψ_g的影響

圖 2 為試驗握裹應力分別與 ACI 318-14 或-19 規範考慮鋼筋強度等級修正係數為 1(即Ψ_g=1.0)之伸展長度(公式(1)與(1a))計算所得握裹應力（試驗強度與鋼筋握裹表面積比)的比值，即$R_{u14,lim}$此結果顯示，對於不同鋼筋強度等級，依 ACI 318-14 規範規定求得之試驗握裹應力比$R_{u14,lim}$平均值介於 1.72 至 2.4 之間，若考量 ACI 318-19 規範鋼筋強度等級修正係數Ψ_g的規定，其試驗握裹應力比$R_{u19,lim}$介於 1.72 至 3.17 之間（林克強等， 2020)，比較兩結果明顯顯示，竹節鋼筋受拉伸展長度的需求，在隨著鋼筋強度等級的提高，不採用修正係數Ψ_g予以增長下，也具有 1.72 至 2.4 的安全因子。

四、　結論與建議

根據本試驗結果，可獲得以下的結論與建議：

1. 試驗結果顯示，本研究發生四種破壞模式，包括：混凝土劈裂、鋼筋斷裂、續接器斷裂與螺桿斷裂。在 20 組的試體中，15 組試體如設計預期發生混凝土劈裂破壞。在考量試驗埋置長度$l_{d,test}$約介於 0.47 至 0.78$l_{d,14}$的條件下，依 ACI 318-14 規範規定求得之試驗握裹應力比$R_{u14,lim}$平均值介於 1.72 至 2.4 之間。
2. 由試驗結果也證實，對於斷筋的伸展長度需求而言，ACI 318-19 的鋼筋受拉伸展長度規定，應無需額外增加考慮鋼筋強度等級修正係數Ψ_g的需要，採用 ACI 318-14 鋼筋受拉伸展長度的規定即可。

致謝

本研究感謝東和鋼鐵企業股份有限公司與豐興鋼鐵股份有限公司提供材料，本研究得以完成，在此表示謝忱。科技部計畫編號：MOST 108-2625-M-492-006。

參考文獻

ACI (1995, 2005, 2008, 2014, 2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.

Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122. doi: 10.14359/10993

內政部營建署（2019），「混凝土結構設計規範」，台北市。

Ker-Chun Lin, Yuan-Yan Lin, Kai-Ning Chi, Sheng-Jhih Jhuang and Yung-Chih Wang, 2020, "Bond Performance of Concrete Splitting for High-Strength Deformed Bars," Proceeding of 2020 Workshop on Design Technologies of Reinforced Concrete and Steel Structures, Taipei,

Taiwan, December 17-18, 2020 (in Chinese).

表 1 試體設計參數一覽表

Specimens	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	d_b (mm)	R_r	$C_{b,s}$ (mm)	$C_{b,t}$ (mm)	S_s (mm)	$\frac{(C_b+K_{tr})}{d_b}$	$l_{d,14}$ (mm)	$l_{d,test}$ (mm)	$\frac{l_{d,test}}{l_{d,14}}$
BC28Y42S15De	28	420	32	0.097	90	90	150	3.87	914	450	0.492
BC28Y55S15De	28	550	32	0.094	90	90	150	3.87	1197	600	0.501
BC28Y42S15Di	28	420	32	0.154	90	90	150	3.87	914	450	0.492
BC28Y55S15Di	28	550	32	0.133	90	90	150	3.87	1197	600	0.501
BC49Y42S15De	49	420	32	0.090	90	90	150	3.87	691	450	0.651
BC49Y55S15De	49	550	32	0.097	90	90	150	3.87	905	600	0.663
BC49Y42S15Di	49	420	32	0.145	90	90	150	3.87	691	450	0.651
BC49Y55S15Di	49	550	32	0.138	90	90	150	3.87	905	600	0.663
BC70Y42S15De	70	420	32	0.087	90	90	150	3.87	578	450	0.779
BC70Y55S15De	70	550	32	0.094	90	90	150	3.87	757	450	0.594
BC70Y42S15Di	70	420	32	0.134	90	90	150	3.87	578	450	0.779
BC70Y55S15Di	70	550	32	0.130	90	90	150	3.87	757	450	0.594
BC85Y55S75De	85	550	32	0.099	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC85Y69S75De	85	690	32	0.102	90	90	75	4.93	950	450	0.474
BC85Y55S75Di	85	550	32	0.121	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC85Y69S75De-BC	85	690	32	0.101	90	90	75	4.93	950	450	0.474
BC10Y55S75De	100	550	32	0.093	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC10Y69S75De	100	690	32	0.095	90	90	75	4.93	950	450	0.474
BC10Y55S75Di	100	550	32	0.136	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC10Y69S75De-BC	100	690	32	0.099	90	90	75	4.93	950	450	0.474

f_c' ：混凝土設計抗壓強度　　f_y ：伸展鋼筋標稱降伏強度

d_b ：伸展鋼筋直徑　　R_r ：伸展鋼筋實際量測之平均節高與節距比值

$C_{b,s}$, $C_{b,s}$ ：伸展鋼筋中心分別至混凝土側面與頂面外緣間距離

S_s ：橫向鋼筋間距

$\frac{(C_b+K_{tr})}{d_b}$ ：試體實際配置值

$l_{d,14}$ ：根據 ACI 318-14 之$l_{d,14}$規定計算，即$f_c' \le 70\ MPa$，$(C_b+K_{tr})/d_b \le 2.5$

$l_{d,test}$ ：試體伸展鋼筋埋置長度

表 2 試驗主要結果一覽表

Specimens	f_{ca}' (MPa)	f_y (MPa)	d_b (mm)	P_y (kN)	P_{test} (kN)	$\frac{P_{test}}{P_y}$	Failure Mode
BC28Y42S15De	43.9	420	32	338	342	1.012	Concrete splitting
BC28Y55S15De	43.9	550	32	442	421	0.952	Concrete splitting
BC28Y42S15Di	43.9	420	32	338	339	1.003	Concrete splitting
BC28Y55S15Di	43.9	550	32	442	427	0.966	Concrete splitting
BC49Y42S15De	63.5	420	32	338	394	1.166	Concrete splitting
BC49Y55S15De	63.5	550	32	442	509	1.152	Concrete splitting
BC49Y42S15Di	63.5	420	32	338	427	1.263	Concrete splitting
BC49Y55S15Di	63.5	550	32	442	552	1.249	Concrete splitting
BC70Y42S15De	73.5	420	32	338	505	1.494	Concrete splitting
BC70Y55S15De	73.5	550	32	442	476	1.077	Concrete splitting
BC70Y42S15Di	73.5	420	32	338	448	1.325	Concrete splitting
BC70Y55S15Di	73.5	550	32	442	457	1.034	Concrete splitting
BC85Y55S75De	79.1	550	32	442	569	1.287	Bar fracture ✖
BC85Y69S75De	79.1	690	32	555	631	1.137	Concrete splitting
BC85Y55S75Di	79.1	550	32	442	582	1.317	Concrete splitting
BC85Y69S75De-BC	79.1	690	32	555	625	1.126	Concrete splitting
BC100Y55S75De	91.1	550	32	442	583	1.319	Bar fracture ✖
BC100Y69S75De	91.1	690	32	555	641	1.155	Bar fracture ✖
BC100Y55S75Di	91.1	550	32	442	600	1.357	Splice fracture
BC100Y69S75De-BC	91.1	690	32	555	640	1.153	Rod fracture ◘

f_{ca}' ：混凝土實際抗壓強度　　f_y ：伸展鋼筋標稱降伏應力

P_y ：伸展鋼筋標稱降伏強度　　P_{test} ：試驗之最大握裹強度

應用改良交叉取樣熵於基於熵分析之結構健康診斷系統表現評估

林子剛[1]　簡義修[2]　林沛暘[3]

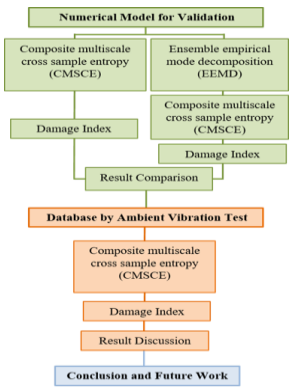
摘 要

透過複合多尺度交叉取樣熵分析(Composite Multiscale Cross-sample Entropy, CMSCE)提升於各尺度下熵值之可靠性，並應用總體經驗模態分解法(Ensemble Empirical Mode Decomposition, EEMD)萃取結構第一模態頻率進行 CMSCE 計算，探討濾波對熵分析結果之影響。透過七層樓鋼構架數值模型分析結果比較並提出破壞指數快速且有效地指出破壞位置。此外，透過數值模擬結果說明 EEMD 對於熵分析之影響與應用上之限制。最後，於國家地震研究中心以七層樓鋼構架驗證所設計之 15 種破壞案例，藉由混淆矩陣分類數值模型與實驗驗證之結果，分別從三大參考指標:準確率、精確率、召回率說明模擬與實驗結果之差異。本研究以 EEMD 與 CMSCE 修正基於熵分析之結構健康診斷系統可靠性，並評估其分析表現驗證應用於實際結構物之可行性。

關鍵詞：結構健康診斷、總體模態經驗分解法、多尺度交叉取樣熵

一、前言

本計畫利用交叉取樣熵為主要分析方法，取鄰近兩樓層訊號進行交叉取樣熵分析，並探討經驗模態分解法之效用以建立更有效率的結構健康診斷系統。再根據數值模擬結果，進一步設計實驗進行驗證。於國家地震工程研究中心進行單跨七樓鋼構架環境微振動試驗，並設計 15 種單軸向破壞模式以複合多尺度交叉取樣熵進行分析，再以破壞指數嘗試對曲線圖量化，最終達到整體結構物之健康診斷。



圖一 計畫流程示意圖

二、結構健康診斷方法

2.1 交叉取樣熵

交叉取樣熵(Cross-sample Entropy, Cross-SampEn)方法針對兩不同之時間訊號進行分析，建立兩段訊號各自的樣版空間，兩樣板空間以樣板為單位計算相似度並互相比對，最後計算取樣熵值，評估兩時間序列非同步性與相異性。首先 $\{X_i\}=\{x_1,...,x_i,...,x_N\}$ 和 $\{Y_j\}=\{y_1,...,y_j,...,y_N\}$ 分別長度為 N 的兩時間序列，然後將其分別拆解成長度為連續 m 個點之樣板 $u_m(i)=\{x_i,x_{i+1},...,x_{i+m-1}\}$ 與 $v_m(j)=\{y_j,y_{j+1},...,y_{j+m-1}\}$，此時可組成各自的樣板空間(pattern space)，T_x 可表示為：

$$T_x=\begin{pmatrix} x_1 & x_2 & \cdots & x_m \\ x_2 & x_3 & \cdots & x_{m+1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{N-m+1} & x_{N-m+2} & \cdots & x_N \end{pmatrix} \quad (1)$$

[1] 國立陽明交通大學土木工程學系教授
[2] 國立陽明交通大學土木工程學系碩士
[3] 國家地震工程研究中心研究員

T_y 可表示為：

$$T_y=\begin{pmatrix} y_1 & y_2 & \cdots & y_m \\ y_2 & y_3 & \cdots & y_{m+1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{N-m+1} & y_{N-m+2} & \cdots & y_N \end{pmatrix} \quad (2)$$

令樣板空間的樣板相似數量 ，其可表示為:

$$n_i^m(r)=\sum_{j=1}^{N-m} d\left[u_m(i),v_m(j)\right] \quad (3)$$

而相似度的判定定義為：

$$d[u_m(i),v_m(j)]\le r,\ 1\le j\le N-m \quad (4)$$

接著定義樣版相似的機率 $U_i^m(r)(v\|u)$ ，可由以下公式計算：

$$U_i^m(r)(v\|u)=\frac{n_i^m(r)}{(N-m)} \quad (5)$$

將所有長度為 m 的樣板相似機率加總並取平均計算，可以得到平均相似機率，如以下公式：

$$U^m(r)(v\|u)=\frac{1}{(N-m)}\sum_{i=1}^{N-m}U_i^m(r)(v\|u) \quad (6)$$

最後再以長度為 m+1 的樣板組成樣本空間 T_x 與 T_y，計算其平均相似機率 $U^{m+1}(r)$，交叉取樣熵的計算公式如下：

$$CS_E(m,r,N)=-\ln\left\{\frac{U^{m+1}(r)(v\|u)}{U^m(r)(v\|u)}\right\} \quad (7)$$

2.2 複合多尺度熵

複合多尺度熵(Composite multiscale entropy, CMSE)，將一長度為 N 的時序訊號 ，以長度 τ 個點分割此時序訊號 $x_1,x_2,\ldots,x_N$ ，然後將每組分割後的資料內之值平均，建構一個新的時間序列 $y_k^{(\tau)}$。而此新時間序列公式建構如下:

$$y_{k,j}^{(\tau)}=\frac{1}{\tau}\sum_{i=(j-1)\tau+k}^{j\tau+k-1}x_i,\ 1\le j\le N/\tau,\ 1\le k\le\tau \quad (8)$$

接著對每一尺度下之每一粗粒化序列進行取樣熵分析，最後取各尺度下之每一粗粒化序列之 SampEn 平均代表該尺度熵值，其數學式如下所式:

$$CMSE(x,\tau,m,r)=\frac{1}{\tau}\sum_{k=1}^{\tau}SampEn(y_k^{(\tau)},m,r) \quad (9)$$

2.3 破壞指數

當兩組曲線分別代表健康結構物與非健康結構物，而結構物樓層數為 F，則其各樓層間綜合交叉取樣熵多尺度曲線圖可以矩陣表示為：

$$\mathrm{CMSCE}_{\mathrm{undamaged}}=\begin{Bmatrix} \mathrm{H}_1 \\ \mathrm{H}_2 \\ \vdots \\ \mathrm{H}_F \end{Bmatrix} \quad (10)$$

非健康結構物情況為：

$$\mathrm{CMSCE}_{\mathrm{damaged}}=\begin{Bmatrix} \mathrm{D}_1 \\ \mathrm{D}_2 \\ \vdots \\ \mathrm{D}_F \end{Bmatrix} \quad (11)$$

其中某一層樓立面之特性，可以表示成 $\mathrm{H}_1=\{CS_E{}^{H_{11}},CS_E{}^{H_{12}},CS_E{}^{H_{13}},\cdots\cdots,CS_E{}^{H_{1\tau}}\}$ 依此得各樓層交叉取樣熵通式可表示成：

$$\left\{CS_E{}^{D_{F1}},CS_E{}^{D_{F2}},CS_E{}^{D_{F3}},\cdots\cdots,CS_E{}^{D_{F\tau}}\right\} \quad (12)$$

之後使用下列公式計算破壞指數(damage index, DI)：

$$DI_F=\sum_{q=1}^{\tau}(CS_E{}^{D_{Fq}}-CS_E{}^{H_{Fq}}) \quad (13)$$

計算出之結果為正值時，則結構物該樓層發生損壞；當結果為負值時則判定該樓層未發生破壞。

三、數值模擬分析

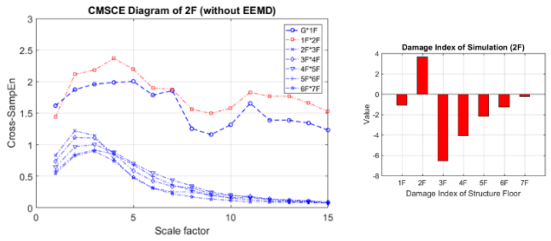
3.1 複合多尺度交叉取樣熵

本計畫熵分析計算之參數為:樣板長度 m＝4、閥值 r＝0.08 以及訊號長度 20000 點進

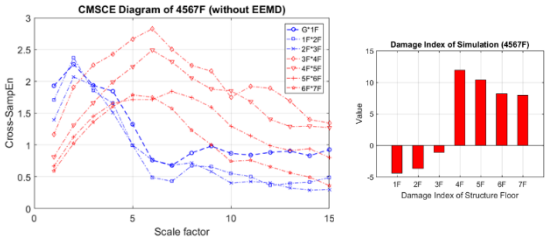
行分析。此小節為未經 EEMD 程序的結構各樓層速度訊號的分析結果。

Case-二樓破壞(2F)如圖 2.所示，一樓與二樓的交叉取樣熵曲線明顯提升，而其餘樓層曲線則趨於一致，認為在拆卸斜撐後一樓與二樓間勁度減弱，兩樓的微振訊號也就越不同步，相似度低。破壞指數即可明顯看出二樓指數為正值，所以認定為破壞。

Case-四至七樓破壞(4567F)如圖 3.所示，代表四、五、六、七樓破壞的曲線在尺度 3 之後持續上升。破壞指數即可清楚地觀察出其曲線抬升的幅度，不論從圖形抑或是破壞指數都清楚顯示出破壞樓層。



圖二 二樓破壞之 CMSCE 曲線圖與破壞指數



圖三 四至七樓破壞之 CMSCE 曲線圖與破壞指數

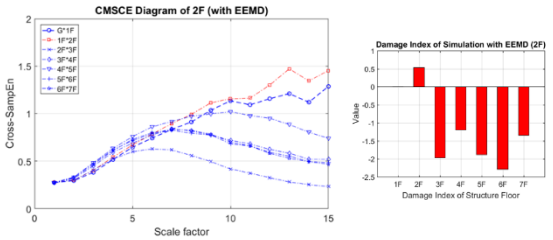
本計畫使用機器學習領域中常用的二元分類器:混淆矩陣(confusion matrix)建立三大評估參數:準確率(accuracy)、精確率(precision)、召回率(recall)。其中未經總體經驗模態分解前處理的結構反應訊號進行 CMSCE 分析後，在準確率、精確率、召回率表現可達到 93.9%、92%與 85.2%

3.2 總體經驗模態分解法結合複合多尺度交叉取樣熵

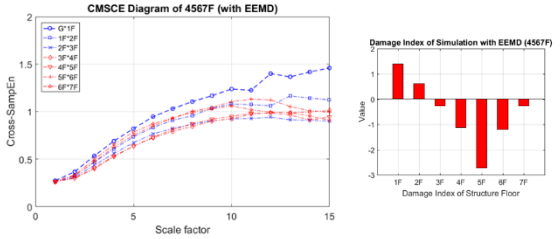
此一小節建立在上一小節之方法上經過整體經驗模態進行訊號處理後，本研究選取 IMF4 進行複合多尺度交叉取樣熵分系，分析參數設定為樣本長度 m = 4、閥值 r = 0.08 以及訊號長度 20000 點，同樣藉由 CMSCE 曲線以及破壞指數來檢視結構健康診斷結果。

Case-二樓破壞(2F)如圖 4.所示，圖形中代表二樓的一樓與二樓交叉取樣熵曲線在尺度 8 之後爬升至所有曲線的頂端。二樓破壞能夠成功偵測，而一樓破壞指數也指出熵值總和與無破壞狀態近乎相似。

Case-四至七樓破壞(4567F)如圖 5.所示，此破壞案例中，四至七樓的交叉取樣熵值曲線與一至三樓曲線靠近，但相較於結構未受破壞狀態，熵值變化程度並無法藉由觀察曲線及破壞指數達到健康診斷之效果。



圖四 二樓破壞 IMF4 之 CMSCE 曲線與破壞指數



圖五 四至七樓破壞 IMF4 之 CMSCE 曲線與破壞指數

經總體經驗模態分解前處理的結構反應訊號進行 CMSCE 分析後，在準確率、精確率、召回率表現分別為 77.6%、66.7%與 37%。進一步探討 EEMD 對於結果的影響，認為量測結構微振動訊號當中蘊含不足的有關結構的資訊和能量，導致 EEMD 在濾除背景噪音上容易將有關結構的訊號一同

濾除。

四、實驗驗證

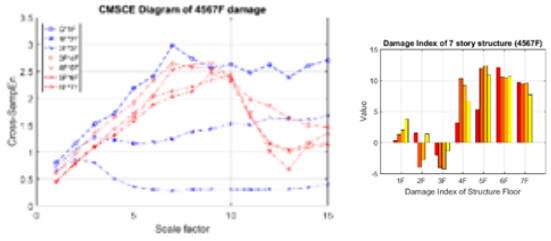
本計畫利用七層樓鋼架構，於國家地震工程研究中心進行環境擾動實驗。以複合多尺度交叉取樣熵分析實驗所集錄之各樓層微振動訊號，並應用破壞指數提高偵測準確率以及提供更直觀的呈現方式。為使數值模擬與實驗之結果能夠交互對照，在參數設定上同數值模擬。

Case-二樓破壞(2F)如圖 6.所示，透過觀察代表二樓的曲線如預期中的提升，其餘健康樓層曲線則彼此相近。各樓層誤差需要長時間監測與資料更新以消弭誤差，然而二樓破壞指數依舊明顯高於其餘樓層指數，因此判定二樓破壞。

Case-四至七樓破壞(4567F)如圖 7.所示，四至七樓破壞案例中，四至七樓曲線相當明顯地提升，而二樓與三樓曲線與無破壞狀態時相當，可以從圖形中觀察出四至七樓破壞。破壞指數如圖所示，可以輕易地判定四至七樓破壞發生。



圖六 七層樓鋼構架二樓破壞之 CMSCE 圖與破壞指數



圖七 七層樓鋼構架四至七樓破壞之 CMSCE 圖與破壞指數

透過混淆矩陣(confusion matrix)，對偵測結果進行分類。準確率為 78.6%，此參數也是最常見與直觀的評價指標；精確率為 56.8%，代表在被認為破壞的樓層中真正破壞的樓層所佔比例，由此結果發現破壞指數應用於實驗時，整體趨勢過於保守；召回率為 92.6%，代表的是診斷方法是否夠靈敏可以將真正破壞的樓層診斷出來。

五、結論與展望

結構健康領域鮮少文章關於應用熵分析於大型結構健康診斷，前期研究應用多尺度交叉取樣熵分析(MSCE)於數值模型平立面破壞與多跨結構成果顯著，然而於實際應用遭遇熵值不穩定之問題。本研究進一步採用複合多尺度交叉取樣熵分析(CMSCE)，於數值模擬與實驗驗證皆取得相似且可靠之結果。據本研究數值分析結果，其準確率達 93.9%、精確率達 92%、召回率 85.2%；實驗驗證的最佳結果，其準確率達 78.6%、精確率達 56.8%、召回率高達 92.6%，即便精確率顯示整體診斷過於保守，由召回率可看出數值與實驗結果對實際破壞樓層成功偵測比例具有持續發展之潛力。

參考文獻

1. T. K. Lin and A. G. Lainez, "Entropy-Based Structural Health Monitoring System for Damage Detection in Multi-Bay Three-Dimensional Structures," Entropy, vol. 20, p. 49, 2018.
2. J. Maeck, M. M. Abdel Wahab, B. Peeters, G. De Roeck, J. De Visscher, W. P. De Wilde and J. M. Ndambi, "Damage identification in reinforced concrete structures by dynamic stiffness determination," Engineering Structures, vol. 22, no. 10, pp. 1339-1349, 2000.
3. Z. H. Wu and N. E. Huang, "Ensemble empirical mode decomposition: a noise-assisted data analysis method," Advances in Adaptive Data Analysis, vol. 1, no. 1, pp. 1-41, 2009.
4. M. Costa, A. L. Goldberger and C. K. Peng, "Multi-scale entropy analysis of biological signals," Physical Review E, vol. 71, pp. 021906-1-021906-18, 2005.

基於大眾智慧型手機量測層間位移之建築震後損傷評估研究

劉政言[1] 翁琪婷[2] 柯宜汶 許丁友[3] 謝佑明[4] 林沛暘[5]

摘 要

本研究將透過建築物內之大眾智慧型手機量測加速度反應，於觸發後數秒立即判斷是否發生地震事件，若為地震事件則擷取振動訊號，事件結束後透過藍牙微定位(Beacon Micro-Location)技術，獲知手機在建築物較精確的樓層位置以及所在建物之相關參數，再透過 Wi-Fi 直連(Wi-Fi Direct)，與鄰近但不同樓層的手機交換已量測之振動訊號，加上本研究所提出利用訊號處理技術將手機彼此方向對齊，並透過彼此網路時間校時(Network Time Protocol, NTP)達到時間同步，據以解算樓層之間的層間位移，並將最大層間位移比(Interstory Drift Ratio, IDR)與該建築物容許的門檻值進行比較，以決定該建築物可能的震損程度。

關鍵字：智慧型手機、藍牙微定位、Wi-Fi 直連、時間同步、層間位移、結構損傷評估

1 前言

在許多損傷指標中，層間位移比(Interstory Drift Ratio, IDR)被認為是一可靠的指標，用於評估所選建築物之潛在損壞與對應之極限狀態。

隨著近年來智慧型手機的興起，可以提供一個更經濟的方式來取代傳統昂貴的監測系統。然而，現階段欲使用智慧型手機量測層間位移仍存在許多問題，主要為手機擺放方向任意、手機內置時鐘不一致、如何判斷地震事件、如何交換數據、如何得知所處建物之相關結構參數(樓層位置、層高、結構形式)等關鍵因素。因此，本研究擬利用大眾智慧型手機安置於結構內部進行訊號量測並結合數種現有之資訊科技技術，研發可同時克服上述關鍵因素之層間位移量測技術。

2 層間位移之損傷評估

地震過後，藉由智慧型手機取得結構物之加速度歷時，首先將訊號去零均值化(Zero-Mean)，接著使用梯形積分兩次可得位移訊號，最後利用低截止頻率之高通濾波對位移訊號進行濾波。取得結構層間位移歷時後，將整段歷時除該樓層之層高，並取其最大值乘以 100%，即為該樓層之最大層間位移比(Interstory Drift Ratio, IDR)，單位為%。

本研究參考多重災害損失估算方法之地震模型技術手冊(HAZUS-MH) (FEMA,

[1] 國立臺灣科技大學營建系 碩士生
[2] 國立臺灣科技大學營建系 研究助理
[3] 國立臺灣科技大學營建系 副教授 E-mail: tyhsu@mail.ntust.edu.tw, (02-2737-6581)
[4] 國立臺灣科技大學營建系 副教授
[5] 國家地震工程研究中心 組長/研究員

2013)，依據結構種類、建築標高等可查表得到結構參考類型，並由結構參考類型查表可得各種損傷程度的最大層間位移比之門檻值。本研究於數值模擬、試驗所選用之鋼結構試體，其對應的參考類型皆為中樓層之鋼骨抗彎矩構架(Mid-Rise Steel Moment Frame, S1M)，再依據類型(S1M)於層間位移比之損傷程度門檻值數表，找出層間位移比之損傷程度門檻值為0.40%、0.80%、2.00%、5.33%。

3 研究方法與應用之技術

本研究將透過建築物內之手機量測加速度反應，於觸發後數秒立即判斷是否發生地震事件，若為地震事件則擷取振動訊號，事件結束後透過藍牙微定位(Beacon Micro-Location)技術，獲知手機在建築物較精確的樓層位置以及所在建物之相關參數，再透過 Wi-Fi 直連(Wi-Fi Direct)，與鄰近但不同樓層的手機交換已量測之振動訊號，且將交換之數據校時以及方向對齊，據以解算樓層之間的層間位移，並將最大層間位移比(Interstory Drift Ratio, IDR)與該建築物容許的門檻值進行比較，以決定該建築物可能的震損程度。概念如圖 3-1。應用之各項技術將於 3.1 節至 3.5 節介紹。

3.1 辨別地震技術

許丁友等人(2020)開發一款現地型地震預警 APP: “EQ-Alert”，藉由手機萃取初達波(P-wave)到達後數秒內的地震參數，使其有能力辨別地震，接著預測地表最大加速度並且發布警報。“EQ-Alert”使用類神經網路(Artificial Neural Networks, ANN)演算法，實現智慧型手機辨別地震技術。

3.2 藍牙微定位技術

藍牙微定位技術(Micro-Location)是利用在室內安裝的若干個藍牙信標(Beacon)當作微定位訊號發射器來建立網絡，由於傳輸距離的不同會有不同程度的訊號衰減，接收端收到藍牙訊號後即可計算出接收端與各信標的距離。

3.3Wi-Fi 直連技術

Wi-Fi 直連(Wi-Fi Direct)是一通訊協定，讓兩個 Wi-Fi 裝置透過點對點(Peer-to-Peer, P2P)方式直接與另一裝置連線，進行資料傳輸。

3.4 時間同步技術

本研究以網路時間協定(Network Time Protocol, NTP)為基礎，開發一套適合手機彼此時間同步之技術。

3.5 方向對齊技術

本研究於手機彼此交換結構反應後，以訊號處理方式達到手機方向對齊(Orientation Alignment)。此節以數值模擬之方式開發方向對齊技術。

藉由觀察結構實驗反應之頻譜得知，若兩鄰近樓層反應在方向上對齊，則頻譜差異總量(ΔE)應為最小，典型之ΔE與兩

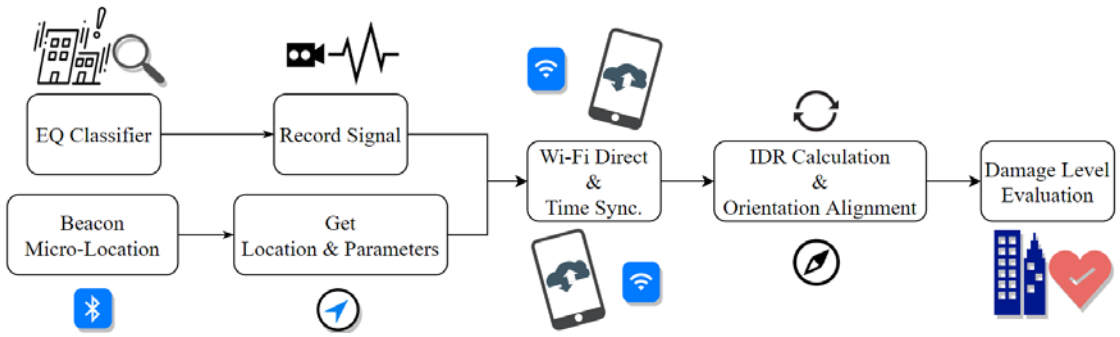


圖 3-1 方法概念圖

鄰近樓層反應之方向差(θ_1)示意如圖 3-2

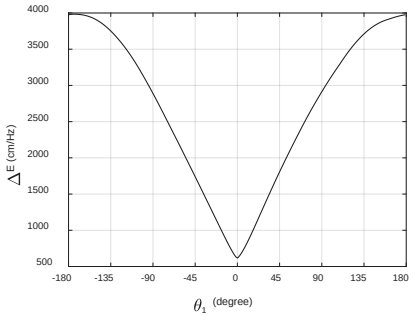


圖 3-2 典型之 ΔE 與兩鄰近樓層反應之角度差(θ_1)

ΔE 如式(3-1)，其中 i 為第 i 樓層(Story)；x 與 y 為局部座標系之兩水平向；ΔU 為兩鄰近樓層之絕對頻譜差值大小，如式(3-2)；j 為第 j 樓(Floor)；U 為透過快速傅立葉轉換取得之結構反應頻譜，如式(3-3)；$u(t)$ 為結構絕對位移歷時。

$$\Delta E_i = \sum \Delta U_{i,x} + \sum \Delta U_{i,y} \tag{3-1}$$

$$\Delta U_i = \left| U_j - U_{j-1} \right| \tag{3-2}$$

$$U = fft(u(t)) \tag{3-3}$$

實務上之應用方式如下。由於智慧型手機放置於建築物中，其擺放方向任意且未知，本研究將透過旋轉其中一支手機局部座標系至不同角度，計算不同旋轉角度下之 ΔE ，最小 ΔE 所對應之旋轉角度即為兩手機之估計方向差。上述旋轉手機座標尋找方向之行為，本研究稱之為「掃描(Scanning)」。

數值模擬方式如下，為模擬智慧型手機於結構中擺放方向任意，因此將有限元素法所得之結構反應旋轉至不同方向，接著透過掃描(Scanning)，找出最小 ΔE 對應之方向，據此計算估計之層間位移比，以進行結構損傷評估。

4 試驗驗證與結果

4.1 試驗描述

本試驗使用單跨 4 層樓鋼結構試體，如圖 4-1(a)，跨距皆為 2 公尺，每層高度 2 公尺，總高 8 公尺，每層樓板外加 2 t 質量塊，試體總重約 15 t。試體之 X 向第一模態頻率為 1.17 Hz，Y 向第一模態頻率為 1.88 Hz。試驗輸入之地震為 HWA048、CHY061、TCU089、El Centro、Kobe，PGA 落於 28 gal 至 199 gal，共 14 筆地震。

試驗使用 12 個參考加速度計(ACC)、14 支參考位移計(LVDT)、10 支智慧型手機、5 個藍牙信標(beacon)，配置方式如圖 4-1(b)，手機分為南北兩側各一組(每組 5 支)。參考加速度計、參考位移計之取樣頻率皆為 200 Hz，手機取樣頻率為 50 Hz。使用國震中心(台北實驗室)之地震模擬振動台進行試驗。

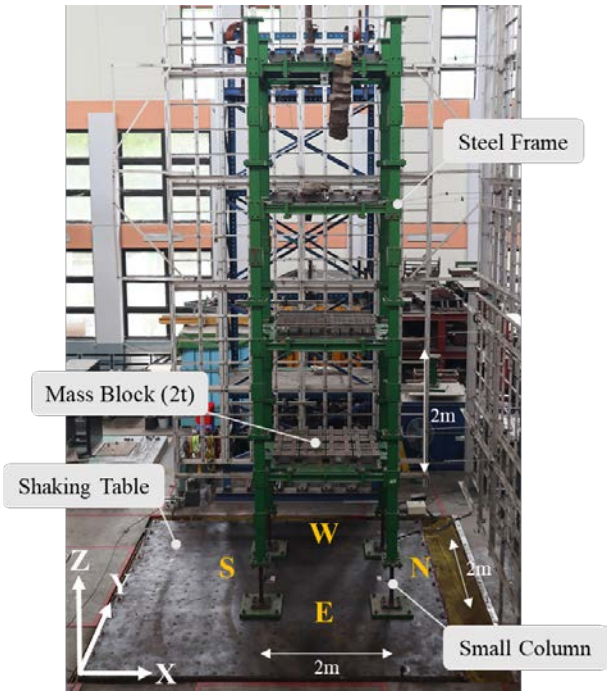


圖 4-1(a)單跨 4 層樓鋼結構試體；(b)智慧型手機與儀器配置示意圖

4.2 試驗 APP 運作流程

APP 運行流程如下：(1)自動開啟智慧型手機之藍牙，連接鄰近之藍牙信標(beacon)，藉由藍牙取得手機所在樓層位置與結構樓層高之資訊，(2)透過 Wi-Fi Direct，將北側或南側手機各自行成一群組，使群組內手機有能力彼此交換數據以及進行時間同步(每分鐘一次)，(3)群組組建後，開始量測訊號，並透過觸發機制判斷手機目前狀態，若受到擾動足夠大時，則進入觸發狀態(*Trigger*)，(4)擾動結束後由觸發狀態(*Trigger*)進入無觸發狀態(*Detrigger*)，代表一次事件結束，則開始與鄰近樓層手機交換該次地震事件之訊號，並將彼此交換之數據進行校時，(5)透過比對彼此事件之資料時間點，可得知是否為交集事件，(6)若為交集事件，則使用由 3.5 節所提出之方向對齊技術，透過掃描得知彼此之角度差，據此解算層間位移比。

4.3 試驗結果

振動台輸入 14 筆地震，試體共有 4 層，每層 2 支手機(北側與南側)，因此共有 112 筆層間位移比結果，本研究將參考位移計(LVDT)之結果視為實際值。試驗結果方向對齊之角度均方根誤差值(RMSE)為 4.26 度；層間位移比之 RMSE 為 0.091%；判斷損傷程度準確率為 92%。

5 結論

本研究使用一般大眾智慧型手機量測結構加速度反應，將加速度反應轉換至位移反應，計算該結構之層間位移比，透過比對該結構之門檻值，評估結構損傷程度。為達上述目的，本研究結合現有之資訊科技技術，發展一套基於大眾智慧型手機之結構損傷即時評估系統，其中將應用藍牙微定位技術、Wi-Fi Direct 技術、時間同步技術、“EQ-Alert”之辨別地震技術，且將各自針對不同技術進行調整與測試，以及自行開發手機方向對齊技術，最後透過鋼結構構架試驗，驗證所提之結構損傷即時評估系統。以下為本研究之結論。

藉由小振動台測試時間同步之性能，目前可達成手機於時間同步後，彼此之時間延遲小於 0.02 秒內。

藉由鋼結構構架試驗，驗證已整合各項關鍵技術之結構損傷即時評估系統，由試驗結果得知，本研究所提出之利用大眾智慧型手機對建物進行震後損傷評估應有其可行性。

參考文獻

1. FEMA. (2013). HAZUS-MH 2.1 Earthquake Model Technical Manual. Department of Homeland Security: Washington, DC, USA.
2. Hsu, T.Y. and C.P. Nieh. (2020). On-Site Earthquake Early Warning Using Smartphones. Sensors (Basel), 20(10).
3. Narito Kurata. (2017). An Autonomous Time Synchronization Sensor Device Using a Chip Scale Atomic Clock for Earthquake Observation and Structural Health Monitoring. The Eighth International Conference on Sensor Device Technologies and Applications.
4. 劉政言. (2020). 基於智慧型手機量測層間位移之建築震後損傷評估研究. 臺灣科技大學營建工程系學位論文.

基於影像面外資訊之近乎連續模態識別

張家銘[1]　周肇昱[2]　古孟晃[3]

摘 要

結構健康狀態可以從其動態反應的變化中推斷，因此，捕捉結構動態反應為結構健康測一項重要任務。從加速度測量中可萃取模態參數，如自然頻率、阻尼比和模態振形。然而，進行量測前需耗費大量時間與成本安裝感測器、電纜和集錄系統。透過基於電腦視覺的方法，可提供非接觸式測量，並大幅降低所需成本。但是，此類方法通常只關注影像平面內之結構反應。對於具有不對稱的複雜結構，影像平面外行為對於理解其動態反應至關重要。在本研究中，將透過商用深度相機與多層次影像金字塔方法，結合頻率域隨機子空間識別 （SSI） 萃取平面外之模態參數。透過數值模擬一連續梁來探討方法的可行性以及準確性。在實驗驗證中，使用 Intel® RealSense™ D415 深度相機針對一座三層樓剪切型結構進行拍攝。結果表明，本研究提出之方法可以準確描述結構的動態特徵，可對結構物進行長期結構健康監測。

關鍵詞：結構健康監測、平面外之模態參數、影像金字塔、頻率域隨機子空間識別

一、前言

傳統的結構健康監測系統通常需要將感測器黏貼於結構表面以量測反應。例如，加速規通常安裝於柱子或梁上以量測結構反應。然而，由於實際土木結構的高複雜性和大尺度，感測器的安裝往往需要耗費極高人力及經濟成本。此外，在實驗室測試縮尺模型時，感測器的自重可能會影響結構反應，導致捕捉到與設計不符合的動力特性（Chen *et al.* 2015 年）。透過電腦視覺技術拍攝結構桿件振動反應，可大幅改善感測器安裝的困難度，提供量測結構反應一個更好的選擇（Yoon *et al.* 2016 年）。

近年來，商用攝影機能夠拍攝高解析度和高幀數的影片，針對結構動態反應進行高精度捕捉（Spencer *et al.* 2019 年）。例如，Feng *et al.*（2015 年）和 Ye *et al.*（2016 年）提出了基於高速攝影機針對特定區域進行特徵點動態追蹤。然而，這種方法僅允許追蹤有限的感興趣區域 （Region of Interest, ROI）。數位影像相關性法（Digital Image Correlation, DIC）是測量影片影像中所有點的結構變形（即全域測量）常用的方法之一。DIC 通過估計斑點圖案表面的像素塊來確定結構動態反應（Keating *et al.*1975 年；Castellini *et al.* 2017）。這些方法需要於結構表面做標記以捕捉結構反應，在實尺寸的結構上難以實現。因此，Yoon *et al.*（2016 年）研發了基於電腦視覺的無標記式結構系統識別。Xu *et al.*（2018 年）提出了一個非接觸式電腦視覺的系統，針對人行天橋進行多點位移監測。Wadhwa *et al.*（2013 年）提出了一套基於影像相位放大方法，以放大且萃取結構桿件的模態反應。在此方法中，可以通過操縱每個像素點的相位差來進行濾波且放大特定頻率區間的反應，捕捉結構全域模態反應。 Chen *et al.*（2015 年）進一步應用了該相位放大法，萃取水管和連續梁的模態參數。在過去幾年提出了許多基於影片的結構反應捕

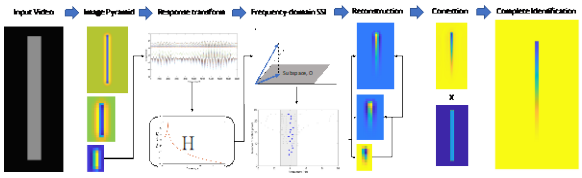
[1] 國立台灣大學土木工程學系副教授
[2] 國立台灣大學土木工程學系博士候選人
[3] 國家地震工程研究中心副研究員

捉方法。然而，這些方法大多只關注影像平面內的反應。

本研究是利用立體攝影技術，開發一套基於頻率域 SSI 的面外模態參數萃取方法。該方法首先利用影像金字塔法將每幀影像分解並壓縮成較小解析度的空間子波段。分解每幀後，透過以色彩表式的深度反應進行頻率域 SSI。然後，透過影像金字塔逆變換重建金字塔各層已識別的模態振形。針對多層次影像金字塔重建，本研究提出一修正係數修正因缺少影像金字塔層次造成的影像失真。最後，模態參數（即自然頻率和模態振形）可被成功的識別。本研究中，透過數值模擬一連續懸臂梁探討方法的性能。並透過 Intel® RealSense™ D415 深度相機針對一棟三層建築結構進行實驗驗證，以了解方法的限制。本研究提出之方法可識別可靠的面外自然頻率和詳細的全域模態振形。此外，使用多層次影像金字塔重建可以快速進行模態參數的識別。

二、平面外模態參數識別

圖 1 為本研究提出之面外模態參數識別方法的流程圖。該方法首先利用影像金字塔技術，根據不同的影像解析度將每每幀分解成多個層次。在拍攝影像中，物件資訊通常包含在二維傅立葉空間的低頻率區域，而只有輪廓和線條會被保存在高頻率區域（Dogra 和 Bhalla 2014）。因此，最高層的影像金字塔（即最低解析度）亦能夠識別結構的模態參數。但是，若僅使用最高層次的影像金字塔進行模態振形重建可能會由於影像中缺少空間中高頻率資訊而導致誤差。因此，需要進一步修正才能獲得精準的模態振形。



圖一 平面外模態參數識別流程圖

影像透過金字塔分解後，將透過頻率域 SSI 針對各像素點強度的歷時進行模態參數識別。通過將識別的過程反覆運用到影像金字塔的各個層次，可將模態振形重建回輸入影像的解析度。若使用的影像金字塔層次較少時，需透過所提出之修正方法進行修正，以降低因缺少的空間高頻區域資訊的影響。最終，本研究提出方法能夠精準的識別平面外近乎連續的模態參數，如自然頻率和模態振形。

影像金字塔方法是使用低通和高通濾波器將影像遞歸式分解為多個空間子波段。在本研究中，低通濾波器H_L和高通濾波器H_H應符合

$$\begin{aligned} |H_L(\omega)|^2 + |H_H(\omega)|^2 &= 1 \\ |H_L(\omega)| &= 0 \ \ for \ \ |\omega| > \pi/2 \end{aligned} \tag{1}$$

其中式(1)中的第二式是為了避免降低採樣頻率過程中造成的假影現象(aliasing)。以單一個子波段而言，其各像素點強度歷時 **y** 可用來建置頻率域漢克爾(Hankel)矩陣，如

$$\boldsymbol{\mathcal{H}} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}[0] & \mathbf{Y}[1] & \cdots & \mathbf{Y}[p] \\ W_p^{-1}\mathbf{Y}[0] & W_p^{-1}\mathbf{Y}[1] & \cdots & W_p^{-1}\mathbf{Y}[p] \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ W_p^{-(N-p)}\mathbf{Y}[0] & W_p^{-(N-p)}\mathbf{Y}[1] & \cdots & W_p^{-(N-p)}\mathbf{Y}[p] \end{bmatrix} \tag{2}$$

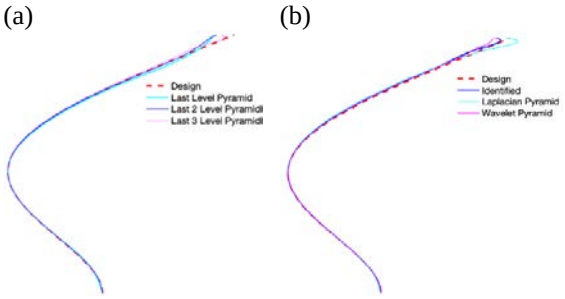
其中$\boldsymbol{\mathcal{H}}$表示頻率域漢克爾矩陣; Y 是 **y** 在特定頻率點的離散的傅立葉變換： W_p^n是因時域轉換為頻域的相位偏移，不會影響識別結果。模態參數可以通過將式(2)的頻率域漢克爾矩陣投射到子空間進行識別，並使用特徵值分析萃取模態參數。此外，要針對多個子波段的模態振形進行重建，可使用修正係數 **C**，表示為

$$\mathbf{C}_{xy} = \mathbf{I}_{xy} / \mathbf{I}_{rec,xy} \tag{3}$$

其中$\mathbf{I}_{xy}$為在輸入影像於坐標(x,y)的強度，而$\mathbf{I}_{rec}$為透過多層次影像金字塔重建後的強度。透過式(3)，可修正識別的模態參數，獲得更加精準的識別結果。

三、結果與討論

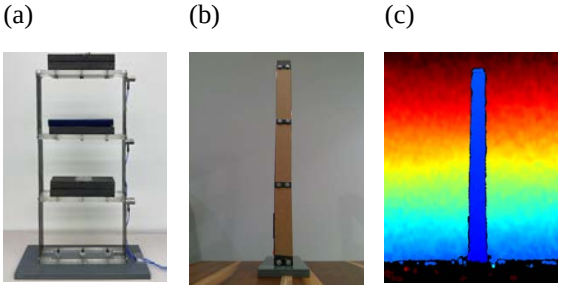
本研究中，一懸臂梁透過數值模擬來檢測方法的可行性。該懸臂梁的彎曲剛度 $EI = 10^{12}\ \mathrm{N}-m^2$ ；質量密度 $\rho A = 1000\ \mathrm{kg/m}$ ；高度是 140 m；各模態的阻尼比設計為 1%。 針對多層次影像金字塔重建，圖 2（a）為基於不同層次的影像金字塔方法所重組出的第二模態振形。值得注意的是，基於不同層次影像金字塔技術的修正係數是單獨計算使用的。此外，圖 2(b)為透過 Laplace 影像金字塔(Burt 和 Andelson，1983）和小波金字塔（Pommer 和 Uhl，2003）的結果比較。從結果顯示，本研究提出之方法能夠識別出更接近設計的模態振形。



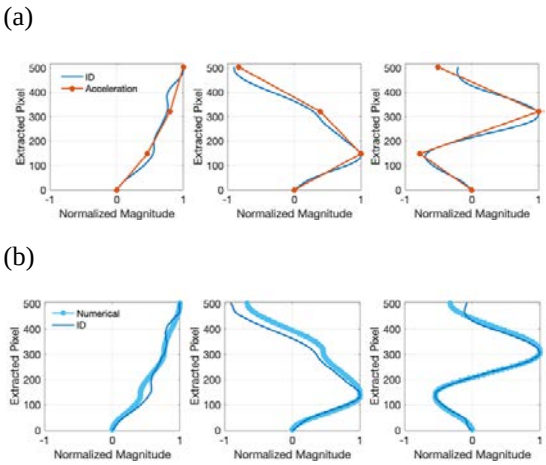
圖二 基於連續梁之識別結果：a)不同層次影像金字塔重組，b)不同影像金字塔方法

在實驗驗證中，本研究於伊利諾伊大學厄巴納-香檳分校的智慧結構和技術實驗室 （SSTL） 中進行一個三層剪切結構實驗，以評估該平面外模太識別方法。其中平面外的深度資訊是透過 Intel® RealSense™ D415 深度相機拍攝。圖 3 為實驗結構的照片以及由相機拍攝的彩色與深度影像。在本研究中，三顆加速規安裝於各樓板上作為參考點。

圖 4（a）為利用兩層金字塔重建並且修正後的模態振形。由於樓板剛性影響，透過本研究方法識別的模態振形與使用加速規獲得模態振形存在差異。在加速規結果中，是無法觀測出樓板鋼性的影響。為了進一步驗證這一假設，本研究建立了一個考慮樓板剛性的三層樓有限元素模型。每層樓由 31 個節點組成，並且樓板剛度設計為比柱子高上許多。如圖 4(b)所示，數值模型的模態振形與基於本研究方法的模態振形相似，闡明了該方法在識別連續結構模態振形的正確性以及使用離散加速規進行識別時所忽略的重要結構訊息。然而，由於數值模型和真實結構的差異，會導致模態振形無法完美匹配。舉例來說，於數值模型中，樓板視為單一節點，而在真實結構中應為一條線，造成樓板剛性的有效區域有所不同。



圖三 a)加速規位置，b)影像拍攝與 c)深度場



圖四 a)與加速度數據比較和 b)與數值模擬結果比較

四、結論與展望

本研究利用影像金字塔和頻率域隨機子空間識別，研發透過平面外影像測量萃取模態參數的新方法。其中，平面外反應是通過雙攝像頭系統配合電腦視覺技術（例如 Intel® RealSense™ D415 深度像機）進行量測的。在拍攝結構反應後，每幀影像皆透過影像金字塔進行分解，以過濾和壓縮結構反應。將該反應利用頻率域 SSI

識別模態參數。最後，將每層金字塔層的識別結果進行重建，獲得近乎連續的平面外模態振形。

在數值研究中，透過連續梁評估方法可行性。從結果得知，通過修正係數，重建的模態形狀與設計的形狀一致，表明該方法的高精度。再者，在針對不同類型的影像金字塔（Laplace、小波）方法比較中，本研究方法最貼近設計目標。此外，在實驗驗證中採用三層樓剪切型建築來評估方法性能。結構的深度資訊(平面外反應)為透過 Intel® RealSense^{TM} D415 深度像機進行量測。結果表明，使用兩層影像金字塔重建結果與加速規不一致。這些不一致經過與設計的數值模型比較，發現來自樓板剛性。如果使用更多層次的影像金字塔進行重建，則可以獲得具有更詳細結構資訊的模態振形。總體而言，本研究所提出之方法能夠從平面外反應中識別近連續的模態振形。此外，更加精細的連續模態振形的可以從多層次的影像金字塔重建中獲得。

參考文獻

1. Burt, P. and Adelson, E. (1983), “The Laplacian pyramid as a compact image code,” IEEE Transactions on Communications, 31(4), 532-540.
2. Chen, J.G., Wadhwa, N., Cha, Y.J., Durand, F., Freeman, W.T., and Buyukozturk, O. (2015), “Modal identification of simple structures with high-speed video using motion magnification,” Journal of Sound and Vibration, 345, 58-71.
3. Castellini, P., Chiariotti, P., Martarelli, M., Zappa, E., and Lavetelli, A. (2017), “Experimental modal analysis on vibration data measured by digital image correlation,” Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics.
4. Dogra, A. and Bhalla, P. (2014), “Image sharpening by Gaussian and Butterworth high pass filter,” Biomedical and Pharmacology Journal, 7(2), 707-713.
5. Feng, D., Feng, M.Q., Ozer, E., and Fukuda, Y. (2015), “A vision-based sensor for noncontact structural displacement measurement,” Sensors, 15, 16557-16575.
6. Keating, M.A., Wolf, P.R., and Scarpace, F.L. (1975), “An improved method of digital image correlation,” Photogramm Engineering and Remote Sensing, 41(8), 993-1002.
7. Pommer, A. and Uhl, A. (2003), “Selective encryption of wavelet-packet encoded image data: efficiency and security,” Multimedia Systems, 9, 279-287.
8. Spencer, Jr., B.F., Hoskere, V., and Narazaki, Y. (2019), “Advances in computer vision-based civil infrastructure inspection and monitoring,” Engineering, 5, 199-222.
9. Wadhwa, N., Rubinstein, M., Durand, F., and Freeman, W. (2013), “Phase-based video motion processing,” ACM Transactions on Graphics, 32(4).
10. Xu, Y., Brownjohn, J., and Kong, D. (2018), “A non-contact vision-based system for multipoint displacement monitoring in a cable-stayed footbridge,” Structural Control and Health Monitoring, 25, e2155.
11. Yoon, H., Elanwar, H., Choi, H., Fard, G., and Spencer, Jr., B.F. (2016), “Target-free approach for vision-based structural system identification using consumer-grade cameras,” Structural Control and Health Monitoring.
12. Ye, X.W., Dong, C.Z., and Liu, T. (2016), “A review of machine vision-based structural health monitoring: methodologies and applications,” Journal of Sensors, 2016, 7103039.

應用機器學習於結構最佳主動控制之研究

陳沛清[1]　簡楷益[2]

摘 要

線性二次調節器(Linear-Quadratic Regulator, LQR)為結構振動控制常見的最佳化控制器之一，其透過最小化成本函數的權重矩陣來達成最佳控制。然而，用於 LQR 回饋運算的結構狀態，在實際應用中並無法直接量測，必須設計狀態估測器來提供狀態回饋給 LQR 進行控制。在本研究中，以簡單結構作為基準模型，應用生物共生演算法來最佳化 LQR 的權重矩陣得到狀態回饋增益後，使用機器學習的兩種類神經網路模型-多層感知器(MLP)與帶有外源輸入的自回歸模型(ARX)，以學習 LQR 控制器產生的控制力。進行數值模擬時以 8 組地震加速度進行結構受震之動力分析，以驗證回饋控制器的性能。實驗結果顯示，類神經網路模型能夠直接根據結構加速度響應計算出與 LQR 相似的控制力，降低實務上使用狀態估測器實現最佳控制的依賴。

關鍵詞：機器學習、多層感知器、外源輸入自回歸模型、最佳控制、主動質量阻尼器

一、前言

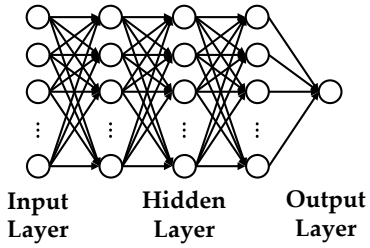
與傳統的調節質量阻尼器(Tuned Mass Damper, TMD) 相比，具有適當控制方法的主動質量阻尼器(Active Mass Damper, AMD) 在降低結構反應的表現更加良好，但也突顯了選擇和調整控制方法的重要性。LQR 控制器為常見實現最佳控制性能的控制器之一。為了獲得最佳控制力，LQR 通過調整最小化成本函數的權重矩陣來達成最佳控制。然而，由於 LQR 的權重矩陣通常與結構系統的實際反應並無直接的相關性，因此難以有效地調整 LQR 的權重矩陣。在過去的研究中曾使用生物共生搜索演算法(Symbiotic Organisms Search, SOS)來選擇 LQR 的權重矩陣。SOS 不使用調節參數，進而提高其可用性與穩定性，在最小化目標函數為前提下，可得到最佳的 LQR 權重矩陣。為了解決 LQR 在實務上無法直接使用量測的訊號來進行回饋控制的缺點，本研究採用類神經網路來重現 LQR 控制器的控制效果，並以加速度回饋取代狀態回饋控制。

二、類神經網路模型

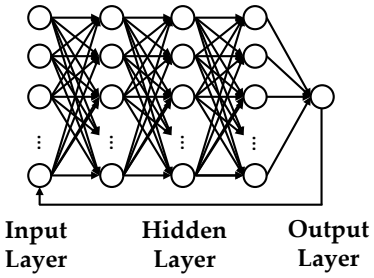
在本研究中使用了兩種類神經網路模型來進行訓練，並比較各個模型訓練及數值模擬的效果。第一種類神經網路模型為多層感知器(Multilayer Perceptron, MLP)，如圖一所示，MLP 為一種全連接前饋模型，通常由三層或以上的節點所構成，其中每個節點適用任何形式的激活函數。在本研究中將 MLP 分為非線性及線性模型來比較訓練的成果，其中非線性模型使用 Tanh 作為激活函數；而線性模型的激活函數則設定為線性函數，相當於一般的矩陣運算，因此可以簡化成單層的向量。第二種類神經網路模型為外部輸入自回歸模型 (Autoregressive Exogenous Model, ARX)，如圖

[1] 國立台灣科技大學營建工程學系副教授
[2] 國立台灣科技大學營建工程學系研究生

2 所示，為一種經常使用在時間序列的模型，除了與當下的輸入有關，也參考過去時間點的輸入及輸出，增加了時間序列的關聯性。



圖一 多層感知器類神經網路模型架構



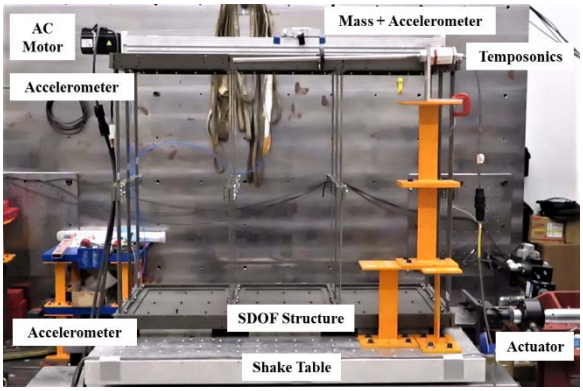
圖二 外部輸入自回歸模型架構

三、實驗架設

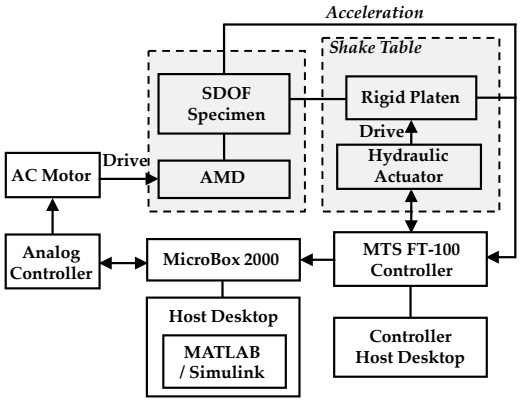
為了驗證控制器是否能應用於實際情況，實驗試體為一個由鋁合金材料的單自由度剪力構架所組成，其樓板的尺寸為 930 mm x 400 mm、高度為 700 mm，總重量為 450 N。在試體頂部安裝 AMD。AMD 不包含馬達的總長度為 900 mm，滑軌與螺桿的長度為 800 mm，質量塊的衝程為 ±345 mm，重量為 20 N，佔試體重量的 4.4%。

結構主動控制律之振動臺試驗，於國家地震工程研究中心小型結構實驗室進行測試。試體被固定於剛性的底板上，而底板被安裝於振動臺面板上，面板的尺寸為 1000 mm x 800 mm。振動臺由動態伺服油壓致動器來驅動，其最大衝程為±125 mm、力量上限為±15 kN。實驗架設如圖三所示。

為了實現 AMD 的控制器，採用 TeraSoft Inc.開發的 Micro-Box 2000。使用 MARLAB/Simulink 模型通過 C 語言編譯及載入主機來運行控制應用程序。當實驗開始時將 AMD 控制器載入 Micro-Box 2000 運行，並使用 MTS FT-100 驅動致動器以振動臺模擬地震的地表加速度，而加速規量測到試體受地震激發的響應將會回傳給 Micro-Box 2000 以進行控制力的實時計算，並且傳送訊號至馬達的驅動器來運作 AMD。圖四為實驗之軟硬體關係圖。



圖三 實驗架設



圖四 實驗軟硬體關係圖

四、控制器設計與訓練

設計 LQR 狀態回饋控制器前，需要對試體先進行系統識別得到數值模型，在實驗時使用帶寬為 0 ~10 Hz、PGA = 0.6 m/s^2、時間長度為 250 秒的地表加速度白雜訊，轉換成位移訊號後輸入至 MTS FT-100，並由振動臺激發試體得到響應。透過振動臺及試體樓板的加速規可量測到輸入及輸出系統的加速度，取樣頻率為 200 Hz。量測到加速規的實驗資料在經過低通濾波器處

理後，再以系統識別工具來建立數值模型，試體的自然頻率為 0.92 Hz，阻尼比為 0.35%。

LQR 控制器採用前人研究中應用 SOS 於 LQR 的權重進行設計。得到 LQR 狀態回饋增益 $\mathbf{K_f}$ 如下:

$$\mathbf{K_f}=\begin{bmatrix}-0.2393 & 0.1329\end{bmatrix} \quad (1)$$

此控制器稱為 LQR-SOS，得到其狀態回饋增益後，即可訓練類神經網路模型作為加速度回饋控制器。以 Adam 作為優化器，MSE 作為損失函數並且監測模型輸出值的 RMSE。採用 MLP 以及 ARX 來進行訓練，MLP 模型採用 3 個隱藏層，每層包含 100 個節點；而 ARX 模型採用 2 個隱藏層，分別包含 10 個與 5 個節點。兩種模型經過 5000 個輪次的訓練，兩種類神經網路模型皆表現出良好的訓練成效，可進一步於實驗測試其控制效果。

為了比較不同控制器的效能，參考文獻中提出的控制性能指標，分別表示如下:

$$J_1=\max_{t,i}\left(\frac{|x_i(t)|}{x^{\max}}\right) \quad (2)$$

$$J_2=\max_{t,i}\left(\frac{|d_i(t)/h_i|}{d_n{}^{\max}}\right) \quad (3)$$

$$J_3=\max_{t,i}\left(\frac{|\ddot{x}_{ai}(t)|}{\ddot{x}_{ai}{}^{\max}}\right) \quad (4)$$

$$J_4=\max_{t}\left(\frac{|u(t)|}{W}\right) \quad (5)$$

其中 $x_i(t)$為第 i 樓層的位移; $x^{\max}$為未控結構的最大位移；$d_i(t)$為 h_i第 i 樓層的層間位移以及樓高；$d_n{}^{\max}$為未控結構的最大層間位移； $\ddot{x}_{ai}(t)$與$\ddot{x}_{ai}{}^{\max}$ 為第 i 樓層的最大加速度以及未控結構的最大加速度;$u(t)$為控制力；W 為結構重量。

五、實驗結果與討論

在進行實驗之前，先進行數值模擬，並使用性能指標來評估控制效果；由於此試體為單自由度結構，因此 $J_1=J_2$。考量試體的自然頻率僅有 0.92 Hz，且 AMD 在運作時有其衝程限制，因此將地震之最大地表加速度正規化至 0.8 m/s^2，除了使輸出控制命令減小，也確保在未進行控制的情況下，試體不會進入非線性的狀態。

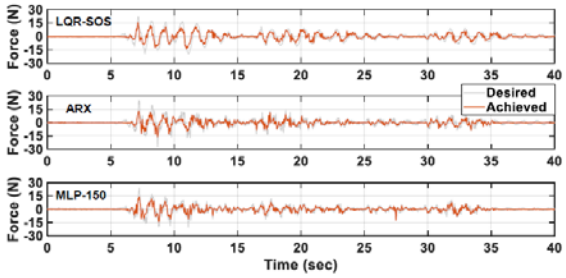
在進行實驗時，由於 MLP 及 ARX 是以試體樓板的加速規量測得到訊號直接輸入控制器來計算控制力，然而加速度訊號中包含了大量的高頻雜訊，經過簡單測試發現兩個類神經網路控制器並沒有抵抗雜訊的能力。因此為了降低高頻雜訊對輸出控制力的影響，在加速規訊號進入控制器前加裝一個 0~15 Hz 的低通濾波器，採用 4 階低通濾波器，可降低濾波後造成的延遲影響。將其安裝於加速度訊號進入類神經控制器之前，即可正常進行實驗。表一為 8 組地震的實驗結果，在測試時分別使用 LQR-SOS 並搭配卡爾曼濾波器、MLP 及 ARX 加上一般低通濾波器來進行振動臺試驗。實驗得到的資料以 0~10 Hz 的濾波器進行處理，並使用性能指標來評估控制效果。使用 LQR-SOS 搭配卡爾曼濾波器有良好的控制效果。與 LQR-SOS 相比，訓練類神經網路得到的 MLP-和 ARX 控制器的整體性能表現優良。

表一 振動臺實驗結果之控制性能指標

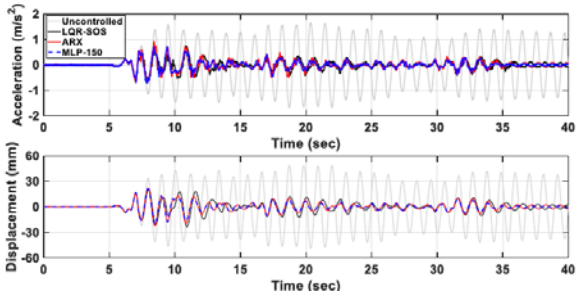
Controller	LQR-SOS			MLP-150			ARX		
Earthquakes	J_1/J_2	J_3	J_4	J_1/J_2	J_3	J_4	J_1/J_2	J_3	J_4
El Centro	0.473	0.455	0.036	0.431	0.437	0.033	0.456	0.544	0.036
Chichi	0.668	0.690	0.021	0.672	0.752	0.026	0.693	0.728	0.027
Kobe	0.447	0.438	0.056	0.519	0.567	0.042	0.525	0.515	0.036
Northridge	0.899	0.885	0.030	0.776	0.841	0.032	0.843	0.832	0.038
Parkfield	0.449	0.414	0.039	0.389	0.446	0.036	0.441	0.501	0.031
Montenegro	0.671	0.641	0.043	0.613	0.616	0.035	0.635	0.642	0.034
Meinong	0.637	0.616	0.048	0.644	0.621	0.033	0.647	0.679	0.045
Capemendocino	0.743	0.685	0.041	0.764	0.839	0.051	0.790	0.787	0.041
Average	**0.623**	**0.603**	**0.039**	**0.601**	**0.640**	**0.036**	**0.629**	**0.653**	**0.036**

圖五為其中一組實驗結果的控制力時間歷時圖，可發現三種控制器其目標控制力與實際施加控制力之間存在誤差，考量到 AMD 的摩擦力補償及衝程限制，控制力的追蹤誤差是無法避免的，但施加控制力的與目標控制力之誤差為可接受的範圍。此外，可觀察到三種控制器的控制力頻率及量級都很相似。圖六為其中一組實驗中結構的加速度與位移反應，可以發現無論

是 MLP 或是 ARX 計算下的控制力，其結構受控反應均與 LQR-SOS 相似，驗證了 MLP 及 ARX 在實驗中可有效的複製 LQR-SOS 控制器的效能。



圖五 三種控制器之控制力量歷時圖



圖六 結構之受震反應歷時圖

六、結論與展望

本研究提出以機器學習方式學習 LQR 控制器之行為，在實驗驗證中，首先對配置了 AMD 的單自由度試體進行系統識別得到結構的數值模型，並使用 SOS 最佳化權重得到 LQR-SOS 控制器。接著以 MLP 和 ARX 模型進行訓練得到加速度回饋控制器。實驗採用 8 組地震做為振動臺的輸入，結果顯示 MLP 及 ARX 的控制力時間歷時在頻率及量級上均接近 LQR-SOS，在結構受到控制下的位移及加速度也可以觀察到類似的結果。證明了 MLP-Linear 和 ARX 在實際應用中僅需直接使用加速度訊號進行運算，即能夠良好的重現 LQR 的控制效果，同時降低 LQR 對於狀態估測器的依賴性。綜合本研究的結果，經過良好訓練的類神經網路控制器，可用來取代需要狀態估測器的狀態回饋控制器，且基於機器學習得到的控制器僅需要可以量測的結構加速度反應，即可計算出與狀態回饋控制器相似的控制力。

參考文獻

Bani-Hani, K.; Ghaboussi, J. Nonlinear structural control using neural networks. J. Eng. Mech. 1998, 124, 319–327.

Kim, J.T.; Jung, H.J.; Lee, I.W. Optimal structural control using neural networks. J. Eng. Mech. 2000, 126, 201–205.

Lin, T.K.; Chang, K.C.; Chung, L.L.; Lin, Y.B. Active control with optical fiber sensors and neural networks. I: Theoretical analysis. J. Struct. Eng. 2006, 132, 1293–1303.

Chen, C.J.; Yang, S.M. Application neural network controller and active mass damper in structural vibration suppression. J. Intell. Fuzzy Syst. 2014, 27, 2835–2845.

Cheng, M.Y.; Prayogo, D. Symbiotic organisms search: A new metaheuristic optimization algorithm. Comput. Struct. 2014, 139, 98–112.

Jansen, L.M.; Dyke, S.J. Semiactive control strategies for MR dampers: Comparative study. J. Eng. Mech. 2000, 126, 795–803.

Chen, P.C.; Ting, G.C.; Li, C.H. A versatile small-scale structural laboratory for novel experimental earthquake engineering. Earthq. Struct. 2020, 18, 337–348.

感測器融合用於軌跡重建慣性測量單元

莊奕婕[1]　黃謝恭[2]　張家銘[3]

摘 要

由於地震會在地面上引起巨大的荷載，結構將因此發生不可逆的變形，從而導致有關結構安全性的關鍵問題。故此，為了有效評估地震後的結構性能，殘餘位移測量便成為一項重要的指標。本研究透過四元數的計算，利用慣性測量單元（Inertial Measurement Units，IMU）的測量結果來估計其運動期間之姿態、空間軌跡和位移。同時也進行了多次簡單軌跡的測試，確認感測器在重建軌跡模擬方法下是否有效。重建軌跡方式主要從 IMU 獲取空間運動之加速度和角速度，並將其轉換為運動位移和旋轉角度，利用取得的數據與模擬感測器輸出訊號獲得的結果進行比較與驗證，最終得出感測器於運動中所獲得的空間軌跡圖。由模擬結果可見，本研究所提出之方法能在有限條件下進行感測器軌跡重建，同時期望未來能夠拓展應用於估計地震引起的結構位移。

關鍵詞：軌跡重建、四元數、慣性測量單元

一、前言

近年來，微型慣性測量單元應用於各類產品的技術已愈臻成熟，其小體積且高精度的特色，於航太產業（Tiliakos 2013）、導航系統的精確定位（王春發 2009；石大明、張合中 2009；高維文 等人 2009）、感測器的姿態估計（鄧宇傑 2018；Kim and Golnaraghit 2004；Wu et al. 2016；Groÿekatthöfer and Yoon 2012；Smaiah et al. 2018；Renaudin and Combettes 2014）與感測器運動軌跡重建技術（Zhang et al. 2018；Smaiah et al. 2018）都已有很好的應用成果。一般而言，慣性測量單元內包含加速規以及陀螺儀，分別提供其加速度和角速度資訊；有時亦會考量到研究需要，而於慣性測量單元之外增加全球定位系統（Global Positioning System，GPS）或是磁力計的數據。

目前實務上，土木對於結構物監測作業的方式，需要同時應用多種監測元件，並安裝在結構物的不同區域，以期量測到最完整的結構物數據及項目。同時，其裝設過程中可能需要另外安裝支撐監測元件的構架，種種皆增加了結構監測過程中的成本與資源。其中在量測結構物於震後產生的殘餘位移方面，實驗上需要於結構物上面分別佈設位移計以及角度計，獲得位移數據，在裝設過程中必定增加複雜度。然而，目前仍未存在將慣性測量單元(後面簡稱感測器)的優點，應用至土木監測領域的先例，因此，若能夠透過在結構物上安裝感測器，以進行姿態估測及軌跡重建的發展，可預期往後對於量測結構物殘餘位移，有助於簡化硬體設施的效果。

本研究以 Epson M-V340PD （Seiko Epson Corporation 2017）感測器作為主要的研究對象，接收其局部坐標系下的三軸加速度以及三軸角速度值，並透過低通濾波器先行將六軸數據的雜訊去除，再利用濾波後之數據，計算運動期間之四元數，爾後進行感測器的姿態估測，了解感測器在運動期間的姿態。再者，使用四元數轉換矩陣，將局部坐標系下之加速度轉換至大域 （Global）參考坐標系下，重力補償後之加速度即為感測器加速度之真值。利

[1] 國立臺灣大學土木工程學系 碩士生
[2] 國立中興大學土木工程學系 助理教授
[3] 國立臺灣大學土木工程學系 副教授

用加速度真值積分，則能獲得運動速率及位移，始可描繪運動中的座標點位，成功重建運動軌跡。

二、軌跡重建方法

本章節將介紹軌跡重建之方式。以感測器接收之三軸加速度以及三軸角速度值，經由低通濾波器消除雜訊後，再濾波後之數據計算其運動期間之尤拉角和四元數，進而使用轉換矩陣求得大域參考坐標系下的加速度值，再積分獲得運動速率及位移，始可描繪運動中的座標點位，成功重建運動軌跡。

IMU 感測器簡介

Epson M-V340PD 為一種具有六個自由度的小尺寸慣性測量單元，具低雜訊、高穩定性、高精度測量能力，可獲取相當準確之三軸線性加速度及三軸角速率（Seiko Epson Corporation 2017）。其中陀螺儀具有±450 deg/s 的動態範圍，加速規有±5.8 G 的動態範圍。目前已應用在動態分析、動態控制、無人系統、導航系統、振動控制及穩定性分析等。

訊號前處理

由於感測器所接收之加速度以及角速度資料，會因物理量測範圍與單位不同，加上運動期間可能造成的互相干擾，量測儀器處理所造成的額外為小訊號，進而產生雜訊，因此於獲得實驗資料之後，需要先進行濾波，以除去資料中不必要的雜訊，有助於後續的數據分析。

濾波器的使用目的為使資料通過指定之截止頻率值，於此頻率值範圍外的資料都將被視為雜訊而被濾掉。濾波器依照其頻率響應的性質可大致分為四大類：低通濾波器、高通濾波器、帶通濾波器、帶阻濾波器（Pozar 1998）。其中低通濾波器容許低頻率訊號通過，並阻止高於截止頻率的訊號通過，本研究假設雜訊僅存在於高頻區段。

四元數方向估測法

本研究使用四元數方向估測而非單純使用尤拉角，主因包括四元數沒有奇異性問題；尤拉角於坐標系旋轉過程中可能會造成萬象節鎖問題，而喪失一個旋轉自由度；四元數可由尤拉角，透過簡單的三角函數求得（Kim and Golnaraghit 2004），因此使用較直觀的尤拉角估計法，先行計算初始姿態。

轉換坐標系、重力補償

由於感測器在接收加速度數據的期間，可能因為其運動方式並不完全在 x-y 平面下完成，造成 x, y, z 軸都存在重力加速度分量，因此需透過四元數旋轉矩陣，將局部加速度下的加速度，轉換至大域參考坐標系下，使可將原三軸的重力加速度分量集中至 z 軸，便於消除重力加速度對於後續軌跡重建的誤差。

四階龍格-庫塔積分法

四階龍格-庫塔積分法為一階常微分方程的數值積分法，其可產生較一般泰勒級數展開式以及辛普森積分法更高的階數且易於計算，可大幅提升加速度進行積分獲得速率和位移之值。

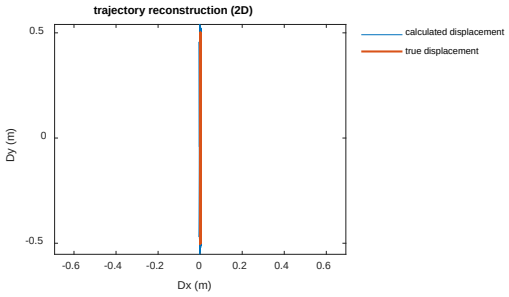
三、結果與討論

本研究以 Epson M-V340PD 數據手冊中之規格，將加速規以及陀螺儀分別之量測範圍、解析度、雜訊密度納入模擬，利用 MATLAB 感測器融合和追蹤工具箱內之 waypointTrajectory 產生感測器在不同運動下之模擬輸出訊號，並將此訊號視為真值，進而與透過重建軌跡方法所得結果，進行誤差比較。本章節將以等速率來回振盪與等速率圓周運動二個例子呈現成果，透過真值與計算結果之差值，觀察結果準確度。

Y 軸等速率來回振盪

設定感測器取樣頻率 1000 Hz，於 y 軸來回振動速率 10 m/s，振動位移 1 m，總

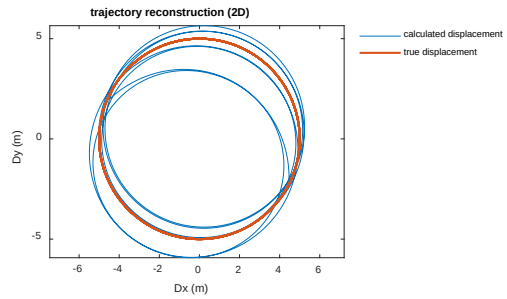
運動時間 20 秒。感測器輸出之加速度及角速度經由本研究提出之軌跡重建方式，可有效轉換加速度至大域慣性坐標系。其積分後所得之速率與位移可知，在兩者積分初始條件未知之條件下，其與真值之差值皆非常小。最終位移計算結果最大之差僅有 5 cm 誤差，如圖一所示，其中 5 cm 誤差與振動位移之比為 5.00%。



圖一 等速率來回振盪之軌跡重建結果

等速率圓周運動

設定感測器取樣頻率為 500 Hz，圓周運動速率為 10 m/s，圓周半徑 5 m，總運動時間 20 秒。感測器輸出之加速度及角速度經由本研究提出之軌跡重建方式，可有效轉換加速度至大域慣性坐標系。其積分後所得之速率與位移可知，在速率結果與真值之差值非常小，最終位移計算最大的 2 m 誤差則來自於其未知積分初始條件的狀況，及經過兩次積分造成的二次曲線誤差趨勢；誤差百分比計算後除了真值趨近於零的狀況之外，整體運動誤差百分比皆非常小。軌跡重建結果如圖二所示，其中 2 公尺誤差與周長之比為 6.37%。



圖二 等速率圓周運動之軌跡重建結果

四、結論與展望

本研究使用感測器融合技術，透過尤拉角及四元數進行感測器姿態計算，進而將原先位於局部坐標系之加速度數據轉至大域慣性坐標系，並經過兩次龍格-庫塔積分法得到感測器運動速率以及位移。本研究方法主要由四元數進行姿態矩陣的運算，因此相較於傳統的尤拉角以及旋轉矩陣方式，除了能夠避開運算量極大的三角函式計算之外，亦不會存在造成奇異點的狀況。在模擬結果中，無論是等速振盪抑或是等速圓周運動，皆能夠成功驗證此重建軌跡方法的有效性，且等速率來回振盪與等速率圓周運動的誤差均小於 7%。以上分析結果顯示，本研究所使用之方法，能在有限條件下成功進行軌跡重建工作，可於未來應用至三維結構體中，並計算震後位移應具有其適用性。

參考文獻

1. 石大明、張合中。(2009)，「多重偵測器融合應用於無人地面載具自主導航控制研究成果報告」，行政院國家科學委員會專題研究成果報告。
2. 王春發。(2009)，「GPS/INS 整合設計研究」，碩士論文，中華大學機械工程學系研究所。
3. 高維文、陳倫彬、林子閔、陳呈羽。(2010)，「行人運動模式的信號量測與定位應用研究成果報告」，行政院國家科學委員會專題研究成果報告。
4. 鄧宇傑。(2018)，「基於穿戴式裝置慣性測量單元之組合式手勢辨識」，碩士論文，清華大學資訊工程研究所。
5. 劉俊男。(2009)「基於慣性感測器之手寫數字軌跡重建演算法之研發」，碩士論文，成功大學電機工程學研究所。
6. Kim, A. & Golnaraghi, M. F. (2004). A quaternion-based orientation estimation algorithm using an inertial measurement unit. Position Location and Navigation

Symposium, 268-272.

7. Pozar, D. M. (2009). Microwave engineering. John Wiley & Sons.
8. Wu, J., Zhou, Z., Chen, J., Fourati, H., & Li, R. (2016). Fast complementary filter for attitude estimation using low-cost MARG sensors. IEEE Sensors Journal, 16(18), 6997-7007.
9. Großekatthöfer, K., & Yoon, Z. (2012). Introduction into quaternions for spacecraft attitude representation. TU Berlin, 16.
10. Pedley, M. (2013). Tilt sensing using a three-axis accelerometer. Freescale Semiconductor Application Note, 1, 2012-2013.
11. Kok, M., Hol, J. D., & Schön, T. B. (2017). Using inertial sensors for position and orientation estimation. Foundations and Trends on Signal Processing, 11(1-2), 198-203.
12. Tiliakos, N. (2013). MEMS for harsh environment sensors in aerospace applications: selected case studies. In MEMS for Automotive and Aerospace Applications, 245-282.
13. Berner, P. (2007). Orientation, Rotation, Velocity, and Acceleration and the SRM. SEDRIS Organization, ISO/IEC JTC, 1.
14. Seiko Epson Corporation. (2017). “M-V340PD Datasheet”, website: https://global.epson.com/products_and_drivers/sensing_system/download_hidden/pdf/m-v340pd_datasheet_e_rev20170904.pdf
15. Smaiah, S., Sadoun, R., Elouardi, A., Larnaudie, B., Bouaziz, S., Boubezoul, A., Vincke, B., & Espié, S. (2018). A Practical Approach for High Precision Reconstruction of a Motorcycle Trajectory Using a Low-Cost Multi-Sensor System. Sensors, 18(7), 2282.
16. Renaudin, V., & Combettes, C. (2014). Magnetic, acceleration fields and gyroscope quaternion (MAGYQ)-based attitude estimation with smartphone sensors for indoor pedestrian navigation. Sensors, 14(12), 22864-22890.
17. Zhang, J., Feng, J., & Zhou, B. (2018). Sensor-fusion-based Trajectory Reconstruction for Mobile Devices. In VISIGRAPP, 48-58.

鋼筋混凝土矩形柱構件變形容量之試驗資料庫分析研究

紀凱甯[1]　林克強[2]　莊勝智[3]　吳峻維[4]

摘 要

本研究目的於建立鋼筋混凝土(RC)柱構件的軸力強度比值（P/P_0）與側向變形容量關係式，以作為 RC 柱構件之圍束鋼筋量設計依據。一般而言，柱構件於軸力作用下之側向變形需求可由非彈性動力歷時分析（inelastic dynamic time history analysis）取得，若採用本研究建議之圍束鋼筋量經驗式搭配分析結果進行設計，將可提供有效且經濟的 RC 柱構件橫向圍束鋼筋設計。本研究蒐集了國內外有關矩形 RC 柱構件的基本設計資料及柱構件在反復載重作用下的試驗結果，除建立一矩形鋼筋混凝土柱構件的試驗資料庫外，亦針對柱構件之設計條件與側向變形容量進行參數分析。分析結果顯示，影響 RC 柱構件側向變形容量的主要參數為軸力強度比值與橫向圍束鋼筋量，當軸力強度比值愈大或配置的橫向圍束鋼筋量愈小時，其柱構件之側向變形容量愈小，本研究亦提出一 RC 柱構件之圍束鋼筋量經驗式，以供工程師做設計參考之依據。

關鍵詞：軸力強度比、側向變形容量、圍束箍筋量、非彈性動力歷時分析

一、前言

抗彎構架(moment resisting frame)在強柱弱梁的耐震設計原則下，塑鉸(plastic hinge)普遍預期發生在梁構件端部或一樓柱構件底部，尤其在罕遇地震(rare earthquake)作用下，不僅一樓柱構件會產生塑鉸，於低樓層之柱構件亦可能發生非線性變形，此變形量多寡一般可由非彈性動力歷時分析(Inelastic Dynamic History Analysis, IDHA)求得。就鋼筋混凝土(RC)柱構件之耐震設計而言，其側向變形容量主要取決於橫向圍束鋼筋的設計細節與承受軸力之大小而定，以相同的變形能力而言，柱構件承受軸力越大所需配置的橫向鋼筋量越多且細節更關鍵。

對於高地震風險區域而言，柱構件在耐震設計下的側向變形需求目標一般是以3%弧度的總轉角為基準，亦即高層建築之底層柱構件需提供 3%弧度的轉角變形容量，但隨著樓層越高，其柱構件的變形需求則越小，亦即 3%弧度的轉角變形需求應可適當縮減。因此，為提供柱構件有效且經濟的橫向圍束鋼筋設計，可利用 IDHA 取得各樓層柱構件之變形需求，並考量外部載重發生的風險與不確定性，依柱構件之軸向承載力、橫向圍束鋼筋量及側向變形容量三者條件，便可根據性能設計原理進行橫向圍束鋼筋設計，對於變形需求較小之柱構件，亦可不需依現行規範之耐震設計條款，配置達 3%弧度變形角容量之橫向圍束鋼筋量。

二、柱構件試驗資料庫建立

為進行 RC 柱構件橫向圍束鋼筋配置細節與其韌性容量之關聯性探討，將彙整國內外與 RC 柱構件相關之設計細節及試驗結果，其資料來源包含美國 PEER、日本 DEEDS 及台灣 NCREE 之試驗資料，最終

[1] 國家地震工程研究中心 建物組 助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心 建物組 研究員
[3] 國家地震工程研究中心 建物組 助理研究員
[4] 國立台灣科技大學 營建工程系結構組 研究生

建立一 RC 柱構件試驗資料庫，並進行各項參數之分析與比較。鑒於各試驗之測試條件與研究目的不一致，本研究將針對試驗資料進行篩選，其篩選原則如下：

(1) 試體破壞之極限強度必須下降到最大強度的 80%；

(2) 試體遲滯行為合理且加載位移量必須持續增加；

(3) 須為單向側力加載，且軸力保持固定。

根據上述篩選條件，最終選出 124 筆資料進行本研究之參數分析，其分析資料之參數使用範圍詳表一。

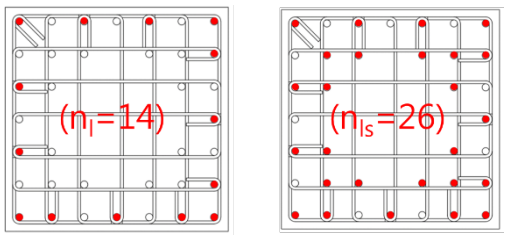
表一 柱構件分析資料之參數使用範圍

Parameter	Symbol	Units	Min.	Mean	Max.
Concrete compressive strength	f_c'	MPa	21	51	175
Yield stress of longitudinal reinforcement	f_y	MPa	331	461	869
Yield stress of transverse reinforcement	f_{yt}	MPa	249	465	1424
Axial load ratio 1	P/P_o	-	0	0.27	0.59
Axial load ratio 2	$P/A_g f_c'$	-	0	0.28	0.65
Aspect ratio	a/d	-	2.5	3.5	6.6
Transverse reinforcement ratio	ρ_s	%	0.08	0.98	3.2
Ultimate drift ratio	Δ_{80}	%	0.93	3.81	8.3

根據分析資料顯示，RC 柱構件承受之軸力強度與側向變形容量有極大關聯性，但過往普遍認定與軸力比值 $P/A_g f_c'$ 相關，意即不考慮縱向鋼筋對於軸力之貢獻，本研究認為應將鋼筋提供之軸向強度納入考量，因此本研究將以軸力比參數 $P/A_g f_c'$ 與 P/P_o 進行比較，其中 P_o 為 RC 柱構件斷面的軸向壓力強度（$P_o=0.85(A_g-A_{st})f_c'+A_{st}f_y$），$A_{st}$ 為縱向鋼筋總斷面積，f_y 為縱向鋼筋降伏強度。軸力比參數的考慮範圍從 0 至 RC 柱 P-M Curve 設計中之最大軸力比 $0.52P/P_o$，其中 $0.52P/P_o$ 之軸力大小等同於為 $0.65P/A_g f_c'$。

針對箍筋配置細節部分，本研究認為位於角落的縱向主筋因受到外圍橫向鋼筋與耐震彎鉤束制，故主筋具有良好的圍束效果，其對柱構件之韌性有正向影響。根據 ACI 318-19 規範(ACI, 2019)第 18.7.5 節規定之橫向圍束鋼筋最小需求量計算式中，其鋼筋有效圍束因子 k_n ($=n_{ls}/n_{ls}$-2)亦為本研究探討重點，其中 k_n 是根據縱向主筋均部配置下，計算圍束混凝土有效面積之簡化式，但原規範規定之 n_l 值並未包括被移動至中心區域的鋼筋，本研究認為位於中心區域之鋼筋亦屬被混凝土束制狀態，故此定義 n_{ls} 為含中心區域及被耐震彎鉤與箍筋角落束制之鋼筋總數，即假定不會發生挫曲行為之縱向主筋數量，其兩參數之差異與計算方式如圖一所示。本研究建立之資料庫中，尚未包含斷面中心配置縱向主筋之設計，故 n_l 與 n_{ls} 二參數之探討待後續進一步試驗確認。

另外，現行規範亦訂定受束制縱向主筋之間距 h_x，在軸壓強度比 $P/A_g f_c'$ 小於 0.3 時，h_x 必須小於 350 mm；在軸壓強度比 $P/A_g f_c'$ 大於 0.3 時，h_x 則要小於 200 mm，此值直接影響有效圍束混凝土之面積，故其參數亦須納入考量。本研究將此參數區分為兩種條件，一為直接根據試驗配置之 h_x 與上述規範規定之比值 H_x 表示；另一則以規範規定之數值為界線，其計算比值小於 1.0 時，$(H_x)_{limit}$ 為 1.0，反之則採用計算之數值，此意代表受束制縱向主筋之間距 h_x 在符合規範規定之條件下，h_x 值不是影響構件韌性容量之主要因素，二參數之定義詳表二。



圖一 n_l 與 n_{ls} 示意與計算比較圖

表二 受束制縱向主筋之間距定義

H_x	Axial F. Ratio≦0.3	$H_x = h_x/350$
	Axial F. Ratio＞0.3	$H_x = h_x/200$
$(H_x)_{limit}$	Axial F. Ratio≦0.3	$(H_x)_{limit} = h_x/350 \geqq 1$
	Axial F. Ratio＞0.3	$(H_x)_{limit} = h_x/200 \geqq 1$

三、韌性指標迴歸分析與指定

上節提出了數個須探討之分析參數，分別為 n_{ls}/Number of Total Bar、$(n_{ls}-2)/n_{ls}$、

H_x、$(H_x)_{limit}$，將上述四個參數排列組合並乘上箍筋圍束強度參數($\rho_s \times f_{yt}$)，合成四組韌性指標如下所述，其指標單位為應力單位(MPa)：

(1) $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$ / Total bars) / $(H_x)_{limit}$

(2) $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$-2) / n_{ls} / $(H_x)_{limit}$

(3) $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$ / Total bars) / (H_x)

(4) $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$-2) / n_{ls} / (H_x)

將四組韌性指標以兩種軸壓強度比參數($P/A_g f_c'$與 P/P_o)與柱構件之極限層間位移角 Δ_{80}進行迴歸分析，且迴歸分析使用之趨勢線亦分為線性、指數與自然對數形式，其迴歸後之相關係數 R^2值列於表三中。

由表中得知，迴歸分析趨勢以指數形式之相關係數 R^2值最高，且發現軸力比參數 P/P_o具有較好的迴歸分析結果。分析結果顯示，以韌性指標 $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$-2) / n_{ls} / $(H_x)_{limit}$具有最好之相關性。

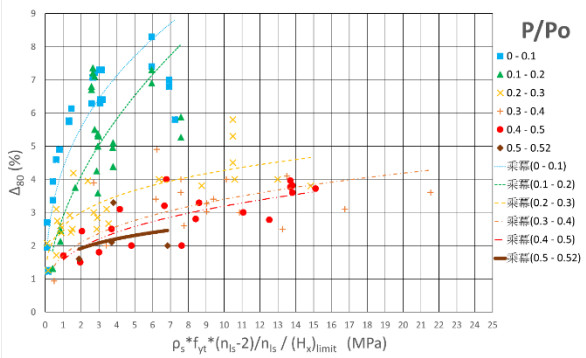
表三 資料庫迴歸分析 R^2表

R^2	Index 1			Index 2			Index 3			Index 4		
P/P_o	Linear	Power	Ln	Linear	Power	Ln	Linear	Power	Ln	Linear	Power	Ln
0 - 0.1	0.60	0.74	0.85	0.50	0.79	0.87	0.54	0.75	0.87	0.62	0.82	0.91
0.1 - 0.2	0.19	0.56	0.38	0.25	0.64	0.49	0.07	0.48	0.35	0.09	0.51	0.41
0.2 - 0.3	0.44	0.61	0.53	0.58	0.68	0.63	0.53	0.67	0.60	0.63	0.71	0.67
0.3 - 0.4	0.14	0.54	0.36	0.08	0.47	0.28	0.05	0.36	0.24	0.03	0.32	0.20
0.4 - 0.5	0.60	0.67	0.63	0.59	0.62	0.60	0.49	0.66	0.61	0.54	0.66	0.62
0.5 - 0.52	0.00	0.08	0.04	0.01	0.12	0.07	0.00	0.12	0.08	0.01	0.18	0.12
average	0.33	0.53	0.47	0.34	0.55	0.49	0.28	0.51	0.46	0.32	0.53	0.49

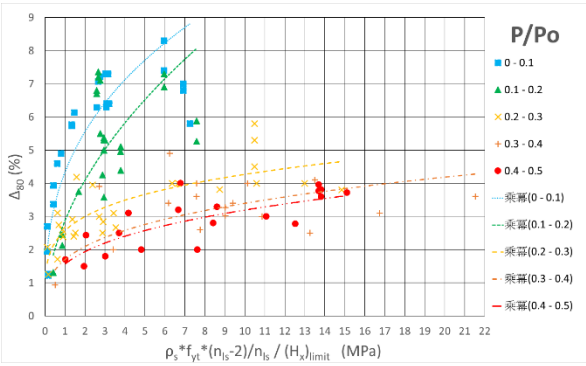
R^2	Index 1			Index 2			Index 3			Index 4		
$P/A_g f_c'$	Linear	Power	Ln	Linear	Power	Ln	Linear	Power	Ln	Linear	Power	Ln
0 - 0.1	0.76	0.76	0.87	0.58	0.80	0.88	0.65	0.75	0.87	0.69	0.82	0.91
0.1 - 0.2	0.13	0.33	0.25	0.23	0.49	0.41	0.06	0.30	0.23	0.08	0.39	0.33
0.2 - 0.3	0.07	0.38	0.24	0.08	0.42	0.29	0.14	0.46	0.33	0.16	0.51	0.38
0.3 - 0.4	0.07	0.12	0.10	0.07	0.08	0.08	0.04	0.08	0.07	0.06	0.06	0.06
0.4 - 0.5	0.68	0.79	0.67	0.61	0.75	0.63	0.57	0.78	0.67	0.54	0.76	0.65
0.5 - 0.65	0.04	0.30	0.24	0.10	0.31	0.24	0.03	0.36	0.29	0.10	0.38	0.30
average	0.29	0.45	0.39	0.28	0.48	0.42	0.25	0.45	0.41	0.27	0.49	0.44

資料庫篩選資料之軸壓強度比 P/P_o與韌性指標 $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$-2) / n_{ls} / $(H_x)_{limit}$經分析後得到之關聯性如圖二所示，由圖中之分析結果得知，當軸壓強度比越高，柱構件之極限層間位移角 Δ_{80}越低。進一步發現，韌性指標越高，其柱構件側向變形容量越大。

另外，由表三之分析結果發現，在軸壓強度比 $0.5P/P_o$至 $0.52P/P_o$區間，其迴歸後之相關係數 R^2值最低，此原因與資料庫數據較少有關，該軸壓強度區間僅有四筆資料(詳圖二)，故此迴歸結果應較離散，此屬合理。考量工程實務上，應不會將柱構件設計於此軸壓強度比，故本研究暫將此曲線移除，以圖三作為最後選定之軸力比參數 P/P_o、韌性指標 $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$-2) / n_{ls} / $(H_x)_{limit}$與極限層間位移角 Δ_{80}之關係圖。



圖二 迴歸分析關係圖



圖三 選定之迴歸分析關係圖

四、結論與建議

1. 本研究針對國內外 RC 矩形柱試驗資料進行整理與迴歸分析，分析結果顯示，將鋼筋提供之軸向強度納入考量之軸壓強度比 P/P_o，其可得到較精準之迴歸分析結果。

2. 本研究藉由迴歸分析之方式得，到一韌性指標公式 $\rho_s \times f_{yt} \times (n_{ls}$-2) / n_{ls} / $(H_x)_{limit}$，此指標能用於預測呈現軸壓強度比 P/P_o與柱構件極限層間位移角 Δ_{80}之關係。

3. 目前僅藉由迴歸分析之方式預測各軸壓強度比下之韌性指標與極限層間位移角之關係，故後續將進行柱構件之

耐震性能試驗，進一步驗證參數間之關聯。

4. 未來亦將探討與驗證柱構件之縱向主筋配置與其側向變形容量之關係，並期望添入更多試驗資料以取得更精準之分析結果。

參考文獻

1. ACI Committee 318 (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary., American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills.

2. Frédéric Légeron and Patrick Paultre, (2000). Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load." ACI Structural Journal, July-August 2000, pp.591-601.

3. J. B. Mander, M.J.N. Priestly, and R. Park, (1988), "Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete," Journal of Structural Engineering, 114(8), pp. 1804-1826.

4. Kenneth J. Elwood and Marc O. Eberhard (2009), "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns," ACI Structural Journal, pp.476-484.

5. Lehman et al, Jack Moehle, Stephen Mahin, Anthony Calderone, and Lena Henry, (2004), "Experimental Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Column," Journal of Structural Engineering, 2004, 130(6): pp.869-879.

6. Mizoguchi Mitsuo, Arakawa Takashi, Arai Yasuyuki, Yoshida Minoru (1990),"Shear Resisting Behavior of Short Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending-Shear and Varying Axial Load," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 12, pp.347-354.

7. Oguzhan Bayrak and Shamim A. Sheikh (1998), "Confinement Reinforcement Design Considerations for Ductile Column," Journal of Structural Engineering, 124(9), pp.999-1010

8. Ohno and Nishioka (1984), "An Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in Reinforced Concrete Structures," JSCE Structural Eng. Vol 1, No. 2, pp.23-33.

9. Paultre, P., and Légeron, F., (2008), "Confining Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns." Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 134, No. 5, May., pp.738-749.

10. Shamim A. Sheikh and Shafik S. Khoury (1993), "Confined Concrete Columns with Stubs," ACI Structural Journal, pp414-431.

11. Shamim A. Sheikh, Dharmendra V. Shah, and Shafik S. Khoury, (1994), Confinement of High-Strength Concrete Columns. ACI Structural Journal, pp414-431, pp100-111.

12. Shunsuke Sugano (1996), "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns Which Used Ultra-high-strength Concrete," Eleventh World Conference on Earthquake Engineering Proceeding, Paper No.1383.

13. Tomomi Suzuki, Lucas Laughery, and Santiago Pujol (2018), "Learning from the Japanese Experience with High-Strength Longitudinal Reinforcement," Concrete International, September 2018, pp. 47-58

14. Watson and R. Park, Fellow (1994), "Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns," Journal of Structural Engineering, 120(6): pp.1825-1849.

15. Yan Xiao and Armen Martirossyan, (1998), "Seismic Performance of High-strength Concrete Columns," Journal of Structural Engineering, 124(3): pp.241-251.

16. Y. L. Mo and S. J. Wang, (2000), "Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations," Journal of Structural Engineering, Oct. 2000, pp.1122-1130.17.

17. 吳峻維，(2020)，「RC 建築基於非彈性分析之柱構件耐震圍束設計研究」，碩士論文，國立台灣科技大學。

以離心振動台探討低矮建築物在不同地下水位砂質地層之受震行為

[1]胡林楸　[2]盧志杰　[3]陳冠羽

摘 要

台灣近年來曾發生過嚴重的土壤液化災害，並導致許多民房受損，影響人民安危。本研究目的在以離心模型試驗模擬低矮建築物位於可液化地盤上遭遇土壤液化之行為，並在各組試驗中設定不同地下水位，以探討降低地下水位工法對於防治土壤液化災害之效果。實驗結果顯示，降低地下水位面可有效抑制結構物之沉陷量，亦保有降低了土壤液化對於結構物的減震效果。此外，在相同地下水位面之條件下，相對密度較高的地盤之結構物加速度放大倍率大於相對密度較低之地盤，在進行結構設計時應妥為考量。

關鍵詞：離心模型試驗、土壤液化、降低地下水位

一、前言

富含地下水之砂質地層在遭遇地震時極有可能產生土壤液化現象並對位於該地層之結構物造成影響。近年來台灣發生過較為嚴重的土壤液化災害為民國 88 年 921 集集地震以及民國 105 年美濃地震，後者導致台南地區發生多起民房因土壤液化致房屋沉陷傾斜的案例，使得土壤液化議題再次受到國人重視。其中位於液化地層上之老舊建築物其防災補強為都市更新之重要環節，因此本研究以原型尺寸高約為 10 m 之低矮建築物模型以離心模型試驗模擬老舊建築位於液化地層上遭遇土壤液化之行為，並在各組模型試體中設定不同地下水位高度以模擬降低地下水位工法對於老舊建築防止其受到土壤液化災害的效果。

離心模型試驗係以離心機帶動安裝於旋轉臂末端掛台之縮尺模型試體做等速率圓周運動以提供模型試體一徑向加速度場進行模型試驗。當試體受到 N 倍於地球重力加速度 Ng 時，可使得 N 倍縮尺模型中相對於目標原型之各點其應力應變條件相似於目標原型，藉此以縮尺模型試體模擬原型尺寸的土壤和土壤-結構互制行為。離心模型試驗之優點在於縮尺模型試驗相較於大尺寸試驗來得經濟且更容易控制試驗條件。

二、試驗設備與材料

本研究離心模型試驗係使用國立中央大學土木系地工離心機完成，其他設備儀器包含離心機振動台、積層版試驗箱與各式量測儀器。中央大學地工離心機外觀如圖一所示，離心機之旋轉半徑為 3 m，其荷載容量為 100 g-ton，即可將一公噸重之模型試體與相關設備安裝於離心機掛台上旋轉加速至徑向加速度場 100 g。離心機掛台上搭載一座單向度油壓控制振動台，振動台上能提供最大試驗空間為 1 m × 0.5 m × 0.5 m（L × W × H）、最大振動位移為±6.4 mm，振動頻率範圍為 0~250 Hz。模型地盤

[1] 國家地震工程研究中心助理技術師
[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佐理研究員

所採用的土樣為石英矽砂，其土樣顆粒呈均勻角粒狀，平均粒徑(D_{50})為 0.19 mm，依統一土壤分類法分類為不良及配砂(SP)。石英矽砂比重為 2.65、在 55%相對密度時的內摩擦角為 35.7°、最大與最小乾單位重分別為 16.3 kN/m^3 及 14.1 kN/m^3。圖二為積層版試驗箱，由 38 層鋁合金環組成，試驗箱內部尺寸為 711 mm (L) × 356 mm (W) × 353 mm (H)，環與環間有軸承滾輪，軸承之間的靜摩擦係數為 0.01，每個鋁合金環間最大相對位移為 2.5 mm，使試驗箱內體積可在長軸向產生剪變形。



圖一 國立中央大學地工離心機



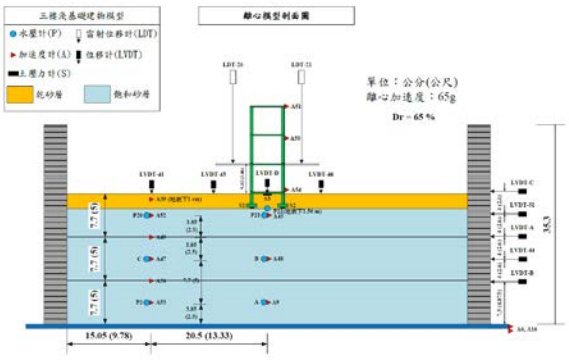
圖二 積層版試驗箱

三、離心模型試體製作與試驗步驟

為降低實驗與分析的複雜性，模型結構物以簡單的鋁合金剛構架且基礎為四支獨立基腳模擬老舊建物。模型結構物原型尺寸高為 10 m 並分為三層樓，樓板長寬皆為 3.95 m，獨立基腳長寬皆為 1.18 m、基腳面深度為地表面下 1.56 m。為模擬老舊建築物因土壤液化沉陷導致一樓水泥地板破裂之情形，本研究中將一樓地板中心部分面積以石膏薄片置換原本實心之鋁合金板。建築物在一樓地板、二樓頂樓與三樓頂樓都各有設置一加速度計，而在一樓樓頂位置設置兩片翼板，作為雷射位移計之反射板以量測建築物沉陷量。模型地盤土層為原型尺寸 15 m 厚之砂土層，模型建築物設置於砂土試體中央，並在砂土試體自由場與建築物之地下陣列特定深度埋置加速度計與孔隙水壓計，感測器設計位置與離心模型試體剖面圖如圖三所示。本研究共計有十組離心模型試驗，各組試驗條件統整於表一，其中包含兩種相對密度 50 %與 65 %、四種地下水位深度為地表以下 0 m、1 m、1.56 m、3 m，另有兩組試驗將一樓地板換為實心鋁合金作為前導試驗。

表一 試驗編號與條件

試驗編號	相對密度 (%)	土層厚度 (m)	地下水位深度(m)
Test-65-0-R	65	15	0(滿水位)
Test-65-1.56-R	65	15	1.56
Test-65-0	65	15	0(滿水位)
Test-65-1	65	15	1
Test-65-1.56	65	15	1.56
Test-65-3	65	15	3
Test-50-0	50	15	0(滿水位)
Test-50-1	50	15	1
Test-50-1.56	50	15	1.56
Test-50-3	50	15	3



圖三 離心模型試體剖面圖

本研究使用移動式霣降儀製作模型砂土地盤，分別以落距 50 cm、30 cm 製作相對密度 65 %、50%之砂土試體。在霣降進行前，需先至作防水橡皮囊袋並安裝於積層版試驗箱中，以防止飽和沙土中的液體由試驗箱縫隙流出。開始霣降砂土後每累積 1 cm 厚度之砂土便重新調整落距並確認相對密度是否達標，並於特定深度埋置加速度計與水壓計。待砂土層厚度達到預定基礎面高度時放置建築物模型，並將安裝於建築物上之加速度計線材放置於砂土層表面並引導至試驗箱壁以減少線材對於砂土層之影響。模型試體製作完畢後使用滴水飽和法對乾砂試體進行飽和，首先將試驗箱吊入大型飽和箱中，闔上蓋板後將大型飽和箱內空氣以抽氣馬達抽出，待大型飽和箱內接近真空後將飽和液體以每小時不高於 0.6 kg 液體重的速率滴入砂土試體內。試體飽和完成後即可將模型試體安裝至離心機振動台上，並安裝所有量測儀器訊號接頭，以擷取試驗量測資料。

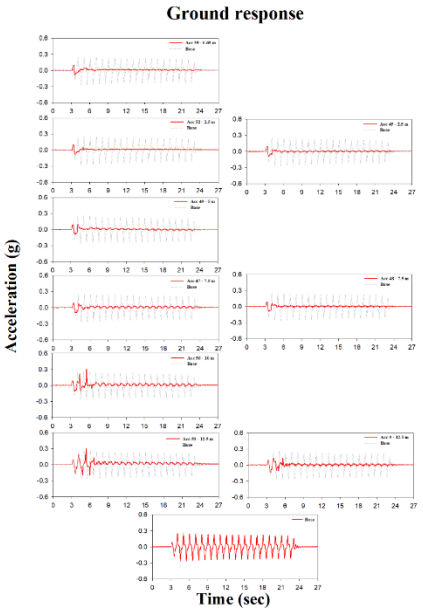
試驗前置工作準備完畢後，啟動離心機控制系統，以每 10 g 為一階段飛行至預定之 65 g 離心加速度場。由控制試遠端操控振動台輸入振動事件，並同時擷取所有量測資料。本研究中每組試驗皆輸入 5 個主要振動事件，其預定原型基盤加速度分別為 0.02 g、0.2 g、0.3 g、0.2 g、0.4 g，頻率 1 Hz、20 個週期數之正弦波。在主要振動事件前會輸入三個微小振動事件作為探測波檢測地盤性質，分別為原型振幅 0.01 g、頻率 2 Hz、1 個週期數之正弦波、振幅 0.01 g、頻率 1 Hz、5 個週期數之正弦波以及振幅 0.01 g、歷時 40 秒之白噪訊號。

四、試驗結果

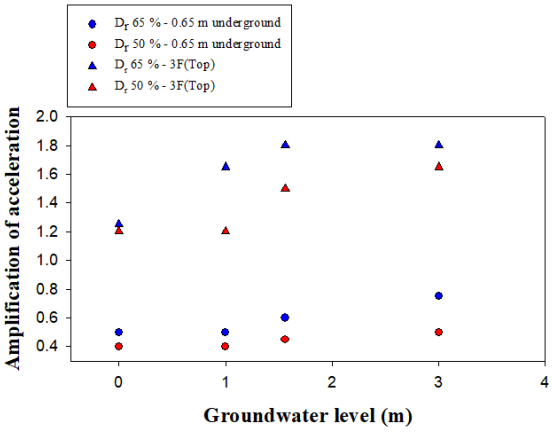
土壤液化係指含水土層受地震力等外力激發超額孔隙水壓而使地盤失去承載能力，然而卻也使得地震之剪力波無法完整的傳遞至地表。圖四為 Test-65-0 輸入第一個振幅為 0.2 g 的主要振動事件時之加速度歷時圖組，圖組下方歷時圖為主要振動事件，圖組往上方則表示愈接近地表。從圖中可觀察出愈往地表處，加速度有衰減的現象，近地表處僅有 1/4 個波形產生，且最大振幅僅為輸入振動之一半。圖五下半部(圓型符號)為輸入振幅為 0.2 g 下地表下 0.65 m 處尖峰加速度值相對於基盤輸入之放大倍率。圖中顯示，雖然地下水位面位於地表處可能使整體地盤造成嚴重的土壤液化情形，然而卻能達到最大的減震幅度。圖五上半部(三角形符號)為結構物頂樓之尖峰加速度值相對於基盤輸入之放大倍率，由圖中顯示其尖峰加速度亦隨地下水位面下降而上升。而相對密度 65 %之地盤雖在地下水位面位於地表時結構物尖峰加速度與相對密度 50 %之地盤非常相近，然而隨著地下水位面下降，較緊密的地盤對於結構物的尖峰加速度有較為顯著的放大效果。

圖六由左至右為 Test-65-1、Test-65-1.56、Test-65-3 分別為地下水位深度在地表下 1m、1.56m 及 3m 條件下(基礎深度為 1.56m)，輸入第一個振幅為 0.2 g 的主要振動事件時之超額孔隙水壓歷時圖組，圖組上方表示愈接近地表，紅色虛線表示該水壓計位置之有效覆土應力。在圖組最下方為地下深度 12.5 m 處，其超額孔隙水壓值受到振動後迅速激發至有效覆土應力大小。然而到深度 7.5 m 以上，相較於深層地盤，愈靠近地表處水壓激發有明顯延遲的情形，並且與有效覆土應力之比值也愈低。而隨著地下水位面愈深，以上現象更加顯著。由此現象可說明當水位面降至地表以下後，即使受震導致土層超額孔隙水壓激發，水壓有空間迅速消散而避免超額孔隙水壓累積造成土壤液化發生。

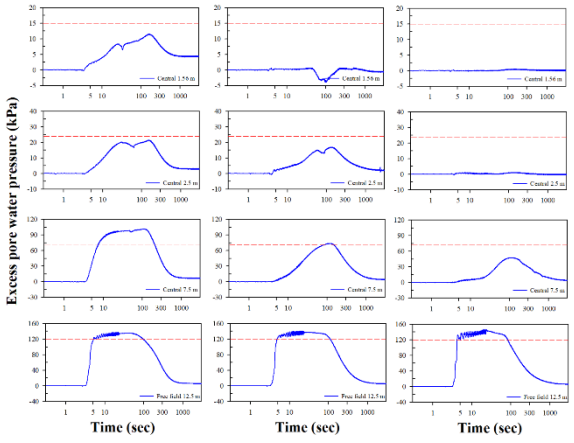
圖七為結構物垂直沉陷量，圖中可觀察到當底下水位面在地表處時結構物有最大的垂直沉陷量，並且隨著地下水位面愈深而顯著減少。以上結果顯示，若進行降低地下水位工法時，或可有效改善結構物遭遇土壤液化而沉陷的情形，然而亦會放大振波對於結構物的影響。



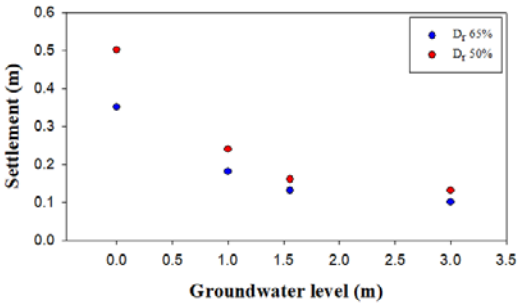
圖四 Test-65-0 主要振動事件之加速度歷時圖組



圖五 結構物頂樓與地表下 0.65 m 處尖峰加速度值相對於基盤輸入之加速度放大倍率



圖六 Test-65-1、Test-65-1.56、Test-65-3 主要振動事件之超額孔隙水壓歷時圖組



圖七 結構物垂直沉陷量

五、結論與展望

本研究共進行十組離心模型試驗，模擬低矮建築物在可液化地盤上之受震行為與降低地下水位工法對於低矮建築物抵抗液化災害的效果。試驗結果顯示隨著地下水位面下降，可有效抑制土層中超額孔隙水壓激發，進而使土層保有其承載力而減少結構物在受震後之沉陷量。然而隨著地下水位面下降，原本土壤液化對於結構物的減震效果亦減少，使得建築物之尖峰加速度放大倍率由 1.2 上升到 1.7 左右。在試驗中相對密度 65 %之地盤隨著地下水位面下降時，其結構物尖峰加速度放大倍率皆明顯大於相對密度 50 %之地盤。其顯示在面對不同地盤條件時，降低地下水位對於結構物在遭遇地震時的受震程度需納入考量。本研究後續將探討結構物與地盤在遭遇二次以上液化後之行為，並完整評估液化地盤減震、降低地下水位面與結構物受震之相互行為。

參考文獻

1. Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, M., and Wilson, D., “Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundation on liquefiable soil.” Geotechnical Engineering, 136(1), 2010, pp. 151-164.
2. 邱義宏，『五層樓淺基礎建築物受震液化反應－離心模型試驗』，碩士論文，國立中央大學土木系，2018。

臺北盆地土壤液化潛勢評估之初步研究

盧志杰[1]　鄧源昌[2]　黃俊鴻[3]

摘 要

本研究目的為利用可靠之鑽孔資料，探討臺北盆地範圍內之土壤液化潛勢。研究首先蒐集並建置可靠鑽孔資料庫。本研究從不同來源蒐集、篩選後，建置出一鑽孔數量超過 4000 孔之鑽探資料庫，整個鑽孔廣布於臺北盆地。鑽孔土壤資料包括統一土壤分類法(USCS)、SPT-N 值、單位重、鑽孔柱狀圖、細料含量等。上述鑽孔土壤資訊再結合地震外力與地下水位，即可進一步執行土壤液化潛勢評估，計算各鑽孔不同深度土層之抗液化安全係數與各鑽孔之土壤液化潛能指數，以評估不同鑽孔剖面之土壤液化潛勢。

關鍵詞：土壤液化、土壤液化潛能指數、鑽探、資料庫

一、前言

1999 年臺灣中部發生 921 集集地震，造成廣泛土壤液化，引起許多學者與工程師的關注。因為當時地震引致許多土壤液化案例，配合完整留存之地震紀錄與地質資料，使得土壤液化研究得以成為當時之顯學。其中，部分臺灣學者基於 Seed 等人(1985)之土壤液化分析研究架構，使用本土及國際液化案例資料，以標準貫入試驗值(SPT-N)為指標，建立一套臺灣本土化之土壤液化簡易評估法，即雙曲線液化強度曲線法(hyperbolic function)，簡稱 HBF 法(黃 等人，2005 與 2012)。

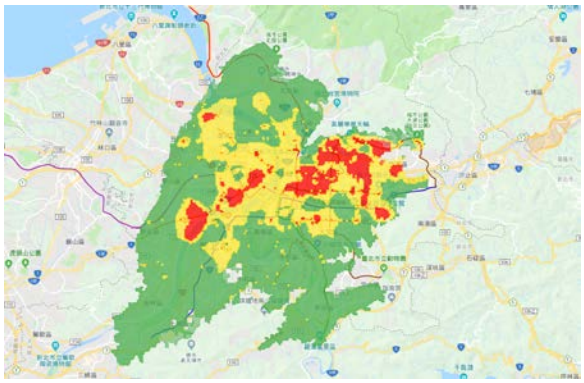
921 地震後事隔約 17 年，在 2016 年南臺灣發生地震規模為 6.6 之美濃地震，於某此位置出現嚴重土壤液化現象，造成建物受損破壞。美濃地震過後，都市區域之土壤液化風險受到大眾關注，中央地質調查所於地震後約一個月即公布初級精度土壤液化潛勢圖。該圖資係基於有限鑽孔所產製之土壤液化潛能指數 P_L 分布圖，並依 Iwasaki 等人 (1978)所建議，定義液化風險分級標準。中央地質調查所公布之初級精度土壤液化潛勢圖資，如圖一。

內政部營建署為了提供大眾更完整土壤液化風險資訊，於當年度積極推動安家固園計畫，期能以行政分區為單位，產製精度更高之中級土壤液化潛勢圖。為了協助計畫之推動，國家地震工程研究中心(NCREE)爭取擔任臺北市與新北市政府安家固園計畫總顧問，期間建立並推廣圖資製作標準作業流程，亦監督臺北市與新北市政府安家固園計畫主採購案廠商(台灣世曦工程顧問股份有限公司)，依據標準流程，如期如質完成計畫各項工作。工作團隊執行計畫期間達 2 年時間餘，已累積豐富執行經驗，並蒐集許多寶貴之鑽探資料。

本研究將以此鑽探資料，探討在設計地震條件下，臺北盆地土壤液化潛勢圖，以及不同液化評估方法對於液化潛勢評估結果之影響。文章內容包含鑽孔資料庫之蒐集與篩選過程、液化分析外力參數之考量、不同土壤液化潛勢評估以及結果差異比較，文章最後將呈現利用本研究建置之鑽探資料庫所建置之臺北盆地土壤液化潛勢圖，並從中呈現各種土壤液化潛勢分級

[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
[3] 國立中央大學土木工程學系教授

之分布情況與比例。



圖一 地調所發布之臺北盆地
土壤液化潛勢初級圖

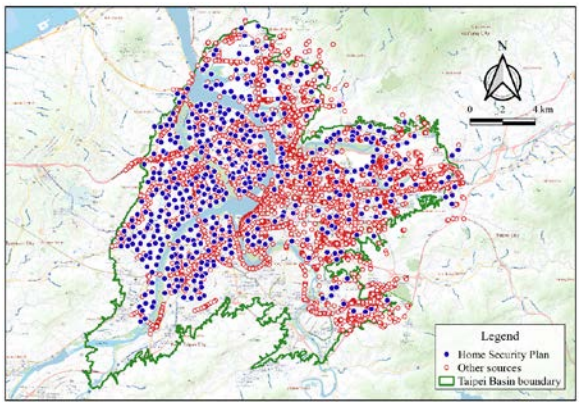
二、鑽孔資料庫建立

除了地震資料外，地質鑽孔為土壤液化評估之重要輸入參數。臺北盆地為高度開發區域，近數十年來許多大型計畫包含大規模土地開發案、公共快速轉運系統、快速道路與高速公路皆已完成，並運行多年。這些公共設施進行許多地質鑽探工作。目前臺北盆地現有鑽孔數量為 12,962 孔，整個地質鑽孔遍布於整個臺北盆地，平均每一平方公里有 53 個鑽孔。

然而，因為早期鑽孔資料之品質控管系統不健全，部分呈交之鑽孔資料品質較差，不適用於土壤液化潛勢評估。因此，鑽孔資料之篩選與查核作業為執行土壤液化評估前之重要工作。在鑽孔篩選過程中，本研究首先區分鑽孔資料品質。以鑽孔資料之完整性作為品質分類準則，分類考量因子包含統一土壤分類結果之正確性、標準貫入試驗 SPT-N 值完整性、土壤基本相關指數性質完整性與正確性，與作者們之大地工程專業判斷。鑽孔品質分類共分四級，第一級鑽孔資料為幾乎毋須修正與補值；第二級鑽孔資料需少量修正與補值；第三級鑽孔資料屬不可靠，並缺乏部分必要資訊；第四級鑽孔資料為極度不可靠，並缺乏大量必要資訊。因為第三、四級鑽孔資料之可靠程度低，故不納入本研究後續土壤液化分析，僅使用第一級與第二級鑽孔資料進行後續分析作業。在所使用之鑽孔資料中，土壤樣本若有部分資訊缺漏，則參考鄰近深度、相似統一土壤分類結果之土壤樣本設定。若無鄰近合適土壤樣本可供參考，則以土壤樣本之統計分析結果設定。

經過上述資料校正與篩選後，可運用於後續土壤液化評估與統計分析之鑽孔數量為 4,876 孔，鑽孔分布圖如圖二所示。其中圖二之實心藍點為 2017~2018 年安家固園計畫之鑽孔，此篩選後鑽孔資料庫主要用於臺北盆地土壤液化評估使用。其中，安家固園計畫為了減少鑽探作業程序之變異性影響，標準貫入試驗之落錘型式採取自動落錘系統，使有良好之鑽探品質。基於臺北盆地安家固園計畫執行之指定鑽孔能量檢測試驗，自動落錘系統之貫入能量比約為 65~70%。

安家固園計畫鑽孔之土壤取樣樣本統計結果顯示液化砂質土壤包含 SM、ML、CL-ML 與其他礫質土共占整體鑽孔土壤之 58.3%。在此液化砂質土壤中，SM 土壤占整體液化土壤之 53.5%。本研究進一步將 SM、CL、ML 土壤進行統計分析，結果顯示，SM 土壤之平均 N 值為 12，其平均細粒料含量為 25%；CL 土壤之平均 N 值為 5，其平均細粒料含量為 94%；ML 土壤之平均 N 值為 9，其平均細粒料含量為 75%。



圖二 鑽孔篩選後之臺北盆地鑽孔分布圖

三、土壤液化潛勢評估

(一)設計地震力與地下水位

地震矩規模(M_w)與水平尖峰地表加速度(PGA)為土壤液化評估所需之地震力參數，根據最新版建築物耐震設計規範及解說，設計地震力迴歸期為 475 年(50 年超越機率為 10%)，必須考慮土壤液化，故本研究亦以此設計地震力執行土壤液化評估。臺北盆地之控制震源為山腳斷層，其 475 年迴歸期之水平 PGA 為 0.24g，對應之 M_w 為 7.3。因為本研究使用之鑽孔皆位於或鄰近臺北盆地，故各鑽孔所使用之地震力參數皆一致。

除了上述地震力參數設定外，地下水位參數亦是土壤液化評估中之重要參數。因臺北盆地過往之淺層地下水位資訊不足，故安家固園計畫規劃並執行多處鑽孔地下水位長期觀測。基於地下水位觀測資料，可確認整年之地下水位變化。本研究之分析地下水位設定為汛期平均水位，使土壤液化評估結果偏保守側。

(二)土壤液化潛勢評估方法

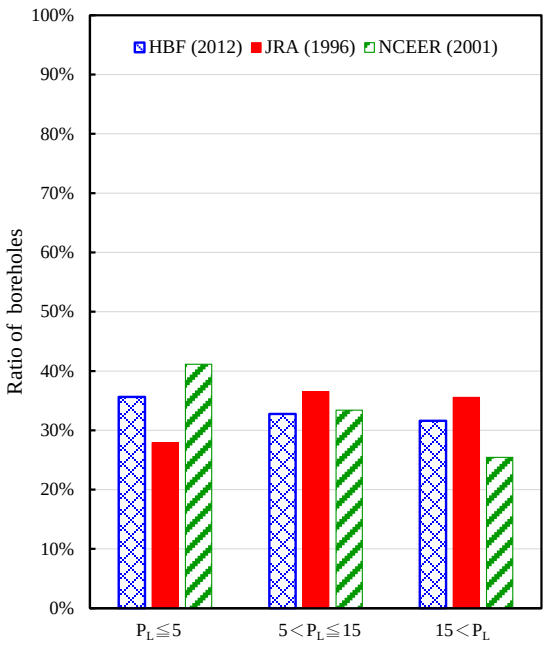
Iwasaki 等人 (1978)提出土壤液化潛能指數 (liquefaction potential index, P_L)以評估各場址之液化影響嚴重程度，目前廣為學術研究與工程實務應用。根據 Iwasaki 等人 (1978)之土壤液化影響嚴重程度分級建議，P_L>15 為高液化潛勢，5<P_L≦15 為中液化潛勢，P_L≦5 為低液化潛勢。

本研究基於黃 等人(2012)之臺灣本土化土壤液化簡易評估 HBF 法分析所得之安全係數剖面進行 P_L 計算，以預測土壤液化潛勢對地表破壞影響程度。須注意即使在使用相同鑽孔資料下，採用不同之土壤液化簡易評估法將得取不同之安全係數剖面，進而獲得不同之 P_L。為了量化不同土壤液化簡易評估法之 P_L 變異性，本研究另外再使用臺灣常用之 NCEER 法(Youd 等人，2001)與 JRA 法(Japanese Road Association, 1996)，探討以 SPT-N 為發展基礎下不同方法之土壤液化潛勢分析結果差異。

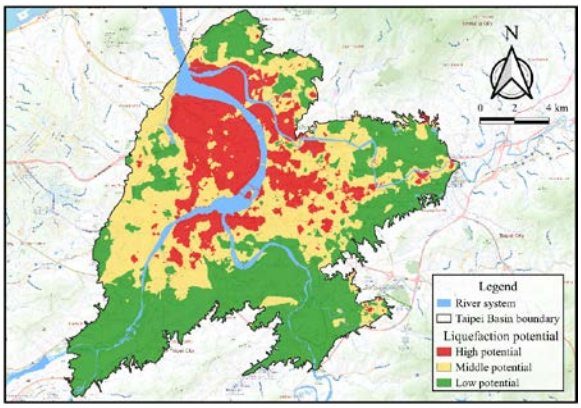
四、簡易土壤液化評估分析結果

各鑽孔之不同土壤液化簡易評估法分析之 P_L 統計結果如圖三，圖中顯示不同 P_L 分級之鑽孔比例皆接近 1/3，占比接近。不同土壤液化簡易評估法之 P_L 分析結果差異不明顯，意指目前所用之簡易評估法對本研究鑽孔案例之抗液化安全係數評估影響差異不大。

本研究使用 HBF 法，進行各鑽孔液化評估之分析，並利用 Iwasaki 等人 (1978)建議之方式，求得液化潛能指數 P_L 後，利用鑽孔座標及 P_L 值進行克利金內插，求得分析區域內所有離散網格之 P_L，進而產製設計地震力下臺北盆地之土壤液化潛勢圖，如圖四所示。各土壤液化潛勢等級之實際分布面積與面積比例如表一所示，土壤液化高潛勢地區之面積為 65.6 km^2，佔整體臺北盆地面積之 25%。土壤液化中潛勢地區之面積為 95.0 km^2，佔整體臺北盆地面積之 36%。土壤液化低潛勢地區之面積為 101.3 km^2，佔整體臺北盆地面積之 39%。高潛勢區域廣泛分布於淡水河與基隆河之中游與下游，一般而言，低液化潛勢區域多分布於遠離河流之位置。



圖三 不同液化風險 P_L 等級之鑽孔比例



圖四 臺北盆地改良版土壤液化潛勢圖

表一 臺北盆地各級潛勢實際面積與比例

面積 (km^2)/ 面積比例 (%)		
低潛勢	中潛勢	高潛勢
101.3/39	95.0/36	65.6/25

五、結論

本研究蒐集不同資料來源之鑽孔資料，並且透過資料分級與篩選流程建立可靠鑽孔資料庫。整體臺北盆地可靠鑽孔資料庫之鑽孔數量共 4,876 孔，研究區域中平均每平方公里有約 20 個鑽孔。研究更進一步以此資料庫產製更可靠之土壤液化潛勢圖，供各界參考使用。在過去有紀錄之歷史地震中，臺北盆地未曾發生土壤液化，因此本研究蒐集之鑽孔資料尚未受到強烈地震擾動。未來有強烈地震引發土壤液化，這些可靠、未曾液化之鑽孔資料可與臺北盆地地震測站資料連結，驗證不同土壤液化潛勢簡易評估法之適用性，以及土壤液化潛勢圖之合理性。

本研究所產出之土壤液化潛勢圖與中央地質調查之初級土壤液化潛勢圖資有一定程度之差異，其原因可能與鑽孔數量與品質、分析方法、地下水位資料、內插方式等有關。臺北盆地中，大部分地區之表土層屬於松山層之松六層，該層富含黏土，厚度約 3~8 公尺，此隱含臺北盆地表層為非液化材料。Ishihara (1985)指出地表非液化土層可以限制土壤液化之表面徵兆，若未來土壤液化潛勢分析與製圖可納入此因子，將可大幅降低高液化潛勢預測面積，提升低液化潛勢預測面積結果。

誌謝

本研究承蒙內政部營建署安家固園計畫、臺北市政府與新北市政府委辦計畫提供經費支持，作者深表謝意。本文所提相關分析研究結果與論述為作者立場，不代表臺北市政府與新北市政府之政策與意見，在此澄清。

參考文獻

1. 黃俊鴻、楊志文、陳正興，2005，「本土化液化評估方法之建議-雙曲線液化強度曲線」，地工技術，第 103 期，第 53-64 頁，台北。
2. 黃俊鴻、陳正興、莊長賢，2012，「本土 HBF 土壤液化評估法之不確定性」，地工技術，第 133 期，第 77-86 頁，台北。
3. Ishihara, K. (1985). “Stability of natural deposits during earthquakes,” Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 321-376.
4. Iwasaki, T., F. Tatsuoka, K. Tokida, and S. Yasuda (1978). “A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan,” Proceedings of the 2nd international conference on microzonation for safer construction—research and application, San Francisco, CA, 885-896.
5. JRA (Japan Road Association), (1996). Road bridge specifications: part V Series of earthquake-proof design. (in Japanese)
6. Seed, H.B., K. Tokimatsu, L.F. Harder, and R.M. Chung (1985). “Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation,” J. of Geot.Engr., ASCE, 111(12), 1425-1445.
7. Youd, T.L., I.M. Idriss, R.D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J.T. Christian, R. Dorby, W.D.L. Finn, L.F. Harder Jr, M.E. Hynes, K. Ishihara, J.P. Koester, S.C. Liao, W.F. Marcuson III, G.R. Martin, J.K. Mitchell, Y. Moriwaki, M.S. Power, P.K. Robertson, R.B. Seed, K.H. Stokoe II (2001). “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils,” Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(10), 817-833.

高屏地區孕震及速度構造研究

黃有志[1]　張議仁[2]　溫士忠[3]　林哲民[4]　謝宏灝　張志偉[5]

摘 要

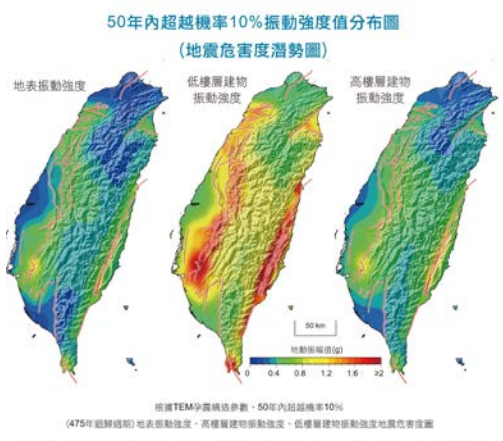
臺灣位處於環太平洋地震帶，受到板塊碰撞影響，地震活動頻繁，地體構造複雜。臺灣西南部有許多活動斷層，根據災害性歷史地震分布與評估，認為是地震高風險區。加上都會區人口密集，有許多老舊建築，地表鬆軟的沖積層易造成震波放大與土壤液化等災害。本研究統整分析近期國震中心及中正大學，位於臺灣西南部及恆春半島的寬頻地震觀測網資料。發現臺灣西南部的地震活動主要集中在深度 20 公里以內，也求取地震活動度的 b 值，及解算震源機制解。此外，再藉由分析環境背景雜訊，進一步探求恆春半島的地下速度構造。未來將與活動斷層、孕震構造及地下水分布等相關資訊比對，以判斷地震活動潛勢、區域應力改變，提供地震動模擬、強地動潛勢與災損評估之基礎，期望能減輕下個地震可能帶來之危害。

關鍵詞：臺灣西南部、恆春半島、地震活動、環境背景雜訊、速度構造

一、研究動機

臺灣地區受到歐亞板塊與菲律賓海板塊相互碰撞及隱沒作用影響，地體構造複雜，地震活動頻繁，造山運動劇烈（Tsai et al., 1977；Tsai, 1986）。根據長年 GPS 觀測結果顯示，臺灣本島之地表變形與應變累積，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與西部平原交界。這兩個地區，涵蓋大部分已知活動斷層，也是主要災害性地震發生位置（Hsu et al., 2009）。

依據災害性歷史地震統計結果發現，臺灣西部平均約 30－40 年，會發生大規模災害地震（鄭世楠，2014）。因此，臺灣地震科學中心和地震災害鏈風險評估及管理研究中心，針對活動斷層及可能的孕震構造，進行危害度評估（圖一；Wang et al., 2016）。今年 3 月，經濟部中央地質調查所也公布陸地上 33 條活動斷層，在 50 年內發生地震規模大於 6.5 之機率。結果都一再顯示，臺灣地區地震危害潛勢相對較高區域，除了花東縱谷之外，臺灣西南部也是一大隱憂。



圖一 臺灣地震危害度潛勢圖(地震災害鏈風險評估及管理研究中心)。

此外，西部平原的都會區人口密集，目前仍有許多未補強的老舊建築。再加上地震時，地表鬆軟的沖積層容易造成震波放大，也常伴隨土壤液化等災害（郭俊翔

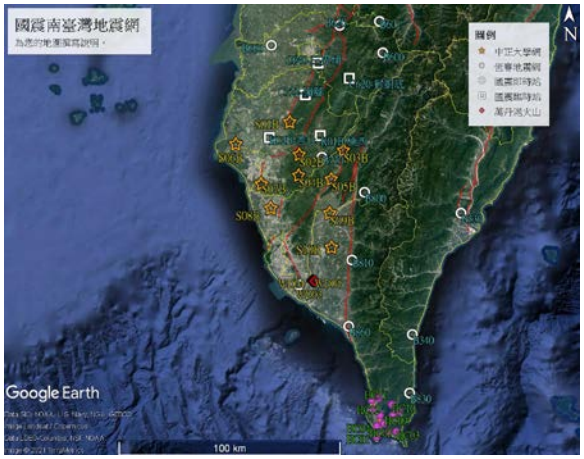
[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員
[3] 國立中正大學地球與環境科學系副教授
[4] 國家地震工程研究中心研究員
[5] 國家地震工程研究中心助理技術師

等，2015）。因此，近年來國震中心與內政部營建署合作，致力推動公有及私有建築耐震階段性補強，以期望能減輕下次災害性地震可能帶來之危害。

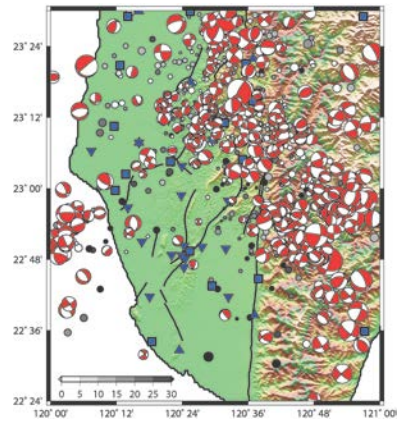
二、臺灣西南部地震活動

根據國震中心之前於南部科學園區的地震活動監測結果，發現在觸口、木屐寮和六甲斷層附近的地震密度較高，旗山斷層北端也有些地震群集現象（林哲民等，2010）。另外，臺灣西南部的古亭坑層，又稱為「月世界」或「惡地」地形，厚度達數公里，會影響地震動大小與災情，也常發生泥火山噴發活動（郭麗秋等，2019；Wen et al., 2020）。推測泥火山的位置與噴發活動，可能與底下的泥貫入體分布，或是附近斷層與地震活動所造成的擾動有關（Ching et al., 2016）。

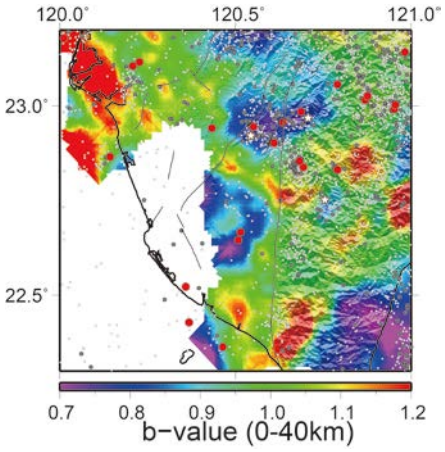
統整分析國震中心與中正大學，在臺灣西南部架設的臨時地震網（圖二）。進行資料收集與處理，地震監測與定位，解算震源機制解，及利用 b 值評估地震活動度。圖三顯示高屏地區之地震活動，主要集中在西北－東南向的旗山轉換斷層帶。雖然沖積平原的地震較少，但是在臺南市外海，有群規模 3 左右的地震。另外，從圖四發現，較大規模地震發生在 b 值低區。



圖二 本研究整合分析的地震觀測網（國震固定站：白色空心圓；國震臨時站：白色正方形及紅色菱形；中正大學臨時站：橘色星形；恆春斷層臨時站：紫色實心圓）。



圖三 臺灣西南部地震活動與震源機制解。



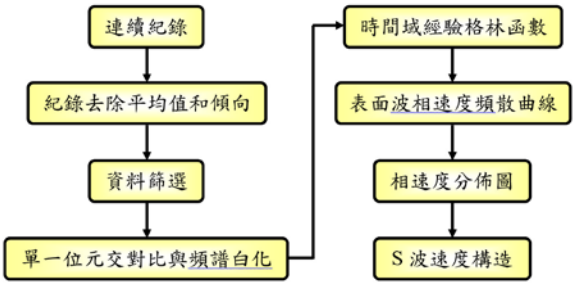
圖四 臺灣西南部 0－40 公里 b 值分布圖（紅色圓圈：規模 5 地震；白色星形：規模 6 以上地震）。

三、恆春半島速度構造

恆春半島位於中央山脈最南端，是板塊碰撞所形成之增積岩體，以覆瓦狀褶皺逆衝斷層帶為主。而恆春斷層是一向東傾的逆斷層，大致位於山麓與平原區交界，斷層兩端可能往海上延伸，一般認為有較高之斷層活動潛勢（陳文山，2005）。

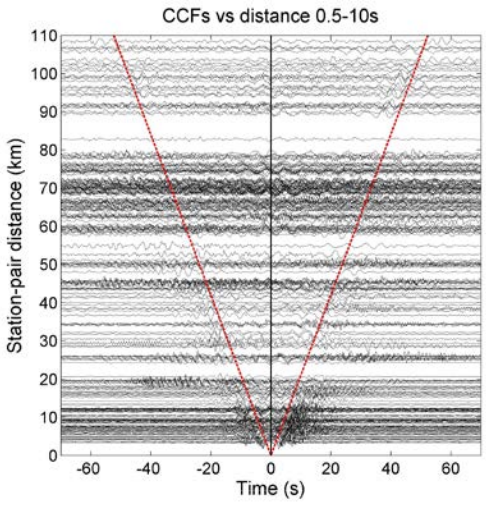
分析環境背景雜訊（ambient seismic noise）探求地下速度構造，經過理論方法驗證，證實研究結果的可靠性，已被廣泛接受應用。環境背景雜訊以表面波方式傳播，因此具有頻散特性，波速隨頻率變化，反應不同深度之地層速度。簡言之，把每兩個地震站的連續紀錄，經由交對比及長時間疊加平均，可進一步獲得觀測網底下的速度構造（Weaver, 2005）。至於解析的

速度構造深度與側向解析力，主要與地震網的大小及測站密度有關。本研究的資料處理流程如圖五所示，與近期發表的研究成果（Huang et al., 2018）雷同，不再贅述。

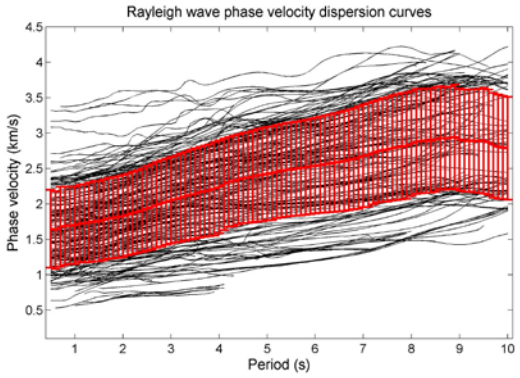


圖五 資料處理流程。

近年來，國震中心執行恆春半島地震活動監測計畫，在恆春斷層周遭架設 12 個 Güralp CMG－6TD 寬頻地震儀，測站間距約 5 公里。本研究試著結合附近國震中心其他 11 個寬頻地震站，總共約有 23 個寬頻地震站（圖二），試著解析恆春半島速度構造。選擇西元 2018 年，一整年的垂直向連續紀錄，取樣率降到 20 Hz，以每天為單位，分析週期 0.5－10 秒，交對比時間長度 100 秒。圖六把所有疊加平均的交對比函數，依照測站對距離遠近排列，隱約可見時間域經驗格林函數訊號，大致以視速度 2.1 公里/秒傳播。圖七顯示每組測站對，所挑選出 0.5－10 秒雷利波相速度頻散曲線，與平均值及標準差。

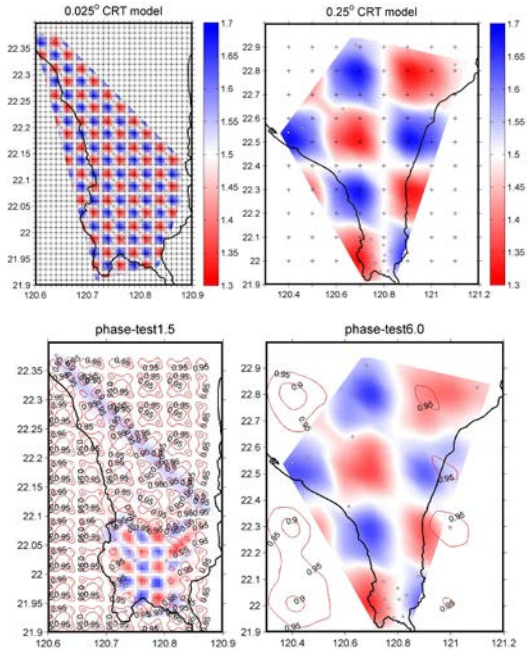


圖六 疊加後週期 0.5－10 秒的交比函數依測站對距離排列，紅色虛線標示時間域經驗格林函數訊號，視速度約 2.1 公里/秒。

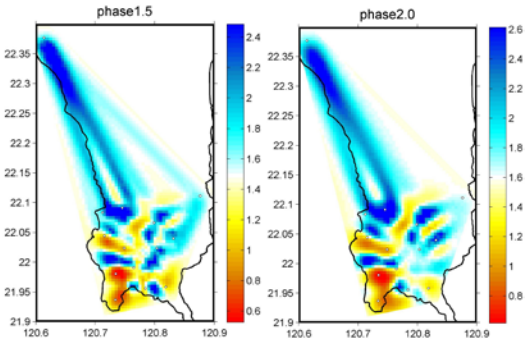


圖七 每組測站對挑選出 0.5－10 秒雷利波相速度頻散曲線（黑線），及平均值與標準差（紅線）。

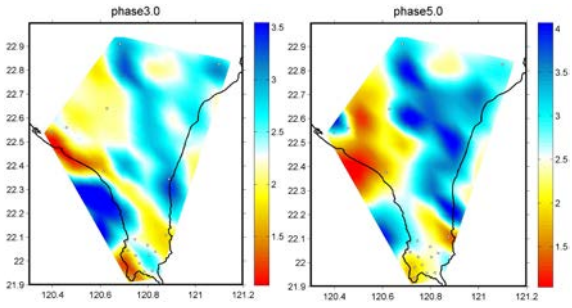
接下來選擇以 0.025°與 0.25°等速度模型，進行棋盤格解析度測試，了解研究區域的側向解析力（圖八）。由於恆春斷層附近的測站較為密集，可回復到 0.025°初始模型。恆春半島其他地區，因測站距離較遠，僅能回復到 0.25°初始模型。於是恆春斷層周遭的層析成像，以 0.025°棋盤格速度模型所用的 0.01°格點，獲得 1－2 秒雷利波相速度分布圖（圖九）。恆春半島其他地區的層析成像，以 0.25°棋盤格速度模型所用的 0.1°格點，獲得 1－10 秒雷利波相速度分布圖（圖十）。初步發現恆春斷層與潮州斷層，大致介於高低速之間。



圖八 棋盤格解析度測試的 0.025°與 0.25°模型（上）與回復結果（下）。



圖九 恆春斷層附近週期 1.5 秒及 2.0 秒的雷利波相速度分布圖。



圖十 恆春半島週期 3.0 秒及 5.0 秒的雷利波相速度分布圖。

四、未來展望

未來將結合臺灣西南部與屏東半島的研究結果，進一步逆推淺部地殼 S 波速度構造。將速度分布特性與活動斷層、孕震構造與地下水分布等資訊，相互比對及討論分析。以了解斷層的活動度，建立相關評估參數，提供後續地震動模擬、強地動潛勢與災損評估之基礎與參考依據。

參考文獻

1. Ching, K. E., Gourley, J. R., Lee, Y. H., Hsu, S. C., Chen, K. H., and Chen, C. L., Rapid deformation rates due to development of diapiric anticline in southwestern Taiwan from geodetic observations, Tectonophys., 292, 241-251, 2016.
2. 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.
3. Huang, Y. C., Ohkura, T., Kagiyama, T., Yoshikawa, S., and Inoue, H., Shallow volcanic reservoirs and pathways beneath the Aso caldera revealed using ambient seismic noise tomography, Earth Planets Space, 70, 169, 2018.
4. Tsai, Y. B., Seismotectonics of Taiwan, Tectonophys., 125, 17-37, 1986.
5. Tsai, Y. B., Teng, T. L., Chiu, J. M., and Liu, H. L., Tectonic implications of the seismicity in the Taiwan region, Mem. Geol. Soc. China, 2, 13-41, 1977.
6. Wang, Y. J., Chan, C. H., Lee, Y. T., Ma, K. F., Shyu, J. B. H., Rau, R. J, and Cheng, C. T., Probabilistic seismic hazard assessment for Taiwan, Terr. Atmos. Ocean. Sci., 27, 325-340, 2016.
7. Weaver, R. L., Information from seismic noise, Science, 307, 1568-1569, 2005.
8. Wen, Y. Y., Yen, Y. T., Kuo, C. H., and Ching, K. E., Source and strong-motion characteristics of two M＞6 buried earthquakes in southwest Taiwan, Earth Planets Space, 72, 188, 2020.
9. 林哲民、張道明、溫國樑、謝宏灝、陳阿斌、張麗琴、郭俊翔，2010，台灣科學園區微震監測，國家地震工程研究中心報告，NCREE-10-020。
10. 陳文山、李偉彰、黃能偉、顏一勤、楊志成、楊小青、陳勇全、宋時驊，恆春半島增積岩體的構造與地層特性：全新世恆春斷層的活動性，西太平洋地質科學，第 5 卷，129-154 頁，2005。
11. 郭俊翔、陳俊德、溫國樑、林哲民、謝宏灝，2015，淺層剪力波速構造調查—台灣西部平原，國家地震工程研究中心報告，NCREE-15-005。
12. 郭麗秋、林建緯、黃俊翔，一片美好臺灣西南泥岩惡地，地質，第 38 卷，第 1 期，54 頁，2019。
13. 鄭世楠，臺灣地區歷史地震文獻資料庫，地質，第 33 卷，第 3 期，22-27 頁，2014。

土氡時序資料統計分析結果-以北部三界站為例

瓦里亞[1]　林世榮[2]　亞耳文[3]　李曉芬[4]

摘 要

在本研究中，對台灣北部三界測站的土壤氡氣時間序列進行統計分析，由皮爾森相關係數找出土氡變化與溫度、壓力、濕度和降雨之間的相關性。將氡氣時間序列轉換成單筆/每小時之記錄間隔，再拆解出三個序列(包含季節性、趨勢線及殘差值)，以利識別可信的異常值。初步結果顯示，分解後的氡氣殘差變化與地震和降雨事件有關，此方法有助於我們識別氡氣異常，儘管數值受到降雨或其他氣象參數影響。

關鍵詞：氡氣時間序列、皮爾森相關係數、拆解、地震前兆

一、前言

時至今日預測地震仍是地科領域中一項令人關注的議題，目前尚未有一模型或公式可以精準預測地震到來。然而有許多學者事後發現，這些大地震發生前數小時到數月，會有異常的地球化學反應訊號(Yang et al., 2006；Cicerone et al., 2009；Matsumoto and Koizumi, 2011；Martinelli,2015；Fu et al.,2017a)。在所有地球化學異常訊號中，氡氣(222Rn)常被視為有效的地化前兆反應項目之一(Walia et al., 2009a,2009b；Nicoli et al., 2019；Fu et al., 2017b,2017c)，透過土壤及地下水中氡氣的監測所呈現出時序變化，對於研究地球動力學方面提供重要線索。

土壤氡氣從地表下逸散至地面的過程，不僅受到地震事件的影響，還受到諸如降雨、溫度、相對濕度和壓力等大氣環境影響(Kumar. et.al.,2015；Arora. et.al.,2017)。因此，氡氣異常的變化或不規律的模式，通常不易識別出是由地震事件引起或天候變化所造成，為避免將氡氣異常誤判為地震的前兆，需要使用透過統計分析工具，盡可能濾除大氣因子對土氡時序資料的影響(Torkar et al., 2010；Kumar et al., 2015；Arora et al., 2017)。

本研究多年來已在新竹新城斷層(HC)、台南新化斷層(HH)、宜蘭礁溪(JS)及台北金山山腳斷層(SJ)附近，設置土氡氣體觀測站，長期記錄斷層帶上土壤氡氣時序變化，如圖一。目前針對北部三界測站(SJ)土壤氡氣時序資料進行了統計分析，利用皮爾森相關性分析，找出與溫度，壓力，濕度和降雨事件與氡氣變化的相關性。此外，再將氡氣變化時間序列資料拆解出三個序列(包含季節性、趨勢線及殘差值)。

二、方法及儀器

[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
[3] 國家地震工程研究中心專案副研究員
[4] 國家地震工程研究中心副研究員

皮爾森相關係數：

皮爾森(Pearson)相關係數在統計學定義為兩個變量之間關係的強度及其相互關聯的度量，換言之，皮爾森相關係數計算一個變量在另一個變量發生變化時的變化效果。相關係數公式可找出變量之間的關係，此數值會介於-1 和 1 之間。皮爾森相關係數公式如下，透過相關性來探討兩個變量的關係性強度。

$$r = \frac{N\Sigma xy - \Sigma x\Sigma y}{\sqrt{[N\Sigma x^2 - (\Sigma x)^2][N\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2]}}$$

其中：

N = number of pairs of scores
Σxy = sum of the products of paired scores
Σx = sum of x scores
Σy = sum of y scores
Σx^2 = sum of squared x scores
Σy^2 = sum of squared y scores

時間序列拆解：

時間序列可將某一現象所發生的數量變化，依時間的先後順序排列，可用來預測現象發展方向及數量，將時間序列拆解為幾個組成有助於後續分析，每個組成均可部分代表一個潛在的類型。時間序列資料包含以下三種類型：趨勢性、週期性和循環性，在將時間序列拆解為各個組成部分時，通常會將趨勢和循環性資料組合為單個趨勢循環組成)有時為簡單起見也稱為趨勢資料)。因此，最終我們將土氡時序列資料拆解成三個部分：趨勢成分、週期成分和殘差成分(扣除前兩項後之數值）。

時序資料(時間序列)又可以分成加性模型 (additive) 與與乘性模型(multiplicative)兩種，兩者拆解的公式如下：

加性模型(additive)：

$$Y_t = S_t + T_t + R_t$$

其中 Yt 為原始資料,St 為週期資料,Tt 為趨勢資料,Rt 為殘差值。

乘性模型(multiplicative)：

$$Y_t = S_t * T_t * R_t$$

如果季節性波動的幅度或週期趨勢不隨時間序列的不同而變化，則加性模型是最合適的，本研究即是採用加性模型。而當季節性模式的變化或週期趨勢與時間序列的不同成正比時，則乘性模型更為合適，一般乘性模型多應用在金融市場分析。

氡氣監測：

本研究使用美國 Durridge 公司生產之氡氣分析儀(RAD7)，置於三界測站內以 15 分鐘的紀錄間隔，連續收集地表下之土氡濃度變化，時序資料中的大氣及地震資料取自中央氣象局。由於收錄之大氣及降雨資料為單筆/小時記錄間隔，須將原始土氡資料以平均值計算方式轉換為單筆/小時間隔，以保持資料比對時之一致性。

三、結果及討論

為了確保數據的連續性和規律性，先選取一完整數據(2019/06/01~2020/05/31)。圖二為三界測站 2019 年 6 月 1 日到 2020 年 5 月 31 日土壤氡氣濃度、土壤溫度、土壤濕度、大氣壓力及降雨之時序資料。表一及圖三 a、b、c 和 d 為本研究中使用皮爾森方法計算之土氡與土壤溫度、大氣壓力、土壤濕度和降雨的相關性，相關係數(r)分別為 0.11，-0.3，-0.16 和 0.06。

皮爾森相關(r)是將兩組數據間的關係以一個數值(1～-1)來呈現。儘管如此，還是有方法可以使用皮爾森相關性來觀察其短時間的相關性，此計算方法是通過在信號的一小部分中測量皮爾森相關性，然後重複滾動過程直到整個信號被覆蓋為止。在本研究計算了氡氣數據中的皮爾森相關性，並沿著 30 天的滾動窗口重複了該過程，直到覆蓋了整個信號。從圖三觀察到氡氣不僅受單一參數控制，而且還

由多種參數控制。與其他氣象參數的影響相比，可以看出土壤氡氣逸氣速率與降雨之間存在顯著的相關性。

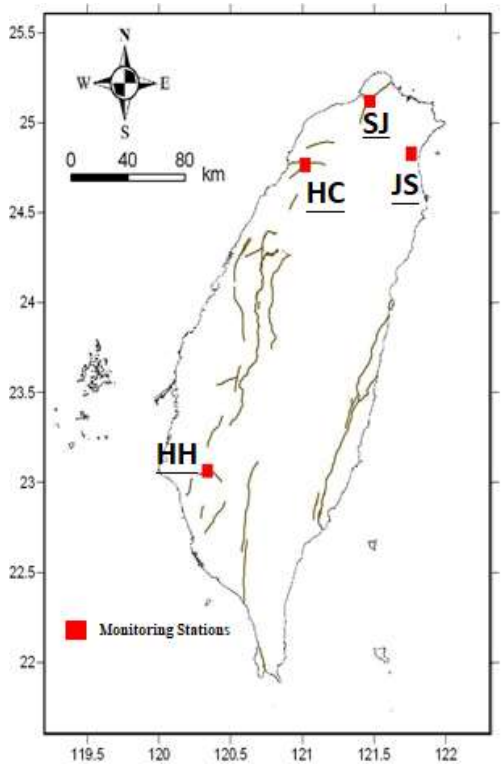
在數據處裡上使用 Python 程式，利用 Pandas 等函式庫，將氡氣時間序列拆解並做後續分析，Python 程式在處理數據和統計計算時提供了很大的靈活性。氡氣時間序列透過多項式擬合法(polynomial fitting method)拆解後，我們使用三次方程式來擬合這個資料序列，並找出相關係數。首先，找出時間序列的總體趨勢，然後從原始氡氣時間序列中減去了總體趨勢分量，之後得出季節性分量，再減去季節性分量，最後得到一氡氣時間序列殘差分量。拆解結果如圖四，依序為原始氡氣時間序列、扣除趨勢成分後、扣除季節成分後和殘差分量。

氡氣殘差時序資料具有不規則的模式，為探討氡氣殘差時序資料與研究期間地震事件之關聯性，地震事件篩選條件如下：1. 測站震度大於 1 級；2. 震源深度≤40km；3. 震源與測站距離(R)<100 km；4. D/R 比值≥1 之地震，其中 $D = 100.43^{M}$ 為 Dobrovolsky (1979)提出地震規模(M)與體積應變量之最大半徑(D)之經驗公式。對於短時間內發生的多起地震，則是選取氡氣異常前最大的一起地震(Kumar et.al, 2009)。本研究中，將氡氣異常值門檻設定為平均值加上 2 倍標準差，超過此數值視為異常。

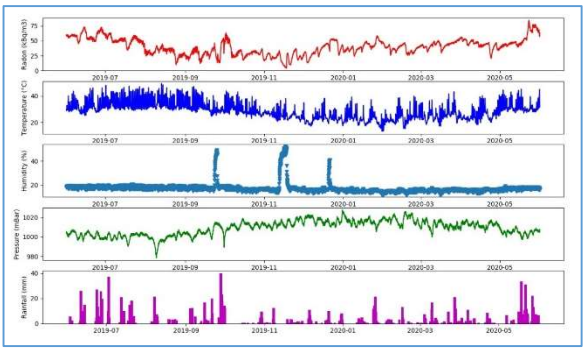
在過去一年期間，共有九次地震事件符合先前設定的地震篩選門檻(圖五)。紅框區顯示已記錄的地震事件，但原始土氡和並未有呈現異常；黃框區顯示殘值土氡數據已達異常 2σ 門檻，此時間段前後，測站附近有對應的地震事件。以地震事件編號 3、4 及 5 為例，原始土氡數據未顯示任何異常值，但氡氣殘差時序資料已達 2σ 之異常門檻值，推測是該時間同時有降雨事件影響，使氡氣逸氣現象受阻，掩蓋了異常現象。

表一 時序資料之土氡與土壤溫度、大氣壓力、土壤濕度和降雨之相關係數

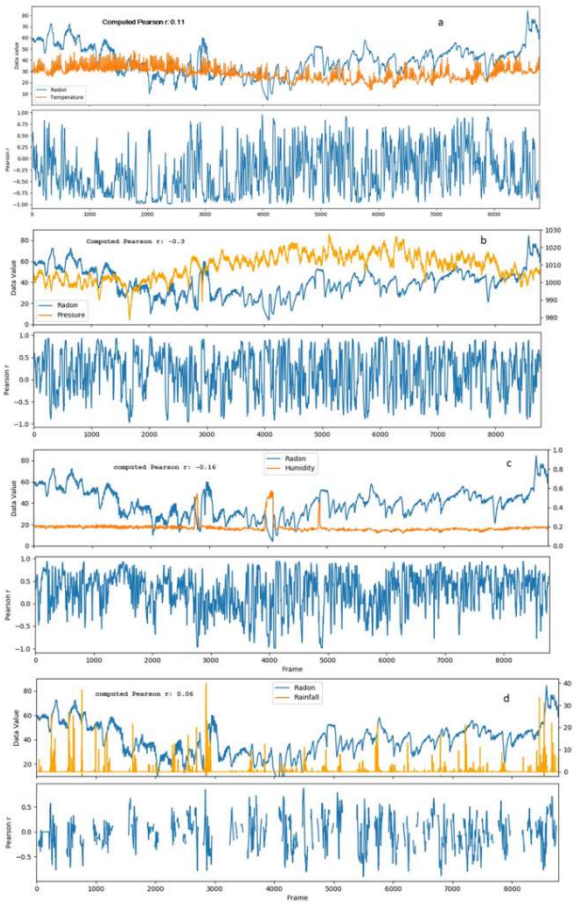
土氡與土壤溫度	土氡與大氣壓力	土氡與土壤濕度	土氡與降雨
0.11	-0.3	-0.16	0.06



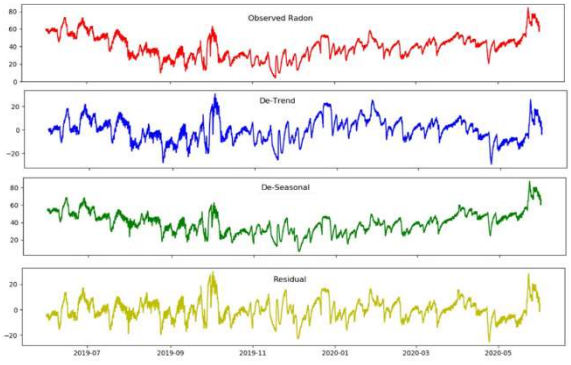
圖一 全台土氡測站分布圖(SJ：三界站)



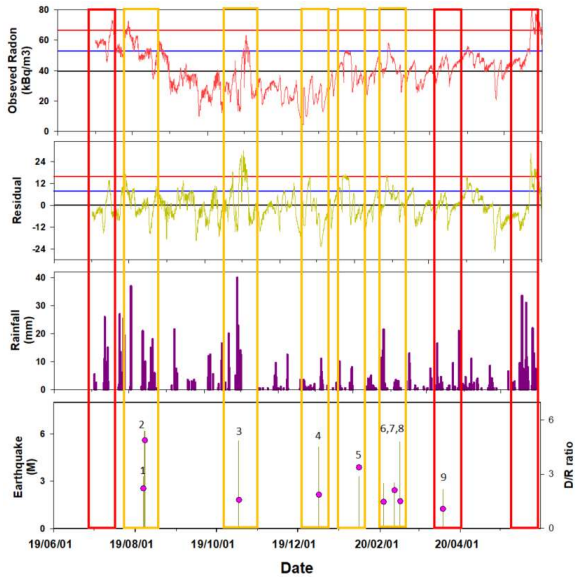
圖二 三界測站之土壤氡氣濃度、土壤溫度、土壤濕度、大氣壓力及降雨之時序資料(2019/06/01 ~ 2020/05/31)。



圖三 以 30 日做為計算滾動平均之窗口，計算土氡時序資料與(a)土壤溫度、(b)大氣壓力、(c)土壤濕度及(d)降雨量之實時相關係數變化



圖四 氡氣時序資料透過多項式擬合法拆解結果(依序為原始氡氣時間序列、扣除趨勢成分後、扣除季節成分後和最後殘差分量)



圖五 三界測站之原始土氡資料、氡氣殘差分量、降雨及地震事件時序圖 (2019/06/01~2020/05/31)

參考文獻

Fu CC, Yang TF, Chen CH, Lee LC, Wu YM, Liu TK, Walia V, Kumar A, Lai TH (2017b) Spatial and temporal anomalies of soil-gas in northern Taiwan and its tectonic and seismic implications. J Asian Earth Sci 149: 64-77.

Kumar A, Walia V, Arora BR, Yang TF, Lin SJ, Fu CC, Chen CH, Wen KL (2015) Identifications and removal of diurnal and semi-diurnal variations in radon time-series data of Hsinhua monitoring station in SW Taiwan using singular spectrum analysis. Nat Hazards 79(1): 317-330.

Walia V, Yang TF, Lin SJ, Hong WL, Fu CC, Wen KL, Chen CH (2009b) Continuous temporal soil-gas composition variations for earthquake precursory studies along Hsincheng and Hsinhua faults in Taiwan. Radiat Meas 44:934-939.

Yang TF, Fu CC, Walia V, Chen CH, Chyi LL, Liu TK, Song SR, Lee M, Lin CW, Lin CC (2006) Seismogeochemical variations in SW Taiwan: multi-parameter automatic gas monitoring results, Pure Appl Geophys 163, 693– 709.

創新鋼造建築物近斷層耐震技術研發及振動台試驗
一層樓子構架實驗

周中哲[1]　沈厚寬[2]　王孔君[3]

摘 要

此計畫結合科技部計畫與美國 UCSD 合作實驗技術研發，先於 2021 年 3 月進行一層樓子構架試驗，預計 2021 年 5 月進行柱受軸力及地震力下之混合模擬試驗(Hybrid Simulation Test)，將寬厚比 b/t 不同的空心箱型鋼柱放入一層樓子構架中於固定軸力進行反覆側向載重，觀察整體構架與各構件行為，並比較不同軸力比與不同寬厚比之鋼柱行為。5 月將運用非線性結構分析軟體(PISA3D)進行混合模擬試驗，研究一樓柱在近斷層地震下的反應，此實驗將為全世界第一次以柱受軸力及近斷層地震力為實驗構件的混合模擬技術開發。

關鍵詞：空心箱型鋼柱、寬厚比、PISA3D、反覆載重試驗、混合模擬試驗

一、前言

本研究延續高強度鋼柱於高軸力下之耐震行為研究，前一年研究中設計及分析高強度箱型鋼柱組成之七層樓鋼造挫屈束制斜撐構架，目前取七層樓構架中一層樓之中間柱子構架(圖一)進行實尺寸實驗，以克服前一年二層樓構架實驗，主因為進行縮小鋼柱實驗會有縮尺鋼柱製造上焊接造成構件不平整的問題。此一層樓實尺寸的實驗構架共計進行八組試體其柱受中高軸力下的耐震試驗，其中四支梁柱試體為美國 UCSD 的 NIST 計畫所資助，在此同樣的構架中進行四支箱型鋼柱(台灣)及四支 H 型鋼柱(美國)測試。台灣規範(2010)對於矩形或方形中空箱型柱塑性斷面之寬厚比限制 $30/\sqrt{F_{yn}}$，但對全滲透焊接箱型鋼柱其寬厚比限制可以放寬到 $45/\sqrt{F_{yn}}$，試驗規劃為探討在不同寬厚比以及不同軸力作用影響下，觀察整體構架與各構件的行為，檢驗現行台灣規範對於寬厚比及軸力的適用性，並於台灣首次進行子構架梁柱系統的混合模擬試驗(Hybrid Simulation Test)以研究柱在軸力及地震力下的行為。

二、一層樓子構架設計

試驗規劃四組全尺寸箱型鋼柱及梁試體，四組試體所用鋼梁尺寸皆相同，圖一為一層樓實尺寸高強度構架第一組試體之實驗配置(2021 年 3 月)。

HBC-16-25-S 與 HBC-16-40-S 為相同寬厚比 b/t (b/t = 16.2)、不同軸力(25%及 40%)下鋼柱行為；HBC-16-25-S 與 HBC-20-25-S 為探討現行台灣規範對於 b/t 放寬 ($45/\sqrt{F_{yn}}$=21.7)是否可行；另外一組試體規劃配合使用非線性結構分析軟體 PISA3D 來進行混合模擬試驗(Hybrid Simulation test)，目的是藉由實際地震輸入至七層樓構架中，研究一樓柱在真實地震下的反應。

三、一層樓子構架實驗結果

2021 年 3 月 3 日進行第一組試體 HBC-16-25-S 測試，由於實驗至一樓柱層間位移角 3%第二圈時北側外接梁產生側向扭轉挫屈(Lateral Torsional Buckling)，實驗因而停止，預計於南北側梁各額外增加一組側撐來防止梁扭轉挫屈發生。一樓柱層間位

[1] 國立臺灣大學土木工程學系教授
[2] 國立臺灣大學土木工程學系碩士生
[3] 國家地震工程研究中心研究員

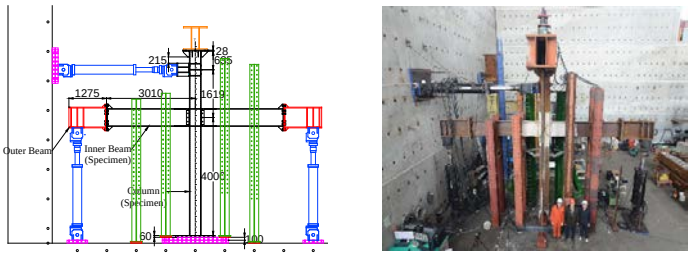
移角 3%正迴圈第二圈時觀察到梁之腹板挫屈嚴重達到 20 mm，翼板挫屈量也有 5 mm，但柱底皆未觀察到挫屈。

制動器對構架側位移之遲滯曲線如圖三所示。圖二(a)可以發現水平制動器之力量隨著構架側位移角增加而上升，由於實驗至一樓層間位移角 3%時南北側梁未嚴重挫屈，水平制動器力量沒有下降；垂直制動器之力量行為(圖二(b))，可以判斷在構架側位移角 1%時梁開始降伏；構架側位移角 2%北側梁有輕微挫屈，垂直制動器力量趨於平緩；構架側位移角 3%，塑鉸區之腹板挫屈嚴重，在負迴圈第一圈時北側垂直制動器力量開始微緩降。

四、混合模擬試驗方法

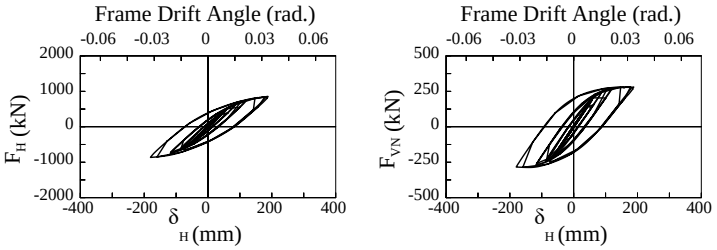
如圖三所示，分析模型為一七層樓鋼構架，圖中紅色虛線包括之部分，為擬在實驗室中進行實際測試之梁柱子結構，實際測試之梁柱子結構為七層樓鋼構架模型中一樓中間柱、二樓柱下半部，以及此柱在二樓左右兩側各半跨度之梁，如圖三(a)中紅色虛線框範圍所示。

由於可用之油壓制動器(hydraulic actuator)數量以及安裝空間之限制，本研究採重疊子結構模擬(overlapped sub-structural modeling)技術，結合數值模擬與實際實驗，進行混合模擬試驗。圖三(b)顯示在實驗室中所建造之實際試體所使用之四支油壓制動器(水平向兩支，與垂直向南北各一支)，以及位於柱頂之油壓千斤頂(hydraulic oil jack)。其中二樓柱下半部(C2)以及二樓南北各半跨度之梁(BS 與 BN)，在 PISA3D 中以數值模型方式於每一逐步積分步中計算其桿件內力，以上桿件在圖三(b)中皆以藍色元素表示；一樓柱(不含梁柱交會區，C1，以橘色表示)之反應則以實驗方式求取。亦即，在 PISA3D 進行動力歷時分析時，於每一逐步積分步中，須將節點 8 之位移包含水平、垂直及旋轉自由度的量值送至實驗室，在利用油壓制動器將此位移命令施加於節點 8 之後，以實際量測及換算試體在節點 8 之試體反力包含軸力、剪力及彎矩，將此三個物理量值回傳至 PISA3D 中，以利 PISA3D 完成此積分步伐之結構動力反應求解工作。



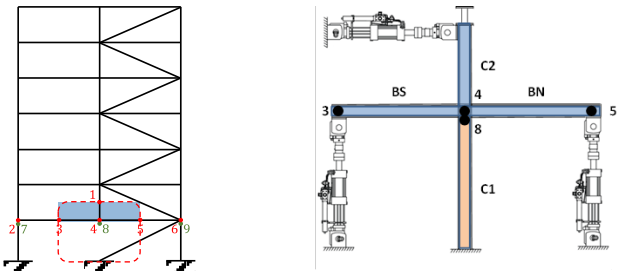
(a) 一層樓實尺寸高強度構架實驗配置　(b) 真實實驗配置

圖一 試體實驗配置



(a) 水平制動器　(b) Beam Web Buckling (θ = 0.03 rad.)

圖二 HBC-16-25-S 實驗遲滯行為(初步實驗結果)



(a) 七層樓構架模擬實驗　(b) 混合模擬試驗架設圖

圖三 梁柱構架混合模擬試驗示意圖

參考文獻

1. C. C. Chou, G. W. Chen. (2020). Lateral cyclic testing and backbone curve development of high-strength steel built-up box columns under axial compression, *Engineering Structures*, 223, 111147.
2. C. C. Chou, T. H. Lin, Y. C. Lai, H. C. Xiong, C. M. Uang, S. El-Tawil, J. P. McCormick, and G. Mosqueda (2019). US-TAIWAN collaborative research on steel column through cyclic testing of two story subassemblages. *International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake*, Taipei, Taiwan, September 15-19.

懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南之修訂草案

陳威中[1]　柴駿甫[2]　林凡茹[3]　姚昭智[4]　黃百誼[5]　徐瑋鴻[6]

摘 要

懸吊式輕鋼架天花板系統因缺乏適當之施工方式及耐震措施，長期以來都是最為常見的震害類型之一。2011 年，懸吊式天花板之耐震施工指南正式收入至「建築物耐震設計規範及解說」之附錄 B 中，內容詳述各項耐震施工細節，亦在近年的地震勘災經驗中驗證其耐震功效。然而本以為懸吊式天花板之耐震研究已臻完善之時，卻又發現到依據此耐震施工指南所建造之天花板系統，在承受具有較大垂直向地震力之近斷層地震作用時仍有崩塌之疑慮，並且亦觀察到施工上的問題往往會造成耐震措施無法有效提升天花板系統之耐震能力。為重新檢討既有天花板耐震施工指南之適用性與安全性，本研究以符合耐震工法之天花板系統為試驗對象，透過全尺寸振動台實驗分析天花板系統於垂直向地震中之破壞機制，並根據實驗結果修訂既有條文及增設相關耐震規定。本文將呈現修訂草案中關於天花板施工、懸吊線施工以及斜拉線組施工之修訂條文，冀望此研究成果能提供國內天花板業者參考使用，提升現場實做之懸吊輕鋼架天花板耐震品質。

關鍵詞：懸吊式輕鋼架天花板、耐震施工指南、振動台實驗、非結構物

一、前言

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。台灣在 2011 年於內政部所頒佈新版建築物耐震設計規範中，正式將懸吊式輕鋼架天花板之耐震施工指南納入附錄 B。此耐震工法主要為參照 ASTM E5800-06 及-08 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，其中大多數施工細節乃針對水平向地震，對於垂直方向上載重之規定則停留在靜態之性能要求。

然而根據近年來之地震勘災經驗以及其他相關研究可以發現，致使天花板系統破壞之因素不僅有水平向地震力，垂直向地震力之影響亦不容小覷。依據現行耐震施工指南所施作之天花板系統並無法有效抵抗垂直向動態載重，尤其在面對具有較大垂直向地震力之近斷層地震作用時仍有嚴重崩塌之可能性。為了重新檢討現行耐震施工指南之安全性，本研究透過振動台試驗實際了解天花板系統之動態行為及破壞模式，並根據實驗結果修訂既有條文，期望能在現有天花板耐震施工之基礎上做進一步把關。

二、振動台實驗

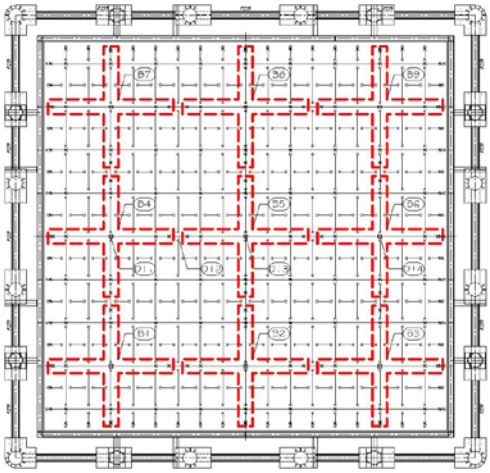
本研究於國家地震工程研究中心台南實驗室進行全尺寸天花板系統之振動台實驗，為能有效模擬大面積天花板系統之受震反應，本研究在 8m×8m 之振動台上搭建一個延伸鋼構架（圖一），讓設置於鋼構架內側之天花板試體尺寸可達 10.98 m × 10.98 m，總面積為 120m^2，天花板懸吊高度 1.58 m。延伸鋼構架於水平兩個方向之自振頻率均為 22Hz，垂直向之自振頻率則為 14Hz。鋼構架內部以 H 型鋼圍束天花板之施作範圍，H 型鋼模擬天花板四周壁

[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] 國家地震工程研究中心副研究員
[4] 國立成功大學建築學系特聘教授
[5] 國家地震工程研究中心助理研究員
[6] 國家地震工程研究中心助理研究員

體。天花板試體之材料及施工細節均遵守現行耐震施工指南之規定，圖二紅色虛線處為斜拉線組安裝位置之投影範圍。



圖一 延伸鋼構架



圖二 天花板試體平面圖

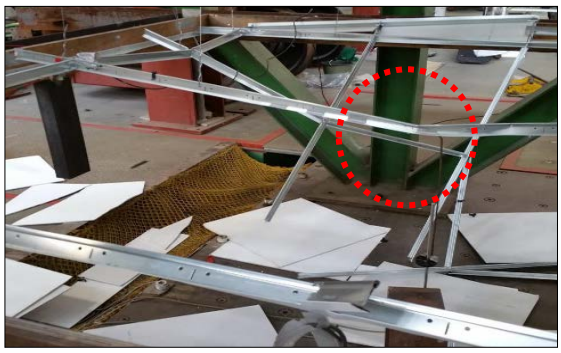
本次實驗分別採用 0206 花蓮地震之近斷層地震紀錄（WHABA3）以及 921 地震紀錄（CHY099）之地表實測加速度反應作為振動台輸入震波，並根據美國 AC-156 非結構物耐震試驗準則對其進行調整，令延伸鋼構架頂部加速度訊號之反應譜能符合需求反應譜之規定，目的在於使延伸鋼構架能合理模擬建築物樓板之振動行為。

三、實驗結果

實驗結果顯示天花板系統在受到單一水平外力作用下僅收邊處發生些許破壞，然而一旦加入垂直向地震力，若干破壞模式也隨之發生，甚至造成天花板系統大範圍崩塌。以下針對天花板系統之破壞模式進行說明：

1. 現行耐震工法允許天花板主架使用載重等級為中型或重型骨架，搭配懸吊線間距為 120cm 或 150cm。實驗發現當天花板系統使用中型主架且懸吊線間距超過 120cm，一旦受到震度較大之垂直向地震力作用(樓板垂直向加速度峰值超過 800 gal)，主架會發生側向扭轉挫屈破壞，致使天花板系統崩塌（圖三）。
2. 目前市售耐震型骨架接頭大部分可滿足水平方向之偏心載重，但在垂直方向上骨架接頭之卡榫裝置卻非常容易被拆卸，普遍無法滿足偏心 5 度之抗拉需求，其主要原因為國內施工習慣講求骨架拆裝要能便利及迅速。此情形也造成骨架扣接處於震度較大之垂直向地震作用下就會脫開，進而導致天花板板材掉落或整體系統損壞。
3. 副架接頭之破壞模式除上述因卡榫裝置鬆脫外，當樓板垂直向加速度峰值超過 800 gal 時，接頭卡榫會受到剪切破壞，如圖四所示。
4. 現行耐震施工指南中天花板骨架之承載要求僅針對主架，對於副架卻沒有明確規定，也造成市售天花板系統之副架其承載能力品質差異很大。實驗發現儘管副架能承受天花板系統之自重，但在垂直向地震作用下骨架則會發生明顯變形。
5. 目前國內慣習工法係將天花板懸吊線透過 L 型擊釘片以火藥擊釘固定於上方支撐物，實驗結果顯示許多工廠預製吊筋組因缺乏足夠之拉拔能力，在受到垂直地震力作用時不僅懸吊線遭拉拔出擊釘片（圖五），甚至擊釘片連同火藥擊釘被拔出結構體，導致天花板試體瞬間崩塌。
6. 斜拉線組為施工指南中用來抵抗水平地震力之主要抗震措施，惟實驗結果卻發現其耐震功效有待商榷。主要原因在於耐震工法係將天花板骨架一端與收邊架固定，導致天花板系統之水平向振動直接受到束制，一旦斜拉線兩端之相對變形量不夠明顯，斜拉線便很難發揮

其水平抵抗力。此外，研究亦發現在大震度垂直向地震力作用下，有裝設斜拉線組之天花板系統反而遭受較為嚴重之破壞



圖三 主架側向扭轉挫屈破壞



圖四 副架接頭剪切破壞



圖五 懸吊線脫離擊釘片

四、耐震施工指南之條文修訂

本研究根據上述研究成果以及美國新版天花板耐震施工規範 ASTM E580-20 和天花板測試規範 ASTM E3090-20 內容，重新檢討現行施工指南中各項條文並增設相關耐震規定，同時亦召開專家座談會議，邀請國內學者以及天花板製造商和施工商，共同討論修訂項目的合理性及實用性。修訂草案之部分內容表示如下：

1. 天花板系統

- 天花板系統主架應符合 ASTM C635 載重等級規定之重型等級，載重測試需依 ASTM E3090 測試標準進行。
- 天花板系統副架之承載能力不可低於 18.5 kgf/m，載重測試需依 ASTM E3090 測試標準進行。設計時依實際天花板載重選擇適當副架以滿足 ASTM C635 所規定之撓度限制；若副架之承載能力高於 24.7 kgf/m 則可免除前項撓度檢核。
- 主副架桿件及其扣接處和延展裝置（expansion devices）的平均極限強度應能抵抗至少 80kgf 的軸向張力及壓力載重，載重測試需依 ASTM E3090 測試標準進行。實施軸向張力載重試驗時，應考慮任意方向之 5°的安裝偏差。骨架扣接處之接合型式應採機械式互鎖裝置（mechanical interlocking type）。

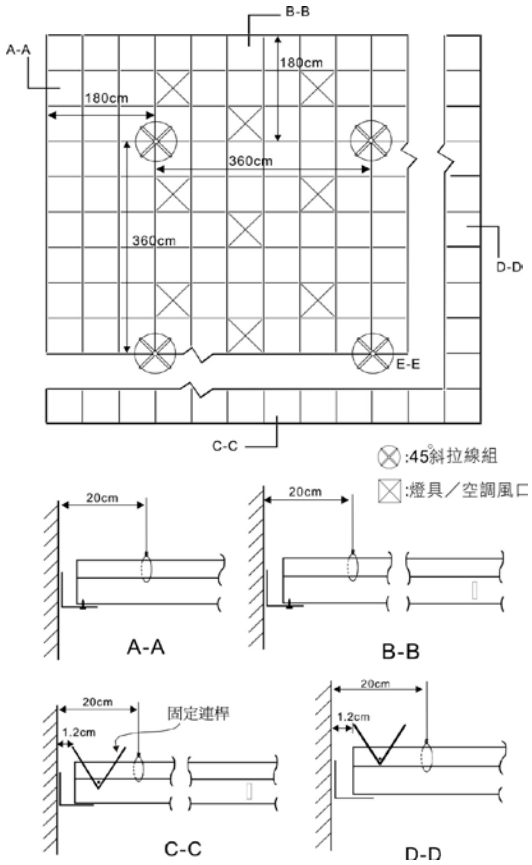
2. 天花板系統之施工

- 主架和副架須有兩鄰邊固定於牆壁側之收邊材（圖六，A-A, B-B）或直接固定於牆壁上；未固定於另兩鄰接收邊材或牆壁之主架與副架，其末端與牆壁須留有 1.2 cm 的空隙。（圖六，C-C, D-D）
- 於未固定側之主架與副架末端應裝設固定連桿（spacer bar）或其他機制以束制末端間產生橫向相對位移，防止天花板板材掉落。
- 天花板系統主架之間須有固定連桿或以副架來連接，連桿或副架最大間距不可超過 120 cm。距離牆壁 60 cm 內，須設有固定連桿或副架。

3. 懸吊線之施工

- 主架的懸吊線間距，須每隔 120 cm 設有直徑不小於 2.7 mm (#12)的鍍鋅鋼線。

- 距離牆壁或天花板不連續面 20 cm 內，所有主架和副架之末端均須有直徑 2.7 mm(#12)的懸吊線或其他經核可之支撐物。
- 連接天花板骨架和上方支撐物（一般為結構體）之垂直懸吊線，在骨架連接處須至少繞 3 圈且纏繞範圍不得超過 7.5 cm，而與上方支撐物間之連接裝置則須能承重至少 90 kgf。



圖六 天花板骨架與收邊材施作方式

4. 斜拉線組之施工

- 天花板面積大於 100 m^2 以上，如無結構計算時，須使用 4 條直徑 2.7 mm (#12) 的斜拉線，固定在與副架交接處 5 cm 範圍內的主架上，稱之為斜拉線組；斜拉鋼線的水平夾角不可大於 45 度且在水平面上之投影應互為 90 度垂直。斜拉線組之施作間距為 360 cm，且第一個設置處須在距離牆壁 180 cm 內。（圖六）
- 斜拉線須固定於結構體與骨架之間，且至少須能承受 115 kgf 而不致破壞。載重測試需依 ASTM E3090 測試標準進行。

五、結論

本研究透過振動台試驗實際測試目前國內懸吊式輕鋼架天花板系統之耐震性能，實驗結果顯示只要是符合現行耐震工法之天花板系統，不論是否有加裝斜拉線組均能有效抵抗水平地震力，即使在大震度水平激震力作用下也僅有收邊處發生些許破壞。惟一旦加入垂直向地震力，不僅收邊處之破壞更為嚴重，骨架接點也會出現鬆脫或是卡榫受損之情形，甚至會造成天花板骨架嚴重變形或吊點處發生破壞致使天花板崩落。因此，本研究重新修訂既有耐震施工指南，盼能提供國內天花板業者參考使用，提升國內懸吊天輕鋼架天花板之耐震品質。

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. (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. (2020) “Standard Test Methods for Strength Properties of Metal Ceiling Suspension Systems” *ASTM E3090-20*, ASTM International, PA, USA.
4. American Society of Testing and Materials. (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.

近斷層地震對隔震結構之影響及相應設計對策

林旺春[1]　黃震興[2]　林筠珊[3]　楊卓諺[4]　游忠翰[5]　汪向榮[6]

摘 要

直至今日隔震技術歷經大量的試驗研究及實務應用，證明隔震系統可有效的隔絕地震力，使得隔震設計被廣泛接受並逐漸擴大應用於結構設計。然而隔震設計之應用，在斷層密布且地震頻繁的臺灣，許多工址鄰近於近斷層地帶，其受到之地震波，由於具有速度脈衝等特性，此種地震波容易造成隔震系統產生過大的位移，以及傳遞過大的加速度至上部結構，除了可能會導致隔震系統的破壞，甚至會引致上部結構之損傷發生，或有傾覆之可能，使得隔震設計之優點無法運用在近斷層區域。

因此，本研究用雙自由度模型模擬隔震結構，並考慮具雙線性遲滯特性之鉛心橡膠支承墊與速度型消能元件之組合，進行於近斷層地震作用下之設計與非線性動力分析，探討在近斷層地震作用下隔震系統的反應行為，提出適當之設計方法使隔震系統得以於遠域地震及近斷層地震中皆能完善發揮隔震效果，進而給予工程實務做為參考依據。

關鍵詞：近斷層地震、隔震系統、鉛心橡膠支承墊、黏性阻尼器

一、前言

直至今日，隔震設計的防震效益已在試驗室及實務工程上獲得驗證，然而隔震設計的應用，在較軟弱的地層或盆地(例如台北盆地)及近斷層地帶，一直是一大挑戰。由於軟弱土層或盆地所傳遞之地震波週期較長，容易造成隔震系統產生過大之位移，而近斷層地震由於具有脈衝之速度波，在一些研究中亦顯示近斷層地震對於隔震建築結構物可能造成隔震系統產生過大位移之威脅最為顯著[1, 2]。近斷層地震與一般遠域地震最大不同，在於近斷層地震的速度歷時中常伴隨一明顯且較長週期脈衝訊號存在[3]，此一速度脈衝恐會使隔震支承墊產生過大的位移，及傳遞至上部結構過大之加速度，不僅可能導致隔震支承墊損壞，亦可能致使上部結構有傾覆(Rollover)的危險性。對於篩選近斷層地震之相關研究中，在早期近斷層地震資料並不豐富，需自行收集斷層附近測站之地震記錄，進一步再採取人工判斷，將具速度脈衝現象之地震資料歸類成近斷層地震。直至 2007 年 Stanford University 的 Baker 率先提出了一套量化及篩選近斷層地震的方法[4]，其採用小波分析(Wavelet Analysis)取代 Fourier Analysis 作為分析地震資料之方法，並定義「脈衝指標(Pulse Indicator)」與速度脈衝之週期(Tp)」做為量化分類及篩選近斷層地震之依據。

綜合上述說明可以了解隔震設計於近斷層地區的應用困難，以設計地震力與最大考量地震力作為設計依據時，於近斷層地震作用下之隔震設計可能無法發揮理想效益；若兼顧近斷層地震設計，則又可能使隔震系統剛性過大，導致其對中小地震失去隔震效果，因此有必要擬定一設計對

[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兼任研究員，jshwang@ncree.narl.org.tw
[3] 台灣科技大學營建工程系碩士，M10705306@mail.ntust.edu.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助理研究員，chyu@ncree.narl.org.tw
[6] 國家地震工程研究中心兼任研究員，sjwang@ncree.narl.org.tw

策，設計一個較適宜的隔震系統得以於一般遠域地震及近斷層地震中皆能完善發揮隔震效果。

二、一般遠域地震與近斷層地震歷時之選取

本研究為充分展現近斷層地震之特性，篩選出具有明顯最大速度增量之近斷層地震，其判斷方法為：(1)於速度歷時中兩具有很大速度的峰值之間，經過速度零值並且無其他峰值存在，判定此歷時具有明顯最大速度增量；若沒有通過零點即為兩峰值速度同向，或(2)是具有其他峰值使原始變化趨勢轉變為反向，則判定為不具有明顯最大速度增量。除考量上述判斷近斷層之篩選條件之外，亦根據 2014 年 Shahi 等人提出之理論[5]進行近斷層地震之選取，以進行後續之研究探討。本研究根據所提篩選依據，近斷層地震共挑選 4 筆測站紀錄，分別選取 1999 年集集大地震之 TCU052 測站東西向歷時資料、2018 年 Hualien 地震之 HWA014 測站東西向歷時資料、HWA019 測站東西向歷時資料與 MND016 測站東西向歷時資料，如表一所示。遠域地震挑選 1 筆測站紀錄，選取 1940 年 El Centro 南北向地震資料，依現行規範[6]之台中市埔里地區設計反應譜，進行反應譜相容之人工地震，如表二所示。

表一 近斷層地震資訊

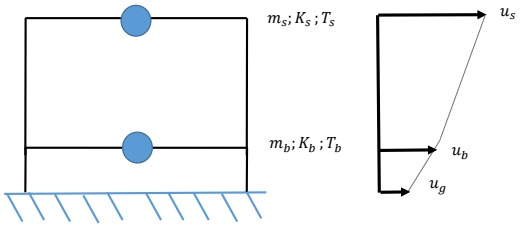
Station	Direction	PGA (g)	PGV (cm/s)	Incremental Velocity (cm/s)	Duration (s)
TCU052	EW	0.36	174.6	260.72	33.705~ 35.31
HWA014	EW	0.32	146.5	251.83	25~ 26.145
HWA019	EW	0.41	138.4	220.54	27.29~ 28.47
MND016	EW	0.31	133.6	212.11	26.52~ 27.815

表二 遠域地震資訊

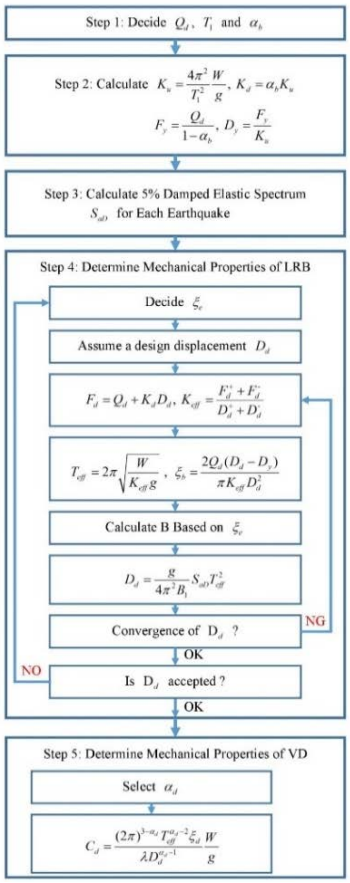
Station	Direction	PGA (g)	PGV (cm/s)
El Centro	NS	0.28	30.93

三、隔震結構於近斷層地震設計對策

本研究以雙自由度簡化模型模擬隔震結構特性[7](見圖一)，將下部隔震層視為下部自由度(下標 b)；上部結構則視為上部自由度(下標 s)，其中 m_b 為下部隔震系統質量；m_s 為上部結構物質量；K_b 為下部隔震系統勁度；K_s 為上部結構物勁度；r_m 為質量比(m_s/m_b)；u_g 為地表之絕對位移；u_b 為隔震系統頂端之絕對位移；u_s 為上部結構頂端之絕對位移；D_b 為下部隔震系統相對位移(u_b-u_g)；D_s 為上部結構物相對位移(u_s-u_b)；α_b 為下部隔震系統絕對加速度；α_s 為上部結構物絕對加速度。



圖一 雙自由度模型



圖二 加裝黏性阻尼器之具雙線性遲滯迴圈特性隔震系統建議設計流程圖

本研究提出具雙線性遲滯迴圈特性隔震系統加上黏性阻尼器(Viscous Damper，

VD)之設計流程，如圖二所示。假設上部重量 W 為 500tf，以 2018 年 Hualien 地震之 HWA019 測站東西向地震資料為例，設定具雙線性遲滯迴圈特性的隔震系統，所採用之鉛心橡膠支承墊特徵強度 Q_d 為 $0.05W$ 與等效阻尼比為 40%，進而做為示範例，計算公式及其詳細步驟如下：

1. 假設上部結構自然週期 T_S=1s、應變硬化率 α_b=0.05，可計算出下列各項參數：

$$K_u = \frac{4\pi^2 W}{T^2 g} = 4.024W \quad (1)$$

$$K_d = \alpha_b \times K_u = 0.2012W \quad (2)$$

$$F_y = \frac{Q_d}{(1-\alpha_b)} = 0.053W \quad (3)$$

$$D_y = \frac{F_y}{K_u} = 0.013\,\text{m} \quad (4)$$

2. 使用測站 HWA019 之 5%阻尼比的彈性加速度反應譜進行設計分析。
3. 設置等效阻尼比 ξ_e 為 40%，並假設初始設計位移 D_d =0.3m 進行迭代。
4. 計算設計位移 D_d 對應之最大力量 F_d 、有效勁度 K_{eff} 、有效週期 T_{eff} 、鉛心橡膠支承墊之阻尼比 ξ_b 與 S_{aD} 。

$$F_d = Q_d + K_d \times D_d = 0.11W \quad (5)$$

$$K_{eff} = \frac{F_d^+ + F_d^-}{D_d^+ + D_d^-} = 0.37W \quad (6)$$

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eff}\, g}} = 3.31\text{s} \quad (7)$$

$$S_{aD}=0.61 \quad (8)$$

$$\xi_b = \frac{4Q_d(D_d - D_y)}{2\pi E_s} = 0.276 \quad (9)$$

5. 根據等效阻尼比 ξ_e ，得阻尼比修正係數 B_1，並計算出新的設計位移 D_d ，並檢核 D_d 是否收斂，重複步驟 4~5 直至收斂。

$$D_d = \frac{g}{4\pi^2 B_1} S_{aD} T_{eff}^2 = 1.08\,\text{m} \quad (10)$$

6. 檢查 D_d 是否為合理之設計值，進而計算對應之最大力量 F_d ，若不合理則由步驟 3 重新設計。
7. 假設阻尼器非線性係數 α_d 為 0.3，可計算出阻尼係數 C_d ：

$$C_d = \frac{(2\pi)^{3-\alpha} T_{eff}^{\alpha-2} \xi_d}{\lambda D_d^{\alpha-1}} \frac{W}{g} \quad (11)$$

$$=48.9\text{tf-(s/m)}^{0.3}$$

8. 最大傳遞水平剪力：

$$F_{\max} = Q_d + K_d D_d \cos\delta + C_d (2\pi / T_e)^{\alpha} D_d^{\alpha} \sin^{\alpha}\delta \quad (12)$$

$$\frac{\sin^{2-\alpha}\delta}{\cos\delta} = \frac{2\pi\xi_d K_{eff}}{K_d \lambda} \quad (13)$$

經上述步驟計算，進行迭代以獲得隔震系統各項參數。綜合上述，本研究首先探討特徵強度 Q_d 值分別為 $0.03W$ 與 $0.05W$ 時之隔震效益，並進一步考慮不同阻尼係數之阻尼器組合，分別探討於遠域地震及近斷層地震中之隔震效果。

四、於近斷層地震下設計參數探討

本研究考慮質量比 r_m =10 與上部結構 T_S=0.5s 時，以測站 HWA019 與測站 El Centro 人工地震之設計與分析為例，隔震系統各項相關參數及其反應如表三和表四所示。當等效阻尼比為 30%與阻尼常數為 0.3 之設計條件下，由近斷層地震與遠域地震之分析結果可得知，當特徵強度 Q_d 值由 $0.05W$ 降低至 $0.03W$ 時，使得隔震系統能較早降伏，提早發揮隔震效益，進而發生較大隔震位移，同時降低上部結構加速度。然而，由分析結果顯示於近斷層地震下，隔震系統位移由 83 cm 增加至 87cm，同時上部結構加速度由 0.277g 僅降至 0.272g，同理於遠域地震下，其隔震效益之提升仍相當有限，無法有效透過降低隔震系統特徵強度，進而獲得較為有效的上部結構加速度

反應抑制之結果。

再者，當總體阻尼比皆為 30%與特徵強度 Q_d 為 $0.03W$ 之設計條件下，由 HWA019 測站地震分析結果可知，採用線性阻尼器之分析結果，即隔震位移與上部結構加速度反應，皆比採用非線性阻尼器之分析結果具有相當程度之降低，獲得較佳之隔震效益，雖導致線性阻尼器之出力增加，但仍可視為一較佳之設計策略。進一步，透過測站 El Centro 人工地震分析結果可知，隔震位移稍微增加，但上部結構加速度反應依舊獲得有效抑制結果，所以採用線性阻尼器之設計結果仍可在遠域地震作用下，隔震設計發揮相當完善之隔震效果。

表三 設計與反應結果(HWA019)

Q_d (W)	ξ_e (%)	α	D_b (m)	D_s (m)	a_b (g)	a_s (g)	F_{VD} (W)	F_{LRB} (W)	F_{max} (W)
0.03W			1.318	0.019	0.489	0.302		0.295	0.300
	30	0.3	0.870	0.016	0.325	0.272	0.088	0.205	0.273
	40	0.3	0.704	0.016	0.311	0.264	0.119	0.172	0.264
	50	0.3	0.562	0.016	0.284	0.261	0.147	0.143	0.261
	30	1.0	0.814	0.014	0.244	0.246	0.122	0.193	0.246
	40	1.0	0.680	0.014	0.253	0.250	0.160	0.166	0.248
	50	1.0	0.580	0.016	0.265	0.271	0.190	0.146	0.270
0.05W			1.250	0.019	0.440	0.310		0.300	0.300
	30	0.3	0.832	0.017	0.330	0.277	0.076	0.220	0.280
	40	0.3	0.650	0.016	0.323	0.267	0.110	0.180	0.270
	50	0.3	0.495	0.016	0.276	0.265	0.139	0.150	0.260

表四 設計與反應結果(El Centro)

Q_d (W)	ξ_e (%)	α	D_b (m)	D_s (m)	a_b (g)	a_s (g)	F_{VD} (W)	F_{LRB} (W)	F_{max} (W)
0.03W			0.130	0.004	0.163	0.060		0.056	0.056
	30	0.3	0.060	0.006	0.241	0.096	0.049	0.042	0.091
	40	0.3	0.043	0.007	0.199	0.112	0.068	0.039	0.105
	50	0.3	0.036	0.008	0.227	0.130	0.088	0.036	0.120
	30	1.0	0.109	0.004	0.151	0.069	0.023	0.052	0.065
	40	1.0	0.099	0.005	0.153	0.080	0.032	0.050	0.075
	50	1.0	0.093	0.005	0.156	0.089	0.039	0.049	0.083
0.05W			0.126	0.0048	0.155	0.081		0.075	0.075
	30	0.3	0.055	0.0065	0.225	0.108	0.043	0.061	0.105
	40	0.3	0.039	0.0078	0.222	0.128	0.065	0.058	0.118
	50	0.3	0.032	0.0088	0.226	0.146	0.086	0.056	0.130

五、結論

本研究對於現今隔震系統設計的方法與流程，以近斷層地震進行設計與非線性動力分析，探討隔震結構的反應行為，於近斷層區域隔震系統該如何設置，給予工程實務做為參考依據。研究結果綜合如下：

1. 近斷層地震具長週期之速度脈衝波，近斷層地震反應譜於長週期處仍具高能量，故近斷層地震作用於隔震結構時，將使其產生過大的隔震位移反應，並連帶產生過大的上部結構加速度反應。
2. 綜合分析結果，本研究建議於近斷層地區進行隔震結構設計時，應考慮上部結構週期、被動控制系統之力學性質與總體阻尼比等條件，並使用特徵強度較小的隔震支承搭配線性黏性阻尼器，以確保隔震系統位移與上部結構加速度之控制效果，有效達成設計目標。

參考文獻

1. Kasalanati, A. and Constantinou, M. C., Experimental Study of Bridge Elastomeric and Other Isolation and Energy Dissipation Systems with Emphasis on Uplift Prevention and High Velocity Near-Source Seismic Excitation, MCEER Report, MCEER-99-004, SUNY, Buffalo, 1999.
2. Kelly, J. M. “The role of damping in seismic isolation,” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28 Issue 1, pp. 3-20, 1999.
3. Somerville, P. G., N. F. Smith, R. W. Graves, and N. A. Abrahamson. “ Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity,” Seismological. Research. Letters. 68, no. 1, 199–222. 1997.
4. Jack W. Baker, “Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis,” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, No. 5, pp. 1486–1501, 2007.
5. Shahi, S. K., and Baker, J. W. (2014), “An Efficient Algorithm to Identify Strong-Velocity Pulses in Multicomponent Ground Motions.” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 104, No.5, pp. 2456-2466.
6. 內政部營建署，“建築物耐震設計規範及解說”，2011。
7. Kelly, J.M. “Base Isolation: Linear Theory and Design.” Earthquake Spectra, Volume 6, No 2, 1990.

單向度剪力盒之振動台試驗

楊炫智[1]、陳冠羽[2]、張為光[3]、許尚逸[4]、張哲瑜[5]

摘 要

藉由國內外震災案例中可以發現，當地震發生斷層錯動、地震動、土壤液化以及其衍生現象等，均會危及設置在地中或地表之維生管線，眾觀國內實務應用上針對管線的風險評估往往著重於洩漏、老劣化管理的項目，在地震議題上甚少著墨，而國內對於管線受地震影響的研究仍多拘限於理論分析與風險評估。有鑒於此，考量到地下管線具有徑軸比非常小的特性，以既有設施進行設計與升級，使其具備單向度剪力盒的功能，用以探討土壤液化或沉陷對於管線所造成的影響，為確認單向度剪力盒之效能，於振動台上進行頻率特性分析與地震輸入分析，並同步於 DEEPSOIL 中進行地盤反應分析，由結果中確認單向度剪力盒試驗結果與地盤反應分析的結果相當一致，足以驗證本試驗設備之可靠度，後續更可探討管線結構土壤互制效應之行為。

關鍵詞：單向度剪力盒、DEEPSOIL、地盤反應分析

一、前言

台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 2012 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 33 條，一旦斷層錯動發生地震時，往往伴隨產生莫大的社會衝擊與經濟損失。

而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，當地震發生斷層錯動、地震動、土壤液化以及其衍生現象等，均會危及設置在地中或地表之維生管線。

參考國內外震災案例，可以將地震引致地下維生管線地破壞區分為斷層錯動、土壤液化以及滑坡現象三類；地下管線因為過斷層導致當地震發生斷層產生錯動時，管線受到剪切、拉扯或擠壓導致破裂、皺褶或街頭損壞的現象，而由於管線產生破壞導致內容物洩漏，如為油料則容易引發火災等二次災害以及嚴重的環境汙染。

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)、管道接頭脫出與管道挫曲。管道斷裂或接頭脫出是因為地表的大變形，未變形區域管線被土壤緊抓，在土壤錯動位置因變形過大而發生拉扯、剪斷或失去支撐，如在震央周圍的烈震區、斷層錯動面上、邊坡滑動或土層液化。管道挫曲則發生在管線路徑中夾有軟弱夾層或液化區域，兩側推擠，於軟弱介質區域發生挫曲。美國針對震後管線損壞所做的統計，發現隨著最大

[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佐理研究員
[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研究員
[5] 國家地震工程研究中心助理研究員

地表速度越大，管線受損的比例也會越高，呈現正相關的關係。

地下管線的受震行為與反應實為一重要課題，美國康乃爾大學已針對管線過斷層議題設計大型試驗室與設備進行研究，而國內對於管線受地震影響的研究多拘限於理論分析與風險評估，而實務應用上針對管線的風險評估往往著重於洩漏、老劣化管理的項目，在地震議題上甚少著墨，實有精進之必要性。

本研究將製作一適用於具有長度效應的管線試驗之單向度剪力盒，使其具備單向度剪力盒的功能，用以深入探討地下管線動態力學行為的變化，為確認單向度剪力盒之效能，於振動台上進行頻率特性分析與地震輸入分析，並與地盤反應分析之結果進行比對。

二、單向度剪力盒設計

本研究運用既有之固定式砂箱進行設計改裝，圖 1 為固定式砂箱之示意圖，其內部空間為 440cm*130cm*112cm(長*寬*高)，以此作為單向度剪力盒之外箱，藉以提高整體之剛性以及防水密封性。設計重點在於有效運用此完成後之設備進行管線試驗，因此將區分為一個主軸與兩個目標試驗進行設計。



圖 1 單向度剪力盒空箱與填砂狀態

單向度剪力盒之主軸在於運用滑動層達到模擬半無限域的效果，藉此模擬真實環境中受震地盤反應的特性，而第一個目標在於提供管線軸向試驗，試驗方向與管線軸向相同，可以探討土壤液化或沉陷對於管線所造成的影響；而第二目標則是進行管線徑向試驗，亦即表示試驗方向與管線軸向垂直，用以探討斷層位移對管線的影響。

考量固定式砂箱內部空間以及試驗需求後，第一階段將於固定式砂箱內添加 10 層滑動層，每層高度 8cm，層與層之間的間隔為 2cm，可滑動之距離為±35 公分，故藉此其內部空間可達到 360cm*100cm*110cm(長*寬*高)，將可置放長度 3 公尺管線。而第二階段將依據此設計往上延伸，總計內部空間可達到 360cm*100cm*260cm(長*寬*高)，共計 25 層滑動層，可置放長度 3 公尺管線(橫向)或 2.5 公尺之管線(垂直向)。

三、單向度剪力盒振動台試驗

為驗證單向度剪力盒具備半無限域之特性以及施工完整性，規劃填入石英砂進行振動台試驗，在不同的條件下，比對滑層運動狀態以及剪力盒性能。

進行試驗的過程包含裝設橡皮模後(空箱)、裝入鬆散標準石英砂(無水)以及裝入水模擬地下水之情況，並於滑動層框架上以及土體中間與表面埋設三軸向加速度規，用以進行後續比對之用。

振動台輸入運動將以白躁訊號、掃頻訊號以及 TCU-084 地震紀錄進行測試，輸入方向為 X 方向，並於每次地震紀錄輸入完後進行掃頻以確認土體頻率的變化，輸入運動如表 1 所示。

表 1 振動台輸入運動一覽表

空箱		乾砂		飽和砂	
運動型態	方向與等級	運動型態	方向與等級	運動型態	方向與等級
White noise	50gal-X 50gal-XYZ	White noise	50gal-X 50gal-XYZ	White noise	50gal-X 50gal-XYZ
Sweep sine 1-50Hz	100gal-X 100gal-XYZ	Sweep sine 1-50Hz	100gal-X 100gal-XYZ	Sweep sine 1-50Hz	100gal-X 100gal-XYZ
TCU084	100gal-X 200gal-X 400gal-X 600gal-X	TCU084	100gal-X 200gal-X 400gal-X 600gal-X	TCU084	100gal-X 200gal-X 400gal-X 600gal-X
				HWA062	100gal-Xtrue 100gal-Xs 600gal-Xs 1000gal-Xs
		WN and Sweep after Maximum EQ intensity			

四、試驗結果

1. 土壤液化現象

由於單向度剪力盒之目標之一為探討管線受土壤液化作用下之反應，故須具備有造成土壤液化的能力，試驗準備方式為先由空中撒入乾砂至設定高度，再完成乾砂測試後，逐步加入水直到接近砂體表面，爾後進行濕砂測試。

圖 2 為進行 TCO084 地震之振動台試驗在 400gal 以及 600gal 兩個試驗狀態下的砂體表面狀態，從圖中可以發現，當地震最大加速度達到 400gal 時，砂體已經有土壤液化的現象，爾後把表面浮出之游離水吸乾後進行 600gal 試驗，發現其土壤液化程度遠大於 400gal 之狀況，此現象與一般學理上的研究相仿，在有液化潛勢之情況下，並非發生過土壤液化就不會在有其風險，而當地震等級加大時，其仍具有液化之能力。亦從此結果可以驗證單向度剪力盒在地震過程中會產生土壤液化的效果。



(a) TCU084_400gal



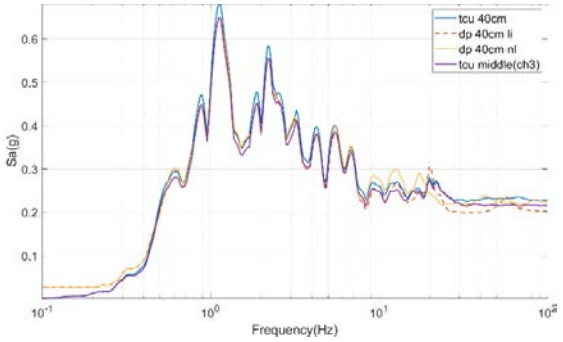
(b) TCU084_600gal

圖 2 單向度剪力盒之土壤液化現象

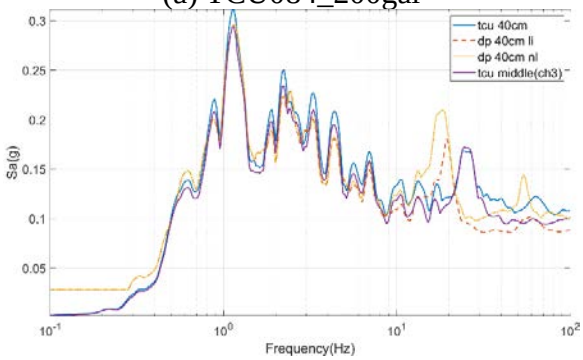
2. 地盤反應分析結果比對

考量單向度剪力盒具備半無限域的特性，因此，選用 DEEPSOIL 做為試驗比對的標準，藉由乾砂與濕砂所進行的系統判別得知土體波速，於 DEEPSOIL 建立相同之分析模型進行地盤反應分析，選擇埋設於砂土中間、砂土表面以及其對應的滑層框架之加速度歷時進行比對，如圖 3 與 4 所示，分別對應乾砂狀態以及濕砂狀態下的在土體中間 40cm 高位置的分析結果，其中虛線部分為 DEEPSOIL 中所分析出來之線性與非線性反應譜結果，而實線線段在則分別表示不同深度下之砂土與框架加速度反應譜。

藉由比對圖上之實線線段可以發現，兩者之加速度反應譜幾乎一致，表示在輸入地震造成滑動層開始運動的過程中，位於中間之砂土有隨之一起運動的，確實達到半無限域的效果；而觀察虛線與實線線段的趨勢，可以發現在乾砂狀態下試驗所得到的反應與 DEEPSOIL 分析所得之結果幾乎一致。



(a) TCU084_200gal

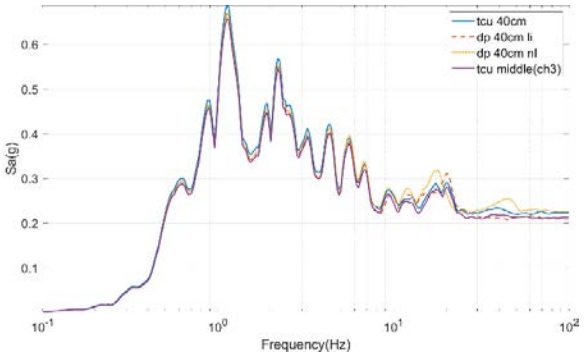


(b) TCU084_600gal

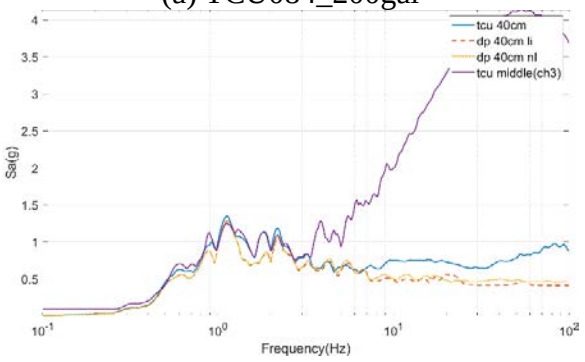
圖 3 單向度剪力盒之乾砂狀態地盤反應分析結果

而在濕砂狀態下地震最大加速度在 200gal 的條件下，結果也與 DEEPSOIL 結

果貼近，表示設計之滑動機致確實可以達到每層位移互不影響，亦未受到橡皮摩的影響，但當濕砂狀態下地震加速度達到400gal 時，此時地震已造成土壤液化產生，可以發現實測資料與DEEPSOIL 分析之結果在 3Hz 後的反應有明顯不一致的狀況，研判有可能係因為土壤液化導致感測器轉向或上浮導致。



(a) TCU084_200gal



(b) TCU084_600gal

圖 4 單向度剪力盒之濕砂狀態地盤反應分析結果

四、結論

由試驗結果分析與比對可以發現，此次將固定試砂箱升級為單向度剪力盒之設計理念與施工精度確時可以達到模擬半無限域以及達到土壤液化的效果，並經理論分析與試驗結果比對，單向度剪力盒確實符合預期成效，除可完成管線動態試驗外，更因在長向度具備有 3 公尺的空間，故可安排比對試體於同一次試驗中進行，未來可進行儲槽液化試驗、儲槽管線接頭試驗、基樁試驗等大地地震工程試驗。

參考文獻

1. Donald Ballantyne(2008). M7.8 Southern San Andreas Fault Earthquake Scenario: Oil and Gas Pipelines. MMI Engineering
2. Chenna Rajaram, Srikanth Terala, Ajay Pratap Singh, Kapil Mohan, Bal Krishna Rastogi, Pradeep Kumar Ramancharla (2014). Vulnerability Assessment of Buried Pipelines: A Case Study. Frontiers in Geotechnical Engineering (FGE) Report No: IIIT/TR/2014/-1,
3. 新瀉市(1966). 新瀉地震誌
4. 鄒德高,孔量京,朱彤(2002). 地震時飽和砂土地基中管線上浮機理及抗震措施試驗研究，岩土工程學報 Vol. 24 No. 3.
5. Eren Uckan, Bulent Akbas, Ercan Şerif Kaya, Ferit Çakır, Cengiz Ipek, Murat Makaracı, Şenol Ataoglu, (2016). Design Issues of Buried Pipelines at Permanent Ground Deformation Zones. DISASTER SCIENCE AND ENGINEERING p. 53-58, 2(2).
6. Durga Prasad, Neelima Satyam(2016). ANALYSIS OF CONTINUOUS AND SEGMENTED PIPELINE IN LIQUEFIABLE SOIL 5th International Conference on Integrity - Reliability - Failure Report No: IIIT/TR/2016/-1.
7. ALA, American Lifelines Alliance, Seismic fragility formulations for water systems, 2001.

公路橋梁近斷層震害資料庫建置與初步災損推估探討

劉季宇[1] 周寶卿[2] 黃李暉[3]

摘 要

本研究收集九二一地震與 2018 年花蓮地震的震害紀錄，彙整近斷層區域內橋梁的基本及災損屬性資料，以及實際地震動參數、與斷層破裂帶距離等。所建置之資料庫，包含兩次地震的 151、24 座橋梁資料，各橋址之實測地震動強度參數 PGA 和 Sa(1.0s)、斷層帶內橋梁位置之實測斷層錯動量，以及各有 16、5 座損害橋梁之完整損害模式與狀態。其次，探討 TELES 既有之公路橋梁損害與損失評估模式，研析近斷層災害特性與重要因子，例如斷層破裂帶範圍、錯動量、上下盤效應等，與公路橋梁震害之關係。

關鍵詞：九二一地震、2018 年花蓮地震、近斷層、公路橋梁、震害資料庫

一、前言

臺灣地區活動斷層密布，歷史上的重大震害事件皆陸上活動斷層地震所導致。在大規模想定地震下，精確推估近斷層區域的損害與損失，掌握災害特性，有助於研擬更合理的地震災害防救計畫，其重要性不言而喻。本研究旨於收集近年致災性地震的近斷層公路橋梁震害紀錄，彙整橋梁原始資料，建置橋梁基本及災損屬性資料庫，包含結構型式、損害狀態與模式，以及結構屬性(如橋長、橋寬、跨數、振動單元數、竣工年)等資料，橋梁損壞照片，以及各橋梁的 GIS 線型物件，以及實際地震動參數、與斷層破裂帶距離等。其次，探討 TELES 既有之公路橋梁損害與損失評估模式，研析近斷層災害特性與重要因子，例如斷層破裂帶範圍、錯動量、上下盤效應等，與公路橋梁震害之關係。

二、公路橋梁震害資料收集整理

九二一地震乃台灣地區百年一遇之劇震，災區範圍較廣，公路橋梁災損資料眾多且尚有保存，惟頗有年代而已有佚失，且當年損害紀錄多以紙本保存，需要費心整理、定位，方得予以活化及應用。至於近期發生的高雄美濃地震(2016 年)、花蓮地震(2018 年)，前者公路橋梁災損有限，不予考慮；後者則有明顯的近斷層災害特徵，亦有較多橋梁災損發生，故亦納入研究範圍。

本計畫收集九二一地震公路橋梁震害資料，根據國震中心「九二一集集大地震全面勘災報告—橋樑震害調查」(張國鎮，1999)，中部災區大約有近千座之橋梁。於此次大地震中，大多未受損，但有近 20%之橋梁受到不同程度之損傷，其中車籠埔斷層經過之橋梁均發生落橋，由北而南分別為石圍橋、長庚大橋、埤豐橋、一江橋、烏溪橋、名竹大橋、桶頭橋(大尖山斷層北段)等，當然發生嚴重或完全損害者，不限於此。本計畫根據該報告之普查紀錄(含原始紙本調查資料)，保存橋梁損害詳細紀錄。

其次，收集 2018 年花蓮地震公路橋梁震害資料，根據洪曉慧等人調查與分析(2018)，震後因震損而須緊急封閉交通之橋梁計有跨越嶺頂斷層的花蓮大橋，以及跨越(鄰近)米崙斷層的七星潭大橋、花蓮市三號橋及尚志橋等四座橋梁。本計畫根據該調查與分析，以及「花蓮地震橋梁特檢表」

[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
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員

(花蓮縣政府，2018)，亦可掌握本次地震公路橋梁整體概況及橋梁損害情形。

表一 公路橋梁損害狀態與模式說明

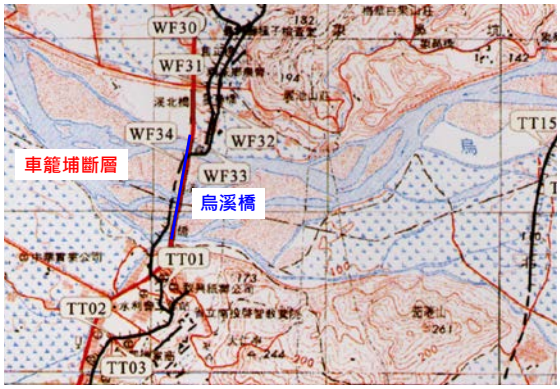
損害狀態	損害模式 (RC 構造梁式橋)	說明
無 (1)	無	
輕微 (2)	• 非結構(如護欄等)損壞 [N2] • 主結構輕微開裂(含混凝土些許剝落) [S2] • 伸縮縫輕微錯移、鋪面輕微破壞 [EJ2] • 支承輕微錯移 [B2] • 止震塊(防落設施)輕微損壞 [SS2] • 橋台或引道輕微破損 [A2]	安全無虞，繼續通行
中度 (3)	• 主結構龜裂(承載力維持) [S3] • 橋面版錯移(無落橋之虞) [D3] • 支承(含支承座)錯移或損壞 [B3] • 止震塊(防落設施)毀損(無落橋之虞) [SS3] • 橋台龜裂或引道變形(承載力維持) [A3]	管制下安全無虞，可通行
嚴重 (4)	• 橋墩損壞(承載力已折減) [P4] • 基礎損壞(承載力已折減) [F4] • 主梁損壞(承載力已折減) [G4] • 橋面版錯移(餘震下有落橋之虞) [D4] • 橋台或引道嚴重開裂、沉陷或變形(承載力已折減) [A4]	構件承載力已折減，但損壞屬可修補，惟繼續通行有傷亡之虞，必須封橋
完全 (5)	• 橋墩嚴重損壞變形(承載力喪失) [P5] • 基礎嚴重損壞變形(承載力喪失) [F5] • 主梁嚴重損壞變形(承載力喪失) [G5] • 橋面版嚴重破裂或錯移(瀕臨落橋) [D5] • 橋台損壞或嚴重沉陷(瀕臨落橋) [A5] • 落橋 [D5+]	構件承載力喪失，橋梁已(或瀕臨)崩塌，無法通行，損壞之構件必須拆除重建

根據上述原始資料，就所有受損橋梁，定義具一致性的損害狀態及模式，進而修訂原始震害紀錄，重新建置兩次地震之近斷層橋梁震害資料庫。橋梁損害狀態及模式如表一所列。損害狀態概分為無(1)、輕微(2)、中度(3)、嚴重(4)、完全(5)等五種，一旦發生損害時，以結構安全(構件承載力及穩定性)作為嚴重程度之判準。損害模式按非結構(N)、主結構(S)、伸縮縫(EJ)、止震塊(SS)、橋墩(P)、基礎(F)、主梁(G)、橋面版(D)、橋台或引道(A)等構件而區分，副以 2~5 之損害狀態代碼，且輕微及中度損害狀態時不作主要構件區分，嚴重及完全損害狀態時不記錄次要構件損害，落橋則以「D5+」註記之，屬橋面版項下。

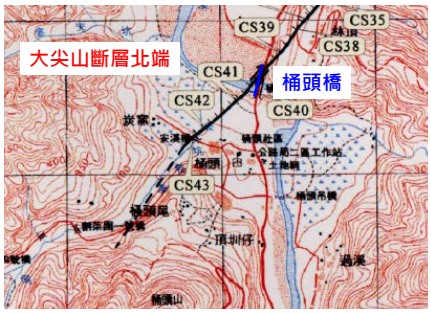
三、地震災害潛勢資料收集整理

本計畫根據國震中心趙書賢博士之研究，取得兩次地震的強地動分布資料。該研究以中央氣象局強震測站的實測地震動紀錄為基礎，以 500m 邊長正方形網格方式，透過數值內插計算地震動強度參數 PGA 和 Sa(1.0s)之數值分布。

本計畫根據經濟部中央地質調查所的九二一地震車籠埔斷層破裂跡線(含大尖山斷層北段)，以及 2012 年版活動斷層圖的米崙、嶺頂兩條斷層跡線，以之定義近斷層區域，其中九二一地震之規模較大，達芮氏規模 7.3，近斷層效應顯著，故本計畫取斷層距離 8 Km 內為近斷層區域；2018 年花蓮地震則地震規模較小，芮氏規模僅 6.4，故取斷層距離 2 Km 內為近斷層區域。



圖一烏溪橋附近九二一地震地表破裂及露頭點位置圖(車籠埔斷層)



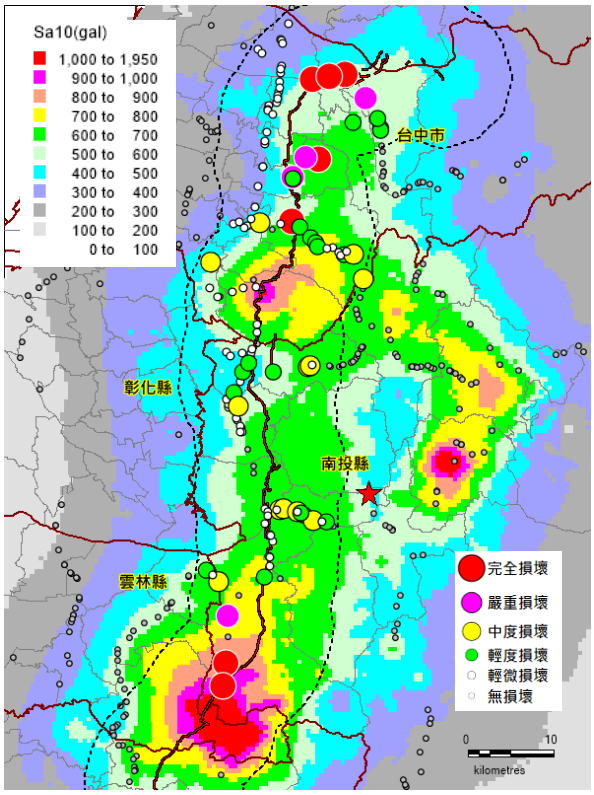
圖二 桶頭橋附近九二一地震地表破裂及露頭點位置圖(大尖山斷層北段)

兩次地震均有公路橋梁因跨越斷層而受損，根據經濟部中央地質調查所「九二一地震地質調查報告」(1999)，以及「20180206花蓮地震地質調查報告」(2018)，兩次報告對於斷層經過的橋址，均有地表破裂及露頭點的相關描述。以九二一地震為例，烏溪橋附近「地面隆起約 1 公尺，走向略成東西向...」，如圖一所示，桶頭橋附近「(大尖山斷層北段)...破裂方向為北偏東 55 度，垂直落差約 30 至 40 公分，南側維升側，水平視位移約右移 2 公尺...」，如圖二所示，垂直或水平錯動量的紀錄彌足珍貴，本研究均記錄於資料庫中。

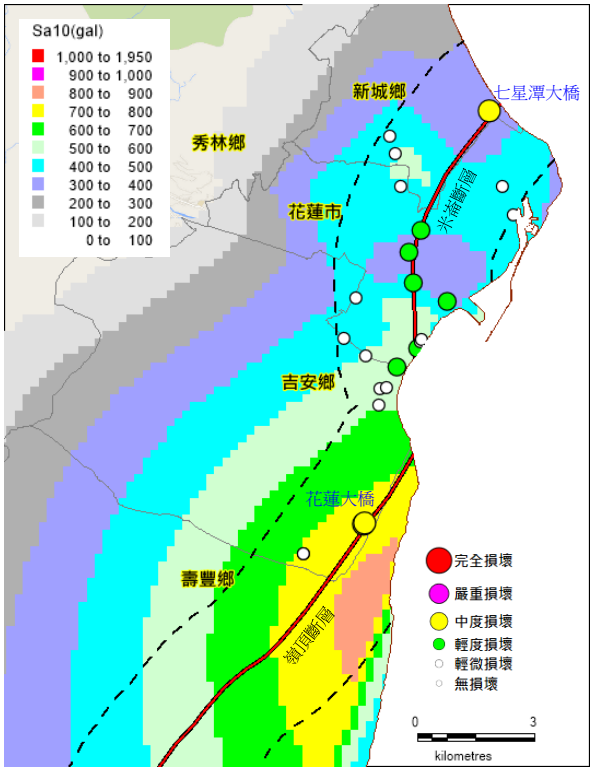
四、資料庫建置成果

本計畫為求單純，所考慮橋梁限於 RC 構造梁式橋之結構類型，不計拱橋、斜張橋等特殊結構型式之橋梁。

根據前述九二一地震橋梁勘災普查原始紀錄，與 2018 年花蓮地震橋梁特檢表，已建置兩次地震之近斷層公路橋梁震害 GIS 資料庫，分別包含 151、24 座近斷層公路橋梁之基本結構屬性資料，各橋址之實測地震動強度參數 PGA 和 Sa(1.0s) (據中央氣象局測站數據內插)、斷層帶內橋梁位置之實測斷層錯動量(據中央地質調查所兩次調查報告)，以及各有 16、5 座損害橋梁之完整損害模式與狀態。兩次地震的近斷層區域及公路橋梁分布與損害狀態，分別如圖三、圖四所示。



圖三 九二一地震近斷層區域及公路橋梁分布與損害狀態



圖四 2018 年花蓮地震近米崙、嶺頂斷層區域及公路橋梁分布與損害狀態

五、公路橋梁災損推估及初步比較

本計畫運用國震中心所研發TELES之公路橋梁震損評估專屬子系統 Thighway進行評估，比較兩次地震實際災害潛勢下公路橋梁震損推估結果，與真實震害之間的差異。

台灣地區大多數公路橋梁屬梁式橋，因此 Thighway 首先根據梁式橋之跨數(單跨或多跨)、橋柱型式(單柱、構架或壁式)以及上部結構(簡支或連續)分類，其它類型橋梁(例如拱橋、斜張橋等)則不細分，將公路橋梁簡化為八類的典型橋梁。各類典型橋梁再依其耐震性能概分三類：傳統設計、耐震設計、原傳統設計但經過耐震補強。因此，總共有 24 種不同分類的公路橋梁。

個別橋梁之振動易損性曲線參數值，除參考所屬典型橋梁分類之參數值外，必須再根據橋梁建造或設計年份、等值耐震設計係數、所處地盤種類、基礎型式、幾何特性(歪斜角、橋面版長寬比)等，進行微調。至於地表永久位移引致的損壞，則參考美國 HAZUS (FEMA, 1999)的評估模式。此外，當橋梁長度較常(跨數較多)時，傳統評估模式往往忽略橋梁損壞有集中化的趨勢，並非全橋作一均勻之損壞。有鑑於此，Thighway 引進評估單元的概念。連續橋的每個振動單元視為一個評估單元，簡支橋則預設以三跨作為一個評估單元。假設各典型橋梁分類的易損性係適用於單一評估單元，進行個別橋梁的整體震損評估時，須根據評估單元總數，計算整座橋梁超越不同損害狀態的機率。

一般而言，逆斷層(九二一地震)具擠壓效應，破壞力最大，平移斷層(2018 年花蓮地震)則與交角有關，可能擠壓或拉扯。經結果比較，考慮錯動量之影響，九二一地震之橋梁損害狀態大致符合預期，2018 年花蓮地震則推估偏嚴重，例如跨越嶺頂斷層的花蓮大橋，如圖五所示，以及跨越(鄰近)米崙斷層的七星潭大橋，橋址處之斷層錯動方式均為左移 70 cm 左右，但兩座橋梁之損害狀態，損害狀態均僅及「中度損害」(管制下安全無虞，可通行)，低於 Thighway 之估計。本計畫後續可精進評估模式，特別是檢討平移斷層下公路橋梁與斷層交角之量化關係，以提升公路系統評估可信度。



圖五 2018 年花蓮地震花蓮大橋 P9 和 P10 處橋面側移旋轉(洪曉慧等，2018)

參考文獻

1. FEMA, 1999, Earthquake Loss Estimation Method—HAZUS99 Technical Manual, Washington, D.C.
2. 花蓮縣政府，2018，「花蓮地震橋梁特檢表」，花蓮。
3. 洪曉慧、陳俊仲、蘇進國、李柏翰、江奇融、宋裕祺，2018，「0206 花蓮地震橋梁震損調查與分析」，中華民國第十四屆結構工程研討會暨第四屆地震工程研討會論文集，論文編號 24014，台中。
4. 張國鎮等，1999，「九二一集集大地震全面勘災報告—橋樑震害調查」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE99-055，台北。
5. 經濟部中央地質調查所，1999，「九二一地震地質調查報告」，台北。
6. 經濟部中央地質調查所，2018，「2018 0206 花蓮地震地質調查報告」，台北。

5D 智慧城市軟體平台開發

王仁佐 [1]　陳志賢 [2]

摘 要

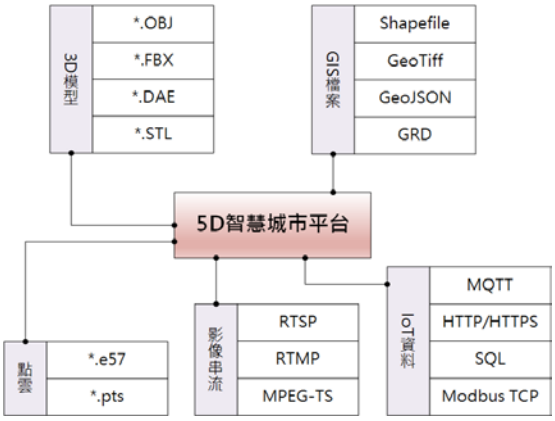
結因應未來智慧城市及物聯網發展應用需求，5D 智慧城市平台由國家地震工程研究中心自行創新研發。5D 智慧城市是結合 3D 城市模型、臺灣衛星影像、數值高程模型(DEM)，並融入時間資訊稱為第 4D，時間資訊主要是透過感測器來傳送數位訊息，透過網路將訊息傳送至第 5D 智慧化數位空間，透過 5G 高速傳輸可拉近真實世界資訊與 5D 智慧空間資訊同步，讓 5D 數位化空間成為真實世界的數位分身。本文以臺南沙崙智慧綠能科學城 C 區為例，開發虛實空間整合的 5D 可視化管理平台。運用無人機進行現地測繪，建置大範圍城市實景 3D 模型，亦整合 BIM 模型。展示沙崙智慧綠能科學城 C 區的可視化智慧能源管理，串接監視影像、環境、路燈等物聯網資訊並整合於平台中，將即時資訊展示於設備的位置，達成更直覺貼切實際的監控管理，使管理者可結合周遭環境即時監控現場設備狀況，擴大遠端感測技術於智慧城市及防災領域的加值應用。

關鍵詞：智慧城市、3D 地理資訊系統、物聯網、建築資訊模型、數位分身

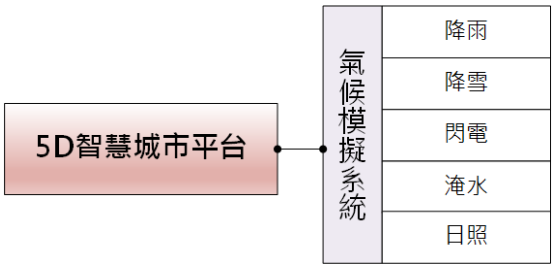
一、平台功能架構

為增加平台運行的效能，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，除了強化本土 3D 平台開發的技術能力外，也免除了商用軟體高額的授權費，同時可保留平台功能與支援檔案的擴充彈性，避免因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。平台底圖部分採用使用內政部開放資料中的全臺 20 公尺數值高程模型(DEM)結合衛星影像而成，座標系統可使用 TWD97 或 WGS84 座標系統，3D 模型檔案類型可支援*.obj, *.fbx, *.stl, *.dae 等；GIS 檔案可支援 Shapefile、GeoTiff、GeoJSON 等；點雲檔案可支援*.e57 或*.pts。

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。天氣模組，如圖二所示，可模擬雲、日照、下雨、下雪、閃電及淹水等氣候情境變化，例如建築模型在早晨、中午或是黃昏時的光影變化，下雨或淹水時的情況等，如圖三～圖四。

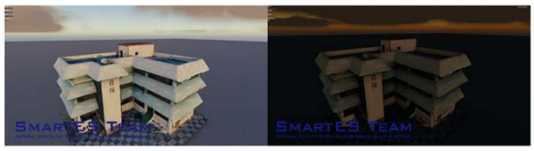


圖一 平台支援檔案功能架構圖



圖二 平台氣候模擬功能架構圖

[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助理研究員



圖三 氣候模擬模組－日照變化



圖四 氣候模擬模組－降雨

二、平台特色

1. 顯示大範圍空拍建立之城市三角網格精細模型，經實際運算測試，可顯示 20 平方公里以上的三角網格精細模型，總三角網格數約 6 千 4 百萬。

2. IoT、影像等資訊與 3D 空間資訊結合，監測資料及攝影機監視影像可直接展示於設備旁，使用者可直觀地觀察到設備安裝位置、資料跟鄰近地理條件的關聯性。

3. 即時互動操作，使用者可利用鍵盤滑鼠等輸入介面與平台進行互動，充分發揮 3D 場景內任意角度觀看的特性，提高數據存取便利性。

4. 支援多種投影顯示方式，因應研發成果展示需求，可支援曲面投影、VR、3D 立體視覺(Stereo Vision)投影，提供更多元的視覺體驗效果。

三、資訊整合應用案例－沙崙智慧綠能科學城

早期的地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)平台因需求面較低，且軟體與電腦硬體設備的限制，多以 2D 地圖的方式呈現，但對於具有高度或深度的模型，例如地下管線或立體交叉道路，在視覺上便難以直觀的進行表達。近年來以多元化遙感探測測繪技術的發展最為積極且快速，包括地面測量全站儀(Total Station)、全球導航衛星系統(Global Navigation Satellite System, GNSS)、航測數位像機、衛星影像、光達掃描、合成孔徑雷達干涉技術(Interferometric Synthetic Aperture Radar, InSAR)、無人飛行載具(Unmanned Aircraft Vehicle, UAV)等，不僅使測繪作業效率大幅提升，且測繪成果精度品質亦相對提高 [1][3]。測繪技術發展的同時也帶動了 2D 平台朝向 3D 化的需求。

本研究以臺南沙崙智慧綠能科學城為示範場域，底圖為 20 公尺精度的 DEM[2]數值高程模型結合衛星影像，利用 UAV 空拍建模方式建立三維實景的精細模型後，套疊於臺灣底圖上，成果如圖五所示，具有室內外空間資訊的 BIM 模型也可同時整合於平台中，如圖六所示。精細模型由大量的三角網格(mesh)組合成立體模型，再貼附真實影像紋理，雖然模型與實景有極高相似度，但其網格數量遠高於前述近似化建物實體模型，加上高解析度材質照片，造成電腦運算極大負擔，因此在程式設計上需要針對不同遠近來調整三角網格的細緻度，距離越遠則顯示較粗糙、網格數量較少的模型，在視覺上不會感覺到差異，但對於電腦運算效能上則有顯著提昇。

臺南沙崙智慧綠能科學城 C 區整合 BIM 模型室內及戶外監控設備包含(1)2 處微型氣象站 (2)86 盞智慧節能路燈(其中 11 盞納入綠能供電) (3).兩盞風光互補路燈 (4)1 處太陽能面板發電 (5)室內、外監視器影像 (6)室內用電資訊 (7)室內環境監測資訊，前 3 項採用 NB-IoT 通訊技術達成即時監控目的 [4]，第 4 項則採用 Modbus TCP 通訊協定，監視器影像採用 RTSP 通訊協定。除影像外，相關監測資料長期儲存於後端資料庫集中管理，平台再從資料庫中擷取相應的資訊整合顯示於 3D 虛擬場景中。

BIM 建築模型與監測資料間的整合架構如圖七所示，先將 Revit BIM 檔案轉換成

FBX 檔案後匯入平台中，由資料庫結構化查詢語言(SQL)，分別查詢建築模型與監測資料的資料庫，兩者間的關聯性則透過 BIM 模型內虛擬物件之全域唯一識別碼(GUID)與實際感測器 ID 間的資料映射關係，將物件與資料連結在一起。

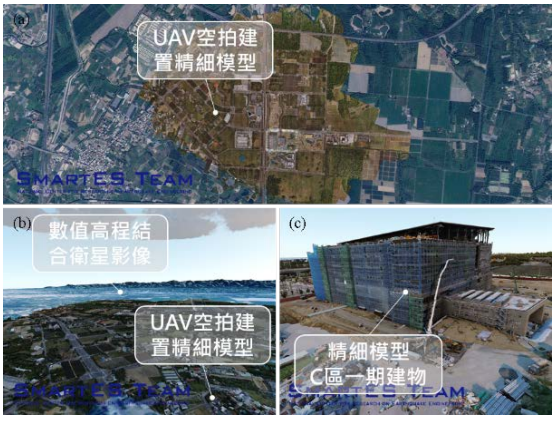
智慧節能路燈採用無線路燈控制器，可依需量反應調整控制照明亮度，同時對路燈之即時電壓、電流進行監測與平台整合，C 區 86 盞智慧節能路燈資訊，資料異常的路燈以不同顏色區分。除了顯示電壓、電流資訊外，平台內的虛擬路燈亮度可依照實際路燈控制系統內的亮度設定值進行光源模擬，如圖八所示。

監視器監控系統傳統作法是在螢幕上分割成許多小畫面來觀看多個監視器影像，不易建立影像與現場環境的關連性，5D 平台中將影像放置於監視器實際安裝位置，搭配實景模型，使用者可任意旋轉角度觀看，直觀的建立影像與實際環境的關係，並且有助於管理大量的監視器影像。如圖九顯示路口監視影像與該路口的虛擬場景。

C 區內智駕車實驗室停車棚設置有 33.5kWp 太陽能發電及 20kW/45kWh 鋰電池儲能系統，並由成功大學楊宏澤教授研究團隊進行能源管理系統建置，其中包含以太陽能發電歷史數據與天氣預報數據（溫度、降雨量和天氣描述等），透過模糊推理方法，進行支持向量回歸(SVR)模型之選擇，加以預測隔日發電量，並透過智慧化預測、診斷與決策功能整合調度可用電力資源。圖十為平台中顯示太陽能發電預測值與實際值的歷史曲線。

在能源管理部分，藉由統計智慧電錶的監測資料可以顯示建築物總用電量(圖十一(a))、各空間用電量與單一空調主機的用電量，整合結果如圖十一所示，依據智慧電表所監測的用電迴路，最小可監測單一設備的用電情形，如圖十一(b)所示，於冷氣下方顯示該設備的即時用電量，與當月累積用電度數。圖十一(c)(d)則為利用資訊面板方式於房間中顯示單一空間的用電資訊。相關資訊可進一步分析溫度與空調用電量之關係，各空間用電量與總用電量之佔比，評估未來的所需電費等。

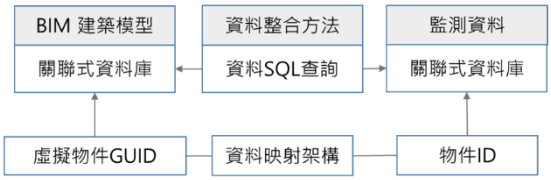
室內環境監測項目包含溫度、濕度、照度、CO 與 CO2，配合室內溫度監測值，透過紅外線控制器自動調整空調溫度等功能設定，同時也可控制其他由紅外線遙控器控制的電器，如風扇、照明、投影機、電動窗簾等，達到節能效果。整合結果如圖十二所示，監測資料顯示於感測器安裝位置旁，清楚建立資訊與空間的對應關係。



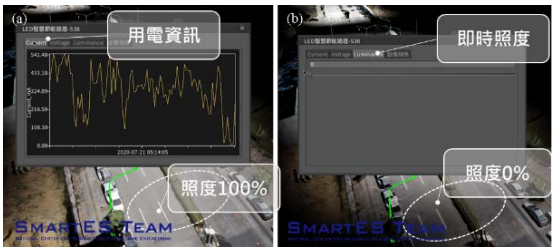
圖五 臺南沙崙智慧綠能科學城三維實景模型，(a, b)全區模型，(c)C 區一期建物



圖六 BIM 模型與平台整合



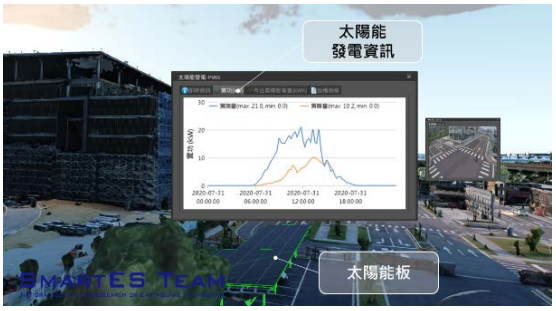
圖七 BIM 模型與監測資料整合架構



圖八 節能路燈亮度與平台之虛實整合



圖九 監視器影像與平台整合應用



圖十 太陽能發電資訊與平台整合應用



圖十一 用電資訊整合



圖十二 室內環境監測資訊整合

四、結論

智慧城市體現於大數據的整合加值應用，並廣泛應用於各大領域，隨著物聯網技術的發展，延伸出各種資訊整合的重要性，諸如消防、能源管理、環境監控、攝影機，以及 LED 節能路燈等。目前國內外多採用商用軟體作為智慧城市 3D 可視化展示方式，但對於整合各項物聯網監測數據，且能即時互動展示之技術仍然較為稀缺，國震中心開發之智慧城市平台之成果將有助於未來開拓智慧城市發展與滿足都市防災的運用。

參考文獻

1. 吳錫賢, 李明儒, 姜興華, & 鄭宏逵, 三維空間資訊技術之發展與應用. 中華技術 10 週年特刊, 114, 72-89, 2017.
2. 內政部 20 公尺網格數值地形模型資料，政府資料開放平台，https://data.gov.tw/dataset/35430
3. 林世賢, 施錦揮, 鐘文彥, 三維實景三角網模型製作規範之研究, 內政部國土測繪中心研究報告(107301000100G003), 2018.
4. 遠傳電信股份有限公司系統整合分公司, 能源環境智慧管理平台研發與展示案期末報告書, 財團法人國家實驗研究院, 2019.

深度學習於地震模擬振動臺加速度控制之初期研究

謝伯徽[1]　陳沛清[2]　陳俊杉[3]

摘 要

地震工程實驗方法眾多，其中地震模擬振動臺實驗被認為是最能直接呈現結構試體受震行為的方法。振動臺本身以及上部的測試體重量較大，造成進行振動臺實驗時常會發生控制與測試結構的相互作用，使得振動臺的控制更加困難。因近期深度學習於影像辨識、語音處理、影像生成、機器人控制等相關領域取得相當的進步，因此嘗試將此技術應用於小型振動臺的加速度控制，進行測試與驗證其成效後，期望能移植到大型振動臺進行使用。

關鍵詞：控制系統、深度學習、強化學習

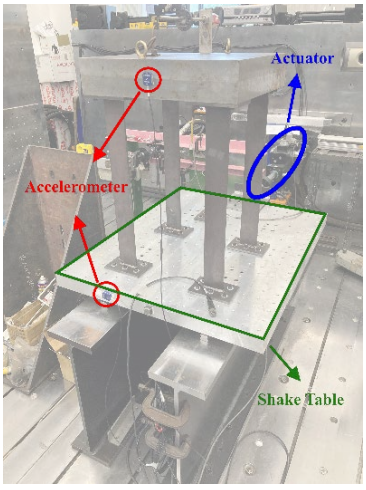
一、前言

為了瞭解測試試體的耐震性能，將待測試體錨定於剛性測試平臺上，藉由油壓伺服致動器推動測試平臺以重現地表加速度歷時，但在試驗過程中往往會發生控制與測試結構的相互作用，導致重現的加速度歷時精度不佳。常見的振動臺控制器包含 PID(Proportional-Integral-Derivative)以及 TVC(Three-Variable Control)等控制方法，另外有學者提出轉移函數迭代法(transfer function iteration)，利用振動臺輸入命令與測量得加速度訊號求得線性模型，在離線狀態下利用反函數模型修正輸入命令。上述方法皆廣泛應用於真實振動臺試驗中。然而在試體發生損壞後，系統動態發生變化，導致振動臺重現的加速度發生明顯誤差。為了解決試體破壞而導致的控制誤差，近期學者提出新型的控制方法如滑動模式控制器(sliding mode control)以及振動臺加速度軌跡追蹤控制方法(acceleration trajectory tracking method)，進而增進振動臺控制精度。

本計畫考慮到試體損壞所產生的非線性行為，嘗試使用深度學習中的非線性模型擬合其動態特性，並且利用此模型作為振動臺模擬器，以強化學習的方式訓練出非線性控制器，以產生正確的振動臺控制命令，並且降低加速度控制誤差。

二、鋼構試體振動臺試驗

深度學習非線性模型的擬合需要大量的實驗資料進行模型參數的調整，因此利用現有鋼結構試體進行試驗，其實驗架設如圖一所示，輸入真實地震並測量系統反應，總共收集近兩百筆試驗資料以進行模型訓練。



圖一、鋼結構試體實驗配置

[1] 國立臺灣大學土木工程學系碩士
[2] 國立臺灣科技大學營建工程系副教授
[3] 國立臺灣大學土木工程學系教授

試驗中所使用的試體為一層樓鋼結構試體，長 50 cm、寬 45 cm、高 60 cm，樓板厚度為 10 cm，總重約為 176 kgf，振態主頻為 5.0 Hz，阻尼比為 0.5%。

三、深度學習模型

深度學習中時間序列模型以長短期記憶網路模型最廣為使用，Zhang 等人採用真實資料，六層樓建物在受到地震影響下，收集其建物加速度與位移反應；另外也利用 RT-Frame2D 的非線性運算平臺，建構出三層樓含阻尼的鋼構試體模型，透過輸入真實與人造地震，計算出其試體反應。不論是在真實資料或是模擬的資料，利用長短期記憶網路模型擬合建物的動態行為，皆可準確地預測出建物的反應。

本計畫期望能夠於高頻、中頻、低頻率帶寬上皆取得有效的控制，因此採用伺服閥電壓作為控制命令，收集試體加速度反應，採用長短期記憶網路模型(Long Short-Term Memory, LSTM)擬合振動臺的動態特性；將資料進行適當前處理後，分為訓練、驗證、測試三種類型，利用 Adam 優化器調整模型參數，降低模型預測誤差，訓練所使用的誤差為時間域均方根誤差與頻率域均方根誤差，模擬結果如表一

時間域方根誤差定義為

$$RMS_T = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N}(a_r[k]-a_m[k])^2}{\sum_{k=1}^{N}a_r[k]^2}} \times 100\% \qquad (1)$$

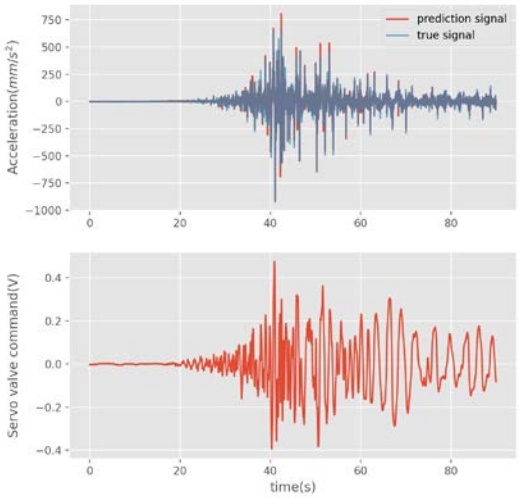
頻率域均方根誤差定義為

$$RMS_F = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_F}(S_d[k]-S_a[k])^2}{\sum_{k=1}^{N_F}S_d[k]^2}} \times 100\% \qquad (2)$$

其中 a_r 與 a_m 分別表示目標加速度以及量測加速度值；S_d 與 S_a 分別表示目標加速度與量測加速度在頻率域上的頻譜值。由圖二可知此深度模型可準確預測出試體的動態反應。

表 1、模型預測誤差

	RMS_T	RMS_F
訓練集	20%	14%
驗證集	25%	17%
測試集	27%	19%

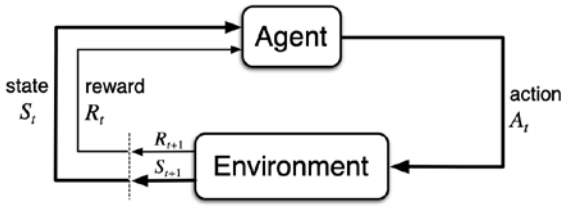


圖二、模型預測結果

四、強化學習

強化學習主要由環境(Environment)、智能體（Agent）、動作（Action）、獎勵（Reward）所組成如圖三所示，由智能體根據環境狀態計算動作，促使環境從現有的狀態轉移至下一個狀態，並且由環境決定動作所能得到的獎勵，此一連串行為直到最終狀態的過程可利用馬可夫決策過程（Markov Decision Processes）進行描述。

在多數情況下環境含有隨機性，因此無法完全的預測環境的變化，隨著近期類神經網路的發展，許多的研究利用類神經網路模型，取代以往透過特定方式從資料抽取高維參數，搭配簡單的線性模型的預測方法，使得模型能夠完全由大量的原始資料學習如何抽取參數並且預測結果，並且在測試資料上得到極高的準確度，因此若能利用類神經網路準確擬合動作價值函數，即可得到對應的最佳策略。



圖三、強化學習框架

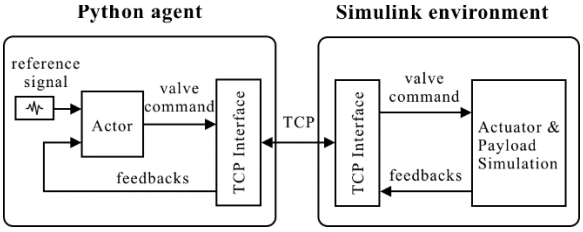
深度強化學習基於是否利用模型預測環境輸出可分為基於模型（Model-based）與無模型（Model-free）方法，另外依據是否使用動作價值預估函數（Q-value function）擬合真實世界中動作價值的分佈，藉由此函數決定或影響每個狀態下的動作選擇，又可分為基於價值（Value-based）與基於策略（Policy-based）算法，或者結合兩者優勢的動作評價算法（Actor-Critic）。

因本計畫希望透過控制電壓輸入命令增進振動臺加速度精度，而電壓輸入命令為連續性變數，因此採用動作評價算法作為強化學習訓練的演算法，Actor 的模型參數定義為θ，Actor 根據系統狀態 s 輸出命令 a，可表示為 $\pi(s,a)$，Critic 利用系統狀態 s 與輸出命令 a 預測實驗結束後累積獎勵的期望值，可表示為$Q^{\pi}(s,a)$，利用 Actor 進行一次試驗所得到累積獎勵值為ρ，根據式(1)求得 Actor 的模型參數梯度會與實驗累積的獎勵期望值梯度成正比，藉此更新 Actor 的參數以增加累積的獎勵期望值。

$$\frac{\partial \rho}{\partial \theta} = \sum_s d^{\pi}(s) \sum_a \frac{\partial \pi(s,a)}{\partial \theta} Q^{\pi}(s,a) \quad (3)$$

五、模擬環境設置

目前理論證明在完整可觀察馬可夫過程(FOMDP)的情況下，透過梯度上升的方式可收斂得最佳解。但因實際試驗中部分系統狀態為不可量測，即系統為部分可觀察馬可夫過程(POMDP)，為了確認需要哪些系統狀態才可構成完整可觀察馬可夫過程，目前期望透過振動臺的模擬器，在可任意得到系統的狀態下確認此框架的可行性，首先利用在 SIMULINK 中所建構的振動臺模擬器作為強化學習的環境，因演算法架構大部分由 Python 所提供，為了讓兩者能夠達到即時模擬運算，因此透過 TCP 協議由 Python 傳送控制命令至振動臺的環境，由 SIMULINK 計算出系統反應後再回傳至 Python 的控制器以產生下個時間點的控制命令，運算框架如圖四。



圖四、Agent 與 Simulink 環境互動架構

六、結論與展望

本研究首先利用深度學習模型擬合單軸向小型地震模擬振動臺系統動態，可得知深度學習模型可準確獲得振動臺系統行為，接著透過 Simulink 架構出振動臺模擬系統確認構成完整可觀察馬可夫過程所需系統狀態，如完成確認此框架的可行性後，再重新收集相關系統狀態資料，訓練符合需求的深度學習模型，並且將此深度學習模型當作振動臺模擬器，透過強化學習的方式訓練出能夠產生正確輸入電壓命令的控制器，增進振動臺重現加速度精度，並期望未來能夠將此技術移植至大型振動臺使用。

參考文獻

Degris, Thomas, Pilarski, Patrick M, and Sutton (2012), Richard S. Model-free reinforcement learning with continuous action in practice. In American Control Conference (ACC), pp. 2177–2182. IEEE, 2012.

Fujimoto, S., van Hoof, H., and Meger, D. (2018) Addressing function approximation error in actor-critic methods. arXiv preprint arXiv: 1802.09477

Mnih, V.,Kavukcuoglu, K., Silver, D.,

Graves, A., Antonoglou, I., Wierstra, D., and Riedmiller, M. (2013) Playing Atari with deep reinforcement learning. arXiv preprint, arXiv:1312.5602.

Nakata, N. (2010) “Acceleration Trajectory Tracking Control for Earthquake Simulators” Engineering Structures, 32(8): 2229-2236.

Sutton, R., McAllester, D., Singh, S. & Mansour, Y. (2000) Policy gradient methods for reinforcement learning with function approximation. In Advances in Neural Information Processing Systems, 1057–1063.

Spencer Jr., B.F. and Yang, G. (1998), "Earthquake Simulator Control By Transfer Function Iteration," Proceedings of the 12th ASCE Engineering Mechanics Conference, San Diego, California, May 17–20, pp. 776–769.

Thoen, B., and Laplace, P. (2004). “Offline tuning of shaking tables using dynamic simulation models.” Proc., 13th World Conf. Earthquake Eng, Canadian Association for Earthquake Engineering, Vancouver, British Columbia, Canada, Paper No. 960.

Yang, T. Y., Li, K, Lin, J. Y., Li, Y., and Zhang, Y. F. (2013) “Implementation of Nonlinear Control Algorithm for Shaking Table Tests”, *Proceedings*, 5th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Taipei, Taiwan.

Zhang, R., Chen, Z., Chen, Su., Zheng, J., Buyukozturk, O., Sun, H. (2019), “Deep long short-term memory networks for nonlinear structural seismic response prediction”, Computers & Structures, Vol. 220, pp. 55-68

圖形處理器通用計算卡對人工智慧的加速測試

張慰慈[1]

摘 要

圖形處理器通用計算（General-Purpose computing on Graphics Processing Units）在人工智慧（Artificial Intelligence）技術中扮演關鍵角色，但目前可選擇的計算卡種類繁多且價格不一，對於欲建置或租賃人工智慧平臺的使用者來說並沒有清晰的界線與選購建議。本研究就實際人工智慧案例測試三種 GPU 卡的加速（speed up）效益，期能給予有志於人工智慧的研究人員有所助益。

關鍵詞：人工智慧、圖形處理器通用計算卡、加速

一、背景

歸功於硬體技術與軟體演算法的長足進步，人工智慧（Artificial Intelligence，簡稱 AI）已成為近十年來的顯學，美商輝達（NVIDIA）所提出的圖形處理器通用計算卡（General-Purpose computing on Graphics Processing Units，簡稱 GPGPU 卡、GP2U 卡或 GPU 卡）產品有 GeForce、Quadro、Tesla 等三種系列，除專注於顯示加速的 Quadro 系列外，一般通用型 GeForce 系列和伺服系用 Tesla 系列的 GPU 卡都可應用於 AI 加速之上。但頂級 Tesla 卡的售價約為 GeFroce 卡的八倍，其效益差距則眾說紛紜。本研究即針對此兩種系列在 2020 年的最高規格 GPU 卡進行測試以瞭解其所帶來的 AI 加速效益。

二、測試環境與評估指標

本研究使用的硬體有 Intel Xeon E5 CPU (2.6 GHz)、Xeon E5 CPU (2.6 GHz)、Xeon Gold CPU（2.1 及 2.6 GHz）中央處理器（Central Processing Unit，簡稱 CPU），使用三種 GPU 卡：RTX 2080 Ti、Tesla V100-16G（16 GB 記憶體）和 Tesla V100-32G（32 GB 記憶體）。

作業系統為 64 位元版本之 CentOS Linux 7.3，對應之 Linux 核心版本為 3.10.0-1160.6.1.e17；執行 AI 測試的程式為 Python 3.8.7 搭配 Tensorflow 1.12 和 2.1 版。在測試案例與程式碼方面，本研究使用 Andrey Ignatov 所撰寫的 AI 測試套件 ai-benhmark（Andrey Ignatov, 2021），針對分類（classification）、圖像映射(image-to-image mapping)、圖像分割 (image segmentation)、圖像修復(inpainting)、語句分析 (sentence sentiment analysis)、文本翻譯 (text translation)等六種常見的 AI 案例進行測試，再以這些案例給予綜合評分。

加速效益的評比指標採用傳統的加速值（speed up）：定義增加 N 核心 CPU 或 N 張 GPU 卡後的加速值s_N可以表示為：

$$s_N = \frac{T_{ref}}{T_N} < N \tag{1}$$

其中T_{ref}為未增加 CPU 或 GPU 時的計算時間（wall-clock time），T_N為增加 N 核心 CPU 或 N 張 GPU 卡後的計算時間，其理想值為 N。進一步可計算硬體使用效率（efficiency）e_N：

$$0 < e_N = \frac{s_N}{N} < 1 \tag{2}$$

其值介於 0 至 1 之間，愈高表示硬體獲得愈高的使用量，即閒置或冗餘的計算愈少，通常理想的線性代數 CPU 加速效率e_N相

[1] 國家地震工程研究中心 助理研究員

當接近 1，而科學或工程計算軟體的e_N值則多介於 0.7 至 0.9 之間。

三、測試結果與討論

CPU 的效益

首先是 CPU 的影響：分別在 Tensorflow 1.12 與 2.1 版測試由一核心 CPU (Intel Xeon E5，時脈 2.6 GHz) 增加至 24 核心時的加速效益(表一)，在分類、圖像映射、圖像分割、圖像修復、語句分析方面均確有助益，加速值s_N約在 3.6 至 10.2 倍之間，考量增加核心數為 24，硬體使用效率e_N落在 0.15 至 0.425 之間，和工程軟體相較都可說是相當低下，可見增加 CPU 對 AI 效率的提昇幫助很有限。再者文本翻譯的加速值s_N仍為 1.0，即增加 CPU2 根本無法加速。

Tensorflow 版本的效率差異

再談 Tensorflow 1.12 和 2.1 的差異，分別在一與 24 核心 Intel Xeon E5 CPU (2.6 GHz) 環境下測試 2.1 版相較 1.12 版效能加速值s_N如表二所示。在分類、圖像映射、圖像分割、語句分析上 2.1 版的效能均較佳，文本翻譯則並無差異，而圖像修復上反而較差。但考慮將來 Tensorflow 2.1 版的持續革新，圖像修復演算法效能應該會持續增加，加之以程式開發的便利性與穩定性考量，還是建議 Tensorflow 1.x 的使用者儘快開始使用 2.x 的開發環境。

NVIDIA RTX 2080 Ti GPU 卡的效益

接著測試 NVIDIA 於 2020 年在 GeForce 2000 系列的頂級 GPU 卡 RTX 2080 Ti。在一與 32 核心 Intel Xeon E5 CPU (2.6 GHz) 的環境下增加一至兩張 RTX 2080 Ti GPU 卡的加速值s_N如表三所示，基本上增加 GPU 卡數並不會帶來額外的加速，推測這是因為測試的範例並沒有超過一張 GPU 卡的記憶體量 11 GB。一張 RTX 2080 Ti GPU 卡在分類和圖像分割的加速s_N就可以達到 200 倍以上，而圖像映射更可加速約 460 倍，即使是圖像修復、語句分析和文本翻譯也都能帶來 14 至 32 倍的加速，和純粹增加 CPU（表一）的個位數加速明顯相差極鉅。

而 32 核心 CPU 環境下，也同樣看到一或兩張 GPU 卡的差異並不大;增加一張 RTX 2080 Ti GPU 卡的加速s_N便僅有 2 至 54 倍（如表三所示），這是因為 32 核心 CPU 已經有相當程度的加速效益，比較的基數估計已經較高，因此 GPU 卡的效果便不如單核心 CPU 環境那樣出色;僅有文本翻譯因為 CPU 並不能帶來任何加速(由表一文本翻譯的加速值 $s_N = 1.0$ 可知 CPU 並無幫助)，因此其加速值約為 13 倍，與單核心 CPU 的 14 倍為同一等級。

NVIDIA Tesla V100 GPU 卡的效益

緊接著測試 NVIDIA 於 2020 年在 Tesla 系列的頂級 GPU 卡 V100，此處測試有 16 GB 和 32 GB 記憶體兩種規格，其結果如表四所示。

同樣地，單張或兩張 Tesla V100 GPU 卡的差異並不明顯，推測也是測試的範例並沒有超過一張 GPU 卡的最小記憶體量 16 GB；且 28 乃至 32 核心 CPU 環境下添加 GPU 卡的加速也不如單核心 CPU 來得顯著，道理便和前述的 RTX 2080 Ti GPU 卡相同。

但值得注意的是：單核心 CPU 添加 V100 GPU 卡的加速值s_N在分類可達到 186.2 至 197.2 倍，圖像分割可達到 95.7 至 137.2 倍，而圖像映射的加速值s_N更高達 263.6 至 365.5 倍。一如 RTX 2080 Ti GPU 卡的測試結果，圖像修復、語句分析、文本翻譯的加速值s_N也都較低 — 約為 10.0 至 32.1 倍。

不同 CPU、GPU 環境下的綜合評分

由於測試不同 GPU 卡環境的 CPU 型號均不相同，且項目有分類、圖像映射、圖像分割、圖像修復、語句分析、文本翻譯等六種 — 其加速效益亦各有優劣，因此使用 ai-benchmark 的綜合評分來通盤比

較，其分數愈多表示效能愈好，其結果如表五所示。

不借助 GPU 的幫助、單獨使用一核心 CPU 時的綜合評分分別為 123、214、170 分，增加至 8 至 32 核心 CPU 時的分數可達到 1,101、1,598、829，明顯可見 CPU 核心數增加時確實可以帶來數倍的加速。

但增加 GPU 時的加速效益又是另一種等級：RTX 2080 Ti GPU 卡的分數分別為 27,186、26,934、26,013、25,732 分；Tesla V100 GPU 卡的分數分別為 30,141、32,437、32,985、32,797 分（16 GB 記憶體）和 29,258、28,700、30,474、30,288 分（32 GB 記憶體），相較僅有 CPU 的環境再提昇了數十倍之多，可見一張 GPU 卡對 AI 的加速效益完全非多核心 CPU 所能企及。

比較 RTX 2080 Ti GPU 卡、V100 GPU 卡（16 GB 與 32 GB）三種型號的綜合評分，前者的分數介於 25,000 至 27,000 分等級，後者則介於 28,000 至 32,000 分之間。雖然看得出 Tesla V100 GPU 卡的效益確實較 RTX 2080 Ti 卡為高，但其領先幅度也僅約 12%至 20%，就 Tesla V100 GPU 卡 8 倍 RTX 2080 Ti GPU 卡的價差來說便顯得後者要經濟得許多，足見當案例的記憶體用量在 11 GB 以下時仍應考量使用 RTX 2080 Ti GPU 卡，只有當記憶體量大的時候使用 Tesla V100 卡才能拉大差距。一般使用者常誤以為這裡所說的記憶體大小即為 AI 中的資料集（dataset）檔案大小，實際上 AI 訓練時會分批次（batch）將資料集載入 GPU 記憶體中，每批次的資料集可能只有數 GB，因此真正會達到 11 GB 記憶體用量的時機並不如想像中得多。

表一 不同版本 Tensorflow，增加 23 核心 Intel Xeon E5 CPU (2.6 GHz) 的加速值s_N

Tensorflow 版本	分類	圖像映射	圖像分割	圖像修復	語句分析	文本翻譯
1.12	6.1	3.9	7.0	9.2	8.6	1.0
2.1	7.9	6.0	7.3	3.6	10.2	1.0

表二 不同核心數 CPU 環境下，Tensorflow 1.12 升級至 2.1 版的加速值s_N

CPU 核心數	加速值s_N					
	分類	圖像映射	圖像分割	圖像修復	語句分析	文本翻譯
1	1.7	1.6	1.5	5.5	1.1	1.0
24	2.2	2.4	1.6	2.1	1.3	1.0

註：統一採用 Intel Xeon E5 CPU (2.6 GHz)

表三 不同核心數 CPU 環境下增加 NVIDIA RTX 2080 Ti GPU 卡的加速值s_N

CPU 核心數	GPU 增加數量	加速值s_N					
		分類	圖像映射	圖像分割	圖像修復	語句分析	文本翻譯
1	+1	271.4	460.7	213.7	14.8	32.2	14.0
1	+2	271.0	458.2	211.2	14.6	31.8	13.8
32	+1	21.1	54.1	17.9	2.1	5.9	13.1
32	+2	20.4	54.1	17.3	2.2	6.0	13.5

註：統一採用 Intel Xeon E5 CPU (2.6 GHz)

表四 不同核心數 CPU 環境下增加 NVIDIA Tesla V100 GPU 卡的加速值s_N

環境				加速值s_N					
CPU		GPU		分類	圖像映射	圖像分割	圖像修復	語句分析	文本翻譯
核心數	時脈 (GHz)	數量	記憶體						
1	2.6	+1	16	186.2	256.9	129.0	10.0	29.7	11.0
1	2.6	+2	16	189.6	263.6	137.2	16.5	43.7	16.6
28	2.6	+1	16	19.7	38.0	17.6	2.9	8.6	10.3
28	2.6	+2	16	19.6	37.9	17.5	2.9	8.8	10.6
1	2.1	+1	32	197.2	365.5	95.7	15.2	28.7	16.2
1	2.1	+2	32	187.5	353.9	101.2	15.2	32.1	15.7
24	2.1	+1	32	31.1	88.2	19.4	3.7	9.6	16.2
24	2.1	+2	32	31.3	86.4	20.3	4.3	9.8	16.7

註：統一採用 Intel Xeon Gold CPU

表五 不同 CPU、GPU 環境下的 ai-benchmark 綜合評分

CPU (Intel)			GPU (NVIDIA)			評分
核心數	型號	時脈 (GHz)	型號	記憶體 (GB)	數量	
1	Xeon E5	2.6	—	—	—	123
1	Xeon E5	2.6	RTX 2080 Ti	11	1	27,186
1	Xeon E5	2.6	RTX 2080 Ti	11	2	26,934
32	Xeon E5	2.6	—	—	—	1,101
32	Xeon E5	2.6	RTX 2080 Ti	11	1	26,013
32	Xeon E5	2.6	RTX 2080 Ti	11	2	25,732
1	Xeon Gold	2.6	—	—	—	214
1	Xeon Gold	2.6	Tesla V100	16	1	30,141
1	Xeon Gold	2.6	Tesla V100	16	2	32,437
28	Xeon Gold	2.6	—	—	—	1,598
28	Xeon Gold	2.6	Tesla V100	16	1	32,985
28	Xeon Gold	2.6	Tesla V100	16	2	32,797
1	Xeon Gold	2.1	—	—	—	170
1	Xeon Gold	2.1	Tesla V100	32	1	29,258
1	Xeon Gold	2.1	Tesla V100	32	2	28,700
24	Xeon Gold	2.1	—	—	—	829
24	Xeon Gold	2.1	Tesla V100	32	1	30,474
24	Xeon Gold	2.1	Tesla V100	32	2	30,288

五、結論與展望

本研究測試三種 NVIDIA 卡對六種人工智慧案例的加速效益和綜合評比，希望能提供欲建置或租賃人工智慧計算平臺的使用者參考之用。使用者應先瞭解自己的 AI 計算需求才能避免購置過多的高價 GPU 卡、但又無法得到相應的加速效益。

參考文獻

1. Andrey Ignatov. (2021) ai-benhmark, https://ai-benchmark.com/

國家地震工程研究中心增建大樓非線性反應歷時分析

莊明介[1]　蔡克銓[2]　林冠泓[3]　林瑞良[4]

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，在原辦公大樓上進行增建。增建工程在既有辦公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，為了解國震中心增建大樓的耐震能力，本研究以 PISA3D 結構分析軟體建立增建大樓的結構模型，進行非線性反應歷時分析。歷時分析選用二十一組歷史地震的地表加速度歷時，先透過定比方法將地表加速度進行調整，以得到對應於中小度地震(service level earthquake, SLE)、設計地震(design basis earthquake, DBE)、最大考量地震(maximum considered earthquake, MCE)等地震危害度的地震歷時，再進行一系列的反應歷時分析，求得在三種危害度的各個地震作用下，增建大樓的最大層間位移角以及各種結構桿件的受震反應，進而了解增建大樓的耐震性能。

關鍵詞：挫屈束制支撐、鋼板阻尼器、油壓阻尼器、非線性反應歷時分析

一、前言

國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)自 1990 年籌備創建以來，在歷任主任與同仁的努力下，持續地成長茁壯，業務量快速增多，因此人員不斷擴增，從創設初始的 24 人已成長至 200 餘人，大樓空間嚴重不足，考量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，讓國震中心研究大樓增建工程一案採行永續建築的理念，以增建取代重建，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採用臺灣結構耐震評估側推分析法(TEASPA V3.1) [邱聰智等人，2018]進行增建大樓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。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)，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，也大幅提升大樓的耐震能力。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，提升居住的舒適度。國震中心研究大樓增建案於 2019 年 10 月 23 日動土，2020 年 5 月 27 日上梁，2020 年 11 月

[1] 國家地震工程研究中心 建物組 副研究員
[2] 國立臺灣大學土木工程學系 教授
[3] 國立臺灣大學土木工程學系 結構工程組 前研究助理
[4] 國家地震工程研究中心 建物組 組長

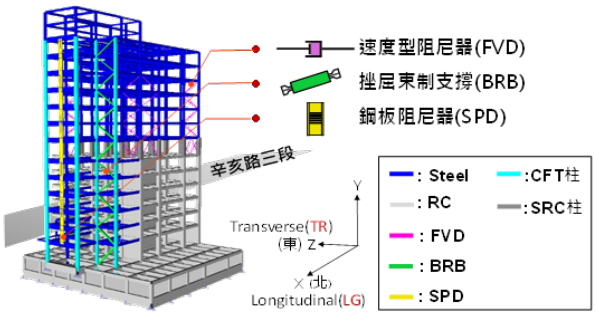
9 日正式完工啓用。



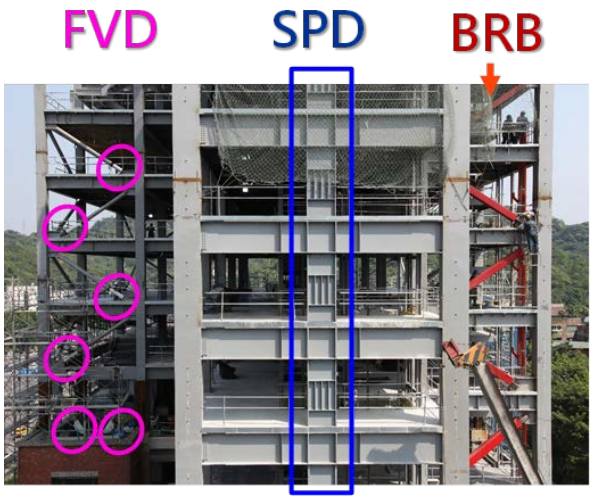
圖一 6 層 RC 結構



圖二 13 層複合結構



圖三 PISA3D 結構模型



圖四 阻尼器現地安裝照片

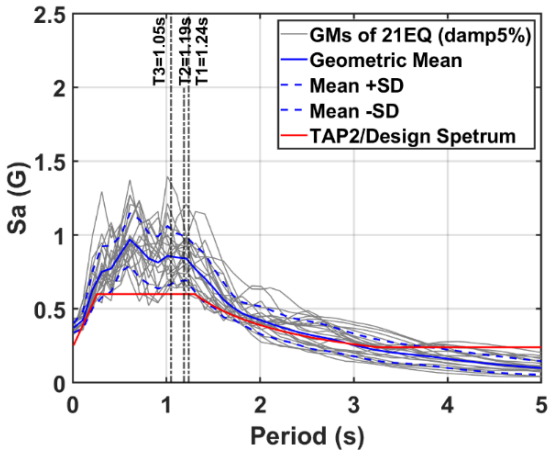
二、增建大樓技術特點與結構模型

國震中心增建大樓結合了跨越 1999 年 921(集集)大地震前後，在不同年代與遵循新舊設計規範所興建的建築物，為了滿足現行耐震設計規範較高的要求，增建工程首先對既有 RC 結構的耐震能力進行補強作業，同時也克服既有 RC 結構與新建鋼結構兩者銜接的問題[林昱成等人，2020]。再者，新建的「鋼結構服務核」讓建築的樓地版成為不對稱平面，如何解決地震時整棟大樓的扭轉問題亦為結構設計的考量重點，因此國震中心研究大樓增建案無論是設計與施工技術，均具相當高的挑戰性。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，堪稱我國最具代表性的增建工程案例之一。因此，為了探究增建大樓的受震反應與耐震能力，本研究採用國震中心研發的 PISA3D 結構分析軟體[Lin *et al.*, 2009]來建立增建大樓的結構模型(圖三)，應用多種 PISA3D 所提供的元素與材料模型來模擬各個結構桿件的受力行為，結構模型由 2,865 個元素組構而成，共有 1,584 個節點，自由度數量達到 9,038。各類構件的模擬方法與操作細節，

請詳閱參考文獻[林冠泓等人，2021]。

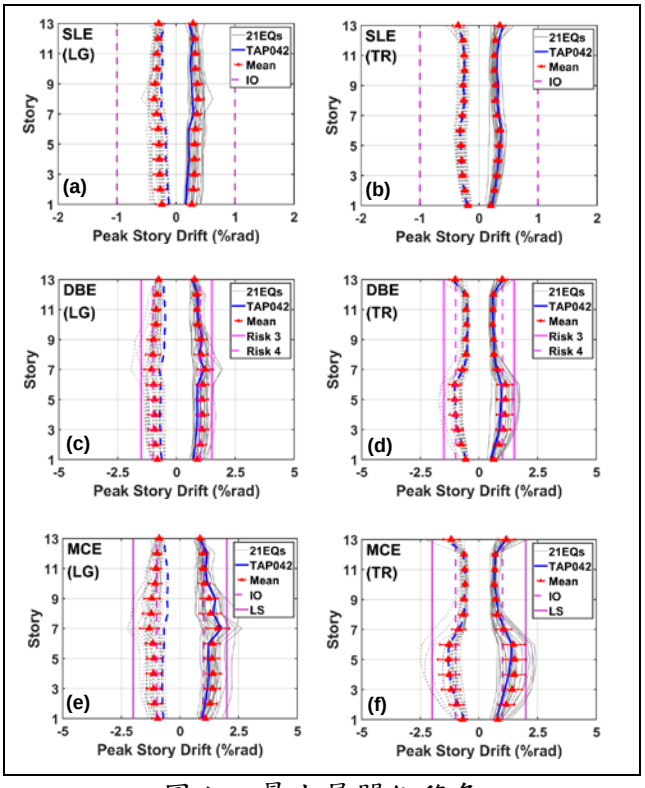
三、非線性反應歷時分析

根據模態分析的結果，可預期增建大樓結構的受震反應會有扭轉與高模態反應參與的情況[林冠泓等人，2021]，因此本研究採用反應歷時分析(response history analysis, RHA)來詳細探討國震中心增建大樓的動力行為和耐震性能。研究人員從我國中央氣象局資料庫選取十六組地震歷時資料與國外 PEER center 資料庫選取五組地震歷時資料，總共二十一組地震紀錄，透過定比方法[簡文郁等人，2020; 劉勛仁等人，2020]調整地震的強度，得到對應於中小度地震(service level earthquake, SLE)、設計地震(design basis earthquake, DBE)(圖五)、最大考量地震(maximum considered earthquake, MCE)等三種地震危害度的地表加速度歷時，接著進行非線性反應歷時分析，再根據增建大樓的最大層間位移角分析結果，進一步探討增建大樓的動力特性，以及評析大樓的耐震能力。

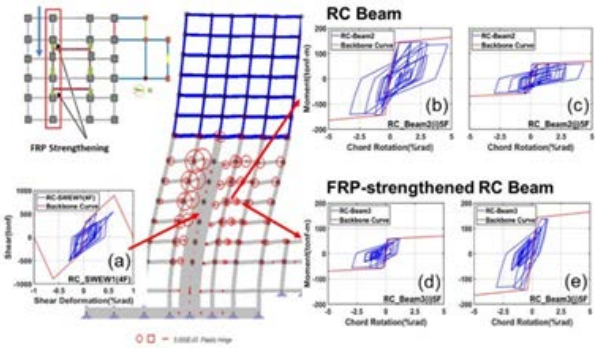


圖五 設計反應譜與 21 組地震反應譜

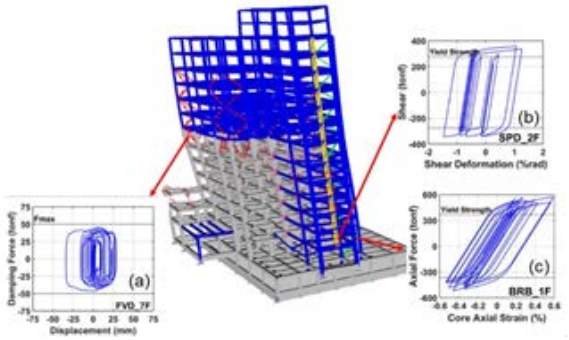
綜整三種地震危害度(SLE、DBE、MCE)的歷時分析結果如圖六， 圖六顯示最大層間位移角的平均值與標準差，三種危害度下最大層間位移角平均值長、短向分別為 0.35, 1.22, 1.61% rad 與 0.34, 1.12, 1.52% rad。歷時分析結果顯示結構長向上層間位移角的分布較為均勻，相較之下，結構短向的較大層間位移角多數集中在七樓以下。DBE 歷時分析結果顯示兩個水平方向上，最大層間位移角平均值皆小於 ASCE/SEI 7-10 (2010)對於講堂(lecture hall)此類建築訂定之 1.5% rad (risk 3)的層間位移角的限制；此外，以一個 MCE 地震(TAP042)分析結果為例(圖七、圖八)，在回歸期為 2500 年的 6 強等級烈震侵襲下，大樓的最大層間位移角仍小於 2% rad，故可知國震中心增建大樓結構具備良好的耐震能力。綜整所有 MCE 歷時分析結果顯示，最大層間位移角的平均值也充分滿足 FEMA 356 (2000)對於 RC 構架的生命可保全(life safety)性能所訂定的 2% rad 層間位移角限制的要求，故可知國震中心增建大樓經由妥善的結構設計與良好的施工，預期將具備良好的耐震性能。



圖六 最大層間位移角



圖七 變形圖與 RC 構件反應(20 倍放大變形反應)



圖八 變形圖與阻尼器反應(20 倍放大變形反應)

四、結論

本研究建立國震中心增建大樓的 PISA3D 結構模型，採用反應歷時分析(RHA)來研究增建大樓的動力行為和耐震性能。經由三種地震危害度的歷時分析，發現結構長向最大層間位移角平均值的分布較為均勻，最大的平均值分別為 0.35、1.22、1.61% rad，短向較大的位移角平均值則大多出現在七樓以下(含既有 RC 結構部分)，最大的位移角平均值分別為 0.34、1.11、1.52% rad。DBE 分析結果顯示，增建大樓的最大層間位移角平均值滿足 ASCE/SEI 7-10 對如講堂等建築之 1.5% rad(risk 3)的層間位移角限制；MCE 分析結果顯示，最大層間位移角平均值也小於 FEMA 356 RC 構架生命可保全(life safety)性能的層間位移角限制(2% rad)，故可知國震中心增建大樓結構經由妥善的施工，預期將會具備良好的耐震能力。

參考文獻

1. 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.

2.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、黃世建 (2018)，「臺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，報告編號 NCREE-18-015。

3.林昱成、林冠泓、蔡克銓、莊明介、林瑞良、蔡青宜、吳安傑 (2020)，「國家地震工程研究中心辦公大樓二至七樓新建服務核樓版與既有鋼筋混凝土結構接合分析與設計」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-20-008。

4. 簡文郁、劉勛仁、張志偉、張毓文 (2020)，「臺北盆地耐震設計基準地震反應譜研究」。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，臺南，臺灣，論文編號：104。

5.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，臺南，臺灣，論文編號：143。

6. 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 (已接受)。

六都想定地震事件震損評估查詢網之研發

陳志欣[1] 葉錦勳[2] 黃李暉[3]

摘 要

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界處，由於兩大板塊的碰撞，使地殼容易擠壓變形，地震發生活躍。一旦淺層、強震鄰近大型都會區時，極可能在短時間內造成廣泛地區的人命傷亡、建築物與橋梁毀損、交通與民生系統中斷等災難。雖依目前科技水準仍難以有效預測地震發生的時間、地點和規模大小等，但藉由震前之減災整備與風險管理，事先做好防災準備，儲備防災應變之能量，將可提升震後應變之效能，有效進行救災作業，降低地震對人民生命及財產之衝擊。「台灣地震損失模擬資訊網」為國家地震工程研究中心研發之震損評估資訊網，其主要供防災單位於震前推測地震可能引致之災損，以進行防救災演練、救災資源整備及學術研究[1]。考量目前模擬地震事件，震源類型種類固定，評估內容精簡。故為提供更詳盡且多元之評估資訊，本研究精進震損評估資訊查詢功能，運用台灣地震損失評估系統(TELES)，針對六大都會區進行想定地震事件模擬，並開發 TELES 評估結果自動匯入功能，將模擬結果以自動化方式批次匯入資訊網中供防災單位查詢，期望藉以協助防災協力機構，擬訂災害防救計畫與防災演練，以因應地震之威脅。

關鍵詞：地震防災與應變雲端資訊服務、台灣地震損失模擬資訊網、台灣地震損失評估系統、TELES

一、前言

「台灣地震損失模擬資訊網」可提供使用者查詢模擬地震事件之震損評估資訊，包含地震災害潛勢、建築物損害、人員傷亡、橋梁損害、自來水系統損害等，提供防救災單位作為預防整備之參考。由於目前資訊網所提供之模擬地震事件乃運用早期評估(台灣地震損失評估系統之模組，供震後快速進行地震損失評估用)中之損失模擬資料庫作為資料來源，由於損失模擬資料庫之原始目的為震後快速進行震損評估之參考依據，故其評估結果較為精簡，且想定地震事件較為固定。而面對與日俱增之震損評估需求，其震源參數設定之彈性及評估結果之詳細度漸無法滿足防災單位之需求。

其次，雖然目前「台灣地震損失模擬資訊網」能提供震損評估結果之數據表格查詢、統計圖表製作，或藉由網路地理資訊系統之輔助，以地圖呈現損壞之標的設施、損害分布主題圖等。然由於評估數據之分析與統計需仰賴複雜之操作，且各項震損評估資訊分散，較缺乏整體概要資訊，使系統操作上增添複雜度與不便利性。

故為協助防災作業，本研究針對資訊網進行精進與改善，發展之方向分為資料面及功能面兩部分。在資料面部分，本研究運用台灣地震損失評估系統(TELES)，針對六大都會區進行想定地震事件模擬，進而獲得 TELES 震損評估資訊。同時開發 TELES 評估結果自動匯入資訊服務，便於

[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研究員兼任組長
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員

將 TELES 震損評估結果以自動化之方式批次匯入資訊網中供防災協力機構查詢與參考。而在功能面部分，本研究發展主題式震損評估查詢功能，針對想定地震事件每一類評估結果，提供摘要、統計圖表、損失數據、災損分布圖、輔助圖資等綜整之整合式資訊。

二、六大都會區進行想定地震事件模擬

想定地震事件之設定係透過研究區域之震源特性和地震災害潛勢資料，以及建物、人口分布等風險暴露資訊，研擬該研究區域代表性的想定地震。本研究考慮地震發生機率、造成的影響等，在已知的孕震構造中，針對每個都會區選定數個可能發生的最大規模想定地震事件，設定地震事件[2]，其清單如表一，空間分布如圖一。另考量東部地區並未在六都範圍，故本研究額外針對米崙嶺頂斷層設定想定地震事件。本研究將表一之想定地震事件進行震損評估之計算，得到十八件震損評估結果。

表一 想定地震事件列表

想定地震事件描述	活動斷層	規模	深度	斷層面方向	斷層面傾角	斷層破裂長度	斷層破裂寬度
米崙嶺頂延伸外海斷層 震矩規模7.1	米崙嶺頂	6.8	20	70	65	40.4	33
旗山斷層 震矩規模6.8	旗山	6.7	8	45	50	25.5	17
旗山斷層 震矩規模7.1	旗山	7	8	45	50	62	17
獅潭延伸斷層 震矩規模6.6	獅潭	6.5	5	20	50	34.9	10.5
屯子腳延伸斷層 震矩規模6.7	屯子腳	6.6	8	60	75	26.9	13.5
獅潭屯子腳斷層系統 震矩規模7.0	獅潭屯子腳系統	6.9	5	20	50	61.9	10.5
大甲斷層 震矩規模6.8	大甲-彰化	6.7	5	30	30	35	16
彰化斷層 震矩規模7.0	大甲-彰化	6.9	5	10	30	40	16
大甲彰化斷層 震矩規模7.1	大甲-彰化	7	5	10	30	69.3	16
車籠埔斷層(921地震重現) 震矩規模7.6	車籠埔	7.3	6	0	30	88.7	20
中洲構造 震矩規模6.9	中洲	6.8	6	0	40	35.5	15.6
木屐寮六甲斷層 震矩規模7.0	木屐寮六甲系統	6.9	8	10	40	36	18.7
後甲里斷層 震矩規模6.6	後甲里	6.5	6	10	30	12.2	20
新化延伸斷層 震矩規模6.5	新化	6.5	8	60	80	25	12.2
台南盲斷層 震矩規模7.0	台南盲	6.8	6	10	30	30	20
山腳斷層 震矩規模6.6	山腳	6.5	6	24	50	16	13.2
山腳斷層 震矩規模7.0	山腳	6.9	6	30	50	56	13.2
湖口斷層 震矩規模6.5	湖口	6.5	6	70	60	20.2	10.4

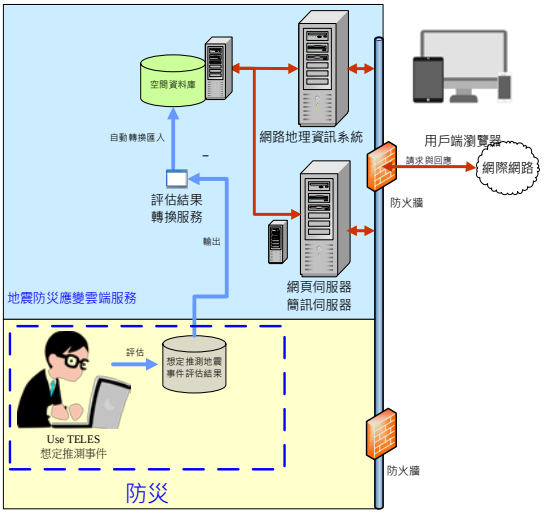


圖一 六大都會區進行想定地震事件分布

三、TELES 評估結果自動匯入功能

為便於將震損評估結果於資訊網中提供使用者查詢，且震損評估結果之上網服務須具備彈性，便於日後配合防災作業之演練需求，提供客製化之評估資訊。本研究開發 TELES 評估結果自動匯入功能，此資訊服務能將 TELES 評估結果之相關檔案，匯入資料庫中，便於將各項評估結果於資訊網中供使用者查詢。

圖二為 TELES 評估結果自動匯入功能之系統架構，整體流程首先由國家地震工程研究中心之研究分析人員，事先設計各種合適之想定地震事件，而後藉由 TELES 軟體進行運算，進而獲得震損評估結果，包含災害潛勢、建築物損害、人員傷亡、橋梁損害、自來水系統損害等。而後將評估結果相關檔案，透過評估結果轉換服務(亦即 TELES 評估結果自動匯入功能)，以自動化處理與批次作業的方式，將評估結果進行檔案格式轉換、主索引值之建立、空間屬性建立等作業後，一次性的將震損評估資訊匯入空間資料庫之中。



圖二 評估結果自動匯入功能之系統架構

四、台灣地震損失模擬資訊網查詢介面

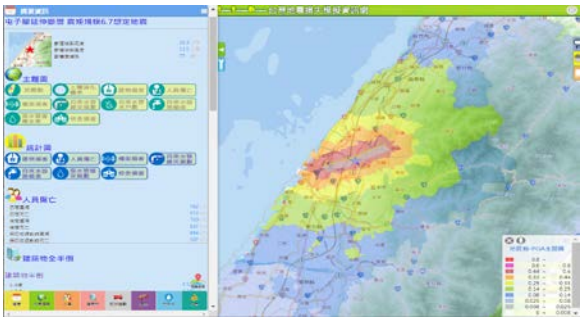
為提供使用者查詢各項評估結果，進行分析與應用，本研究於「台灣地震損失模擬資訊網」開發資料查詢介面、統計圖表、主題地圖與分析功能等，提供使用者選擇想定地震事件，查詢各項評估結果。

圖三為資訊網所提供之想定地震事件查詢列表，評估事件以活動斷層進行分類，使用者可打開活動斷層分類，查看各想定地震事件之震源參數，而後點選該想定地震事件查詢震損評估結果。有別與過往以損失模擬資料庫作為震損評估資料來源之資訊內容，TELES 震損評估結果更為精細，且額外增加了救災避難需求、建築物經濟損失、鐵路橋梁損害、國道橋梁損害、自來水系統停水戶數等，如圖四、圖五。

圖四為整體評估結果之摘要資訊，內容包含想定地震事件之震源參數資訊、震損評估主題圖與統計圖快速查詢按鈕，及各項評估結果之摘要資訊。其中震源參數資訊包含地震事件描述(活動斷層、地震規模等)、震源之地理位置圖及斷層破裂長度、斷層破裂寬度與斷層面傾角。而下方主題圖及統計圖功能則方便使用者直接展示各類分布主題圖，或繪製損失統計圖，藉由地圖與圖表等圖形化資訊輔助使用者快速了解評估結果。最下方則為各項評估結果之摘要資訊，包含人員傷亡數量，低、中、高樓層建築物之全半倒數量，國道、省道、鐵路橋梁之輕微、中度、嚴重、完全損害數量，自來水管線災損數、停水戶數，自來水設施之輕微、中度、嚴重、完全損害數量等。



圖三 想定地震事件查詢列表



圖四 震損評估摘要



圖五 救災避難需求與起火數及消防需求

五、主題式震損評估查詢功能

「台灣地震損失模擬資訊網」能提供 TELES 震損評估資訊之查詢，每項震損評估結果以表格之方式呈現數據資料，使用者可將數據表格資料進行資料之排序、篩選、搜尋、顯示設定、下載等操作，並可

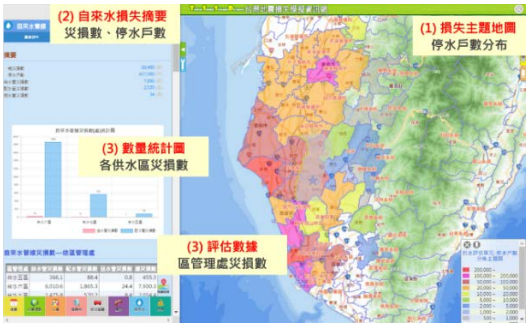
依數據資料之評估欄位繪製統計圖，或於地圖上繪製主題地圖。由於評估資料之查詢與分析須要使用者熟稔相關之設定與操作，雖操作並不繁瑣，然對於未經常操作之使用者，卻也增添操作之複雜度。

因此，為便於使用者一目了然之方式查詢震損評估結果，本研究重新設計主題式震損評估查詢介面，提供建築物、人員、橋梁、自來水系統、救災避難等不同損失評估主題之整合查詢介面。整合查詢介面有助於使用者可快速了解該評估主題，而無須進行大量之操作與設定。

任一想定地震事件均包含摘要、災害潛勢、人員傷亡、建築物損害、救災避難需求、橋梁損害、自來水系統損害等評估主題，如圖六為建築物主題式震損評估查詢介面，圖七為自來水系統主題式震損評估查詢介面。使用者可透過左下方之導覽選單進行主題切換，每一評估主題可區分為四大項目:損失主題地圖、損失摘要、數量統計圖、評估數據等。其中損失主題地圖主要顯示該主題之損失分布圖，例如災害潛勢顯示 PGA 地震動主題圖、建築物主題顯示建築物全半倒棟數分布主題圖，人員主題顯示重傷與死亡人數分布主題圖，橋梁主題顯示國道、鐵路、省縣道橋梁之損害分布圖，自來水系統主題顯示停水戶數分布圖。損失摘要為提供各主題下之評估概要，例如橋梁主題顯示國道、省道、鐵路橋樑之輕微、中度、嚴重、完全損壞數量。數量統計圖則是以統計圖表方式，顯示各行政區或管轄單位之損害數量。評估數據則以表格之方式顯示完整評估結果，此亦為震損評估結果之完整數據，使用者亦可依表格中選擇評估欄位，繪製專屬之主題地圖或統計圖。



圖六 建築物主題式震損評估介面



圖七 自來水系統主題式震損評估介面

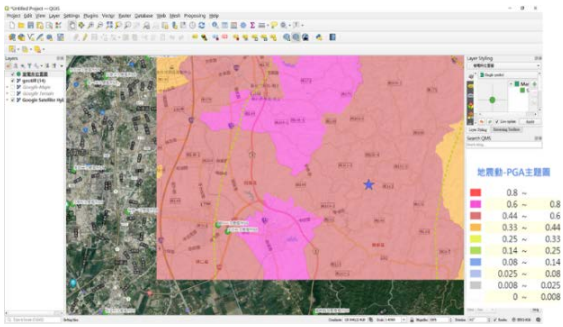
六、評估結果下載與加值應用

資訊網乃以網路地理資訊系統為核心所建置的資訊網，其所提供之震損評估結果、風險暴露或基本資料等資訊包含文字敘述、量化數據。為便於使用者後續使用，資訊網建立表格下載功能，使用者可針對任一評估表格進行下載。檔案格式為通用之 Excel 格式，便於使用者進行額外之加值運用或與其它資訊系統進行整合應用。

其次，由於評估結果包含空間地理資訊，此空間資訊除有助於了解空間地理座標與分布外，更有助於使用者作為分析之用。例如使用者可運用震損評估結果之 PGA 地震動分布圖，結合自身管轄之設施標的，進而評估出位處高震度區域之設施。而要進行此空間分析，使用者往往必須取得 PGA 地震動分布圖之向量圖資，搭配自身設施分布之向量圖資，運用地理

資訊系統之空間分析功能，進行交集運算方能得之。向量原始圖資之取得有助於使用者進行後續之分析與應用，然而由於眾多圖資原始資料屬敏感性與機密性之資料，再者由於各種圖資、分布主題圖種類眾多，故實難以於資訊網中提供各類主題圖或圖資之下載，此易造成了使用上之困境。

故為便於圖資之加值運用，本研究運用 HTML5 Canvas 之技術，建置混搭地圖輸出之功能(採用 GeoTiff 圖檔格式)。使用者可事先將不同圖資、分布主題圖、文字標示及自行繪製的圖形等多種類圖層，先行於資訊網中進行套疊，而後透過資訊網將混搭地圖輸出成 GeoTiff 圖檔格式，並進行下載。此 GeoTiff 圖檔包含座標系統與座標邊界，故除可利用圖片檢視軟體開啟外，亦可將此圖檔匯入地理資訊系統進行套疊，如圖八所示[3]。



圖八 運用QGIS套疊PGA地震動圖、衛星圖及變電所圖

七、結論與展望

TELES 為國內重要之震損評估軟體，本研究完成了震損評估結果自動匯入機制之軟體開發，可將 TELES 震損評估結果匯入資訊網中供使用者查詢。本研究並針對六大都會區進行想定地震事件之擬定與震損評估之運算，並將評估結果匯入資訊網中供防救災單位使用。目前研究成果已上線服務，並運用於協助國家防災日兵棋推演及協助各部會、縣市政府、防災協力機構等，擬訂災害防救計畫與演練。

本研究所建立之 TELES 評估結果自動匯入功能除有助於提供震損評估結果供防災兵棋推演或防災單位之救災演練外，未來亦規劃於資訊網中建立線上運算之服務。亦即使用者將可自行設定震源參數，而後資訊網透過非同步之方式，將震源參數傳送至 TELES 進行震損評估之運算，俟運算完成後將評估結果匯入至資訊網中供使用者查詢。故未來使用者將可於網路上直接擬定地震事件，查詢震損評估結果，此便利之震損評估雲端服務將可提升防災整備之能量。

地震防災與應變須投入大量之資源與人力於震前預防、災後救援，以期減少地震所造成之衝擊。近年來處於數據爆炸的時代，未來大數據之蒐集、分析，甚至人工智慧之應用來輔助防救災作業，此趨勢必將隨之而來。本研究亦期望未來能持續蒐集並應用多元之大數據，促使提升防災與應變作業之能量。

參考文獻

1. 陳志欣、葉錦勳、周光武，2016，「地震防災應變資訊網之開發」，中國土木水利工程學刊，第 28 卷第 4 期，第 277-285 頁。
2. 黃李暉、葉錦勳、簡文郁，2020，「想定地震設定原則與案例探討」，中華民國第 15 屆結構工程及第 5 屆地震工程研討會，台南
3. 陳志欣、葉錦勳，2020，「地震早期損失評估資訊服務研發」，中華民國第 15 屆結構工程及第 5 屆地震工程研討會，台南

救援道路規劃-以新北市案例說明

楊承道[1] 林祺皓[1] 李政軒[2] 曹雅筑[3] 羅億田[4]

摘 要

救援路線為因應重大災害發生時，提供災區緊急救災機具、車輛、人員、物資之運輸管道，並擔負對外聯絡之重要任務。若在災時發生損壞，亦為優先搶通標的，故為地震防災規劃之重要環節。目前臺北市已公告「臺北市重大災害緊急救援路線」，其他都會區雖有相關學術研究成果，但未見官方正式公告版本。本研究透過綜合考量都會區內的地震風險特性、關鍵橋樑、臨路建築耐震能力、區域運輸需求與急救醫療等因素，進行震災風險評估後，歸納出救援旅行成本最低之路網，提升救援行動效率與品質。現本文以新北市為範例，介紹新北市的地理環境、救援路線的規劃原則、作者發展的工具軟體 ROSA，並展示試規劃的新北市救援路線，作為日後地震防（減）災決策參考。

關鍵詞：地震災害、救援路線、臨路建築、關鍵橋樑

一、前言

台灣位處地震頻繁地帶且都會區人口密集，若於都會區發生大規模地震，難以避免對人員、建物、道路等各方面造成衝擊。道路平時即為民眾生活與各種經濟活動之主要通道，重大災難發生，更需要以其聯絡災區與救援據點。於防災整備階段，地方政府宜考量區域內的地震風險特性、臨路建物耐震能力、消防據點、急救責任醫院、避難收容處所分佈、鄰近縣市相互救援等因素來選定救援路線。選定後可於災害發生前，對於危老之臨路建築進行修整，或針對耐震能力不足之關鍵橋樑進行補強，降低救援路線因災間建物倒塌或橋樑損壞而阻斷之情況，提升應變效率。

作者近年以台北都會區為例，針對台灣地區道路震後衝擊評估模式進行研究，建立一套相應之適用於台灣地區的道路阻斷評估模式，並發展相應之演算工具(ROSA)，該工具可應用於救援避難路徑評估與規劃、替代道路選擇、重要道路元件與臨路建物震災風險識別等方面。現本文以新北市為範例，介紹新北市的地理環境、救援路線的規劃原則與利用 ROSA 規劃的新北市救援路線。

如圖 1，紅線標示台北市官方所公告的 27 條緊急救援路線(台北市交通管制工程處，2019)。而緊鄰的新北市與基隆市雖然也有相關研究成果，例如新北市深耕第 2 期計畫(新北市，2015)與許聖富(2003)針對基隆市的災防管道相關規劃等，但官方未有正式公告的救援路線。以新北市深耕第2期計畫(新北市，2015)為例，共規劃出轄內 29 個行政區的救援物資輸送路線，其主要以路寬為主要擇定原則，並著重於區域內的連結。要進一步落實應用，該深耕計畫(新北市，2015) 仍需考慮鄰近行政區間的聯絡、人口建物稠密區之救援、與鄰近縣市相互救援等因素。

如圖 1，新北市由於幅員廣大且地形多變，全境環繞台北市，東北則三面環繞基隆市，全市共劃分為 29 個行政區，人口高度集中於淡水河－新店溪左岸，具高度都市化的區域，也有鄉間風情與自然山川風貌，相較於棋盤式道路的都會區，其道路型態較為複雜，故規劃救援路線時，需要考慮更多因子。

[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暑期實習生
[3] 國家地震工程研究中心專案佐理研究員
[4] 新北市政府消防局整備應變科科長

綜合上段所言，本研究便將下列因子加入救援路線規劃之考量項目：

(1)鄰近縣市之路網聯繫：為有效率地於新北市各行政區間進行救援，其救援路線常需跨過台北市或基隆市，故規劃時宜以大台北地區整體路網（包含台北市、基隆市、甚至包含桃園市）為考量。

(2)因應地形放寬路寬規定：新北市道路因為河道與山區地形等因素，道路相較台北市彎曲而呈現非棋盤狀，同一路段可能會出現路寬或車道數不同之情況，故在規劃救援路線時，道路之選擇難以全然符合路寬原則。於此情況，許聖富(2003)也持相同見解，建議救援路線路寬之選定可因應各城市狀態作適度之調整。



圖 1　新北市、台北市與基隆市救援據點與重要道路分布圖

二、救援路線規劃方法

救援路線規劃準則主要參考內政部營建署的「防災道路與避難據點規劃準則」(內政部營建署，2011)。其準則提及，「防災道路」扮演都市防救災計劃中極為重要之角色，其聯繫各指定臨時避難場所和各防救災據點、設施間的主要動線，為災害發生時第一時間避難和救援之路徑，故必須隨時保持暢通以確保其功能得以正常發揮。綜合**表 1** 而言，救災道路的擇定以道路本身的路寬條件與是否串接重要救援據點為主要考量因素。

表 1　防災道路與避難據點規劃準則（來源：內政部營建署網站）

防災道路規劃準則
1. 緊急道路：20 公尺以上聯外及主要道路 2. 救援輸送道路：15 至 20 公尺主次要道路 3. 避難輔助道路：8 至 15 公尺道路
避難據點規劃準則
1. 分緊急避難、臨時避難、臨時收容及中長期收容場所四種 2. 優先考慮學校、體育場作為中長期收容場所 3. 鄰近道路、醫院、消防、警政單位、行政中心、物質配送集散場所

由於新北市地理環境特殊，道路網路與台北市、基隆市緊密交織，且台北市已有正式救援路線規劃，故在進行新北市救援路線規劃時，本研究除將大台北地區整體道路網絡納入考量外，跨區救援時也優先考慮連結台北市既有的救援路線。由於地形限制，也適度放寬路寬選擇之建議。本研究規劃過程採用作者自行發展的軟體工具 ROSA，其中路線規劃可概分為以下步驟：

1. 大台北區域內重要據點選定：標示各行政區人口與建物聚集區、重要救援據點（如醫院、消防隊、收容所）、重要交通節點（如跨河橋匝道，高速公路與快速公路匝道出入口）等。
2. ROSA 求解網路設計模型：根據前述重要據點進行細分，救援據點將設定為供給節點(supply node)，而人口與建物聚集區為需求節點(demand node)，其餘則為中繼節點；針對連接節點的節線，其成本以小客車行駛該路段的旅行時間為基礎設定，乘以不同權重，其權重因區域內既有的道路狀態、優先候選路線或台北市既有救援路線與否、新北市各區之救援據

點遠近等因素而有不同；其後根據所需之情境，如由救援據點至人口與建物聚集區之案例，計算並選定救援車輛旅行成本最低之路線，提升救援效率，降低災害損失。

3. 道路阻斷風險識別：利用震災損失評估技術，在想定地震情境下，推估救援路線因橋樑震損而阻斷之風險、救援路線受臨路建物倒塌而阻斷之風險與研析可能替代路徑。

三、救援路線規劃範例

本節說明 ROSA 求解選定救援路線之流程，並以新北市永和區為示範例。圖 2 標示了該區及其鄰近區域的重要救援節點，包含急救責任醫院、關鍵橋樑、消防隊與避難收容場所等。圖 3 標示永和鄰近區域的建物密集區，其區塊單位為內政部公告的最小統計區，即一級發佈區。現將各一級發佈區內，各建物總樓地板面積總和除以總土地面積，可得到樓高比，該值越大，表示該區每單位土地面積具有越多可使用的樓地板面積，如圖 3 顯示有四個建物密集區分布於永和區域一帶。

由於該區以新店溪與台北市為界，故將大台北地區內所有可用的救援據點（包含台北市與新北市的消防隊等）納為供給節點，以建物密集區為需求節點，經 ROSA 求解後，得到圖 4 中的救援路線網絡。此救援路線網絡，除考慮區域內供給節點對需求節點的救援，亦考慮外部區域救援據點對永和鄰近區域之救援。故在救援路線的規劃上，也將台北市跨河進入新北市重要的聯絡道路選定救援路線。

圖 4 顯示 ROSA 的求解結果，各重要節點皆確實串聯，包含急救責任醫院、消防隊、收容所與建物密集區等。根據路寬、道路等級、是否聯絡其他行政區之特性等，將選定道路區分為緊急道路、救援輸送道路與避難輔助道路。

而若將範圍擴大，視整個大台北地區路網為規劃目標時，則須將鄰近的台北市需求節點與救援據點通盤納入考量，綜合前述步驟，規劃出適合大台北地區之救援路線網絡，如圖 5 所示。



圖 2　永和鄰近區域救援據點分布

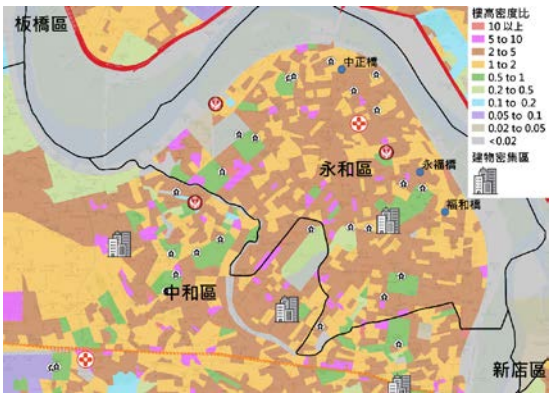


圖 3　永和鄰近區域建物樓高密度比



圖 4　永和鄰近區域救援路線規劃範例

四、結論

本文以新北市為範例，介紹新北市的地理環境、救援路線的規劃原則與利用 ROSA 軟體工具所求解的新北市救援

路線。由於新北市地形特殊，道路網絡與台北市、基隆市緊密交織，故進行新北市救援路線規劃時，將大台北地區整體道路網絡、區域內可用的救援據點及可能需要救援的人口與建物密集區皆納入整體考量。

在台灣其他地區亦可見類似大台北都會區的道路網絡，如縣市合一後的台南與高雄兩大都會區。故本研究之整合型規劃方法亦有應用至其他區域的潛在可能，然而為落實推廣應用，除理論工具發展外，亦須與熟悉在地防災事務之專家更進一步合作。後續關於新北市救援路線之選定，將積極尋求地方政府的指導與合作，期望規劃成果更貼近現地狀況，並協助地方政府推動相關防災規劃。

參考文獻

1. 台北市交通管制工程處.(2019).行車管制/臺北市重大災害之緊急救援路線. https://www.bote.gov.taipei/News.aspx?n=ABCA7DF2180572E8&sms=E3EF5A43DA22E1CB
2. 新北市.(2015). 新北市災害防救深耕第 2 期計畫. 新北市消防局委託專業服務. 台灣大學氣候天氣災害研究中心團隊執行.
3. 許聖富.(2003). 基隆市防災道路與避難據點之規劃. 基隆市共同管道系統整體規劃案-防災道路研討會論文集
4. 內政部營建署.(2011).防災與救援據點規劃準則 . http://duct.cpami.gov.tw/pubWeb2/Duct/P8_2.aspx

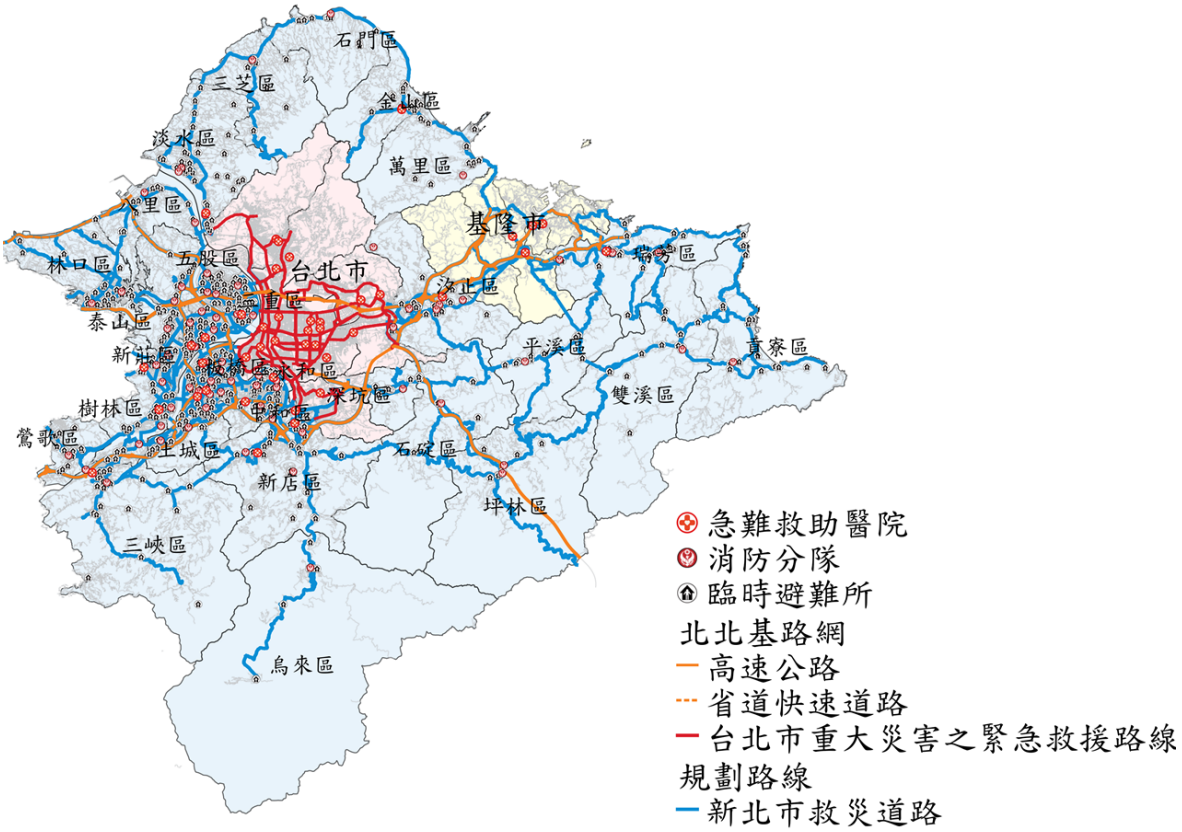


圖 5　新北市（大台北地區）救援路線規劃範例

一般級急救責任醫院之震後壅塞研究

林祐萱[1]　林祺皓[2]

摘 要

本研究目的為分析地震造成的非緊急患者對醫院表現的影響。本文以台灣急救系統為研究背景，將急救醫院分為重度、中度和一般三級，研究著重在一般級的急救責任醫院。本文提出了一個衡量緊急醫療表現的指標，壅塞指標（Crowdedness Index，CI），以量測每日人群的擁擠程度。最後，模擬的結果可獲得經驗公式，用來描述最大 CI 與傷患倍率之間的關係。這項研究用以評估緊急醫療品質的回復曲線和提供傷患增加數量的警戒值，可做為震前整備規劃與應變策略制定的參考資訊，從而改善與強化醫院的震後韌性（resilience）。

關鍵詞：急救責任醫院、急診壅塞、緊急醫療品質、震後韌性

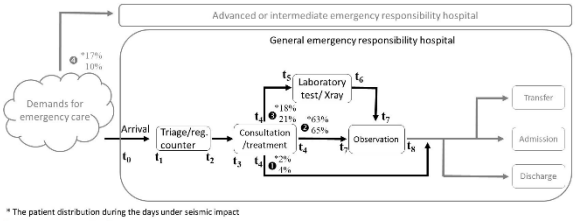
一、前言

在面對地震災害時，大量人員傷亡引起的醫院擁擠是影響緊急醫療保健系統復原力的主要問題之一。 即使醫院沒有倒塌，並保持其完整的功能來治療和收容患者，流動率高的患者以及無法負荷的急診室（Emergency department，ED）仍可能會形成傷患排隊現象。歸功於完善的地震損失估算方法，如美國的 HAZUS [1]和台灣的 TELES [2]，使得在想定地震事件下的人員傷亡估計變得具可行性。儘管如此，有關緊急醫療需求的訊息（人員傷亡數）對於緊急醫療機構造成的影響評估仍然存在評估技術的缺乏。

本研究以台灣的緊急醫療系統為研究背景，藉由急診壅塞（CI）和緊急醫療品質（Quality）兩個指標，呈現在地震衝擊下傷患人數增加倍率與緊急醫療服務之品質下降和所需回復時間的關係。研究中將患者流程依據檢傷分類的急迫程度（acuity levels，AL）分為兩個單獨的路徑：一個用於檢傷 1、2 級的重傷患（AL1 和 AL2），另一個則用於檢傷 3、4、和 5 級的輕、中傷患（AL3、AL4 和 AL5）。

二、模型建立及參數設定

本研究的分析工具係藉由 Python 的函式庫—Simply [5]進行離散事件模擬（Discrete event simulation，DES），模擬急診情況下的傷患醫療流程。根據 Favier 等人[4]和 Côté [3]，以及參考台灣急救程序經驗，整個急救責任醫院的傷患處置模型如圖一所示。



圖一 急診醫院的病患流程

根據震後緊急就醫的實際數據和模擬估計，Favier 等人[4]提出了每一個檢傷分類的百分比，以及將不同檢傷分類分配至不同醫療處置路徑的機率，如表一。這項研究主要採用了他們的數據，並做了一些更改。主要變化有兩個：(1) AL1 和 AL2

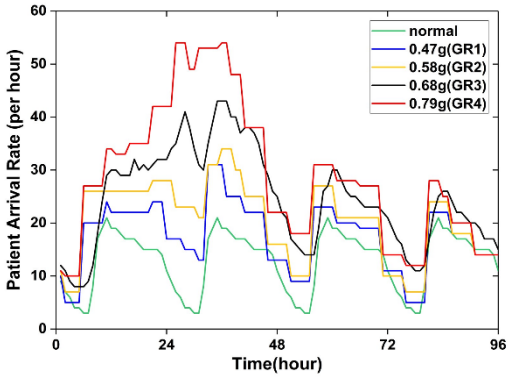
[1] 國家地震工程研究中心佐理研究員
[2] 國家地震工程研究中心副研究員

患者的百分比，以及（2）AL5 患者所採用的路徑。

表一 到院病患路徑分布

	Path1	Path2	Path3	Path4
Normal	4%	65%	21%	10%
Seismic	2%	63%	18%	17%

這項研究調整了傷患到院率，以隨時間推移產生患者，如圖二所示，在震後影響的四天區間（忙碌階段 busy phase），到院率隨著時間改變。本文採用 Favier 等人提出的五種境況下之到達率進行離散事件模擬，其中一種境況是急診室處於正常情況下，另外四種境況則是在地震發生後，分別是 GR1—GR4。



圖二 震後四天傷患到院率

當在模擬中產生一名傷患時，他會沿著分配的路徑移動以獲得醫療服務，同時佔用該特定服務一單位的資源。一單位資源是指一名傷患提供服務所需的所有人力和設備的組合，而不是表示任何特定的人員或物品。每次醫療服務所花費的時間長度和資源總數為模擬中的兩個參數。每種服務的時間分佈和資源數量均基於先前的研究，並在初始測試後進行了一些調整。

首先，對一組參數的模型進行了測試，以確保它可以大致代表急診室的運作。為了確認合理設置每一個醫療服務的資源數量和服務時間，我們將模擬結果與實際普查數據進行了比較。在我們的模型中，每一個患者（AL3－AL5）在正常的情況下，接受治療前的平均等待時間約 9 分鐘。而至於實際情況，根據一份調查全台灣所有急診室的報告[6]，AL3—AL5 患者的平均等待時間約為 9 至 10 分鐘。這些數據顯示，本研究的模型能夠實際呈現一般級急救責任醫院於正常情況下急診室的緊急醫療服務狀態。

本研究提出的緊急醫療壅塞指標（CI），為藉由醫院為不同傷患提供及時治療的能力來評估緊急醫療服務是否過度擁擠。台灣衛生福利部發布了檢傷分類診斷指南，其中建議了每種 AL 的最長等待時間。藉由該指南，CI 被定義為傷患平均等待治療時間與不同 ALs 的建議最大等待治療時間的比值。因此，每一個 AL 都有個別的 CI，式一、式二和式三是每一個 AL 的 CI 計算公式。

$$CI_{AL3,j} = \frac{\sum_{p=1}^{N_{AL3,j}} (t_3^p - t_0^p)}{N_{AL3,j} \cdot T_{AL3}} \quad (1)$$

$$CI_{AL4,j} = \frac{\sum_{q=1}^{N_{AL4,j}} (t_3^q - t_0^q)}{N_{AL4,j} \cdot T_{AL4}} \quad (2)$$

$$CI_{AL5,j} = \frac{\sum_{r=1}^{N_{AL5,j}} (t_3^r - t_0^r)}{N_{AL5,j} \cdot T_{AL5}} \quad (3)$$

其中 p，q 和 r 代表第 j 天到達並接受治療的每一位 AL3、AL4 和 AL5 患者；$N_{AL3/4/5}$ 是 p、q 和 r 的總數，而 $T_{AL3/4/5}$ 是建議的最大等待時間。CI 所關心是傷患到達醫院至獲得治療的時間長度，即從 t_3 到 t_0 的時間間隔，如圖一所示。

三、分析結果與討論

本文強調了不同境況中隨著天數變化的 CI 與其最大值。最大 CI 值表示受不同傷亡人數影響導致急救醫療效能達到最壞的狀態，透過分析和 CI 的數據，可獲得對實務有幫助的資訊。

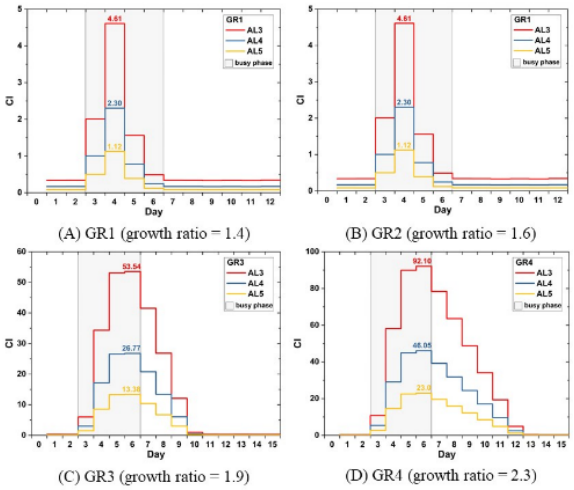
本文提供了兩種分析方法。首先，針對傷患數的倍率和最大 CI 值的關係進行分

析，從而得出一組經驗公式（式 4—6），該公式可用於估計其它境況下的醫院狀況。其次，CI 可顯示急救醫療壅塞的上升和回復（圖三）。通過這種方式，可以引入緊急醫療震後韌性的概念。

$$MaxCI_{AL3} = \begin{cases} -8.42 + 8.75P & P \le 1.4 \\ -133.56 + 98.13P & P > 1.4 \end{cases} \quad (4)$$

$$MaxCI_{AL4} = \begin{cases} -4.19 + 4.36P & P \le 1.4 \\ -66.78 + 49.07P & P > 1.4 \end{cases} \quad (5)$$

$$MaxCI_{AL5} = \begin{cases} -2.08 + +2.16P & P \le 1.4 \\ -33.4 + 24.53P & P > 1.4 \end{cases} \quad (6)$$



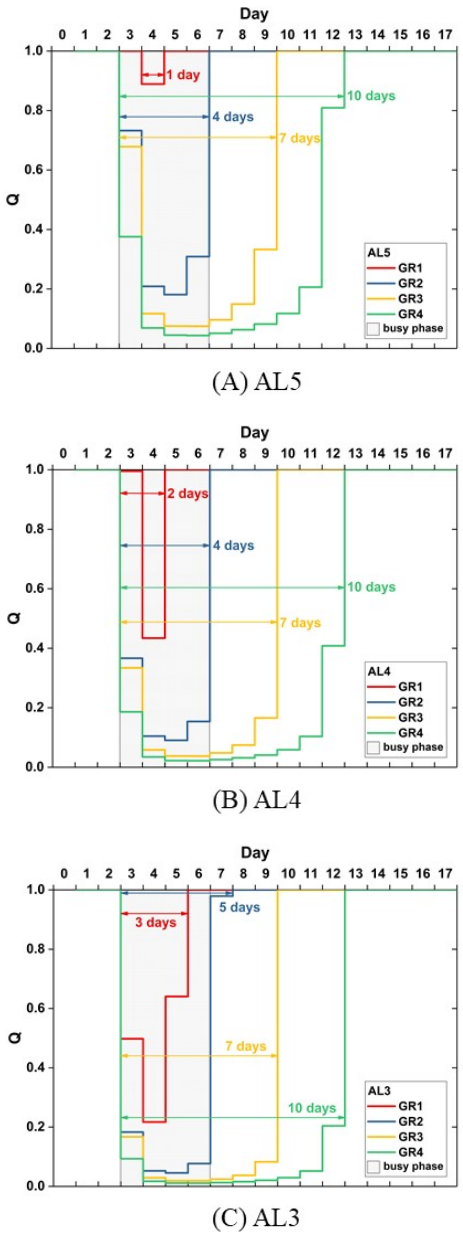
圖三 地震影響下的壅塞程度

我們可以發現，最大 CI 值對傷患人數的增長有劇烈的反應，尤其是當增長率超過 1.4 倍時。儘管過長的等待時間不一定對這些傷患來說是致命的，但不能忽略他們過程中會延長並加劇他們的身心痛苦。因此，從個人生活和整個社區的角度來說，這將使本來已經艱難的震後回復時期變得更具挑戰性。

從另一個角度分析 CI 數據，可直接呈現緊急醫療品質，表示為式 7 中藉由 CI_i 的倒數來獲得緊急醫療品質（Qi）。其中 i 代表 AL3，AL4 和 AL5。簡而言之，Q 是取自介於 1 和 CI 倒數之間的最小值。功能正常的一般級急診醫院的 Q 值為 1，代表可以及時治療患者。相反，任何小於 1 的值都表示負載過大和緊急醫療品質下降。Q 承襲了 CI 的特性，也將重點放在急診室及時且有效地提供醫療處置的能力。

$$Q_i = min\left(\frac{1}{CI_i}, 1\right) \quad (7)$$

如圖四所示，Q 在評估緊急醫療品質的下降和回復方面非常有效，說明了傷患數的增加對緊急醫療品質產生的影響，並將三種傷患類型（AL3、AL4、AL5）分別表示。如圖四 A 所示，在震後的第一天，Q 立刻下降，除了境況 1（GR1）情況下的 AL5，Q 仍保持為 1，下降也只持續了一天。



圖四 緊急醫療品質的下降及回復

回復即品質下降到恢復的過程，隨著傷患數量的增加，所需的時間會增加。正如預期，GR4 需要最長的恢復時間，而 GR1 則需最短的恢復時間。然而，在 GR3 和 GR4 情況下，各個 AL 的回復時間長度均無差異。所有傷患類別分別需要 7 天和 10 天，但要恢復 AL3 的品質，在 GR1 和 GR2 境況中需要花費額外的時間。總而言之，當傷患人數多到一定程度時，從急診室醫療品質的回復過程來看，傷患排隊導致的緊急醫療品質損失對所有傷患具有相同的衝擊。

四、結論

這項研究初步嘗試分析一般級急救責任醫院在發生地震後急救醫療壅塞的情況，目前研究中是針對單一家的一般級急救責任醫院進行研究。在本文中，我們主要集中在分析地震造成就診傷患數量突然增加之影響。通過離散事件模擬技術，可以藉由緊急醫療效能指標（CI 和 Q），來呈現面對大量傷患湧入醫院時的急救醫療效能變化。研究結果提供了緊急醫療品質回復曲線的預測，以及以傷患數的增加率作為預測醫療資源崩潰的警戒訊號。

參考文獻

1. Federal Emergency Management Agency [Internet]. Hazus Earthquake Model Technical Manual. 2020 Oct. Available from: https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_hazus_earthquake_technical_manual_4-2.pdf [cited 2021 Jan 18].
2. Yeh CH, Loh CH, Tsai KC. Overview of Taiwan earthquake loss estimation system. Nat Hazards (Dordr). 2006;37: 23-37. doi: 10.1007/s11069-005-4654-z.
3. Côté MJ. Patient flow and resource utilization in an outpatient clinic. Socioecon Plann Sci. 1999;33: 231-245.
4. Favier P, Poulos A, Vásquez JA, Aguirre P, de la Llera JC. Seismic risk assessment of an emergency department of a Chilean hospital using a patient-oriented performance model. Earthq Spectra. 2019;35: 489-512.
5. Müller K, Vignaux T. SimPy: Simulating systems in Python. 2003. Available from: https://simpy.readthedocs.io/en/latest/
6. Shiu MN. 2013. Emergency Department Overcrowding Analysis and Countermeasures. Department of Medical Affairs. Ministry of Health and Welfare (Taiwan). Available from: https://www.mohw.gov.tw/dl-3079-d8ff7291-e302-4a8f-a2a5-8208c4a1ada2.html [cited 2020 501 Dec 24].

探討廣域震損評估之場址效應修正模式

黃李暉[1] 葉錦勳[2] 黃尹男[3]

摘要

建築物、橋梁、自來水系統等工程結構物的廣域震損評估結果，已廣泛應用於各單位的地震防災演練、因應對策探討和應變計畫中。進行廣域震損評估之前，須以地震動預估模型進行廣域的地震動強度推估。一般地震動預估模型皆須給定場址特性，主要用於特定場址，並不適用於廣域的地震動預估。事實上作為廣域震損評估之用，廣域的地震動強度預估主要需掌握大範圍場址效應分布，以辨識各區域場址效應差異之趨勢。鑒於新一代地震動預估模型漸成為主流，本研究結合新一代地震動預估模型 NCREE 19 發展適用於廣域震損評估之場址效應修正模式。首先採用 NCREE 19 推估歷史地震下各測站所在地之岩盤震動強度(設定地表下 30 公尺內的平均剪力波速V_{s30}為 760 m/s)，與各測站之地表實測震動強度比較，歸納不同分類地盤測站之場址效應，獲得不同V_{s30}在不同岩盤震動強度下的場址放大經驗式。另採用測站各自之資料歸納個別測站之場址特性。綜合考慮前述兩種方式以獲得測站場址效應特性。再利用網格的空間內插分析推廣至其他無V_{s30}量測值之區域，得到廣域的場址效應修正模模式分布。

關鍵詞：場址效應、廣域震損評估

一、簡介

地震動預估模型(Ground-Motion Prediction Equation, GMPE)乃從震源推估預估特定場址地震動強度的方法，運用地震動強度的分析結果，可再推估場址的土壤液化災害潛勢，進而評估結構物的損害，因此地震動預估模型可謂地震災害潛勢和結構物災損的基礎。

美國於 2008 年完成新一代地震動預估模型計畫(Next Generation Attenuation of Ground Motions Project, NGA)，建立五組地震動預估模型，後續遂成為各國相關研究參考的主流。研擬之地震動預估模型均已綜合考慮不同震源特性、路徑效應和場址效應等，如區分地殼地震與隱沒帶地震，考量規模飽和與距離飽和等效應。參考美、日及歐洲等國外新一代地震動預估模型，但採用台灣地區實測的強震觀測紀錄，趙書賢(2019)已建立適用於台灣地區的地震動預估模型，命名為 NCREE 19。

針對小區域或特定場址上的震損評估，可透過工程鑽探、地質調查等方式獲得可靠的參考資料，分析其地盤反應，進一步以 GMPE 推估可能的地震動強度，以評估結構物可能的損害情況。對於廣域地區的震損評估，實難掌握大範圍地區的場址特性，運用地震動預估模型概估各地之地震動強度。

以 NCREE 19 為例，乃採用場址地表下 30 公尺內的平均剪力波速(V_{s30})和剪力波速達 1000 m/s 之深度($Z_{1.0}$)作為考量場址效應的主要參數，但多數地區並無V_{s30}之量測值，且即便有V_{s30}之量測值，其場

[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兼任組長
[3]國立臺灣大學土木工程學系副教授

址放大效應之變異性仍無法掌握。如欲廣泛推估沒有 V_{s30} 和 $Z_{1.0}$ 量測值地區的地震動強度，顯然尚須進一步研究。尤有甚者，除土壤動態特性(以 V_{s30} 代表)和土層深度(以 $Z_{1.0}$ 代表)外，不同的地形地貌(如高山或凹地)也可能影響地表的震動強度。有鑑於此，運用於廣域震損評估之場址效應修正模式亟須進行研發。

本研究整合前述台灣地區新一代的地震動預估模型(NCREE 19)，並根據其不含場址效應之中值模型所推估的參考地盤震動強度，以及中央氣象局之實測地表震動強度，探討適合廣域震損評估參考的場址效應修正模式，並推估各地在不同地震動強度下的場址效應修正係數。

二、TELES 場址效應修正模式

國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)研發之台灣地震損失評估系統(TELES)採用的地震動預估模型可概分為「震動衰減律」和「場址效應修正」兩部分。亦即利用與地震規模和距離相關的震動衰減律，概估在參考地盤條件下的震動強度；再利用各地的地盤種類和震動強度等因素，進行場址效應修正。

使用之地震動參數有最大地表加速度(PGA)、0.3 秒週期結構譜加速度(S_{a03})與一秒週期結構譜加速度(S_{a10})等。前述三種地震動參數的震動衰減律和場址效應修正係數皆不同，須個別進行迴歸分析。以 PGA 為例，圖 1 所示乃 TELES 所採用的場址效應修正模式示意圖。在推估各地之地震動強度時，可先依震動衰減律獲得岩盤的震動強度預估值 PGA_a，再比較實測地震動強度 PGA_s 與岩盤震動強度 PGA_a，藉此獲得不同岩盤震動強度下的場址效應修正係數。地震動強度實測值與岩盤震動強度預估值的比率通常大於 1.0，故場址效應修正係數有時也稱工址放大係數。

配合 TELES 廣域震損評估應用之需求，本研究結合 TELES 之地震動預估模型，成果可供 TELES 進行廣域地震動推估使用。

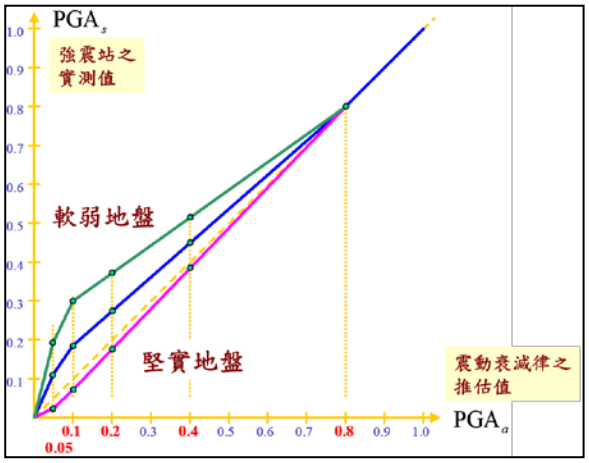


圖 1 TELES 場址效應修正模式示意圖

三、研究方法與步驟

本研究除採用 NCREE 19 之地震動預估中值模型推估岩盤震動強度外，也運用該研究所蒐錄的強震紀錄資料庫。該資料庫涵蓋民國 70 年至 105 年台灣地區歷年的強震觀測紀錄，包含中央氣象局裝設之 843 個地震站，365 個地震事件，44,600 筆強震紀錄。本研究保留其中解析度較高的 732 個強震站和挑選適用於場址效應分析的強震紀錄。

採用 NCREE 19 之地震動預估中值模型，假設參考地盤(或岩盤)的剪力波速為 760 m/s，推估在不同地震事件下，各測站所在地之岩盤震動強度。比較推估的參考基盤震動強度與地表測站實測強地動紀錄之差異，並進行迴歸分析，歸納不同震動強度下之場址效應。

逐一檢視個別測站之 PGA、S_{a03} 和 S_{a10} 紀錄，多數測站均無足夠的實測地震紀錄供探討場址效應，尤其在地震動強度較大的區間更是缺乏資料點。為弭補個別測站資料點不足的窘境，本研究先探討不同地盤分類之場址效應修正係數。當個別測站無足夠資料點時，即可利用該測站之地盤分類來輔助擬訂其場址效應修正

係數。再依個別測站之場址效應修正係數，利用空間內插法計算網格格點之場址效應修正係數。最終可獲得 PGA、S_{a03}和 S_{a10} 在不同震動強度下的場址效應修正係數分布。

因篇幅因素，本文後續主要以 S_{a03} 為例，分別就分類地盤、個別測站和網格格點之場址效應修正係數研究方法與成果進行簡要說明。

四、分類地盤之場址效應修正係數

地表下 30 公尺內的平均剪力波速(V_{s30})為工程上普遍應用於區分地盤種類的參數，且各測站皆有 V_{s30} 之量測值或推估值，因此本研究採用 V_{s30} 作為地盤分類的依據。分別以 760、630、540、450、360、270 和 180 m/s 為界，概分成 8 類地盤。此外，為探討隨岩盤震動強度而變的場址效應修正係數，另將岩盤震動強度劃分為數個區間。S_{a03} 的前三個區間分別為 0~0.1g、0.1g~0.2g 和 0.2g~0.4g，岩盤震動強度由弱至強，分別以第一、第二和第三區間稱之。前三個岩盤震動強度區間與地盤分類分別統計之實測紀錄的數量，如表 1 所示。由該表可知，第一區間的資料數量較多，但第二區間和第三區間的資料數量急遽減少。

表 1 依震動強度與地盤類別統計 S_{a03} 實測紀錄資料數量

V_{s30} (m/s)	S_{a03} 震動強度(g)		
	0 ~ 0.1	0.1 ~ 0.2	0.2 ~ 0.4
> 760	423	56	43
760 ~ 630	415	64	31
630 ~ 540	795	155	60
540 ~ 450	1,099	178	78
450 ~ 360	702	101	34
360 ~ 270	572	95	62
270 ~ 180	1,533	179	95
< 180	123	10	8

以 V_{s30} 介於 360~270 m/s 的地盤分類為例，S_{a03} 之岩盤震動強度推估值與地表震動強度實測值的資料分布如圖 2 所示。須留意圖 2 之橫軸與縱軸皆為對數軸。圖中 45 度之斜虛線代表岩盤震動強度推估值等於測站地表震動實測值，亦即無場址放大現象。依 S_{a03} 之岩盤震動強度推估值劃分為 0~0.1g、0.1g~0.2g 和 0.2g~0.4g 等三個區間，各區間之資料點分別進行迴歸分析。迴歸分析所使用的數學模型乃固定斜率為 1 的直線，如下式所示：

$$\log_{10}(y_s) = \log_{10}(y_a) + c \qquad (1)$$

其中 y_a 為岩盤震動強度推估值，y_s 為測站地表震動強度實測值，截距 c 為迴歸參數。截距越大表示放大越多，場址效應越明顯。10^c 則為該區間的場址效應放大倍率，亦即該震動強度區間的場址效應修正係數。

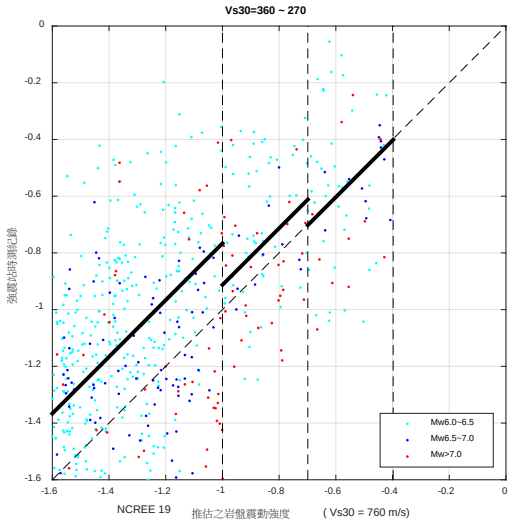


圖 2 S_{a03} 之岩盤震動強度推估值與地表震動強度實測值的資料分布，以 V_{s30} 介於 360~270 m/s 為例

圖 2 之三條粗的 45 度斜線段分別代表前三個區間的迴歸結果。由三個區間所得之迴歸參數可轉換為場址效應的放大倍率，分別為 1.7、1.2 和 1，其值乃代表在岩盤震動強度區間的平均放大倍率。當岩盤震動強度越大，放大倍率越小，場址效應越不明顯。一般而言，第三區間的資料數量較少且場址效應不明顯，或可推論迴歸結果極不可靠，因此本研究僅探討第一區間和第二區間的迴歸結果。不同地盤

分類之 S_{s03} 的場址效應迴歸分析結果，以 c 表示，如表 2 所示。

表 2 S_{s03} 地盤分類之場址效應迴歸結果

V_{s30} (m/s)	第一區間	第二區間
> 760	0.0833	0.0000
760 ~ 630	0.0850	0.0000
630 ~ 540	0.1214	0.0418
540 ~ 450	0.1756	0.0662
450 ~ 360	0.2790	0.1628
360 ~ 270	0.2336	0.0870
270 ~ 180	0.3328	0.1344
< 180	0.3478	0.2355

將不同地盤分類之第一區間的場址效應迴歸參數 c 的分析結果繪製於圖 3。圖 3 中的資料點即為各地盤分類之迴歸參數的分析結果。進一步將圖中各點分別依 PGA、S_{s03} 與 S_{a10} 進行線性迴歸，迴歸式如下

$$c = a \times V_{s30} + b \geq 0 \quad (2) \qquad (2)$$

其中，a、b 分別為迴歸係數。依 PGA、S_{s03} 與 S_{a10} 之平滑化經驗式的迴歸係數 a、b 之分析結果如表 3 所列，即圖 3 中之粗線。如此一來，只要知道某區域的 V_{s30} 即可計算對應的迴歸參數 c 值，並獲得其場址效應修正係數。對應圖 3 的場址效應修正係數的計算結果如圖 4 所示。

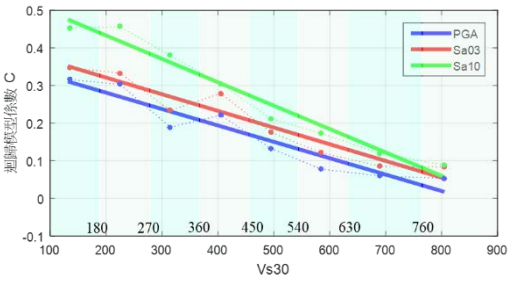


圖 3 不同地盤分類之第一區間場址效應迴歸係數

表 3 場址效應迴歸係數 c 於第一震動強度區間之推估經驗式的係數

參數	PGA	S_{a03}	S_{a10}
a	-0.000436	-0.000443	-0.000622
b	0.368253	0.409887	0.557492

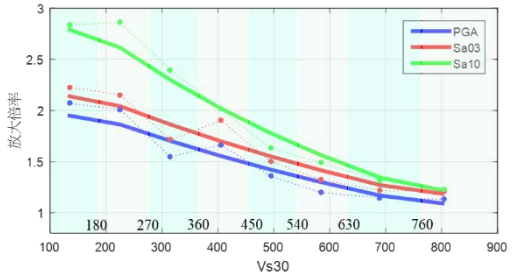


圖 4 不同地盤分類之第一區間場址效應放大倍率

五、個別測站之場址效應修正係數

探討個別測站在不同岩盤震動強度區間的場址效應時，可採用類似式(1)述的迴歸模型，藉以獲得個別測站獨特的場址效應修正係數。但個別測站的資料筆數有限，無法單憑個別測站的資料點獲得可靠的迴歸分析結果；通常須參考個別測站之 V_{s30} 分類地盤的場址效應修正係數。換言之，個別測站在各區間的場址效應修正係數須參採兩種分析結果，其一為依據個別測站的實測地震紀錄，其二為依據個別測站的 V_{s30} 並運用前節所述分類地盤的場址效應修正係數。兩種分析結果的權重可視個別測站在各區間的資料多寡而定。如區間內的資料越多，則可越採信實測地震紀錄的分析結果；此時，也越能反映個別測站的特性。另一方面，即使在無任何資料的區間，也能參考個別測站之 V_{s30}，獲得近似的分類地盤場址效應修正係數。如此一來，每個測站在各區間皆可獲得獨特的場址效應修正係數。

個別測站之 S_{a03} 在第一區間的場址效應修正係數繪製，如圖 5 所示。圖中粗黑線乃採用 V_{s30} 分類地盤的場址效應修正係數。由圖可窺知，個別測站之場址效應修正係數約略分布於粗黑線的上下，顯示個別測站的場址效應確實與 V_{s30} 相關，但變異性頗大。如單純以 V_{s30} 分類地盤的場址效應修正係數推估想定地震下的地表震動強度，約有一半地區可能有低估的疑慮。

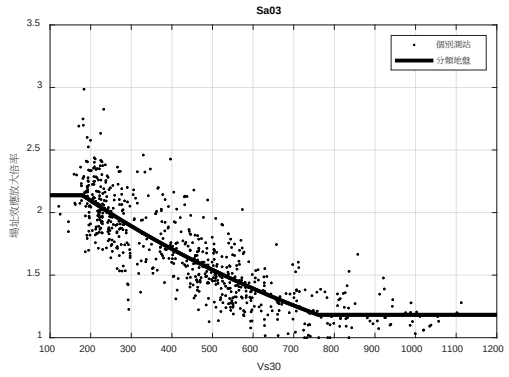


圖 5 個別測站之 S_{a03} 在第一區間的場址效應放大倍率

六、網格格點之場址效應修正係數

從已計算所有測站之 PGA、S_{a03} 和 S_{a10} 在第一區間和第二區間的場址效應修正係數。依測站所在座標，可進一步利用空間內插法，分別計算 PGA、S_{a03} 和 S_{a10} 在第一區間和第二區間之場址效應修正係數的分布。具體而言，本研究以 500 公尺x500 公尺網格進行內插分析，進而獲得全台灣各地每一網格中心點的場址效應修正係數，以 S_{a03} 在第一區間為例，內插結果如圖 6 所示。

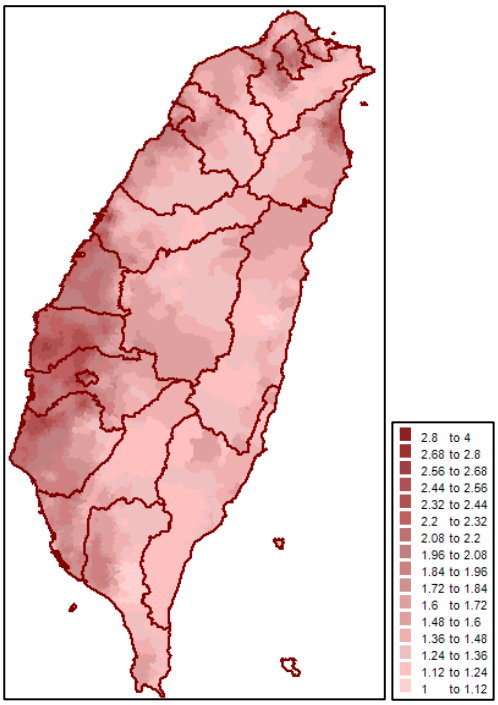


圖 6 S_{a03} 在第一區間的場址效應修正係數分布

七、結論與展望

本研究結合 TELES 地震動預估模型，以 NCREE 19 參考地盤(或岩盤)的剪力波速為 760 m/s 作為「震動衰減律」，分析各測站 PGA、S_{a03} 和 S_{a10} 在不同震動強度下的場址效應，並內插至其他無測站之區域，得到廣域的場址效應分布，可作為 TELES 進行廣域震損評估時「場址效應修正」之用。待未來程式更新，即可精進並更新 TELES 之地震動預估模型。

參考文獻

1 Shu-Hsien Chao, Brian Chiou, Chiao-Chu Hsu, Po-Shen Lin, 2019, "Development of Horizontal and Vertical Ground Motion Models for Crustal Earthquakes and Subduction Earthquakes in Taiwan," NCREE-19-003.

2 葉錦勳，2003，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-03-002，台北。

3 趙書賢、程毅豪、許喬筑、林柏伸，2017，「發展適用於台灣地區地殼地震與隱沒帶地震的水平向地震動模型」，國家地震工程研究中心。

109 年度「高中職及國中小老舊校舍補強整建專案辦公室」

林瑞良[1] 鍾立來[2] 楊元森[3] 林敏郎[4] 邱聰智[4] 李翼安[5] 陳品綺[6]
林延靜[6] 張庭瑋[6] 葉韶庭[6] 阮振翔[6] 闕立奇[6] 何郁姍[6]

摘 要

為持續精進與加速推動校舍耐震評估與補強作業，本專案辦公室主要工作內容為編修相關作業規範與審查人力庫、建置具有即時統計耐震評估與補強資料功能之校舍耐震資訊網，與彙整相關工作成果等，以達到加速推動臺灣校舍耐震評估與補強作業之目的。針對本（109）年度計畫執行期間所發現之課題進行探討，包括校舍補強單價合理性、校舍耐久性問題、部分校舍重啟評估與補強作業、及校舍非結構物震損等，並且對未來計畫的推動方向與執行策略提出建議。

關鍵詞：校舍補強、校舍耐久性結構耐震評估與補強

一、前言

自民國 98 年起，教育部持續推動公立高中職及國中小老舊校舍耐震能力評估與補強計畫，包含「98 至 100 年度振興經濟擴大公共建設投資-加速國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」、「101 年度國中小校舍耐震能力評估、補強及設施設備改善計畫」、「102 至 105 年度國中小校舍耐震能力評估、補強及設施設備改善計畫」、「公立國中小校舍耐震能力及設施設備改善計畫(106-108 年度)」以及「公立國中小校舍耐震能力及設施設備改善計畫(109-111 年度)」等，相關計畫執行至今已邁入第十二年，且計畫執行初期委託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）成立加速高中職及國中小老舊校舍補強整建專案辦公室（以下簡稱專案辦公室），提供教育部執行計畫之所需技術與行政支援，共同推動計畫執行之有關事務。

本計畫為持續精進執行校舍耐震評估與補強作業，期望透過國震中心長期致力於校舍耐震評估與補強之研究，可提供教育部技術層面之諮詢服務，可有效率地協助教育部及各地方政府教育局(處)執行前述計畫，使得整體計畫能在經濟有效之原則下進行，發揮最大效益。

二、計畫執行進度與成效

依民國 110 年 1 月 31 日第 33 次季報數據顯示，全國公立高中職以下共計 27,227 棟校舍。根據普查結果，其中有 9,448 棟為民國 88 年後興建或非學生使用之校舍，故解除列管，其餘的 17,779 棟則全數進行初評。該 17,779 棟進行初評之校舍中，計

[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顧問
[3] 國立台北科技大學土木工程學系副教授
[4] 國家地震工程研究中心副研究員
[5] 國立中興大學土木工程學系助理教授
[6] 國家地震工程研究中心專案人員

有 10,326 棟校舍的初評分數(Is 值)小於 80（Is 值代表意義詳如表 1），

表 1、Is 值範圍與意義

Is 值範圍	代表意義
Is < 80	未達一般建築物耐震標準
Is < 100	未達重要公有建築物耐震標準
Is ≥ 100	已達重要公有建築物耐震標準

表示其耐震能力未達建築物耐震設計規範對於一般建物(重要性係數 1.0)的耐震要求，故此 17,779 棟校舍屬於第一期計畫之校舍耐震補強工程範圍，自民國 98 年起陸續進行詳評、設計與施工；其餘的 7,453(=17,779-10,326)棟校舍中，計有 1,758 棟校舍的 Is 值介於 80 與 100 之間，表示其耐震能力未達建築物耐震設計規範對於校舍(重要性係數 1.25)的耐震要求，則納入第二期計畫之校舍耐震補強工程範圍，自民國 109 年起陸續進行詳評、設計與施工。第一期與第二期計畫之校舍耐震補強現況如下：

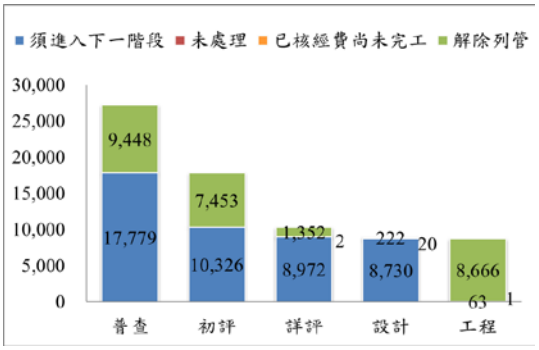


圖 1 第一期全國公立高中以下校舍(Is 小於 80)補強現況

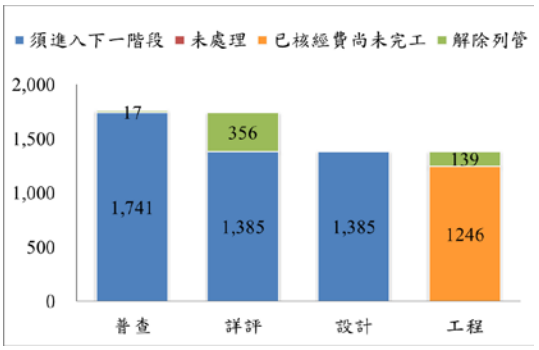


圖 2 第二期全國公立高中以下校舍(80≦Is<100)補強現況

1. 第一期計畫(Is 小於 80)：已經完成補強工程之校舍計有 8,666 棟、尚未完工之校舍計 63 棟，校舍解除列管率達 99.68%(圖 1)。預計於民國 110 年底全部完工。

2. 第二期計畫(80≦Is<100)：已經完成補強工程之校舍計有 139 棟、尚未完工之校舍計 1,246 棟，校舍解除列管率達 29.41%(圖 2)。預計於民國 111 年可全數完成補強。

三、發現課題探討

現有校舍評估與補強作業已執行多年，於本期計畫（108 年）執行過程，發現以下九點課題，並進行探討如下：

1.校舍補強經費分析，主要結果如以下三點：

(1)校舍的偏遠程度與工程費呈現高度相關。

(2) 擴柱單價略高於剪力牆與翼牆(圖 3)：由於植筋的品質對於補強效果影響非常大，不確定性較高，而擴柱工法不需要植筋，這或是許多審查委員比較喜歡擴柱工法的原因之一。

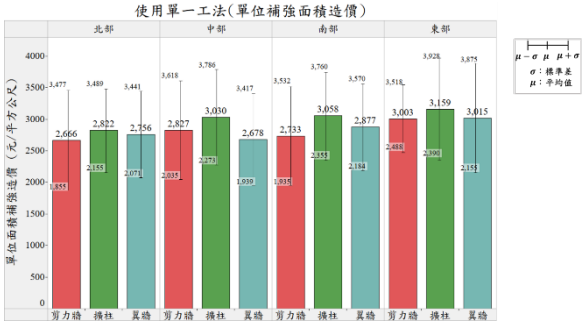


圖 3 各地區不同工法之單位面積補強造價

(3) 耐震容量的增加量與工程單價無明顯的相關性：依圖 4 之分析結果顯示耐震容量的提升(ΔA_p)似乎與單位面積補強造價沒有明顯的相關性。

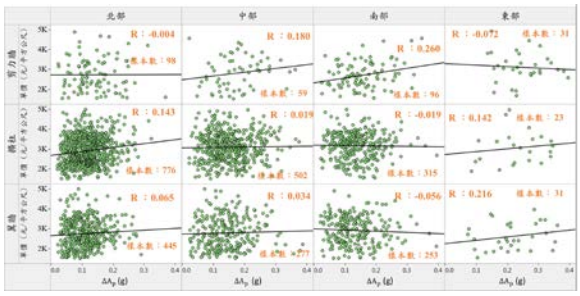


圖 4 ΔA_p及單位面積補強造價相關性分析

2.校舍耐久性問題：位於濱海地區的校舍或是有海砂屋現象的校舍，其耐久性問題必須予以特別關注。因為採用擴柱或翼牆工法補強後，造成原構材劣化的原因並未消除，材料劣化速度仍大於一般校舍。本中心進行校舍現勘作業時，已發現部分校舍於未施作補強的構件，發生可能因耐久性不足所而造成之開裂現象，影響該校舍的耐震能力。因此，校舍耐久性問題導致校舍耐震能力不足之情形，值得進行全面性的調查，並且探討相應的評估與補強對策。

3.常見校舍的屋頂漏水與耐震評估補強的關聯性與必要性：老舊校舍屋頂或外牆常有漏水現象，導致鋼筋鏽蝕、混凝土劣化，勢必折損校舍之耐震能力。並且在進行校舍耐震能力評估時，皆假設樓板為剛性，然而當樓板因漏水問題導致鋼筋鏽蝕、混凝土劣化，甚至樓板有顯著塌陷時，剛性樓板之假設、或是樓板是否仍然能夠有效傳遞地震力，都值得商榷。由於校舍補強工程多著重於強化抗側力系統(梁、柱、與牆)，較少探討如何評估與修復樓板，以確保其傳遞側力之機制，建議未來應探討具非剛性樓板之校舍的耐震評估與補強方法。

4.保存具有特色之校舍的補強方法：因為屋齡超過 50 年，不具文資價值，但具有特色，若想保存校舍外觀，可由校舍內部結構著手。例如置換磚牆為剪力牆、進行隔間柱補強等，以不破壞校舍外觀為主，但此方式將影響校舍內部空間使用。

5.重啟評估校舍的門檻值與作業流程：因校舍補強專案執行多年，已有部分早期經過評估作業或補強工程後解列之校舍，因耐久性問題逐漸浮現，或是於近期受到地震作用而損傷，因此再度申請重新進行評估與補強。建議應盡速訂定重啟評估校舍的門檻值與作業流程，以有效配置與運用校舍補強專案的經費與人力，並使全國有一致性的作法。

6.泰國校舍補強工法與台灣的差異性：泰國校舍補強亦採用擴柱工法，但與台灣的擴柱工法相比校，泰國的工法於新舊介面處有植筋。此外，因泰國校舍低矮，並且於一樓為無牆且多柱，因此補強位置集中於一樓柱，比較不影響師生使用一樓以上之校舍，且工期更短。

7.非結構物震損及因應對策：近年校舍的震後災損回報，多發生於校舍之非結構物，例如天花板輕鋼架墜落、屋頂水塔支承破壞導致水塔傾覆、書櫃與電腦設備傾倒等，這些非結構物震損可能會造成人員傷亡或財物損失，將嚴重影響校舍於震後的使用性。建議檢討進行全國校舍非結構物耐震能力評估與補強的必要性。

8.近斷層地震效應對校舍補強工程經費的影響：因近斷層因子放大設計地表加速度，致使鄰近斷層之校舍的耐震需求增加，必然增加整體補強工程的數量與經費，因此近斷層地震效應經常成為校舍補強單價過高的原因之一。分析與量化近斷層地震效應對校舍補強工程經費的影響，將有助於制訂更合理的校舍補強單價。

9. 發展更多元的補強工法：本中心持續致力研究新型的補強工法，除一般補強工法，如擴柱、翼牆、與剪力牆外，亦研發其它補強工法，如外加構架、鋼斜撐、阻尼器等，可使進行校舍補強設計時，專業技師在補強工法的選擇上更具有彈性。

四、未來推動方向建議及策略

校舍之耐震能力持續受到各界高度關注與嚴格檢視，在民國 107 年

2 月 6 日花蓮地震作用下，震央周邊校舍主要結構皆未受損，足以證明校舍補強整建計畫的成效。目前，校舍耐震能力解除列管率已達 99%，但最後一哩路更為重要，唯有全面提升校舍耐震能力，才可維護校園師生安全，營造更安全的校園環境。針對未來推動校舍補強整建之方向與策略，建議如下：

經專諮會議討論及分析結果顯示，目前所使用的「補強工程之經費支用範圍及參考單價計價方式」已不符合現今市場需求，為造成近年校舍補強工程不易發包的原因之一。建議未來可依物價指數調整補強單價，並且依據學校位置區分為一般地區、偏遠地區及特偏地區，分別適當調高補強設計監造及補強工程的參考單價，以避免因交通不便，降低專業人員及施工廠商的參與意願。

此外，內政部於民國 107 年 2 月 21 日修正建築物公共安全檢查簽證及申報辦法，其第七條第一款為「中華民國八十八年十二月三十一日以前領得建造執照...。」。然而，目前納入校舍補強整建計畫之校舍，係以校舍之興建年代為篩選條件，而非採用取得建築執照的日期，因此有部分校舍尚未納入耐震評估與補強列管。建議進行全國性的通盤清查，確認是否尚有疏漏之校舍。並且，營建署於 100 年進行「建築物耐震設計規範及解說」修訂，因此早期經耐震能力評估作業解除列管之部分校舍，很可能其耐震能力並未符合前述 100 年修訂之耐震設計規範，有必要重啟評估與補強作業。

校舍耐久性問題將導致校舍耐震能力不足，建議進行全面性的調查，並且探討相應的評估與補強對策。此外，校舍之非結構物震損亦可能會造成人員傷亡或財物損失，並且將顯著影響震後校舍的使用功能。建議檢討進行全國校舍非結構物震能力評估與補強的必要性。

臺灣私有建築物耐震階段性補強之推動

林筱菁[1] 彭瑞龍[1] 張耕豪[2] 蕭玉舒[1] 沈薇[2] 王佳憲[1] 李成邦[1]
邱聰智[3] 鍾立來[4] 楊元森[5] 林敏郎[3] 涂耀賢[5] 賴昱志[6]

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 2018 年 12 月 4 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫」，規劃推動補助私有建築物「耐震階段性補強」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。

關鍵詞：私有建築物、耐震補強、耐震階段性補強

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 2018 年 12 月 4 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫」，規劃推動補助私有建築物耐震階段性補強措施，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。

二、什麼是階段性補強

階段性補強乃在排除建築物軟弱層破壞，透過少許的經費，即可大幅降低建物於大地震來襲時瞬間崩塌的風險，確保生命安全。其耐震階段性補強方案，可分為 A 與 B 兩種方案(圖 1)。A 方案目標為解決軟弱層問題(軟腳蝦建築)，主要針對建築物有底層挑空、挑高的空間，施作耐震補強，施作補強範圍通常為大樓的 1、2 樓及地下室等公共空間；B 方案目標為不僅解決軟弱層問題並同時達到現行耐震設計規範標準的八成以上。不管是採用 A 方案或 B 方案，在耐震階段性補強後，長期仍須完成全面性補強或都更危老重建等作業，以確保建築結構的安全性。

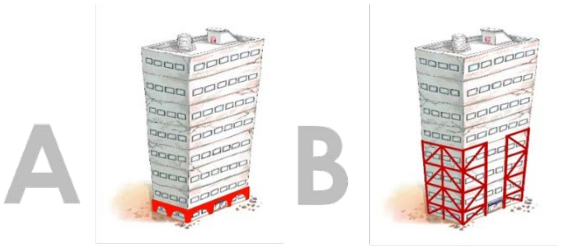


圖 1　耐震階段性補強提供兩種結構補強方案

[1]國家地震工程研究中心專案助理技術師
[2]國家地震工程研究中心專案技術員
[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顧問
[5]國家地震工程研究中心兼任副研究員
[6]國家地震工程研究中心助理技術師

三、住宅耐震階段性補強政策

行政院於民國 109 年核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫（一百零八至一百十年）（修正計畫）」，補助直轄市、縣（市）政府辦理建築物結構快篩及階段性補強等相關事宜。內政部營建署依據前計畫於 2019 年 3 月 14 日公告「建築物結構快篩及階段性補強經費補助執行作業要點」，並委託國家地震工程研究中心成立「私有建築物階段性補強專案辦公室」(以下簡稱專案辦公室)，協助辦理耐震階段性補強之宣導推動，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耐震階段性補強相關的資訊與協助。

四、補強補助

依據「建築物結構快篩及階段性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 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 1)。若申請案件屬具潛在危險疑慮建築物，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」。

表 1　耐震階段性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
階段性補強 A	未滿 500 m²	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 m² 以上	基本補助上限新 臺幣 300 萬元，以 500 m² 為基準，每增加 50 m² 部分，補助增加新臺幣 10 萬元，不足 50 m² 者，以 50 m² 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。
階段性補強 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。

五、耐震階段性補強推動成果

專案辦公室從 109 年 6 月至 110 年 1 月執行計畫，為落實階段性補強執行之成效，對於民眾的推廣講習分為兩種，第一種為說明會 A，為使全國民眾快速獲知政府耐震階段性補強政策，針對符合申請階段性補強案件，至社區召開說明會，提供階段性補強計畫、補助與申請流程解說等宣導事宜；第二種為說明會 B，為宣傳與推動階段性補強計畫，專案辦公室邀集專業技師、建築師、防災深耕團隊等專家學者，成立輔導團隊至全臺各縣市，深入鄰里與住宅社區辦理民眾說明會，以宣導推動耐震階段性補強計畫。

其中說明會 A 從 109 年 6 月至 110 年 1 月於全台的辦理情況，如圖 2 所示，目前總計辦理 37 場次，服務 736 人次。

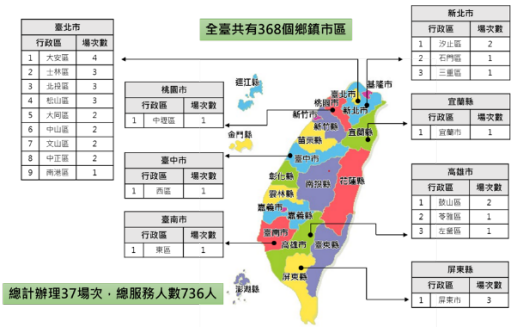


圖 2 說明會 A 目前執行現況

而說明會 B 從 109 年 6 月至 110 年 1 月於全台的辦理情況，如圖 3 所示，於台灣目前共有的 368 個鄉鎮市區中，總計有 31 個里已辦理過說明會 B 之推廣講習，累計辦理 45 場次，服務 1,842 人。

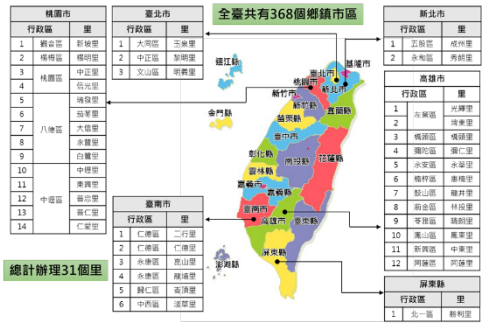


圖 3 說明會 B 目前執行現況

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，截至目前已有三件設計審查案件通過，如 2 表所示。

表 2 階段性補強設計審查統計表

編號	縣市	行政區	辦理審查日期	審查結果
1	臺北市	大安區	2020/07/01	通過審查
2	臺北市	大同區	2020/08/17	通過審查
3	臺南市	南區	2020/10/28	通過審查

專案辦公室輔導全國申請階段性補強案件至今，已累計數量為 16 件，其中包含花蓮 3 件、宜蘭 1 件、台北 2 件、新北 1 件、台中 1 件、台南 2 件及屏東 6 件。前述案件中，已竣工 3 件，包含花蓮 2 件、台南 1 件。未來專案辦公室持續積極規劃各縣市示範例之推動。其完成階段性補強工程案例，詳如圖 4 所示。



花蓮案例一



花蓮案例二



臺南案例三

圖 4 案例補強後照片

六、技術支援

專案辦公室在推動階段性補強技術方面，召開專家學者諮詢會議，研議 TEASPA 4.0 既有建築物耐震性能準則，其探討如下：

(一) TEASPA 4.0 於既有建築之性能準則

現行 TEASPA 4.0 之性能準則，主要是延續校舍手冊的性能準則，訂定之性能標準如下：

表 3 TEASPA4.0 既有建築物的性能準則

用途係數	A_p			A_T
I=1.5	$0.80V_{max}^{-}$	$D_r^T = 1\%$	主要垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側力強度	$0.4S_{DS}$
I=1.25	V_{max}	$D_r^T = 2\%$		
I=1.0	$0.85V_{max}^{+}$	$D_r^T = 2.5\%$		

惟多數工程師反應，實務上多數既有建築側推分析之容量曲線無法有下降段，性能位置選取有困難；又 I=1.5 之建築採表 3 準則評估，會過度保守。國震中心研究對既有建築物的性能標準，另建議以用途係數 I = 1.25 之結構耐震性能為基準，其對應建築物之允收合格標準以不同用途係數來調整，即經評估或補強後之建築的耐震性能地表加速度應達 475 年回歸期設計地震地表加速度乘上用途係數再除以 1.25，如表 4 所示：

表 4 更新之既有建築物的性能準則

A_p			A_T
V_{max}	$D_r^T = 2\%$	主要垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側力強度	$\frac{0.4S_{DS} \times I}{1.25}$

(二) TEASPA 4.0 於新建建築之性能準則

因應危老都更新建建築的耐震評估，TEASPA 4.0 擬訂定一準則(表 5)針對新建建物進行耐震評估，依據都市危險及老舊建築重建條例之建議，當新建建築韌性容量達容許韌性容量 Ra 時，不得小於 475 年回歸期之設計地震地表加速度 $0.4S_{DS} \times I$，而韌性發展達韌性容量 R 時，不得小於 2500 年回歸期之最大考量地震地表加速度 $0.4S_{MS} \times I$。

表 5 新建建築物的性能評估準則

	A_p			A_T
2500年回歸期之設計地震地表加速度	容許韌性容量達 R 對應之性能地表加速度A_p^{2500}			$0.4S_{MS} \times I$
	$0.85V_{max}^{+}$	$D_r^T = 2.5\%$	主要垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側力強度	
475年回歸期之設計地震地表加速度	容許韌性容量 R_a 對應之性能地表加速度A_p^{475}			$0.4S_{DS} \times I$

經研究，國震中心擬參考 ATC-40 之建議，以等能量原則將 TEASPA 側推所得之容量曲線進行雙線性化，並計算容許韌性容量 Ra 與韌性容量 R 所對應之位移，再於耐震性能曲線上計算該位移下之等效地表加速度 Ap。

上述提出既有建築物耐震性能準則修改建議暨新建建物性能準則，是希望能夠協助工程師使用 TEASPA 4.0 應用於各式建築物的耐震性能評估。

七、結論

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，建議應盡速研議推動耐震設計規範、建築法令修改、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、乃至民眾皆有法可循，才能達成全面提升全國私有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，楊元森，林敏郎，涂耀賢，王裕仁，林筱菁，蕭玉舒，張耕豪，賴昱志，沈薇，彭瑞龍，闕立奇，李成邦，王佳憲，「109 年度『私有建築物階段性補強專案辦公室』委託專業服務案期中報告書」，內政部營建署委託研究計畫期末報告，台北，2020。

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。

108 年度「地方衛生機關建築耐震評估及補強重建技術輔導計畫」

鍾立來[1] 柴駿甫[2] 林敏郎[3] 林凡茹[3] 翁元滔[3] 楊元森[4] 邱聰智[3]
張庭瑋[5] 王佳憲[5] 李成邦[5] 蔡沛涵[6] 游雅喬[5] 林延靜[6] 葉韶庭[6]

摘 要

本(108)年度國震中心受衛生福利部委託，協助執行「前瞻基礎建設計畫-城鄉建設-公共服務據點整備-公有危險建築補強重建」，以加速辦理衛生廳舍之耐震補強及拆除重建作業。本計畫（108）年度主要工作成果包括：更新衛生廳舍耐震資料庫；修正評估與補強之標準作業程序、建立拆除重建之標準作業程序；指導地方衛生機關安排評估、補強之技術審查作業及提供行政審查，供機關核定經費與決策；協助掌控工程品質與爭議處理；協助辦理地方政府專案進度管控；蒐集 921 地震發生後國內衛生機關與醫療機構實施耐震能力評估及補強之情形；完成高雄市立民生醫院補強工程營建管理案例分析；完成耐震補強與重建營建專案管理策略等。

關鍵詞：地方衛生機關、耐震初步評估、耐震詳細評估、耐震補強設計、耐震補強工程、拆除重建工程、作業規範

一、前言

本(108)年度國震中心持續受衛生福利部(以下簡稱衛福部)委託，協助衛福部執行「前瞻基礎建設計畫-城鄉建設-公共服務據點整備-公有危險建築補強重建」，以加速辦理衛生廳舍之耐震補強及拆除重建作業，使衛生機關廳舍之耐震評估與補強作業能如期如質如實的達成目標。

二、計畫執行進度與成效

2.1 協助檢視行政院核定「公共服務據點整備-公有危險建築補強重建地方衛生機關廳舍補助計畫作業規定」，研擬評估、補強、重建相關配套作業規範或作業規定修正建議

為建立衛生廳舍建築物辦理結構耐震能力評估與補強之標準化作業程序，並順利推動衛生廳舍建築物辦理結構耐震能力評估與補強作業，國震中心已上年度針對耐震能力評估及補強各階段建立相關作業規範、作業細則、審查注意要項、審查表件及契約範本。本（108）期共召開三場作業規範專家諮詢會議，以建立評估、補強、重建相關配套作業及作業規定修正建議；以及辦理三場教育訓練，協助衛生機關承辦人員瞭解作業規範，後續將依執行情形與衛生福利部需求，修訂已擬定之作業規範、審查表件及相關文件。

2.2 檢討並協助撰寫 106 至 108 年度「公有危險建築補強重建地方衛生機關廳舍補助計畫」執行成效與評估報告及 109 年度計畫總執行成效評估報告

[1] 國家地震工程研究中心兼任顧問
[2] 國家地震工程研究中心副主任兼組長
[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兼任副研究員
[5] 國家地震工程研究中心專案助理技術師
[6] 國家地震工程研究中心專案技術員

為建立衛生廳舍建築物辦理結構耐震能力評估與補強之標準化作業程序，並順利推動衛生廳舍建築物辦 106 至 108 年度公有危險建築補強重建地方衛生機關廳舍補助計畫執行成效與評估報告，彙編 106 至 108 年度計畫執行工作內容包含研擬評估、補強、重建相關配套作業規範或作業規定修正建議、協助掌控補強、重建工程品質與爭議處理，並於 108 年 12 月 30 日國研授震校字第 1080604682 號函送至衛生福利部。本計畫之期末報告其內容含有 109 年度計畫總執行成效評估，並於 108 年 12 月底函文至衛生福利部。

2.3 協助掌控補強、重建工程品質與爭議處理

本項工作目標為協助衛福部辦理衛生廳舍補強及重建施工階段的工程查核；另在評估與設計階段，若有審查爭議，本中心可協助辦理特別審查會議，解決爭議案件。於衛福部補助工程案件發動工程查核時，國震中心將派員陪同衛福部參與補強及重建施工查核作業。本年度於 109 年 9 月 28 日陪同衛福部參與高雄市立民生醫院施工查核。國震中心於 109 年 6 月 20 日至高雄訪視，訪視案件分別為高雄市立聯合醫院、高雄市立民生醫院、高雄市鳳山區第二衛生所，高雄市立聯合醫院目前已竣工，高雄市立民生醫院工程進度為 13.09%，高雄市鳳山區第二衛生所工程進度為 78%，其施工中案件將予以督導。為有效推動衛生廳舍耐震評估與補強計畫，於各地方衛生機關遇到審查爭議或是特殊情形造成無法完成詳細評估或補強設計審查階段，國震中心將安排不同於原審查會議之審查委員另行召開審查會議，共商討論爭議或特殊情況之處理辦法，以利辦理進行補強施工。

本期計畫中，國震中心參與雲林縣、嘉義縣、屏東縣、臺東縣及花蓮縣相關執行進度之會議，如表一。

表一 參與相關執行進度之會議

會議地點	會議時間
嘉義縣政府	109 年 03 月 13 日(星期五)
雲林縣政府	109 年 03 月 27 日(星期五)
屏東縣政府	109 年 03 月 30 日(星期一)
臺東縣原創基地	109 年 05 月 08 日(星期一)
臺大土研所 R802 會議室 (國震中心)	109 年 08 月 11 日(星期二)
永齡生醫工程館 (國震中心)	109 年 09 月 23 日(星期三)

2.4 協助辦理地方政府專案進度管控

為確保各地方政府之受補助案件可於計劃期程內完成補強工程，定期辦理地方政府專案進度管控會議，並擬定各案件應達成之里程碑，第一期及第二期計畫各案之里程碑詳，以利後續列管與追蹤，以達到本期計畫之目標。本中心協助衛福部辦理地方政府專案進度管控，配合辦理進度列管會議，共計辦理 8 場進度列管會議，且於本年度 6 月起每月召開進度列管會議，以加強對於本期各案件之進度管控。協助衛福部清查已核定但尚未竣工之衛生所及醫院清單，以利於衛福部統計年度需保留經費，結算目前第一期計畫與第二期計畫尚未竣工之案件應保留金額，第一期計畫應保留金額為 113,776,000 元，第二期計畫應保留金額為 108,107,442 元

2.5 衛生機關廳舍實施耐震評估、補強重建資料整理:整理前瞻基礎建設計畫核定補助之衛生廳舍(含 2 家醫院) 有關建築物實施耐震評估、補強重建相關資料，俾供匯入「建築物實施耐震評估及補強資訊管理系統」

營建署依照建築物實施耐震能力評估及補強資訊管理系統對全國的公有建築物進行耐震評估及補強之列管。本項工作目

標為使計畫進行有效的管控，將有申請前瞻計畫補助之地方衛生機關公有建築作業執行狀態進行簡易資料庫的建立。依照各廳舍於作業進行至每一階段回傳的衛生廳舍耐震履歷表進行更新，截止至 109 年 11 月 30 日數量為 144 棟，未解除列管棟數 58 棟、待解除列管 16 棟、已解除列管 98 棟、非屬列管範圍 9 棟。

2.6 蒐集 921 地震發生後國內衛生機關廳舍與醫療機構(含公有與私有建築物)實施耐震能力評估及補強(含結構物與非結構物)情形

為有效建立評估及補強，國震中心協助衛福部蒐集 921 地震發生後國內衛生機關廳舍與醫療機構實施耐震能力評估及補強(含結構物與非結構物)情形。公有醫療機構經調查，未在營建署且未完成耐震評估與補強的 141 棟依照縣市及 A1: 需初評、A2:需詳評、A3:需補強三類呈現，其中以新竹縣、南投縣、嘉義縣及台南市數量較多，共有 106 棟。為檢查普查資料正確性，將未完成的資料與營建署系統資料進行比對，確認資料皆未在營建署列管清單中。未完成的 141 棟中有 21 棟為衛生所，其餘 120 棟皆為衛生室，並預估其評估與補強之費用總金額約 122,716,884 元。私有醫療機構於 8 月 14 日訪問竹山秀傳醫院以及埔里基督教醫院進行相關資料的調查，兩間醫院中可以看見，良好的建築結構能夠在經歷地震侵襲後即便受到損傷仍屹立不搖，保護建物內的生命及財產。但在兩棟醫院的紀錄中，都記錄了相當多的非結構物(例如懸吊天花板、空調管線、燈具或是壁面石材等)因地震而破壞墜落，進而造成人員的傷亡。由此可見除了結構的耐震安全之外，非結構物的耐震能力也是需要考慮的，尤其在緊急逃生動線以及緊急醫療空間，對於非結構物及相關設備的耐震性能也必須判斷是否符合耐震需求。

2.7 高雄市立民生醫院補強工程營建管理案例分析

本案之工程較為龐大，工程發包上經過了 7 次流標，最後於 108 年 10 月 15 日工程決標，歷經長達將近一年的時間才完成工程發包，以下針對本案提出建議之方案，以利未來於醫療機構補強工程案招標作業之進行。

1. 因醫療機構人員對工程案經驗以及專業知識上較為不足，建議較大型之案件可委託工程專業機關代辦。

2. 建議考量實際執行情形設定工程之合理工期，如當時環境原物料之供貨狀況，以及工班人力調度或氣候等因素。

3. 有關經費編列部分，建議修復費用不宜過高，惟目前衛福部「地方衛生廳舍結構耐震能力補強設計作業規範」修復費用以不超過補強費用為原則，如修復與補強經費比重無明顯之差異，對工程利潤上較為不利，基本上補強案仍需以補強為主修復為輔，考量結構安全性為主，其非必要之工項應予以刪減。

4. 本案位於高雄市，惟南部具備甲級營造廠資格且兼具耐震補強相關經驗者較少，環境劣勢較不利於本案，故需採用提高利潤的方式吸引外縣市廠商前來投標。

以上針對民生醫院流標多次整理幾點建議方案提供參考，因應未來類似之補強案可避免以上問題，以加速工程之進行。

2.2 完成耐震補強與重建營建專案管理(含規劃、設計、採購、施工和驗收)策略

本期「地方衛生機關建築耐震評估及補強技術輔導計畫」執行期間，已協助衛生福利部督導各縣市所轄衛生局、所及所屬醫療機構辦理耐震評估與補強，然諸多個案因經費核定、規劃設計、工程發包及搬遷安置等問題，導致計畫執行期程延宕。為此，本文特以各地方衛生機關為例，詳

敘各案之執行狀況，並針對其遭遇之困境研擬相關策略辦法供衛福部參考。

三、工作執行進度與成效

第一期計畫執行期程為 106-107 年；第二期計畫執行期程為 108-109 年，今年度執行目標詳表二，初步評估核定 55 棟已全數完成，詳細評估 51 棟已全數完成，補強設計 44 棟已全數完成，補強工程 44 棟已完成 36 棟，尚未完成 8 棟均在施工中，拆除重建 1 棟施工中。於據 109 年 1 月 7 日「前瞻基礎建設計劃-城鄉建設-公共服務據點整備-公有危險建築補強重建」進度管控第 8 次會議提供之計畫執行成效，與 109 年年底執行成效做比較，詳表三。第一期計畫執行率提升 30.96%，預估第一期計畫執行率可達 94.58%，其完成率已達 99%，目前剩於 4 棟尚未竣工結案其工進達 50%以上，包含高雄市立民生醫院 3 棟、臺東縣太麻里鄉衛生所 1 棟。第二期計畫達成率提升 32.63%、執行率提升 47.31%，預估第二期計畫執行率可達 62.83%，其完成率已達 95%，目前剩於 2 棟尚未竣工結案其工進達 50%以上，包含基隆市衛生局 1 棟、臺東縣關山鄉衛生所 1 棟，3 棟目前已開工工進未達 50%，包含嘉義縣竹崎鄉衛生所 1 棟、花蓮縣衛生局 1 棟、臺中市清水區衛生所 1 棟。

表二 今年度執行目標

各階段執行	核定棟數	完成棟數	尚未完成棟數
初步評估	55	55	0
詳細評估	51	51	0
補強設計	44	44	0
補強工程	44	36	8
拆除重建	1	0	1
小計	195	186	9

表三 計畫執行成效表

計畫期	年初 第一期	第一期	年初 第二期	第二期
預算金額(A) (單位：千元)		194,952	103,000	148,000
核定金額(B) (單位：千元)	175,457	175,457	101,127	118,535
核撥金額(C) (單位：千元)	111,061	165,915	12,627	66,404
預估今年度核撥金額(D) (單位：千元)		165,941		74,480
達成率 (C/A)		85.11%	12.26%	44.87%
執行率 (C/B)	63.6%	94.56%	12.49%	56.02%
預估今年度達成率 (D/A)		85.12%		50.32%
預估今年度執行率 (D/B)		94.58%		62.83%

四、結語與建議

本計畫執行之成果，有利於衛生福利部執行耐震能力作業之標準程序，期能續與衛福部合作，以強化衛生防疫及社會福利體系之廳舍耐震能力，並加速衛生廳舍與衛生機構耐震能力強化之推動。

建議應詳盡確認衛生福利部列管之衛生廳舍清單，以釐清衛生福利部所屬之相關衛生廳舍尚需進行耐震能力評估以及耐震能力補強，以利後續之核定經費，與改分配機制之落實。

補強案應先行核定規劃設計經費，及早完成補強設計，為有利於計畫之推動，建議修改作業規定之核定經費方式，將規劃設計監造及補強工程分開核定，並建立執行預算控管與預算改分配機制，依地方衛生廳舍定期回報之執行進度，若進度嚴重落後既定里程碑或已可確定預算無法執行完畢時，及早進行預算改分配，以落實滾動式修正。

建築物耐震設計對贅餘度之考量

翁元滔[1]　鍾立來[2]　陳暉欽[3]　黃立宗[4]　郭錫卿[5]　鄧崇任[6]

摘 要

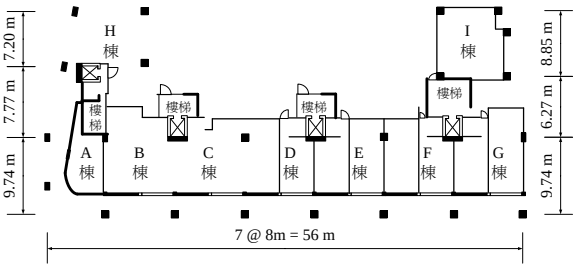
在最近幾年的 2016 年美濃地震及 2018 年的花蓮地震的震害調查結果顯示，確有在地震考慮方向上僅一至二跨度的中高樓層建物易產生明顯震害。然而在目前台灣現行建築物耐震規範中，並未有明確關於結構贅餘度對耐震性能影響之相關考量。本研究蒐集美國與墨西哥建築物規範有關贅餘度之設計規定，提出適用台灣建物特性之結構贅餘度之設計方案供工程界參酌。

關鍵詞：贅餘度、結構超強、韌性容量

一、前言

鑒於台灣因地狹人稠之故，不論是既有或新建建物，在建築配置上常出現樓高在廿公尺以上且樓層跨度數較少的單棟建物，若其底層有挑高或挑空，則其結構贅餘度易有不足之虞。然而在最近幾年的 2016 年美濃地震及 2018 年的花蓮地震的震害調查結果顯示[1, 2]，確有在地震考慮方向上僅一至二跨度的中高樓層建物易產生明顯震害。

以 2016 年 2 月 6 日在美濃地震中倒塌的維冠金龍大樓為例[3]，該大樓為 16 層鋼筋混凝土造，1FL 樓高約 6m，2FL 至 16FL 之樓高均為 2.9 m，建物總樓高約 50 m，於 1995 年 1 月竣工使用，低樓層作商業用，高樓層作住宅用。圖 1 所示一樓樓層平面呈 U 字型，共有 9 個單元，前側有 7 個單元 (A 至 G 棟)，後側 (西側) 有 2 個單元 (H 及 I)，垂直動線 (樓梯及電梯) 集中在後側 (西側)，且位於短向單跨往外延伸處。在前側之 A~G 棟共 7 個單元中，長向 (南北向) 有 7 跨，跨度均為 8 m；短向僅有 1 跨，跨度約 10 m，亦即在此方向上幾乎皆為單跨度抗彎構架，且其整體高寬比約為 5，故其贅餘度可能不足。



圖一 台南維冠金龍大樓一樓平面示意圖 [3]



圖二　台南維冠金龍大樓倒塌實況[3]

美國 ASCE 7-16 規範

依美國ASCE 7-16[4]有關贅餘度因子ρ的相關規定，贅餘度效應反映在地震載重上：

[1] 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心副研究員
[2] 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心顧問
[3] 英商奧雅納工程顧問有限公司台北分公司(ARUP)資深結構工程師
[4] 聯邦工程顧問股份有限公司副總經理
[5] 永峻工程顧問股份有限公司副董事長
[6] 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心研究員

$$E = \rho Q_E \pm 0.2 S_{DS} D \quad (1)$$

其中 E 為地震載重、Q_E為水平地震載重、S_{DS}為震區短週期之水平譜加速度係數、D為靜載重、ρ為贅餘度因子。

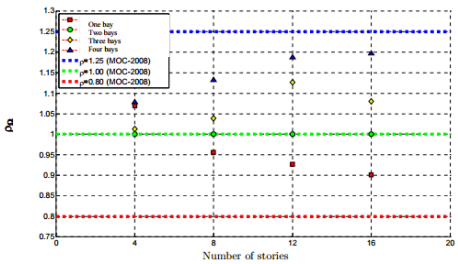
ASCE 7-16[4]是根據特定之耐震設計類別，考慮結構贅餘度多寡而決定是否放大地震力，而耐震設計類別是根據結構的用途和所在場址地震風險的嚴重性而加以分類，如 ASCE 7-16 的 11.6、11.7 和 11.8 節中所述。通常耐震設計類別 A 至 C 適用於地震風險程度不高且場地土特性影響不大的普通結構，但對具有單跨構架的結構設計，則未考慮贅餘度不足的影響；耐震設計類別 D 至 F 則是針對地震風險程度較高的結構，考量贅餘度不足會對地震危險較高的結構設計造成不利影響。

墨西哥 MOC- 2008 規範

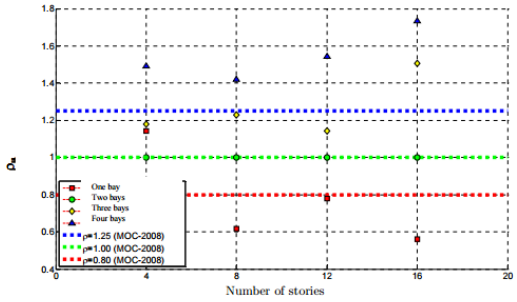
在 MOC-2008 規範[5]條文中，不同於美國 ASCE 7-16 之規定中是用贅餘度因子去直接放大設計地震力，MOC-2008 規範乃是考量贅餘度對結構超強因子及韌性容量之影響，以贅餘度因子 q 來折減結構韌性與超強因子，進而間接放大設計地震力，其中主要規定如下：

1. 在考慮的地震方向上，至少有兩個平行的單跨度抗震構架，q=0.8
2. 在考慮的地震方向上，至少有兩個平行的雙跨度抗震構架，q=1.0
3. 在考慮的地震方向上，至少有三個平行的三跨度抗震構架，q=1.25

以上規定顯示在其耐震設計中單跨構架建築物因其贅餘度不足，往往在強震中所觀察到的耐震性能不佳。在一些建築物的震害調查報告中記錄此類建築物產生倒塌或部分倒塌的情況（如圖 2），且其結構超強程度亦較小[6]。



(a) 結構超強因子



(b) 韌性容量

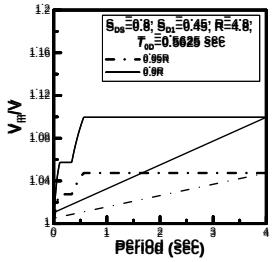
圖三　贅餘度因子對(a)結構超強因子與(b)韌性容量之影響

Arturo 和 José Antonio[7]之研究，若 ρ_Ω為相同樓層數不同梁跨度數構架與雙跨度構架之結構超強因子的比值；ρ_μ則為相同樓層數不同梁跨度數構架與雙跨度構架之結構韌性容量的比值，如圖三(a)顯示：當結構抗震構架跨度數越少，結構超強因子會降低越多，設計地震力需求較大，且當跨度數相同時，隨樓層數越高時，結構超強因子會降低越多；由圖三(b)可看出，當結構抗震構架跨度數越少，結構韌性容量會降低越多，設計地震力需求較大，且當跨度數相同時，隨樓層數越高時，結構韌性容量會降低越多。亦即當結構贅餘度較低時，會導致結構超強程度與韌性容量降低，且當建築物樓層數越高，結構超強程度與韌性容量降低越多。

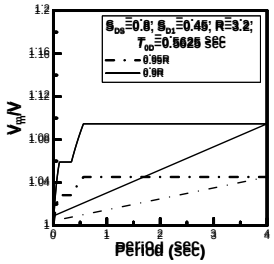
二、修訂方法與原則

鑒於工程實務上建築結構的贅餘程度主要取決於中低樓層的勁度、強度與產生非線性行為程度與位置，故在此限定考慮範圍建築物基面以上起算 1/3 樓層數之低樓層。其次，基於 MOC-2008[5]及 ASCE 7-16[4]有關贅餘度因子相關規定之意涵，並考量現行台灣建築物耐震規範，一般建築結構之結構超強因子皆為 1.4，相較於美國 ASCE 7-16[4]所訂結構超強因子大多為 2.5 或 3.0，台灣耐震規範[8]所訂之結構超強因子已趨相當保守；故在考慮結構贅餘度多寡應可針對其對結構韌性容量之影響即可。圖四與圖五分別為韌性容量 R 為 4.8 及 3.2 時，進行韌性折減前後的設計基底剪力比值，可看出當結構韌性容量 R 為 4.8 時，若韌性容量折減為原有的 0.95 倍或 0.9 倍時，設計地震力最多增加分別約為 5%與

10%；而當結構韌性容量 R 為 3.2 時，若韌性容量折減為原有的 0.95 倍或 0.9 倍時，設計地震力最多增加分別約為 4.8%與 9.5%。



圖四　韌性容量 R 為 4.8 時，韌性折減前後的設計基底剪力比值



圖五　韌性容量 R 為 3.2 時，韌性折減前後的設計基底剪力比值

故本研究提出下列 A、B、C 共三個有關贅餘度因子的訂定方案：

方案 A

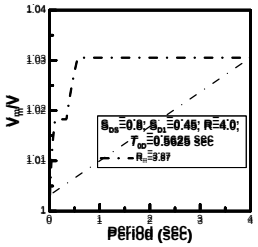
建築物基面以上起算 1/3 樓層數之低樓層中，須滿足下列要求：

屬該樓層之單跨度抗彎平面構架的韌性容量折減因子取 0.9，雙跨度抗彎平面構架之韌性容量折減因子取 0.95，三跨度或以上之平面抗彎構架或該構架含剪力牆或斜撐則皆不須折減。若結構具不同跨度數之構架，則以加權平均求得其韌性容量如下式：

$$R_m = (0.9S_1 + 0.95S_2 + 1.0S_3)R/(S_1 + S_2 + S_3) \quad (2)$$

其中R_m為考慮贅餘度影響之修正結構韌性容量；S_1、S_2及S_3分別為單跨度、雙跨度及三跨度(含)以上或含剪力牆或斜撐之構架數。然後以R_m據以計算結構系統地震力折減係數F_u，並以其計算設計地震力。

舉例而言，某建案之結構系統，查建築物耐震設計規範 [8] 表 1-3，韌性容量 $R = 4.0$，但構架之跨度數不多，其韌性容量應予折減。在水平 X 方向上，二構架單跨，二構架雙跨，共四構架，韌性容量折減因子，折減後之韌性容量 $R_m = [0.9(2) + 0.95(2)]4.0/4 = 3.7$。Y 向，一構架單跨，二構架三跨，共三構架，折減後之韌性容量 $R_m = [0.9(1) + 1.0(2)]4.0/3 = 3.87$，則其設計地震力增加比例如圖六所示，增加比例最多約 3.05%。



圖六　韌性容量 R 為 4.0 時，案例結構韌性折減前後的設計基底剪力比值

方案 B

依據建築物耐震設計規範 [8] 第 2.2 節之解說，「由於建築物的靜不定度較高，在設計得頗均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守的估計，外力須調升至$1.4P_y$後，結構才達能承受的最大側力 P_u 」。然而因單跨構架之靜不定度不高，不能再以 1.4 折減地震力。考量贅餘度對結構超強因子之影響，在此參考公路橋梁耐震設計規範 [9] 第 2.3 節，建議如下：

在建築物基面以上起算 1/3 樓層數之低樓層中，純單跨構架之結構超強因子取 1.2，雙跨取 1.3，三跨(含)以上則保持 1.4。若結構具不同跨度數之構架，則採加權平均得結構超強修正因子：

$$F_R = (1.2S_1 + 1.3S_2 + 1.4S_3)/(S_1 + S_2 + S_3) \quad (3)$$

其中 F_R 為地震力因贅餘度之結構超強修正因子。設計基準 (475 年回歸期) 地震力隨之修正為：

$$V = \frac{I}{F_R \alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \quad (4)$$

舉例說明，某建案之水平 X 向，二構架單跨，二構架雙跨，共四構架，折減因子 $F_R = [1.2(2) + 1.3(2)]/4 = 1.25$，其設計地震力增加約 12.0%；Y 向，一構架單跨，二構架三跨，共三構架，結構超強修正因子 $F_R = [1.2(1) + 1.4(2)]/3 = 1.3333$，而其設計

地震力增加約 5.26%。

方案 C

另外，本研究參酌 ASCE 7-16 [4]、MOC-2008[5]及前述 A、B 兩個方案的構想加以簡化，得出方案 C 如下：

建築物基面以上起算 1/3 樓層數之低樓層中，若任一樓層之單跨度抗彎構架(不含剪力牆或斜撐)承受 33%(含)至 67%的樓層剪力，則該樓層之設計地震力須放大 5%；若任一樓層之單跨度抗彎構架承受 67%以上的樓層剪力，則該樓層之設計地震力須放大 10%，並須考慮相鄰樓層側向勁度與強度之連續性。

三、結論與建議

由前述研究結果得知：當建物樓層數相同時，結構抗震構架跨度數(贅餘度)越少，會導致結構超強因子與韌性容量會降低越多，設計地震力需求較大；而當跨度數相同時，隨樓層數(結構第一振態週期)越高時，會導致結構超強因子與韌性容量亦降低較多，設計地震力需求亦較大。

本研究針對台灣建築物耐震規範[8]，提出前述 A、B、C 三個考量結構贅餘度影響之方案，其中方案 A 基於現行台灣建築物耐震規範所訂之結構超強因子已相較美國規範為保守，故僅考量結構贅餘度對韌性容量之影響，提出會隨跨度數與建物樓層數而不同之韌性容量折減計算方式；而方案Ｂ則考量跨度數越少，結構超強因子應折減越多，故提出以不同跨度數以修正結構超強因子的計算方式，進而修正設計地震力，但並未能考量建物樓層數(結構第一振態週期)越高時結構超強因子應折減更多此一因素；而方案 C 主要是將方案 A 再加以簡化成不需計算韌性容量修正值，直接考量單跨度抗彎構架所承受的樓層剪力比例來適度放大樓層設計地震力。

參考文獻

1. 國家地震工程研究中心，「2016 美濃地震台南市建物震損資料庫」，NCREE-18-004，中華民國 107 年 3 月。
2. 國家地震工程研究中心，「2018 年 2 月 6 日花蓮地震勘災報告」，NCREE-18-005，中華民國 107 年 3 月。
3. 鍾立來、翁元滔、蕭輔沛、周德光、翁樸文、李昭賢、沈文成、黃立宗、林智隆，「中高樓層建築軟弱層及扭轉不規則效應評估研究」，內政部建築研究所計畫成果報告，中華民國 106 年 10 月。
4. American Society of Civil Engineers (ASCE). 2016. “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” ASCE 7, ASCE Standard, ASCE / SEI 7-16, Reston, VA.
5. MOC-2008 (2009), Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo. Comisión Federal de Electricidad, México, November (in Spanish).
6. Tena-Colunga, A. (2004). Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code. Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 2027, CD-ROM, August.
7. Arturo Tena-Colunga and José Antonio Cortés-Benítez, (2015), “Assessment of Redundancy Factors for the Seismic Design of Special Moment Resisting Reinforced Concrete Frames”, Latin American Journal of Solids and Structures, No.12, pp.2330-2350.
8. 內政部營建署 (2011)，「建築物耐震設計規範及解說」，100.01.19 台內營字第 0990810250 號令修正部分規定，自中華民國一百年七月一日生效。
9. 交通部 (2019)，「公路橋梁耐震設計規範」，交技(108)字第 1085000530 號。
10. International Code Council (ICC), 2012. *International Building Code*, Falls Church, VA.
11. Tena-Colunga, A., Mena-Hernández, U., Pérez-Rocha, L. E., Avilés, J., Ordaz, M. and Vilar, J. I. (2009). Updated seismic design guidelines for buildings of a model code of Mexico. Earthquake Spectra, 25 (4): 869-898, November, doi: 10.1193/1.3240413.

應用影像量測技術於致動器位移回饋控制之研究

鄭宇辰[1]　陳沛清[2]　楊元森[3]

摘 要

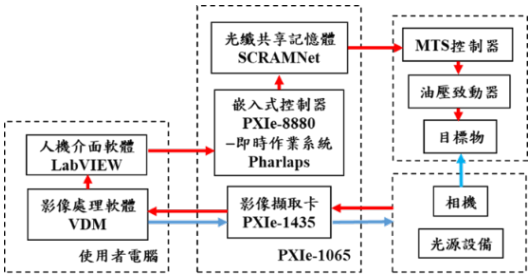
在傳統的反覆載重實驗中，若油壓致動器需要夾治具轉接後方與試體連接時，常使用外部位移計做為致動器位移控制回饋訊號，以確保試體達到預期的加載變形。在實驗進行中，若位移計與試體的連接脫落，無法將正確位移訊號傳回控制器，恐造成致動器失控而導致實驗失敗。此外對於十公尺以上高度或夾治具架設複雜的實驗試體，常不容易準確且安全地架設外部位移計。有鑑於此，本研究應用影像量測技術，透過即時運算機器分析試體真實位移，並將其回饋至致動器控制器進行位移控制。此研究於未來結構實驗應用上，不僅不受安裝外部位移計所需之工作空間限制，亦可降低外部位移計鬆脫導致的實驗風險。

關鍵詞：影像量測、位移回饋控制、油壓致動器、反覆加載實驗、動態加載實驗。

一、前言

傳統的反覆載重試驗中，會利用油壓致動器以位移控制或力量控制兩種模式緩慢施加位移或力量於試體上，以得到試體受力與變形之遲滯行為關係。致動器藉由夾治具轉接後與試體連接，而在實驗過程中，由於夾治具變形以及與試體連接的縫隙，使得致動器施加的位移與試體真實的變形不盡相同。為了讓試體的變形量符合實驗要求，必須架設外部位移計與試體連接，以外部位移計所量測到的位移量作為致動器之回饋訊號[1]。然而在實驗進行中，若外部位移計與試體的連接鬆脫，將使致動器得到錯誤的位移回饋訊號，致動器因此失控導致實驗失敗。有鑑於此，若能建立一套非接觸性的量測方法取代外部位移計，以量測試體變形做為致動器位移控制之回饋訊號，並降低實驗失敗與人員意外的發生，是提升結構實驗品質十分重要的技術需求。

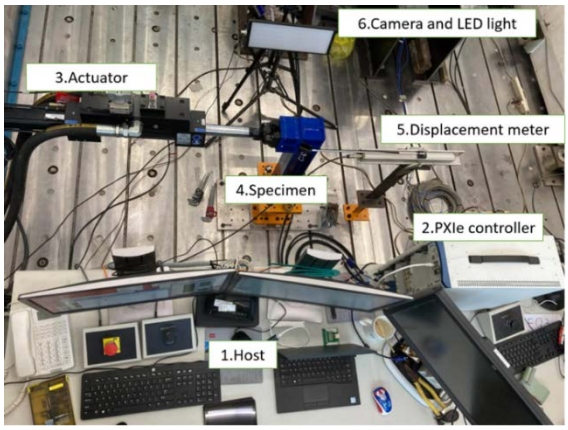
本研究之量測系統主要是應用影像處理技術[2-3]，透過擷取目標物影像並即時計算目標物的位移量，將此位移量由即時運算機器(PXIe)上搭載的光纖共享記憶體(SCRAMNet)以數位訊號直接與油壓致動器的控制器進行數據交換，達到油壓致動器即時位移回饋控制。本研究中需撰寫人機介面軟體與控制器溝通，程式開發採用NI LabVIEW，以進行影像擷取、處理及分析等工作[4]。實驗的軟硬體系統關係如圖一所示，整體實驗架構如圖二所示。



圖一 實驗軟硬體系統架構圖

二、實驗設備及方法

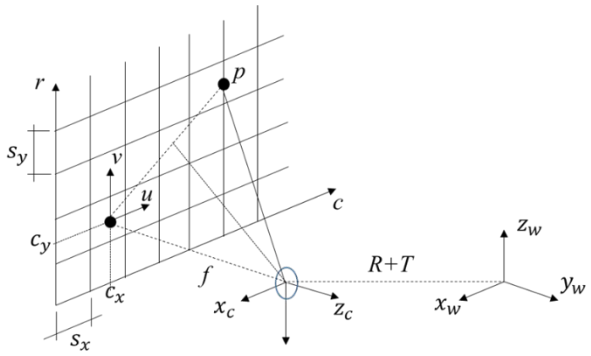
[1] 國立台灣科技大學營建工程系碩士班研究生
[2] 國立台灣科技大學營建工程系副教授
[3] 國立台北科技大學土木工程系教授



圖二 實驗現場架設圖

三、成像系統校正

本研究在 LabVIEW IMAQ Vision 中使用兩種校正影像之演算法，分別為透視法與非線性法。透視校正可校正透視誤差，而非線性校正可校正透視誤差和非線性透鏡畸變。給定相機的位置、方向以及光學特性後，可以準確地計算出世界上任意點出現在圖像中的位置，經由圖像點到真實世界上該點的位置，進行逆變換的運算得到二維座標後，利用立體攝影測量的原理，即得到真實的三維位置。圖三為相機座標軸轉換圖，使用四個座標系將影像投影至圖像，分別為圖像坐標系 (r,c)，像素座標系 (u,v)，相機座標系 (x_c,y_c,z_c) 與世界座標系 (x_w,y_w,z_w)。



圖三 相機坐標軸轉換圖

四、機器視覺系統

本研究使用機器視覺軟體提供的幾種能夠實現物體追蹤的方法中準確性及穩定性較高的模式匹配法(pattern matching)進行目標物的追蹤。模式匹配法透過創建一個需要搜索之模板，稱為模板圖像，在目標圖像上進行灰度值之匹配。機器視覺軟體會在每個獲取的圖像中搜索模型，為每一次的匹配項計算一個分數，以表示模型與模板圖像之相關程度，得到模板圖像與目標圖像特徵之間的相似性。

五、實驗結果與分析

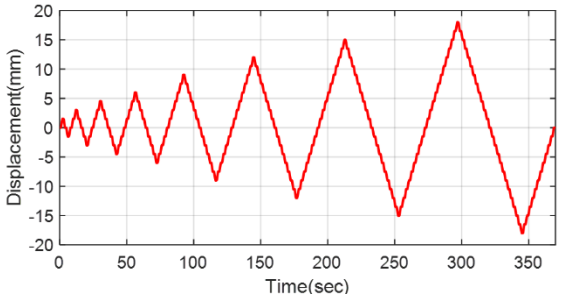
實驗前準備包含了光源的配置、外部位移計之架設、相機位置之確認。在相機與光源配置完成後，將曝光時間與解析度調整至試體最大位移的範圍內，以進行影像的校正。校正時將校正板平放於試體上，與試體貼齊，擷取圖像時變換校正板不同之角度得到數張用於校正之圖像，以進行校正時單應性矩陣的計算。得到圖像後，使用校正介面進行單位轉換之設定與內外部參數之計算。指定校正板上點與點之間的距離 10 mm，藉由指定的 10 mm 中所包含的像素量，計算出每個像素換算真實世界的單位。此外，在內外部參數的計算中，將照片讀入程式時會以非線性校正的方法進行相機參數的判讀，藉由擷取的數張相片經過計算，得到相機之內外部參數與扭轉參數。綜合以上方法，將產生出一張具有校正資訊之圖像檔，此校正檔需在使用者所開發的程式開始時讀入，程式運行後，在擷取的影像中窗選出目標物之樣本，利用模式匹配法搜尋出影像中目標物之位置，再透過程式之運算可得到目標物之位移，將位移訊號由 PXI 之光纖共享記憶體傳遞至致動器控制器中，進行致動器之控制。

由前述之軟硬體與影像分析方法，本研究針對幾種常見的實驗歷時，進行實驗結果的分析與討論。實驗皆分為兩部分，第一部分致動器使用之回饋訊號為致動器內的線性可變差動變壓器（Linear Variable Differential Transformer，LVDT），做 LVDT 回饋控制的同時，亦使用影像量測追蹤試體上目標物的位移，以比較訊號之正確性。實驗的第二部分使用之控制回饋訊號為影

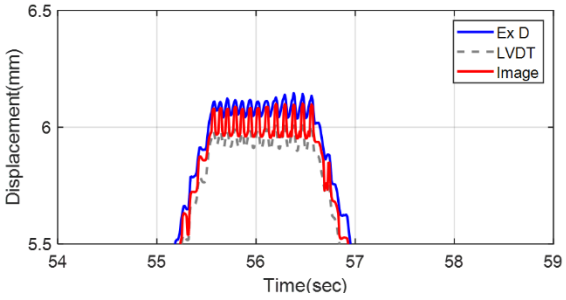
像量測追蹤目標物之位移，透過 PXIe 控制器之光纖共享記憶體回饋至致動器控制器中。在軟硬體配置上，在機器視覺演算法所需計算時間以及相機幀數之限制下，藉由調整圖像解析度，最後能達到訊號回饋之取樣頻率為 100 Hz。

5.1 反覆載重試驗

本研究使用鋼構件試體，底部固定於一鉸支承，致動器連接試體中心與鉸支承之距離為 600 mm。所設定之層間位移轉角歷時，分別為 0.25 %、0.5 %、0.75 %、1 %、1.5 %、2 %、2.5 %以及 3 %， ramp-hold 位移加載實驗之位移歷時結果如圖四所示。在 LVDT 位移回饋控制實驗中，外部位移計(Ex D)與影像量測(Image)之位移誤差最大為 0.14 mm，致動器內部的之位移計僅作參考使用。實驗時發現，影像追蹤之位移訊號在追蹤靜止不動之影像時，會產生位移抖動之情形，如圖五所示，抖動之振幅約為±0.04 mm，初步判斷在拍攝靜止影像時，將重複精度所導致的誤差回饋至致動器位移控制迴圈中，而致動器同時也移動了該誤差量，但因誤差移動的距離很小，導致重複精度的狀況重複發生，直到控制器中的命令使致動器的位移有大幅移動時，影像追蹤之位移才會脫離此狀態。此外，影像回饋位移控制實驗中，因控制器接收訊號之頻率為 2,048 Hz，但在 LabVIEW 運算僅以 100 Hz 的頻率回饋位移給控制器，所以在致動器的位移歷時發現，不僅有影像追蹤誤差造成的微震盪訊號，亦存在著控制器與 PXI 數據交換頻率不一致所產生階梯狀之訊號。



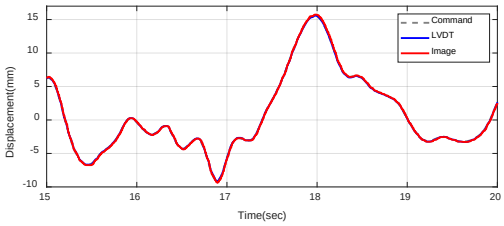
圖四 Ramp-hold 位移歷時圖



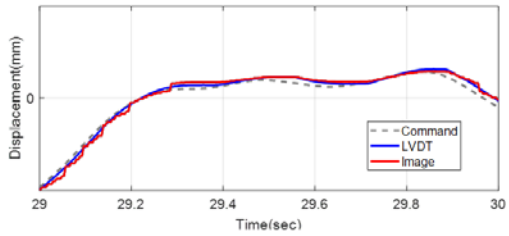
圖五 影像位移回饋於靜止影像之結果

5.2 動態實驗

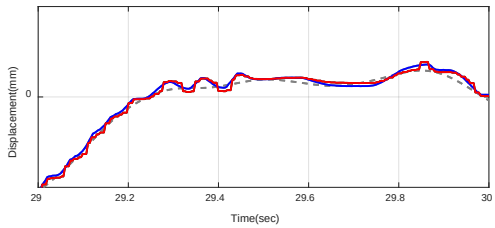
由前小節結果中得知，試體之移動速度影響了影像追蹤的結果，因此本研究進一步地嘗試追蹤地震之位移歷時，選擇了振動臺實驗中四個常見的地震加速度歷時，包含了 Kobe、El Centro、Chi-Chi 以及 Kumamoto 地震，經過基線修正與積分後可得到此四組地震的位移歷時。為了降低試體架設誤差對實驗結果之影響，此四組地震位移歷時峰值調整為 40 mm 左右。因文章長度限制本文僅呈現 Kobe 地震的實驗結果，實驗結果如圖六所示，追蹤的結果在地震的主頻中有極高的重現度，在影像位移回饋實驗中，在地震主頻發生時，有相當好追蹤品質，無雜訊及抖動的狀況發生。然而當位移加載的速度降低時，影像回饋之位移同樣會產生微小抖動的狀況，如圖七所示。未來若能進一步改善抖動問題，可將本研究發展技術應用在振動臺實驗中。



圖六 影像位移回饋動態實驗結果



(a) LVDT 回饋



(b) 影像位移回饋

圖七 動態實驗低速段之放大圖

六、結論與展望

本研究以 LabVIEW 作為程式撰寫工具，開發並驗證了影像量測於致動器位移回饋控制之技術。本技術透過即時作業系統將影像量測計算出的位移訊號，藉由光纖共享記憶體即時回饋至控制器中做為位移回饋訊號，以控制油壓致動器之位移，完成非接觸式機器視覺的位移量測技術。本研究所開發之技術，目的在取代反覆載重實驗需要架設的外部位移計，以做為致動器位移回饋訊號之使用，不僅能夠減少位移計架設意外之發生，亦不受架設位置之限制，使得結構實驗技術得到進一步的發展與提升。

實驗結果顯示，除了有時在靜止狀態發生些微的抖動，整體而言，影像量測技術可應用於反覆載重實驗，具備非常良好的位移控制性能。在地震位移歷時之測試中，雖然實驗結果受限於硬體設備的規格，在試體移動速度降低時，位移訊號會產生抖動的現象，亦受到實驗時光場的影響，但動態實驗的位移控制誤差亦在可接受的範圍，因此影像量測技術亦可應用於動態實驗。未來研究將著重於降低微小抖動的問題，並將其應用在真實試驗中。

參考文獻

[1] 林敏郎、陳沛清、蔡克銓、吳穎涵，“RC 柱構件受高軸力與雙曲率彎矩作用下之補強行為研究”，國家地震工程研究中心技術報告 NCREE-08-025 (2008)。

[2] Yang, Y. S., Wu, C. L., Loh, C. H., Yang, C. M., Tu, W. H., Shih, M. H., Tung, S. H., and Caperan, P. (2008) “Preliminary study on image-based measurement” NCREE-08-013.

[3] Yang Y. S., Huang, C. W., and Wu, C. L. (2012) “A simple image-based strain measurement method for measuring The strain fields in an RC-wall experiment”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(1), 1-17.

[4] Chen, P. C., Ting, G. C., and Li, C. H. (2020) “A versatile small-scale structural laboratory for novel experimental earthquake engineering”, *Earthquakes and Structures*, 18(3), 337-348.

西部麓山帶滑脫面三維幾何模型建置

范秋屏[1]　陳冠宇[2]　張毓文[3]　張志偉[4]　劉勛仁[5]

摘 要

臺灣西部麓山帶的活動斷層構造其地下形貌極其複雜，前人研究中，即使透過地球物理探勘方法與地震學理論模式，都很難清楚描繪此區孕震構造位置與活動斷層間之相互關係。有鑒於此，若是能建立一套西部麓山帶滑脫面之三維幾何模型，將有助於了解此區複雜的地體構造形貌。

關鍵詞：滑脫面、地震分布剖面、西部麓山帶、地理資訊系統

一、前言

地質學家建立平衡剖面來重現斷層-褶皺帶的地下形貌及壓縮量，用以解釋淺部地殼變形的演化過程(Suppe 1980a)，而臺灣西部褶皺逆衝帶與逆衝斷層系統因受板塊擠壓驅動、由東向西成覆瓦狀排列(Suppe, 1980b)；在薄皮理論架構下，構造變形多發生於深度約 10 公里內的淺部地層，平衡剖面裡可見一個向東傾斜且低傾角的介面(Suppe, 1980a, Davies et al., 1983, 黃旭燦等，2004)，即為滑脫面，此介面為塊體間的弱面，在壓縮過程中，可能以頻繁的小規模地震釋放能量，Carena et al(2002)利用當時地震資料庫中 1991 至 2000 年約 11 萬筆近震規模小於等於 4 的地震事件，定出垂直車籠埔斷層、橫越臺灣島下方的滑脫構造之三維幾何位置，但較為粗略，且未與其他區塊整合成一連續的滑脫面模型。隨著地震解析技術的提升，現今的地震目錄精度將有助於探討滑脫面的空間位置。

薄皮理論在砂箱試驗中能得到很好的驗證，Dahlen et al(1984)在試驗中重建滑脫面以上的變形機制，發現很符合臺灣西部麓山帶的現況，試驗結果得出地形坡度(α)與滑脫面傾角(β)的預測模型為：

$$\alpha=(5.7°\pm0.2°)-(0.66\pm0.14)\beta$$

臺灣西部的平均地形坡度為α=2.9°±0.3°，則滑脫面傾角β應為 6°±1°。

地調所曾於 2004 年委託中油公司建立臺灣西部麓山帶及平原區的構造平衡剖面(黃旭燦等，2004)，其利用井下地質資料、野外資料、震測資料等，重建陸上臺灣西部麓山帶及平原區的構造平衡剖面，滑脫面的深度約在 5 至 10 公里之間，傾角的眾數為 7 度。

因此，總結上述文獻的成果，本研究嘗試以密集繪製的地震分布剖面並利用網格化的方式建立滑脫面三維空間幾何形貌，且將滑脫面傾角的初始值設定為 7 度。

研究區域參考南北走向之西部活動斷層的空間分布，在臺灣中部海岸平原區及麓山帶框定東西跨距 90 公里、南北跨距 150 公里的範圍。

二、地震目錄

本研究使用國震中心「台灣地震危害高階模型建置」計畫(簡稱 SSHAC)之地震目

[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助理研究員
[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助理技術師
[5] 國家地震工程研究中心助理研究員

錄(吳逸民等，2017)，地震事件主要收整自中央氣象局地震觀測網(CWBSN)，並另外納入國際地震中心(International Seismological Centre)及中國地震台網(China Earthquake Network)的地震紀錄，資料因經過三維地震重定位，大幅提高發震位置的精度。

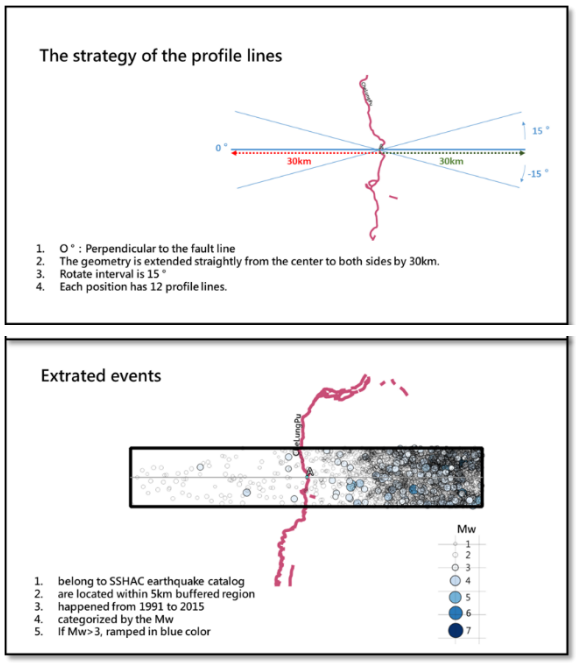
中央氣象局自 1991 年起，積極執行強地動觀測計畫（TSMIP），並在當年全面更新為連續性的地震即時監測系統(交通部中央氣象局，2019)，使資料輸出品質大幅提升，故本研究在使用地震目錄時，為排除因設備造成的定位誤差，時間域上僅使用 1991 年開始的資料，資料量計 553,363 筆。其中，發震位置在本研究區域內的地震事件共 233,608 筆。

三、西部麓山帶的孕震構造

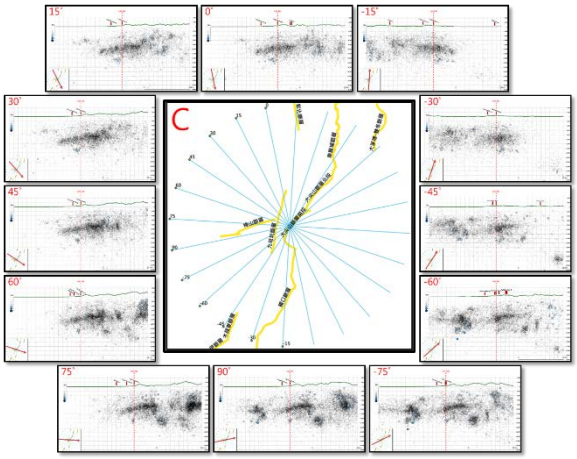
薄皮理論中，地塊沿滑脫面向西邊逆衝，地塊間因推擠壓縮發展出褶皺逆衝斷層帶，本研究為先了解地震活動在深度方向的區域概況，以釐清地震富集區域與特定斷層的相關性，於是在地表可辨別的斷層跡線上，挑選車籠埔斷層北段、車籠埔斷層南段、大尖山斷層南段及崙後斷層等 4 個位置繪製地震分布的旋轉剖面(方法見圖一)。結果發現車籠埔斷層區域的剖面僅能看出地震富集於斷層的上盤，地震事件富集於深度 20 公里內，但在此深度範圍內對地震構造無解析能力，判斷與 921 地震有關；而大尖山斷層南段和崙後斷層的旋轉剖面可以明顯看到地震事件在每張剖面上聚集成多個構造(如圖二及圖三)。

由於前述帶狀構造的位置能清楚與地表斷層跡取得連結，本研究嘗試以「平行」及「垂直」崙後斷層及觸口斷層地表跡線「等距」製作一組網格化剖面(見圖四)，讓範圍裡交錯出的每一個網格點都能有 2 個方向的繪製結果供檢視。

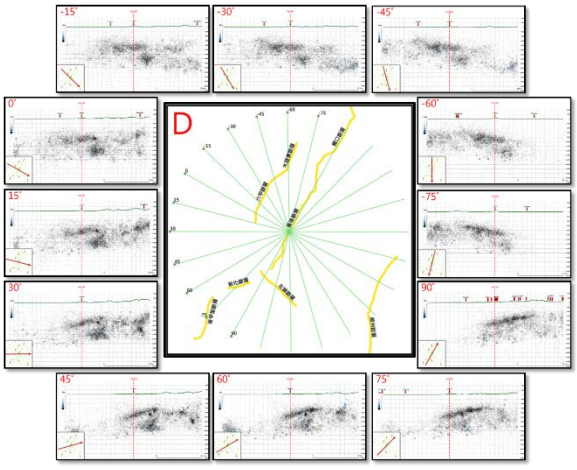
結果發現平行方向的剖面裡，在崙後斷層跡的正下方有明顯的地震富集構造被解析，具向南傾斜趨勢並延伸約 20 公里



圖一 每個位置以半徑 30 公里、15 度間隔及環域 5 公里製作 12 個旋轉剖面圖

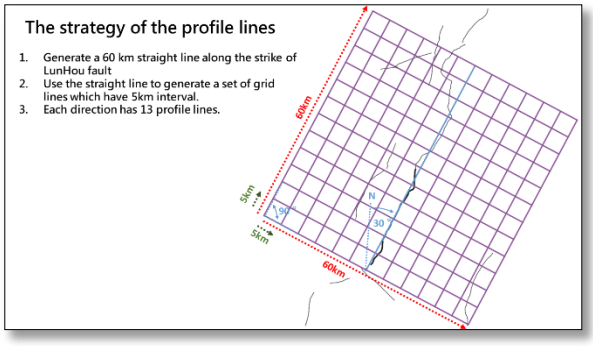


圖二 大尖山斷層南段的旋轉剖面

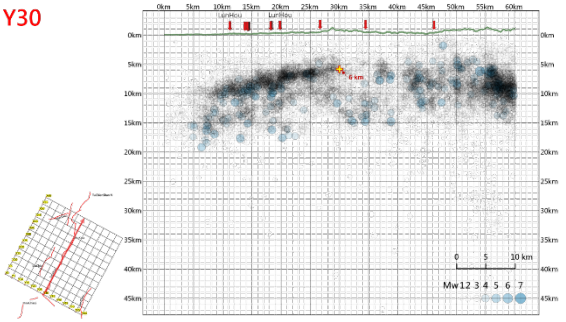


圖三 崙後斷層的旋轉剖面

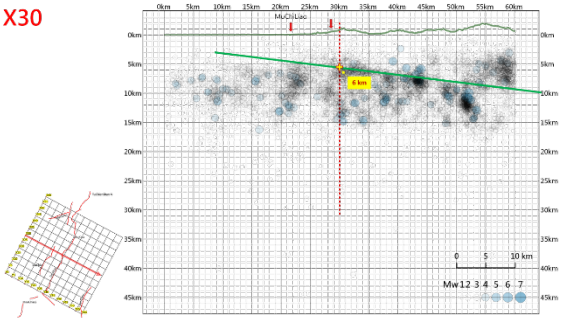
(見圖五)；垂直方向的剖面裡，可清楚看出地震富集的帶狀構造向東傾斜(如圖六)，並可與傾斜 7 度的直線擬合。經檢視後，取上述互相垂直的剖面為指準剖面，在斷層跡的正下方，根據剖面定出中心點正下方的滑脫面位置約為 6 公里深(見圖五裡的黃色標號)，並以此深度當指準深度，在垂直方向判釋出向東傾斜 7 度滑脫面的深度位置(如圖六中的綠線)。



圖四 「平行」及「垂直」崙後斷層及觸口斷層地表跡線的網格化剖面



圖五 崙後斷層跡正下方的地震富集構造，剖面的左邊為南方。



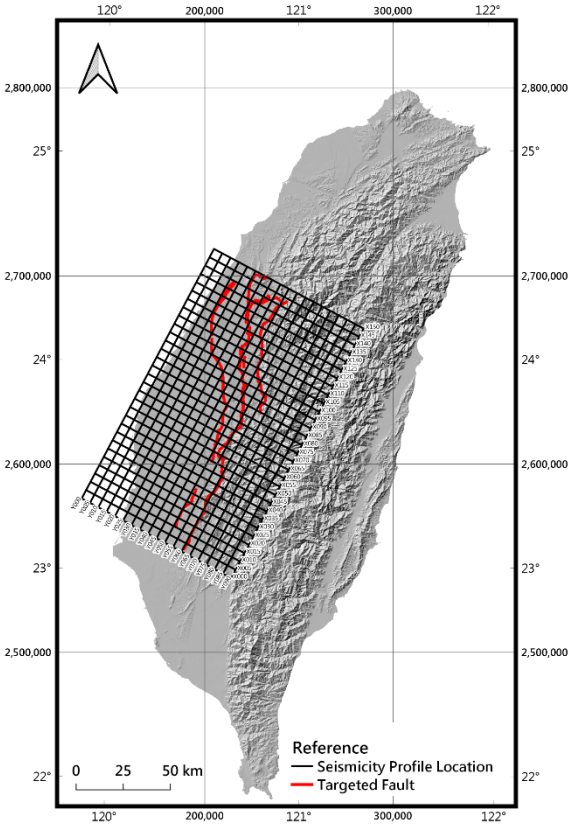
圖六 垂直方向的剖面可很明顯看出帶狀構造向東傾斜，趨勢約 7 度。

四、模型建置說明與成果

本研究嘗試以密集繪製的地震分布剖面並利用網格化的方式建立滑脫面三維空間幾何形貌。參考前述網格化剖面的結果，將整個研究區域以 5 公里等間距、環域 5 公里繪製 2 組互相垂直的地震分布剖面(如圖七)，並將滑脫面「向東傾斜 7 度」的特徵深度預先繪製在每張剖面的相同位置上，再依據每張剖面的地震分布調整滑脫面的可能存在深度，最後得到所有剖面中截切的滑脫面位置(如圖八)。

雖然因地震資料的限制，滑脫面無法完全以地震分布剖面解釋，但判斷下仍能取得本研究區域內所有剖面中之滑脫面深度數值，最後利用 GIS 軟體建置初版的西部麓山帶連續滑脫面三維幾何模型(如圖九)。

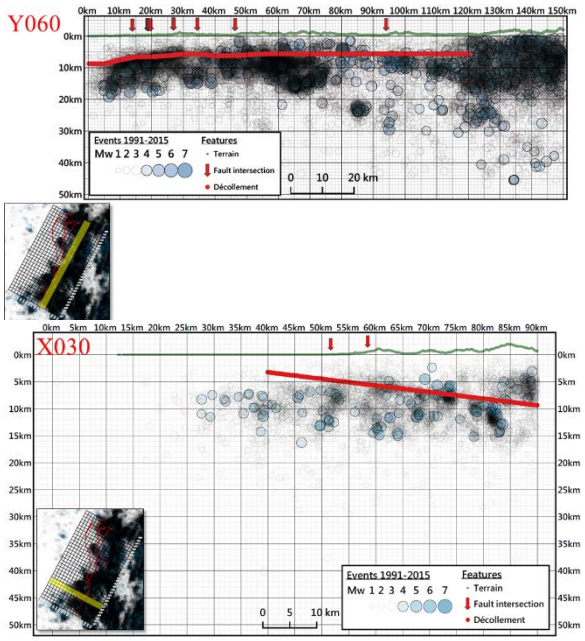
五、結論與建議



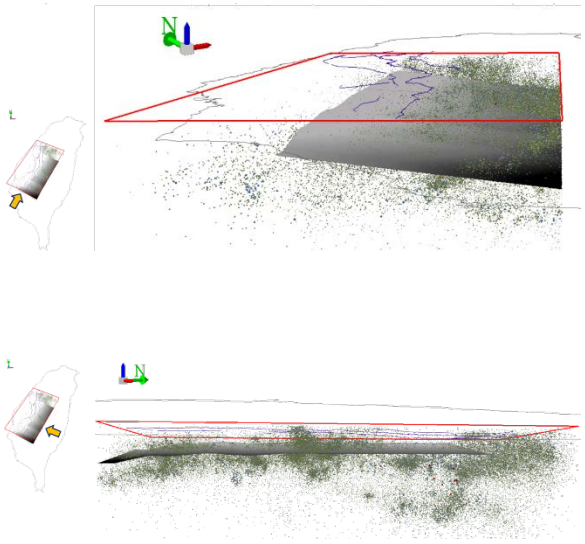
圖七 研究區域內 5 公里等間距的地震分布剖面位置

本研究使用地理資訊系統建置滑脫面的三維幾何模型，透過 QGIS(版本 3.10)及 ArcGIS(版本 10.5.1)的內建功能輔助，並全程使用「臺灣橫麥卡托二度分帶投影坐標系統」(簡稱 97 二度分帶坐標)，讓坐標值即為距離坐標原點的公尺數，再配合深度數值也用公尺為單位，即可等比例呈現最接近真實的三維空間。

臺灣西部的褶皺逆衝斷層帶，因地質構造複雜，對斷層系統的三維幾何建置充滿挑戰，本研究認為先定義出滑脫面的位置有助於整合研究區域內的斷層幾何模型，不僅可作為斷層幾何在深度方向延伸的邊界，更能有效排除相鄰斷層間幾何形貌的衝突性，後續可與地調所發布的活動斷層作討論，以利更了解臺灣西部麓山帶的活動斷層三維幾何模型。



圖八 經本研究判斷繪製的滑脫面，上圖為平行斷層跡方向，下圖為垂直斷層跡方向。



圖九 三維幾何建置成果，空間內的資料點為地震事件，滑脫面標示如灰色平面。

參考文獻

1. 吳逸民、鄭世楠、劉庭佑（2017）地震目錄及歷史地震資料庫之建置與基本分析。國家地震工程研究中心委辦計畫報告書，共 90 頁。
2. 黃旭燦、楊耿明、吳榮章、丁信修、李長之、梅文威、徐祥宏(2004)斷層活動性觀測與地震潛勢評估調查研究，台灣陸上斷層帶地構造與地殼變形調查研究(V)，經濟部中央地質調查所報告 93-13 號。
3. 交通部中央氣象局（2019）中央氣象局地震測報中心成立三十週年紀念專刊，共 170 頁。
4. Carena, S., Suppe, J. and Kao, H. (2002). Active detachment of Taiwan illuminated by small earthquakes and its control of first-order topography. Geology. 30. 935-938.
5. Dahlen, F. A., Suppe, J. and Davis, D. (1984). Mechanics of fold-and-thrust belts and accretionary wedges: Cohesive Coulomb Theory. Journal of Geophysical Research. 89. 10087-10101.
6. Davis, D., Suppe, J. and Dahlen, F. A. (1983) Mechanics of fold-and-thrust belts andaccretionary wedges. J. Geoph. Res., 88, 1153-1172
7. Suppe, J. (1980a) A retrodeformable cross sction of northern Taiwan, Geol. Soc. China Proc.,23, 46-55.
8. Suppe, J. (1980b) Imbricated structure of western Foothills belt, southcentral Taiwan. Petrol.Geol. Taiwan, 17, 1-16.

設計基準地震微分區圖
觸口斷層與崙後斷層幾何模型建置

陳冠宇[1]、范秋屏[2]、張毓文[3]、張志偉[4]、劉勛仁[5]

摘 要

中心團隊過往執行核能設施地震危害重新評估計畫-台灣地震危害高階模型建置時，僅針對工址特定範圍內的主要斷層(Primary faults)建立精細之模型，但若要用於產生台灣全島的危害度分佈圖，其適用性需要詳加考慮，因此，對於台灣地震危害高階模型內之其他斷層(Other Faults)的幾何模型仍需要進一步的討論。

本計畫目的為陸續建立適用地震危害度用之全台斷層幾何模型，本期已完成中部地區之斷層幾何模型建置。本文將以觸口斷層與崙後斷層之幾何模型建置為例，簡述由地表地質調查、地下鑽井、平衡剖面、地電測量、反射震測等地球物理資料之彙整至斷層幾何模型建立與不確定性評估之依據。

觸口斷層由牛稠溪至關仔嶺長約 28 公里，崙後斷層由觸口至左鎮斷層長約 50 公里。觸口斷層之傾角模型分別為 25/40/50 度，深度停於下方 7 度的滑脫面(Décollement)。觸口斷層與崙後斷層的破裂模型為：觸口斷層與崙後斷層個別單獨破裂(Individual rupture)、觸口斷層與崙後斷層相連破裂(linked rupture)以及大尖山南段、觸口斷層與崙後斷層全段破裂(Entire rupture)，共三種模式。

關鍵詞：地震危害度、觸口斷層、崙後斷層、滑脫面、破裂模型

一、前言

中心團隊先前執行核能設施地震危害重新評估計畫-台灣地震危害高階模型建置時，已評估全台斷層模型以利核能設施地震危害度計算。全台斷層模型中，於工址特定範圍內定義為為主要斷層(Primary Fault)，此類斷層震源對工址之危害度具有高度貢獻及高度敏感性，因此根據 SSHAC Level 3 之規範，此類震源需經嚴格且審慎的討論，建立精細模型。中心團隊於當時挹注許多心力與時間與專家群一同討論並建立模型，對於模型的掌握度較高。而對於工址特定範圍外之(陸域)其他斷層(Other Fault)，是委託專家製作斷層模型(徐浩德等，2017)。由於其對於工址的貢獻度與敏感度皆不高，根據 SSHAC Level 63 之規範，此類震源僅需確立模型之合理性即可，因此中心團隊對此類震源模型的掌握度較低。中心後續規劃是產出台灣全島的危害度分佈圖，應藉次機會，針對其他斷層的部分重新檢視，並建立全台斷層模型版本，以供後續計畫或中心未來規劃所用。

本計畫的首要目的為陸續建立適用地震危害度計算之全台斷層幾何模型，目前進度已完成中部地區之斷層幾何模型討論與建置。後續將逐步由台灣西南部、東部、東北部、西北部逐區完成幾何模型建置與滑移速率之設立。本報告將以觸口斷層與崙後斷層之幾何模型建置為例，簡述由地表地質調查、地下鑽井、平衡剖面、地電測量、反射震測等地質與地球物理資料之彙整至斷層幾何模型建立與不確定性評估

[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副研究員
[4] 國家地震工程研究中心助理技術師
[5] 國家地震工程研究中心助理研究員

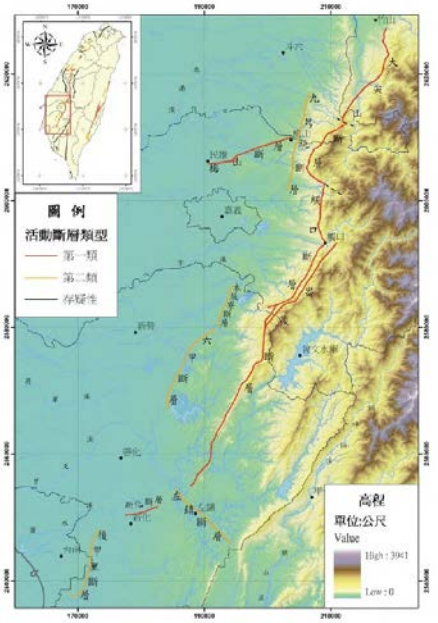
之依據等。

二、斷層簡介

觸口斷層為逆衝斷層，北端於水社寮溪處由水社寮斷層為界(中石油公司，1986)，南端於關仔嶺處往南逐漸轉為背斜形式(中崙背斜或關仔嶺背斜)逐漸與崙後斷層合併(Hung et al., 1999)，斷層長約 28 公里(林啟文等，2007)。

崙後斷層一般被認為是觸口斷層向南的延伸(中國石油公司，1986;張徽正，1998;林啟文等，2000)。崙後斷層為逆衝斷層，於關子嶺以北，斷層走向與觸口斷層平行並位於觸口斷層東側，以瀨頭斷層為北界，往南在關子嶺附近與觸口斷層合併後，取而代之繼續向南延伸之左鎮斷層止，總長度為 48 公里長(中國石油公司，1986)。

觸口-崙後斷層之沿線是台灣西南部重要之構造線。此線之東側的地下地質構造型態以緊密排列褶皺與覆瓦狀排列之逆斷層為主(內麓山帶/內褶皺逆衝斷層帶)，西側之地下構造型態為開展褶皺與逆衝斷層為主(外麓山帶/外褶皺逆衝斷層帶)，在構造上區分了內/外褶皺逆衝斷層帶(何春蓀，1982)。



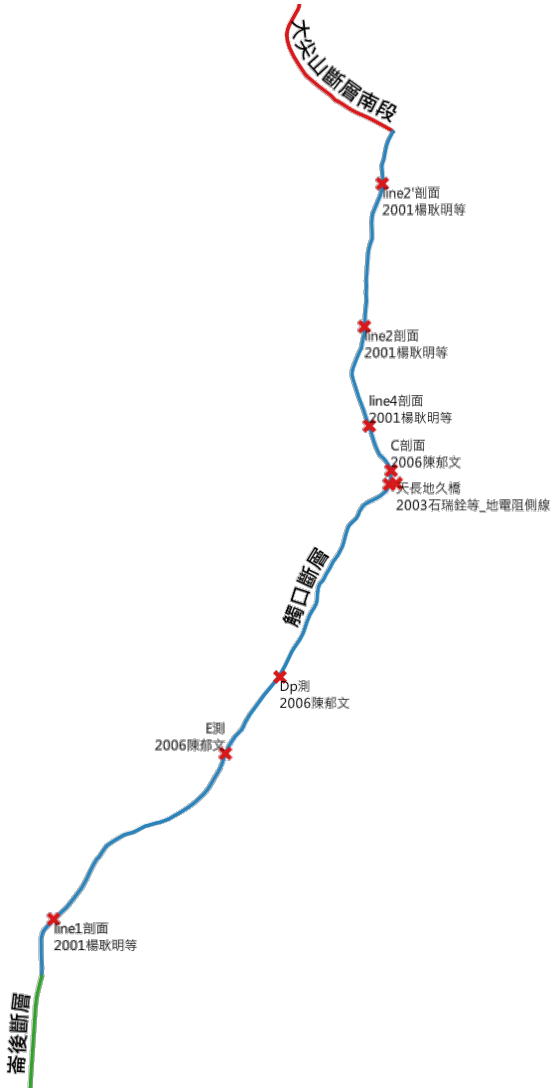
圖一、台灣西南部活動斷層分布圖。本文討論之內容為觸口斷層與崙後斷層(圖自林啟文等，2007)

三、斷層資料

觸口斷層,上盤南莊層覆蓋於下盤六重溪層之上，層位落差 2000 公尺以上，層位落差從觸口往南漸小(黃鑑水等，1994)。由反射震測剖面結合地下地質鑽井所建立的平衡剖面顯示觸口斷層的傾角為 30O (Line2')，40O (Line4)，50O (Line2)(楊耿明等，2001)。由三維地震重訂位、震源機制與應力反演分析之結果顯示，觸口斷層之斷層面傾角應為 40O (饒瑞鈞等，2003)。地電阻量測法顯示，近地表(0-30 公尺)的斷層面角度約為 60O;往下，斷層面逐漸趨緩，轉為 30O -40O (石瑞銓等，2003)。淺層反射震測調查顯示，觸口斷層北段為低角度;中段的斷層面由 C 剖面上顯示為 35O;南段的 DP 剖面與 E 剖面顯示傾角為 40O 與 42O (陳郁文，2006)。在觸口斷層南段的平衡剖面(BB')顯示，斷層淺部傾角約為 65O -55O，往下轉為 30O (Hung et al., 1999)。地下鑽井觸口 1 號井，為 150 公尺的直井，在 147 公尺出現剪切現象，由地表地形變化及剪切帶之深度推測觸口斷層傾角為 51O (林啟文等，2007)。在 1998 ML6.2 瑞里地震序列中經由重新定位，發現瑞里地震似乎觸發了觸口斷層的活動，由震源排列推測傾角約為 60O (陳朝輝與王維豪，1999)(上述相關資訊之點位或剖面位置見圖二)。

崙後斷層，為上盤南港層覆蓋於下盤桂竹林層上，由觸口往南斷層兩側的層位落差逐漸加大(中國石油公司，1989;林啟文等，2007)。由地表地形、地表上下盤出露之地層、上下盤兩側 GPS 速度場變化及平衡剖面中顯示(Yu and Chen, 1998; Hung et al., 1999, 楊耿明等，2001; 饒瑞鈞等，2003, 黃旭燦等，2004) 在觸口至關仔嶺區，觸口斷層從觸口區往南層位落差逐漸減小，而位於其東側的崙後斷層，由觸口開始發育，往南層位落差逐漸增大，在平衡捧片中，在此區域，觸口斷層往深部延伸後與崙後斷層合併，以分支斷層

(Branch fault)方式呈現。因此崙後斷層被視為是觸口斷層向南的延伸，兩者被認為屬同一斷層系統(中國石油公司，1986;張徽正等，1998; 林啟文等，2000)。



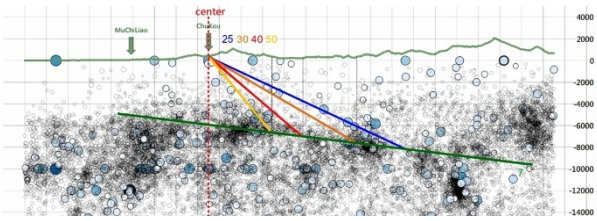
圖二、觸口斷層上之地質及地物資料分布圖。

四、幾何模型

由前述斷層資料顯示觸口斷層的傾角角度分佈範圍約從 30O -65O，然而我們可以發現，傾角呈現高角度的部分都僅在淺部(Hung et al., 1999)，地電阻剖面亦指示高角度(60O)僅在 0-30 公尺處(石瑞銓等，2003);而由瑞里地震系列，發現觸口斷層有同步活動，雖由震源排列推測傾角約為 60O (陳朝輝與王維豪，1999)，但僅有兩點震源，我們認為此部分的不確定性過高，且觸口 1 號井，在 147 公尺出現剪裂帶，顯示觸口斷層傾角為 51O (林啟文等，2007)。由一系列的震測剖面 (楊耿明等，2001; 陳郁文，2006)及震源機制與應力反演分析之結果(饒瑞鈞等，2003)皆顯示觸口斷層的傾角約略分佈於 30O -50O。

觸口斷層往北與大尖山斷層南段相連的狀況，最早由地質圖中顯示大尖山斷層南段與觸口斷層間存在水社寮斷層區隔兩者(中石油公司，1986)，但在野外調查中並未觀察到水社寮斷層之相關特徵，因此大尖山斷層南段仍被視為觸口斷層(黃鑑水等，1994)。因此，我們認為觸口斷層亦可能與大尖山斷層南段相連。而在大尖山斷層南段的鑽井資料中，在 3B 井、4B 井及 6B 井中皆有見到低角度之斷面傾角，分別為 25O、25O 及 20O -40O(劉彥求等，2014)，顯示大尖山南段可能具有 25O 的緩傾角。

我們將傾角 25O(藍)、30O(橘)、40O(紅)以及 50O(黃)分別繪製於二維剖面並與震源分佈投影對比。由對比圖(圖三)中可發現，藍色線與鄰近地震分佈較為相符，紅黃色線周圍亦有少量地震，因此我們認為觸口斷層與崙後斷層的斷層傾角為 25O /40O /50O。



圖三、斷層傾角與震源分佈投影對比。藍色線為 25^{O}、橘色線為 30^{O}、紅色線為 40^{O} 以及黃色線為 50^{O}，綠色線為滑脫面之位置，滑脫面位置之訂定請見”西部麓山帶滑脫面三維幾何模型建置”。

五、破裂模型

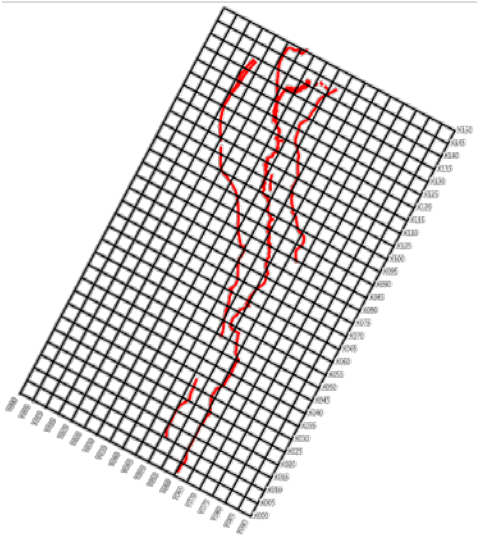
在破裂模型的部分，雖過往並沒有觸口斷層或是崙後斷層錯動的相關資料，但經由相關研究顯示觸口斷層與崙後斷層可視為同一條斷層系統。 因此，我們仍考慮

觸口與崙後斷層相連破裂(linked rupture)的可能性。在地表地質與地形上，觸口斷層

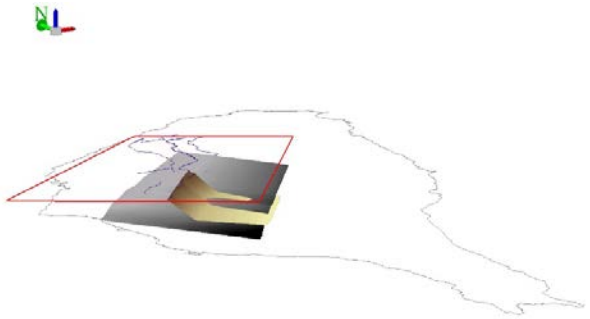
觸口斷層與崙後斷層在觸口至關子嶺區呈現分支斷層貌，因此亦有可能產生各別的單獨破裂(Individual rupture)。觸口斷層往北與大尖山南段相接，但兩者相接的斷層走向並不平滑，因此我們認為，僅有大規模地震可導致全段破裂。最終觸口與崙後的破裂模型為：觸口斷層與崙後斷層個別單獨破裂(Individual rupture)、觸口斷層與崙後斷層相連破裂(linked rupture)以及大尖山斷層南段、觸口斷層與崙後斷層全段破裂(Entire rupture)，共三種模式。

六、三維模型建置

三維模型建置是由范秋屏同仁製作，參考花東縱谷走向及活動斷層的空間分布，在研究範圍內規劃密集分布(間隔 5 公里)的剖面，東西 90 公里、南北 150 公里(圖四)，繪製斷層傾角並對比震源分布探討斷層面可能的空間位置(圖三)。並利用五公里 X 五公里網格化的方式建立斷層面三維空間幾何形貌。最終取得本研究區域內之斷層面隨深度變化的數值，透過 GIS 軟體建置連續的斷層面三維幾何模型(圖五)。



圖四、研究區域中，建立密集剖面(5 公里)，東西寬 90 公里、南北長 150 公里，並利用網格點，建立斷層面三維空間幾何形貌。



圖五、GIS 建立之觸口斷層與崙後斷層三維空間幾何形貌。灰色為滑脫面，咖啡色為 40^{O} 之觸口斷層與崙後斷層面。

七、後續工作

後續將由彙整文獻並評估台灣中部地區活動斷層或孕震構造之滑移速率範圍，並建立初版邏輯數。未來已規劃完成，針對全台之斷層或孕震構造，完成相關資料文獻蒐集、彙整，最終建立全區之活動斷層或孕震構造幾何模型與滑移速率、邏輯樹，最終產出台灣區的地震危害度分布圖。

參考文獻

1. Hung, J. H., D. V. Wiltschko, H. C. Lin, J. B. Hickman, P. Fang, and Y. Bock (1999),Structure and motion of the southwestern Taiwan fold and thrust belt, TAO, 10(3), 543–568.
2. Yu, S.B. and Chen, H.Y. (1998) Strain accumulation in southwestern Taiwan: TAO, Vol.9, no.1,31-50.
3. 中國石油公司(1986)十萬分之一地質圖－嘉義幅。中國石油公司臺探總處出版。
4. 石瑞銓、陳平護、呂明達、陳文山 (2003) 地震地質調查及活動斷層資料庫建置計畫-地球物理探勘計畫(2/5)，經濟部中央地質調查所九十二年度委辦計畫期末報告，共 218 頁。
5. 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正(2000)台灣活動斷層概論－五十萬分之一臺灣活動斷層分布圖說明書，第二版。經濟部中央地質調查所特刊，第 13 號，共 122 頁。

6. 林啟文、盧詩丁、石同生、劉彥求、林偉雄、林燕慧 (2007)臺灣西南部的活動斷層。經濟部中央地質調查所特刊，第 17 號，共 132 頁。
7. 徐澔德、莊怡蓉、崔秀國 (2017)台灣地區斷層模型參數建置。國家地震工程研究中心委辦計畫報告書，共 33 頁。
8. 張徽正、林啟文、陳勉銘、盧詩丁(1998)台灣活動斷層概論，五十萬分之一臺灣活動斷層分布圖說明書，經濟部中央地質調查所特刊，第 10 號，共 103 頁。
9. 陳郁文(2006)以反射震測法研究觸口斷層及其附近構造。國立中央大學地球物理研究所碩士論文，共 109 頁。
10. 陳朝輝與王維豪 (1999)瑞里地震系列和構造活動之初步研究。地質，19(1)，34－41。
11. 黃旭燦、楊耿名、吳榮章、丁信修、李長之、梅文威、徐祥宏 (2004) 台灣陸上斷層帶地質構造與地殼變形調查研究(5/5)-台灣西部麓山帶地區地下構造綜合分析。斷層活動性觀測與地震潛勢評估調查研究，經濟部中央地質調查所報告 93-13 號。
12. 黃鑑水、張憲卿、劉桓吉（1994） 台灣南部觸口斷層地質調查與探勘。經濟部中央地質調查所彙刊，第九號，51-76 頁
13. 楊耿明、洪日豪、吳榮章、黃旭燦 (2001) 斷層活動性觀測與地震潛勢評估調查研究_台灣陸上斷層帶地質構造與地殼變形調查研究(1/5)-西南地區(觸口斷層)，經濟部中央地質調查所報告第 89-4 號，共 93 頁。
14. 饒瑞鈞 (2003) 台灣南部地震活動性研究及潛能分析，行政院國家科學委員會專題研究計畫精簡版成果報告(p. 5)

2020 年大屯火山群之地震與地球化學監測資料探討

賴雅娟[1]，李曉芬[1]，史旻弘[1]，張麗琴[1]，劉進興[1]，鄧嘉睿[1]，邵騰陽[1]

摘 要

北台灣目前還存在許多火山活動，大屯火山群是其中最為重要的一個區域。根據多年來的調查監測結果，皆顯示大屯火山群之火山活動可能還未完全停止。大屯火山觀測站於民國 100 年成立至今，透過各種監測方法，包含地震活動、火山流體及地表變形等等，以了解大屯火山群的各項特性，監測地底岩漿庫的可能活動情形，以評估大屯火山群未來活動的可能性。

大屯火山的地震活動度自 2019 年開始增加，約為歷年背景平均值的 1.5 倍，至 2020 年時則大幅增加達平均值的 2 倍。除微震數量明顯增加外，規模大於 3.0 的地震也較往年增加。而同時在地化監測亦觀測到有別於往年的異常現象，包括氦氣以及氯化氫濃度的明顯增加。結合地化指標以及地震變化，2019 年至 2020 年大屯火山群的的火山活動較往年明顯活躍，目前偏向以熱液活動為主。監測重點仍要持續關注活躍的熱液活動可能帶來的災害，如蒸氣噴發事件等。

關鍵詞：大屯火山群、火山監測、地震、地球化學

一、前言

目前大屯火山群的地表溫泉及地熱活動仍非常明顯，近二十年的觀測結果，包含活躍的微震活動、達 5-7 R_A 的氦同位素比值、火山氣體成分變化等，皆顯示火山活動可能還未停止，而且地底下可能還有岩漿庫(Song et al., 2000; Yang et al., 1999)。此外台北盆地沉積物內仍夾有火山噴發物的觀察，使得相關研究學者研判大屯火山的噴發時間可能持續到最近六千年左右(Belousov et al., 2010)，種種科學證據皆認定大屯火山為活火山。目前已利用地震訊號分析證實大屯火山岩漿庫的存在，位於金山萬里一帶(Lin, 2016)。並發現大油坑底下有一垂直分布的地震密集帶，為火山氣體或液體經由破碎地層上升至地表過程中伴隨地震發生。這樣的地層通常相對脆弱，大油坑就容易成為未來噴發時的火山通道(Pu et al., 2020)。

經過多年的監測結果顯示，大屯火山群的火山系統基本上處於穩定狀態，沒有立即噴發的危險性，但仍無法排除未來再噴發的可能性，且區域內仍有相當多的熱液活動發生，需考量可能發生蒸氣式噴發，監測工作仍需持續。近期的監測結果顯示較為不同的特徵，在過去兩年間，大屯火山群區域內發生了多起規模 3.0 以上的有感地震，同時間地化監測的一些重要指標也有所變化，顯示大屯火山區域內的活動性有些微變化。本研究的主要目的為報導這些不尋常的現象，並持續關注熱液活動所造成的可能災害。

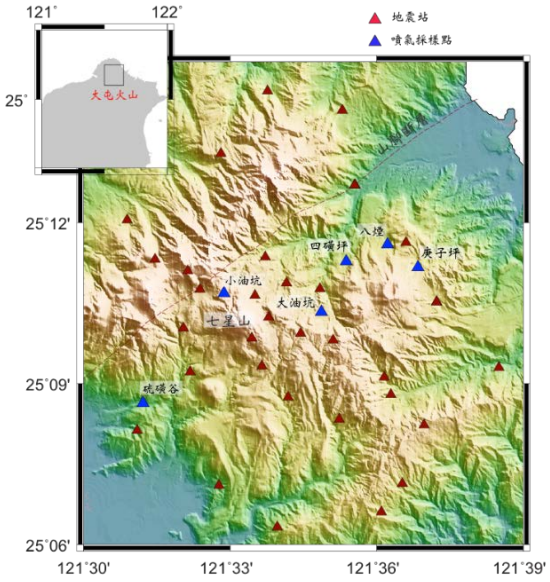
二、地震監測

相關研究指出，火山區域岩漿及熱液的活動，或者圍岩壓力的改變皆會產生微震，因此密集監測火山區域的微震時空變化，可提供判斷火山活動相當重要的資訊。

自 2003 年陸續開始到現在，研究團隊已在大屯火山地區設置近 40 個地震測站，形成一高密度寬頻地震網，可提供七星山、大油坑、小油坑及八煙等處良好的解析包覆度，即時監測各種微小地震訊號。連續

[1] 國家地震工程研究中心研究人員

地震波型資料經人工判斷擷取地震訊號後，並仔細選取初達波到時進行計算，獲取震央位置、深度及規模等相關震源資訊。



圖一、地震地化採樣點分布圖

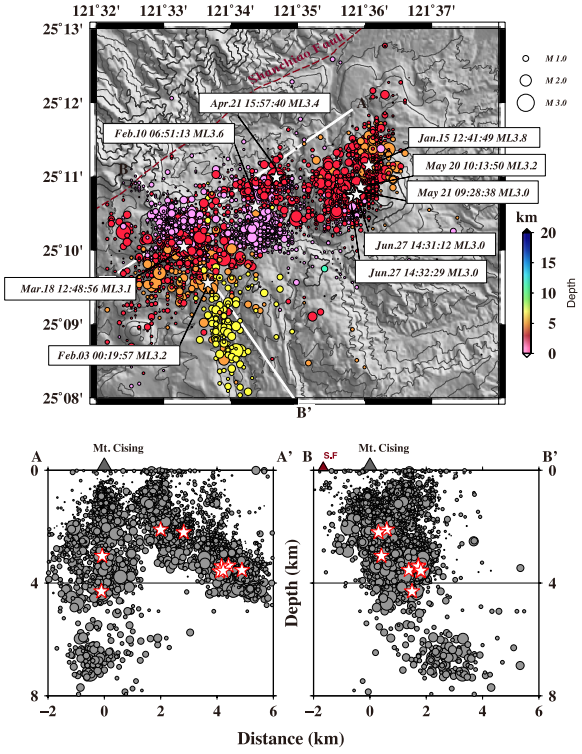
2020 年度偵測微震數量達 4550 起，對比大屯火山區域過去的背景微震活動度，每年平均微震數量約 2000 至 2500 起，地震數量已增至平均值的兩倍。該活躍的地震活動度自 2019 年開始，地震總數超過 3500 起，持續至 2020 年又大幅升高。除微震數量明顯增加外，較大規模的微震事件也增加。2020 年活躍的地震活動，主要集中於 1 月至 6 月期間，微震數量為整年度四分之三外，規模大於 3.0 的地震更達 9 起，顯示 2020 年的地震活動度隨時間變動幅度增加。每個月地震數量差異大，主要為較大規模的地震序列，伴隨大量餘震。1 月八煙地震序列發生，當月微震數量達 658 起，而 5 月另一八煙磺嘴山地震序列發生，當月微震數量更增加至 825 起，為 2020 年地震數量最多之月份。7 月至 12 月地震活動度則逐步趨緩，至 12 月時微震數量更低於 150 起的月平均值，顯示大屯火山群的地震活動度已趨於平緩。類似的短期數個月的地震活動變化，在 2018 年及 2019 年也曾觀測到。

2020 年微震分佈特性大致與背景活動度一致，地震活動主要發生於七星山、大油坑及八煙三個區域(圖二)，但其分佈情形隨時間有明顯差異，1 月時於八煙至磺嘴山區域所發生的微震數量特別多且集中，2 月至 3 月地震活動度則集中於西側的七星山及擎天崗大油坑區域，4 月東邊的大尖後山區域以及其北邊的七股山區域地震數量增加，5 月至 6 月八煙至大尖後山的地震活動度持續，且分佈範圍更向東延伸至磺嘴山一帶。7 月七星山南側地震活動度逐漸增加，至 8 月七星山南側地震明顯增加，而 9 月開始全區地震活動皆趨緩，活動度大致與背景值接近，主要分佈於七星山及擎天崗至大油坑兩區域，此時上半年度地震活動增加的八煙至磺嘴山區域僅有零星地震發生。

2020 年於大屯火山區域發生多起規模大於 3.0 的地震序列，包含(1) 1 月 15 日規模 3.8 磺嘴山地區地震序列，(2) 2 月 3 日規模 3.8 七星山南側地震序列，發震區域為背景地震活動度較低的區域，震央分佈也相對零散。(3) 2 月 10 日規模 3.8 大油坑地區地震序列，(4) 3 月 18 日規模 3.1 七星山區域地震序列，(5) 4 月 21 日規模 3.1 七鼓山區域地震序列，震源雖分佈在背景地震活動度較低的區域，但分佈相當集中。(6) 5 月 19 日至 21 日磺嘴山地震序列，主震規模為 3.2，三日內發生達數百起微震，震源集中分佈於大尖後山至磺嘴山區域，震源深度多為 3 至 4 公里。該序列除包含另一起規模 3.0 地震，及多起規模大於 2.0 的地震，顯示該序列能量較大。(7) 6 月 27 日磺嘴山地震序列，發生兩起規模 3.0 地震，兩地震僅僅間隔 74 秒，震源位置十分接近。

整體而言，今年度整體地震活動最活躍為東側的八煙至磺嘴山區域，此區為背景地震活動三個集中分佈區域中相對活動度較低的區域。但於 2019 年 1 月 28 日發生八煙地震序列，包含多起規模 3.0 以上地震，並伴隨大量餘震超過 1000 起，為大屯火山群紀錄中數量最多之地震序列。而後活動性並未持續，該區域僅零星地震活動，但 2020 年 1 月、5 月至 6 月接續發生三次較大規模地震序列。三序列其空間分

佈隨時間具向西南移動的趨勢，1 月地震開始發生在磺嘴山東北側，而後 5 月磺嘴山及大尖後山間的地震活動度再度升高，至 6 月地震活動分佈則西移至大尖後山東側。除震央位置東北-西南的變化趨勢，其對應的震源深度也由磺嘴山至八煙、大尖後山逐步變淺。



圖二、2020 年大屯火山地區地震分佈圖

除八煙至磺嘴山的密集地震活動外，七星山南側的地震活動也值得注意，該區域短期密集出現為數不少的微震，特別集中於 8 月份，該區域為大屯火山區域背景活動度偏低的區域，但過去 10 年大屯火山區最大規模地震 2014 士林地震即發生在該區域。

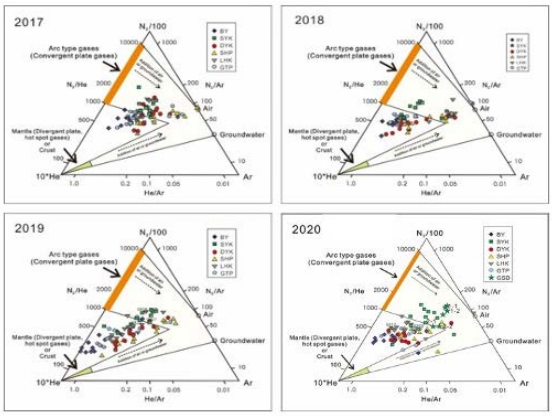
三、地球化學監測

世界上的火山學者常用的地球化學監測方式主要以直接採樣、土壤氣監測以及遙測方式為主。各個方法都有其有缺點，通常會配合使用。而目前觀測站所使用的地化監測方式就包括了直接採樣法以及連續土壤氣監測，在本篇研究中所討論的資料為直接採樣法。本計畫使用吉氏採樣瓶（Giggenbach Bottles）定期來收集火山氣體。吉氏瓶採樣方法為目前大多數火山學家所使用方式，在單閥或雙閥設計的圓底瓶內置入鹼液並抽取真空，採集樣品後送回實驗室分析。以目前觀測站的儀器配置下總計可分析包括 H_2O、CO_2、H_2S、SO_2、HCl、CH_4、N_2、H_2、He、Ar、CO 等氣體。另外氦同位素的部分則使用位於台大地質系的稀有氣體質譜儀分析。園區內的火山噴氣口多達數十個，目前選定小油坑、大油坑、八煙、煙子坪、四磺坪以及硫磺谷這六處主要噴氣口進行監測工作，採樣頻率為每月一次。

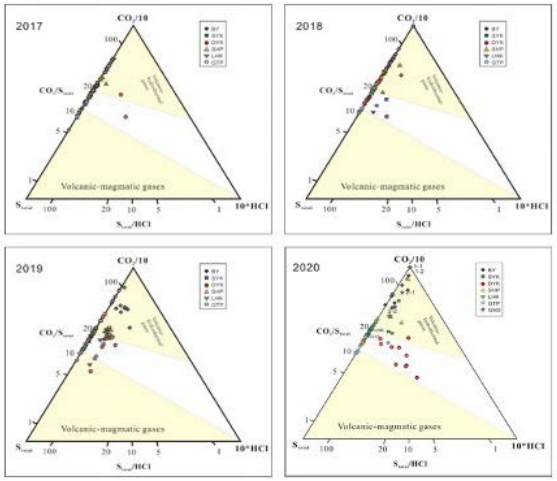
由於氣體直接採樣間隔較久，在時間尺度的討論上較有所限制，因此會以近年來的長期變化探討。自 2018 年底以來至今，尤其是 2019 全年間，大屯火山群區域內所有噴氣口氣體樣品中都有氯化氫以及氦氣增加的現象。其中以八煙和大油坑地區變化最為明顯。2020 年時這兩個地區變動仍然劇烈，而其他地區大多數的標本變化則較為趨緩。從兩張三角圖可以幫助我們更明確看出近年來的變化。圖三為 N_2-He-Ar 三端成分圖，圖中明顯看出 2019 年大多數噴氣口的成分中有氦氣增加的現象，2020 年時大多數標本已趨向往年背景值。另外從 CO_2-HCl-S_{total} 三端成分圖（圖四）則可以看出前述氯化氫的變化。2020 年時大油坑和八煙的變化尤其明顯。

雖然地化監測結果發現 2019 與 2020 年間噴氣氣體成分中氦氣量有明顯增加，然而期間氦同位素卻顯示穩定沒有明顯變化；另外一重要指標 S_t/CO_2 也同樣沒有增加的現象，事實上反而有略為降低的趨勢。這些指標顯示目前火山系統係以熱液活動為主。再結合這段期間所觀察到的地震事件，判斷地化監測所觀測到的變動極有可能因為地震事件造成原有系統擾動，使得底下氣體通道變為較過往順暢，氦氣濃度因此增加，且可能有較深流體或其他滷水遷移造成氯化氫濃度改變。不過要注意的是期間也有幾次岩漿活動的訊號發生於大油坑地區，要密切關注後續變化。

整體來說，近年來的火山活動於 2017 年和 2018 年期間較為沉寂。然而自 2018 年年底開始觀察到異常現象發生，2019 年與 2020 年時火山活動更是極為活躍，並且是以熱液活動為主，間雜有部分岩漿活動的訊號。2020 年後半年時火山活動看似漸漸趨緩，然而在 11 月和 12 月時又顯示有強烈的地下水訊號加入系統，特別是八煙與大油坑地區，仍須密切注意後續的發展。



圖三、N_2-He-Ar 三端成分圖。



圖四：CO_2-HCl-S_{total} 三角圖。

四、監測結果與討論

結合地震與地化監測結果，大尺度上來說地震活動數量於 2019 開始增加，2020 年更是大幅度增加，特別在八煙至磺嘴山區域，而地化監測同樣於 2019 年觀測到明顯異常變化。而 2020 年時氣體異常變化雖然有所趨緩，但在八煙這個地震活躍區仍然有明顯變化。細部上的比對則因局限於地化採樣時間間隔較長而無明顯結果。然而顯而易見的是，自 2019 年到 2020 年間，無論是地震或地化監測都顯示大屯火山地區火山活動較往年活躍，且以熱液活動為主。雖然沒有立即噴發的危險，目前監測重點仍要持續關注活躍的熱液活動所造成的可能災害，如蒸氣噴發事件等。

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. 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.
4. Song, S.R., Yang, T.F., Yeh, Y.H., Tsao, S.J., Lo, H.J., 2000b. The Tatun volcano group is active or extinct? J. Geol. Soc. China, 43, 521–534.
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.

臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫

劉勛仁[1]　簡文郁[2]　張毓文[3]

摘 要

面對高層樓、大跨距結構、阻尼器減震、隔震系統等新式建築技術的開創漸進，同時耐震安檢、建物快篩、階段性補強及危老都更等改善建築結構安全措施的與日俱增，動力歷時分析成為目前耐震設計與評估的主流需求。動力分析如何選用適當的輸入地震紀錄致使結構受震反應具可靠結果，成為一重要課題。本研究以我國現行耐震設計規範及其最新修訂條文草案為本，統計所有一般震區係數(S_S^D、S_1^D；S_S^M、S_1^M)組合以及半對數函數經驗模式之工址放大係數(F_a、F_v)，不考慮近斷層效應，訂有 7 個轉角週期(0.4 至 1.0 秒)類群之一般震區工址標的設計反應譜，同時統計 3 個臺北盆地微分區之設計地震反應譜，據此各挑選 30 組地震紀錄建成臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫，期能提供工程實務在執行動力歷時分析時選擇輸入地震之初始參考。實測地震紀錄反應譜的評序方式，取用擬合度(fitness)評比指標之均方誤差(mean-square error, MSE)作為主要依據。本研究最後對地震資料庫應用面如雙向輸入地震之參考定比係數(scale factor, SF)取用方式、均方誤差與定比係數門檻、以及多組地震紀錄擇定原則等提出建議。

關鍵詞：實測地震資料庫、受震反應分析、耐震設計規範、臺灣一般震區、臺北盆地微分區

一、前言

動力歷時分析可完整獲得各時間步距的結構變位與內力，以切確地掌握結構非線性動態行為，為各界普遍認為最佳的動力分析方法。輸入地震為影響動力歷時分析結果可靠性的重要關鍵之一，而結構受震反應的穩定度係受控於對地震歷時數量以及紀錄反應譜內涵的要求：紀錄反應譜型應能反映目標工址之地震危害與地盤效應條件；對於設計分析，足夠多量與多樣的地震歷時更能掌握受震反應的中值結果。

為能提供工程實務在進行動力歷時分析時擇定輸入地震的初始參考依據與妥適資料來源，本研究在泛域型應用以及我國現行耐震設計規範所訂輸入地震要求的基礎原則下，採用 7 個不考慮近斷層效應之一般震區(劉勛仁等，2020)與 3 個臺北盆地微分區的設計基準反應譜，作為挑選實測地震歷時之 10 個目標反應譜型，各個再依均方誤差(MSE)進行實測紀錄反應譜的評序並選取前 30 組地震紀錄，據以建成臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫。

因作為泛域型應用並參考實際地震反應譜特徵，標的反應譜在長週期段有給定適用週期範圍以及調整譜加速度(S_a)值衰減趨勢：一般震區定於 0.03 秒至 3 倍轉角週期(T_0)範圍且轉角週期後 S_a 值皆呈 T^{-1} 趨勢衰減；臺北盆地微分區定於 0.01 至 8.0 秒週期範圍且在 4.0 秒後 S_a 值呈 T^{-2} 趨勢衰減。T_0 定義為反應譜於等譜加速度段與等譜速度段之分界週期，與地盤條件具高度關聯性。

二、標的設計反應譜

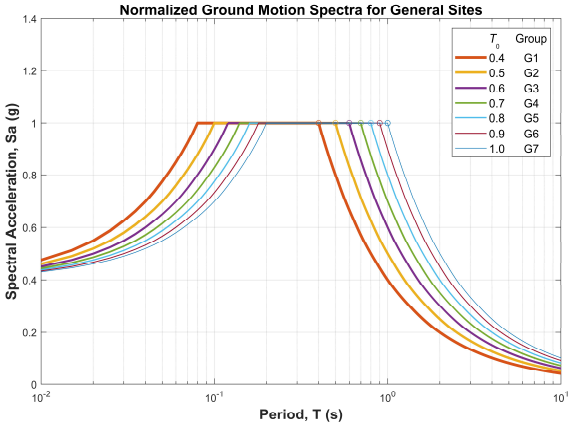
在我國現行 100 年版耐震設計規範的規定下，因地域特性分有一般震區、近斷層

[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] 國家地震工程研究中心副研究員

區域以及臺北盆地微分區三大類工址。在此，本研究建立臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫所用的標竿反應譜型，未考慮近斷層效應，對一般震區工址、臺北盆地微分區工址各設定有 7 個、3 個之標的設計反應譜，分別如圖一與圖二所示。

2.1 一般震區

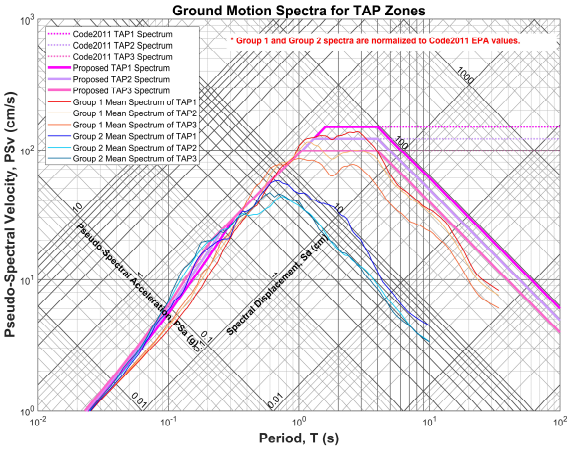
統計規範於 475 年回歸期水準下一般震區所有的震區係數 S_S^D 與 S_1^D 組合，在第一類地盤條件及不考慮近斷層效應的正規化設計地震反應譜型(EPA 調至 0.4 g)，其 T_0 分布概有 0.5、0.6 及 0.7 秒共 3 個群組；考慮地盤效應，工址放大係數(F_a、F_v)評估方式採用半對數函數經驗模型(簡文郁，2020)，該模型為 V_{s30} 與設計地震動強度(S_s、S_1)之函數式，則 T_0 變化範圍擴展為 0.4 秒至 1.0 秒。此外，在週期 2.5 T_0 秒後等譜速度段仍採 T^{-1} 的衰減趨勢，以反映實測地震反應譜特徵型態。



圖一 7 個一般震區工址標的設計反應譜 (EPA 正規化至 0.4 g)

2.2 臺北盆地微分區

規範於 475 年回歸期水準下臺北盆地微分區之臺北一、二、三區工址係數 S_{DS} 皆為 0.6，T_0 分別為 1.6 秒、1.3 秒與 1.05 秒。此外，經檢視過去實測地震資料，本研究在臺北盆地微分區地震反應譜長週期區設定一個等譜速度段與等譜位移段之轉角週期 T，作為 S_a 值依 T^{-1} 或 T^{-2} 衰減之分界，T_L 根據地震危害度分析結果採為 4.0 秒(簡文郁等，2020)。



圖二 3 個臺北盆地微分區標的設計反應譜 (粗實線)

三、紀錄反應譜比對與評序方式

本研究依我國現行耐震設計規範以及前述標的設計反應譜為基礎，並考量標的設計反應譜在長週期段的應用限制，實測地震反應譜的計算、比對與評序如下項所述(劉勛仁等，2020)：

1. 紀錄反應譜計算為水平兩向之幾何均值(geometric mean)，作為水平分量地震反應譜進行振幅調整(scaling)與擬合度(fitness)評比的基準。紀錄反應譜與標的反應譜的週期點佈設，為在 0.01 秒至 10 秒以對數等間距取 50 個週期點。

2. 反應譜型擬合度的評比週期範圍，在一般震區取為 0.03 秒至 3T_0 秒，以避免地震紀錄挑選結果由 921、331 特定地震事件所控制，或紀錄反應譜在長週期段偏低於標的反應譜致擬合度不佳，故設定 3 倍 T_0 作為適用週期範圍之上界限制，以提增地震紀錄的多樣性與適用性；在臺北盆地微分區取為 0.01 秒至 8.0 秒，以對應其標的設計反應譜在長週期段增設 T_L 的實際特徵。

3. 紀錄反應譜的評序主要藉由定比係數(SF)與均方誤差(MSE)兩者參數，評序指標之計算方式如下：

(a) 計算定比係數 SF_0：

$$SF_0 = \exp\left(\frac{\sum_i^N \left[\ln\left(Sa_{target}(T_i)\right) - \ln\left(Sa_{record}(T_i)\right)\right]}{N}\right) \quad (1)$$

其中，T_i 為評比週期範圍內之第 i 個週期值；N 為評比週期點總數；Sa_{target} 為標的 S_a 值；Sa_{record} 為紀錄 S_a 值，即雙向水平幾何平均之合成反應譜值。

(b) 計算均方誤差 MSE_0：

$$MSE_0 = \frac{\sum_{i}^{N}\left[\ln\left(Sa_{target}(T_i)\right) - \ln\left(Sa_{record}(T_i)\times SF_0\right)\right]^2}{N} \quad (2)$$

(c) 計算定比係數 SF_m，即調幅參考倍值：

$$SF_m = \begin{cases} SF_0 \times (0.9/RTR_{min}), & RTR_{min} < 0.9 \\ SF_0 & , \quad RTR_{min} \geq 0.9 \end{cases} \quad (3)$$

where $RTR_{min} = \min\left(Sa_{record}(T_i)\times SF_0 / Sa_{target}(T_i)\right)$

其中，RTR_{min} 表示為評比週期範圍內經 SF_0 調整之 Sa_{record} 對 Sa_{target} 的所有比例(record-to-target ratio)的最小值。

(d) 計算均方誤差 MSE_m，即評序採定指標：

$$MSE_m = \frac{\sum_{i}^{N}\left[\ln\left(Sa_{target}(T_i)\right) - \ln\left(Sa_{record}(T_i)\times SF_m\right)\right]^2}{N} \quad (4)$$

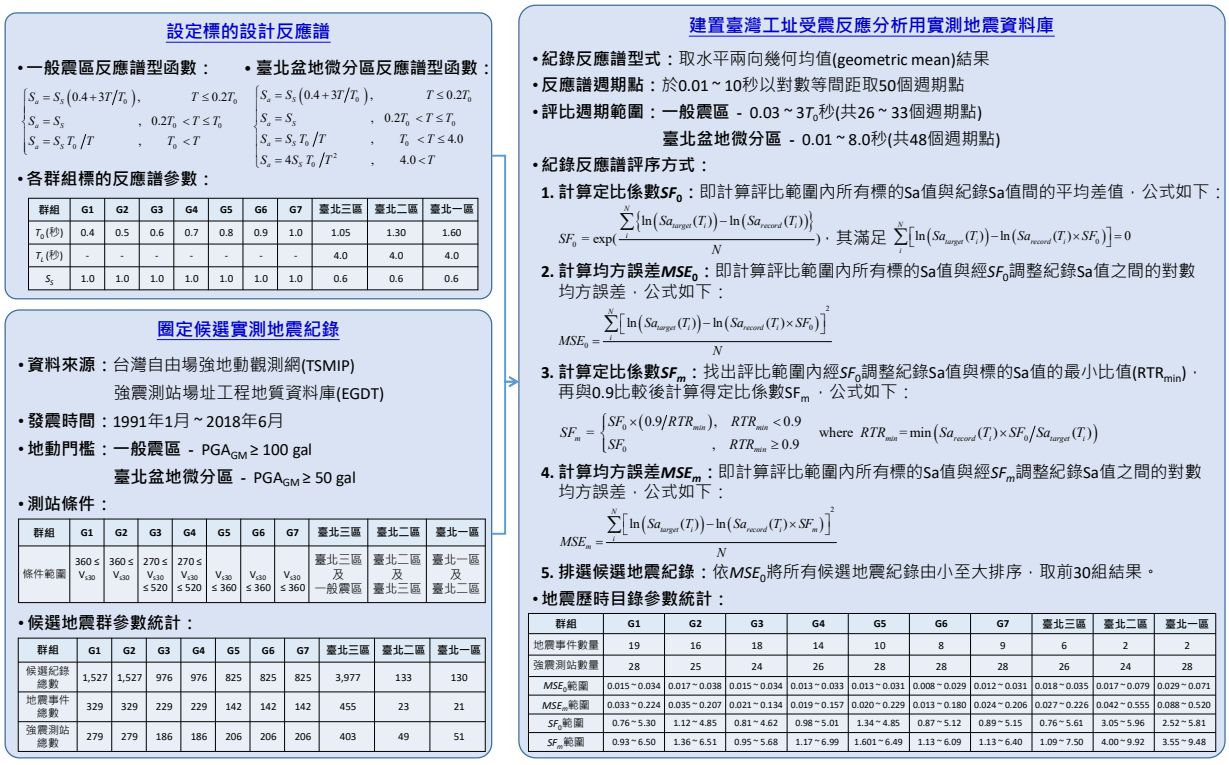
MSE_0 與 MSE_m 屬擬合度評比指標，越小者表示經定比係數調整後的紀錄反應譜與標的反應譜之間的形狀相合度為最佳；在不得低於標的反應譜值 90%之設限條件下，MSE_m 大於 MSE_0。SF_m 屬振幅調整指標，為最後採用於兩向水平地震歷時之定比係數，以能合於我國現行規範要求，使調整紀錄反應譜保有一定能量而不致過低於標的反應譜。紀錄反應譜的挑選以偏小均方誤差及定比係數為原則。

四、受震反應分析用實測地震資料庫

整合前述標的設計反應譜及評比指標計算方式，採用 1991 年至 2018 年 6 月臺灣自由場強地動觀測網(TSMIP)地震資料，完整臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫建置流程與參數統計如圖三所示。

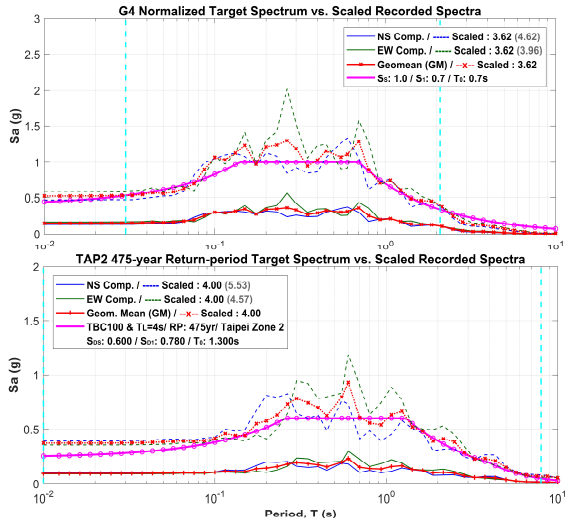
其中，圈定候選實測地震紀錄之目的，係在適度寬域的限制條件下網羅地震紀錄進行評比，使資料庫能納入多組地震歷時供選用。測站條件設定上，一般震區的測站 V_{S30} 範圍數值隨著轉角週期漸增而趨小，而 V_{S30} 範圍區間概以 270 m/s、360 m/s 與 520 m/s 設為分界點；各臺北盆地微分區圈定的測站所在範圍，則適度地往次階轉角週期的震區擴展之。

各個標的設計反應譜皆提列前 30 組最小 MSE_0 的實測地震紀錄，地震事件數量隨



圖三 臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫建置流程與參數統計

轉角週期變大而逐漸遞減，表示臺灣發生激起長週期能量的大規模地震事件較少。強震測站數量皆有 24 站以上，表示測站分布廣域足夠。一般震區與臺北盆地微分區的 MSE_0 各落在 0.038、0.079 之內，比較紐西蘭規範 NZS 1170.5:2004-A1 (2016)所訂 MSE 小於 0.164 之要求，本研究挑選地震紀錄結果應屬合宜。圖四呈現一般震區 G4 組(T_0 為 0.7 秒)與臺北二區之第 1 序位紀錄反應譜型與標的反應譜之擬合結果。



圖四 本研究地震資料庫一般震區 G4 組(上)與臺北二區(下)之第 1 序位實測紀錄經定比係數調整前、後反應譜圖

本地震資料庫中後設資料檔(metafile)所列參數大分類及重要欄位如下：

1. 地震源：發震時間、震央經緯度座標、地震規模、震源深度、測站至震央(源)距離。
2. 強震測站：測站代碼、測站經緯度座標、V_{S30} 值、所屬規範分類震區、歷時分量、TSMIP 原始紀錄檔名。
3. 評序參數：SF_0、MSE_0、SF_m、MSE_m。
4. 地震動(經基線修正後)：PGA (A)、PGV (V)、PGD (D)、累積絕對加速度(CAV)、強震延時(愛氏震度 5%至 75%、95%之時間段)、V/A、AD/V^2、50 個譜加速度值。

五、結論與建議

本研究提出臺灣工址受震反應分析用實測地震資料庫，其詳列 7 個一般震區與 3 個臺北盆地微分區之各個 30 組實測地震歷時及其地震源、強震測站、反應譜評序與地震動參數資訊，期能提供工程實務在選擇輸入地震的起始參考。本地震資料庫在水平向動力歷時分析之應用建議如下：

1. 後設資料檔中每一地震紀錄皆列有兩方向水平及其幾何均值之評序參數，可全面提供單、雙向水平輸入地震之參考用定比係數。取幾何均值結果同時作為雙向水平輸入地震之定比係數，實務面仍屬可行。
2. 經觀察 MSE 小於 0.045 有較優的譜型擬合度，實務可參考紐西蘭規範所訂小於 0.164 條件放寬之。定比係數以小於 5.0 左右為宜，大於 7.0 者不建議取用。
3. 多組地震紀錄挑選原則上地震事件不宜重複，若取 7 組建議單一地震事件不宜超過 2 組地震紀錄；而定比係數建議可參考紐西蘭規範所制訂的 k_1 與 k_2 兩階段計算法。
4. 若結構基本週期較長且其 1.5 倍值超過 $3T_0$ 或 8.0 秒的適用上限，應再確認紀錄反應譜型合適性。另，一般震區的地震資料庫所列定比係數之計算基準為正規化標的反應譜，使用時須視實際需求狀況調整。

參考文獻

1. NZS 1170.5:2004-A1, (2016). “Structural Design Actions - Part 5: Earthquake Actions - New Zealand”, *Standards New Zealand*, Wellington, New Zealand.
2. 內政部營建署，(2011)。建築物耐震設計規範及解說。
3. 國家地震工程研究中心，(2019)。建築物耐震設計規範及解說修訂條文草案。
4. 劉勛仁、簡文郁、張毓文，(2020)。台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，台南。
5. 簡文郁，(2020)。2020 年建築物耐震設計規範論文集－工址放大係數條文修訂建議。國家地震工程研究中心 2020 年技術報告，NCREE-20-015，共 98 頁。
6. 簡文郁、劉勛仁、張志偉、張毓文，(2020)。臺北盆地耐震設計基準地震反應譜研究。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：104，台南。

以數值分析探討 CLSM 回填對自來水 DIP 管線受車載力學行為之影響

楊炫智[1]、張哲瑜[2]、劉季宇[3]、周寶卿[4]

摘 要

在自來水管線埋設設計中，因考量道路用途之因素下，絕大部分自來水管線皆埋設於距地表 1 公尺以下，然因都會密集發展且人口密集處，其下方自來水管線、電信管線、排水箱涵等分布密集，導致新鋪設之自來水管線除往更深處埋設外，僅能往近地表處進行淺層埋設，而目前為避免淺埋對於自來水管線以及道路維運安全性產生影響，多採用控制性低強度回填材料(CLSM)回填以增加其承載力，然此回填方式無法以經驗公式進行評估；有鑑於此，本研究選用自來水 DIP 管線作為分析對象，選用 5 種不同管徑，4 種 CLSM 回填深度，以 LS-DYNA 程式進行分析，用以探討不同強度之 CLSM 回填對於 DIP 管承受車輛荷載時所造成的影響。

關鍵詞：延性鑄鐵管(DIP)、控制性低強度回填材料(CLSM)、數值模擬、車載分析

一、前言

鑄鐵作為自來水管材的應用歷史相當悠久，雖然隨著工業發展與技術精進，後續可供輸送自來水的管材逐漸增多，包含鋼製類的鋼管(SP)與不鏽鋼管(SSP)，或是塑膠類的 PVC、PE、HDPE 管材等，但鑄鐵管材之強度、韌性以及延展性等亦隨時代演進而有所提升，尤其在其接頭由傳統機械接頭發展為相關耐震接頭後，耐震性能的提升更是一大誘因，故無論是以全球或是台灣在自來水管材選用及應用方面，仍以延性鑄鐵管(後稱 DIP)為主流。

而台灣地區地狹人稠，在推動管線地下化之工作後，無論是電信管線、油氣管線以及自來水管線等皆埋設於地表下，此舉將導致自來水管線進行新設或重新鋪設時，僅能設計位於離地表越深或越接近地表的位置，然隨埋設深度越深其施工經費與工程難度將大幅提升，但離地表越近之淺埋又有道路使用與管材安全之因素；目前日本與國內針對淺埋管線之管溝採用控制性低強度回填材料(後稱 CLSM)進行回填，其具備高流動性與低強度的特性，除可提供較土壤回填較高之強度外，亦具備可刨除之特性，然以 CLSM 回填管溝對於管線之力學行為影響實有探討之必要。

有鑑於此，本研究將以 DIP 管線作為分析標的，以數值分析軟體進行建模與分析，探討管徑 100mm、300mm、500mm、1000mm、2600mm 之 5 種 DIP 管徑，在 2 種 CLSM 彈性模數下，埋深 20cm、50cm、80cm 以及 110cm 對於 DIP 管線承受車載

[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
[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佐理研究員

之力學行為影響。

二、數值模型參數

本研究採用 LS-DYNA 數值模擬軟體進行分析，為通盤考量 DIP、CLSM 以及土壤間三者之相互作用影響與應力傳遞機制，本工作項所建立的模型將包含 DIP、CLSM 以及土壤三個部分；其中 DIP 因具有較大之徑厚比，故以薄殼元素進行模擬，而回填之 CLSM 與周圍土壤則以三維八節點實體元素構成。

為符合現實應用狀況，主要參照台灣自來水公司之管溝設計進行建模，同時模型總長度設計與 DIP 管線一式為 6m 一致，表 1 為本分析所採用之 DIP 管徑、管厚以及 CLSM 回填範圍與土壤尺寸說明，模型示意圖如圖 1 所示。

表 1 數值模型尺寸表

標稱直徑	管厚	管溝寬度	模型寬度	管底深度	管頂埋深
2600	26.55	3600	25200	10800	200 500 800 1100
1000	11.7	1700	11900	5100	
500	7	1000	7000	3000	
300	5.5	700	4900	2100	
100	5	500	3500	1500	

單位：mm

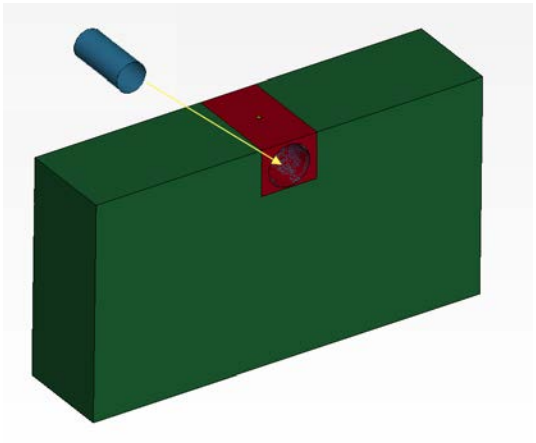


圖 1 DIP 管徑 2600mm 模型示意圖

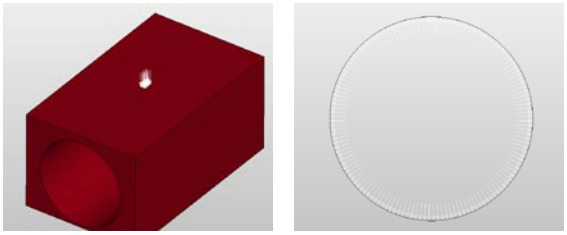
分析以線彈性材料進行，藉此分析 DIP 受到車載荷重作用下的應力應變行為變化，材料參數如表 2 所示，DIP 之極限強度設定為 420 MPa。

表 2 數值模擬材料參數表

	比重 (tonne/mm^3)	彈性模數 (N/mm^2)	柏松比
DIP	7.15e-9	1.6e5	0.28
CLSM	1.8e-9	8.7e2	0.25
	1.8e-9	2.0e2	0.25
Soil	1.8e-9	20	0.3

考量現實狀態下之邊界條件，DIP 管線在長軸方向延伸，故在邊界條件的設定，其長軸兩側之面上僅施加長軸方向(Z)之位移束制條件，藉此達到對稱面之效果；而在管材徑向方向之邊界面上施加軸向(Z)與徑向(X)之拘束條件，使其在垂直方向(Y)仍可因受力產生變形；模型下方底面之邊界條件係將水平兩向(X、Z)以及垂直向(Y)皆束制。

有關車輛荷載之施加，以 10 噸重之單輪輪胎壓在地表中央做為模擬車載，假設車輪與地面接觸的面積為 20cm*30cm 之範圍，車載以均布力之方式作用在此一面積上，而此面積的中心點與地表內管材頂部正中心點相互吻合。除此之外，DIP 受水壓作用主要有靜水壓與動水壓二種模式，其分別為 0.75 MPa 以及 0.5MPa，合計為 1.3MPa，以此壓力值設定作用在管材表面，藉此探討在有水壓與無水壓兩種條件下，延性鑄鐵管受車輛荷載的行為反應。圖 2 為荷載施加之示意圖。



(a) 10 噸車載荷重　(b)管內水壓荷載

圖 2 分析模型荷載示意圖

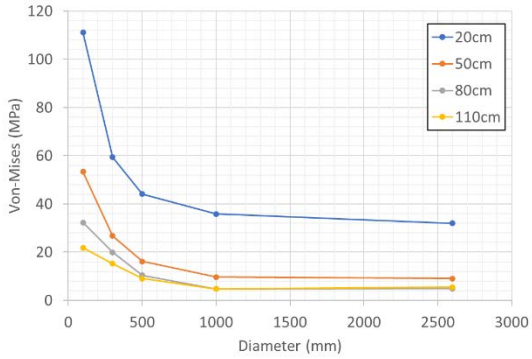
依 DIPRA 針對 DIP 管所提出之設計流程，在檢核 DIP 之安全性時除變形檢核外，其針對強度要求須具備 2 倍以上之安全係數，亦即表示檢核 DIP 受車載應力時

需小於 210 MPa 方算安全，本研究將以此作為分析標的進行檢核。

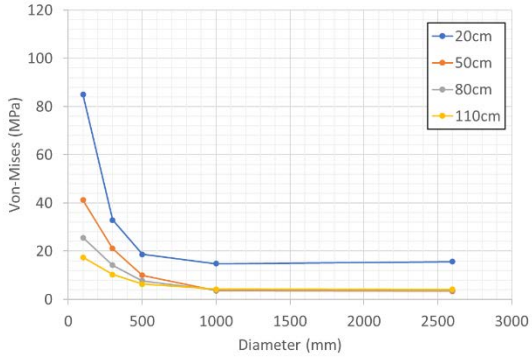
三、分析結果

1.無水壓作用

圖 3 為無水壓作用下，DIP 管徑在 4 種埋設深度下承受車載之應力結果，由圖上可以發現，當 CLSM 彈性模數較小時，DIP 管線承受車載反應之應力值較 CLSM 彈性模數大時高，而 CLSM 其抗壓強度與彈性模數為正相關，亦即表示若採用之 CLSM 強度越低，越需要注意 DIP 管之應力行為。同時，DIP 管受車載應力變化會隨著管徑由 100mm 增加到 1000mm 而遞減，表示較大的管徑在淺埋深度下之應力表現較佳；除此之外，亦可發現當管徑大於 1000mm 時，DIP 之最大應力反應線段無關 CLSM 彈性模數幾近於水平，此表示在此管徑之上，在同一種埋設深度下之應力反應一致。



(a)CLSM 彈性模數 200MPa

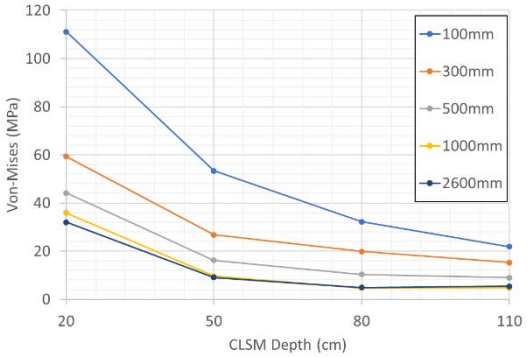


(b)CLSM 彈性模數 870MPa

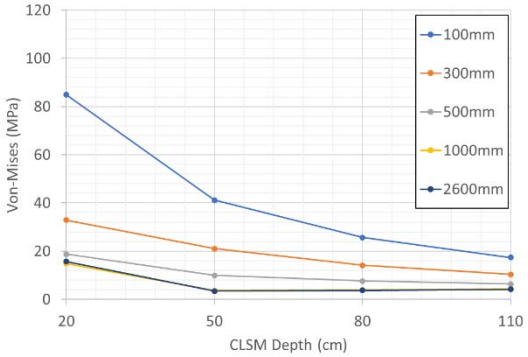
圖 3 無水壓下 DIP 隨管徑之應力變化

觀察不同埋設深度對於 DIP 受車載應力變化的影響如圖 4 所示，由圖上可以確認在埋設深度大於 50cm 的條件下，1000mm 與 2600mm 管徑之分析結果幾乎一致，而在 20cm 的結果亦僅有些許差異，此現象可與圖 3 相互印證；觀察圖上可以發現，在埋設深度達到 80cm 以上時，且 DIP 管徑超過 500mm 時，DIP 受車載應力變化以非常微小。

比對圖 4(a)與圖 4(b)可以發現當 CLSM 彈性模數較小時，DIP 受車載應力隨埋深變化降低幅度較大，表示採用較低之 CLSM 抗壓強度將會增加車載應力傳遞影響的範圍。



(a)CLSM 彈性模數 200MPa



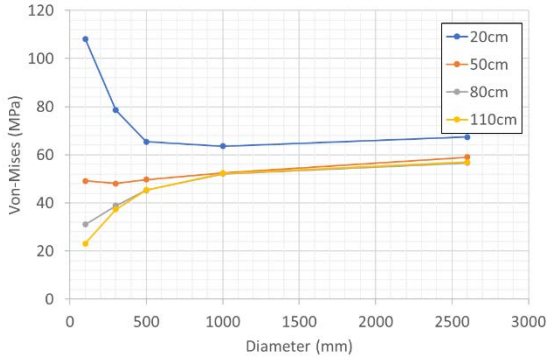
(b)CLSM 彈性模數 870MPa

圖 4 無水壓下 DIP 隨埋深之應力變化

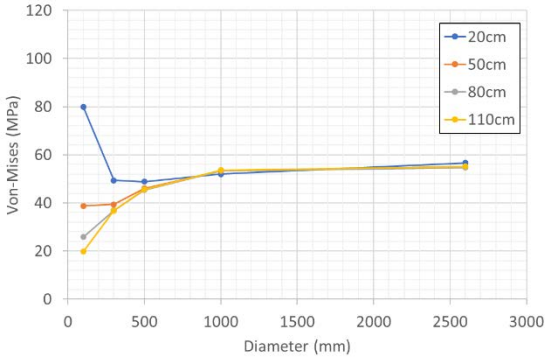
2.有水壓作用

有水壓作用下的 DIP 受車載應力隨管徑以及深度之變化圖如圖 5 與圖 6 所示，由圖 5 上可以發現，當水壓加入後，DIP 應力變化僅在埋設深度 20cm 且管徑 100mm 之條件下具有負相關，此與無水壓狀態下反應相同；但當埋深在 50cm 以上時，DIP 受車載應力反應與管徑呈現正

相關，亦即當管徑越大，其應力值越大，此與無水壓作用下之結果截然不同，研判在 100mm 管徑主要還是受車載應力為主控，但當管徑高於 300mm 時，改為由水壓所產生的應力主控；可以發現無論在有水壓與無水壓的條件下，當管徑超過 1000mm 時，DIP 受車載的應力變化極小，表示在此時車載對於大管徑 DIP 之影響甚微。



(a)CLSM 彈性模數 200MPa



(b)CLSM 彈性模數 870MPa

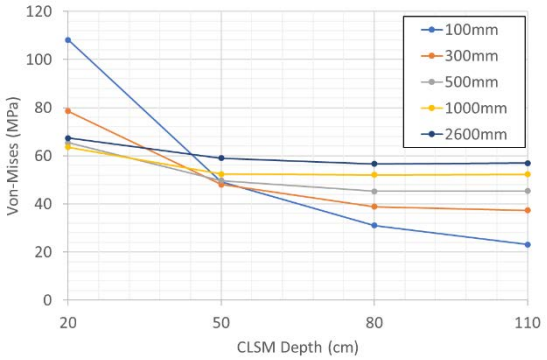
圖 5 有水壓下 DIP 隨管徑之應力變化

由圖 6 可以發現，當 CLSM 彈性模數為 200MPa 時，埋設深度大於 80cm 且管徑大於 300mm 之 DIP，其應力將不受深度改變而有所變化，而當 CLSM 彈性模數為 870MPa 時，埋設深度則變為 50cm、300mm 以上之 DIP 應力不受深度改變影響。

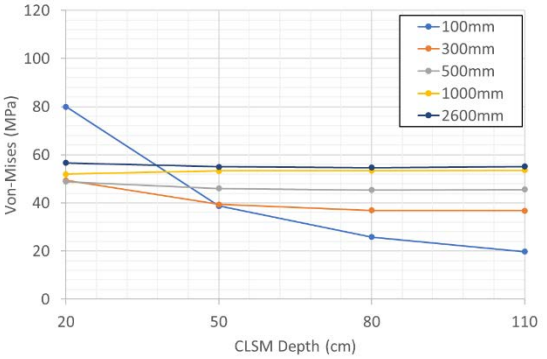
四、結論與展望

本研究主要針對以不同彈性模數之 CLSM 回填管溝對於 DIP 受車載應力分析，經分析後可以發現下述結論：

1. 採用 CLSM 回填管溝仍須注意其強度表現，抗壓強度低之 CLSM 將導致 DIP 在承受車載時之應力升高。
2. DIP 管徑越小，其受車載之應力變化隨埋深影響越大；水壓將影響 DIP 管受車載應力行為與反應，後續分析與考量時須納入計算。



(a)CLSM 彈性模數 200MPa



(b)CLSM 彈性模數 870MPa

圖 6 有水壓下 DIP 隨管徑之應力變化

參考文獻

1. 中國國家標準規範，CNS10808 G3219 延性鑄鐵管，2019
2. 台灣自來水股份有限公司，自來水管埋設工程施工說明書，2020
3. Duc-Hien Le, “Engineering properties and strength prediction of soil-based controlled low-strength materials”, National Kaohsiung university of applied sciences, doctoral dissertation, 2014
4. DIRPA (Ductile Iron Pipe Research Association), 2016. Design of Ductile Iron Pipe.

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
http://www.ncree.org.tw