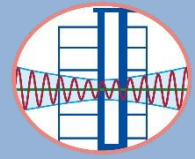


105 年度 國家地震工程研究中心 研究成果報告



財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

中華民國 106 年 5 月 31 日

目錄

- 1 **耐震設計規範之檢討與改進對策**
鄧崇任、翁元滔、邱世彬、郭俊翔、盧志杰、柴駿甫、簡文郁、林克強、林瑞良、洪曉慧、汪向榮、許尚逸、張毓文、林凡茹
- 5 **自來水池狀結構耐震設計規範研擬**
翁元滔、鍾立來、劉季宇、林敏郎、沈文成、李昭賢
- 9 **美濃地震液化災損調查及簡易評估**
盧志杰、許尚逸、黃郁惟、黃俊鴻
- 13 **美濃地震台南地區土壤液化災害之復舊工法調查**
楊炫智、盧志杰、許尚逸、張為光、黃俊鴻、陳正興
- 17 **斷層錯動量評估**
簡文郁、張彥汝、劉勛仁、張毓文、張志偉
- 21 **台灣西南部間歇性泥火山之研究**
瓦里亞、林世榮、亞耳文、宋翊羣、傅慶州、溫國樑
- 25 **利用微地動單站頻譜比擬合技術建構宜蘭盆地剪力波速度構造**
林哲民、方熙蒂、郭俊翔、黃雋彥、溫國樑
- 29 **美濃地震近震源區域的強地動與場址放大特性**
郭俊翔、林哲民、黃雋彥、許丁友、趙書賢、溫國樑
- 33 **基於經驗轉換函數進行山腳斷層之高頻強地動模擬-測試不同斷層滑移量模型**
黃雋彥、溫國樑、林哲民、郭俊翔
- 37 **台灣西南部地殼活動監測(III)**
張議仁、溫士忠、溫怡瑛、林哲民
- 41 **平面不對稱建築物之頂樓質量阻尼器**
林瑞良
- 45 **以土木 404-100 設計例探討非線性靜力與動力分析**
葉勇凱、周德光
- 49 **既有鋼筋混凝土結構應用直接接合型鋼框架斜撐補強工法之研究**
蕭輔沛、褚有倫、黃昭勳
- 53 **層間梁配合擴柱之耐震補強工法驗證**
黃昭勳、林敏郎、陳維宏、鄭宇軒
- 57 **老舊公寓之耐震補強技術-以電梯核心牆補強為例**
邱聰智、涂耀賢

- 61 鋼筋混凝土牆厚與邊界柱深比對構架耐震行為影響研究
涂耀賢、邱聰智、劉德賢、周逢霖、鍾立來、劉俊秀、江文卿
- 65 RC 牆偏心配置之牆厚與邊界柱深比對構架耐震行為影響研究
涂耀賢、邱聰智、陳照枝、周逢霖、鍾立來、劉俊秀、江文卿
- 69 發展適用於台灣地區的地震動模型
趙書賢、程毅豪、林柏伸、許喬筑
- 73 核能電廠圍阻體 1/13 縮尺試體反覆載重試驗設計規劃
張哲瑜、楊炫智、吳俊霖、徐增全、呂胡忠、張長菁
- 77 核能電廠圍阻體 1/13 縮尺試體反覆載重試驗(2)-結果探討
呂胡忠、楊炫智、張哲瑜、張長菁、吳俊霖、王孔君、楊元森、徐增全
- 81 核能電廠用過燃料池完整性評估方法
徐瑋鴻、柴駿甫
- 85 含邊界構材之鋼板混凝土複合牆反覆載重試驗研究
張長菁、黃尹男、鄭與錚、何其安
- 89 台灣地區核能電廠加速耐震評估程序報告
柴駿甫、林凡茹、簡子婕
- 93 台灣離岸風場地震力評估研究
曾柏翰、許尚逸、張毓文、柴駿甫、許雅涵、賴姿妤
- 97 嵌埋式軌道系統振動噪音之試驗與分析研究
葉芳耀、張曉婷、宋裕祺
- 101 新北市地震防災管理系統之建立與應用
許家銓、宋裕祺
- 105 建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究(I)
林凡茹、柴駿甫、葉昶辰、張國鎮
- 109 建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究(II)
葉昶辰、林凡茹、柴駿甫、張國鎮
- 113 消防撒水系統耐震斜撐連接裝置受力行為研究
徐瑋鴻、柴駿甫、林凡茹、林震宇、王鑑翔、廖文義、高樹禹
- 117 高雄美濃地震-高科技廠房非結構勘查報告
柴駿甫、林凡茹、林震宇、賴姿妤、王鑑翔
- 121 電廠管線法蘭接頭之力學分析與試驗驗證
柴駿甫、吳文方、林凡茹、賴姿妤、徐瑋鴻、呂宥勳

- 125 電廠餘熱移除管線系統之振動台耐震性能試驗
柴駿甫、黃尹男、林凡茹、張長菁、賴姿妤、張文婕
- 129 傾斜滑動隔震支承之數值模擬與實驗驗證
林致寬、楊卓諺、汪向榮、林旺春、游忠翰、張國鎮、黃震興、鍾立來
- 133 斜面式滾動隔震支承於不同設計地震下之位移探討
汪向榮、林旺春、楊卓諺、游忠翰
- 137 國內減震黏性阻尼器安裝之缺點改進與相對設計理論推導
林旺春、汪向榮、黃震興、楊卓諺、戴偉鈞
- 141 使用電熱熔渣鐳改良背墊板細節之梁接頭耐震性能研究
莊勝智、林克強、吳忠哲、李昭賢、林志翰、蔡克銓
- 145 多振動台測試系統控制技術之開發與驗證
陳沛清、賴晉達、江宏偉、林沛暘
- 149 受震池槽結構液體動態載重研究之回顧
劉季宇
- 153 地理資訊系統核心運算技術之研發
楊承道、林祺皓、葉錦勳
- 157 公共給水系統地震災害衝擊模擬技術研究
葉錦勳、劉季宇、洪祥瑗、黃李暉
- 161 醫院緊急供電設備物之耐震易損性研究
林祺皓、劉小勤、楊承道
- 165 臺灣老舊校舍耐震能力提升計畫
蔣佳懋、沈文成、鍾立來
- 169 核能設施地震危害度重新評估-地震震源特徵
陳冠宇、陳憶萍、陳宗祺、郭鶯萍、張毓文、劉勛仁、張志偉、張嘯汝、吳俊霖、張哲瑜、鄭錦桐、丁禕、李易叡、邵國士、黃柏壽、林殿順、葉錦勳、鄭錦桐、Kevin Clahan
- 173 地震災害潛勢圖資建置
葉錦勳、劉季宇、黃李暉

耐震設計規範之檢討與改進對策

鄧崇任¹ 翁元滔² 邱世彬³ 郭俊翔² 盧志杰² 柴駿甫¹ 簡文郁¹

林克強¹ 林瑞良¹ 洪曉慧¹ 汪向榮¹ 許尚逸² 張毓文³ 林凡茹³

摘要

本計畫持續針對國內之耐震設計規範進行檢討及提出改進對策，成立「規範研究發展委員會」及幕僚小組，對於規範相關議題進行研究及討論，提出具體之修正建議，並規劃新一代耐震設計規範之理念架構及發展方向。

關鍵詞：耐震設計規範、規範修正建議、規範研究發展委員會

一、前言

台灣自 921 大地震後，學界及業界投入大量資源從事耐震科技研究，同時引進許多國外之抗震技術，相關之規定與規範也日新月異，本計畫之目的即為針對國內耐震設計規範進行相關研究，適度新增或修訂相關條文及解說內容，以因應國際科技發展與國內工程界之實際需要，強化新建建築之耐震能力。

對於現行之耐震設計規範，持續進行檢討與改進，彙整工程界及學界對於耐震設計規範之疑義，進行研究提出相關修訂建議草案，並召集產、官、學、研各界代表組成「規範研究發展委員會」，定期討論議案，達成修訂共識後送交主管機關審議，進而修訂規範內容，使國內之耐震設計規範更趨完備及合理。

本計畫擬召開「規範研究發展委員會」，討論規範相關議題，代表的組成除了國內研究耐震設計規範方面之專家學者、政府研究部門如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所外，依據不同之議題內容，亦邀集有結構工程、橋梁工程、建築工程、鋼結構、鋼筋混凝土結構、大地及基礎工程、隔震及制震等先進技術、地

震危害度分析等等之研究人員、各技師工會代表以及工程顧問公司之執業人員等共同參與討論，以提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容。

目前建築物耐震設計規範之主管機關為內政部營建署，橋梁部分則為交通部，本計畫研擬之規範修訂建議案或是性能設計法草案，經由規範研究發展委員會研議通過後，送交主管機關審議，本中心亦配合審議之意見進行修改，使規範修訂案能順利通過並公告實行。

二、105 年度規範修訂情況

延續 104 年度修訂之議題，105 年度，於營建署審議之議題共有五項，分別為：1.近斷層設計地震調整因子修訂；2.土壤液化評估使用之地震規模分區；3.補充臺北盆地設計地震微分區未明訂之里；4.土壤剪力波速經驗式修訂；5.含被動消能系統建築物之設計修訂。目前僅有第 3 項修訂通過，其餘發還本中心修訂中。

除上述於營建署審議之議題外，為因應 105 年 2 月 6 日美濃地震發生，造成台南市多棟樓房倒塌以及大規模土壤液化發生的情況，營建署亦委託國震中心進行相

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

對應之建築物耐震設計規範條文修訂。

三、既有建物耐震評估與補強之修訂現況

我國建築技術規則在民國 63 年修正後，才有較詳細的耐震設計規定，其後經民國 71 年、78 年、86 年、88 年、94 年及 100 年多次修訂，因此將有不少的老舊建築物之耐震能力不符最新規範之耐震需求。綜觀近年來發生之災害地震，發生破壞之案例多屬此類耐震性較差之建築，因此針對數量龐大之且未經耐震評估之老舊建築，將其篩選出並及時補強，為現今刻不容緩之重要課題。

行政院於民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，並於 97 年及 103 年修正部分內容，以公有建築物先行實施，進而推動私有建築物之方式，期望能達成全面提升國內建築耐震安全，實施至今已逐步提升公有建物之耐震能力。另外，在 105 年 2 月 6 日高雄美濃地震之後，行政院於 105 年 4 月 29 日亦核定「安家固園計畫」，推動辦理私有住宅及私有供公眾使用建築物之耐震評估及補強相關工作。為使既有建築物之耐震評估及補強有一致之方法與基準，因此須修訂建築物耐震設計規範第八章既有建物耐震評估與補強之相關規定。

針對為數龐大的老舊建築物，若逐一進行詳細耐震能力評估，將需要相當的經費與時間，因此在規範草案中規定可先進行較快速之初步耐震評估予以初步篩選，初步耐震評估之結果較為保守，故經由初步評估判定為無疑慮者，可不必進行詳細評估。至於採用何種初步評估方法，評估者可依據標的建築物之結構特性及建築材質如木構造、磚構造、鋼構造、鋼筋混凝土構造、鋼骨鋼筋混凝土構造等，評估適合之評估方法以及採用合乎公認之學理認可的方式。

建築物經過初步耐震能力評估後判定為有耐震疑慮或確有疑慮的，除直接拆除

重建外，應當進行詳細耐震能力評估或進行耐震設計補強。詳細評估需調查建築物目前的實際狀況以及損害情形，評估當地震來臨時其抵抗能力是否與原設計時相同，並且考量是否符合目前法規規定之地震抵抗能力及地震來時是否有立即倒塌之危險，以作為建築物如何補強的依據。主要分析內容包含原設計耐震能力評估、現況耐震能力評估以及評估結果綜合判斷及建築物繼續使用其應注意的事項。

國內外已發展數種建築物耐震能力的詳細評估法，利用建築物載重狀況、結構材料強度、斷面配筋、構件非線性行為模擬等，搭配結構的損傷控制或性能目標來獲得建築物之耐震能力。國內發展的強度韌性法、SERC B 以及 TEASPA 等，適用於鋼筋混凝土建築物，並經內政部營建署認可為公有建築物耐震能力詳細評估工作共同供應契約之評估法；國外發展的容量震譜法以及位移係數法等，亦多為工程界採用，可針對各種構造建築物擇定合宜的性能表現以評估其耐震能力。

在此須特別注意的是，以靜力側推分析為基礎所發展的評估方式，在運用非線性靜力側推分析求得容量曲線的限制，因無法準確地估計在動態反應中結構勁度軟化的效應，以及模擬多自由度系統高模態的行為，因此在中高樓層建築因其高模態反應占比較高，僅以非線性靜力側推分析會產生較大誤差。因此在規範中規定若第一振態之有效參與質量與結構總質量之比值低於 75% 以下時，或是結構任一樓層其 90% 質量參與之模態造成之層間剪力超過第一模態造成之 1.3 倍時，應以非線性動力歷時分析作為結構的詳細評估方式，且塑鉸之設定要能確實反應補強前及補強後構件之動態特性。如果建築物具有扭轉不規則性時，同樣應以非線性動力分析作為結構的詳細評估方式。

至於耐震能力的補強基準，即整體結構補強後的耐震性能應達 475 年設計地震之性能目標。補強後耐震性能點可依下列三項準則決定，並由其中之最小者所控制：

1. 強度準則：強度衰減為最大強度值之 0.85 倍時所對應之尖峰地表加速度值。

2. 位移準則：任一樓層之最大層間變位角為 2%時所對應之尖峰地表加速度值。

3. 軸向承载力喪失準則：整體補強範圍內之任一主要構件達軸力喪失點。

準則一及準則二所對應尖峰地表加速度值(PGA)之較小者即為此結構所能抵抗之水平地表加速度，其必須大於回歸期 475 年之設計有效尖峰地表加速度值(即 $EPA=0.4SDS$)方能認定為具有足夠之耐震能力。並且在達到上述地表加速度之值以前結構物整體補強範圍內之任一主要構件均不能到達軸力喪失點(即準則 3)。

對於靜力分析方式而言，以上之分析流程可以經由非線性測推分析，求得強度衰減為最大強度值之 0.85 倍時以及最大層間變位角為 2%時所對應之 S_a 及 S_d 值(即性能點)，經容量震譜法換算為等效地表加速度值，並在此過程中確認任一主要構件均未達軸力喪失點即可。

然而對於高樓層之建築物來說，靜力分析方式並不適用，因此須用非線性動力分析方式，選取至少 7 筆與反應譜相符之地震紀錄，連續縮放其尖峰地表加速度幅值，找出相對應於此 PGA 之層間變位角以及最大基底剪力值，建立 7 條以上之 PGA 相對於層間變位角以及最大基底剪力之關係，則對準則 1 而言，取 7 筆地震相對於層間變位為 2%時之 PGA 並對其做幾何平均，即為準則 1 之控制值。對準則 2 而言，同一 PGA 下可對 7 筆紀錄之最大基底剪力作幾何平均值，同樣找出基底剪力為最大強度值之 0.85 倍時所對應之 PGA 值，即為準則 2 之控制值。同樣，在上述過程中均須確認任一主要構件均未達軸力喪失點(準則 3)。

目前本案仍為規劃階段之草案，仍待經由本中心邀集學者專家組成之規範研究發展委員會討論成案後，再送請營建署進行審議。

四、土壤液化相關修訂

極軟弱粘性土層及粉土層在地震作用下，將因承受反覆變形而造成剪力強度大幅降低，減少基礎的垂直與水平承载力。

疏鬆飽和砂質土壤在地震作用下，將因超額孔隙水壓增加，可能產生液化現象，導致建築物基礎垂直與水平承载力大幅降低，而發生沉陷、傾斜與水平位移。在水岸附近或傾斜地形處，因土壤液化作用地盤可能產生流動，建築物基礎會受到地盤流動的作用。

因此建築物基礎之耐震設計應考慮極軟弱與液化地盤的影響。建築物基礎土壤若發生液化，如果該建築物基礎設計未作適當的抗液化處理的話，可能造成建築物產生嚴重沉陷或傾斜破壞，譬如 1964 年日本新潟地震、1990 年菲律賓北呂宋地震、1995 年日本阪神地震、1999 年 921 集集大地震及 2016 年美濃地震均有此種建築物液化損壞案例。

本計畫於 105 年度大幅修訂建築物耐震設計規範第十一章中與液化有關之規定條文，目前此議題已由規範研究發展委員會審議中，待通過後送請營建署審議。

五、容許層間相對側向位移角檢討以及新增最小地震力要求

延續 104 年度計畫，於耐震設計規範及解說第 2.16 節容許層間相對側向位移角規定中，除檢核在 30 年回歸期(中小度)之地震作用下，建築物之層間相對側向位移角不得超過 0.005 之規定外，新增偶遇地震(回歸期 72 年)以及罕遇地震(回歸期 475 年)下結構物依據其不同之用途係數所需達到的性能要求，即層間變位角的限制。

由於非屬抗側力系統之結構構件與接合需能經得起特定的變位及旋轉，雖然此類構件與接合在進行設計抗側力分析時被忽略不計，但它們仍應在地震作用下能有效發揮其功用，亦即它們承受與抗側力系統構件相似的變位與旋轉。此外，由於側

向變形與轉角會影響建築結構整體，故非結構元件的設計則被這些參數所控制，須能滿足結構系統所設定的變形要求。若非結構元件與抗側力系統之間若無適當的隔絕，則可能會產生負面效應。例如在強震中包覆構材產生破壞甚至脫離主結構，則易危及生命安全，即使在中小度地震中，若包覆構材不允許產生側向變形，則其易發生永久破壞而產生經濟損失；又若窗戶不允許產生結構側向變形，則其易產生破損而引致明顯的掉落危害。因此結構之層間變位角須加以限制。

目前我國耐震設計規範對於長週期結構在 $T > 2.5T_0^D$ 時仍有 $S_{aD} = 0.4S_{DS}$ 的最小地震力要求，若經檢核在 475 年設計地震作用下結構仍能滿足相對應的性能要求(層間變位角規定)，則設計最小地震力要求在長週期段可隨週期增大而遞減，此也符合結構的動力特性。目前此部分修訂條文仍在草擬中。

六、結論與展望

耐震設計規範的訂定為落實結構工程基礎研究，並提供國內工程界耐震設計之依循，攸關經濟及工程之層面甚廣，規範研究發展委員會至 105 年底為止，共召開過 26 次會議，討論之議題共有 30 項，研議後皆已送請內政部營建署審議通過。

耐震設計規範規定之嚴謹與否，反映社會對地震安全的重視程度，也反映國家經濟的發展程度。藉由制定耐震設計規範，使國內建物皆達一定的耐震標準，創造安全的環境，使大眾免於遭受地震危害的恐懼，是社會安定發展的因素之一。藉由修訂耐震設計規範條文，確實反映建物耐震需求，在安全要求前提下達到節省建造成本並且避免浪費，提高耐震設計水準以增加建築物之耐震安全。

本計畫透過召開「規範研究發展委員會」討論規範相關議題，規範委員會之成員除了邀請國內研究耐震設計規範之專家學者、政府研究部門（如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所）外，依據不同

議題內容，亦邀請包括結構、橋梁、建築、鋼結構、鋼筋混凝土、大地、隔制震、地震危害度分析等不同專業領域之研究人員、技師公會代表與工程顧問公司之執業人員共同參與討論，以求提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容，對於國內之耐震設計規範之修訂提出具體貢獻，期望藉由本計畫之繼續執行，能逐步推動我國之耐震設計相關法規以臻完備。

參考文獻

1. 「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」，2002，內政部建築技術審議委員會。
2. 「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，民國 100 年 7 月。
3. 日本道路橋示方書（2002）
4. FEMA-273,(1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
5. FEMA-274, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. FEMA-356, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
7. FEMA-357, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
8. ASCE Standard, ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2010.

自來水池狀結構耐震設計規範研擬

翁元滔¹ 鍾立來² 劉季宇³ 林敏郎¹ 沈文成⁴ 李昭賢⁴

摘要

臺灣地區地處於歐亞、太平洋及菲律賓板塊之撞擊地帶，地震頻繁。1999年9月21日，臺灣地區發生百年來災情最慘重之「集集地震」，造成大臺中地區供水系統嚴重受損，而失去原有供水功能，70萬用戶於震災後面臨幾乎無水可用之困窘。是故，地震不僅影響供水穩定，更是自來水事業經營的隱憂。自來水系統包含許多池狀結構，例如散布於各供水分區的配水池，以及淨水場內的各種水池。經由國、內外重大震災調查結果可知，自來水系統除地下管線外，池狀結構的損害亦常發生，在地震力作用下，池狀結構發生水體與結構的互制效應，動水壓常為結構損壞之肇因，發生損壞的地方有池壁(邊柱)、內柱、伸縮縫、基礎、頂版、頂版與池壁搭接處，以及附屬抽水泵浦、進出水連接管等。然而地震災害發生後，自來水廠與供水直接有關之廠房與建築物，必須維持機能以救濟大眾，屬重要之維生設施，因此，自來水系統池狀結構的耐震安全十分重要。國內自來水池狀結構以鋼筋混凝土構造居多，為構築耐震永續的自來水設施，實有必要建立自來水池狀結構耐震設計規範，以為未來相關構造優質耐震設計之依據。

關鍵詞：自來水設施、池狀結構、液體動態載重、耐震設計

一、研究緣起與背景

臺灣地區地處於歐亞、太平洋及菲律賓板塊之撞擊地帶，地震頻繁。1999年9月21日，臺灣地區發生百年來災情最慘重之九二一集集地震，造成大臺中地區供水系統嚴重受損，而失去原有供水功能，70萬用戶於震災後面臨幾乎無水可用之困窘，經各相關單位不眠不休緊急搶修，方使災損降至最低。是故，地震不僅影響供水穩定，更是自來水事業經營的隱憂。目前，地震發生時間尚無法準確預測，僅能依據以往紀錄，進行統計推估，但仍無有效之預警機制。有效提昇供水設施耐震設計的水準，可有效地事先預防和維護管理，將可降低震災的衝擊，進一步強化供水之穩定性、安全性。

自來水系統包含許多池狀結構，例如散布於各供水分區的配水池，以及淨水場內的各種水池。配水池之主要作用為配合

日常用水需求而調整配水量，及保持貯水機能以備應急用水。淨水場內的水池，有氣曝池、加藥池、混合池、水躍池、膠羽池、沉澱池、慢濾池、快濾池、清水池等，乃基於淨水程序之需求而依序設立。目前我國自來水池狀結構設計，乃主要參照美國波特蘭水泥協會所編製之「Rectangular Concrete Tanks」、「Circular Concrete Tanks without Prestressing」兩本設計指南(Portland Cement Association)及改編的「水池設計」(陳榮藏, 1985及1986)，主要以雙向版原理計算應力。採用之應力強度除應符合建築技術規則之規定外，仍應遵守美國混凝土協會之衛生工程鋼筋混凝土規範ACI 350 R-77(ACI, 1977)之建議，故其設計方法仍以容許應力法為主，其中主要以強度及穩定性為首要設計條件，而以變形與龜裂之控制、水密性及耐蝕性等條件為次要使用要求，但對於耐震設計則明顯未予重視，例如地震引致的液體動態載重如

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主任、國立台灣大學土木工程學系教授

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

何估算，亦尚未採用基礎構造設計規範中最新且兼具嚴謹的地震引致動態土壓力估算方法，故有關目前臺灣的池狀結構設計方法實有更新之必要。

以日本「水道施設耐震工法指針・解說」之設計地震力要求及耐震設計程序為例，其思維及架構與美國及臺灣有明顯不同，而中華民國自來水協會所訂「自來水設施耐震設計指南及解說」(2013)雖然採用日本「水道施設耐震工法指針・解說」之架構，並將國內設計地震力要求與之融合，但其仍採用類似於日本的性能要求與設計地震力程序，則與國內設計地震力分級並不相同，故仍須就設計地震力分級及性能要求加以重新研擬規劃；其次，美國 ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures(2010)與美國混凝土協會所訂 ACI 350.3-06 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary(2006)主要提供混凝土池狀結構之設計地震力估算方法、承載液體之非建築結構基本週期估算方式、管線介面設計最小位移量限制、液面晃動高度計算方式及出水高度限制等，但並未提供實際池狀結構常應考慮的土體靜、動態載重計算及載重組合方式；反觀國內現行自來水系統池狀結構之耐震設計，因其屬非建築結構之一，故須遵循建築物耐震設計規範及解說(2011)之非建築結構設計地震力要求，但其設計地震力估算及韌性容量之訂定早已過時、急待更新；另外，國內仍未有池狀結構耐震性能檢核及分析模擬之方法，須待池狀結構之性能要求確立後，參酌國內鋼筋混凝土設計規範(2011)及基礎構造設計規範(2001)等，據以研擬配套的相關規定。故本計畫參酌上述國內外池狀結構耐震設計規範及技術指針的內容與架構，並針對國內設計地震力要求之格式與架構，將其整合連結，以訂定適用於本國現況之池狀結構耐震設計規範，使之合理可行，作為池狀結構耐震設計與性能評估之重要參考。

二、國內外池狀結構震災經驗

國、內外各重大地震事件中，池狀結構經常發生損害。九二一地震(1999/9/21, M_w 7.6)中，由於車籠埔斷層錯動，斷層破裂帶的鄰近範圍，所有自來水設施無一倖免，尤其大臺中地區主要供水來源的豐原第一淨水場幾近全毀、第二淨水場嚴重損害(葉純松，2002)。

以配水池與清水池為例，最近研究(經濟部水利署，2015)已收集校正九二一地震實際損害共七件，例如：

- (a) 豐原第一淨水場舊有 $15,000\text{ m}^3$ 清水池：因緊鄰斷層錯動，地盤嚴重變形，導致頂版崩塌、池壁開裂，儲水功能喪失，不堪使用，如圖 1 所示，震後拆除重建。



圖 1 豐原第一淨水場舊有 $15,000\text{ m}^3$ 清水池震害

(台灣自來水公司第四區管理處提供)

- (b) 豐原第一淨水場舊有 $17,000\text{ m}^3$ 清水池：因緊鄰斷層錯動，地盤嚴重變形，導致池壁嚴重開裂，儲水功能喪失，不堪使用，如圖 2 所示，震後拆除重建。



圖 1 豐原第一淨水場舊有 $17,000\text{ m}^3$ 清水池震害

(台灣自來水公司第四區管理處提供)

經由國、內外重大震災調查結果可知，自來水系統除地下管線外，池狀結構的損害亦常發生，在地震力作用下，池狀結構發生水體與結構的互制效應，動水壓常為結構損壞之肇因，發生損壞的地方有池壁(邊柱)、內柱、伸縮縫、基礎、頂版、頂版與池壁搭接處，以及附屬抽水泵浦、進出水連接管等。然而地震災害發生後，自來水廠與供水直接有關之廠房與建築物，必須維持機能以救濟大眾，屬重要之維生設施，因此，自來水系統池狀結構的耐震安全十分重要。國內自來水池狀結構以鋼筋混凝土構造居多，為構築耐震永續的自來水設施，實有必要建立自來水池狀結構耐震設計規範，以為未來相關構造優質耐震設計之依據。

三、研究方法與進度說明

本計畫以兩年期間，擬訂自來水池狀結構之耐震設計規範。針對地震力、載重組合及耐震性能檢核方法與程序，參考歐、美及日本等國的相關規範與技術報告，結合國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)之研究成果，研擬自來水池狀結構的耐震設計規範，除了池體結構之耐震設計，更包含其基礎耐震設計程序、進水管或渠道界面和伸縮縫設計檢核方法等，以提供未來相關構造耐震設計與評估之依據。為驗證所擬規範之合理與可行性，本計畫亦規劃製作相關設計分析範例，加以詳述，並召開專家學者會議，以蒐集各方意見與建議。

在第一年計畫中，將蒐集國內外文獻或相關資料，參考國外池狀結構及國內建築物之耐震設計規範，探討池狀結構耐震設計之需求。另外，本計畫亦參考國內外相關結構設計規範，據以訂定各種載重要素及組合方式，以作為池狀結構分析及設計之依據。再以既有矩形及圓形 RC 池狀結構各一為例，檢討並說明池狀結構耐震需求之設定程序。最後，初步提出池狀結構耐震設計規範條文，作為第二年修訂與審查之基礎。

在第二年計畫中，將參考國外池狀結構及國內建築物之耐震設計規範，探討池狀結構耐震設計之容量計算方法，訂定池狀結構耐震性能之要求及其檢核之方法，檢核之對象包括池體及其進出水之管道。然後根據第一年計畫成果及第二年計畫進度，進一步訂定池狀結構耐震設計規範條文並撰寫解說，並以新建矩形及圓形 RC 池狀結構各一(容量 5,000~10,000 m^3)為例，完成耐震設計之示範例。

四、預期成果

預訂兩年期內完成下列主要項目：

- (1) 訂定池狀結構之耐震設計需求及韌性容量等設計參數，以量化之方式呈現。
- (2) 提出池狀結構池體及其進出水管管道之耐震性能檢核方法，以確保震後之供水機能。
- (3) 訂定臺灣本土化的「自來水池狀結構耐震設計規範與解說」，使池狀結構之新建或補強設計有所依循。
- (4) 提供矩形及圓形 RC 池狀結構各一(容量 5,000~10,000 m^3)之設計示範例，從耐震設計需求至韌性容量，詳述結構耐震設計及構件性能檢核之程序，並提供設計基本圖，作為未來工程設計之參考。

參考文獻

1. ASCE (American Society of Civil Engineers), 1984, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Prepared by the Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines of the Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Section 7.
2. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7, ASCE Standard, SEI/ASCE 7-10, Reston, VA.
3. American Water Works Association (AWWA), 2005. *Welded Steel Tanks for*

Water Storage, AWWA D-100, Denver, CO.

4. American Water Works Association (AWWA), 1995, *Wire- and Strand-Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks*, AWWA D-110, Denver, CO.
5. American Water Works Association (AWWA), 1995. *Circular Prestressed Concrete Water Tanks with Circumferential Tendons*, AWWAD-115, Denver, CO.
6. 日本水道協會，2009，「水道施設耐震工法指針・解説」。

美濃地震液化災損調查及簡易評估

盧志杰¹ 許尚逸² 黃郁惟³ 黃俊鴻⁴

摘要

高雄市美濃區於台灣時間 2016 年 2 月 6 日發生一起芮氏規模 $M_L=6.6$ 之地震。由震後勘災報告顯示，雖然地震規模不大，台南市新市區及安南區等地建物仍因土壤液化而出現多處損害，引起國內與國際社會的關注。為進一步探討受災地區之液化特性，本研究利用國內、外常見之 SPT 及 CPT 簡易評估法，依據國震中心於上述液化災區所調查之 6 處 SPT 及 5 處 CPT 探查孔資料，進行液化評估，計算鑽孔內各土層之液化安全係數(FS)以及液化潛能指數(LPI)。分析將針對變異性較大之水平最大地表加速度，進行不確定性分析。之後再嘗試以液化評估結果以及土層特性，解釋建物災損機制。

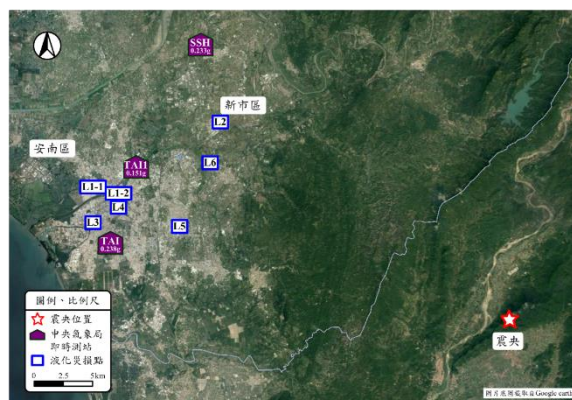
關鍵詞：美濃地震、土壤液化、簡易評估法

一、前言

台灣時間 2016 年 02 月 06 日凌晨 03 時 57 分，於台灣高雄市美濃區（屏東縣政府北偏東方 27.4 公里）發生一起芮氏規模 $M_L=6.6$ 之地震，震源深度為 16.7km，震央位置見圖一。地震發生後，國家地震工程中心大地工程組即著手進行相關大地工程災害的現地勘查。由勘災報告顯示，此次地震造成台南市安南區及新市區等地出現明顯土壤液化災情。位於液化區內之淺基礎建物因基礎土壤喪失承载力而下陷、傾斜，進而危及民眾安全。嚴重的液化災情引起社會各界強烈關注，內政部營建署亦因而推動「安家固園計畫」，規劃製作全國中精度土壤液化潛能圖，以量化區域之液化風險。

綜觀歷史重大地震液化案例，例如 1999 年集集地震，此次美濃地震所釋放之能量屬中度地震規模，但造成如此嚴重液化災情實屬少見。且此地區地層細料含量較高，理應具有相對較佳之抗液化條件，因此無論土壤液化行為、災區震損機制、液化土層與淺基礎結構之互制行為均值得

詳細探討。針對以上，本文章將首先回顧整理液化災區現勘結果，並說明災區復舊現況。後將以常見之土壤液化簡易評估法配合現地 SPT 及 CPT 探查孔資料，進行液化評估以識別主要液化土層深度，並解釋建物災損機制。



圖一 震央、土壤液化發生地點與中央氣象局即時測站

二、液化災損調查

根據國震中心勘災報告，此次發生土壤液化之範圍，主要集中於大台南地區(如

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研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心組長

圖一所示)，其震度(中央氣象局震度標準)皆為五，最大地表水平加速度(PGA)約介於0.18~0.25g 之間。主要液化發生之區域，包含安南區惠安街-聖安街(L1)、新市三民街(L2)、中西區文和街-文祥街(L3)、北區正覺街 102 巷 (L4)、永康大灣東路(L5)、新化高鐵附近農田(L6)。經比較此次液化地點與早期地圖(台灣百年歷史地圖)後顯示，發生液化之地區多屬於舊埤塘，包含 L1(惠安街)、L3(文祥街)、L4(正覺街)，為不同時間回填之區域，而新市三民街液化最嚴重之區域亦為舊池塘。由於回填地之回填材料多屬鬆散砂土，本身抗液化強度較差，因此在此次地震後出現較嚴重之液化災情。此次地震所導致之液化現象，除有明顯之噴砂孔外，亦造成多處民宅之沉陷、傾斜及地下管線之損害。其中以安南區惠安街-聖安街、新市三民街、中西區文和街-文祥街較為嚴重。為量化災損之程度，勘災報告根據 Bray and Stewart (2000)所提出之地盤破壞指數(Ground Failure Index, GF)，記錄每個液化區域之災損程度與範圍。地盤破壞指數分為四級(GF0~GF3)，主要根據沉陷、傾斜與側移量加以界定，各液化區之損害程度與分布詳圖二。除了上述建物損害地區外，永康大灣東路及新化高鐵附近農田亦有液化現象。



圖二 美濃地震後液化範圍與 GF 分布

三、鑽探調查及判釋

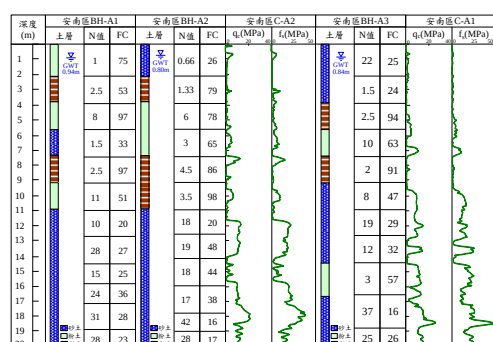
此次台南市災損地區多集中在多安南區及新市區，此區域地質屬於抗液化條件較差之全新世沖積層。再加上據國家地震中心勘災報告顯示，此二區內有許多舊埤

塘回填後之新生地，研判其回填材料多屬鬆散砂土且未有效夯實，因此若再配合較大之地震動以及高地下水位條件，則極有可能出現嚴重液化現象。為進一步瞭解安南區及新市區等災損嚴重區域之液化機制，國家地震中心特別針對此二區進行一系列之 SPT 及 CPT 試驗(各區現地試驗位置詳圖二)。各 SPT 鑽孔之試驗 N 值、細料含量，以及 CPT 鑽孔錐尖阻抗(q_c)及套管摩擦阻抗(f_s)詳圖三。

如圖所示，安南區之地下水位均在地表下 1.0m 範圍內。地層可概分為砂土、粉土及黏土，其中砂土及粉土具液化潛勢。由現地鑽探結果顯示，地表下約 11m 範圍內之地層，SPT-N 值多低於 5，錐尖阻抗(q_c)亦多低於 3MPa，顯示此區間之砂土層及粉土層本身抗液化強度不高；此區間之黏土層則因強度不佳，難以單獨提供上部結構足夠之承載力。低於地表下 11m 之地層則強度條件相對較佳，惟某些區段例如 BH-A3 深度 14.5~16.5 處，仍有強度不佳之粉土層。此外，BH-A3 鑽孔之 SPT 試驗結果顯示，淺地層偶現 N 值高達 22 之情況，鄰近之 CPT 鑽孔(C-A1)則未出現無此一堅實地層，研判此情況應為回填材料內含礫石且回填不均勻所致。

新市區之地下水位均在地表下 0.9m 範圍內，此地區地層多屬粉土及黏土，僅表層約 4m 範圍內有砂土。由現地 SPT 及 CPT 試驗結果顯示，此區域地層內之砂土及粉土之 SPT-N 值多低於 10，錐尖阻抗(q_c)亦多低於 3MPa，抗液化強度較差，配合現地之高地下水位，在地震作用過程較容易出現液化現象。再者，此區域非液化淺層黏土地層強度亦不高，因此在地震過程中，若鄰近砂土及粉土發生液化現象，則軟弱黏土層將無法提供上部結構足夠之承載力，造成上方淺基礎結構物失穩而沉陷、傾斜。此外，BH-S2 鑽孔之 SPT 試驗結果顯示，淺層黏土之 N 值高達 22，對比鄰近之 CPT 鑽孔(C-S2)，發現於深度約 0.8m 處亦出現錐尖阻抗(q_c)高於 10MPa 之情況，附近之其他鑽孔相同高程則未顯示無此一堅實地

層，研判此情況應為局部淺層黏土過壓密所致。



圖三 災區 SPT 及 CPT 探查孔資料

四、液化潛能之簡易評估

液化簡易評估法為美國加州柏克萊大學教授 H.B. Seed 所領導之研究團隊，長期累積相關研究成果後首先提出。世界各國之學者再依類似邏輯，以不同之考量方式或是統計資料庫，發展出類似之液化簡易評估法。由於液化簡易評估法具有方法簡單、容易理解且具一定程度之正確性，因此廣為各界採用。考量到目前國內各界之使用狀況以及最新發展，本研究所考量之 SPT 液化簡易評估法包括 Seed 法 (Seed et al., 1985)、JRA (日本道路協會, 1996)、NCEER (Youd and Idriss, 1997)、AIJ (日本建築學會, 2009) 以及本土 HBF (黃俊鴻等, 2012)。對於 CPT 液化簡易評估法，本研究則考量 NCEER (Youd and Idriss, 2008) 以及 Juang (Juang et al., 2008)。

本研究案例之液化評估參數中，水平最大地表加速度(PGA)之不確定性較大，主要原因為場址附近無較接近之測站，且此二處場址位於舊埤塘回填地，場址放大效

應明顯，由遠處測站所外推之結果難以反應實際情況。目前安南區及新市區水平最大地表加速度(PGA)之評估方式包括最近測站之實測結果、地震 PGA 等震圖之推估值以及依加速度衰減式之推估值。除了上述水平最大地表加速度之評估結果外，為適度考量場址所在位置因區域場址放大效應，於液化評估時，本研究暫以地震 PGA 等震圖所得結果再乘上 1.5 倍作為分析考量情境之一，所得之安南區 PGA 為 0.228g，新市區 PGA 則為 0.294g。各種水平最大地表加速度之評估結果詳表一。

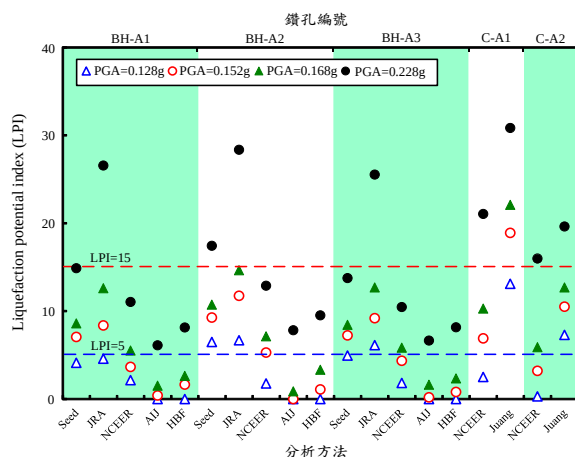
表一 最大地表加速度評估方式及結果

評估方法	安南區	新市區
最近地震測站實測值	0.168g (TAI)	0.233g (SSH)
地震PGA等震圖 (國家地震工程研究中心, 2016)	0.152g	0.196g
加速度衰減式 (Jean et al., 2006)	0.128g	0.140g
地震PGA等震圖x1.5 (考量場址放大效應)	0.228g	0.294g

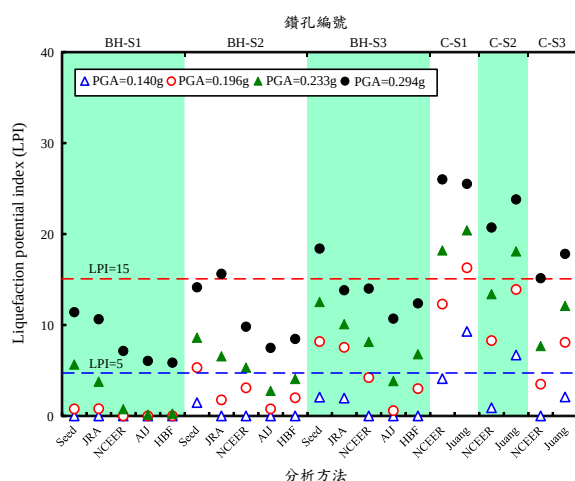
有關 SPT 鑽孔地下水位、SPT-N、細料含量、土壤分類及單位重；CPT 鑽孔之錐尖阻抗(q_c)及套管摩擦阻抗(f_s)等資料均參考自相關試驗報告。此外，CPT 鑽孔之水位資料及平均單位重將參考鄰近 SPT 鑽孔。

本研究採用 SPT 及 CPT 等液化簡易評估法，針對安南區及新市區及新市區之 SPT 及 CPT 鑽孔進行液化評估，經評估後所得之液化潛能指數(LPI)詳圖四及圖五。如圖三所示，由於二處場址之地層內含許多不具液化潛能之黏土層，故即使在地加速度較大之情況，整個土層加權計算後之液化潛能指數亦不高。安南區除了部分評估方法在加速度條件為 0.228g 外，所求得之 LPI 多小於 15，屬於中度液化至輕度液化之範疇。新市區則是除了部分評估方法在加速度條件為 0.294g 外，所求得之 LPI 多小於 15，亦同樣屬於中度液化至輕度液化之範疇。對比現場震後情形，單就液化潛能評估結果似乎無法合理解釋現場嚴重之災情。比對圖三鑽探資料顯示，二處場址之淺層土壤強度甚低、承载力不佳，故若承載層內砂土或粉土再因地震而液化時，

其下軟弱黏土層之承载力將可能無法支撐上部結構。在其上方之地表結構將因基礎失穩而向下沉陷擠壓、排開基礎黏性土壤，進而出現嚴重沉陷、傾斜等災損現象，建物周圍地表則受到排開土壤之擠壓而隆起。



圖四 安南區各鑽孔於不同水平地表加速度及評估方法下之液化潛能指數



圖五 新市區各鑽孔於不同水平地表加速度及評估方法下之液化潛能指數

五、結論與展望

本場址為舊埤塘回填地，地震時容易出現場址放大效應。由於場址附近沒有地震測站，因此場址實際發生之水平最大地表加速度不易評估，此不確定性值得進一步探討。由於場址淺地層內含許多軟弱黏土，雖然地震過程中不會液化，但其附近地層液化後，整個基礎層即可能無法承載上部結構而失穩滑動，造成上部建築物嚴

重沉陷、傾斜。因此單就液化潛能指數不易解釋災區受損情況。建議針對此類同時具有軟弱土壤及具液化潛能土壤之地層，應綜合考量各種因素，再配合適當之數值分析以判釋災區淺基礎建物受損機制。

參考文獻

1. 日本道路協會，「道路橋示方書・同解說，Ⅴ耐震設計編」（1996）。
2. 日本建築學會，「建築構造設計指針」（2009）。國家地震工程研究中心，「2016.02.06 高雄美濃地震資訊」，<http://www.ncree.org/Ncree.aspx?id=17> (2016)。
3. 黃俊鴻、陳正興、莊長賢，「本土 HBF 土壤液化評估法之不確定性」，土工技術，第 133 期，第 77~86 頁 (2012)。
4. 鄭世楠、王子賓、林祖慰、江嘉豪，「台灣地區地震目錄的建置(II)」，中央氣象局，MOTC-CWB-99-E-26，第 57 卷 (2010)。
5. Bray, J.D. and Stewart, J.P., "Chapter 8: Damage patterns and foundation performance in Adapazari. Kocaeli, Turkey Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report", Youd, T.L., Bardet, J.P., and Bray, J.D., eds., Earthquake Spectra, Supplement A to Vol. 16, pp. 163-189 (2000).
6. Jean, W.Y., Chang, Y.W., Wen, K.L., and Loh, C.H., "Early estimation of seismic hazard for strong earthquakes in Taiwan", Natural Hazards, Volume 37, Issue 1-2, pp. 39-53 (2006).
7. Juang, C.H., Liu, C.N., Chen, C.H., Hwang, J.H. and Lu, C.C., "Calibration of liquefaction potential index - a re-visit focusing on a new CPTU model", Engineering Geology, Vol. 102, Issues 1-2, pp.19-30 (2008).
8. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No.12, pp. 1425-1445 (1985).
9. Youd, T.L. and Idriss, I.M., "Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils", Technical Report NCEER-97-0022 (1997).

美濃地震台南地區土壤液化災害之復舊工法調查

楊炫智¹ 盧志杰¹ 許尚逸¹ 張為光¹ 黃俊鴻² 陳正興³

摘要

台灣時間 2016 年 02 月 06 日凌晨 03 時 57 分，於台灣高雄市美濃區（屏東縣政府北偏東方 27.4 公里）發生一起芮氏規模 $M_L=6.6$ 之地震，引起國內與國際社會的關注。為讓社會各界瞭解本次地震造成的大地工程災害，國家地震工程中心大地工程組於地震發生後，即著手針對土壤液化、堤防滑移破壞等區域進行現地勘查，將災區之大地地震工程災害如實記錄於報告中。而除了現地災情之勘查外，有鑑於災後重建的時程與復舊工法更為一重要課題，故本組同仁於災後持續派人追蹤災區復建進度與災區狀態，並針對現地鑽探資料進行土壤液化分析，災害發生迄今已滿一年，嚴重之受災區亦已大致復舊完畢；本次追蹤調查之災區地點主要以土壤液化之受災區為主，包含台南市新市區三民街與安南區惠安街一帶，以瞭解地震後之大地工程災情之復舊狀態。

關鍵詞：土壤液化、復舊工法、美濃地震

一、前言

台灣時間 2016 年 02 月 06 日凌晨 03 時 57 分，於台灣高雄市美濃區（屏東縣政府北偏東方 27.4 公里）發生一起芮氏規模 $M_L=6.6$ 之地震，造成台南地區有明顯的土壤液化災情。台灣在過往地震災害案例之中，引致最嚴重之土壤液化災害是 1999 年 9 月 21 日發生之集集大地震，該地震造成房屋傾斜、大量噴砂、路基開裂、地下管線上浮、護岸設施傾毀以及碼頭沈陷等重大災情，2016 年 0206 美濃地震對台南街屋所引致的土壤液化災情，再次提醒我們，土壤液化的災害防治工作不可懈怠，而災後復建工作更是重要的一環，後續就現地復舊工法與因應對策做一說明。

二、台南地區土壤液化災情

0206 美濃地震對台南地區災區附近測站所測得之最大地表水平加速度(PGA)約介於 0.18~0.25g 之間，除在部分農田有產生噴砂之災情外，主要皆為建築物沉陷、傾斜以及維生管線之損害為主，圖 4 為各

災情之分布情形，依災情種類分類如下：



圖 1 土壤液化之編號與分布位置[1]

1. 噴砂：噴砂現象係因淺層土壤因液化過程而累積超額孔隙水壓，導致砂與水之混合體由地層中之裂隙往上衝出覆蓋土層致地表，故會形成一類似噴水孔之形狀，同時因其夾帶大量懸浮砂土，會於其周圍產生圓錐狀堆積物，本次災情主要發生在建築物周圍以及永康大灣東路、新化高鐵沿線等農田，如圖 2 所示。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立中央大學教授

³ 國家地震工程研究中心顧問



圖 2 台南市因土壤液化產生之噴砂[2]

2. 房屋基礎傾斜：圖3為一四樓高之新建街屋，其基礎之設計為筏式基礎，於美濃地震發生時下方土壤產生土壤液化，導致基礎土壤之承载力不足，發生不均勻下陷，周圍水溝內亦遭噴出之砂漿填滿，致使建築物產生傾斜的狀態。



圖3 府安路街屋土壤液化房屋傾斜

3. 房屋基礎下陷：當土壤液化發生於下方淺層地層時，因基腳下之土壤承载力迅速喪失引起街屋沉陷。圖 4 為美濃地震中土壤液化災情最為嚴重之街屋，其沉陷量已逾半層樓高；圖 5 為另一形式的基礎下陷而底板破裂破壞案例，建築物因基礎土壤液化失去承载力而下沉，一樓底板無法承受土壤向上之頂升壓力所造成之彎矩而開裂

破壞，整個底板因而隆起達 55.5 公分。

圖 6 則是基礎型式不同在土壤液化後的兩個明顯的對比案例，圖片左方為 921 地震後興建的 7 層樓高建物，採用深入岩盤之樁基礎支撐結構物，而右方則為傳統聯合街屋之設計。在本區發生土壤液化下，右方的聯合街屋皆產生不均勻的沉陷，房舍底板亦產生隆起破壞，反觀採用樁基礎的 7 樓高建物則完全無災情發生，兩者之沉陷差異量達到 20 公分。



圖 4 惠安街街屋土壤液化下陷傾斜[2]



圖 5 三民街街屋土壤液化地板隆起[2]



圖 6 聖安街街屋差異沉陷[2]

為分類各液化地區之災損程度，根據 Bray and Stewart (2000)所提出之地盤破壞

指數(Ground Failure Index, GF)[3]，根據沉陷、傾斜與側移量加以界定，各區域之災損情況詳表 1。

表 1 台南市各區域之災損情況[1]

行政區	地盤破壞指數	災損狀況
安南區	GF1	此區域沉陷量約為10-20cm，主要發生於建築物及其周圍；因建物與道路之差異沉陷導致路面兩側鄰房處產生裂隙；同時亦造成埋置於建築物邊界與路面交界的管線破裂。
安南區	GF2	此區域建物嚴重沉陷與傾斜，路面有隆起與噴砂狀況。建物沉陷量約40~60cm，傾斜約1-7度。
新市區	GF1	此區土壤液化輕微，建築物沉陷量不顯著。
新市區	GF2	此區域建物最大柱位沉陷約10cm，房子傾斜最大約1度，房子後面廚房與排水溝淤砂，道路邊緣破裂，騎樓地坪隆起破裂，自來水管線破裂。
新市區	GF2	此區域為早期之魚池，因液化嚴重，承重柱明顯沉陷，造成室內與前庭地坪嚴重隆起開裂，室內噴泥積砂嚴重。防火巷隆起，邊溝積砂，沉陷建物前道路隆起龜裂，管線破裂，到處噴泥積砂。
中西區	GF2	此區建築物沉陷約數公分，地坪與道路有龜裂與輕微之噴砂現象。
中西區	GF3	此區建物最大傾斜4度，最大沉陷約20cm。附近路面有噴砂狀況。
北區	GF1	此區液化程度較為輕微，包括建築物之差異沉陷造成磚牆龜裂，鐵窗變形，道路與地坪開裂

三、土壤液化建物復舊工法與措施

災害復舊工作在地震後隨即展開，依據建物基礎型式之不同以及災害嚴重程度差異所選擇的復舊工法將有所不同，經過探勘與訪查後所整理之建物復舊原則如表 2 所示。

表 2 現地液化災損復舊原則[1]

破壞程度	復舊現況
10cm以下建物沉陷	路面降挖至與建物1樓地板同高，並重新施作排水溝。
建物沉陷約20~30cm	獨立基腳建物採用千斤頂扶正後回填灌漿；筏式基礎建物則採用低壓灌漿扶正。
建物沉陷50cm以上	建物拆除重建。

1. 路面降挖與一般修復：當道路兩旁之房屋因土壤液化造成土壤承载力不足發生下陷，遭受擠壓的土壤往中央無建物的道路產生推擠，而道路上方因無建物之重量故產生隆起的現象；此狀態發生後會導致道路兩旁的房屋比中間路基之高度還低，導致排水系統將無法正常運作，對功能性以及民生居住上造成很大的影響，故需要進行路面降挖以及維生、排水與衛生下水道管線重新修復，台南土壤液化災區之一般修復約在災後 5 個月完成，如圖 7 所示。



圖 7 安南區聖安街街道復舊狀況

2. 房屋扶正頂升：當建築物因土壤液化發生的沉陷量仍可修復之情況下，則可選用房屋扶正頂升的工法進行復舊，在本次地震災害復舊之訪查，針對房屋扶正頂升的工法之適用性主要受限於房屋基礎型式，復舊工程之說明如下。

- (1) 低壓擠壓灌漿扶正：建築物於災後已因傾斜角度較大影響生活起居與鄰房安全，而該街屋採用筏式基礎之設計，故選用低壓擠壓灌漿進行扶正，在圖 3 之建物之工程案例中採用低壓灌漿方式將地盤強化，並使其膨脹頂升上方之建築物達到扶正的效果，工期總計約 1 個月，復舊狀態如圖 8 所示。



圖 8 安南區府安路街屋復舊狀態

(2) 千斤頂頂升扶正：就工法適用性而言，因需要進行基礎底作之開挖，故一般而言獨立基腳之房屋較為適合選用，該工法是 921 集集大地震後，土壤液化受災民眾廣為採用的工法，因此工法在建物下方需進行大範圍的挖掘，將因下雨或地下水位過高之影響無法施工。而其於施工過程中可將建物由原本的獨立基腳改變為筏式基礎，四棟獨立之聯合街屋之施工期間約耗時 5 個月。圖 9 為施工流程示意圖。



圖 9 千斤頂頂升工法施工流程照

3. 嚴重拆除：建築物因土壤液化發生嚴重傾斜與下陷，判定為危險建物之建築物主要位於安南區惠安街161巷，拆除作業自地震後一個月即開始進行，拆除過程中發現，各建築物之高度與型態雖有所不同，其基礎之型式皆為獨立基腳與地樑之設計。拆除工作耗時約1個月。

四、結論

在本次美濃地震經驗中，因土壤液化而遭受破壞之建築物主要都是採用獨立基腳與地樑之基礎設計。另一方面，相較於

災區相同位置但採用基樁設計之建築物，即使在建築物較高、較重之不利情況下，仍未因土壤液化而產生災情，顯示若在基礎耐震設計與評估設計之工程設計初期便充分運用場址調查，瞭解場址地質特性與環境條件，並以適當的方法分析評估土壤液化潛能，選用合適的工法以及設計，將可避免日後面臨地震引發之土壤液化災情所造成的莫大的經濟社會損失。

參考文獻

1. 盧志杰等(2016),「美濃地震液化災損調查及簡易評估」, 中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會, 8月24-26日, 桃園
2. 黃俊鴻等(2016),「美濃地震台南地區土壤液化與地工災害之踏勘調查」, 國家地震工程研究中心報告, NCREE-16-004
3. Bray, J.D. and Stewart, J.P., "Chapter 8: Damage patterns and foundation performance in Adapazari. Kocaeli, Turkey Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report", Youd, T.L., Bardet, J.P., and Bray, J.D., eds., Earthquake Spectra, Supplement A to Vol. 16, pp. 163-189 (2000).

斷層錯動量評估

簡文郁¹、張彥汝²、劉勛仁³、張毓文³、張志偉³

摘要

對於通過或鄰近活動斷層的公共工程，例如道路、橋梁、輸油與輸水等維生管線系統，斷層錯動量評估在地震危害分析與工程設計上相當重要。本研究以目前發展出之斷層錯動評估經驗模型，配合斷層調查之幾何參數進行台灣活動斷層之錯動量評估，以供工程實務耐震評估與補強參考。採用位移評估法(displacement approach，定值法)進行主斷層的錯動量評估。活動斷層與其參考之幾何、斷層型態、評估地震規模等參數主要以地調所 2012 年版之台灣活斷層圖及 TEM' 2016 年版之台灣活斷層(構造)為參考。

關鍵詞：維生管線系統、活動斷層、錯動量、位移評估法

一、前言

斷層錯動量(fault displacement，又稱斷層移距、斷距、斷層位移)評估大致有兩種評估程序(Youngs, et al., 2003):(1)地震評估法(earthquake approach)—或稱機率式斷層位移評估法(probabilistic fault displacement hazard analysis, PFDHA)，針對特定活動斷層採用與機率式地震動評估(PSHA)相類似的程序評估地表破裂之錯動量與機率；及(2)位移評估法(displacement approach)—可視為一種定值法，直接針對被評估的斷層的幾何參數建立斷層錯動與位移之經驗式，評估斷層線上不同位置的可能錯動量。

美國在評估 Yucca Mountain 做為核廢料最終儲存場址之適宜性時，為分析斷層引致之地表破裂潛勢，而發展 PFDHA 程序(Stepp, et. al., 2001)；除主斷層破裂外，亦建立次生斷層或次生破裂之機率模型，以評估一定範圍(面積)內因斷層錯動而造成(近)地表破裂之機率與錯動量。然而，對於線狀分布的維生線系統，PFDHA 分析結果之應用仍有待討論，且其評估結果不論就機率或錯動量均相對很小。本研究針對台灣活動斷層(系統)，採用位移評估法

(displacement approach，定值法)進行主斷層的錯動量評估。

二、定值式位移評估法

Wells and Coppersmith (1994)由歷史斷層地震觀察結果分別建立了斷層錯動可能最大位移(D_{MAX})、平均位移(D_{AVG})與震矩規模(M_w)、斷層破裂長度(L_{SR})、破裂面寬度(W_R)、破裂面積 A_R 間的關係經驗式。其中斷層錯動可能最大位移為斷層破裂時全線觀測所得的最大位移量，平均位移量為斷層沿線所觀測的位移量之平均。其定義為沿著滑動面之錯動量，亦及水平向位移量與垂直向位移量的向量和。

主斷層錯動量評估程序與相關經驗模型概述如下(Youngs, et al., 2003；Wells and Coppersmith, 1994；Rose, 2011):

(1)設定斷層幾何參數:斷層長度(L_{SR} 或 L)、破裂面積($A_R = L_{SR} * W_R$)。其中斷層長度主要以地調所 2012 年版之台灣活斷層圖為主要依據，斷層面之傾角及孕震深度則以 TEM' 2016 年版之台灣活斷層(構造)為參考，以計算斷層破裂寬度 W_R 及破裂面積 A_R 。

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

(2) 評估斷層可能之特徵地震規模 M_w : 為較充分納入不同經驗模型之影響，考慮三種地震規模經驗模型，分別由斷層破裂長度(L_{SR})、破裂寬度 W_R 、及破裂面積 A_R 估算，得到三種地震規模 M_w 之估算值 (Wells and Coppersmith, 1994)。一般而言，由前述不同斷層參數評估得到的地震規模 M_w 其差異約在 0.4 以下，

(3) 估算斷層平均錯動量 D_{AVG} 及最大錯動量 D_{MAX} : 主要採用 Wells and Coppersmith (1994) 提出之相關經驗模型；由於該研究所蒐集之地震資料中，逆斷層型式之回歸模型與資料間之關聯性係數不佳，因此，逆斷層以一般斷層模型評估。而 Rose (2011) 針對逆斷層地震，新增部分地震資料，重新進行迴歸分析，所得逆斷層之斷層錯動量與地震規模 M_w 之經驗模型亦參考採用。

(4) 評估斷層沿線不同位置之可能錯動量: 實際地震調查顯示斷層錯動量沿斷層線位置分布之變異性相當大，但仍可採用 Beta、Gamma 或 Weibull 等常用的機率分布函數來近似。通常以無因次化(正規化)錯動量(或位移量)參數 z 及正規化位置參數 λ ，建立經驗模型。正規化位置參數 $\lambda = X/L$ ， X 為評估點位置距斷層端點之距離， L 為斷層長度，亦即 L_{SR} 。無因次化錯動量參數 z 則為錯動量分別對 D_{AVG} 或 D_{MAX} 正規化。評估之斷層錯動量即可依據位置參數 λ ，求得錯動量參數 z ，再乘以步驟(3)所得之斷層平均錯動量 D_{AVG} 及最大錯動量 D_{MAX} 。

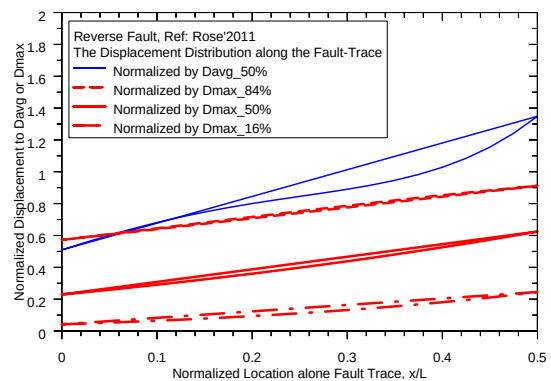
三、地表錯動量之分布模型

Rose (2011) 針對逆斷層地震資料迴歸分析，得到逆斷層沿線不同位置之正規化地表錯動量之分布模型如圖一所示。其中，(藍)粗線模型適用於對平均錯動量正規化，(紅)細線模型適用於對最大錯動量正規化；虛線為 84% 超越機率之分布模型，一點索線為 16% 超越機率之分布模型。

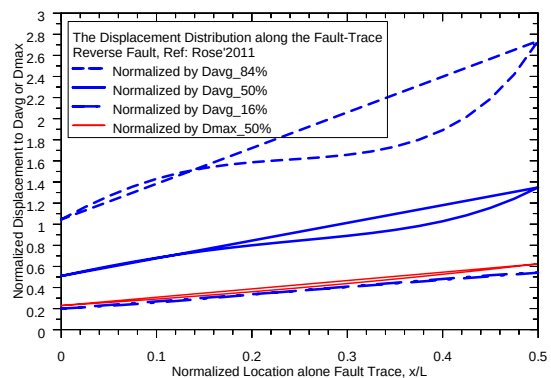
分別比較以平均錯動量及最大錯動量正規化後之地表錯動量分布模型之統計特

性，可以發現以最大錯動量正規化之模型有較小的 COV 值(0.68~0.87)，但 COV 平均值約 0.77 仍明顯偏高以平均錯動量正規化之模型其 COV 平均值約 0.82 (COV=0.53~1.16)，明顯偏高且變化較大。Youngs (2003) 等學者針對正斷層地震資料迴歸分析，得到正斷層沿線不同位置之正規化地表錯動量之分布模型，亦有類似結果。對最大錯動量正斷層地表錯動量之分布模型之統計上變異性較小，其 COV 值之範圍為 0.22~0.71，平均約 0.36。

主斷層錯動量評估若採用定值法分析且考慮多種模型之加權平均，圖一可做為邏輯樹之權重分配參考，以平均錯動量評估之分支建議給予較低之權重。由於斷層錯動量評估研究建立之斷層錯動資料相對不完整、不充足，使前述分布模型之變異性較大，本研究採用中值模型進行後續分析，不建議不同分位數的分布模型。



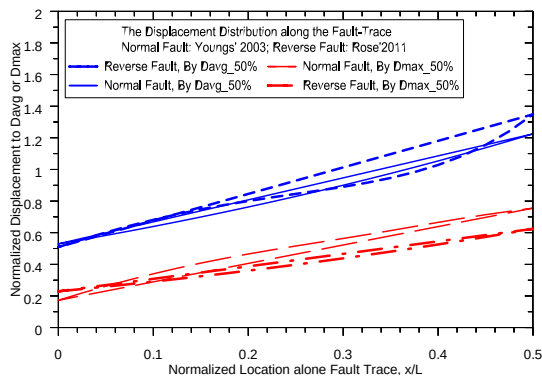
(a) 地表錯動量對最大錯動量正規化之分布模型



(b) 地表錯動量對平均錯動量正規化之分布模型

圖一：逆斷層正規化地表錯動量沿斷層跡線位置之分布模型比較。(Rose, 2011)

比較前述學者(Youngs, et. al., 2003; Rose, 2011)提出之正、逆斷層正規化地表錯動量之中值分布模型，如圖二，顯示不論由平均錯動量或最大錯動量調查資料，正規化後之地表錯動量分布模型對正、逆斷層並無統計上的顯著差異。而實務上，斷層錯動機制長為複合型式，其滑移角(Slip Rake Angle)多介於-90~90 度間。因此，實務評估斷層錯動量沿斷層跡線之分布時，應可不必區分斷層機制造成之差異，或取正、逆斷層模型之平均結果。



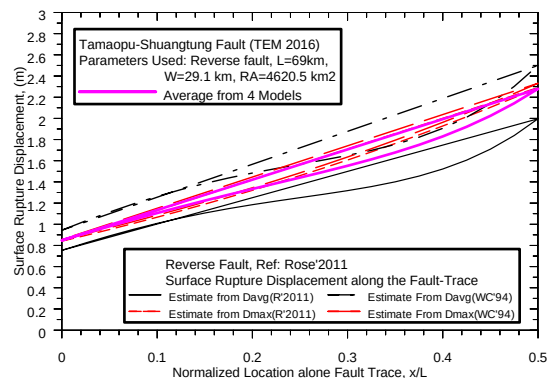
圖二：正、逆斷層地表錯動量沿斷層跡線位置之分布比較

四、案例分析比較

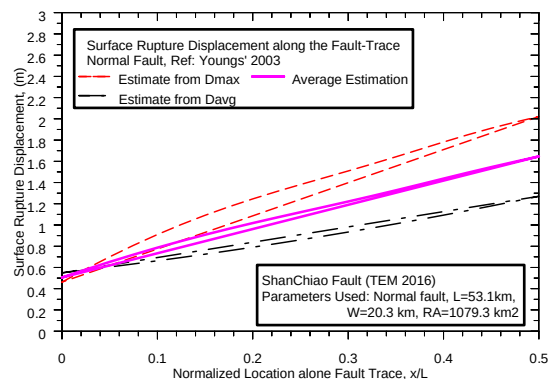
Wells and Coppersmith (1994, WC94) 提出三種斷層破裂機制之平均錯動量 D_{AVG} 及最大錯動量 D_{MAX} 之評估經驗式，其逆斷層錯動量之評估，建議採用一般斷層之迴歸分析模型。Rose (2011) 針對逆斷層地震資料迴歸分析，得到逆斷層沿線不同位置之正規化地表錯動量之分布模型，如圖一、二所示。以大茅埔-雙冬斷層(逆斷層)為例，採用 TEM, 2016 之斷層參數，定其斷層長度約為 69km，破裂面寬度 29 km，破裂面積約 4620 km²。以三種地震規模評估模型分別以 Rose (2011) 之經驗式計算斷層平均錯動量 D_{AVG} 及最大錯動量 D_{MAX} ，其均值分別為 1.48m 及 3.67m。評估所得之斷層錯動量比較如圖三所示。比較顯示，在斷層中段區域其評估結果存在約 15% 之差異，主要差異來自 WC94 評估之 D_{AVG} 所得結果，為所有模型之下限。各種評估(中值)模型間具有一致性。

以北部山腳斷層(正斷層)為例，採用 TEM, 2016 之斷層參數，定其斷層長度約為 53km，破裂面寬度 20.3 km，破裂面積約 1079 km²。以三種地震規模評估模型分別計算斷層平均錯動量 D_{AVG} 及最大錯動量 D_{MAX} 。評估所得之斷層錯動量比較如圖四所示，在斷層中段區域其評估結果存在近 1.5 倍之差異。實際斷層錯動量及其分布不論由何種正規化錯動量之中值分布模型評估應一致。進一步比較正規化地表錯動量之中值分布模型，顯示 80% 之範圍內($\lambda = 0.1 \sim 0.5$)，由平均錯動量或最大錯動量正規化後之地表錯動量分布模型之比值約為 2，亦相當平穩；此意味著斷層最大錯動量 D_{MAX} 及平均錯動量 D_{AVG} 之比值應接近 2.0。圖四山腳斷層評估案例結果存在近 1.5 倍之差異，來自 D_{MAX} 及 D_{AVG} 評估結果之誤差。

建議評估時仍須考慮多種模型可能造成之不確定性，建立定值法分析之邏輯樹，以求取加權平均之結果。



圖三：逆斷層地表錯動量沿斷層跡線位置之分布比較例(大茅埔-雙冬斷層)。



圖四：正斷層地表錯動量沿斷層跡線位置之分布比較例(山腳斷層)。

實務工程評估應用實，可依據工址位置距斷層起點之距離 X 及斷層長度 S_{RL} (或 L)，計算正規化位置參數 λ ($\lambda = X/L$)，即可由圖三、四中之實線直接查得錯動量。圖中顯示之錯動量皆為沿破裂面方向之錯動量。

五、結論與展望

本研究僅針對主斷層錯動量進行定值法評估。為考量斷層在地表跡線位置仍存有不確定性，建議前述評估所得之斷層錯動量 (D_m) 之應用範圍加以擴增。擴增範圍可參酌中央地質調查所對斷層地質敏感帶之劃分原則，建議如下：

(1) 正、逆斷層：(a) 下盤之工址，距離 50 公尺內採用 D_m ，50 公尺至 100 公尺採用 $D_m/2$ ；(b) 上盤之工址，距離 100 公尺內採用 D_m ，100 公尺至 200 公尺採用 $D_m/2$ 。

(2) 走向滑移斷層：斷層兩側距離 75 公尺內採用 D_m ，75 公尺至 150 公尺採用 $D_m/2$ 。

定值法評估仍建議考量斷層幾何參數 (斷層長度、破裂面傾角、深度或寬度) 之不確定性，採多種評估模型分析，加權平均，以反映評估模型之不確定性，但皆採用中值模型之評估結果。由斷層錯動量資料建置之分布模型，其 D_{MAX} 所建置模型之變異性較小，顯示資料庫之可信度應較高，建議在邏輯樹之權重分配時，以平均錯動量評估之分支應給予較低之權重。

應用時仍應參酌結構物之重要性類別適度考量不同之可靠度 (重要性群組) 因子。例如美國維生線聯盟所發行之輸水系統耐震設計準則 (G&E Engineering Systems Inc., 2005) 建議一般系統採用中值錯動量為設計基準，而重要系統及災後需提供緊急服務之必要系統，其設計基準分別再提升為 1.5 倍及 2.3 倍。對於重要之維生線系統，例如大口徑重要輸油、輸水管線、高速鐵路系統等之設計基準較一般結構高，建議以 1.5 倍中值錯動量 (D_m) 為設計基準。

斷層錯動量評估技術尚在發展的階段，評估模型研究所需之斷層錯動資料相對不完整、不充足，國際學術界正加強震

災調查，建置研究資料庫。因此，相關評估經驗模型亦有欠缺。本報告僅對中央地質調查所公布之活動斷層，配合斷層調查之幾何參數，進行主斷層錯動量評估，以為國內維生系統耐震評估與設計之參考。

斷層次生破裂可能發生之範圍、位置有極大之不確定性，發生機率相對較低，且斷層次生破裂引致之錯動量也相對較小，以機率法評估較為恰當，後續研究。

參考文獻

1. Rose, Z.E., 2011. Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis For Reverse Faults And Surface Rupture Scale Invariance, Thesis, the Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo.
2. Wells, D. L. and Coppersmith, K. J. (1994). "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement," Bull. Seism. Soc. Am., 84, 974-1002.
3. Youngs, R.R., Arabasz, W.J., Anderson, R.E., Ramelli, A.R., Ake, J.P., Slemmons, D.B., McCalpin, J.P., Doser, D.I., Fridrich, C.J., Swan, F.H. III, Rogers, A.M., Yount, J.C., Anderson, L.W., Smith, K.D., Bruhn, R.L., Knuepfer, L.K., Smith, R.B., dePolo, C.M., O'Leary, K.W., Coppersmith, K.J., Pezzopane, S.K., Schwartz, D.P., Whitney, J.W., Olig, S.S., and Toro, G.R., 2003, A methodology for probabilistic fault displacement hazard analysis (PFDHA): Earthquake Spectra, vol. 19, no. 1, p. 191-219.
4. Petersen, Mark D., Timothy E. Dawson, Rui Chen, Tianqing Cao, Christopher J. Wills, David P. Schwartz, and Arthur D. Frankel, 2011. Fault Displacement Hazard for Strike-Slip Faults, Bull. Seismol. Soc. Am. 101(2), 805-825.

台灣西南部間歇性泥火山之研究

瓦里亞¹ 林世榮² 亞耳文³ 宋翊羣⁴ 傅慶州⁵ 溫國樑⁶

摘要

台灣西南部有許多泥火山分布，其中位於屏東萬丹及近年在高雄鳥松之泥火山，屬間歇性噴發，亦即噴發活動會不定時、不定點。噴發期間伴隨大量高溫泥漿溢流，造成農田覆蓋、道路受阻及溝渠阻塞等災情。本研究利用土壤氣體分析技術探討噴發前後可能的土壤逸氣成分變化，並在萬丹地區設置小區域微震觀測網。

初步結果顯示土壤氬氣在鳥松及萬丹地區平均背景值分別是 22,500 及 13,000 貝克/立方米，因採樣時間間隔的關係，噴發前後未見顯著變化。位於萬丹之寬頻地震儀則有完整記錄到噴發的時間序列。

關鍵詞：間歇性泥火山、氬氣、寬頻地震儀

一、前言

泥火山為地表下的天然氣體沿著地下裂隙上湧，沿途混合泥砂與流體，形成泥漿，並被帶至地表堆積而成，所攜帶出來的物質（包括泥漿、流體與氣體），代表著板塊擠壓過程中，地底下岩石與周圍流體交互作用結果的產物。在台灣西南部有許多泥火山，過去有許多學者研究泥火山在地理上的分布，並對其外型特徵作描述與分類，近年開始對泥火山噴發氣體組成與地體構造關係，有深入的探討。本研究利用過去在土壤氣體調查技術，探討間歇性泥火山噴發與土壤氣體組成變化的關連，同時透過寬頻地震儀記錄噴發期間的地表震動訊號。

二、間歇性泥火山

一般常見的泥火山，其噴發活動均不大，屬細水長流型；而間歇性泥火山特點是噴發活動會不定時、不定點，短則一天長則 2-3 天內結束。其噴出的氣體含有大量

甲烷，而泥漿也經常造成溝渠堵塞，農田也因泥漿覆蓋而無法使用，之後現場遺留下一個坑洞，以屏東萬丹及高雄鳥松為典型代表。

以下分別就屏東萬丹及高雄鳥松兩地作介紹：

(1) 屏東萬丹：

位於屏東萬丹鄉，過去的噴發地點多在皇源聖殿旁及附近農田上，2010 年底移轉至鄰近的公墓上，2016 年開始又移轉至農田上，整理過去噴發口的位置，發現略成西北東南向，延伸範圍約 2 公里，如圖一。近年來噴發時間如表一，平均每年噴發 1~3 次，統計過去幾次噴發的時間，每月均有噴發記錄，並無特別集中，近幾年前後噴發間隔有縮短趨勢，如圖二。2015 年中在 2 處舊噴發口附近放置固定採樣點，採集土壤氣體，分析氬氣、甲烷及二氧化碳等含量，2016 年初在附近埋設 4 座寬頻地震站，如圖一。

¹國家地震工程研究中心研究員

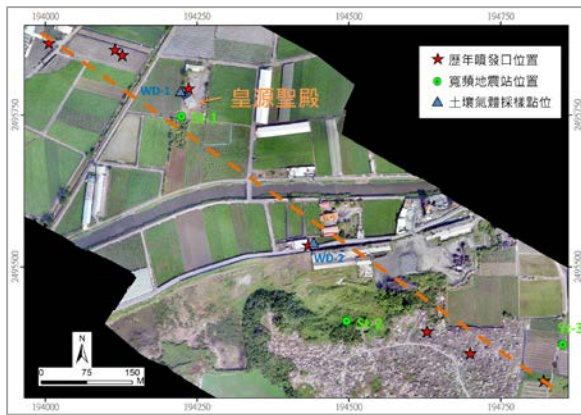
²國家地震工程研究中心助理研究員

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專案助理技術師

⁵中研院地球所博士後研究

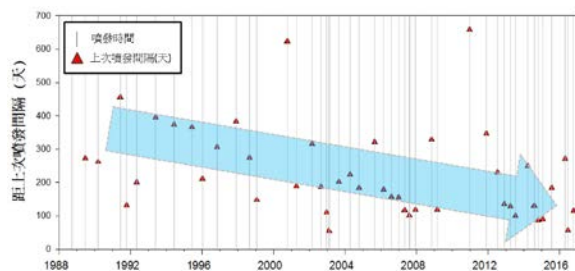
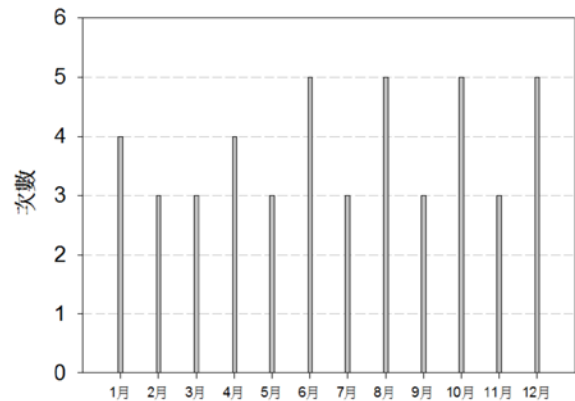
⁶國家地震工程研究中心組長



圖一 萬丹泥火山近年噴發點分布及寬頻地震站與土壤氣體採樣點位置。

表一 萬丹泥火山噴發時間

噴發日期	距上一次噴發 間隔 (天)	噴發日期	距上一次噴發 間隔 (天)
1988/09/15	-	2005/09/02	322
1989/06/15	273	2006/02/28	179
1990/03/04	262	2006/08/04	157
1991/06/03	456	2007/01/07	156
1991/10/13	132	2007/05/04	117
1992/05/01	201	2007/08/14	102
1993/05/31	395	2007/12/11	119
1994/06/09	374	2008/11/04	329
1995/06/10	366	2009/03/02	118
1996/01/07	211	2010/12/21	659
1996/11/08	306	2011/12/02	346
1997/11/27	384	2012/07/20	231
1998/08/28	274	2012/12/02	135
1999/01/23	148	2013/04/10	129
2000/10/08	624	2013/07/19	100
2001/04/15	189	2014/03/26	250
2002/02/25	316	2014/08/04	131
2002/08/31	187	2014/10/30	87
2002/12/19	110	2015/01/28	90
2003/02/12	55	2015/07/31	184
2003/09/02	202	2016/04/28	272
2004/04/14	225	2016/06/24	57
2004/10/15	184	2016/10/18	116



圖二 (a)萬丹泥火山歷年噴發之月份；
(b)前後噴發之時間間隔。

(2)高雄鳥松：

位於高雄鳥松鄉，2010 年首次噴發，2011 年無噴發，之後幾乎年年噴發，2016 年甚至噴發 4 次，噴發地點就在工廠旁一塊農地上，如圖三，訪查附近居民，過去未聞有噴發記錄。噴發期間噴出的泥漿可高達 3 米，大量泥漿水溢流至排水溝。其噴發口逐年擴大，由原先一裂隙擴大至一直徑約 3 公尺泥水坑，如圖四，歷次噴發時間整理如表二。

2016 年起在噴發口旁放置固定採樣點，採集土壤氣體，分析氦氣、甲烷及二氧化碳等含量。



圖三 鳥松泥火山噴發照



圖四 烏松泥火山噴發口變化，由一裂縫漸漸擴大至泥水坑

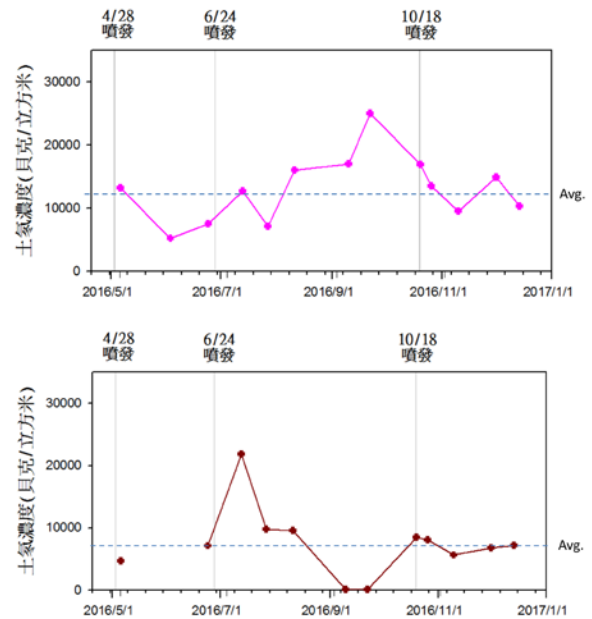
表二 高雄烏松泥火山歷次噴發時間

噴發日期	距上一次噴發 間隔(天)
2010/4/14	-
2012/2/9	666
2012/3/24	44
2013/7/20	483
2014/3/7	230
2014/9/21	198
2015/10/26	400
2016/5/7	194
2016/7/7	61
2016/9/28	83
2016/12/2	65
2017/2/13	73

三、初步結果

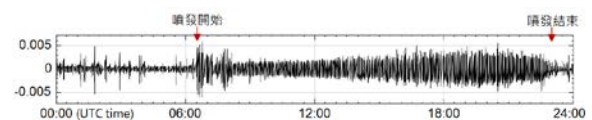
(1)屏東萬丹：

在萬丹地區透過每月 1~2 次的採樣頻率，其結果如圖五，皇源聖殿舊噴發口(WD-1)旁之土壤氬氣活度背景值約 13,000 貝克/立方米，而鄰近土地公廟舊噴發口(WD-2)背景值約 7,500 貝克/立方米。採樣期間有經歷過3次噴發，從土壤氬氣之時序變化，尚無法顯示土氬活度變化與噴發事件之關聯。



圖五 萬丹地區舊噴發口旁固定採樣點之土壤氬氣分析結果 (a)皇源聖殿旁(WD-1)；(b)土地公廟(WD-2)

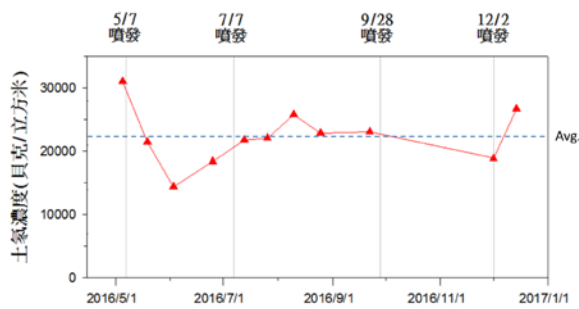
在寬頻地震儀結果上，從時序資料顯示噴發期間高頻訊號特別明顯，震幅也增大，可清楚顯示噴發開始(6/24 14:30)跟結束(6/25 07:00)，如圖六。民眾看到泥漿流出大約是下午3點，之後再通報已過一段時間。待我方人員到達現場已接近深夜，幾乎是噴發活動的最劇烈的時候，直至隔日上午7點左右噴發才逐漸停止。從波形上研判該次噴發的時間持續約 16.5 小時。



圖六 萬丹寬頻地震測站-1 在 2016/6/24 噴發當日之所記錄之波形(UTC time)

(2)高雄烏松：

在烏松地區每月 1~2 次的採樣頻率，其結果如圖七，在噴發口旁之固定採樣點所測得之土壤氬氣活度背景值約 22,500 貝克/立方米。2016 年間共有 4 次噴發，從土壤氬氣之時序變化，無法顯示土氬活度變化與噴發事件之關聯。



圖七 烏松泥火山旁固定採樣點之土壤
氣氣分析結果

四、結論與展望

台灣西南部特有的間歇性噴發泥火山與一般泥火山不同的是，噴發活動較為劇烈，往往在1~2天內結束。由於噴出的泥漿溫度可達60度以上，因此來源深度至少1公里以上。萬丹與烏松兩地相距僅15km，其噴發時間無法確實掌握外，兩者之噴發時間是否有關聯，因此有必要進一步詳細調查研究。未來希望能在噴發口附近設置土壤氣體連續觀測站，並加入更多觀測項目，掌握噴發的關鍵機制，進而瞭解當地可能的構造活動，日後或許能在第一時間提供預警，降低民眾損失。

參考文獻

1. 陳太山、石文卿 (2013) 臺灣西南部的泥火山分佈與油氣探勘潛能。鑛冶，第57卷3期，65-74頁。
2. 楊燦堯 (2006) 泥火山噴氣所帶來的地底訊息。地質25卷6期，30-36頁。
3. 鄭筑云 (2015) 萬丹與烏松泥火山噴發活動特徵之研究。高雄師範大學地理系碩士論文，共92頁。
4. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K.L., Chen, C.H. (2009b). "Continuous temporal soil gas composition variations for earthquake precursory studies along Hsincheng and Hsinhua faults in Taiwan". Radiat. Meas., 44, 934-939.
5. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K-L., Chen, C-H. (2009a). "Geochemical variation of soil-gas composition for fault and earthquake precursory studies along Hsincheng fault in NW Taiwan". Appl. Radiat. Isotopes, 67, 1855- 1863.
6. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S-J., Kumar, A., Fu, C-C., Chiu, J-M., Chang, H-H., Wen, K-L., Chen, C-H. (2013). "Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan." Radiat Meas., 50, 154-159.
7. Yang, T.F., Yeh, G-H., Fu, C-C., Wang, C-C., Lan, T.F., Lee, H-F., Chen, C-H., Walia, V., Sung Q-C., (2004). Composition and exhalation flux of gases from mud volcanoes in Taiwan. Environmental Geology, 46, 1003-11.

利用微地動單站頻譜比擬合技術建構 宜蘭盆地剪力波速度構造

林哲民¹ 方熙蒂² 郭俊翔¹ 黃雋彥³ 溫國樑^{4,5}

摘要

宜蘭平原為一覆蓋著鬆散第四紀沖積層的沈積盆地，其下是堅硬的中新世基盤，此高地層速度落差之盆地構造易放大地震動影響。由於此地區地震頻仍，是台灣高地震風險的區域之一，詳細的剪力波速度構造有助於地動場址效應之研究。宜蘭平原已有密集的微地動量測分析資料，本研究利用微地動單站頻譜比擬合技術，估算剪力波速度構造。研究中以氣象局強震站之接收函數分析結果和強震測站場址工程地質資料庫的鑽探岩心資料作為速度剖面之初始模型，利用基因演算法找到各測點最佳的剪力波速度剖面。

宜蘭平原的基盤和淺部三個地層之構造形貌皆透過本研究結果描繪出來，基盤等高線圖與過去研究結果相似，但透過密集且平均的測點分佈獲得更為平滑且詳細的形貌。最上層的鬆軟土層於宜蘭東部沿岸厚達 250 公尺，剪力波速度為 150 至 400m/s 之間。其下的沖積層的速度範圍在 300 至 700 m/s。第三層為更新世地層，其厚度為 10 至 800 公尺間不等，越往東則越厚。盆地底部之基盤面深度在 30 至 1300 公尺間，地層剪力波速度為 900 至 1500 m/s；此結果也進一步證實宜蘭盆地之地震動場址特性明顯受控於盆地基盤面形貌，也就是盆地內鬆軟土層及沈積層之分布。

關鍵詞：宜蘭平原、微地動、單站頻譜比、剪力波速度、場址效應

一、前言

地震所造成的地動程度會大幅的受近地表地層性質所影響，使得區域地質特性成為地震動預估之重要控制因子，尤其是鬆軟的沈積土層會放大地震動之特定頻率並延長其震盪時間而導致地震災情的擴大。台灣東北部的宜蘭盆地在地體構造上，屬於沖繩海槽弧後擴張盆地向西南方向之延伸構造，造成其向東北部外海展開之半盆地形貌，形成一沖積扇平原，鬆散未固結之深厚第四紀沈積物覆蓋在堅硬的中新世基盤上，而台灣東北部的收斂板塊邊界則造成此區域極高的地震活動性。在此背景下，宜蘭盆地內顯著的地震動場址效應會放大並延長地震波歷時，進而可能引發地震災害。因此，為了宜蘭盆地地動

預估及災情評估之需要，一個可以實際反應其複雜地震動場址特性之宜蘭盆地淺部速度構造成為不可或缺之重要基礎。

Chiang (1976) 已將宜蘭盆地基盤形貌之等深圖(圖一)描繪出來，盆地內沈積層厚度由盆地邊緣往東北海岸線逐漸加深，最深處之現世沖積層和更新世地層底部深度分別為 400 和 1600 公尺。中新世基盤之壓縮波(P 波)速度為 3.3km/sec，覆蓋其上之沖積層和更新世地層波速則分別為 500 至 1000m/sec 和 1.8 至 2.0km/sec (Wen and Yen, 1984)。

宜蘭盆地在前人研究中已完成了共 354 個均勻測點分布之密集微地動量測(圖一)，並透過單站頻譜比(single-station horizontal-to-vertical (H/V) spectral ratio)分

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

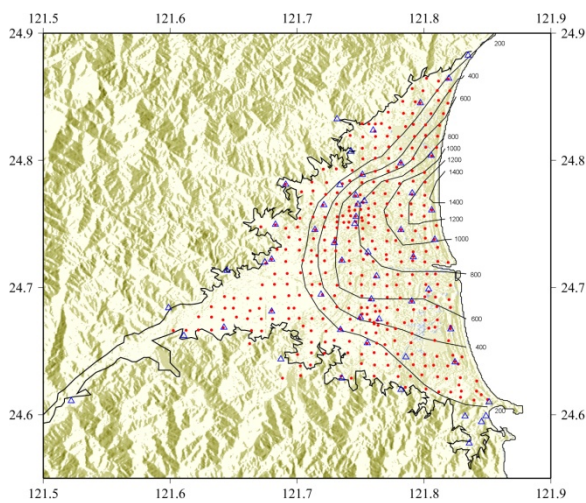
² 國立中央大學地球科學系碩士畢業生

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組長

⁵ 國立中央大學地球科學系教授

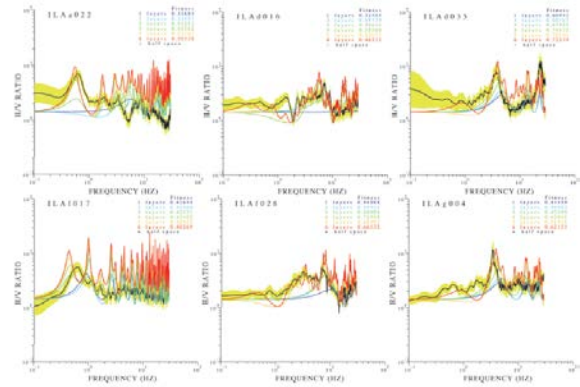
析其場址特性變化。宜蘭地區的微地動場址共振主頻發生頻帶多落在 0.3 至 3.0Hz，盆地邊緣則可會在較高的 6.0Hz 以上，盆地東側沿海地區則會出現低於 0.3 Hz 之共振主頻，圖二是幾個微地動測點之單站頻譜比範例；而此場址共振主頻分布與其盆地地形貌有顯著相關性。因此，本研究透過擬合宜蘭盆地內各微地動測點之單站頻譜比以推估其下之淺部一維剪力波速度變化，再藉由大量且均勻分布之各測點結果，描繪控制盆地場址特性之主要地層厚度及速度分布，最終建構宜蘭盆地完整詳細之淺層剪力波速度構造。



圖一 宜蘭盆地之第三紀基盤等深度圖 (Chiang, 1976)。黑線為等深線，深度單位為公尺。紅點標示出 354 個微地動測點，藍色三角形為 55 個氣象局 TSMIP 強震站。

二、微地動單站頻譜比之擬合

微地動單站頻譜比分析技術被認為可有效推估剪力波之場址特性，符合震波於地層構造傳遞時之轉換函數，因此許多地震動場址相關研究廣泛應用此便宜、方便且有效之技術。而微地動分析結果也透過許多研究證實能與地震資料分析結果有一致的場址共振主頻，尤其受測點下鬆軟地層厚度及速度分布所控制，可透過剪力波或表面波理論函數擬合單站頻譜比，進而推估近地表剪力波速度剖面。



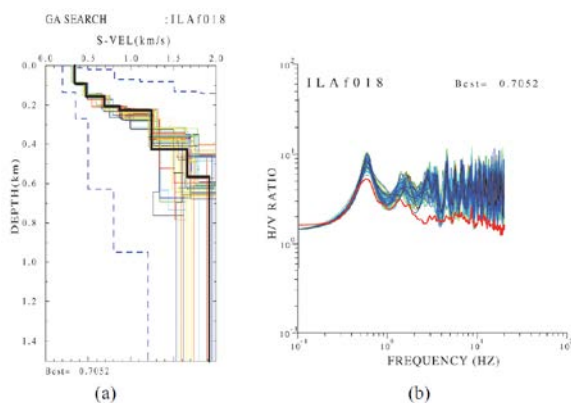
圖二 六個 TSMIP 強震站之微地動單站頻譜比（黑線）與其接收函數速度模型之理論 SH 波轉換函數（紅線）的比對。其他顏色線條代表較少地層之理論轉換函數，作為評估特定地層對場址特性之參考。

在微地動單站頻譜比擬合工作上，本研究是採用赫氏法 (Haskell method) 計算一維模型之 SH 波垂直入射理論地層轉換函數 (Haskell, 1960)。一般來說，場址之主要放大頻帶可輕易的透過簡單地層之理論函數擬合，但對於複雜之全頻率單站頻譜比擬合則需考慮複雜多層構造或甚至是二維或三維構造效應。為解決模型擬合上的複雜性，本研究採用自行研發之基因赫氏法 (GA-Haskell method)，此技術結合赫氏法與基因演算法來搜尋擬合單站頻譜比之最加速度模型解，透過基因演算法中之擇優、交配及突變操作，利用適應函數判斷個體之優劣，產生擁有較優良基因的新一代個體，如此反覆演化直到產生適應力高達一特定值或達到最大演化世代，達到最佳解搜尋目的。

在起始模型設定上，主要參考宜蘭盆地內 55 個氣象局 TSMIP 強震站（圖一）經接收函數分析所得之淺層速度剖面結果，建立 6 或 7 層之速度模型。為測試微地動單站頻譜比與起始模型之相關性，首先由接收函數速度剖面計算理論轉換函數，與微地動單站頻譜比相比較並計算其相關係數（圖二），結果顯示多數測站之理論與觀測結果都有一定程度相關性，可合理將這些起始模型作為鄰近微地動測點之輸入模型起始範圍。此外，國震中心之 EGDT 資料庫 (Kuo et al., 2012) 在宜蘭地

區也有 52 個 TSMIP 強震站有鑽探資料，其中包含近地表之 SPT-N 值、壓縮波及剪力波速度，其剪力波速度資料也可作為本研究模型設定之參考。

在基因赫氏法之單站頻譜比擬合上，是從起始之地層厚度和速度範圍中隨機產生許多速度模型，再產生其理論轉換函數並與實測單站頻譜比計算其線性相關係數（適應函數），判斷個體之優劣，產生擁有較優良基因的新一代個體，如此反覆演化求得最佳擬合解。在大量的演算後，最佳的速度剖面解會被儲存，如圖三即是一測點之基因赫氏法結果，包含 50 個擬合最佳之速度剖面（圖三 a），以及其對應的理論轉換函數與實測頻譜比之比較（圖三 b）。由大多數測點擬合結果來看基因赫氏法求得之理論轉換函數與單站頻譜比相當符合，而因適應函數中加入了主頻的控制，兩者之主頻完全一致，主頻之振幅也大致吻合，且此方法對於較複雜的單站頻譜比也能由速度構造的變化加以擬合。



圖三 微地動單站頻譜比擬合範例。(a) 50 個擬合最佳之剪力波速度剖面，黑色為最佳解，藍色虛線為起始模型之搜尋範圍。(b) 最佳解對應之理論地層轉換函數與實測微地動單站頻譜比（紅線）之比較。

三、剪力波速度構造結果

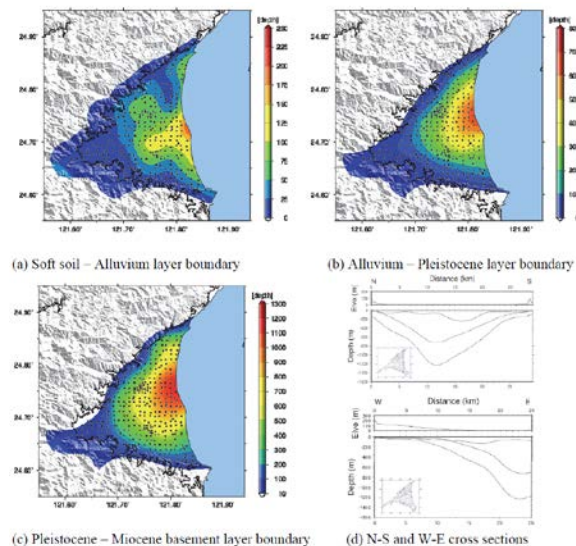
從圖三之單站頻譜比擬合結果範例速度剖面中，可看到數個速度落差較顯著之深度位置，這些速度介面可視為主要地層邊界位置，透過介面上下之剪力波速度範圍，考量因覆土壓力、膠結或岩化程度之

差異給予一定程度之差異後，即可從各個微地動測點之速度剖面結果中挑選出一致的主要地層速度介面，並由其深度形貌與速度範圍對應前人研究所指出之宜蘭盆地內之主要地層年代。

整合所有微地動測點之速度剖面結果，本研究辨識出宜蘭盆地內三個主要地層邊界形貌（圖四）。最上層第一個地層介面（圖四 a）是介於近地表未膠結鬆軟土層與其下沖積層，這個速度介面相對較不明顯，但仍能在多數測點結果上找到對應之位置，盆地內近地表未膠結鬆軟土層之剪力波速隨深度變化在 150 至 400m/sec 之間，沖積層之剪力波速則在 300 至 700m/sec 之間；兩者介面深度構造形貌較不規則，盆地西側之邊緣的深度都在 25 公尺內，然而，介面深度最深的蘭陽溪口處則可達約 250 公尺，也就是現在沖刷沈積活動最活躍的位置，隨著測點由海岸線往北、西及南邊移動，其上的鬆軟土層即越來越薄。第二個地層介面被判斷是上新世地層之頂部，其上就是現世沖積層；此介面可清楚且一貫的在大多數測點結果中辨視出來（圖四 b），上新世地層剪力波速介於 500 至 1100m/sec 之間，頂部深度位置則在 10 至 800 公尺間變化。此上新世地層之頂部介面由盆地邊緣逐漸向東側海岸逐漸變深，形成一完整的半盆地地形貌，相對於前述沖積層頂部介面，上新世地層頂部最深 800 公尺的位置略往北移，約在壯圍海邊。

最深的第三個地層介面是剪力波速度對比變化最大的一個，由其深度和速度範圍可判斷其為上新世地層與中新世基盤地層之介面。此高速度對比之基盤構造面可以輕易的在所有測點結果中看到，彙整繪出之盆地基盤形貌如圖四 c 所示。宜蘭盆地中新世基盤地層剪力波速在 900 至 1500m/sec 之間，深度從盆地邊緣的淺於 30 公尺到東部沿海最深的 1300 公尺深，深度變化相當大，最深處也是在壯圍海邊一帶，同樣形成一更深的半盆地地形貌。而本研究描繪之基盤面形貌特徵與 Chiang（1976）震測與鑽探之結果（圖一）相當一致，宜蘭之基盤面都由盆地邊緣往東下

傾至壯圍一帶，並有往外海龜山島方向延伸之趨勢，與此區域屬於弧後擴張盆地之延伸的地體構造背景吻合。然而，本研究密集且均勻的微地動資料則更完整的描繪整個盆地之形貌，也進一步證實宜蘭盆地之地震動場址共振主頻明顯受控於此基盤面形貌，也就是盆地內鬆軟土層及沖積層之分布。



圖四 本研究所描繪出宜蘭盆地剪力波速度構造之三個主要地層速度介面。(a) 鬆軟土層-沖積層介面，(b) 沖積層-上新世地層介面，(c) 上新世-中新世基盤地層介面，(d) 三個地層介面在南北及東西兩條跨越宜蘭盆地之構造形貌剖面。

彙整本研究所辨識出之宜蘭盆地三維速度構造，進一步繪製成兩條跨越宜蘭盆地之構造形貌剖面，如圖四 d 所示。南北向剖面位置在盆地東側沿海，由頭城、礁溪一帶往南延伸至蘇澳，顯示基盤面之南北向剖面呈現對稱的變化，由南北往盆地中間變深，更新世地層頂部也是相似的變化；最淺的鬆軟土層和沖積層分布形貌則較不規則，兩者間介面最深位置也較為南邊，顯示此段沈積過程中存在沈積中心南移的變化。南北向的剖面由盆地西端之三星往東北至壯圍一帶，盆地內之沈積物厚度的由西側的 50 公尺快速加深至東側的 1300 公尺，沖積層及更新世地層都是越往東越厚，地表之鬆軟土層則有在盆地中心變深後再往東變淺的變化。

四、結論

基於宜蘭盆地密集的微地動量測分析結果，本研究透過基因赫氏法來擬合所有測點之微地動單站頻譜比，推估各測點下之剪力波速度剖面，藉由大量的微地動資料反應詳細的地層場址特性，描繪出盆地內三個主要地層速度介面，進而彙整出四個主要地層之構造形貌及速度分布，由上而下包括未膠結鬆軟土層、現世沖積層、更新世地層及中新世基盤。整體結果大致符合前人研究成果及此區域之地體構造背景，但可提供更多淺層詳細且均勻之速度構造，提供作為未來宜蘭地區地震防災所需之地動預估及模擬的重要基礎資訊。

參考文獻

1. Chiang, S. C. (1976). "A Seismic Refraction Prospecting of the Ilan Plain," *Mining Tech.*, 14, 215-221.
2. Haskell, N. A. (1960). "Crust reflection of plane SH-waves," *J. Geophys. Res.*, 65, 4147-4150.
3. Kuo, C. H., Wen, K. L., Hsieh, H. H., Lin, C. M., Chang, T. M., and Kuo, K. W. (2012). "Site Classification and Vs30 Estimation of Free-field TSMIP Stations Using the Logging Data of EGD," *Engineering Geology*, 129-130, 68-75.
4. Lin, C. M. (2003). *Shallow Structure Beneath Lan-Yang Plain using High-frequency Receiver Function Technique*, Master Thesis, National Central University, Taoyuan.
5. Wen, K. L. and Yeh, Y. T. (1984). "Seismic Velocity Structure Beneath the SMART 1 Array. Bulletin of the Institute of Earth Sciences," *Academia Sinica*, 4, 51-72.

美濃地震近震源區域的強地動與場址放大特性

郭俊翔¹ 林哲民² 黃雋彥³ 許丁友⁴ 趙書賢⁵ 溫國樑⁶

摘要

2016 年 2 月 6 日凌晨，震矩規模 (M_w) 6.5 (芮氏規模 6.6) 的強震發生在高雄市美濃區 (屏東縣政府北偏東方 27.1 公里)。這個地震中所觀測到的地表最大加速度 (PGA) 和最大速度 (PGV) 分別為 445 gal 和 76 cm/s。主要災害地區大約位於整個 PGA 值達到 200 gal 和 PGV 值 30 cm/s 以上的範圍內，同時在台南市境內與震央夾角 105 度的區域內也觀測到強烈的震源破裂方向效應。經分析後，共有 27 個測站記錄到所謂的速度脈衝訊號 (Pulse-like velocity)，這些測站所在之處的水平向最大 PGV 都高於 25 cm/s。這些速度脈衝訊號依照其方向大致可分為兩群：(1) 位於台南市中部到北部一帶，可觀測到數個測站都記錄到接近南北方向的最大速度脈衝；(2) 在台南市中區至西區一帶的幾個測站，所觀測到的最大速度脈衝則是呈東西方向。此現象正好能以學者所提出的雙斷層模型來解釋。本研究則更進一步將震源破裂方向效應和場址效應分開量化，若以震源距 30 公里內的地區來說，美濃地震所造成的場址放大和震源破裂的加乘效應分別是 3.1 倍和 5.4 倍。

關鍵詞：美濃地震、近斷層地動、破裂方向效應、場址效應、速度脈衝

一、前言

台灣時間 2016 年 2 月 6 日凌晨 3 時 57 分 (標準時間 2 月 5 日 19 點 57 分) 於高雄市美濃區 (屏東縣政府北偏東方 27.1 公里) 發生芮氏地震規模 ML 6.6 的強震 (震矩規模 M_w 6.5)，共造成 117 人死亡，250 餘棟房屋嚴重受損。根據中央氣象局 (CWB) 地震測報中心的地震報告，美濃地震的震央座標為東經 120.54 度、北緯 22.92 度，約落在屏東縣政府東北方 27.1 公里處，其震源深度約為 14.6 公里，震源機制所得的兩個破裂面分別為 $275^\circ/41^\circ/17^\circ$ 和 $172^\circ/79^\circ/130^\circ$ ，分別呈現左移和斜向逆衝的破裂機制。美國地質調查所 (USGS) 所公佈的 W-Phase 震源機制解的結果則為 $299^\circ/25^\circ/38^\circ$ 和 $174^\circ/75^\circ/110^\circ$ ，分別呈現斜向逆衝和逆衝斷層的破裂機制。因使用

的測站不同，氣象局地震中心和美國地調所的震源機制解在斷層走向的角度很接近，但傾角和滑移角則差異較大。

本研究在 27 個強震站檢驗出含速度脈衝訊號的地震記錄。在中大規模地震發生時，速度脈衝型的地震訊號常在近斷層區域的測站可以記錄到，其特性為長週期的大振幅速度訊號，對建築物有相當大的破壞力，它具有方向性，一般常出現在與斷層走向平行或垂直的方向 (Somerville et al. 1997)。美濃地震中，許多位於台南市的測站也觀測到此類的訊號，因此也有許多房屋受到嚴重災損，較特別的是，我們發現這些測站的速度脈衝並非呈現同一方向，而是大概可區分為兩群，其最大水平速度脈衝方向互相正交。有學者 (Huang et al. 2016) 指出，美濃地震實際上有兩個主要斷層錯動，此雙斷層的模型則正好可以

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研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國立台灣科技大學營建系助理教授

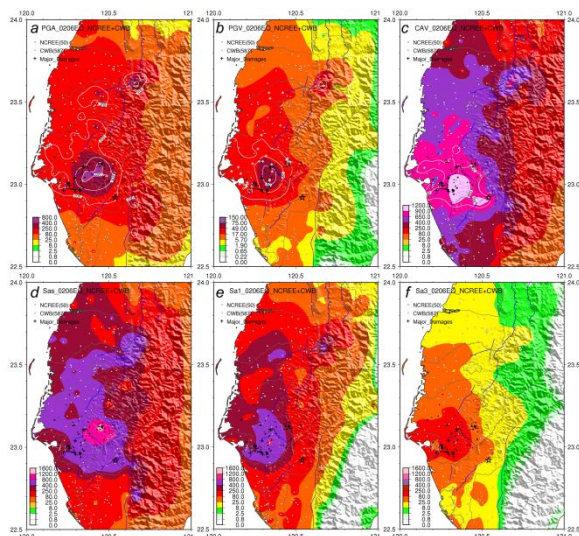
⁵ 國家地震工程研究中心副研究員

⁶ 國立中央大學地球科學系教授

解釋不同速度脈衝方向的特殊現象。由於台南市西區位於相當厚的沈積層上，此處的地震災害也與場址放大效應有關，本研究進一步利用氣象局地表-井下觀測網的地震記錄，將震源破裂方向性效應和場址放大效應分開進行量化分析與討論。

二、近震源區域的強地動

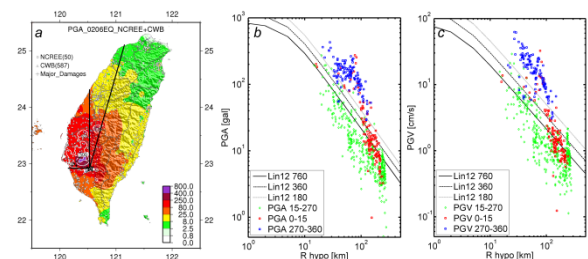
此地震中所觀測到的最大地表加速度 (PGA) 為 445 gal，位於 CHY062 測站，其震央距為 23.8 公里；最大地表速度 (PGV) 為 76 cm/s，位於 CHY063 測站，其震央距為 22.8 公里，測站與震源之方位角分別為 301 度和 340 度。近震源地區最大震度為 7 級 (PGA 大於 400 gal)，也因此造成許多房屋嚴重的損毀。因此我們使用氣象局 (Shin et al. 2013) 和國震中心的強震記錄分析近震源地區的地動特性，並討論震度分布與災損的關係。我們將 PGA、PGV、累積絕對速度 (CAV)、以及 0.3 秒、1 秒、3 秒的加速度反應譜分布圖繪於圖一。我們使用 587 個氣象局測站記錄和 50 個國震中心的測站記錄來繪製圖一。雖然氣象局所採用的官方震度是依據 PGA 值來定義，但一般相信 PGV 值和災害分布有更密切的關係。



圖一 PGA、PGV、CAV(上排)與 Sa0.3、Sa1.0、Sa3.0 (下排) 之分布圖。

我們發現主要災害都分布在 PGA 大於 200 gal、PGV 大於 30 cm/s、CAV 大於 600

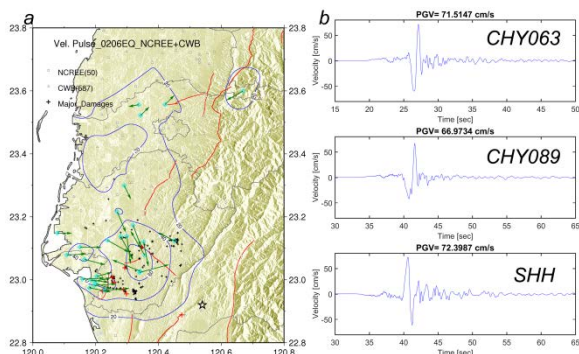
cm/s 的範圍內。不同週期的反應譜分布圖則能夠用來分析不同週期地動值的分布。台南市遭受不同週期的強烈震波衝擊，因此不同高度的建築物都有損壞的情況，不對稱的震度分布反應了震源的破裂效應，將強地動實測值與使用預估式 (GMPE) 所計算的估計值的比較 (圖二) 之下也可看出此現象。震源破裂效應所影響的方位角約為 N90°W 到 N15°E，共 105 度的範圍，我們將此範圍再分為 2 個區段，分別是 N90°W (藍色點) 到 N 和 N 到 N15°E (紅色點)，黑色分隔線畫於圖二左的震度分布圖上。剩下方位角的地動值則以綠色表示。此 GMPE 曲線分別考慮 Vs30 為 760 m/s (岩盤)、360 m/s (堅實土層)、180 m/s (軟弱土層) 等情況 (由下至上) 作為比較。由於震源破裂效應顯著，即使考慮軟弱土層的放大效應後，PGA 和 PGV 觀測值在近距離處仍然比 GMPE 曲線大得多。



圖二 左圖為測站的分隔示意圖；中圖和右圖分別為 PGA 和 PGV 的觀測值和 GMPE 經驗式的比較圖。

我們使用 Shahi and Baker (2014) 所提出的技術成功辨識出美濃地震中有 27 個測站具有速度脈衝訊號，這些測站的最大水平向速度值都大於 25 cm/s。這種震波也是美濃地震之所以造成嚴重的建築物災損的主要原因之一。我們發現美濃地震造成的速度脈衝訊號相當特殊，主要分布在 2 個地區並呈現 2 個互相正交的方向：(1) 位於台南市中部到北部一帶，可觀測到數個測站都記錄到接近南北方向的最大速度脈衝；(2) 在台南市中區至西區一帶的幾個測站，所觀測到的最大速度脈衝則是呈東西方向。這些測站標示於圖三左圖當中，並以綠色箭頭標示其最大速度脈衝方向，箭頭長短則代表 PGV 值。

Huang et al. (2016) 使用大地測量和地震資料推求美濃地震的有限斷層模型，該研究提出雙斷層模型解釋美濃地震複雜的地動特性，斷層一為震源向西破裂，接近東西走向之斷層；斷層二則是由斷層一中間往北破裂，但其深度較斷層一淺，故其呈現接近南北走向。這個雙斷層模型就能很好地解釋我們所觀測到的最大速度脈衝方向特性。南北向的速度脈衝訊號是由斷層一（東西走向）破裂所引起，東西向速度脈衝訊號則是由淺部的斷層二（南北走向）破裂所引起。圖三右圖則是 CHY063、CHY089、SHH 三個測站的最大水平向速度震波圖，為速度脈衝訊號的三個案例。在觀測到速度脈衝的 27 個測站中，其水平向最大 PGV 從 25 cm/s 到 72 cm/s，而北邊的嘉義市境內有 3 個測站也呈現速度脈衝訊號，但由於其距離太遠，我們排除是由於震源破裂效應所引起，認為應該是區域場址效應所造成，而雲林縣境內山區的草嶺站也觀測到類似波型，因為該測站波型較特殊，判斷是由於地形效應所造成。此區域內許多建築物都受到此強烈的速度脈衝作用而損壞，數棟損害較嚴重的建築物其變形方向幾乎與近測站的速度脈衝方向一致。



圖三 左圖為速度脈衝的測站和其方向；右圖則是 3 個測站案例。

三、震源破裂與場址放大效應之量化分析

圖二中所看到的強地動異常高值出現在 105 度方位角內，除了受到震源破裂效應外，因為該區域位於沖積層相當厚的西

部平原，因此也有部份是由於場址放大效應所造成。我們使用氣象局近年來設置的地表-井下測站的地震記錄來分析近震源區的場址放大效應和破裂方向效應。圖四繪出地表和井下位置的震度圖，我們假設井下的地震記錄並未受到沉積層的場址效應影響，扣除此影響後，仍可發現位於台南市的井下測站觀測到最大的 PGA 值，震源的西北方向仍有較大的震度，此即為震源破裂效應的另一佐證。我們選擇位於震源西北方向 6 個測站的記錄，使用公式 (1) 來分析此區域的場址放大效應，

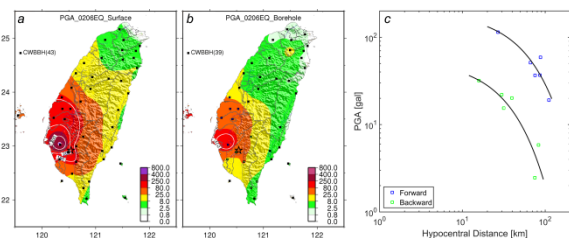
$$\text{Amp.} = \text{PGM}_{\text{surface}} / \text{PGM}_{\text{bedrock}} \quad (1)$$

西部平原區在美濃地震作用下的 PGA 和 PGV 場址放大係數分別為 3.13 和 3.42 倍。

若可移除場址放大效應，我們則可直接分析震源破裂的方向效應，因此直接分析不受場址效應影響的井下地震記錄即可得到類似成果。此步驟中我們選用位於震源西北方向同樣 6 個測站（藍色方框），並選用位於背向震源破裂方向的 6 個測站（綠色方框）作為比較，其 PGA 分布結果如圖四右圖所示。我們使用簡單的公式分別表示其衰減律為 $\text{PGA} = 193.16 \times \exp(-0.019R)$ 以及 $\text{PGV} = 54.12 \times \exp(-0.033R)$ ，R 代表震源距。而震源破裂效應（FDE）可使用公式 (2) 來量化，

$$\text{FDE} = \text{PGA}_{\text{forward}} / \text{PGA}_{\text{backward}} \quad (2)$$

結果顯示美濃地震的 FDE 效應因子在震源距 20、30、50、80 公里處分別為 4.7、5.4、7.2、10.9。



圖四 (a) 和 (b) 分別是地表和井下的震度圖，(c) 則是 PGA 隨距離的分布與衰減曲線，位於破裂方向的測站 PGA 以藍色表示，相反方向則以綠色表示。

四、結論

本研究使用強震記錄計算並繪製不同的震度圖，以了解不同週期的強地動分布特性，發現主要災損分布在 PGA 大於 200 gal、PGV 大於 30 cm/s、以及 CAV 大於 650 cm/s 的區域內。

本研究發現美濃地震的方向性效應發生在震央的 N90°W 到 N15°E，共 105 度的範圍內，在此角度內的 PGA 和 PGV 的衰減特性和其他 255 度有顯著的差異。和 GMPE 的比較指出，即使考慮軟弱土層（ $V_{s30}=180$ m/s）的放大效應，在此 105 度範圍內的 PGA 和 PGV 仍然比預估值大了許多，因此我們相信這個角度內的區域也受到強烈的破裂方向性的影響。若 GMPE 預估地動的方式沒有考慮此效應，則對破裂前進方向區域會有低估的現象，而對震後第一時間的救災資源分配產生錯誤的影響。

破裂方向效應所引起的速度脈衝型訊號極具破壞力，在美濃地震中共有 27 個測站觀測到此種類的震波，此外，我們也發現台南市內測站在不同區域分別具有互相正交的最大速度脈衝方向：（1）位於台南市中南部到北部一帶，可觀測到數個測站都記錄到接近南北方向的最大速度脈衝；（2）在台南市中區至西區一帶的幾個測站，所觀測到的最大速度脈衝則是呈東西方向。此現象較為特殊，因一般破裂方向效應所引致的最大速度脈衝方向通常垂直於斷層走向（Somerville et al. 1997; Shahi and Baker, 2014）。近期相關研究（Huang et al. 2016）提出的雙斷層模型則能解釋此一現象，這也代表單一地震有可能產生 2 個以上不同方向的最大速度脈衝訊號。

本研究計算出美濃地震中西部平原的 PGA 和 PGV 的場址放大因子為 3.13 和 3.42；FDE 效應因子在震源距 20、30、50、80 公里處分別為 4.7、5.4、7.2、10.9。此 105 度內的破裂方向效應結合西部平原的場址放大效應造成強烈的地動，台南市首當其衝之下，有數棟嚴重損毀的建築物其傾倒方向和速度脈衝方向一致。我們也由

此了解即使在致震斷層未破裂至地表的中型地震中，也可能產生對建築物破壞力極強的近斷層速度脈衝訊號。

參考文獻

1. Huang M.-H., Tung, H., Fielding, E.-J., Huang, H.-H., Liang, C., Huang, C. and Hu, J.-C., (2016). "Multiple fault slip triggered above the 2016 MW 6.4 Meinong earthquake in Taiwan", *Geophys. Res. Lett.* 43, 7459-7467.
2. Shahi, S.-K. and Baker, J.-W., (2014). "An Efficient Algorithm to Identify Strong-Velocity Pulse in Multicomponent Ground Motions", *Bull. Seism. Soc. Am.* 104(5), 2456-2466.
3. 財團法人中興顧問社（2012）。"核電廠地質調查與地震危害度參數委託研究"，行政院原子能委員會核能研究所，反應譜衰減率建置期末報告。
4. Shin, T.-C., Chang, C.-H., Pu, H.-C., Lin, H.-W., and Lu, P.-L. (2013). "The geophysical database management system in Taiwan", *Terr. Atmos. Ocean Sci.* 24, 11-18.
5. Somerville, P.-G., Smith, N.-F., Graves, R.-W., Abrahamson, N.-A. (1997). "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismo. Res. Lett.* 68(1), 199-222.

基於經驗轉換函數進行山腳斷層之高頻強地動模擬 -測試不同斷層滑移量模型

黃雋彥¹、溫國樑²、林哲民³、郭俊翔³

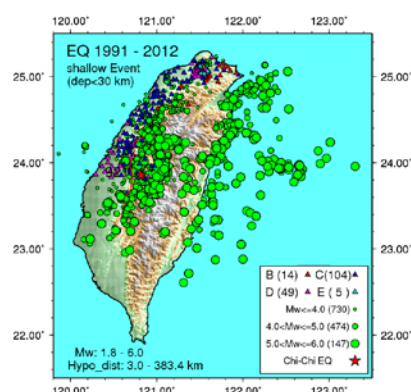
摘要

強地動產生區 (Strong Motion Generation Area, SMGA) 對於高頻強地動模擬而言是一個很重要的震源參數，其通常由震源逆推所得到，同時，高頻強地動模擬在工程地震學領域十分重要。基於經驗轉換函數對於隨機式有限斷層模擬進行場址修正技術 (Empirical Transfer Function, ETF, Huang et al., 2017)，已被應用於 1999 年集集台灣地震之高頻模擬結果上。除了傳統震源逆推之滑移量高區模型外，隨機滑移量高區模型 (Huang et al. 2014) 亦被使用。本研究首先測試依據前人研究 (NIED, 2009) 所建置之隨機滑移量高區，以確認隨機分佈之強地動產生區，對於相同地震事件而言之近斷層效應。由於其位於首都都會區旁，可能產生直擊首都圈之地震，山腳斷層即成為北台灣地區最重要的斷層系統之一。所以，本研究試著結合以上概念，計算山腳斷層系統之可能地動範圍，基於此模擬結果，可對於初步災防預估計畫或建築設計問題提供一可能之參考。

關鍵詞：隨機式模擬、經驗轉換函數、強地動產生區、山腳斷層

一、前言

斷層滑移量高區 (Asperity) 模型對於高頻地動模擬而言影響很大，對於不同地震事件需要仔細考慮。本研究運用隨機式點震源及有限斷層模擬技術進行高頻強地動模擬，接著將利用淺地殼地震資料庫所計算，觀測及模擬 (岩盤反應) 之頻譜差異視為經驗轉換函數 (Empirical transfer function, ETF, Huang et al., 2017) 以降低地動模擬之預估誤差。對隨機式地動模擬而言，由 1980 年代開始，各項修正係數一步一步地被發現及被考慮 (Boore, 1983)，相對於一些發展良好之參數而言，如路徑衰減項、高頻衰減項、幾何擴散項、地殼放大函數等，這些須經由不同地區之觀測資料調整比對得到，而場址放大效應為其最重要之參數，且至今，對於不同測站仍然必須仔細地分別考慮以得到良好之預估模擬結果。



圖一 西北部台灣強地動測站所收錄之淺地殼地震資料庫。

對於場址效應研究而言，由於參考岩盤測站紀錄不易取得，台灣地區一系列頻率域之場址效應相關研究，為基於沖積層站之觀測頻譜及非常堅硬岩盤 (Very Hard Rock, VHR) 之模擬頻譜差異而得 (Sokolov et al., 2009)。本研究首先使用前人研究，關於震源、路徑效應之基本參數，建置 VHR 頻譜作為參考岩盤反應。接著使用淺地殼

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組長、國立中央大學教授

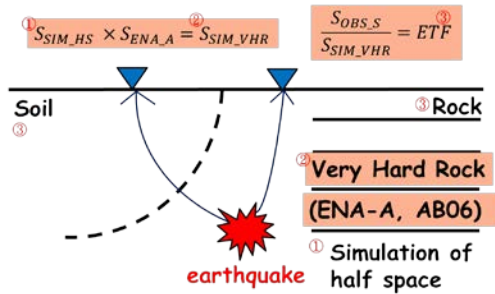
³ 國家地震工程研究中心副研究員

地震以建置經驗轉換函數，以測試對於防災目的而言，未來可能致災之大地震之可能地動範圍。為了方便應用於點震源模擬，選用規模 1.8 至 6.0 之地動紀錄。

山腳斷層為首都所在之台北盆地附近一重要之活動斷層。同時，台北盆地於地震發生時具強烈之場址效應。所以本研究試著聚焦於山腳斷層可能發生之地動範圍，討論不同強地動產生區引致之地動。

二、經驗轉換函數之建置

本研究中 ETF 是由觀測及未考慮盆地構造的隨機式地動模擬之頻譜差異而得。選取 TSMIP 位於西北台灣地區之強地動資料作分析(圖一)，時間段為 1991-2012 年。ETF 之建構方式分為兩階段，第一階段為利用隨機式點震源，對於各測站(無論沖積層或岩盤站)所收到資料庫內之各小地震，模擬至一半空間後，加入層狀構造之效應，將模擬之頻譜推展至 VHR(圖二)。第二階段，將觀測與模擬之時間域，切取 S 波視窗，將觀測頻譜除以第一階段模擬之頻譜求得 ETF。圖三為 TAP090 測站之範例 ETF。



圖二 對於岩盤站或沖積層站建置 ETF 之流程圖。

時間域及頻率域之誤差使用 $\sigma_{\ln Err}$ 及 DSPD (Degree of Spectra Difference) 計算，其公式為：

$$\sigma_{\ln Err} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\ln Err_i)^2} \quad (1)$$

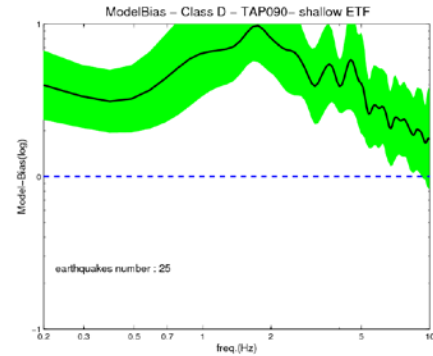
$$\ln Err = \ln PGA_o - \ln PGA_{sim} \quad (2)$$

$$DSPD = \sum_{i=0.2}^{10} \left(\left| \log_{10} \frac{FAS_o}{FAS_s} \right| \times df \right) \quad (3)$$

$$df = \log_{10} (f_{i+1}/f_i) \quad (4)$$

N 是測站數、 PGA_o 為兩水平向經幾何

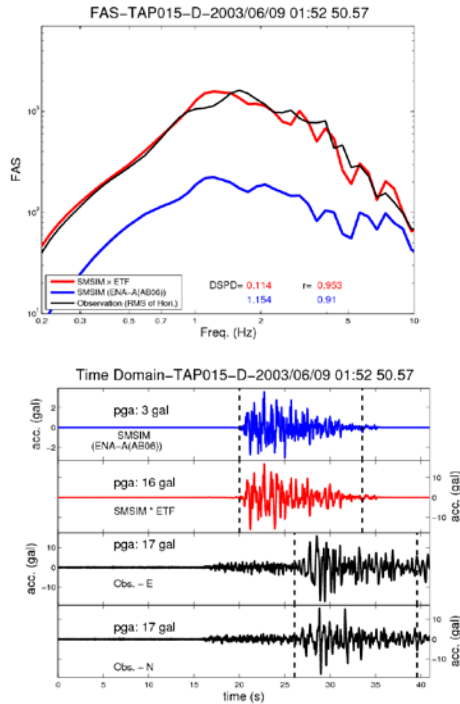
平均之觀測 PGA 值、 PGA_{sim} 為模擬之 PGA，DSPD 為計算兩頻譜間之面積而得，選取頻段由 0.2 至 10Hz。圖四為對於目標地震，經 ETF 場址修正後之範例波形及頻譜。



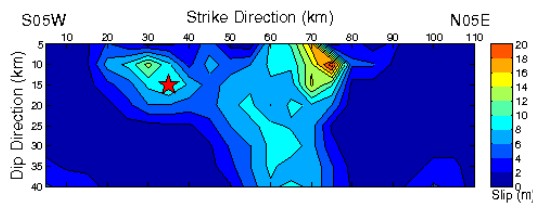
圖三 台北盆地內測站 TAP090 之範例 ETF。Vs30:324.6 m/s, D 類場址。

三、結果

為了確認基於 ETF 修正之隨機式有限斷層模擬，對於強地動產生區之模擬效果，本研究利用 1999 年集集地震紀錄進行驗證，斷層滑移量模型選用 Ma et al. (2001) 逆推所得之模型(圖五)。其 DSPD 及 $\sigma_{\ln Err}$ 之結果顯示經修正之預估誤差明顯改善(圖六)。總體而言，經 ETF 場址修正之 PGA 模擬，可提供與地動預估模式 (Ground Motion Prediction Equation, GMPE) 相同之效果，此方法並可提供具可信度之頻譜預估結果。確認過此方法之預估準確度後，本研究根據日本的 Recipe (NIED, 2009) 所建置之隨機斷層滑移量高區模型，亦被應用於 1999 年集集地震(圖七)。150 組隨機分布之滑移量高區模型所提供之預估誤差顯示於圖八中。其結果顯示經逆推而得之模型仍可提供較佳之預估，但對於未來未發生之地震，如山腳斷層而言無法確認斷層滑移量將出現於何相對位置，此時隨機分佈之滑移量高區模型即可提供可接受之模擬誤差供使用，並可提供接近於逆推之 PGA 及頻譜預估結果。



圖四 基於 ETF 場址修正之範例。(a) 頻率域。(b) 時間域。



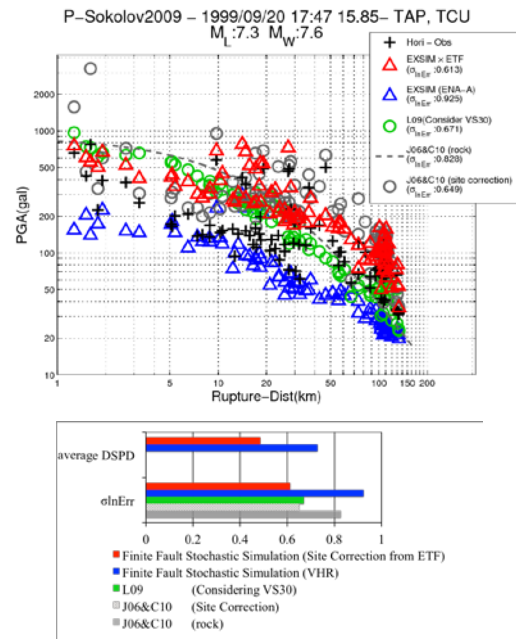
圖五 車籠埔斷層於 1999 年集集地震時之斷層滑移量模型。(改繪自 Ma et al., 2001)

最後，根據隨機分佈之滑移量高區模型，對於未發生之活動斷層可提供初步強地動預估，本研究即應用此技術於山腳斷層。圖九中顯示台北盆地內可能遭受之 PGA 範圍。對於極端例子 Mw7.2 之規模而言，近斷層區域可達 1G 之預估。另外，場址修正後之 GMPE 顯示近距離處承明顯之 PGA 高估，可能由於近域處並無良好觀測控制點所致。據此，隨機分佈之滑移量模型搭配基於 ETF 場址修正之模擬結果，可提供初步地動預估，供危害度分析或災防目的使用。

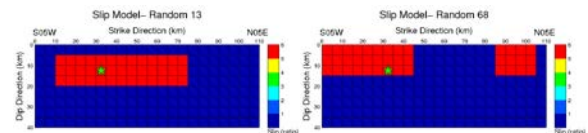
四、結論

基於 ETF 對隨機式地動模擬進行場址修正之預估結果顯示，1999 年集集地震，其頻率域及時間域可得良好之預估。但對

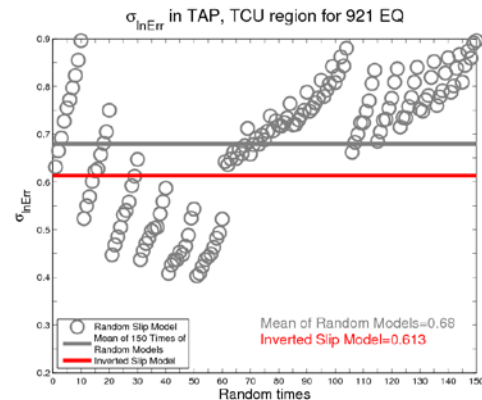
於未來可能發生之地震而言，斷層滑移量分佈不易確認，需由隨機分佈之滑移量模型進行預估，其結果顯示可提供合理之預估（圖八）。本研究即對台北盆地提供山腳斷層可能發生之地動預估範圍。又由於傳統 GMPE 通常缺乏近斷層區域之觀測作為參考，此種透過模擬方法之預估結果可幫助決定地震引致之災害防救議題使用。

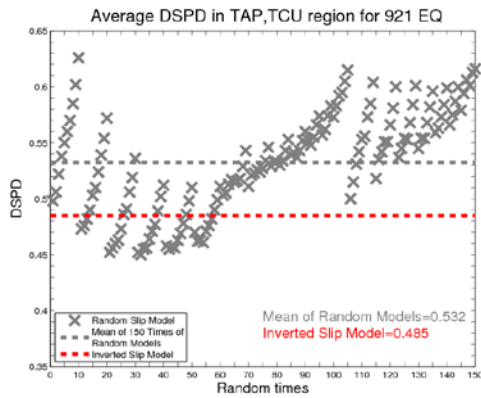


圖六 (a) 1999 年集集地震之 PGA 隨距離衰減關係。(b) 時間域及頻率域之誤差比較。

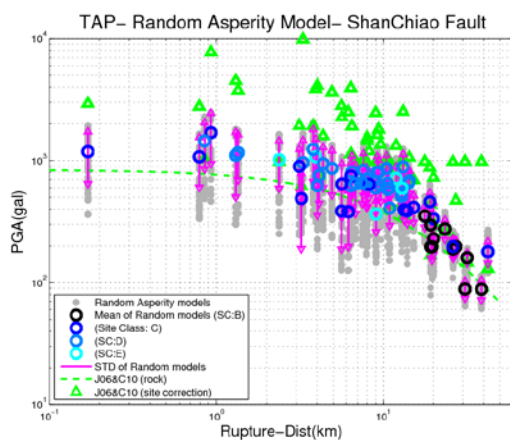


圖七 隨機分佈之滑移量模型範例。





圖八 對 1999 年集集地震所使用之隨機分佈之滑移量模型，TAP、TCU 地區之 (a) 頻率域預估誤差 (b) 時間域預估誤差。



圖九 由 99 組隨機分佈之斷層滑移量模型所計算，台北盆地內測站之 PGA 預估結果。

Simulation Based on an Empirical Transfer Function”, Journal of Asian Earth Sciences 138, 399-415.

4. Ma, K.-F., Mori, J., Lee, S.-J. and Yu, S.-B., (2001). “Spatial and Temporal Distribution of Slip for the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake”, Bull. seism. Soc. Am., 91(5), 1069-1087.
5. National research Institute for Earth science and Disaster prevention (NIED), (2009). “Strong Ground Motion Prediction Method (“Recipe”) for Earthquakes with Specified Source Faults”, Technical note of NIED, 336, Appendix 1-50.
6. Sokolov, V., Wen, K.-L., Miksat, J., Wenzel, F. and Chen, C.T., (2009). “Analysis of Taipei Basin Response for Earthquakes of Various Depths and Locations using Empirical Data”, Terr. Atm. Ocean., 20(5), 687-702.

參考文獻

1. Boore, D. M. (1983). “Stochastic Simulation of High-Frequency Ground Motions Based on Seismological Models of the Radiated Spectra”, Bull. seism. Soc. Am., 73(6), 1865-1894.
2. Huang, J.-Y., Wen, K.-L., Chen, C.-T., Lin, C.-M., Kuo, C.-H. and Chang, S.-C., (2014). “Uncertainties of Asperity Distribution Models for High Frequency Strong Motion Simulation”, The proceeding of 5th Asia Conference on Earthquake Engineering (5ACEE), Taipei, Taiwan.
3. Huang, J.-Y., Wen, K.-L., Lin, C.-M., Kuo, C.-H., Chen, C.-T. and Chang, S.-C., (2017). “Site Correction of a High-Frequency Strong-Ground-Motion

台灣西南部地殼活動監測(III)

張議仁¹ 溫士忠² 溫怡瑛³ 林哲民⁴

摘要

台灣西南部受地理環境及地形特性等因素影響，歷年來飽受各種天然災害的侵襲，其中尤因受到兩板块擠壓的影響，不斷遭受地震災害威脅，此區之前發生之歷史地震往往造成嚴重損傷。因此，此區域的地震活動與孕震構造有其監測的必要性與重要性。地殼因受大地應力影響而導致物理性質產生變化，尤其強震前後相關物理參數(速度值、衰減值)產生改變的論點已被許多研究報告提及。因為地震發生後造成岩石碎裂導致孔隙中流體遷移或填充，此現象可利用地震波傳的路徑效應觀測到物理參數的改變。本研究利用高密度地震網監測台灣西南部地殼活動。藉由地震重新定位、震源機制解及地震活動度b值得獲得作為一個判斷地震潛勢和強地動預估的指標。因此，本研究旨在分析該地區的孕震構造與地震活動度之間的相關程度，根據研究結果可對地層演化、地震危害度評估有進一步的了解。已知西南部孕震構造確實有因地震活動、造山帶活動而有所變化。

關鍵詞：震源機制解、b 值、複雜構造

一、前言

地震背景活動度可由地震監測網的觀測資料歸納彙整，其主要的關鍵條件在於地震目錄的觀測紀錄時間與資料完整性。是故，欲對地震高潛勢區域有所了解，高密度地震監測網是不可或缺的。台灣西南部地區百年來持續受到地震災害威脅，尤其此區域大部分為地質較鬆軟的平原，經濟建設與人口密集，使得此區域具有較大的地震災害潛在危險。而此區位在丘陵與平原之交界帶，為一系列變形前緣的逆衝斷層，此區域主要包含濱海平原與西部麓山帶兩大地質分類，以第三紀沈積岩為主(Ho, 1988)；也造成雲嘉南地區特殊的地理環境及地形。因此，本研究主要對雲嘉南地區進行微震監測，由基礎的地震觀測進而求取震源機制解、剪波分裂特性、頻散衰減特性等，用以分析區域應力變化與區域活動斷層參數，並且做為往後三維震波

模擬的基礎資料。

二、台灣西南部地震分布

國家地震工程研究中心與中央氣象局設置的寬頻地震監測網，廣佈於台灣本島及附近少數島嶼上。密集的三分量寬頻地震儀提供高品質的P波及S波走時記錄，可用以精確的地震定位與地下構造研究。為了進一步了解此區域地震活動，本中心與國立中正大學(CCU)相互合作，佈設雲嘉南地震活動聯合觀測網，定期對地震站進行資料收集與測站維護，所收集到的地動波形，利用 Antelope 資料庫系統進行P、S波形檢拾，使用 Hypo71(Lee and Lahr, 1972)進行定位，並對所觀測到的地震事件進行三維重新定位(Thurber, 1983)；此方法利用模擬彎曲波線法(Pseudo bending method)及三維速度構造用以重新定位降低誤差。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

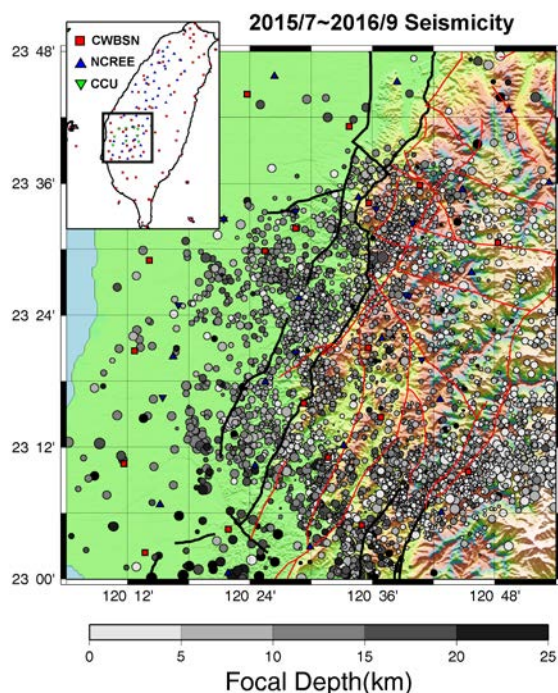
² 國立中正大學地球與環境科學系助理教授

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副研究員

地震儀使用 Guralp CMG-6TD 為 24 位元寬頻地震儀，為速度型感測器，頻率範圍 0.033 至 50Hz，採 24 小時連續紀錄，設定波形取樣率每秒 100 點，有別於強震站，以便監測較小地震活動。圖一，紅色方塊為中央氣象局地震觀測網 (CWBSN)，考慮既有中央氣象局測站、斷層位置及歷史地震活動分佈，本中心與國立中正大學另設置 18 處地震站，如圖一藍色及綠色三角形位置，涵蓋本要斷層周邊，測站包覆微震分佈，利於地震定位。

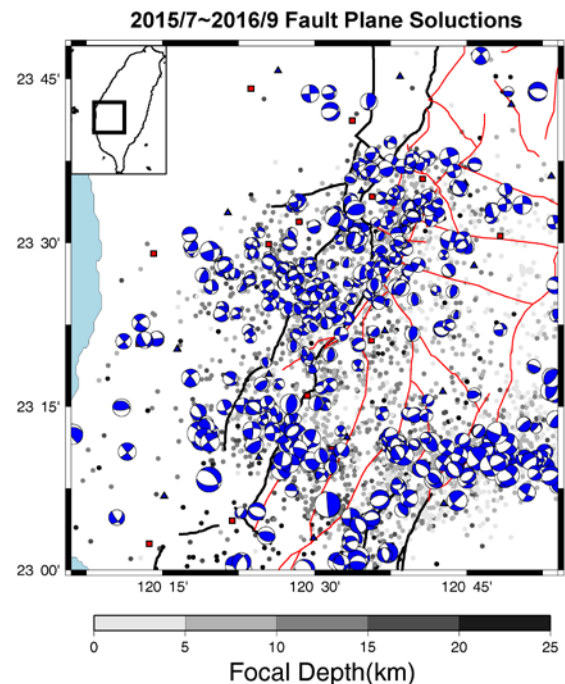
圖一為結合 NCREE、CCU 及 CWBSN 測站資料，聯合定位之地震分佈圖，期間為 2015 年 7 月至 2016 年 9 月，總計共定出 4208 筆地震，圖上圓點大小隨地震規模變化；濃淡隨震源深度變化。於大尖山斷層東側可見地震分佈相對密集。



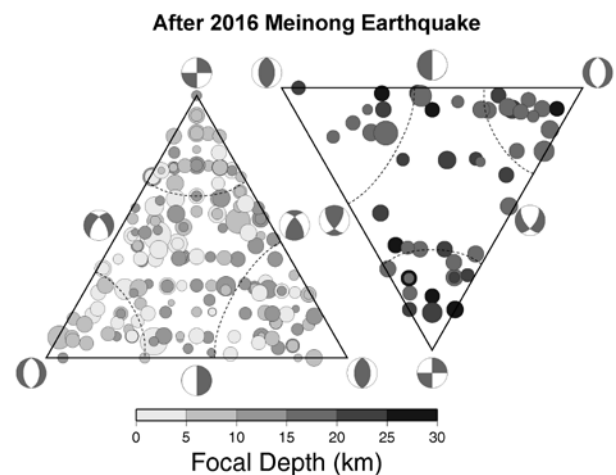
圖一 測站分佈圖，藍色三角形為 NCREE 與 CCU 測站位置，紅色方塊為 CWBSN 測站位置之聯合定位地震分佈圖

為了瞭解區域斷層構造活動，進一步解算震源機制，但由於小地震的能量較小，相對於較大的地震來講，單一地震能接收到的測站較少，且訊噪比較低，不容易明確分出 P 波上下動，所以當測站包覆性不佳的情況下，能解算的震源機制數量便受局限。圖二為區域內地震所解算之震

源機制，共 583 筆，平原區多為走向滑移斷層。圖三為 2016 美濃地震後發生於此區之震源機制解三元統計圖 (Forhlich, 1992, 2001)，依每 10 公里深度繪製。此區域地震多數發生在深度 5-15 公里間，20-30 公里地震數量較少，圖三可見多數為正斷層與走向滑移斷層數量較多。



圖二 區域內地震所解算之震源機制

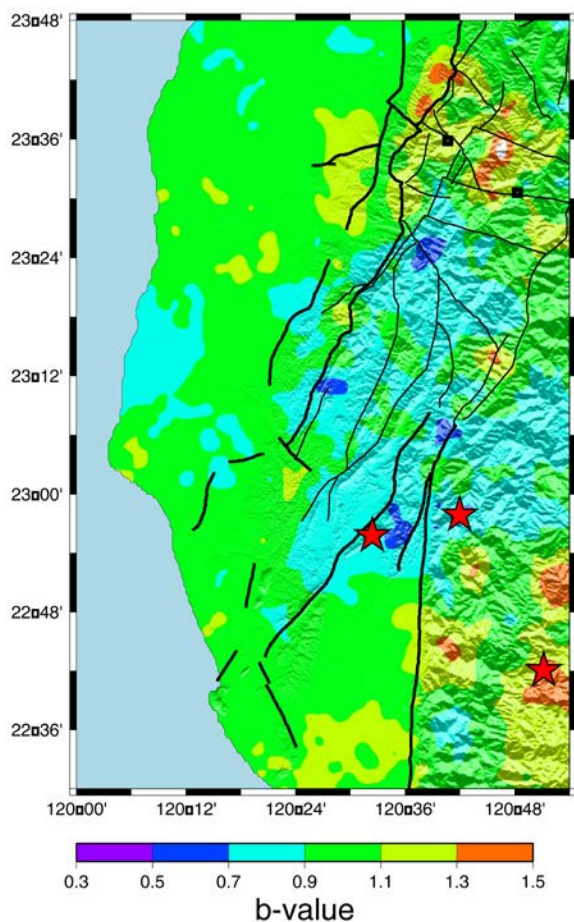


圖三 2016 美濃地震後震源機制解三元統計圖

三、b 值微分區計算

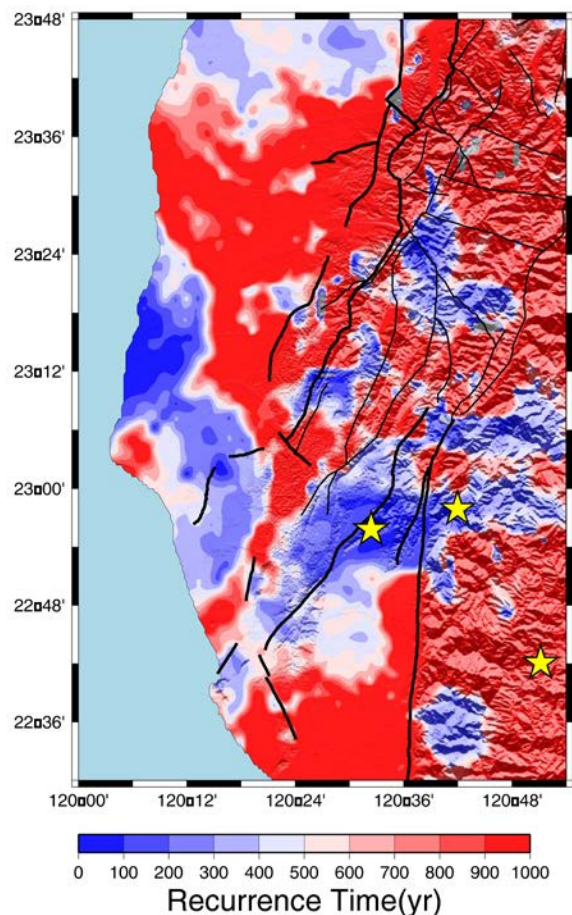
在早期地震相關研究中，Gutenberg 與 Richter 兩位學者提出一地震發生頻率與地震規模的經驗關係式： $\log N = a - bM$ ，

其中 a 值則代表了某段時間內特定區域內的地震活動， a 值愈大表示地震活動度愈高； b 值則反映不同地震規模之間的比例關係。一般來說，根據不同的地體構造，全球的 b 值變化範圍為 0.5~2.5，平均值則為 1，而對某些地震群集區域則可達到 2。 b 值隨著研究區域內的不同地質特性、地體構造、地溫與應力形式等條件不同而有所變化。過去曾有多位學者 (Tsai et al., 1981; Wang, 1988; Cheng and Yeh, 1989) 針對臺灣地區不同時期的全區進行 b 值研究，其所得結果介於 0.8~1.2 的範圍之間。另外，對於地震監測網可偵測到的最小完整規模 M_c (completeness of magnitude)，台灣於 1974 年進入現代化觀測與連續式記錄的地震觀測數量較之前大幅增加，能觀測到的最小完整規模更可平均降低至 1.6。對於特定區域背景地震活動分析，必須濾除過去地震重大事件及其可能影響的範圍。



圖四 台灣西南部1991~2010地震 b 值分布

圖，紅色星號為規模大於6之地震事件



圖五 $M \geq 6$ 回復週期分布圖，黃色星號為2010後規模大於6之地震事件

有鑑於大地震發生之後，往往伴隨大量的餘震活動，若不將其餘震序列自背景地震活動中抽離(decluster)，而以全部觀測到的地震活動進行分析，則所得的結果將偏於整體平均效應，難以作為地震活動度異常研究的判斷標準。為了瞭解台灣西南部在 2010 甲仙地震前的 b 值變化，本研究利用 1991~2010 中央氣象局所收錄到的地震資料，利用網格化分析技術，選取適當的網格展距大小，即可依序計算各子網格的背景地震活動參數，這些參數即為各子網格本身的背景活動特性，亦即移除較大地震序列發生的情況下，該地區基本的地震活動表現。另外，分析地震活動依據每個子網格大小為 4 x 4 公里，外加周圍半徑 15 公里內分析地震樣本數至少 100 個地震以上，以及回歸分析時擬合度須達 90% 以上等條件進行計算，所得 b 值分布圖與地震規模大於 6 之回歸週期圖結果如圖四

與圖五所示。

四、結果分析與討論

就背景地震活動來說， b 值偏低現象集中於下列地區，一在嘉南地區觸口斷層上盤與高雄旗山、美濃、甲仙之間，另外在台南北門以北地區。本區計算所得 b 值相較於其他分區為低，推測其原因亦應與推擠的板塊作用力於西部麓山帶長期累積應力所導致。本區自 1991 年至 2010 年間的 b 值分布圖可歸納三點結果：(1)西部麓山帶前緣具有較高 b 值，顯示該區為應力作用較強烈且易釋放能量的破裂帶，因此地震活動量密集但多為小地震。(2)高雄旗山美濃區域具有較低 b 值，顯示這個子區為應力作用較強烈但不易釋放能量的破裂帶，因此地震活動量少但多為規模較大地震，2010 甲仙地震與 2016 美濃地震亦發生於此區。(3)整個西南部的研究顯示， b 值介於 0.3~1.5 範圍之間，顯示本區地質構造相對複雜且差異較大。過往研究推斷較大壓應力所造成的逆衝斷層，其區域 b 值較小，而較小的圍岩壓力下，重力效應所造成的正斷層區域 b 值則較大。由圖四中 b 值分布圖顯示，台灣西部麓山帶多為褶皺逆衝斷層， b 值小；中央山脈則出現 b 值高區，表現出其受板塊應力作用下地體材料與周圍的差異性。

五、結論與展望

地震活動度的異常分析，常被視為地震前兆研究中極為重要的課題，因此探討某一地區的地震背景活動特性透過時間及空間上的分析與比較，如能發現地震活動趨勢改變與某些大地震事件有關，即可視為可能之前兆現象。另外這些特徵性的地震活動異常圖像，亦可能是地殼內部岩體應力狀態變化的一種反映。因此透過詳細分析大地震前的地震活動度異常，將有助於了解孕震帶地震之成核過程，對於估計未來地震災害的發展趨勢將有莫大助益。

參考文獻

1. Cheng, S. N., and Yeh, Y. T., (1989) Catalog of the earthquakes in Taiwan from 1604 to 1988. Inst. Earth Sci., Academia Sinica, IES-R-661, 255pp.
2. Frohlich, C., (1992) Triangle diagrams: ternary graphs to display similarity and diversity of earthquake focal mechanisms, *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 75, 193-198
3. Frohlich, C., (2001) Display and quantitative assessment of distributions of earthquake focal mechanisms, *Geophysical Journal International*. 144, 300-308
4. Ho, C. S., (1988) An introduction to the geology of Taiwan: explanatory text of the geological map of Taiwan, Central Geological Survey, MOEA, Taiwan Second edition pp. 192
5. Lee, W. H. K. and J. C. Lahr (1972). HYP071: A computer program for determining hypocenter, magnitude, and first motion pattern of local earthquakes, *Open File Report, U. S. Geological Survey*, 100 pp.
6. Thurber, C. H. (1983). Earthquake locations and three-dimension crustal structure in the Coyote Lake area, central California, *J. Geophys. Res.*, **88**, 8226-8236.
7. Tsai, Y. B., Liaw, Z. S., and Lee, T. Q. (1981), A statistical study of the Taiwan Telemetered Seismographic Network Data during 1973-1979, *Bull. Inst. of Earth Sci.*, 1, 1-22.
8. Wang, J.H. (1988), b values of shallow earthquakes in Taiwan, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 1243-1254

平面不對稱建築物之頂樓質量阻尼器

林瑞良¹

摘要

利用建築物的一部分做為質量阻尼器明顯具有經濟上的優勢：不僅可以節省材料，更可以減少阻尼器裝置與擺動所需要的空間。本研究提出利用新建的平面不對稱建築物的頂樓作為質量阻尼器，或是在既有平面不對稱建築物的頂部增建一層樓作為質量阻尼器，以提升該建築物的耐震性能。這種阻尼器稱為頂樓質量阻尼器，採用原雙向平面不對稱建築的第一組三個振態的三自由度振態特性所構成。所謂第一組三個振態指的是雙向平面不對稱建築在兩個水平方向及一個旋轉方向上各自的第一個主控振態。一般而言，這三個振態對於結構物的受震反應影響最大，頂樓質量阻尼器的設計目的就是要抑制這三個振態所產生的振動。本研究以一棟二十層樓雙向平面不對稱建築的頻率反應函數來驗證頂樓質量阻尼器的減震效益。

關鍵詞：調諧質量阻尼器，受震反應，結構控制，平面不對稱建築

一、前言

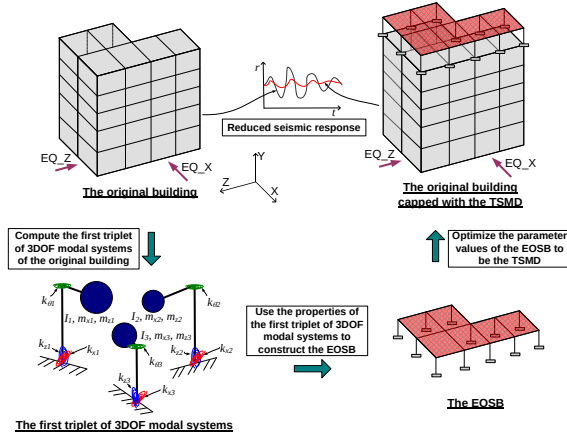
許多文獻已經證實調諧質量阻尼器(tuned mass damper, TMD)能夠有效抑制由風力、地震力或重型工業機械所造成的結構物振動。雖然 TMD 的質量與建築物的總質量的比值相當小(約 1%至 5%)，但是 TMD 的實際質量仍然相當大。以台北 101 大樓、紐約花旗銀行總部、波士頓 John Hancock 建築的 TMD 為例，分別重達 660 噸、370 噸與 2x300 噸。除了巨大的質量，由於 TMD 的衝程大於一般建築物的層間位移，用來容納 TMD 本身及其運作所需要的空間亦是相當龐大。這個被 TMD 長期佔據的龐大空間，無法作為其它商業用途，極有可能成為屋主的一個長期性經濟損失。

為了克服上述 TMD 的缺點，Villaverde (1998)提出以屋頂隔離系統來降低建築物的受震反應。此屋頂隔離系統作用如同 TMD，利用屋頂結構的自重，包含屋頂板、大梁、小梁及女兒牆等，作為 TMD 的質量。屋頂隔離系統的勁度則由安裝於屋頂大梁底與建築物柱頂間的橡膠支承墊提供，阻尼則由線性阻尼器提供。因此屋頂隔離系統不需要額外的質量塊與空間。但

是該研究僅限於對稱建築結構。當質量中心(CM)與勁度中心(CR)不對齊於一個或兩個水平座標軸方向上，即分別稱為單向或雙向平面不對稱建築。本研究的目的是發展利用結構物自重的新式 TMD，並且能夠以一個 TMD 同時控制雙向平面不對稱建築的多個振態。

近年，Lin and Tsai (2013)發展出可以保有具額外阻尼的單向平面不對稱建築的第一對振態特性的有效單層樓建築(effective one-story building, EOSB)。由於 EOSB 能夠保有原建築物多個振態的動力特性，因此可以將 EOSB 轉化為額外的一層樓，用來抑制平面不對稱建築物多個振態的受震反應。為達成此一特殊目的而建造的頂樓即稱之為頂樓質量阻尼器(top-story mass damper, TSMD)。以雙向平面不對稱建築的第一組三個振態的特性來建構 EOSB。所謂第一組三個振態指的是在兩個水平方向及一個旋轉方向上各自的第一個主控振態。圖一為建構 TSMD 以控制雙向平面不對稱建築的第一組三個振態的受震反應的概念示意圖。

¹國家地震工程研究中心研究員



圖一 建構TSMO的概念示意圖

二、理論基礎

本研究中兩個水平座標軸為 x 軸與 z 軸， y 軸垂直向上。下標 x 、 z 與 θ 分別代表與 x 平移、 z 平移與 y 旋轉有關的物理量。假設建築物具有比例阻尼與剛性樓板。每一層樓的 CM 與 CR 不對齊於任一水平座標軸方向上，並且所有樓層的 CM 與 CR 分別位於兩個垂直線上。一棟 N 層樓雙向平面不對稱建築的質量、阻尼、勁度矩陣與振態向量表示如下：

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_x & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_z & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I}_0 \end{bmatrix}_{3N \times 3N}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{xx} & \mathbf{c}_{xz} & \mathbf{c}_{x\theta} \\ \mathbf{c}_{zx} & \mathbf{c}_{zz} & \mathbf{c}_{z\theta} \\ \mathbf{c}_{\theta x} & \mathbf{c}_{\theta z} & \mathbf{c}_{\theta\theta} \end{bmatrix}_{3N \times 3N} \quad (1)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{k}_{xz} & \mathbf{k}_{x\theta} \\ \mathbf{k}_{zx} & \mathbf{k}_{zz} & \mathbf{k}_{z\theta} \\ \mathbf{k}_{\theta x} & \mathbf{k}_{\theta z} & \mathbf{k}_{\theta\theta} \end{bmatrix}_{3N \times 3N}, \quad \boldsymbol{\varphi}_n = \begin{bmatrix} \varphi_{xn} \\ \varphi_{zn} \\ \varphi_{\theta n} \end{bmatrix}_{3N \times 1}, \quad n=1 \sim 3N$$

其中 $\mathbf{m}_x$ 、 $\mathbf{m}_z$ 與 $\mathbf{I}_0$ 分別為 x 方向質量矩陣、 z 方向質量矩陣與質量慣性矩矩陣； φ_{xn} 、 φ_{zn} 與 $\varphi_{\theta n}$ 為第 n 個無阻尼振形的 $N \times 1$ 次向量； $\mathbf{0}$ 為 $N \times N$ 的零矩陣。 $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 與 $\mathbf{K}$ 矩陣(式 1)中的每一個元素均為 $N \times N$ 次矩陣。並且，雙向平面不對稱建築的第 j 個 x 平移主控振態、第 j 個 z 平移主控振態與第 j 個旋轉主控振態合起來稱為第 j 組振態。第 j 組振態中的任一振態在每一個方向上的振形皆有 j 個不動點(或是稱為節點)。雙向平面不對稱建築的第一組振態對於其受震反應經常具有最顯著的貢獻。因此希望建立的 EOSB 能夠保有原建築物的第一組

振態的動力特性。

EOSB 的位移向量、質量、阻尼與勁度矩陣表示如下：

$$\mathbf{u}^* = \begin{bmatrix} u_x^* \\ u_z^* \\ u_\theta^* \end{bmatrix}_{3 \times 1}, \quad \mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} m_x^* & 0 & 0 \\ 0 & m_z^* & 0 \\ 0 & 0 & I^* \end{bmatrix}_{3 \times 3}, \quad (2)$$

$$\mathbf{C}^* = \begin{bmatrix} c_{xx}^* & c_{xz}^* & c_{x\theta}^* \\ c_{zx}^* & c_{zz}^* & c_{z\theta}^* \\ c_{\theta x}^* & c_{\theta z}^* & c_{\theta\theta}^* \end{bmatrix}_{3 \times 3}, \quad \mathbf{K}^* = \begin{bmatrix} k_{xx}^* & k_{xz}^* & k_{x\theta}^* \\ k_{zx}^* & k_{zz}^* & k_{z\theta}^* \\ k_{\theta x}^* & k_{\theta z}^* & k_{\theta\theta}^* \end{bmatrix}_{3 \times 3}$$

其無阻尼振形表示如下：

$$\boldsymbol{\Phi}^* = \begin{bmatrix} \phi_{x1}^* & \phi_{x2}^* & \phi_{x3}^* \\ \phi_{z1}^* & \phi_{z2}^* & \phi_{z3}^* \\ \phi_{\theta 1}^* & \phi_{\theta 2}^* & \phi_{\theta 3}^* \end{bmatrix}_{3 \times 3} \quad (3)$$

式 2 與式 3 中的上標*用於表示該物理量屬於 EOSB，以區別屬於原結構物的該種物理量。質量矩陣 $\mathbf{M}^*$ 的三個對角線元素亦可以表示為 m_x^* 、 $\mu^* = \sqrt{m_z^*/m_x^*}$ 與 $r^* = \sqrt{I^*/m_x^*}$ 。因為 EOSB 要能夠保有原建築物的第一組振態的動力特性， μ^* 與 r^* 的值必須與原建築物的第一組振態的對應值(μ 與 r)相同。並且取 m_x^* 的值為 1。至此，EOSB 還剩下的六個未知數(即勁度矩陣中的三個對角線元素與三個非對角線元素)可以由下述兩個條件決定。第一個條件為 EOSB 的三個振態頻率必須與原建築物的第一組振態的三個振態頻率相同。第二個條件為 EOSB 的每一個振態的 x 方向質量與 z 方向質量的比值及 x 方向質量與 y 方向質量慣性矩的比值必須與原建築物的對應振態的該種物理量比值相同。利用這些條件，EOSB 的運動方程式(不含阻尼項)可以表示如下：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_x^* \\ \mu^* \ddot{u}_z^* \\ r^* \ddot{u}_\theta^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ & k_{22} & k_{23} \\ \text{sym.} & & k_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x^* \\ \mu^* u_z^* \\ r^* u_\theta^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \mu^* \ddot{u}_{gz}(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4a)$$

其中

$$\begin{aligned}
k_{11} &= m_{x1}\omega_1^2 + m_{x2}\omega_2^2 + m_{x3}\omega_3^2 \\
k_{12} &= - \left[\begin{aligned} &\left(s_2\sqrt{m_{x2}m_{z2}} + s_3\sqrt{m_{x3}m_{z3}} \right) \omega_1^2 \\ &+ \left(s_1\sqrt{m_{x1}m_{z1}} + s_3\sqrt{m_{x3}m_{z3}} \right) \omega_2^2 \\ &+ \left(s_1\sqrt{m_{x1}m_{z1}} + s_2\sqrt{m_{x2}m_{z2}} \right) \omega_3^2 \end{aligned} \right] \\
k_{13} &= - \left[\begin{aligned} &\left(s_5\sqrt{m_{x2}I_2} + s_6\sqrt{m_{x3}I_3} \right) \omega_1^2 \\ &+ \left(s_4\sqrt{m_{x1}I_1} + s_6\sqrt{m_{x3}I_3} \right) \omega_2^2 \\ &+ \left(s_4\sqrt{m_{x1}I_1} + s_5\sqrt{m_{x2}I_2} \right) \omega_3^2 \end{aligned} \right] \\
k_{22} &= m_{z1}\omega_1^2 + m_{z2}\omega_2^2 + m_{z3}\omega_3^2 \\
k_{23} &= - \left[\begin{aligned} &\left(s_2s_5\sqrt{m_{z2}I_2} + s_3s_6\sqrt{m_{z3}I_3} \right) \omega_1^2 \\ &+ \left(s_1s_4\sqrt{m_{z1}I_1} + s_3s_6\sqrt{m_{z3}I_3} \right) \omega_2^2 \\ &+ \left(s_1s_4\sqrt{m_{z1}I_1} + s_2s_5\sqrt{m_{z2}I_2} \right) \omega_3^2 \end{aligned} \right] \\
k_{33} &= I_1\omega_1^2 + I_2\omega_2^2 + I_3\omega_3^2 \\
m_{xi} &= \boldsymbol{\varphi}_{xi}^T \mathbf{m}_x \boldsymbol{\varphi}_{xi}, \quad m_{zi} = \boldsymbol{\varphi}_{zi}^T \mathbf{m}_z \boldsymbol{\varphi}_{zi} \\
I_i &= \boldsymbol{\varphi}_{\theta i}^T \mathbf{I}_0 \boldsymbol{\varphi}_{\theta i}, \quad i=1,2,3
\end{aligned} \tag{4b}$$

$\ddot{u}_{gx}$ 與 $\ddot{u}_{gz}$ 分別為 x 向與 z 向的地表加速度記錄。式 4b 中的 ω_1 、 ω_2 與 ω_3 為原建築物的第一組振態的三個圓頻率。 s_1 至 s_6 的值皆為 1 或 -1，其決定方式如下：

若 $\boldsymbol{\varphi}_{zi}$ 與 $\boldsymbol{\varphi}_{xi}$ ($i=1$ 至 3) 的方向相同，則 $s_i=1$ 。反之，若 $\boldsymbol{\varphi}_{zi}$ 與 $\boldsymbol{\varphi}_{xi}$ ($i=1$ 至 3) 的方向相反，則 $s_i=-1$ 。若 $\boldsymbol{\varphi}_{\theta i}$ 與 $\boldsymbol{\varphi}_{xi}$ ($i=1$ 至 3) 的方向相同，則 $s_{i+3}=1$ 。反之，若 $\boldsymbol{\varphi}_{\theta i}$ 與 $\boldsymbol{\varphi}_{xi}$ ($i=1$ 至 3) 的方向相反，則 $s_{i+3}=-1$ 。

當對 EOSB 進行最佳化以做為 TSMD 時，TSMD 的質量、阻尼與勁度矩陣(分別以符號 $\mathbf{M}_a^*$ 、 $\mathbf{C}_a^*$ 與 $\mathbf{K}_a^*$ 表示)可以寫成下式：

$$\mathbf{M}_a^* = \alpha^* \mathbf{M}^*, \quad \mathbf{C}_a^* = \beta \alpha^* \mathbf{C}^*, \quad \mathbf{K}_a^* = f \alpha^* \mathbf{K}^* \tag{5}$$

其中 $\mathbf{M}^*$ 、 $\mathbf{C}^*$ 與 $\mathbf{K}^*$ 為 EOSB 的質量、阻尼與勁度矩陣； α^* 、 β 與 f 分別為質量、阻尼與勁度矩陣的調整參數。定義 TSMD 的質量比 α 為 TSMD 的 x 方向質量與原建築物的 x 方向質量的比值。因為 EOSB 的 x 方向質量為 1，則 α 等於 $\alpha^*/\text{sum}(\text{diag}(\mathbf{m}_x))$ ，其中 $\text{sum}(\text{diag}(\mathbf{m}_x))$ 表示原建築物的 x 方向質量。正如同一般 TMD 的設計方法，質量比 α 是由設計者所選定，只有參數 β 與 f 須待調整，以達到最佳化設計的目的。

本研究採用 Min-Min-Max 方式進行搜尋 β 與 f 的最佳化值。在 Min-Min-Max 搜尋中，採用了目標函數 CT ， CT 的定義如下：

$$CT = CT_x + CT_z + CT_\theta \tag{6a}$$

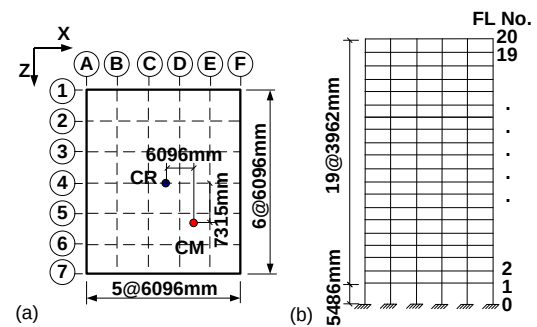
其中

$$\begin{aligned}
CT_x &= \frac{(H_{x,N})_{\max} - (H_{x,N}^a)_{\max}}{3(H_{x,N})_{\max}}, \quad CT_z = \frac{(H_{z,N})_{\max} - (H_{z,N}^a)_{\max}}{3(H_{z,N})_{\max}} \\
CT_\theta &= \frac{(H_{\theta,N})_{\max} - (H_{\theta,N}^a)_{\max}}{3(H_{\theta,N})_{\max}}
\end{aligned} \tag{6b}$$

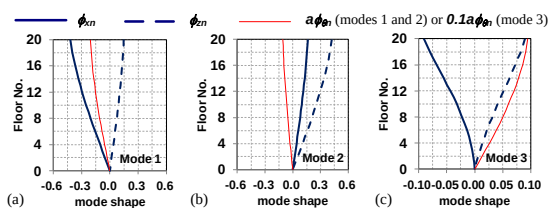
式 6b 中， $H_{x,N}$ 、 $H_{z,N}$ 與 $H_{\theta,N}$ 表示未裝有 TSMD 的原建築物的第 N 層樓(即頂樓)的三個方向上的位移頻率反應函數的幅值。並且， $H_{x,N}^a$ 、 $H_{z,N}^a$ 與 $H_{\theta,N}^a$ 表示裝有 TSMD 的建築物在第 N 層樓的三個方向上的位移頻率反應函數的幅值。

三、數值驗證

本研究以一棟 20 層樓建築物(稱為 ASY20)為例，進行驗證 TSMD 的有效性。ASY20 是由 SAC 計畫(FEMA-355C 2000)中位於洛杉磯的 20 層樓對稱建築物變化而來。圖 2 為 ASY20 的樓層平面圖與立面圖。設 ASY20 的固有阻尼為以第一與第二振態的阻尼比為 5% 的雷力阻尼。圖 3 為 ASY20 的前三個振態的無阻尼振形。圖 3 中旋轉方向的振形已經乘上 a 或 $0.1a$ ，其中 a 為建築物在 x 方向上的長度(= 5×6096 mm)。圖 3 顯示第一、第二與第三振態構成 ASY20 的第一組振態。由圖 3 可知用於建立 EOSB 的 s_1 至 s_6 (式 4b)的值分別為 -1, 1, -1, 1, -1 與 -1。

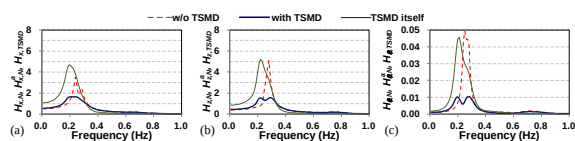


圖二 ASY20 的(a)樓層平面圖與(b)立面圖



圖三 ASY20 的前三個振態的無阻尼振形

ASY20 的 TSMD 的 α 值取為 0.05。採用 Min-Min-Max 方式進行搜尋 f_{opt} 與 β_{opt} 的值分別為 0.735 與 3.75，且對應的 CT 值為 0.671。圖 4a、4b 與 4c 分別為加裝與未加裝 TSMD 的 ASY20 在第 20 層樓 x 方向平移、z 方向平移與 y 方向旋轉的頻率反應函數的幅值。TSMD 本身的位移頻率反應函數的幅值亦表示於圖 4。圖 4 顯示 TSMD 可以有效抑制 ASY20 在三個方向上的位移頻率反應函數的幅值。因為頻率反應函數為結構系統的固有動力特性，所以由圖 4 可以確認 TSMD 在抑制 ASY20 於三個方向上的位移受震反應的有效性。



圖四 加裝與未加裝 TSMD 的 ASY20 的位移頻率反應函數的幅值 (a) $H_{x,N}$ 、 $H_{x,N}^a$ 與 $H_{x,TSMD}$ (b) $H_{z,N}$ 、 $H_{z,N}^a$ 與 $H_{z,TSMD}$ (c) $H_{\theta,N}$ 、 $H_{\theta,N}^a$ 與 $H_{\theta,TSMD}$

四、結論

為了抑制雙向平面不對稱建築的第一組振態的受震反應，本研究提出稱為頂樓質量阻尼器(TSMD)的新式 TMD。此項研究的挑戰性在於雙向平面不對稱建築的每一個振態皆為平移與旋轉耦合，且僅用一個質量阻尼器要同時控制三個方向上各自的第一個主控振態。TSMD 是由 EOSB 最佳化而來，而 EOSB 是建構於以原建築物的第一組三個振態所展開的次空間中。本研究藉由設計一棟 20 層樓雙向平面不對稱建築的 TSMD 來驗證 TSMD 的減震效果。當比較加裝與未加裝 TSMD 的情況下，原建築物頂樓在三個方向上的位移頻

率反應函數的幅值會因加裝 TSMD 而顯著減小。因此，可知 TSMD 是一種適合於平面不對稱建築的減震裝置。

參考文獻

1. FEMA-355C (2000), “State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking”, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency.
2. Lin, J.L. and Tsai, K.C. (2013), “Application of supplemental damping characteristics to response spectrum analyses of non-proportionally damped multi-story asymmetric-plan buildings”, *Earthquake Spectra*, 29, 207-232.
3. Villaverde, R. (1998), “Roof isolation system to reduce the seismic response of buildings: a preliminary assessment”, *Earthquake Spectra*, 14, 521-532.

以土木 404-100 設計例探討非線性靜力與動力分析

葉勇凱¹ 周德光²

摘要

目前國內工程界常用的耐震詳細評估程序，係基於容量震譜法的非線性靜力分析即所謂的側推分析，以評估所得之性能目標地表加速度與場址 475 年設計地震最大地表加速度比較，作為結構耐震能力是否足夠之依據。FEMA 440 顯示容量震譜法於有著較短的週期的低矮建物，其評估結果較為保守，但對於中高樓層結構，單模態的側推分析可能不足以表現結構在地震中的反應，因此非線性靜力分析作為中高樓層建物的評估工具，其保守程度須加以探討。本文即以混凝土工程設計規範土木 404-100 的設計示範結構的非線性動力分析，探討容量震譜法運用於十層樓新建建築的保守程度；針對本文結構模型，結果顯示以容量震譜法評估十層樓新建建築的屋頂位移或最大層間變位比，仍有相當大的安全因子。

關鍵詞：耐震詳細評估、非線性側推分析、容量震譜法、非線性動力分析

一、前言

由於地震工程研究及耐震設計規範的日新月異，既有老舊建築需要重新檢視其耐震能力，以確認是否需要拆除或補強。一般以耐震詳細評估程序來確認建物的耐震能力，目前最廣為使用的詳評方法即是運用非線性靜力分析，即所謂的側推分析來求得建物結構的容量曲線，亦即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，設定性能點於容量曲線上，經由容量震譜法 (Capacity Spectrum Method)[1]，再尋求具有性能點之屋頂位移反應之設計地震，此性能目標設計地震以 475 年設計地震反應譜及地震歷時最大地表加速度來呈現。

國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法(推垮分析)」[2]又稱 TEASPA[3]，係基於 ATC-40 的容量震譜法。基於容量震譜法之側推分析為一模擬非線性動力分析屋頂位移的近似方法，容量曲線近似於動力分析所得基底剪力與屋頂位移的遲滯曲線的包絡線；由於容量震譜法

已廣泛應用於我國的既有建物耐震評估補強程序，因此有必要探討容量震譜法用於中高樓層建物是否仍有保守的評估結果。本報告以混凝土工程設計規範[4]的新建設計十層樓鋼筋混凝土建築為標的，探討容量震譜法的適用程度。

本文採用國震中心技術手冊第三版[3]的建議，設定構件的彎矩非線性鉸，並以套裝軟體 ETABS 建立分析模型，進行側推分析，再將模型轉換至套裝軟體 PERFORM-3D 執行非線性側推分析及非線性動力分析。

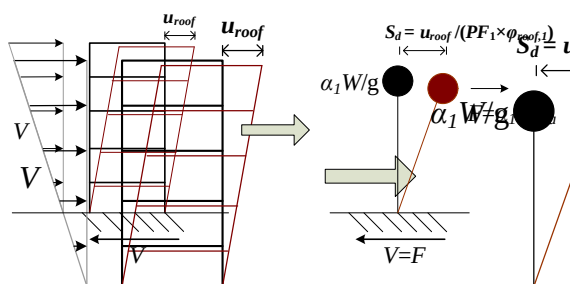
二、容量震譜法介紹

欲了解既有建物的耐震容量，必須考慮結構的非線性反應，才能估計建物在立即居住(IO)、生命安全(LS)及防止崩塌(CP)各性能層級的結構耐震需求；而分析結構在地震中的非線性反應，最直接的作法，就是進行非線性動力分析；但是工程師習慣的耐震設計係採用彈性靜力分析，結構的非線性行為以假設的韌性容量代表，用來折減彈性設計地震力，也建立了一套對

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理技術師

應的設計地震，以彈性設計反應譜及最大地表加速度來表現耐震需求；相對於非線性動力分析，工程師較善於靜力分析，因此工程上較常用的耐震評估方法，是以非線性靜力側推程序模擬結構在地震中的位移反應。



圖一 多自由度與單自由度系統之轉換

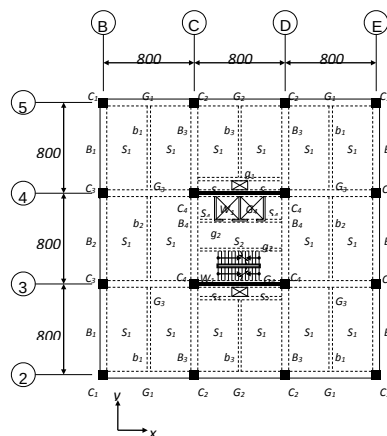
容量震譜法為 Mahaney 等人[5]首先提出的，如圖一所示，將非線性側推分析建立的多自由度系統容量曲線轉換為單自由度的容量震譜，亦即譜加速度係數與譜位移的關係曲線。容量震譜上任一點可視為不同層級地震在等效單自由度系統的反應；建物耐震需求之建立，即是評估在需求地震層級下建物的反應，表現在容量曲線及容量震譜上的性能點。

三、非線性側推分析

土木 404-100 混凝土工程設計規範的十層樓示範設計例為地下二層、地上十層及屋突二層之鋼筋混凝土建築大樓，屬於第四類建築物，用途係數 $I=1.0$ ；地面以上建築物總高度 33.3m，屋突高度 6m；基地位於台中市中區，地盤分類為第一類地盤，工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{D5}=0.8$ ，工址一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{D1}=0.45$ ；建築結構 X 方向為韌性抗彎構架與剪力牆的二元系統，Y 方向為韌性抗彎構架系統。

為簡化分析，僅考慮地上十層結構物，柱於基面(1FL)設定為固接，兩層屋突以等值載重及質量外加於十樓的屋頂層(Roof)，其結構平面圖如圖二所示為長 2400 cm、寬 2400 cm 及高 3330 cm 之三跨十層樓構

架，梁參考線皆設在上緣即樓版面；一樓挑高 450 cm(2FL 樓層高)，其餘各樓層(3~10FL, Roof)高為 320 cm；版厚度為 15 cm，2FL 至 6FL 的 X 向梁斷面為 60*75 cm，Y 向梁斷面為 60*80 cm，7FL 至 Roof 的 X 向梁斷面為 50*75 cm，Y 向梁斷面為 50*80 cm；柱斷面為 80*80 cm，X 向的兩片剪力牆於一樓(2FL)牆厚為 30 cm，3FL 及 4FL 牆厚為 25cm，5FL 至 Roof 牆厚為 20cm；ETABS 模型中梁柱交會區之剛性因子(rigid zone factor)設為 0.9，即接近全剛性，不設梁柱接頭區(connection panel zone)，相對於 PERFORM-3D 模型即接頭區勁度設為構件勁度的 10 倍，小梁不建入側力分析模型；各樓層梁柱配筋圖可參考國震中心報告[6]。



圖二 十層樓結構平面圖

混凝土強度為 280 kgf/cm²，材料彈性模數 E 為 250998 kgf/cm²，D19 以上鋼筋降伏強度為 4200 kgf/cm²，D16 以下鋼筋降伏強度為 2800 kgf/cm²，淨保護層厚 4 cm，各樓層樓板設為剛性樓板，結構各樓層重量及重量慣性矩如表一所示；結構垂直載重除了考慮各樓層質量的自重外，另考慮樓版均佈活載重 0.01 kgf/cm²；依校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版設定分析模型，開裂斷面撓曲剛度為原全斷面撓曲剛度的 0.7 倍，X 向的剪力牆以等值寬柱模擬，Y 向由於剪力牆面外受力，故不計牆的貢獻，以純梁柱構架模擬。假設結構的非線性行為集中由梁柱構件兩端的彎矩非線性鉸反應。

表一 樓層重量及慣性矩表

樓層	樓層重量 (tf)	單位面積重 (tf/m ²)	樓層重量 慣性矩 (tf • m ²)
RFL	785.99	1.36	64197
10FL	688.31	1.19	80477
9FL	689.33	1.20	80596
8FL	689.33	1.20	80596
7FL	689.33	1.20	80596
6FL	716.07	1.24	84280
5FL	719.36	1.25	84449
4FL	724.01	1.26	84777
3FL	727.30	1.26	84946
2FL	817.94	1.42	94575

X 方向構架為韌性抗彎構架與剪力牆的二元系統，剪力牆以等值寬柱模擬，由模態分析得知第三模態為 X 向主控模態，週期為 0.733 秒，質量參與係數為 68.97%；雖然主控模態的質量參與係數小於 FEMA273[7] 的規定，仍以主控模態設定側推力之豎向分配，於側推分析程序中，在力量控制下先施載垂直載重，再於位移控制下施載 X 方向側推力，側推力施在樓層樓板質心位置，記錄其基底剪力與屋頂位移之關係曲線即容量曲線，以側力強度下降至最大強度之 0.8 倍的屋頂位移為性能目標點，則性能目標屋頂位移為 53.6 cm，對應的基底剪力為 1409 tonf；建物場址位於台中市中區，所在地為第一類地盤，其短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 分別為 0.8 及 0.45；經由容量震譜法並設定阻尼修正因數 κ 為 0.67，可計算得對應的等效阻尼比 β_{eq} 為 0.553，等效週期 T_{eq} 為 2.301sec，性能目標譜位移 S_{dp} 為 37.17cm，性能目標譜加速度 S_{ap} 為

0.282g，通過性能目標的高阻尼設計反應譜之阻尼比修正係數 B_s 及 B_l 分別為 1.93 及 1.75，其性能目標地表加速度 A_p 為 0.8086g。

四、X 方向非線性動力分析

進行動力分析前，須先選擇輸入地震；經由中央氣象局地球物理資料管理系統網站 <http://gdms.cwb.gov.tw>，及國震中心之強震測站場址工程地質資料庫 <http://egdt.ncree.org.tw>，選取位於第一類地盤的測站之地震紀錄，篩選震度等於 5 之較大地震 20 筆。

假設構件的非線性反應完全由非線性鉸呈現，構件端點彎矩非線性鉸性質即是定義端點彎矩與轉角的關係，本報告設定非線性鉸之勁度隨著迴圈增加而衰減如鋼筋混凝土斷面的力學行為，設定衰減後迴圈面積為原來面積之 0.67 倍，彎矩與轉角關係曲線不飽滿如同一般 RC 構材之表現。

以套裝軟體 PERFORM-3D 進行非線性動力分析，先將選定的 20 筆地震紀錄調整各自的最大地表加速度(PGA)至 X 方向非線性側推分析所得之性能目標地表加速度 0.8086 g，此值對應目標屋頂位移 53.6 cm，最大層間變位角為 1.63%發生在 6 樓；接著進行 20 次非線性動力分析，在施加垂直載重後，進行地震歷時分析。

觀察地震歷時分析之基底剪力與屋頂位移的遲滯曲線，遲滯圈的包絡線與靜力側推分析的容量曲線有偏離的趨勢，表示對於十層樓結構，以主控模態分配靜力分析的樓層側力與動力分析的樓層剪力分佈已有明顯差異，表示對於較高樓層結構，其高模態對於動力分析的樓層剪力分佈已有影響，這是單一模態靜力側推分析無法模擬的，其側推分析之容量曲線不能模擬動力分析之基底剪力與屋頂位移的遲滯曲線包絡線。

表二 X 向非線性歷時分析之屋頂位移
(PGA=0.8086g)

地震編號	屋頂位移 (cm)	目標位移與屋頂位移之比值
1	4.35	12.33
2	4.53	11.84
3	4.22	12.71
4	5.22	10.27
5	8.64	6.21
6	5.29	10.14
7	16.09	3.33
8	12.51	4.29
9	9.10	5.89
10	7.48	7.17
11	9.73	5.51
12	13.11	4.09
13	12.07	4.44
14	10.84	4.95
15	10.90	4.92
16	11.51	4.66
17	14.81	3.62
18	9.39	5.71
19	16.81	3.19
20	14.72	3.64
中位數	10.29	5.21
84%分位數	14.66	3.66

記錄 20 筆地震的屋頂最大位移及目標位移與其之比值如表 4.2，20 筆地震的屋頂最大位移之中位數為 10.29 cm，側推分析估計的目標位移為其 5.21 倍，20 筆地震的屋頂最大位移之 84%分位數為 14.66 cm，側推分析估計的目標位移為其 3.66 倍，顯示側推分析估計的屋頂位移極為保守，在 84%信心水準下，仍有 3.66 倍

之多；對於屋頂位移的估計，84%分位數與中位數的偏差為中位數的 0.42 倍。

參考文獻

1. Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
2. 葉勇凱、蕭輔沛、沈文成、楊耀昇、黃世建，「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。
3. 「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。
4. 混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範之應用」，中華土木水利工程學會，土木 404-100，台北，2011。
5. Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E., and Freeman, S. A., The capacity spectrum method of evaluating structural response during the Loma Prieta Earthquake, National Earthquake Conference, Memphis, pp.501~510, 1993.
6. 周德光、葉勇凱，「新建設計建物之耐震評估參數探討」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-13-041，台北，2013。
7. FEMA 273, Guidelines to the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.

既有鋼筋混凝土結構應用直接接合型鋼框架 斜撐補強工法之研究

蕭輔沛¹ 褚有倫² 黃昭勳³

摘要

既有鋼筋混凝土(RC)結構應用鋼斜撐進行補強，具有可增加強度與韌性、施工快速與勁度適中等優點。對於學校、醫院、集合住宅與商業大樓等類型建築物之耐震補強，具有高度應用價值。惟現有鋼斜撐補強工法，往往因鋼材料強度高於 RC 材料，易因鋼構件接合既有 RC 邊柱，導致 RC 邊柱易受損壞，進而影響整體結構豎向承載力。本研究旨在探討鋼斜撐補強，並發展性能評估方法，滿足工程界進行鋼斜撐分析設計之需求。

關鍵詞：鋼筋混凝土結構、補強工法、鋼斜撐、化學錨栓

一、前言

近年來世界各地發生的地震災害此起彼落，帶給人們的衝擊和損失也愈來愈嚴重，同樣位處於環太平洋地震帶的臺灣，由於地震的頻繁而造成了許多建築物的損害，因此如何補強及修補既有 RC 建築物則成為了非常重要的課題。

國內近年來積極得對既有校舍建築物進行耐震能力評估與補強的工作，但現階段的補強工法，大多數屬於翼牆補強、RC 剪力牆補強或者是擴柱補強等一些傳統的補強工法，固然這些補強工法所補強的效果相當不錯，但是針對一些空間及環境受限制的建築物，如醫院、商業大樓及辦公大樓等，就較不適用，像是醫院因為空間的使用上非常嚴謹，不能因為需要補強施工就停止運作，且因為傳統補強工法都需要大量的植筋，會對環境產生嚴重的粉塵及噪音污染，因此這些補強工法在使用上是相當有限的；鋼框架斜撐補強工法具有可工廠預鑄、組裝快速與施工環境清潔等特性，改善了其他傳統工法在空間與環境受限制時所產生的施工問題。

本研究將對鋼框架斜撐補強工法，進

行一系列的分析與討論，鋼框架斜撐與既有之 RC 建築物屬於兩種不同的材質，必須要有良好接合才能達到鋼骨斜撐傳遞力量之效果，透過不同的補強與接合型式，嘗試瞭解不同介面接合型式所產生之受力行為，探討何者較能有效提升強度。

二、鋼框架斜撐補強試驗

本節主要在介紹鋼框架斜撐補強試驗之試驗結果，本實驗主要在國家地震工程研究中心實驗室進行試驗。

2.1 鋼框架斜撐補強試驗介紹

(1) 補強構架 CPFX

本補強試體設計為鋼框架含 X 形斜撐補強，補強構件包含鋼框架及鋼骨斜撐，鋼框架與鋼骨斜撐材料皆選用 ASTM A36，標稱降伏強度為 252 MPa，斷面皆為 H 型鋼，尺寸為 $H150 \times 150 \times 7 \times 10$ ，總斷面積 A_g 為 3960 mm^2 ，補強試體如圖 1。

(2) 補強構架 DPFX

本補強試體設計為 X 形鋼斜撐補強，補強構件包含鋼骨斜撐、槽接式隅板及 L 型端板，鋼骨斜撐材料選用 ASTM A36，標稱降伏強度為 252 MPa，斷面選用 H

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台北科技大學土木與防災所碩士

³ 國立台北科技大學土木與防災所副教授

型鋼，尺寸為 $H150 \times 75 \times 5 \times 7$ ，其斷面積為 1780mm^2 ，槽接式隅板與 L 型基板材料選用 ASTM A572 GR50，標稱降伏強度為 345MPa ，補強試體如圖 2。



圖 1 補強試體 CPFX 試體圖



圖 2 補強試體 DPFX 試體圖

2.2 鋼框架斜撐補強試驗結果

(1) 補強構架 CPFX

補強構架 CPFX 最大強度 (P_{max}) 約 1435 kN ，發生在正向 Drift ratio=3.0% 的時候，與原構架比較強度提升大約 4.2 倍。此補強試體于鋼框架於介面松脫後之滾動行為，能使其強度及勁度繼續發揮，增強試體之韌性，但滾動行為會逐漸產生樑柱接頭剪力破壞的情形，導致最後試體強度之下降補強構架之載重-位移遲滯迴圈如圖 3。

(2) 補強構架 DPFX

補強構架 DPFX 最大強度 (P_{max}) 約 931 kN ，發生在正向 Drift ratio=1.5% 的時候，與原構架比較強度提升大約 2.8 倍。由觀察可發現，L 型基板對邊界構材的束制使其產生明顯之剪力裂縫，最終導致混凝土破壞，試體強度迅速下降，補強構架之載重-位移遲滯迴圈如圖 4。

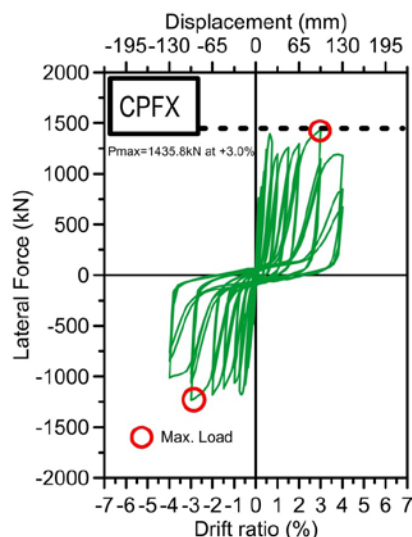


圖 3 補強構架 CPFX 載重-位移遲滯迴圈

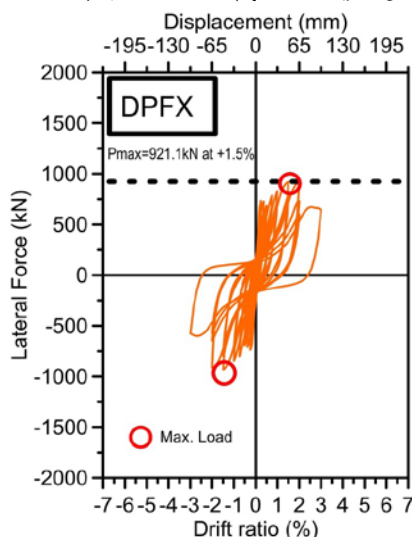


圖 4 補強構架 DPFX 載重-位移遲滯迴圈

三、試驗模擬與案例分析

本節主要利用結構分析軟體針對本試驗之試體進行分析擬合，並將本試驗之補強工法應用於既有校舍結構物探討其補強之效益。

3.1 試驗結果模擬

本實驗補強試體 DPFX 為鋼斜撐補強，其鋼骨斜撐尺寸為 $15 \times 7.5 \times 0.5 \times 0.7\text{ cm}$ 的 H 型鋼，模擬時鋼斜撐塑角定義為 ETABS 內建之軸力塑角 P，其模型如圖 5。

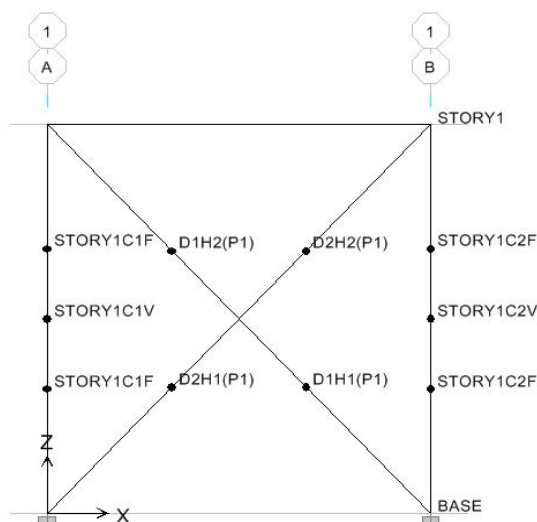


圖 5 補強構架 DPFX 模型圖

參考本文之實驗結果得到補強構架 DPFX 最大強度為 $94 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，而 ETABS 模擬之補強構架 DPFX 容量曲線為 $70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，圖 6 為補強構架 DPFX 實驗與模擬之容量曲線比較圖。

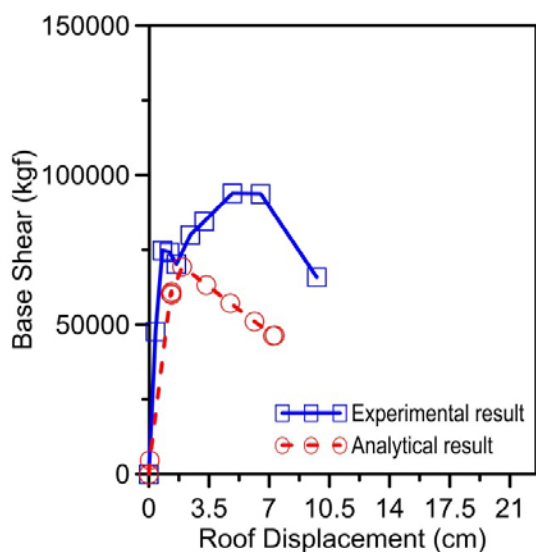


圖 6 補強構架 DPFX 試驗模擬曲線比較圖

3.2 補強案例分析

本節引用一校舍結構為案例，案例校舍為地上三層之鋼筋混凝土建築物，圖 7 為此案例之 3D 模型圖。

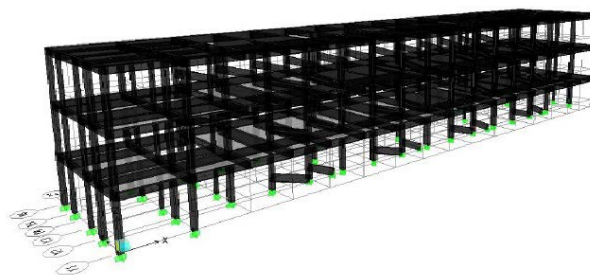


圖 7 案例校舍結構物 3D 模型圖

搭配校舍結構耐震評估與補強技術手冊中之非線性靜力側推分析方法及耐震能力評估方法進行模擬及計算，可得案例校舍結構物沿走廊方向最大側力強度分析值 $V_{\max} = 433.5 \text{ tf}$ ，對應于最大側力強度之性能目標地表加速度 $A_p = 0.214 \text{ g}$ ，而案例校舍之耐震能力需求 $A_T = 0.4 \times S_{DS} = 0.4 \times 0.7 = 0.28 \text{ g}$ ，由此可得知該建築物耐震能力不足，須進行補強工程，其性能曲線如圖 8。

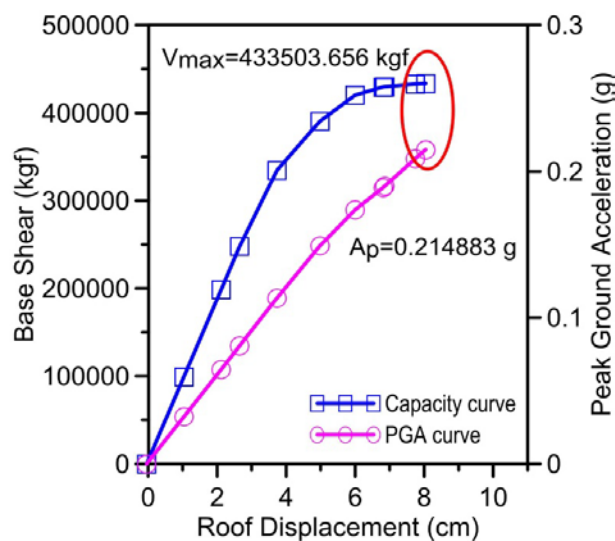


圖 8 案例校舍 X 向容量曲線圖及性能目標地表加速度圖

經計算後採用 6 座鋼斜撐補強 DPFX，案例校舍結構物進行鋼斜撐補強後之最大側力強度分析值 $V_{\max} = 682.9 \text{ tf}$ ，對應于最大側力強度之性能目標地表加速度為 $A_p = 0.306 \text{ g}$ ，大於本案例校舍之耐震能力需求 $A_T = 0.28 \text{ g}$ ，案例校舍從原本容量曲線 433503 kgf 提升至 682956 kgf ，耐震能力從原本 0.214 g 提升至 0.306 g ，有明顯效果，

補強後之模型圖及性能曲線圖如圖 9、圖 10 及圖 11。

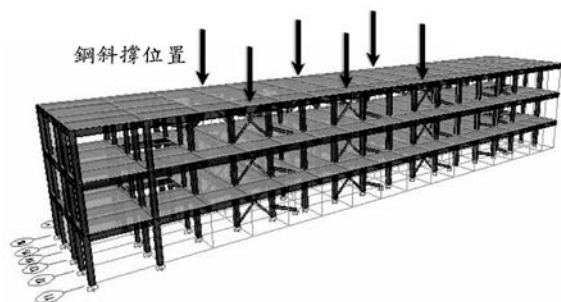


圖 9 案例校舍結構物補強後 3D 模型圖

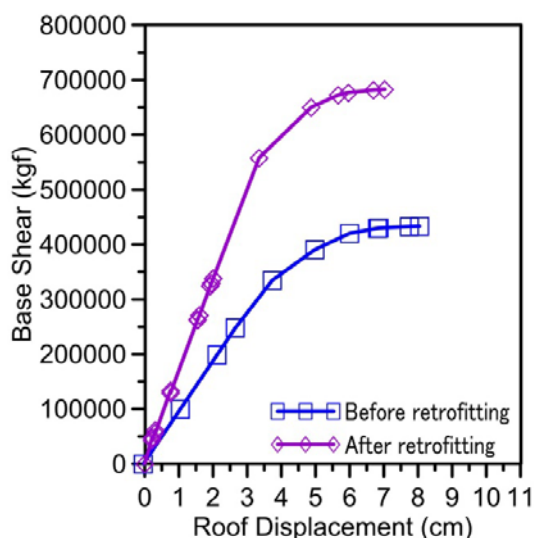


圖 10 案例校舍鋼斜撐補強(DPFX)前後容量曲線比較圖

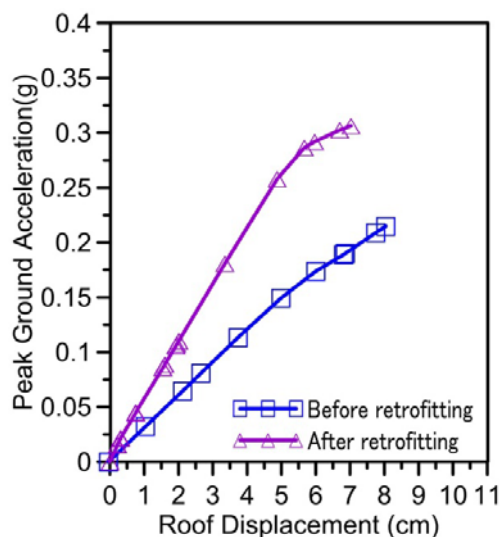


圖 11 案例校舍鋼斜撐補強(DPFX)前後耐震能力比較圖

四、結論與展望

綜合本試驗結果，利用鋼斜撐補強的非韌性 RC 構架，其最大側向力皆有明顯的提升，表示以鋼斜撐進行補強，能達到有效的補強效果。

鋼斜撐與 RC 構架間之接合方式影響整體構架強度、勁度以及韌性甚巨，化學錨栓接合能有效以剪力摩擦形式傳遞力量，使得補強構件與 RC 構架間能有良好的黏合。

整體而言，鋼斜撐補強能有效提升既有鋼筋混凝土建物最大基底剪力及性能目標地表加速度，達到耐震能力補強的目標。

參考文獻

1. 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，柴駿甫，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀升，黃世建，「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，編號：NCREE-08-023，臺北，2008。
2. 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀升，塗耀賢，柴駿甫，黃世建，孫啟祥，「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，編號：NCREE-09-023，臺北，2009。
3. 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，柴駿甫，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀升，黃世建，「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，編號：NCREE-08-023，臺北，2008。
4. 內政部營建署編輯委員會，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-(二)鋼結構極限設計規範及解說」，內政部營建署，民國 100 年 6 月。

層間梁配合擴柱之耐震補強工法驗證

黃昭勳¹ 林敏郎² 陳維宏³ 鄭宇軒³

摘要

為提升既有建築物在地震中之安全性，台灣地區近年來積極推動老舊建築物之耐震補強工作。目前業界所採用之補強方式中，以翼牆及擴柱工法最為常見。其中擴柱工法主要針對個別柱體進行強度提升，對於柱體兩側之梁元件並未一併補強。由於以此工法補強之結構物在擴柱底端發生撓曲降伏後強度即無法提昇，對於柱體其它部份之強度未能充分運用，因此補強效益偏低。為提高擴柱工法之補強效率，本研究建議在相鄰擴柱元件間增設一層間梁，藉由構架變形時，層間梁兩端所產生的抵抗彎矩來增加構架之側向強度。實驗結果顯示在擴柱數量相同的情況下，增設層間梁確實可大幅提升構架之耐震能力，繼而提高擴柱工法之補強效益。

關鍵詞：耐震補強、擴柱工法、層間梁、側推分析

一、前言

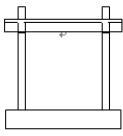
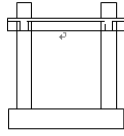
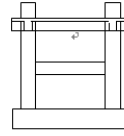
近年來台灣地區針對老舊校舍採用之補強方式中，以翼牆及擴柱工法最為常見。其中擴柱工法主要針對個別柱體進行強度提升，對於柱體兩側之梁元件並未予以補強，因此一旦柱底發生撓曲降伏，建築物之耐震能力便無法再提昇，導致補強效益偏低。為提高擴柱工法之補強效率，本研究建議在相鄰擴柱元件間增設一層間梁，藉由層間梁兩端在構架變形時所產生的抵抗彎矩提高構架之側向強度，並以實尺寸試體之擬靜態側推實驗驗證上述工法之可行性，冀能提昇擴柱工法之補強效益。

二、試體設計

為驗證層間梁配合擴柱工法應用於校舍耐震補強之可行性，本研究中規劃了「原型」(Prototype)、「擴柱補強」(Column Jacketing, CJ)、以及「擴柱並增設層間梁補強」(Column Jacketing + Supplemental Beam, CJB)等三座實尺寸

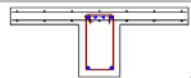
混凝土構架試體（見表 2.1）。

表 2.1 試體規劃

Prototype ^o	Column Jacketing ^o	Column Jacketing + Supplemental Beam ^o
Prototype ^o	CJ ^o	CJB ^o
		

原型試體-Prototype 構架之淨跨度及淨高均為 3 m，梁柱之斷面尺寸均為 30 cm × 50 cm，樓版厚度則為 12 cm。相關構材之配筋請參考表 2.2

表 2.2 原型試體之梁、柱斷面尺寸及配筋

Section ^o	柱斷面 ^o	梁斷面 ^o
		
Size ^o	30 cm × 50 cm ^o	30 cm × 50 cm (with 12-cm slab) ^o
Longitudinal Reinforcement ^o	8-No.6 ^o	Top : 4-No.6 ^o Bottom : 2-No.6 ^o Slab : No.3@20 cm (2-way, Double Layer) ^o
Transverse Reinforcement ^o	No.3@25 cm ^o	No.3@25 cm ^o

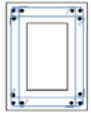
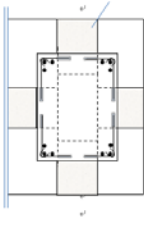
¹國立台北科技大學土木工程學系教授

²國家地震工程研究中心副研究員

³國立台北科技大學土木工程學系研究生

擴柱補強試體-CJ，柱體補強後之斷面尺寸擴大為 60 cm × 80 cm，角隅處並配置 12 支 No.8 主筋；橫向鋼筋則是由 2 支 L 形 No.4 鋼筋所構成之閉合箍筋(兩端均設置 135°彎勾，相鄰箍筋中彎勾位置交替排置)與 4 支 No.4 繫筋(135°彎勾交替排置)構成，其縱向間距為 10 cm；梁柱接頭處則以植筋(epoxy doweling)方式提供主筋側向支撐及剪力摩擦，如表 2.3 所示。

表 2.3 擴柱斷面之尺寸及配筋

Section	擴柱斷面	梁柱接頭斷面
		
Size	60 cm × 80 cm	60 cm × 80 cm
Longitudinal Reinforcement	12 - No.8	12 - No.8
Transverse Reinforcement	No.4@10 cm	No.4@10 cm

擴柱並增設層間梁補強試體-CJB，層間梁斷面請參考表 2.4

表 2.4 層間梁斷面配置及設計強度表

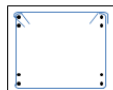
Section	層間梁斷面
	
Size	60 cm × 50 cm
Longitudinal Reinforcement	Top : 4 - No.7 Bottom : 4 - No.7
Transverse Reinforcement	No.4@10 cm

表 2.5 層間梁斷面配置及設計強度表

	f'_c , MPa (kgf/cm ²)		f_y , MPa (kgf/cm ²)					
	Prototype	Retrofit Components	No.3	No.4	No.6	No.7	No.8	
Specified Strength	15.7 (160)	27.5 (280)	27.5 (2800)	412 (4200)	412 (4200)	412 (4200)	412 (4200)	
Actual Strength	19.3 (197)	36.7 (374)	341 (3475)	472 (4817)	460 (4690)	454 (4628)	454 (4628)	

三、擬靜態側推試驗

本實驗中試體頂部之側力採用 ACI 374[19] 所規定之位移控制方式加載，並以試體之層間變位比

$$\text{Drift Ratio} = (\Delta / H) \times 100\%$$

(Δ = 制動器水平位移量， H = 柱底至梁中心線高程) 作為各加載階段(loading phase)之控制參數。本試驗中各加載階段所對應之層間變位比依序為 0.125%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%、及 6.0% (試體 CJB 僅加載至 ±5%)，每階段各執行三個正反向加載循環。實驗配置請參考圖 3.1

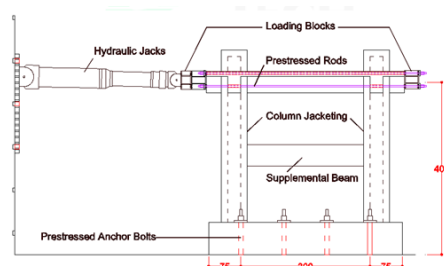


圖 3.1 加載系統配置



圖 3.2 試體 CJB 擬靜態側推試驗

試體強度比較試體 Prototype、CJ、及 CJB 之最大側力強度(正反向平均值)分別為 172 kN、860 kN、及 1130 kN，在層間變位比(DR)為 2%時之側力強度則分別為 163 kN、800 kN、及 1090 kN (見表 3.1)。此外三座試體在 DR=5%時之側力強度均仍維持在 0.8P_{max} (或以上)，惟試體除自重外並未承受其它垂直載重，因此試體在本實驗中所呈現之韌性變形能力僅供參考，不宜作為實際設計之依據。

表 3.1 試體 Prototype、CJ、CJB 比較

Specimen		Lateral Strength		
		P_{max}	$DR=2\%$	$DR=5\%$
Prototype		172 kN	163 kN	165 kN
CJ		860 kN	800 kN	710 kN
CJB		1130 kN	1090 kN	900 kN

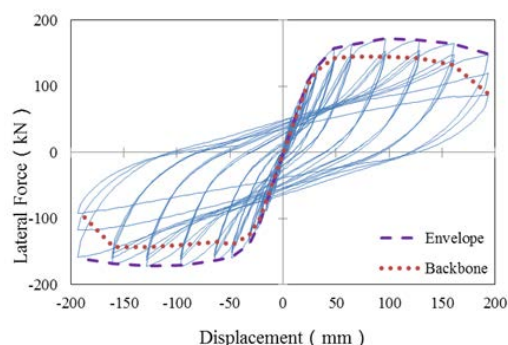


圖 3.2 試體 Prototype 之強度包絡線與脊骨曲線

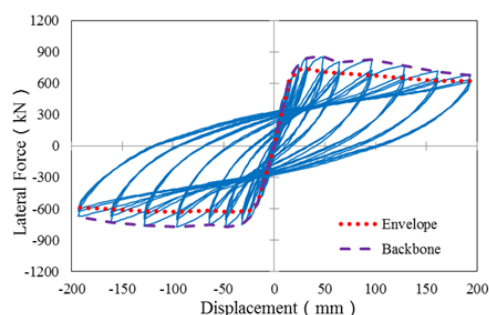


圖 3.3 試體 CJ 之強度包絡線與脊骨曲線

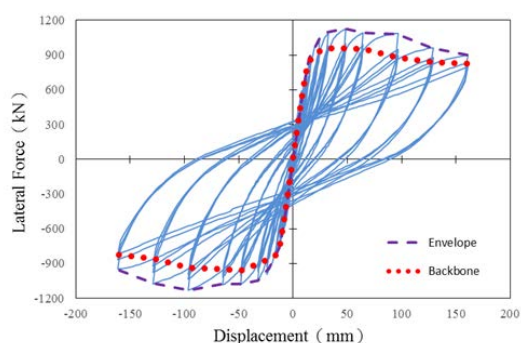


圖 3.4 試體 CJB 之強度包絡線與脊骨曲線

四、非線性側推分析

為探討工程界目前常用之結構分析方

法是否能正確反映試體在實驗中之受力-變形關係及破壞模式，本研究中分別以 TEASPA 及 FEMA-356 兩種分析法對三座試體進行非線性側推分析以檢討二者之合理性，並根據結構實際行為與分析結果之差異性提出修正建議。

試體 Prototype 根據 TEASPA 之建議，T 型梁在彈性階段之(開裂)有效勁度為 $0.7 E_c I_g$ ，而試體 Prototype 中之 T 型梁在實驗中並無明顯開裂，因此其有效勁度應維持 $1.0 E_c I_g$ ，在柱體方面，TEASPA 亦建議以 $0.7 E_c I_g$ 作為其有效勁度，但根據 Elwood 及 Eberhard 的研究，混凝土柱在低軸壓狀況下之平均有效勁度約為 $0.2 E_c I_g$ 。我們將上述有效勁度($EI_{T-beam}=1.0 E_c I_g$ ， $EI_{COL}=0.2 E_c I_g$)套用於之 TEASPA 模型，所得到之容量曲線將與實驗所得之脊骨曲線十分接近(見圖 4.1)，構材之破壞模式亦與實際狀況一致(柱頂受損較柱底嚴重，)。

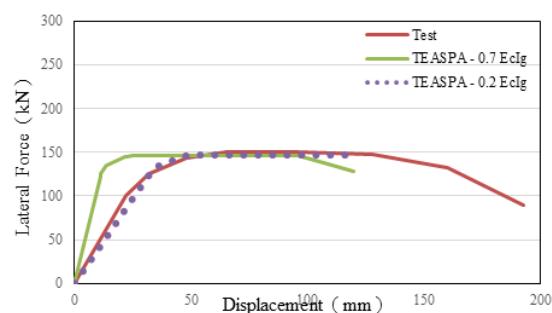


圖 4.1 構材有效勁度修正前後試體 Prototype 之容量曲線與脊骨曲線

圖 4.2 所示為試體 CJ 分別以 $0.7 E_c I_g$ 、 $0.5 E_c I_g$ 、及 $0.2 E_c I_g$ 作為柱體有效勁度(梁之有效勁度仍採用 $0.7 E_c I_g$)進行分析所得之容量曲線及脊骨曲線。

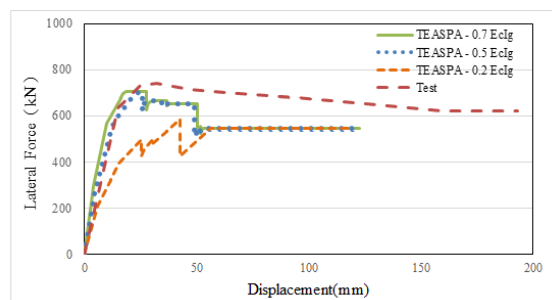


圖 4.2 試體 CJ 構材有效勁度修正前後之容量曲線與脊骨曲線

圖 4.3 所示為試體 CJB 分別以 $0.7E_cI_g$ 、 $0.5E_cI_g$ 、及 $0.2E_cI_g$ 作為柱體有效勁度（梁之有效勁度仍採用 $0.7E_cI_g$ ）進行分析所得之容量曲線及脊骨曲線。

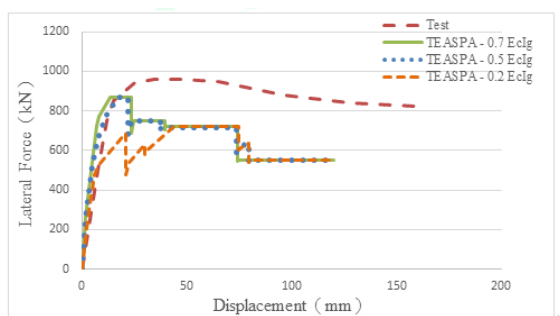


圖 4.3 試體 CJB 構材有效勁度修正前後之容量曲線與脊骨曲線

五、結論與展望

本研究中分別以「擴柱」及「擴柱並增設層間梁」兩種工法對一單層單跨之實尺寸 RC 構架進行補強，並於國家地震工程研究中心進行擬靜態側推試驗。為驗證現有建築物耐震評估法之合理性，研究中分別以 TEASPA 及 FEMA-356 所建議之分析方法對補強前後之試體進行側推分析，並獲致以下結論：

1. 實驗結果顯示原型構架在以「擴柱」與「擴柱並增設層間梁」兩種方式補強後，其所能承受之最大側向力可由 172 kN 分別提高至 860 kN (+688 kN) 及 1130 kN (+958 kN)，亦即擴柱試體在增設層間梁後，其補強效益較單純擴柱增加 39%。
2. 分析結果顯示 TEASPA 對三座試體之強度評估（使用 ETABS 及 NCREE 所提供之程式）均較 FEMA-356（使用 SAP2000 程式）準確，主要原因乃是因為 SAP2000 程式在計算構材抗剪強度時並未考慮橫向鋼筋所提供之剪力強度，導致分析結果過於保守。
3. 一般 RC 構架在地震中梁之剪力破壞多發生於梁端附近，而現行 TEASPA 版本卻將梁之剪力塑鉸設置在梁中央，應進行適當之修正。

4. 分析結果顯示地梁受損對於擴柱工法之補強效果影響甚鉅，因此在進行擴柱（或擴柱並增設層間梁）補強時，應對與擴柱底端相連接之地梁一併補強以確保補強效果。
5. 基於使用需求，層間梁之高程及設置樓層均可進行適度調整，並依結構分析結果規劃最佳之配置方式。

參考文獻

1. ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Vol.1*, Applied Technology Council, 1996。
2. 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構地震評估與補強技術手冊」第三版，NCREE-13-023，國家地震工程研究中心，2013。
3. 羅俊雄，「天然災害及防治」，科學月刊雜誌，第 0356 期，1999。
4. Júlio, E. S., Branco, F., and Silva, V. D., "Reinforced Concrete Jacketing - Interface Influence on Monotonic Loading Response", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, 2005, pp. 252-257。
5. 黃金順，「雙層兩跨鋼筋混凝土抗彎構架耐震測試」，碩士論文，國立中央大學土木工程研究所，2003。

老舊公寓之耐震補強技術-以電梯核心牆補強為例

邱聰智¹ 涂耀賢²

摘要

台灣既有公寓建築多數興建於 1970 年代，過去地震勘災經驗顯示，許多老舊公寓由於軟弱底層的問題，造成底層塌陷或嚴重損壞。本文介紹老舊公寓在梯間以電梯核心牆耐震補強的案例，同時提升耐震能力而且可創造設置電梯的空間，改善使用機能。本研究以一棟位於台北市的四層樓 RC 造公寓建築為例，補強方法則是將既有的樓梯核心磚牆拆除後，置換為 RC 牆，並增設電梯。補強後之耐震能力可符合現行耐震設計標準。本補強案例在建築物核心內配置 RC 牆、電梯及樓梯，除了達到耐震補強的目的外，同時也改善老舊公寓的使用機能，藉此可吸引更多民宅投入耐震補強。

關鍵詞：街屋、公寓、鋼筋混凝土牆、耐震評估、耐震補強

一、前言

過去地震勘災經驗得知，早期興建之低矮型 RC 造建築物，因設計地震力不足、結構立面平面配置不當、構件無法提供充分韌性，以及施工品質不良等因素，使得此類型建築物的耐震能力堪慮。例如 2002 年 331 花蓮地震造成台北市某棟五層樓公寓一樓及二樓完全塌陷(圖一)。邱聰智等人[1]以街屋耐震能力快速評估法推估台灣既有典型低矮型 RC 造建築物之耐震能力，約有四成建築物耐震能力有疑慮，其中以公寓式建築的耐震能力最差，又公寓式建築主要常見於大都會區，如雙北市、高雄市等，都是人口稠密的地區，一旦發生強震，傷亡損失勢必慘重。

老舊公寓除了有耐震能力不足的問題外，因缺乏升降機設備，對於高齡者或身心障礙者而言，是不友善的居住環境。有鑑於此，國家地震工程研究中心(簡稱:國震中心)提出電梯核心牆耐震補強工法。此工法概念為在既有公寓建築內，增置 RC 核心牆做為耐震補強，同時可於此核心牆內裝設小型升降機，因此可同時提升結構耐震能力及提供垂直向無障礙動線。此工法也

被列入內政部營建署「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」中的補強工法之一，並符合相關法令之檢討，適用該計畫的耐震評估、整建維護規劃設計及工程等費用的補助。



圖一 公寓塌陷

二、典型老舊公寓案例簡介

本研究以一棟地上四層之鋼筋混凝土造公寓為例，說明電梯核心牆耐震補強工法之設計與評估。此案例為臺灣都會區常見之雙併公寓建築，座落於非主要幹道之巷弄內，一樓左右兩戶具有獨立之門戶，而二樓以上住戶則以中間之公用樓梯作為

¹國家地震工程研究中心副研究員

²德霖技術學院土木系副教授、國家地震工程研究中心兼任副研究員

主要通道(圖二)。



圖二 公寓案例之 3D 建築模型

依據建築平面圖、立面圖、結構平面圖與配筋圖等結構圖說建立 ETABS 分析模型，採用校舍評估技術手冊[2]設定柱、梁及磚牆斜撐塑性鉸，進行側推分析。以一般建築物之耐震性能目標標準，含牆構架分析模型為強度準則控制，故以基底剪力發生時的性能點作為目標性能點，再對應出該目標性能點之地表加速度，X 方向之耐震容量為 0.289g，而 Y 方向之耐震容量為 0.345g。本案例建築物座落於近斷層 200 公尺內，耐震需求為 $0.24 \times 1.58 = 0.38g$ ，因此 X、Y 雙向耐震能力皆不足，需予以補強。相關數據整理於表一。

表一 案例含牆構架側推分析結果

	平行街道方向		垂直街道方向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{max}^+$ (tf)	239	239	282	271
最大層間變位角 (%)	0.87	0.99	0.88	1.00
耐震能力 A_p (g)	0.294	0.289	0.349	0.345
合格標準 A_T (g)	0.38			
強度需求比 (CDR)	1.225	1.204	1.454	1.438

註：基底剪力 $0.85V_{max}^+$ 位於容量曲線下降段，並為最大值的 $(V_{max})0.85$ 倍

三、電梯核心牆耐震補強工法

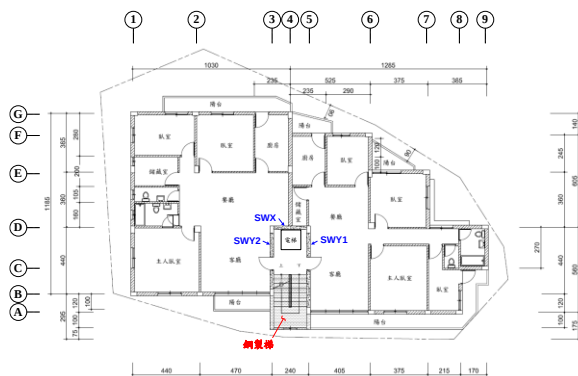
本補強案例預計將既有樓梯及其周圍的磚牆拆除後，置換為 25 公分厚的 RC 牆，再於此 RC 核心牆內增設小型電梯。預留升降道空間後，剩餘空間為樓梯及轉層平台，原則上升降道尺寸在 2150×1750 mm 空間以內。為符合標準樓梯斜率，必須將樓梯外推到基地建築線，新建樓梯採用鋼梯，如圖三所示。圖四顯示新建樓梯剖立面圖，一樓自大門起採用約 1/10 斜坡，爬升到高程 40 cm 處即達進出電梯的平台。鋼造梯階為高 20 cm 深 30 cm，自一樓平台爬升 8 階後可達轉層平台，再爬升 8 階後，即可達二樓進出平台。圖五顯示本補強案例增設電梯後，必須將樓梯外推 100 cm，但仍在基地建築線範圍內。

圖三顯示 RC 牆補強構件位置，既有樓梯間的磚牆全部置換成 RC 牆。沿街道方向 (X 向) 位在 D 構架的柱線 3 到柱線 5 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的無開口 RC 牆，名為 SWX，此面 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖六所示。在構架 5 的柱線 D 到柱線 A 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，其中一樓為無開口牆，二樓到四樓則為開口 RC 牆，做為右側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY1，尺寸及配筋細節如圖七所示；另在構架 3 的柱線 D 到柱線 B 之跨間，也配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，一樓為無開口牆，二樓到四樓則為開口 RC 牆，做為左側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY2，尺寸及配筋細節如圖八所示。補強材料採用混凝土抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，牆筋及錨定筋之抗拉強度為 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

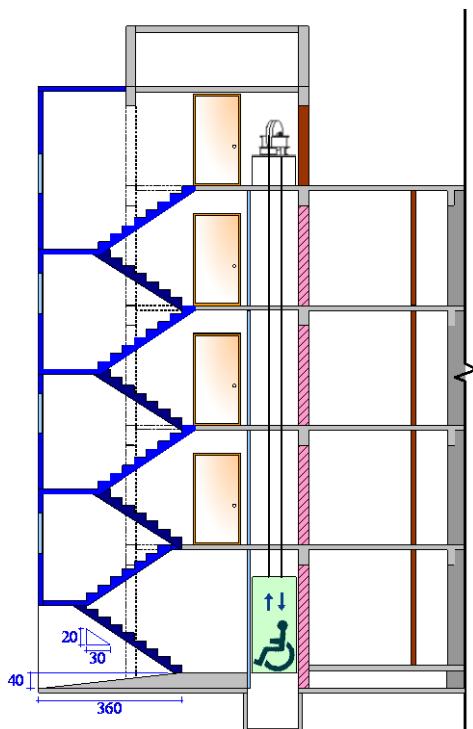
本文以 ETABS 建立結構模型，進行補強後結構的側推分析。柱、梁、磚牆斜撐、無開口 RC 牆塑性鉸參考校舍評估技術手冊[2]設定，至於開口 RC 牆仍以一等值寬柱模擬，其剪力塑性鉸參數則依據黃世建等人[3]建議的鋼筋混凝土開孔牆受剪力破壞之側力位移曲線模型計算。

由側推分析結果得知，正 X 方向所得最大基底剪力約為 345246 kgf，負 X 方向所得最大基底剪力約為 361225 kgf，正 Y 方向所得最大基底剪力約為 492067 kgf，負 Y 方向所得最大基底剪力約為 506975 kgf。

依據前述一般建築物之耐震性能目標標準，本補強案例分析結果為強度準則控制，以基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ 發生時的性能點作為目標性能點，再對應出該目標性能點之地表加速度。補強後 X 方向之耐震容量為 0.417g，而補強後 Y 方向之耐震容量為 0.629g，皆大於耐震需求 0.38g，相關數據整理於表二。



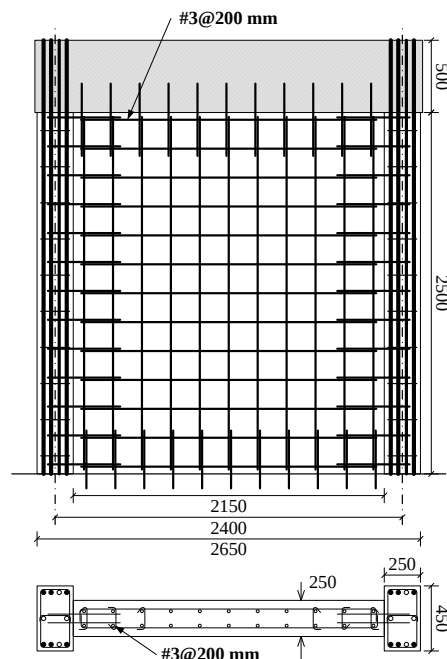
圖三 公寓案例增設電梯補強建築平面圖



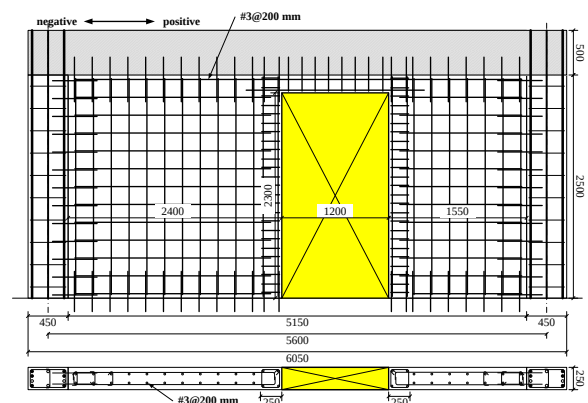
圖四 公寓案例改建樓梯剖立面圖



圖五 公寓案例增設電梯補強建築 3D 模型



圖六 SWX 牆斷面細節



圖七 構架 5 之 RC 牆補強斷面細節(SWY1)

鋼筋混凝土牆厚與邊界柱深比對構架 耐震行為影響研究

涂耀賢¹、邱聰智²、劉德賢³、周逢霖⁴、鍾立來⁵、劉俊秀⁶、江文卿⁷

摘要

我國耐震設計規範要求牆體需一併納入結構分析計算，而工程師除了符合規範剪力牆要求之牆體外，其餘 RC 牆體均忽略不算。街屋或校舍結構之含 RC 牆構架受面內側力試驗結果顯示此作法不正確，中小學校舍補強評估方法已予以修正。至於大尺寸柱配合薄的 RC 牆之大樓建築結構，邊界柱是否於牆板破壞時一併產生破壞，為本文研究之目的。本研究共設計製作四座縮尺 50% 試體進行試驗，一座為空構架，另三座為構架填充 6cm 厚 RC 牆，四座試體之構架均採用方形柱，尺寸分別為 20cm、35cm 及 50cm。本研究結果顯示隨柱深對牆厚比愈小，構架之韌性愈差，且牆體極限強度後保有純構架之行為愈不明顯。

關鍵詞：RC 牆、邊界柱、耐震設計

一、前言

街屋或校舍結構之含 RC 牆構架受面內側力試驗結果[1]顯示，RC 牆產生對角斜裂縫之剪力破壞，且破壞時牆板裂縫延續至邊界柱，使邊界柱一併產生剪力破壞，由試驗之破壞包絡線顯示，構架含 RC 牆破壞時，邊界柱已喪失其獨立抗彎構架的行為，其因主要為邊界柱抗剪強度不足以抵抗 RC 牆板破壞強度，因而隨著 RC 牆板剪力破壞。然而，EERI & IAEE 之低矮型圍束砌體建築物耐震設計規範 (SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS) [2] 指出，當加強磚造構架之邊界柱深小於 1.5 倍磚牆厚度，破壞時將發生由牆板延續並貫穿邊界柱之對角斜裂縫；但加強磚造構架之邊界柱深超過 2 倍磚牆厚度，則對角斜裂縫將只出現在磚牆上，磚牆與邊界柱交界面則出現垂直裂縫，使柱與磚牆分開獨立變形，讓邊界柱保有獨立抗彎能力。

建築物中使用相當數量的鋼筋混凝土牆，包含有隔間(戶)牆及結構牆，多數牆體

屬於隔間(戶)牆，國家地震工程研究中心之實驗[1]顯示，填充隔間牆構架之強度較空構架強度約大了 2.5 倍。構架與牆的側向勁度相差甚大，因此這些含牆建築物的耐震行為常由牆體所控制。牆體雖提供了巨大的抗震強度，其極限強度時之相對位移值很小，與柱構件比較，牆體之韌性相對較差，故建築物中牆體數量愈多，建築物愈偏向於脆性的破壞，因此建築物中設置牆體需充分了解牆體受力行為，始可較精準掌握建築物行為

我國耐震設計規範[3]要求牆體需一併納入結構分析計算，而工程師除了符合規範剪力牆要求之牆體外，其餘 RC 牆體均予以忽略不計。街屋或校舍結構之含 RC 牆構架受面內側力試驗結果顯示此作法不正確，中小學校舍補強評估方法[4]已予以修正。由於國內外 RC 牆試驗均可歸屬於街屋或校舍結構之含 RC 牆構架，破壞模式為牆板與邊界柱一併產生剪壞，RC 牆破壞後，邊界柱喪失其獨立抗彎構架行為。我國目前 RC 建築物之新建案，多屬 12 層

¹德霖技術學院營建系 副教授、國家地震工程研究中心 兼任副研究員

²國家地震工程研究中心 副研究員

³國立交通大學土木工程學系 碩士

⁴德霖技術學院營建系 講師

⁵國家地震工程研究中心建物組組長、國立台灣大學土木工程學系 教授

⁶國立交通大學土木工程學系 教授

⁷大漢技術學院土木工程與環境資源管理系 副教授

樓以上之大樓集合住宅，柱普遍為大尺寸，所設置之外牆或隔戶牆多為內置僅符合溫度鋼筋量之隔間牆。大尺寸柱配合薄的 RC 牆，邊界柱是否於牆板破壞時一併產生破壞，抑或有類似加強磚造構架之行為，亦即高樓建築物中隔間牆是否可以在設計時忽略不計，是本研究探討的目的，以釐清現行工程師設計建築物時之作法是否合理，並對於結構設計之 RC 牆估算做一建議。

二、試體設計

規劃四座縮尺 50% 試體進行試驗，其中三座為構架填充 6cm 厚 RC 牆，邊界柱採用方形斷面，三座試體之邊界柱尺寸分別為 20cm、35cm 及 50cm(不縮尺時為 40cm、70cm 及 100cm)，分別用以模擬低矮型建築、7~9 層樓之中樓層建築物以及 12 層樓以上之高樓層建築物，三座試體均填充 6cm 厚 RC 牆，內置單層雙向鋼筋，鋼筋量僅符合規範之溫度鋼筋需求，用以模擬建築物之外牆或隔間牆；另一座為空構架，邊界柱亦為方形斷面，尺寸為 50cm，用以與 50cm 邊界柱之含 6cm RC 牆試體比較，可釐清 RC 牆體予以忽略不計之作法之可行性。四座試體之構架均採用韌性配筋，兩邊界柱之中心距固定為 300cm，梁底至基礎底面之淨高固定為 150cm，用以模擬現行房屋結構常用跨度及高度。試體設計原則希望損壞發生於牆體及邊界柱上，梁及基礎破壞非本研究範圍，故設計階段即予以排除。另外為模擬建築物所受之垂直載重，每座試體之梁上施加總和 $0.1f'cAg$ 的軸力。四座試體分別編號為空構架之 C50、含牆構架之 C50W6、C35W6 以及 C20W6。其中 C 表示柱，C 後面的數字表示柱深為 50、35、20 公分，W 表示牆，6 表示牆的厚度為 6 公分。

三、試驗結果分析與比較

3.1 破壞模式

(a) 試體 C50：試體之破壞包絡線圖 1，於 Drift Ratio = 1.5% 時發生最大強度點，柱體生成撓曲裂縫以及撓曲轉變剪力裂縫。

之後呈現柱撓曲行為之平台段，至 Drift Ratio = 4% 時主要破壞裂縫已形成幾乎無生成新裂縫，此時試體強度快速下降。於 Drift Ratio = 5% 時試體強度剩約最大強度 27% 如圖 2，試體為撓剪破壞。

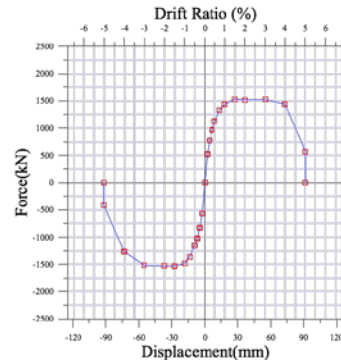


圖 1 C50 破壞包絡線



圖 2 C50 試驗結束點裂縫發展

(b) 試體 C50W6：試體之破壞包絡線圖 3，於 Drift Ratio = 0.375% 發生最大強度點，此時牆體呈現 45 度角之剪力裂縫破壞行為，牆柱交界面發生脫離狀況，且柱也生成少許撓曲裂縫，少許牆裂縫延伸至柱。之後強度急速下降至 Drift Ratio = 0.75% 時，強度不再下降，呈現出純構架 (C50) 平台段之行為。直到 Drift Ratio = 3% 時，試體主要剪力與撓曲裂縫已出現，幾乎無新生成裂縫試體強度快速下降如圖 4。降至 Drift Ratio = 5% 時試體強度剩下約最大強度 26%。牆體先剪力破壞後，些許裂縫延伸至柱，柱生成撓曲與剪力裂縫，最後為柱體撓剪破壞。

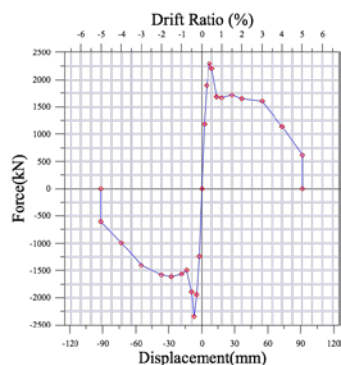


圖 3 C50W6 破壞包絡線



圖 4 C50W6 試驗結束點裂縫發展

(c) 試體 C35W6：由試體之破壞包絡線圖 5，於 Drift Ratio = 0.5% 時發生最大強度點，牆體呈現 45 度角之剪力裂縫，牆裂縫延伸柱內。隨後強度下降至 Drift Ratio = 1%，開始呈現類似 C50W6 純構架平台段之行為，有明顯的牆柱界面脫離行為。直到 Drift Ratio = 3% 強度瞬間下降於第二個迴圈時強度剩下最大強度 16% 如圖 6。牆體先剪力破壞後，其裂縫延伸至柱，柱生成撓曲以及剪力裂縫，最後於柱頂有明顯的剪力破壞。

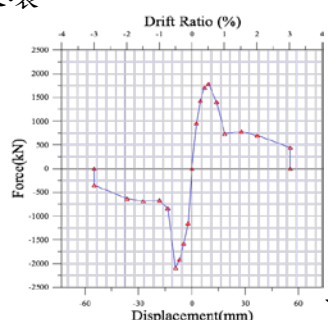


圖 5 C35W6 破壞包絡線



圖 6 C35W6 試驗結束點裂縫發展

(d) 試體 C20W6：試體之破壞包絡線圖 7，於 Drift Ratio = 0.5% 發生最大強度點，牆體出現大量 45 度角之剪力裂縫，有明顯牆裂縫延伸進入柱體如圖 8。隨後強度持續下降至 Drift Ratio = 0.75% 時，呈現柱底出現混凝土擠碎與牆裂縫貫穿柱體，於第二個迴圈出反力牆方向時強度瞬間降到最大強度 20%。牆體先剪力破壞且其裂縫延伸貫穿邊界柱之剪力破壞。

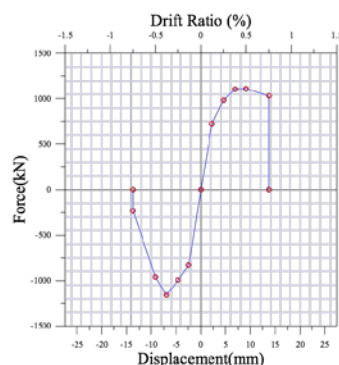


圖 7 C20W6 破壞包絡線



圖 8 C20W6 試驗結束點裂縫發展

3.2 邊界構材效益

從破壞包絡線圖 (圖 9) 可得知 C50W6、C35W6 於牆體極限強度後皆保有部分柱的行為，C50W6 試體破壞包絡線之平台段大於 C35W6，而 C20W6 幾乎無純構架的行為，故邊界構材深度與牆板厚度比值越大，越能保有完整的純構架行為。對於 C50W6、C35W6 而言牆體對試體最大強度提升如表 1，由表可知邊界構材深度與牆板厚度比值越小，對整體強度提升影響越大。

表 1 牆板對構架強度提升比率

試體(代號)	C50W6	C35W6
邊界構材強度提升比 $\left(\frac{\text{最大強度} - \text{平台段強度}}{\text{平台段強度}} \right)$	57%	144%

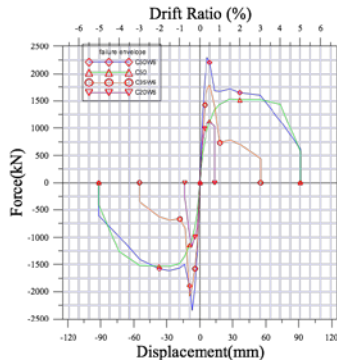


圖 9 四座試體破壞包絡線

3.3 牆體忽略可能性

(a)試體 C50W6：由試驗破壞包絡線(圖 3)中得知，試體於極限強度後(Drift Ratio = 0.75%)，仍然保有純構架平台段行為，惟平台段結束於 Drift Ratio = 3%，而純構架試體(C50)之平台段結束於 Drift Ratio = 4%(圖 1)，兩者相差 25%。C50W6 與 C50 相比初始勁度提升了 3.27 倍，此現象顯示對於週期之影響程度值得注意。基於上述原因，C50W6 雖然牆體於極限強度發生後，仍能發揮構架行為，但其發揮之構架行為有限，本研究建議牆體忽略不計的動作需謹慎為之，或需更進一步的研究。

(b)試體 C35W6：牆體極限強度發展後之純構架平台段僅達到 Drift Ratio = 1.5%，明顯較 C50W6 小很多，整體試驗至 Drift Ratio = 3%時殘餘強度僅餘 25%，故試體雖有純構架平台段的行為，但牆體影響性較大，韌性發展有限，本文建議不可將牆體忽略。

(c)試體 C20W6：此試體之牆體斜裂縫延伸至邊界柱，由破壞包絡線圖 5 可看出，試體屬於剪力破壞，並無純構架之平台段行為，且其韌性明顯不如純構架，軸力喪失點僅只能達到 Drift Ratio = 0.75%，本文建議不可將牆體忽略。

四、結論

1. 含牆試體與純構架試體差異

C50W6 與 C50 兩者比較，含牆試體可保有純構架部分平台段行為，含牆試體初始勁度提升 3.27 倍而最大強度提升 57%。牆剪力破壞後，殘餘牆體附著在邊界柱上使得平台段強度高於純構架，含牆試體平

台段結束後之下降點(極限位移)發生比純構架試體早 25%。

2. 邊界構材深度與牆板厚比值對構架行為之影響

C50W6、C35W6、C20W6 三者比較，邊界柱深與牆厚比值越小，則邊界柱於極限強度後保有獨立抗彎能力的行為越不明顯、變形能力越差。C50W6、C35W6 可保有純構架部分平台段行為，C20W6 則偏向於 RC 牆破壞形式且變形能力僅只有 Drift Ratio = 0.75%。邊界柱深與牆厚比值越小，則柱體受到牆延伸之剪力裂縫損傷之比值越多。邊界柱與牆厚比值越小，則破壞模式從撓剪轉變成剪力破壞，且牆對於整體強度提升影響越大。

3. 忽略牆體可行性

C50W6 雖然近乎保有純構架行為，但其初始勁度與純構架相比甚大，發揮之構架行為有限，建議牆體忽略不計的動作需謹慎為之。C35W6 試體之初始勁度、最大強度、韌性皆與純構架差異甚大，C20W6 受牆板影響更加明顯，建議牆體不可忽略。隨邊界柱深與牆板厚度比值愈大，牆體極限強度後構架保有獨立抗彎能力愈明顯，但若工程師欲將牆體忽略時，建議須考慮結構週期修正及變形能力減損。

參考文獻

1. 邱聰智，「碳纖 FRP 在鋼筋混凝土牆之耐震補強研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北，民國九十一年。
2. Confined Masonry Network, "Seismic Design Guide for Low-rise Confined Masonry Buildings", EERI & IAEE (2011)
3. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部，民國一〇〇年。
4. 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版 (NCREE 13-023)」，技術報告 NCREE 13-023，國家地震工程研究中心，台北 (2013)。

RC 牆偏心配置之牆厚與邊界柱深比對構架 耐震行為影響研究

涂耀賢¹、邱聰智²、陳照枝³、周逢霖⁴、鍾立來⁵、劉俊秀⁶、江文卿⁷

摘要

我國建築物配置大量牆體，多數牆體屬於隔間牆或隔戶牆之非結構牆。牆體的勁度較高，故成為建築物耐震之主控構件，國內外的含牆構架試驗均將牆體的厚度中心對齊邊界柱心。由於部分大樓基於使用性，採用牆板邊與柱邊對齊之偏心配置，為了更進一步探討柱牆偏心配置時之耐震行為，本文設計及測試三座縮尺 50%之含牆構架試體，三座為均配置 6cm 厚 RC 牆，牆體配置單層雙向鋼筋，鋼筋量僅符合規範之溫度鋼筋要求，三座試體不同處在於邊界柱斷面有大中小三種尺寸，分別用以模擬高樓建築、中高樓建築與低矮型建築。研究結果顯示，RC 牆偏心配置對於邊界柱產生不對稱破壞，邊界構材深度對牆寬度比值愈小，試體於極限強度後保有之純構架行為愈不明顯。

關鍵詞：RC 牆、邊界柱、耐震設計、偏心配置

一、前言

由於我國國情因素，在建築物設計建造階段，賦予建築物相當數量的鋼筋混凝土牆，這些鋼筋混凝土牆包含有隔間牆、隔戶牆及結構牆，多數牆體屬於隔間牆及隔戶牆。建築物一旦交到用戶手上，使用者可能因用途需求而任意拆除牆體。例如低樓層為獲取更開闊的空間，以便當作商業場所，因此敲除原有設置的牆體，而商業用途以外(上)之樓層則能保留原有牆體，此種作法形成了軟弱層。

我國耐震設計規範[1]要求牆體需一併納入結構分析計算，大樓結構設計中若每道牆均加以模擬，工作量十分龐大，工程師抗拒不用，而是將牆體忽略，純粹以梁柱樓板所形成的韌性抗彎構架(SMRF)分析設計。由於現行工程師忽略牆體的結構設計作法，造成多數技師遇到拆除牆體的問題或牆體在地震後受損時，均以原建築物結構設計時未將牆體納入結構計算中

為由，認定拆除牆體或牆體損壞不影響結構安全。

國家地震工程研究中心之實驗[2]顯示，填充隔間牆構架之強度較空構架強度約大了 2.5 倍。由於構架與牆的側向勁度相差甚大，因此這些建築物的耐震行為常由牆體所控制。國內外含 RC 牆構架試驗的柱深與牆厚比值不大，均屬低矮型建築的特性，中高樓層建築之含牆構架模擬試驗幾乎沒有，更沒有針對高中低型三種建築物之含牆構架行為差異比較的試驗。本文作者於 103 年進行 RC 牆板與邊界構材互制行為試驗[3]，共完成四座試體，大中小三種尺寸柱含牆構架各一座及大尺寸柱空構架一座，含牆構架之柱心與牆中心合一。研究結果顯示：牆板損壞後，柱深對牆厚比愈大，保有純構架行為愈明顯，但韌性隨柱深對牆厚比值減小而迅速減弱。因此現今工程師於結構設計時忽略牆體的作法，在柱深對牆厚比很大時才愈有適合性，不

¹德霖技術學院營建系 副教授、國家地震工程研究中心 兼任副研究員

²國家地震工程研究中心 副研究員

³國立交通大學土木工程學系 碩士

⁴德霖技術學院營建系 講師

⁵國家地震工程研究中心建物組組長、國立台灣大學土木工程學系 教授

⁶國立交通大學土木工程學系 教授

⁷大漢技術學院土木工程與環境資源管理系 副教授

過仍會有韌性大幅減少及初始勁度大幅提高等偏離實際狀況的問題。

因部分大樓為牆板邊與柱邊合一之偏心配置，部分則為牆板中心與柱中心合一，兩種牆體配置方式之行為差異如何，乃本文研究之目的，以釐清現行工程師設計建築物時忽略剪力牆以外牆體之作法是否合理，值得進一步探討。

二、試體設計

為了瞭解邊界柱尺寸與 RC 牆板厚度比值對偏心配置之含牆構架側力強度的關係，規劃三座縮尺 50% 試體進行試驗，三座均為構架填充 6cm 厚 RC 牆，邊界柱採用方形斷面，邊界柱尺寸分別為 20cm、35cm 及 50cm(不縮尺時為 40cm、70cm 及 100cm)，分別用以模擬低矮型建築、7~9 層樓之中樓層建築物以及 12 層樓以上之高樓層建築物。三座試體均填充 6cm 厚 RC 牆，內置單層雙向鋼筋，鋼筋量僅符合規範之溫度鋼筋需求，用以模擬建築物之外牆或隔間牆。

三座試體之構架均採用韌性配筋，兩邊界柱之中心距固定為 300cm(不縮尺時為 600cm)，梁底至基礎底面之淨高固定為 150cm(不縮尺時為 300cm)，用以模擬現行房屋結構常用跨度及高度。試體設計原則希望損壞發生於牆體及邊界柱上，梁及基礎破壞非本研究範圍，故設計階段即予以排除。另外為模擬建築物所受之垂直載重，每座試體之梁上施加總和 $0.1f'_{c}Ag$ 的軸力。試體編號分別為 C50W6E、C35W6E 以及 C20W6E。其中 C 表示柱，C 後面的數字表示柱深為 50、35、20 公分，W 表示牆，6 表示牆的厚度為 6 公分，E 表示牆體偏心配置。

三、試驗結果

3.1 C20W6E 試體

試驗之遲滯迴圈如圖 1，破壞包絡線則如圖 2，試驗最大強度為 914.3kN，發生於層間變位角 $\text{Drift} = 0.375\%$ 時，此時的裂縫發展如圖 3 所示，強度點前之 0.25% 時，上部結構與基礎介面產生剪力摩擦行為，且在柱與牆體相齊面(南面)此時兩邊界柱

體同時產生許多撓曲裂縫，但發現較遠離油壓制動器之東側明顯較多，並且有延伸至東與西兩側面柱，此時在柱與牆體偏心面(北面)之柱體並無看到明顯裂縫行為，推測應該是由於試體牆體為偏心配置，所以造成此行為模式。在柱與牆體偏心面(北面)且層間變位角為 0.5% 時，牆體出現主要斜剪裂縫，並有往上延伸至柱體行為，最後到試體結束層間變位角為 0.75% 過程時(圖 4)，更明顯看出牆體剪力裂縫造成柱體產生主要剪力裂縫。在此試體測試過程中，南北兩面之柱體並無產生保護層剝落的行為，而是直接牆體與柱體一同受剪力破壞至試體破壞。

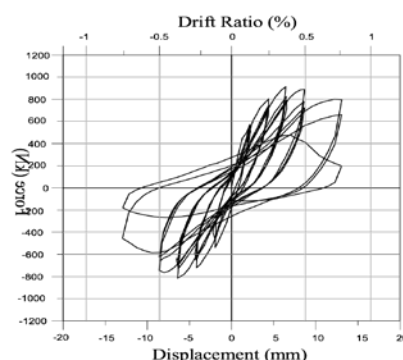


圖 1 C20W6E 遲滯迴圈圖

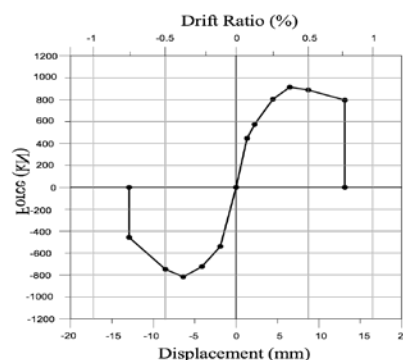


圖 2 C20W6E 破壞包絡線



圖 3 C20W6E 極限強度點裂縫發展



圖 4 C20W6E 試驗結束點裂縫發展

3.2 C35W6E 試體

試驗之遲滯迴圈如圖 5，破壞包絡線則如圖 6，試驗最大強度為 1419kN，發生於層間變位角 $\text{Drift Ratio} = 0.375\%$ 時，此時的裂縫發展如圖 7，裂縫為對角傾斜發展，裂縫由柱外側頂部向下傾斜，經過牆板至另一側柱底的外側。在強度點前之 0.25% 時，已在上部結構與基礎介面產生剪力摩擦，從東與西側面柱可看出，由於牆體為偏心配置造成裂縫發展有很明顯的不對稱性，且裂縫許多從柱與牆體相齊面(南面)延伸至兩側面柱，但無延伸至柱與牆體偏心面(北面)之柱面。在此試體測試過程中雖有多處牆體與柱體介面分離，但還是有明顯看出牆體斜剪裂縫有向上延伸往柱體使得柱體產生主要剪力裂縫之行為。試驗結束在 4%(圖 8)，柱與牆體相齊面(南面)與柱與牆體偏心面(北面)兩面比對，兩面混凝土剝落情形為南面嚴重，在此面柱體保護層幾乎全部剝落且可明顯看到核心混凝土區塊。

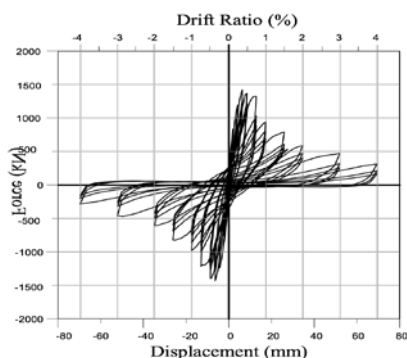


圖 5 C35W6E 遲滯迴圈圖

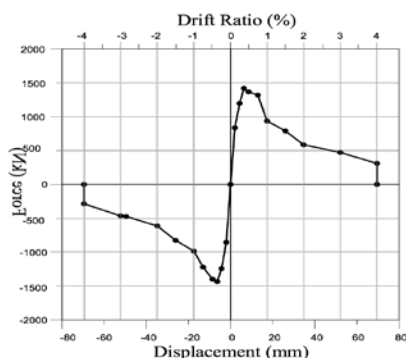


圖 6 C35W6E 破壞包絡線

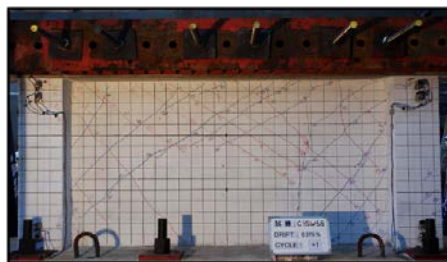


圖 7 C35W6E 極限強度點裂縫發展



圖 8 C35W6E 試驗結束點裂縫發展

3.3 C50W6E 試體

側推試驗之遲滯迴圈如圖 9，破壞包絡線則如圖 10 所示，試驗最大強度為 2281kN，發生於層間變位角 $\text{Drift Ratio} = 0.5\%$ 時，此時的裂縫發展如圖 11 所示，實驗強度點 0.5% 開始牆體快速與邊界構材成口形脫離，在 0.75% 開始試體則形成類似純構架之行為。邊界柱裂縫的發展有很明顯的不對稱性，且裂縫許多都從柱與牆體相齊面(南面)延伸至兩側面柱但無延伸至柱與牆體偏心面(北面)之柱面。此試體牆體對於整體行為貢獻為一開始之勁度，當牆體開始達破壞強度後，邊界構材沒有與牆板一同快速破壞，而是發生邊界構材快速與牆體分離。試驗結束在 5%(圖 12)，在此面柱體保護層幾乎全部剝落且可明顯看到核心混凝土區塊。由觀察破壞行為看出，牆體對於邊界構材影響性較小。

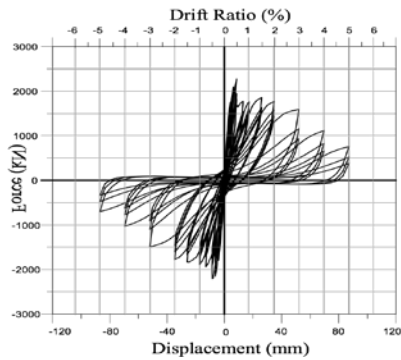


圖 9 C50W6E 遲滯迴圈圖

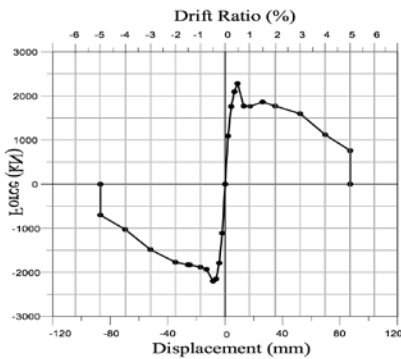


圖 10 C50W6E 破壞包絡線

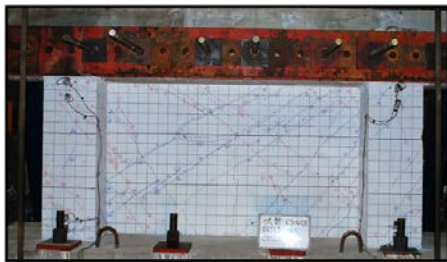


圖 11 C50W6E 極限強度點裂縫發展

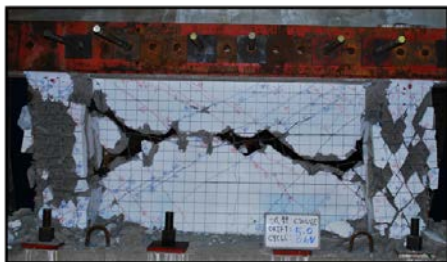


圖 12 C50W6E 試驗結束點裂縫發展

四、結論

三座試體之破壞包絡線如圖 13 所示，圖中顯示 C50W6E 試體於極限強度發展後，破壞包絡線出現一近似平台段，由前節試驗破壞描述可知，此試體之極限強度為牆體之貢獻，隨後發展純構架行為。因牆體損壞時亦造成邊界柱某種程度的損壞。此試體牆體先剪力破壞後，些許裂縫延伸至柱，柱生成撓曲與剪力裂縫，最後

為柱體撓剪破壞。

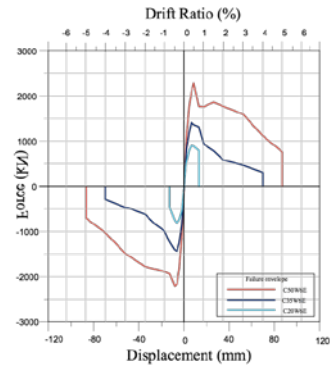


圖 13 四座試體破壞包絡線

C35W6E 試體於極限強度發展後，破壞包絡線未出現一近似平台段，但於極限強度發展後之強度急速衰減段後，出現了一較為平緩之下降段。此現象比對前節試驗破壞描述，可解釋為此試體之極限強度係為牆體之貢獻，隨後亦可發展純構架行為，惟因牆體損壞時造成邊界柱損壞的程度程度較大，故此試體可發展之純構架行為較不明顯。此試體牆體先剪力破壞後，其裂縫延伸至柱，柱生成撓曲以及剪力裂縫，且柱與牆體相齊面(南面)與柱與牆體偏心面(北面)兩面損害程度差異很大，此試體最後為牆板脫離及柱明顯的剪力破壞。

C20W6E 試體於極限強度發展後，破壞包絡線並未出現近似平台段，且極限強度發展後強度急速衰減，並迅速發生喪失軸力承載能力。此現象比對前節試驗破壞描述，可解釋為此試體之極限強度為牆體之貢獻，因邊界柱體能力有限，牆體損壞時亦造成邊界柱損壞。此試體牆體為剪力破壞，無純構架單獨承載之行為。

參考文獻

1. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部，民國一〇〇年。
2. 邱聰智，「碳纖 FRP 在鋼筋混凝土牆之耐震補強研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北，民國九十一年。
3. 涂耀賢、邱聰智、陳照枝、周逢霖、鍾立來、劉俊秀、江文卿，「鋼筋混凝土牆厚與邊界柱深比對構架耐震行為影響研究」，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，No.1504，桃園(2016)。

發展適用於台灣地區的地震動模型

趙書賢¹ 程毅豪² 林柏伸³ 許喬筑⁴

摘要

本研究發展了全新的水平向地震動模型，其可用於評估台灣的地殼地震與隱沒帶地震所造成之不同場址的地震動強度，包含最佳預測之中值模型與可能範圍的不確定性模型。本研究發展了可同時考慮資料截切效應與混合效應的兩階段最大勢能迴歸分析法來求取模型的係數，相較於過去一般使用的迴歸分析方法，其優勢在於可以考慮相同地震事件或相同測站的量測紀錄其殘差的相關性，並同時解決資料截切效應所造成的取樣偏差問題。本研究選用介於 0.01 秒至 5 秒結構週期 5% 阻尼比水平向加速度反應譜值作為地震動強度的量測值，並考慮了重要的地震動特徵如規模飽和效應、距離飽和效應、幾何擴散效應、非線性衰減效應、線性場址效應、非線性場址效應、自然不確定性與統計不確定性等對地震動強度預測的影響，最終以不同的震源參數（如震距規模 M_w 、斷層機制、破裂面頂部至地表的深度、主餘震）、路徑參數（如測站至斷層破裂面的最短距離）與場址參數（ V_{s30} 與 $Z_{1.0}$ ）建置地震動模型。本研究所建置的地震動模型未來可供台灣特定工址進行定值式地震危害度分析、機率式地震危害度分析與地震風險評估之用。

關鍵詞：地殼地震、隱沒帶地震、自然不確定性、統計不確定性

一、前言

為了進行結構之地震風險評估，我們需要瞭解地震所可能引致的危害程度以及結構物的耐震能力。地震的危害一般是以工址的地震動強度年超越機率來表示，其可透過機率式地震危害度分析來進行計算。在進行地震危害度分析之時，我們需要建立地震源模型與地震動模型，其中地震源模型用來描述地震每年發生的次數、地震規模大小以及發生位置的機率分佈，而地震動模型則是用來描述發生於特定位置與規模的地震對結構所在位址所可能引致之地震動強度的機率分佈，其中地震源的特性、傳遞路徑的特性與場址的特性皆會影響到地震動強度的大小。

在過去已有一些研究利用台灣的地震動資料建置適用於台灣的地震動模型，但是大部分的模型當應用在地震危害度分析時則有其限制，有鑑於此，本研究旨在發

展能夠符合工程實務應用的需求以及能夠精準的反映各種不同的地震動特徵的地震動模型，其開發之過程與結果摘述如下。

二、地震資料的篩選

本研究以中心執行「台灣地震危害高階模型建置計畫」所發展的地震動資料庫來發展新的台灣地震動模型，而資料挑選的條件為：1.各地震事件與強震測站，其至少需要有十個以上的地震紀錄；2.所挑選之各紀錄之 PGA 值需大於 4gal ；3.僅採用氣象局之強震站的紀錄，而即時站之訊號解析度較低因此不予採用。

三、迴歸分析方式

本研究結合了兩階段迴歸分析方法[1]與隨機截切資料之機率分佈函數[2]，發展出可同時考量資料截切所導致之取樣偏差

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 中央研究院統計科學研究所研究員

³ 中興工程顧問社正研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

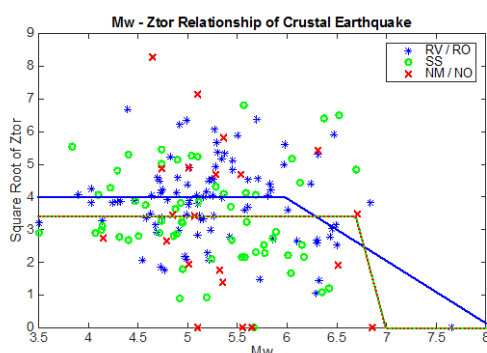
與誤差相關性混合模式之迴歸分析方法，以用來求取精確的地震動模型係數，詳細分析流程詳參完整報告。

四、中值模型

地震動模型為一描述不同的地震動境況下所可能引致地震動大小的數值模型，通常假定地震動大小的機率分佈滿足對數常態分佈，因此其可由中值模型與標準差模型來描述。本小結描述本研究所建置的中值模型，其可用來評估不同地震動境況下最可能引致的地震動強度。

4.1 基本地震動境況

本研究所建置的地震動模型可用來預測 0.01 秒至 5 秒結構週期之 5% 阻尼比的水平譜加速度值，該模型由基本地震動境況的預測與不同的尺度效應來組成，其中基本地震動境況的設定如下：主震規模 5.5、距離 0 公里、量測之 Vs30 值為 760m/s、Z1.0 值則依據 Vs30 值為 760m/s 由經驗公式來計算[3]，此外為反映大規模地殼地震大部分破裂至地表之特性，因此採用以地震資料回歸所得之規模相依的深度境況值，結果如圖一所示，而隱沒帶地震的深度與規模並無太大之相關性，因此其深度境況值假設為 50 公里。圖二為基本地震動境況下的加速度反應譜，包括了不同斷層機制的地殼地震、馬尼拉隱沒帶地震與琉球隱沒帶地震。



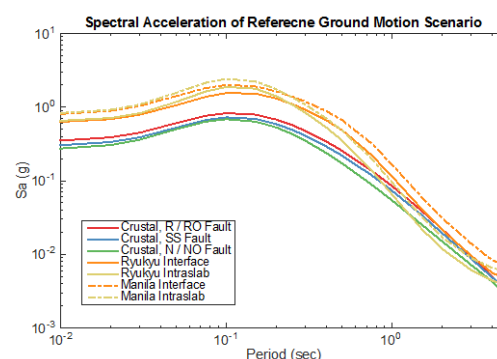
圖一 不同斷層機制之地殼地震其規模與深度之關係

4.2 規模與距離尺度關係

本研究所選用的地震動資料中地殼地震最小規模為 Mw 3.5，最大為 Mw 7.6，因此本研究的地震動模型其可用來預測 Mw 3.5-8.0 的地殼地震；而隱沒帶地震資料最小規模為 Mw 4.2，最大為 Mw 7.1 因此本研究的地震動模型採用適用於日本的隱沒帶地震之規模尺度關係來預測 Mw 7.1 以上的地震動值，因此其可用來預測 Mw 4.0-8.0 的隱沒帶內部型地震與 Mw 4.0-9.0 的隱沒帶介面型地震；而模型適用的距離範圍則依據地震動資料的距離範圍來設定。地震動模型適用的範圍詳參表一。

表一 本研究發展之地震動模型所適用的地震動境況參數範圍

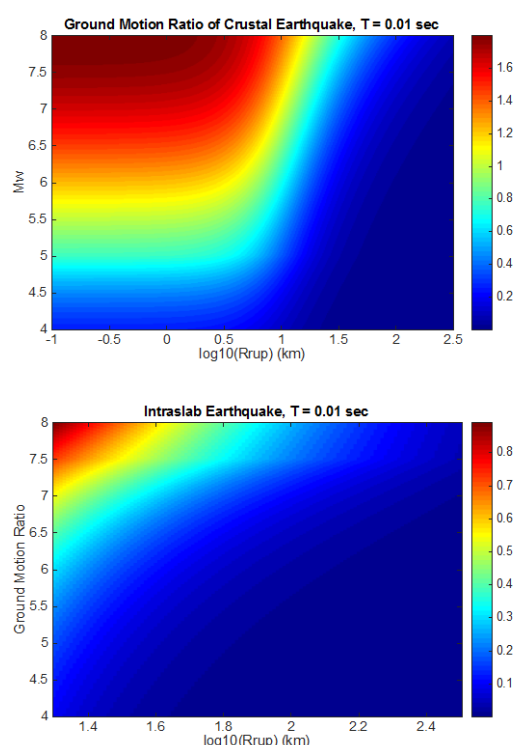
參數	範圍
規模	地殼地震 Mw 4 – 8 隱沒帶介面型地震 Mw 4 – 9 隱沒帶內部型地震 Mw 4 – 8
距離	地殼地震 0.1 – 300 km 隱沒帶地震 10 km – 300 km
深度	地殼地震 0 – 70 km 隱沒帶地震 0 – 180 km
Vs30	180 – 1100 m/s
Z1.0	5 – 1000 m
週期	0.01 – 5 sec



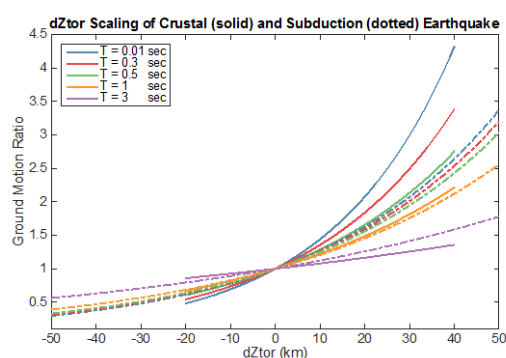
圖二 基本地震動境況下的加速度反應譜

以地殼地震與隱沒帶內部型地震為例，圖三為本研究之地震動模型其峰值地表加速度之規模與距離的尺度關係，其代表了不同地震規模之下的地震動值相對於基本地震動境況的比值。其中可以發現地殼地震的短週期反應譜於地震規模較大與鄰近

斷層時有明顯的飽和現象，而隱沒帶地震則並未發現有明顯的飽和現象。



圖三 地殼地震與隱沒帶內部型地震之規模與距離尺度關係



圖四 不同週期譜加速度之深度尺度關係

4.3 深度尺度關係

圖四為本研究地震動模型不同週期譜加速度之深度尺度關係，模型適用的深度範圍可參考表一。由圖四可以發現台灣不論是地殼或是隱沒帶地震，在相同的距離之下，深度越深則譜加速度值越高，尤以短週期的譜加速度更為明顯。

4.4 餘震效應

過去的研究發現相較於主震，餘震由於其應力降較低，因此在相同的地震動境況下，其造成的地震動值較主震為低，由分析結果可以發現餘震的地震動值約比主震的地震動值減少 15%。

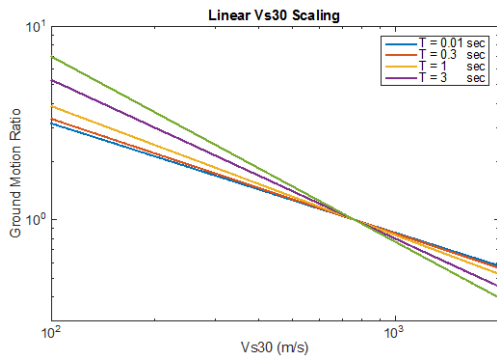
4.5 線性場址效應

線性場址效應為描述當一地震發生時，與斷層破裂面距離相同的兩工址，相較於淺層堅硬的地盤與岩盤深度較淺的工址，淺層軟弱的地盤與岩盤深度較深的工址將觀測到較大的地震動。通常地震動模型採用 30 公尺深的平均土壤剪力波速值(Vs30)值來量化淺層土壤特性對地震動的影響，以及採用剪力波速達到 1km/s 的深度值(Z1.0)來量化岩盤深度對地震動的影響。圖五與圖六為本研究之地震動模型不同週期譜加速度其 Vs30 與 Z1.0 的尺度關係，由分析結果可以發現結構週期越強，場址效應的尺度關係也越強，代表越軟弱的淺層土壤與具有較深岩盤的工址其長周期反應譜的放大更為明顯。

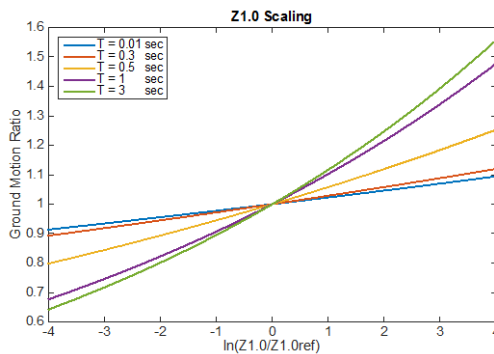
4.5 非線性場址效應

非線性場址效應為描述當工址土層在受震之時，由於土壤材料非線性力學行為的關係，當土層所承受的剪應變越大時，將反應較高的阻尼比，因此當兩工址在相同的深層岩盤輸入地震動之下，當地震動輸入的強度越高之時，淺層土壤較軟弱的工址反而會觀測到較低的地震動值。

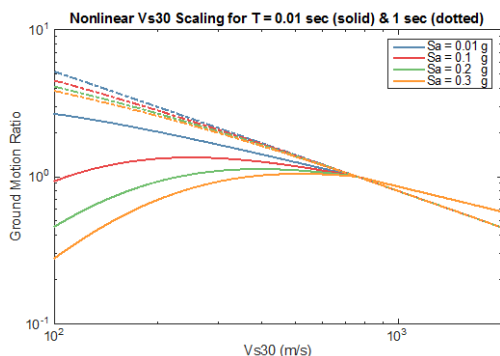
非線性場址效應主要會對短週期的反應譜值有影響，長週期的反應譜值則影響不大。以週期 0.01 秒的譜加速度為例，圖七為本研究之地震動模型在不同的岩盤(Vs30 為 1100 m/s) 輸入地震動之下(Sa1100) 的 Vs30 尺度關係。當輸入地震動為 0.01g 時，幾乎沒有非線性效應，而當輸入地震動大於 0.1g 時 Vs30 小於 760m/s 的測站可以觀察到相當明顯的土壤非線性所造成的地震動折減現象。



圖五 不同結構週期之 Vs30 尺度關係



圖六 不同結構週期之 Z1.0 尺度關係



圖七 不同的岩盤輸入地震動(Sa1100)強度情況下的 Vs30 尺度關係

五、不確定模型

本小節描述用來評估不同地震動境況下地震動強度變異性的不確定性模型，依據其特性可分作自然不確定性與統計不確定性，分述如下：

5.1 自然不確定性模型

自然不確定來自於地震動本身的特性與模型開發過程時各種簡化假設的限制，

導致各地震境況下的地震動預估具有隨機性，該隨機性以對數常態分佈的標準差來量化。以單一測站為例，由地震所引致的地震動標準差值約為 0.5 至 0.65 之間，其主要為規模的函數。中值增加 1 倍標準差的地震動值約為中值的 1.6 至 1.9 倍，因此該不確定性的尺寸相當的可觀。

5.2 統計不確定性

統計不確定性來自於因資料的不足導致所建置的模型其預測值具有隨機性，由初步分析的結果可以發現中值的統計不確定性標準差值約為 0.1 至 0.2 之間，其主要為規模與週期的函數，自然不確定性模型的統計不確定性標準差值約為 0.05 至 0.1 之間，大略為中值的一半。統計不確定性的標準差值比自然不確定性的標準差值來得小，因此過去的研究大部分僅考量自然不確定性對地震動預估結果的影響。

六、小結

本研究建立了新的迴歸分析方式，可同時考慮資料截切效應與誤差的相關性，並以該方式進行迴歸分析建置了考量不同震源、路徑與場址效應的台灣地震動模型，可供未來工程實務界之應用。模型完整開發的過程與成果如其公式與係數，可參考中心完整報告。

參考文獻

1. Joyner, W. B., and D. M. Boore (1993). Methods for regression analysis of strong-motion data, Bull. Seismol. Soc. Am. 83, no. 2, 469–487.
2. Bragato P.L. (2004). Regression analysis with truncated samples and its application to ground-motion attenuation studies, Bull. Seismol. Soc. Am., 94: 1369–1378.
3. Kuo, C. H., C. M. Lin, K. L. Wen, and H. H. Hsieh (2016). An Important Update for the Engineering Geological Database for TSMIP. Short Report of NCREC.

核能電廠圍阻體 1/13 縮尺試體 反覆載重試驗設計規劃

張哲瑜¹ 楊炫智² 吳俊霖³ 徐增全⁴ 呂胡忠¹ 張長菁¹

摘要

歷經 1979 年美國三哩島、1986 年蘇聯車諾比以及 2011 年日本福島等核子安全事故，核能安全必須重新評估與檢視，以避免此等重大災害可能造成的衝擊。核子反應爐之圍阻體結構乃其安全機制的重要屏蔽，具備屏蔽輻射及阻絕熱能之功能，有異於一般結構物，因其板殼結構與複合材料特性，而致難以準確掌握其強度及韌性極限，且較少針對其耐震行為進行評估與探討。有鑑於此，本研究以先進式沸水式反應器(ABWR)廠房之圍阻體(RCCV)為研究對象，建立其 1:13 之縮尺模型並進行反覆載重試驗，以瞭解圍阻體全域之結構力學特性與破壞機制，確切掌握其力學行為，期能提升未來核能電廠進行安全評估與設計之高端技術。本研究於國家地震工程研究中心完成兩座圍阻體縮尺模型反覆載重試驗，本實驗使用 8 支水平向油壓致動器，以位移控制方式施加水平反覆載重於試體上，並於試體四個角隅處以 4 支垂直向油壓致動器維持圍阻體試體於試驗過程中之雙曲率變形並施加實際狀態下圍阻體所承受之等比例垂直荷重。本試驗量測系統配置包括：(1)以傳統位移計及光學量測系統記錄圍阻體表面之三維位移場；(2)高階數位相機陣列記錄不同加載階段之裂縫寬度、裂縫發展並作影像紀錄，並輔以傳統目視描繪裂縫作為比對；(3)黏貼應變計以記錄圍阻體垂直向鋼筋及水平環向鋼筋之應變場。本文針對實驗規劃及設計進行探討，由於圍阻體為巨大量體，具備高側向強度、高勁度、低變形能力之特性，其縮尺反覆載重試驗是全球稀有、具高度挑戰性的試驗，可供未來國內外擬進行類似實驗計畫參考。

關鍵詞：圍阻體、縮尺、反覆載重、核能電廠

一、前言

核能發電相較於其他發電型式，如火力、水力、潮汐、風力等，具有高效率與產能的供電特性，並且碳排放量較低，核能發電於全球廣受運用。然而，歷經 1979 年美國三哩島、1986 年蘇聯車諾比以及 2011 年日本福島等核子安全事故，核能安全必須重新評估與檢視，以避免此等重大災害可能對社會、環境與經濟造成的衝擊。核子反應爐之圍阻體結構乃其安全機制的重要屏蔽，其結構設計有異於一般結構物，以考量核子反應爐受損洩漏所導致內部異常高溫高壓的極限耐受能力，以及遭受恐

怖攻擊所造成的爆炸威脅為首，並且因其板殼結構與複合材料特性，以致難以準確掌握其強度及韌性極限，且較少對其耐震行為進行評估與探討，針對此類特殊結構之試驗更是少見。過去一般混凝土結構試驗，如：牆、柱、樑柱接頭等，若能採用與原型尺寸的比例一致的試體進行試驗，除可減少尺寸效應對於試驗的影響，試驗成果亦可視為接近真實狀態下的反應；唯若當研究標的物為特殊建築物，如：核能電廠、超高樓等大型結構體時，以實尺寸進行試驗將耗費大量的人力、物力，且需可觀規模之試驗場地，未必可行，故須採以縮尺的物理模型試驗進行評估，此縮尺

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研究員

⁴ 美國休士頓大學教授

物理模型需與原型結構具備高度關聯性。一般而言，採用縮尺之物理模型需考量與原型間的關鍵因素，包括：幾何相似性、運動相似性及動力相似性等，若能完全維持上述特性進行縮尺，則所得到的結果將可視為與原型一致的行為，唯大多無法完全滿足此條件，此時則須在有限的實驗設施條件下，慎選關鍵因素，以代表原型追求的力學行為。

本研究以先進式沸水式反應器(ABWR)廠房之圍阻體(Reinforced Concrete Containment Vessel, RCCV)為研究對象，建立其 1:13 之縮尺模型並進行反覆載重試驗，以進一步瞭解其結構特性與破壞行為。本試驗有兩座試體，各使用 8 支油壓致動器用於水平向反覆加載，4 支油壓致動器用於維持圍阻體試體之雙曲率變形以及固定垂直軸力，而油壓致動器之內置荷重計用於記錄圍阻體之實際受力狀態。整體量測配置包括：(1)以傳統位移計及光學量測系統量測圍阻體表面之三維位移場；(2)高階數位相機陣列記錄不同加載階段之裂縫寬度、裂縫發展以及影像紀錄，並輔以傳統目視描繪裂縫作為比對；(3)黏貼應變計以量測圍阻體垂直向鋼筋及水平環向鋼筋之應變場。本文針對實驗規劃及設計進行深入探討，由於圍阻體為巨大量體，具備高側向強度、高勁度、低變形能力之特性，其縮尺反覆載重試驗乃全球稀有並具高度挑戰性，可供未來國內外擬進行類似實驗計畫參考。圖一為試驗實況照片。

二、試體設計及施工

本研究以圍阻體為研究標的物，實際結構尺寸為外徑 33m、內徑 29m、壁體高度 29.5m，圖二為圍阻體尺寸與配筋示意圖，考量人力、物力、資源、空間等因素，本研究以等比例縮尺模型進行試驗，參考美國電力研究所(EPRI)針對核能電廠圍阻體結構安全評估經驗公式，並與有限元素數值模擬比對，以控制試驗所需側推力於 600 噸重的條件，決定本試驗兩座試體採用 1:13 縮尺比例進行，經由縮尺後之圍阻

體試體為外徑 2.5m、內徑 2.2m、壁體高度 2.25 公尺之圓形筒狀結構物，如圖三所示。兩座試體壁體鋼筋配置則如圖四所示，試體 1 之垂直鋼筋延伸進入頂板與底板，鋼筋比為 2%。由於試體 1 與頂板接縫處產生界面剪力滑移破壞，試體 2 除採用試體 1 之設計外，於壁體上方與下方 1/4 試體高度之範圍內增加垂直鋼筋，提高該處之鋼筋比並以鋸齒狀排列，圖五為試體配筋分析圖，透過數值模擬分析採用鋼筋比 4% 的設計，以避免試體與頂板及底板接縫處產生界面剪力滑移破壞的現象。

為避免縮尺模型之頂板與底板混凝土於施加大量螺桿預力後開裂，本研究採用鋼板包覆方式強化頂板與底板；此外，縮尺圍阻體之配筋比例與原始設計相同，造成鋼筋間距狹小，必須調整骨材粒徑與混凝土配比，避免澆置失敗產生蜂窩或孔洞，為此，於完整縮尺模型正式施工前，本研究預先以局部縮尺模型，進行數種配比試灌與抗壓強度測試，歷經多次測試後，選用骨材最大粒徑 8 mm，滿足抗壓強度 350 kgf/cm²，代表工作性的坍落度可達到 68 cm 的自充填混凝土做為正式施工時之配比。本試體壁體施工過程如圖六所示。

三、試驗設計與夾具規劃

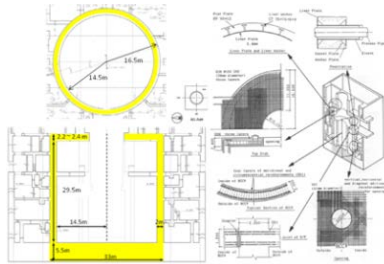
本試驗使用 8 支油壓致動器用於水平反覆加載，4 支油壓致動器用於維持受測圍阻體之雙曲率變形以及固定垂直軸力，而油壓致動器之內置荷重計用於記錄圍阻體之實際受力狀態。圖七為試體之油壓致動器與夾具配置圖。為避免水平向油壓致動器之側推力於試驗過程中對試體產生額外的彎矩，超過垂直向油壓致動器之極限，本試驗使用 L 型鋼梁為傳力梁，水平向油壓致動器之側推力施加於傳力梁，傳遞至試體，並控制水平側推合力高程通過壁體中心，避免產生額外彎矩，藉此減輕垂直向致動器之負擔。圖八(a)與(b)分別為試體 1 與試體 2 反覆載重加載歷時規劃圖。



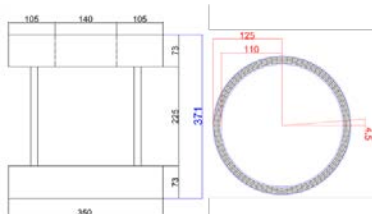
圖一 圍阻體縮尺試體反覆載重試驗實況



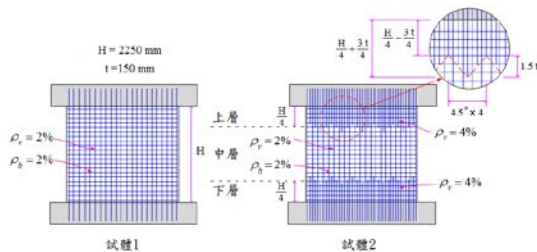
圖六 試體壁體施工圖



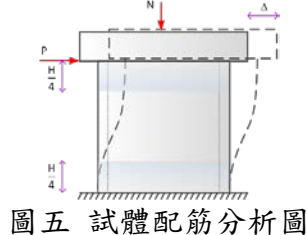
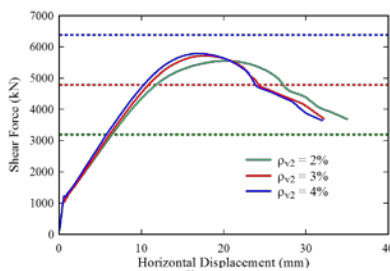
圖二 圍阻體尺寸與配筋示意圖



圖三 圍阻體 1/13 縮尺試體尺寸圖



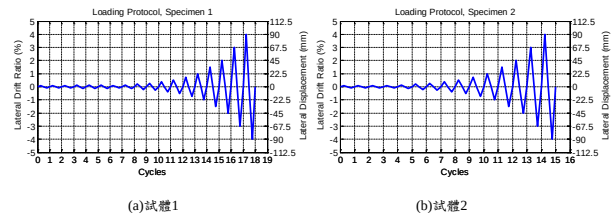
圖四 試體配筋設計圖



圖五 試體配筋分析圖



圖七 試體配置圖



圖八 試體反覆載重加載歷時規劃圖

四、量測系統配置

本試驗採用之量測系統有磁感式位移計、指針式位移計(Dial Gauge)、拉線式位移計(String Pot)、光學量測系統(Optical Measurement System)、高階數位相機以及應變計(Strain Gauge)。多種位移計的使用，分佈於試體頂板與底座，量測垂直向與兩個水平向的位移，不僅量測試體結構行為表現，也能相互對照、比較。磁感式位移計設置於試體頂板高程，垂直向四支位移計分別量測試體頂板四個角落的位移，水平向兩支位移計則測量試體頂板高程於加載方向的水平位移，量測值可用來判斷試體是否有傾斜、扭轉的現象。指針式位移計設置於試體底座，垂直向位移計量測試體底座垂直位移，水平向位移計則測量試體底座水平位移，量測值可用於判斷試體是否有傾斜、扭轉的現象。拉線式位移計設置於試體頂板高程四個角落，每個角落分別設置兩個位移計以相互對照，量測試體頂板水平與垂直方向位移量，其中一個角落設置三個位移計以量測另一個水平方

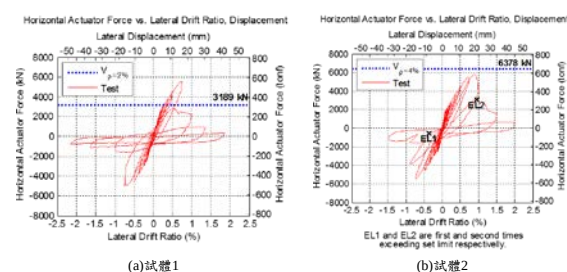
向位移量。試體 2 的規劃更於 L 型傳力鋼梁設置拉線式位移計，量測鋼梁是否於受側推時有變形的行為。光學量測系統追蹤器用於量測試體表面之三維位移場，其水平向配置以 22.5 度的間隔環繞均佈試體表面，垂直向配置除均佈壁體以外，並延伸至頂板與底座，可用以判斷試體與頂板或底座的相對位移與結構行為。本試驗使用高階數位相機陣列環繞試體，相機陣列拍攝頻率一致，由控制系統於固定時間間隔統一拍攝，記錄不同加載階段之裂縫寬度、裂縫發展，並為試驗施作之影像紀錄，輔以傳統目視描繪裂縫作為比對。應變計黏貼處，均佈試體垂直向鋼筋以及水平向環狀鋼筋，用以記錄試體之應變場，了解試體隨著加載階段變化之結構行為表現。

五、試驗結果與建議

本試驗兩座試體之反覆載重遲滯迴圈如圖九所示，藍色虛線為由 EPRI 經驗公式計算求得的剪力，紅線則表示試體受反覆載重時層間變位的狀況，試體 1 於層間變位角 1% 時，壁體於接近頂板交界處產生界面剪力滑移破壞的現象，試體於此現象產生後，整體側向強度降低；試體 2 針對此現象於試體上部與下部 1/4 試體高度的位置增加垂直鋼筋，因此試體與頂板以及底座交界處沒有界面剪力滑移破壞的情況，試體整體強度也較能維持，試體 2 最終呈現剪力破壞模式。

本研究以先進式沸水式反應器(ABWR)廠房之圍阻體(Reinforced Concrete Containment Vessel, RCCV)為研究對象，建立其 1:13 之縮尺模型並進行反覆載重試驗，以進一步瞭解其結構特性與破壞行為。本試驗試體 1 採用與實際圍阻體結構相同的配筋方式，試體 2 則針對試體 1 與頂板交界處產生的界面剪力破壞進行配筋的調整，避免此現象的產生。由試驗結果發現，與加載方向平行的試體表面產生剪力破壞的裂縫，與加載方向垂直的試體表面產生受拉力破壞的裂縫。由於圍阻體為巨大量體，具備高側向強度、高勁度、低變形能

力之特性，其縮尺反覆載重試驗乃全球稀有並具高度挑戰性，本文針對實驗規劃及設計進行深入探討，包括試體配筋、加載規劃、夾具設計、量測系統等，可供未來國內外擬進行類似之實驗計畫參考。



圖九 反覆載重試驗遲滯迴圈圖

參考文獻

1. NUREG/CR-6639, SAND99-1464, ANA-98-0252, "Seismic Analysis of a Prestressed Concrete Containment Vessel Model," March (1999).
2. NUREG/CR-6906, SAND2006-2274P, "Containment Integrity Research at Sandia National Laboratories," July (2006).
3. Saito, H., Muramatsu, Y., Furukawa, H., Hasegawa, T. and Mutoh, A., "Post-test Analysis of A 1:10-scale Top Slab Model of ABWR/RCCV Subjected to Internal Pressure," Nuclear Engineering and Design 145, pp.339-353 (1993).
4. Hirama, T., Goto, M., Shiba, K., Kobayashi, T., Tanaka, R., Tsurumaki, S., Takiguchi, K. and Akiyama, H., "Seismic Proof Test of A Reinforced Concrete Containment Vessel (RCCV) Part 2: Results of Shaking Table Tests," Nuclear Engineering and Design 235, pp.1349-1371 (2007).
5. Hsu, T. C., Wu, C. L. and Lin, J. L., "Infrastructure Systems for Nuclear Energy," John Wiley & Sons, West Sussex, UK (2014).

核能電廠圍阻體 1/13 縮尺試體反覆載重試驗(2)-結果探討

呂胡忠¹ 楊炫智¹ 張哲瑜¹ 張長菁¹ 吳俊霖¹ 王孔君¹ 楊元森² 徐增全³

摘要

核能發電投入商業運轉至今已逾 60 年，在其發展過程中，經歷了美國三哩島、前蘇聯車諾比及日本福島等重大核能電廠事故。核能電廠反應爐的圍阻體必須具備阻絕高溫、承受高壓、防止放射性物質外洩及抵抗恐怖攻擊等功能，故設計與評估往往相當保守。但福島事件後，地震災害對核能電廠安全性的影響，又再度引起全球的高度關注。本研究之試驗選用先進沸水式反應器(ABWR)廠房之一次圍阻體做為研究對象，由於原尺寸之圍阻體結構規模龐大，在試驗的時程、技術、成本與安全性等方面極具挑戰，故採用等比例縮尺模型進行試驗。將兩座 1/13 圍阻體縮尺模型之反覆載重試驗結果做一初步比較，在水平向載重、水平向位移、裂縫觀察、試驗照片與應變計數據等方面進行說明與討論，以對未來相關試驗規劃及核能電廠安全評估提供更多的研究經驗與成果。

關鍵詞：先進沸水式反應器、鋼筋混凝土圍阻體、反覆載重、縮尺試驗

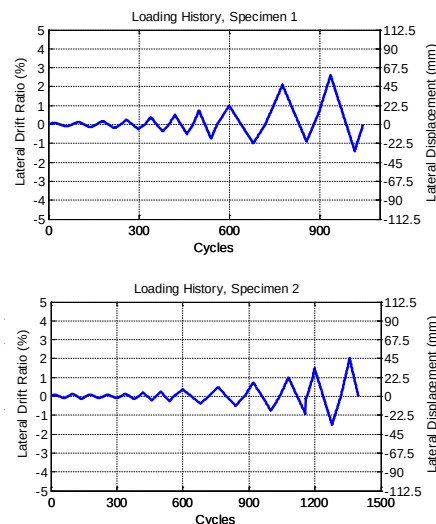
一、前言

核能發電投入商業運轉至今已逾 60 年，期間歷經美國三哩島、蘇聯車諾比及日本福島等核子事故，對於社會經濟與生態環境都造成了重大衝擊。本研究選用先進式沸水式反應器(ABWR)廠房的一次圍阻體作為研究對象，藉由反覆載重試驗來瞭解其結構力學特性與破壞行為，以供未來核能電廠進行安全評估與設計之用。由於核能電廠圍阻體係一大型鋼筋混凝土結構體，故本研究以 1/13 等比例縮尺的物理模型試體來進行試驗，以保持縮尺模型與原型結構之關聯性。

二、試驗過程

本研究的 1/13 縮尺試體反覆載重試驗製作 2 座試體，試驗中監測所得的反覆載重歷程如圖一。試體 1 與 2 分別以 1045 與 1398 個步數完成試驗。圖二中藍色曲線是美國休士頓大學徐增全教授等人的分析預測結果，紅色曲線為試驗數據。試體 1 與 2 分別在層間變位角 0.743% 與 0.899%

時出現最大側推力 5580 kN 與 6113 kN。觀察圖一與二可知，在最後兩個載重週期中，兩個試體皆出現層間變位角正負值不一致的現象。原因是此時的試體破壞程度較嚴重，因安全考量故未將試體側推至原規劃之層間變位角。

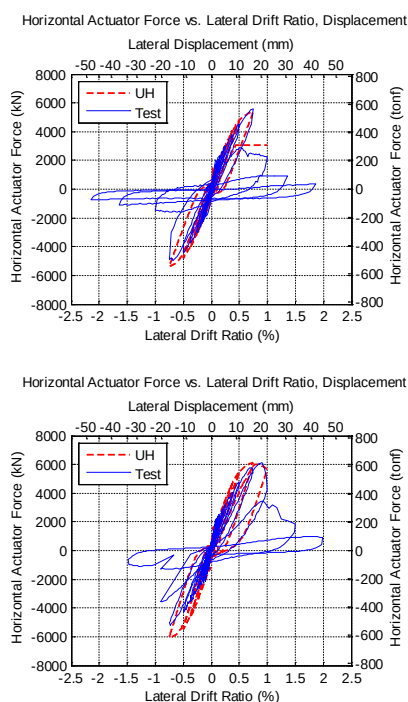


圖一 反覆載重加載歷程

¹ 國家地震工程研究中心

² 國立台北科技大學土木工程系

³ 美國休士頓大學土木及環境工程系



圖二 試驗結果之遲滯圈

三、試驗結果與探討

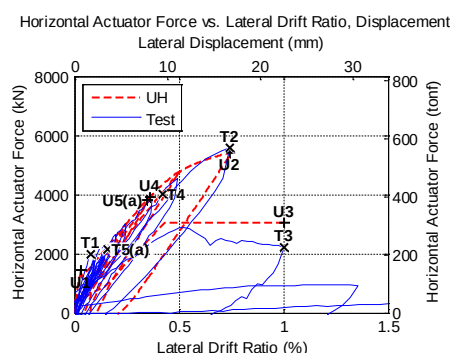
為說明試驗結果，本研究從力學行為的角度在試驗過程中選出 5 個狀態視為關鍵點，此 5 個關鍵點分別為：(1) 初始裂縫，即壁體開始出現裂縫之時；(2) 最大側推力，當水平向施加的載重達到最大値之時；(3) 層間變位角 1%，當壁體的層間變位角達到 1% 之時；(4) 水平鋼筋降伏，在壁體的水平向鋼筋開始出現降伏的時候；(5) 垂直鋼筋降伏，在壁體的垂直向鋼筋開始出現降伏的時候。其中，試體 2 的壁體在上下層 H/4 範圍內的垂直鋼筋量與中層不同，因此試體 2 的第(5)個關鍵點代表中層垂直鋼筋的狀態，第(6)個關鍵點則代表上下層的狀態。各關鍵點所對應的側推力與層間變位角列於表一，上述關鍵點的編號與各狀態發生的先後次序無關。

表一 關鍵點狀態

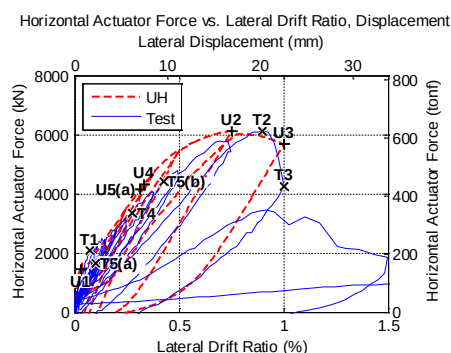
關鍵點	名稱	側推力(kN)		層間變位角(%)	
		試體1	試體2	試體1	試體2
1	初始裂縫	1993	2095	0.077	0.073
2	最大側推力	5580	6113	0.743	0.899
3	層間變位角1%	2227	4245	1.002	1.000
4	水平鋼筋降伏	-3634	3338	-0.35	0.276
5(a)	垂直鋼筋降伏(中層)	2144	1660	0.156	0.099
5(b)	垂直鋼筋降伏(上下層)	-	4426	-	0.427

將試體一與二的遲滯圈右上部份放大於圖三並標示出關鍵點的位置。在試體一之中，分析與試驗結果的最大側推力相當接近。當層間變位角達 1% 時，分析與試驗的側推力分別為 3037kN 與 2227kN，試驗值為分析值的 73%。而試體二的分析與試驗最大側推力亦相當接近，惟層間變位角分別為 0.75% 與 0.9%。當層間變位角皆為 1% 時，分析與試驗的側推力分別為 5668 kN 與 4245 kN，試驗值為分析值的 75%。比較兩者試體，試體一的最大側推強度為試體二的 91%，而層間變位角達 1% 時的側推強度為試體二的 52%。再配合遲滯圈的發展情形來看，可知試體一的側推強度折減時機較早，衰減的程度也較明顯。

試體 1



試體 2

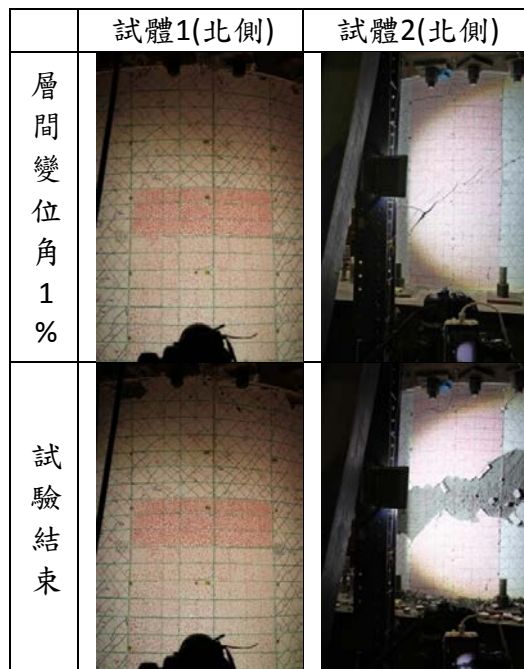


圖三 試驗側推力為正之遲滯圈與關鍵點

試驗過程中，兩座試體達到層間變位角 1% 及試驗結束時，壁體表面的照片如圖四所示。壁體表面的綠色網格，每格寬度約 $2500 \text{ mm} \times \pi / 80 = 98.175 \text{ mm}$ ，高度約 $2250 \text{ mm} / 20 = 112.5 \text{ mm}$ 。層間變位角 1% 時壁體表面出現許多與 45 度傾斜的紅色

及藍色線條，該線條是沿著裂縫位置與走向以人工目視與徒手描繪的方式繪製於裂縫旁。每次描繪至裂縫停止處會標註當時的層間變位角，並以表單記錄各區域的裂縫資訊。其中藍色線條為側推力為正時所產生的裂縫，正向代表側推力是由西向東加載；而紅色線條即為側推力為負，由東向西加載時所產生的裂縫。中間有許多紅色斑點的矩形區域為影像量測所需之記號。

觀察層間變位角 1% 的狀態可發現，試體 1 壁體上緣出現水平向裂縫；試體 2 壁體中間出現 45 度角斜裂縫。最後在試驗結束時，試體 1 壁體上緣的水平向裂縫更為明顯，試體 2 中間已有大量的混凝土剝落。根據最後的破壞行為可知，試體 1 的破壞模式為界面剪力滑移破壞，導致試體側推強度快速折減至最大側推力之 40%；試體 2 的破壞模式為剪力破壞，側推強度的折減過程較為緩慢。試驗結束的照片是在層間變位角回復至 0% 時拍攝，加上試體上方靜載重的影響，所以試體 1 上緣的水平向裂縫寬度在視覺上也已減小許多。



圖四 試體壁體表面於試驗過程之變化

四、結論與展望

試體 1 的最大側推強度為試體 2 的 96%，層間變位角 1% 時的側推強度為試體 2 的 56%。試驗終止時，試體 1 的破壞模式為界面剪力滑移破壞，導致試體側推強度快速折減至最大側推力之 40%。試體 2 的破壞模式為剪力破壞，側推強度的折減過程較為緩慢。兩者相較之下，試體 1 側推強度的折減時機較早，衰減的程度也較明顯。

壁體的裂縫寬度是以人工方式來徒手描繪與測量，難免會有人為判斷的誤差。因此試驗前應充分溝通，試驗中與團隊間互相溝通確認，以避免人為誤差過大。

本研究 2 次試驗耗時約 16 與 13 小時，由於試驗場地並非完全密閉的室內空間，故試體表面必須照射燈光以提高試體照片的清晰度。若光線明亮度無法均勻一致時，宜避免壁體局部區域的光線強度與周圍落差太大，否則相機可能無法拍攝出部份區域的細部資訊。

試體上裝設儀器或感應元件的位置，在試驗中很可能出現三維方向的位移或轉角。因此取得儀器資料後，應考慮三維方向的分量做處理。如試體的高度發生變化時，水平向的油壓致動器與位移計會出現傾斜現象，所以試體的水平位移量應以數據之水平向分量為準。

參考文獻

1. Hsu, T. T. C. and Mo, Y. L., Unified Theory of Concrete Structures, John Wiley & Sons, Inc., July 2010.
2. NUREG/CR-6639, SAND99-1464, ANA-98-0252, "Seismic Analysis of a Prestressed Concrete Containment Vessel Model", March 1999.
3. NUREG/CR-6906, SAND2006-2274P, "Containment Integrity Research at Sandia National Laboratories", July 2006.
4. H. Saito, Y. Muramatsu, H. Furukawa, S. Tsurumaki, N. Tanaka and T. Kei,

"Experimental study on RCCV of ABWR plant", Nuclear Engineering and Design 130, 1991, pp179-202

5. H. Saito, Y. Muramatsu, H. Furukawa, T. Hasegawa and A. Mutoh, "Post-test analysis of a 1:10-scale top slab model of ABWR/RCCV subjected to internal pressure", Nuclear Engineering and Design 145, 1993, pp339-353
6. T. Hirama, M. Goto, K. Shiba, T. Kobayashi, R. Tanaka, S. Tsurumaki, K. Takiguchi, H. Akiyama, " Seismic proof test of a reinforced concrete containment vessel (RCCV) Part 2: Results of shaking table tests", Nuclear Engineering and Design 235, 2005, pp1349–1371

核能電廠用過燃料池完整性評估方法

徐瑋鴻¹ 柴駿甫²

摘要

日本福島核子事故發生後，美國 NRC 成立之近期專案小組積極蒐集資訊並提出 12 項強化核能電廠之建議，其中第 2.1 項(NTTF 2.1)建議內容是有關各電廠需依據 NRC 最新法規及準則來進行地震危害度再評估，而用過燃料池結構完整性亦為評估重點之一。NRC 依據聯邦法 50.54(f)的規定，要求現有電廠持照者依新資訊及新技術執行地震危害度分析以滿足近期專案小組之建議，並決定是否進一步執行相關評估分析工作。工業界則由美國電力研究所發展出耐震評估準則 EPRI-1025287 供各電廠持照者進行分析之用。本研究參酌 EPRI-1025287 及 EPRI-3002009564 等文獻，初步探討美國核能電廠用過燃料池之完整性評估準則，以期能提供國內核能電廠評估用過燃料池之依據。

關鍵詞：用過燃料池、耐震評估、NTTF 2.1

一、前言

鑑於 2011 年 3 月 11 日發生之日本福島核子事故，美國核能管制委員會(United States Nuclear Regulatory Commission, U.S.NRC)成立近期專案小組(Near-Term Task Force, NTTF)檢討此事故所帶來的經驗回饋，並依據蒐集到的資訊提出 12 項強化核能電廠之建議以強化未來核能電廠安全，其中第 2.1 項(NTTF 2.1)建議內容便是有關各電廠需依據 NRC 最新法規及準則來進行地震危害度再評估。為此美國電力研究所(Electric Power Research Institute, EPRI)發展出耐震評估準則 EPRI-1025287[1] 供各電廠持照者進行分析，此評估準則已得到 NRC 之認可，其中第七章為用過燃料池完整性評估。本文初步探討美國核能電廠用過燃料池之完整性評估準則，以期能提供國內核能電廠評估用過燃料池之依據。

二、用過燃料池完整性評估

依據 EPRI-1025287 耐震評估準則[1]中之篩濾程序(如圖 1 之 step3)，比較各電

廠地震危害重新評估所得之地震動反應譜(Ground Motion Response Spectrum, GMRS)與原始安全停機設計地震(Safe Shutdown Earthquake, SSE)反應譜，若在 1 Hz 至 10 Hz 範圍內，SSE 反應譜無法完全包絡 GMRS 反應譜，則表示用過燃料池耐震容量可能不夠，該用過燃料池需要進行後續評估。而 EPRI-3002009564[2]將用過燃料池完整性評估依場址之 GMRS 分為 Low GMRS (GMRS<0.8g) 和 High GMRS (GMRS>0.8g)，用過燃料池結構評估方法則依據場址之 GMRS 分別採用 EPRI NP-6041[3]中的耐震評估準則(適用於 Low GMRS)及結構分析準則[2](適用於 High GMRS)進行評估。

用過燃料池結構完整性評估著重於地震造成用過燃料池功能性失效導致池水快速流失，而池水快速流失之定義為震後 72 小時內燃料池水位下降使得燃料棒裸露於水面上，可能導致池水快速流失之失效模式如表 1 所示。

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研究員

表 1 導致池水快速流失之失效模式

失效模式	
模式一	內襯鋼板或鋼筋混凝土結構嚴重受損
模式二	用過燃料頂端下方之用過燃料池穿越孔損壞
模式三	用過燃料頂端上方之用過燃料池穿越孔損壞且在缺乏補水系統情況下發生池水沸騰蒸發
模式四	池水震盪導致池水濺溢到池外
模式五	冷卻管路或其他管路失效導致虹吸效應
模式六	燃料儲存架產生位移撕裂內襯鋼板
模式七	大修期間地震導致閘門或相關管路失效

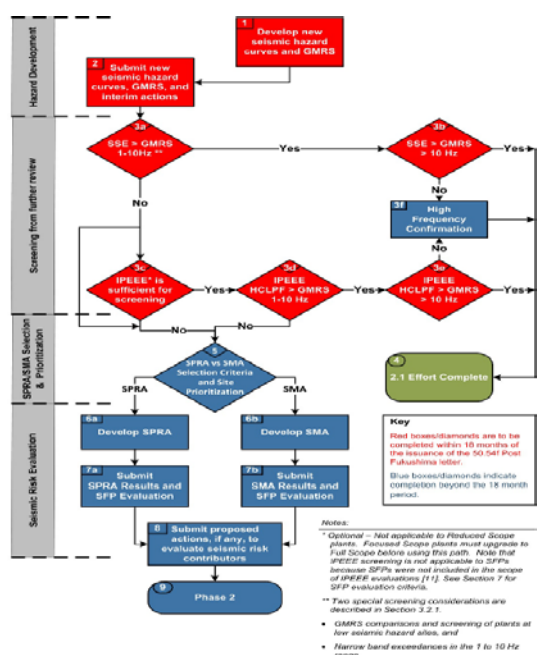


Figure 1-1
Recommended Approach to Respond to Information Request 2.1

圖 1 NTTF 2.1 地震危害度再評估流程圖

以下分別介紹可能造成功能性失效原因的評估方式，這些評估項目包括：用過燃料池結構、用過燃料池穿越孔、池水震盪、池水沸騰蒸發以及管路系統可能發生之虹吸效應等，此外，亦需再進行現場巡查，以檢視任何可能造成池水快速流失的問題。

用過燃料池結構(Structures))

依據導則 EPRI-1025287 所進行的資料蒐集與彙整結果，文獻 NUREG-1353[4]、NUREG-1738[5]以及 NUREG/CR-5176[6]

曾對現有核能電廠的燃料池做過完整性分析，認為現行燃料池結構具有足夠強度之外；NUREG-1353 認為燃料儲存格架移動造成內襯鋼板撕裂的可能性極低；NUREG/CR-5176 也針對兩個電廠 Vermont Yankee 以及 H.B. Robinson S.E. 進行用過燃料池地震風險評估，結果顯示風險極小。除了直接針對燃料池結構進行耐震能力評估之外，亦可引用 EPRINP-6041 中對於結構體的篩濾條件進行定性分析，或是引用 NUREG-1738 所提出核對清單來確認燃料池的結構強度。

用過燃料池穿越孔(Penetrations)

用過燃料池穿越孔分為(1)儲存燃料頂端上方之穿越孔；(2)儲存燃料頂端下方之穿越孔；以及(3)可能造成虹吸(Siphoning)現象之管路(通常為冷卻系統之排水管線)，經調查美國核電廠[2]，大部分的穿越孔位於儲存燃料頂端上方，少數穿越孔位於儲存燃料頂端下方約 10 呎。考慮儲存燃料頂端上方之穿越孔時，必須同時考慮在缺乏補水系統情況下發生池水因衰變熱而沸騰蒸發導致池水快速流失。在評估較大穿越孔失效(如填料閘門)時，必須假設在失效發生時水位已經降至穿越孔下端。進行評估時除評估穿越孔或管路之耐震能力外，亦需評估補水系統之耐震能力。

美國 NRC 之 SFP Scoping study[7]評估結果認為與用過燃料池相接之穿越孔足以抵抗地震事件而不發生池水洩漏情形。文獻 NUREG/CR-5176 認為一般管路系統之強度是足以抵抗地震負載，其評估結果顯示評估電廠在冷卻與補水系統失效時，在用過燃料露出水面至少有三天甚至多達七天的反應時間。

基於文獻[6]認為用過燃料池管路系統具有高強度、文獻[7]經詳細的分析發現用過燃料池僅有非常小的相對位移發生以及用過燃料池管路系統必須依據耐震巡查準則[8]進行相關巡查，具有非常高的信心用過燃料池的管路及穿越孔會發揮正常機能。

池水震盪(Sloshing)

地震事件發生時，池水發生震盪而有濺出池外的風險，評估池水快速流失時必須將池水因震盪而濺出池外的水量納入考慮。導則 EPRI-1025287 提供一個非常保守的估算方式，其藉由計算矩形燃料池水面在二水平方向震盪之自然頻率(式(1))及 0.5% 阻尼水平反應譜之頻譜加速度，即可算出二水平方向之噴濺高度(式(2))，再將兩噴濺高度合併計算出總噴濺高度(式(3))，進而得知噴濺出池外的水量總體積(式(4))。計算池水濺出池外之水量可視為計算池水因沸騰蒸發而流失之起始條件。

$$f_{c1} = 1/(2\pi)[\left(\frac{3.16g}{L}\right) \tanh\left(\frac{3.16h}{L}\right)]^{0.5} \quad (1)$$

其中， L 為震盪方向之燃料池長度， h 為水深， g 為重力。

$$h_{s1} = 0.5L\left(\frac{SA_{c1}}{g}\right) \quad (2)$$

其中， SA_{c1} 為 0.5% 阻尼水平反應譜之頻譜加速度。

$$h_{st} = [h_{sx}^2 + h_{sy}^2]^{0.5} \quad (3)$$

其中， h_{sx} 為 x 方向震盪的噴濺高度， h_{sy} 為 y 方向震盪的噴濺高度。

$$V = (h_{st} - h_f)ab \quad (4)$$

其中， h_f 為池水上方之舷邊高度， a 和 b 為燃料池兩邊之長度。

美國 NRC 之 SFP Scoping study 依據特定電廠發生非常罕見的地震事件的評估結果顯示最大的噴濺振幅為 20 吋。經評估美國所有電廠之用過燃料池，在 GMRS 小於 0.8g 之場址，考慮池水濺出池外水量後，池水面離用過燃料頂端之距離落於 16.8 呎至 29.2 呎之範圍；在 GMRS 大於 0.8g 之場址，則落於 6.4 呎至 21.5 呎之範圍[2]。此結果說明經池水震盪濺出池外後，池水仍可完全覆蓋用過燃料棒。

池水沸騰(Boil-off)

用過燃料池在冷卻與補水系統失效時，池水會因為衰變熱而沸騰蒸發導致池水快速流失。評估池水因沸騰蒸發而流失時，以池水濺出池外之水量為起始條件，用過燃料池之熱負載(heat loads)則以電廠實際值為計算依據，在這些條件下計算池水下降至用過燃料頂端下方 1/3 用過燃料高度的位置所需的時間。文獻 EPRI-1025295[9] 之附錄 EE 提供一個評估池水因沸騰蒸發而流失的方法，可藉此瞭解補水系統需要提供的補水率以避免池水快速流失。

經評估美國所有電廠之用過燃料池，在 GMRS 小於 0.8g 之場址，考慮池水濺出池外水量後，池水下降至用過燃料頂端下方 1/3 用過燃料高度的位置所需的時間落於 149 小時至 711 小時之範圍；在 GMRS 大於 0.8g 之場址，則落於 94 小時至 392 小時之範圍[2]。依評估結果得知池水下降至用過燃料頂端下方 1/3 用過燃料高度的位置所需的時間皆大於 72 小時，當地震事件發生後有超過 72 小時的反應時間能夠做適當處置。

管路系統之虹吸效應(Siphoning)

用過燃料池冷卻系統功能性失效可能造成管路之虹吸效應將池水洩漏至池外，文獻[1]提供一個評估管路虹吸效應的流程，其中除了安裝反虹吸裝置(Anti-siphon devices)外，亦可能需要評估反虹吸裝置之耐震能力、補水系統之耐震能力以及檢核冷卻系統是否有其他阻隔洩水之功能。

一般來說，冷卻系統之吸水管路(suction line)連接於用過燃料池上方，不會因虹吸效應流失大量的池水；而排水管路(discharge line)將冷水注入於池底，往往需要安裝反虹吸裝置以避免池水快速流失。反虹吸裝置為一被動裝置(passive devices)，依文獻[3]之 Table 2-4，這類被動裝置是非常堅固的，因此，反虹吸裝置的存大大降低因虹吸效應造成池水快速流失的風險，執行耐震巡查時必須確認其存在與否。

耐震巡查(Seismic Walkdown)

除上述各評估項目外，尚需依據耐震巡查準則[8]進行相關巡查，其目的為確認核電廠用過燃料池現有組態是否與設計一致，以及檢視現場劣化及異常狀況，同時尚需確認持照者之監控程序與維護保養方式是否恰當。

三、結論

本研究參酌 EPRI-1025287 及 EPRI-3002009564 等文獻，初步探討美國核能電廠用過燃料池之完整性評估準則，以期能提供國內核能電廠評估用過燃料池之依據。從文獻中瞭解用過燃料池評估重點為地震造成用過燃料池功能性失效導致池水快速流失，其評估架構為從可能造成功能性失效的原因中逐項評估，包括：用過燃料池結構用過燃料池穿越孔、池水震盪、池水沸騰蒸發以及管路系統可能發生之虹吸效應等，再進行現場巡查，以檢視任何可能造成池水快速流失的問題。依據美國電廠之評估結果，用過燃料池池水可維持超過 72 小時，池水因衰變熱沸騰蒸發為主要造成池水流失的原因。

參考文獻

1. EPRI-1025287 "Seismic Evaluation Guidance: Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic", 2013.
2. EPRI-3002009564 "Seismic Evaluation Guidance: Spent Fuel Pool Evaluation", 2017.
3. EPRI NP-6041 "A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin (Revision 1)", 1991.
4. NUREG-1353 "Regulatory Analysis for the Resolution of Generic Issue 82, Beyond Design Basis Accidents in Spent Fuel Pools", 1989.
5. NUREG-1738 "Technical Study of Spent Fuel Pool Accident Risk at Decommissioning Nuclear Power Plants", 2001.
6. NUREG/CR-5176 "Technical Study of Spent Fuel Pool Accident Risk at Decommissioning Nuclear Power Plants", 2001.
7. NUREG-2161 "Consequence Study of a Beyond-Design-Basis Earthquake Affecting the Spent Fuel Pool for a U.S. Mark I Boiling Water Reactor", 2013.
8. EPRI-1025286 "Seismic Walkdown Guidance for Resolutions of Fukushima Near Team Task Force (NTTF) Recommendation 2.3: Seismic", 2012.
9. EPRI-1025295 "Update of the Technical Bases for Severe Accident Management Guidance", 2012.

含邊界構材之鋼板混凝土複合牆反覆載重試驗研究

張長菁¹ 黃尹男² 鄭與錚³ 何其安³

摘要

鋼板混凝土複合牆為核能電廠中常見之重要複合材料結構元件，係以兩片鋼板內填充混凝土材料組合而成，鋼板與填充混凝土之間以剪力釘及螺桿作為連接器以傳遞剪力，常配置於核能電廠中作為抗垂直力及側向力系統。實際應用此類結構元件時，應考量邊界構材之影響，然目前對於含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之力學行為僅少數文獻及試驗研究有提及，為瞭解含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之耐震行為，本研究於國家地震工程研究中心完成三面大尺寸含邊界構材之鋼板混凝土複合牆平面內反覆載重試驗，以厚鋼板作為牆體之邊界構材，探討不同混凝土強度、牆體鋼材比(或厚度)及高寬比對剪力強度及撓曲強度之影響，並與 AISC N690 S1 及現有文獻所提出之剪力強度及撓曲強度設計公式比較，探討其準確性及適用性。

關鍵詞：鋼板混凝土複合牆、高寬比、鋼材比、擬靜態反覆載重試驗

一、前言

鋼板混凝土複合牆為核能電廠中常見之複合材料結構元件，係以兩片鋼板(faceplate)內填充混凝土(infill concrete)材料組合而成，填充混凝土可防止鋼板局部挫曲而提高其穩定性，鋼板與填充混凝土之間以剪力釘(shear studs)及螺桿(tie rods)作為連接器以傳遞剪力，常配置於核能電廠中作為抗垂直力及側向力系統(Ozaki et al., 2004)。此類牆體首次被用於核能電廠之結構元件係在 2002 年日本的 Kashiwazaki Kariwa 核能電廠，作為反應爐圍阻體之結構元件。因而發現此類牆體除具備高強度、高勁度之優點外，在高溫下亦能保持良好耐震性能，且施工時安裝簡易且可縮短工期。

近年來，鋼板混凝土複合牆在受力行為、試驗驗證及數值分析之相關研究已引起美國、日本、韓國及中國等各國之關注，且美國已在 AISC N690s1 (2015)制定鋼板混凝土複合牆之設計規範，供設計者在設計時估算此類牆體之設計強度，然而其設計

強度公式中針對平面內剪力強度之估算，乃基於無邊界構材之鋼板混凝土複合牆受純剪作用之分析及試驗驗證所得，然實際應用此類鋼板混凝土複合牆結構並非以單一構件使用，通常此類牆體與其他牆體或柱連接，可視為此類牆體之邊界構材。邊界構材可提供較大之撓曲強度，使此類牆體本身所受到之撓曲需求下降，剪力強度提升，因此實際設計時應考量邊界構材之影響。目前對於含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之力學行為僅少數文獻及試驗研究有提及。為瞭解含有邊界構材之鋼板混凝土複合牆之耐震行為，本研究於國家地震工程研究中心完成三面大尺寸含邊界構材之鋼板混凝土複合牆平面內反覆載重試驗，為考量不同破壞模式下之極限強度，試驗試體採不同高寬比之設計，並以不同厚度之邊界鋼板(endplate)作為牆體之邊界構材，探討不同混凝土強度、牆體鋼材比(或厚度)及高寬比對剪力強度及撓曲強度之影響，並與 AISC N690 S1 及現有文獻所提出之剪力強度及撓曲強度設計公式比較，探討其準確性及適用性。

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副教授

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

二、試驗設計與配置

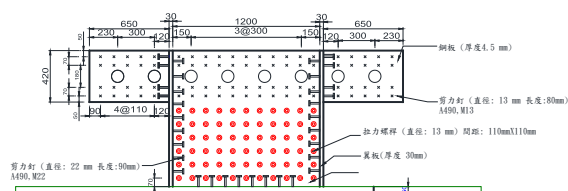
本試驗所設計三座試體依序為 SCB-1、SCB-2、SCB-3，為考量不同破壞模式下之極限強度，試體採用不同厚度邊界鋼板以及不同高寬比，其中 SCB-1 及 SCB-2 設計為剪力破壞模式控制，邊界鋼板厚度為 3 公分，高寬比為 0.75；SCB-3 設計為撓曲破壞模式控制，邊界鋼板厚度為 2 公分，高寬比為 1.22。為探討混凝土強度對剪力強度之影響，SCB-1 及 SCB-2 分別採用標稱 28 天齡期強度為 210 kgf/cm² 及 350 kgf/cm² 之混凝土作為填充混凝土。參考 Kurt 等人 (2015) 所提出撓曲強度估算公式中以牆厚度 30 公分作為牆體極限強度發生變化之臨界點，採用牆厚度 25.9 公分，即鋼材比為 3.5%。試體設計參數如表一，SCB-1 試體平面配置如圖一，其中 H 為牆體高度； L 為牆體長度； T 為牆體厚度； S 為剪力連接器間距；鋼面板厚度定義為 t_s ；斷面鋼材比定義為 $2t_s/T$ ，即牆體任一水平斷面鋼面板總厚度與牆體總厚度之比值，鋼面板的細長比定義為 S/t_s ，即剪力連接器間距與鋼板厚度之比值，每座試體之鋼面板厚度皆為 0.45 公分，鋼材使用 JIS G3131 SPHC 熱軋軟鋼鋼板，其標稱降伏強度為 3059 kgf/cm²。邊界構材之鋼板採用 SN490B 熱軋鋼板。四座試體之螺桿皆使用 A490 規格、直徑為 1.3 公分，長度分別為 8 公分之剪力釘。依據 AISC 規範中剪力連接器之最小設計間距公式規定，若依本試驗試體鋼材料性質和鋼板厚度設計可得設計細長比不得超過 25.8，即剪力連接器間距不得大於 19.3 公分，為符合規範標準，本試驗採用細長比為 24.4，即剪力連接器間距為 11 公分。

表一 含邊界構材之複合牆試體尺寸表

試體	牆體維度 ($H \times L \times T$) (cm×cm×cm)	邊界鋼 板厚度 (cm)	高寬比	混凝土 強度 (kgf/cm ²)	剪力連接器 間距(S) (cm)	鋼材比 ($2t_s/T$) (%)	細長比 (S/t_s)
SCB-1	90×120×25.9	3	0.75	210	11	3.5	24.4
SCB-2	90×120×25.9	3	0.75	350	11	3.5	24.4
SCB-3	146×120×25.9	2	1.22	210	11	3.5	24.4

本實驗試體安裝於國家地震中心 2m 高反力牆處，如圖二，本試驗基座採用可重複使用型，牆體底部鋼板與基座以 38 支預力螺桿及螺栓連接並施加預力，使得上部牆體與下部基座能夠緊密結合且能提供足夠摩擦力以抵抗側推力且不產生滑移。基座及強力地板以 16 支預力螺桿連接並施加預力，使基礎與強力地板緊密合且能提供足夠摩擦力以抵抗側推力且不產生滑移。本實驗使用 6 支油壓致動器，以位移控制方式施加反覆載重於施力樑上，再藉由傳力樑與試體間之摩擦力傳遞油壓致動器所施加之力量，反覆載重施加歷時如圖三，每個側向變位角進行 2 次迴圈，皆由正向(油壓致動器推向)開始，實驗停止在試體強度下降至最高強度之 60%。

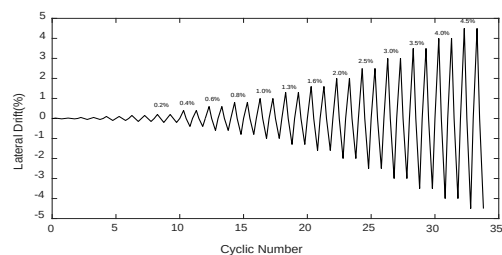
本實驗量測儀器主要用位移計、光學位移測量系統及三軸向應變計。位移計用於測量試體位移，包含牆體各高程水平向位移、牆體與傳力梁夾具間之位移以及基座與強地地板間之位移。光學位移測量系統則以空間點座標方式計算相對位移量，用於求取位移歷時及應變歷時。



圖一 SCB-1 試體設計示意圖



圖二 實驗試體安裝示意圖



圖三 反覆載重施加歷時

三、試驗結果

本試驗結果如表二、表三及圖五，表二中所列出鋼板混凝土複合牆之初始勁度係以側向變位角小於 0.1% 時計算所得，表中分別列出邊界鋼板及鋼面板在降伏時的側向變位角及其對應載重、鋼面板在挫曲時的側向變位角及其對應載重、整體鋼板混凝土複合牆在受推(+)及受拉(-)時的最大載重及所對應側向變位角，邊界鋼板及鋼面板之降伏點係由應變計讀數及採 Von Mises 準則判斷，表三顯示實驗終止前最大受拉(+)及受拉(-)之側向變位角及所對應側推載重。由表二及表三可知 SCB-2 之初始勁度及最大剪力強度均高於試體 SCB-1，主要由於 SCB-2 之混凝土強度高於 SCB-1。而 SCB-1 及 SCB-2 之邊界鋼板與鋼面板幾乎同時發生降伏，且其降伏載重及側向變位無明顯差異，在達降伏後，SCB-1 與 SCB-2 之鋼面板發生挫曲時之側向變位差異不大，顯示混凝土強度大小並不影響鋼板降伏及挫曲之變形。而 SCB-3 之邊界鋼板發生降伏點較鋼面板早，顯示邊界鋼板底部在受力過程中較鋼面板持續受到較大撓曲應力，導致在牆體兩端邊界鋼板斷裂，造成脆性破壞。

表二 試驗結果

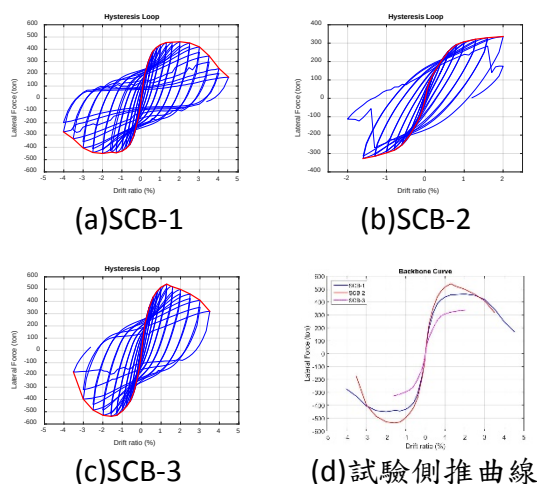
試體	初始勁度 (ton/cm)	邊界鋼板降伏		鋼面板降伏		鋼面板挫曲		最大載重	
		載重 (ton)	側向變位 (%)	載重 (ton)	側向變位 (%)	載重 (ton)	側向變位 (%)	載重(ton) (+/-)	側向變位 (%) (+/-)
SCB-1	1333.4	-311.3	0.4	-311.3	0.4	-428.4	1.6	461.5/-449.8	2.0/-2.0
SCB-2	1543.7	-338.2	0.4	-338.2	0.4	497.7	2.0	541.2/-537.2	1.3/-1.6
SCB-3	537.8	200.1	0.4	-254.0	1.0	-289.0	1.0	336.3/-327.3	2.0/-1.6

表三 試驗終止前狀態

	載重(ton)	側向變位 (%)	載重(ton)	側向變位 (%)
SCB-1	172.1	4.5	-197.6	-4.0
SCB-2	318.9	3.5	-176.7	-3.5
SCB-3	174.7	2	-112.9	-2

由本試驗結果可知含邊界構件之鋼板混凝土複合牆受到高寬比及邊界構件厚度之影響而由不同破壞模式控制其極限強度，主要分為剪力破壞模式及撓曲破壞模式，試體 SCB-1 及 SCB-2 為剪力破壞模式，試體 SCB-3 為撓曲破壞模式。實驗過程中可觀察剪力破壞模式之破壞演進依序如圖六。而撓曲破壞模式之破壞演進依序如圖七。

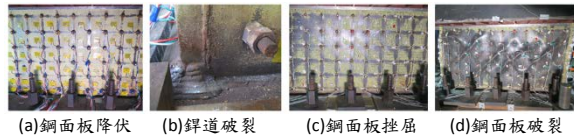
每面試體之鋼面板僅使用螺桿作為剪力連接器，可以在試驗結束後將鋼面板解開螺桿或電燒卸下鋼面板觀察內部核心混凝土開裂情形，如圖八。由剪力破壞模式控制之 SCB-1 與 SCB-2 之填充混凝土破壞較嚴重，核心混凝土自牆端往牆頂延伸出兩斜 45 度角大裂縫，且從混凝土壓碎區域可推測此區域為鋼面板已經因受局部挫屈嚴重而無法提供適當圍束，而屬撓曲破壞模式之 SCB-3 之混凝土破壞於對角僅產生細微裂縫，而角落兩側之混凝土並未壓碎，顯示因邊界鋼板底部焊道破壞致使試驗終止點較 SCB-1 及 SCB-2 早，使得混凝土尚未完整發展到混凝土強度時整體牆體強度就下降低於最大強度之 60% 以下。



圖五 試體遲滯迴圈及側推曲線

圖九為試驗終止時之整體牆體破壞狀態，顯示 SCB-1 與 SCB-2 於試驗終止時鋼面板破壞較嚴重，由此可推論，對於有邊界構材之鋼板混凝土複合牆而言，若為剪力控制之試體能有效發揮試體之整體行為，使試體具有良好之韌性與消能能力。而 SCB-3 之破壞行為為邊界鋼板底部焊道斷裂之破壞，此時牆體破壞程度輕微，僅在鋼面板底部發生挫屈，故整體而言並無法充分發揮牆之消能能力。圖五(d)為側推曲線比較圖，圖中實線為剪力控制試體，虛線為撓曲控制試體，從圖中可以觀察出剪力控制試體之韌性皆較撓曲控制試體佳，其包絡線在到達最大側推強度後會有強度衰減的現象發生，屬於較有韌性之行為；

而撓曲控制試體在到達最大側推強度時，其邊界鋼板發生斷裂造成試驗終止，屬於較脆性之行為。



圖六 剪力破壞之破壞演進示意圖 (SCB-1)



圖七 撓曲破壞之破壞演進示意圖 (SCB-3)



圖八 試驗終止時之核心混凝土破壞狀態



圖九 試驗終止時之牆體破壞狀態

四、試驗結果與文獻估算公式比較

有邊界構材之鋼板混凝土複合牆之邊界構材能夠提供較大抗撓曲強度，亦能使圍束在牆中的混凝土產生拱效應，而提升混凝土強度，使得牆體能夠發展出剪力強度，並提升平面內側向強度。因此有邊界構材之鋼板混凝土複合牆在抵抗平面內剪力可分為兩個階段：第一階段為持續施加剪力直到鋼板降伏，第二階段為混凝土產生拱效應使得對角線壓縮而增加剪力強度直到牆的極限破壞。基於此，最大平面內剪力強度為 V_{ub} 可表示為

$$V_{ub} = V_y + \Delta V \quad (1)$$

其中 V_y 為第一階段鋼板降伏之剪力強度，係依據 AISC 規範中不含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之平面內剪力強度公式； ΔV 為第二階段考慮混凝土拱效應額外提供之剪力強度。由表四可知，本研究修正式將與試驗值非常相近，誤差範圍在 5% 之內。

而目前無針對含有邊界構材之平面內撓曲強度設計公式，由表五可知，由 XTRACT 斷面分析軟體所得之撓曲強度預測值與試驗結果相近。

表 4 剪力預測與試驗結果比較

試體	V_{exp} (ton)	V_{ub} (ton)	$\frac{V_{exp}}{V_{ub}}$	V_{ub}' (ton)	$\frac{V_{exp}}{V_{ub}'}$	V_{ub}'' (ton)	$\frac{V_{exp}}{V_{ub}''}$
SCB-1	461	397	1.16	422	1.09	440	1.05
SCB-2	541	490	1.11	521	1.04	542	1.00

表 5 XTRACT 撓曲預測與試驗結果比較

試體	V_{exp} (ton)	XTRACT	
		V_{XTRACT} (ton)	$\frac{V_{exp}}{V_{XTRACT}}$
SCB-3	336	330	1.02

五、結論與展望

本研究透過含邊界構材之反覆載重試驗探討鋼板混凝土複合牆之力學行為，由試驗結果可知含邊界構件之鋼板混凝土複合牆受到高寬比及邊界構件厚度之影響而由不同破壞模式控制其極限強度，主要分為剪力破壞模式及撓曲破壞模式。此外，本試驗結果與 Booth 等人(2015)所提之剪力強度估算公式比較可知，剪力強度估算公式將低估其剪力強度，若進一步將高寬比納入剪力強度估算公式，將可較準確估算剪力強度，誤差範圍在 1% 以內。以 XTRACT 斷面分析軟體所分析之撓曲強度與本試驗結果相近。

參考文獻

1. Ozaki, M., Akita, S., Osuga, H., Nakayama, T., and Adachi, N.. "Study on steel plate reinforced concrete panels subjected to cyclic in-plane shear." Nuclear Engineering and Design, 228(1-3), pp.225-244, 2004.
2. AISC, "Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities, Supplement No. 1." N690s1, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2015.
3. Booth P., Varma, A.H., and Seo, J., "Lateral load capacity of steel plate composite wall structures." SMiRT23, Manchester, United Kingdom. 2015.

台灣地區核能電廠加速耐震評估程序報告

柴駿甫¹ 林凡茹² 簡子婕³

摘要

日本福島核災後，美國核能管制委員會(NRC)組成近期專案小組(NTTF)，針對福島事故調查報告提出 12 大項建議事項，其中 NTTF 2.1 建議事項要求重新評估地震、水災及其他天然廠外危害，必要時更新電廠設計基準及安全相關重要結構、系統及組件(SSCs)之設計基準，以防範新事證之風險。為確保核電廠在發生超過設計基準事故時，仍然能夠保有安全性，美國電力研究所(EPRI)在 2013 年針對核電廠執行耐震風險之暫行措施提出執行指引，以執行加速耐震評估程序 (ESEP)。本報告之目的即在說明執行此程序之準則，作為未來台灣地區執行 ESEP 之依據，此外，探討美國部份電廠執行 ESEP 之情況，包括美中、美東與美西核電廠執行 ESEP 之程序及近期進展。

關鍵詞：NTTF 2.1、加速耐震評估程序、美國電廠 ESEP 案例

一、前言

目前我國原能會已要求國內核電廠參照美國電廠依據 NTTF 2.1 建議事項執行相關安全措施處理，以確保國內核電廠之安全性，且均以管制案件追蹤執行情形，本計畫之目的為協助台電公司達成第 2.1 點「地震災害評估 (Seismic Hazard Evaluation)」第(3)項-第(7)項之文件要求。因此，「核能設施地震危害重新評估」子計畫三之工作內容為蒐集國內各核能電廠場址地質資料與彙整歷年電廠耐震安全相關評估工作成果，並依據最新地震危害分析及 GMRS 結果進行暫行性耐震評估措施，即加速耐震評估程序(ESEP)。

此程序主要依據 EPRI 在 2013 年提出執行耐震風險之暫行措施之執行指引，故後續台灣地區核能電廠執行 ESEP 時將依據此執行導引所提出之步驟，並且各電廠廠核電廠 ESEP 報告亦將依據執行指引所提出章節內容。本文內容包含指引說明，及部份美國已執行完成 ESEP 之案例敘述。第一章為前言；第二章為執行加速耐震評估程序準則，以 EPRI 所提出執行指引作

為台灣地區核能電廠執行加速耐震評估程序之依據；第三章為美國執行 ESEP 案例探討，包括美中、美東與美西核電廠執行 ESEP 之程序及近期進展。

二、加速耐震評估程序準則

EPRI 針對執行耐震風險之暫行措施提出之核能電廠加速耐震評估之程序如圖一，詳細步驟如圖二。

ESEP 篩選 (Sec.2)

依據 SPID 準則[1][2]，比較各電廠地震危害重新評估分析所得之 GMRS 與原始安全停機設計地震(SSE)反應譜，比較篩選程序如圖一，若在 1 Hz 至 10 Hz 範圍內，SSE 反應譜可完全包絡 GMRS，則表示設備耐震容量係可足夠的，該電廠不需要進行後續 ESEP。若初步比較 GMRS 與 SSE 反應譜而無法驗證在 1 Hz 至 10 Hz 範圍內 SSE 反應譜可完全包絡 GMRS 者，則考量低地震危害廠址及 1 Hz 至 10 Hz 範圍內窄頻脈衝超越兩種情況，仍無法被上述兩種考量排除者，則需執行後續加速耐

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助理研究員

震評估程序 (ESEP) 及風險評估 (Risk Evaluation)。

設備選擇 (Sec.3)

FLEX 執行策略為執行 NTTF 建議事項中作為超越設計基準事件之緩和策略，本步驟之加速耐震評估設備清單(ESEL)係基於 FLEX 執行策略建立，本計畫將依據台電公司所提供之 ESEL 執行後續 ESEP 程序。在 EPRI 3002000704[2]中提及分別針對 BWR 與 PWR 而言，加速耐震評估設備清單(ESEL)之範圍分別為下列兩表。

Mechanical Equipment ▪ RCIC pump and valves ▪ RCIC lube oil and gland condenser ▪ Safety relief valves (SRVs) ▪ SRV accumulators ▪ RPV injection valves ▪ Reliable hardened vent valves	Electrical Equipment ▪ Batteries ▪ DC distribution panels ▪ DC MCCs ▪ DC switchgear ▪ Vital AC distribution panels ▪ Battery charger(s) ▪ Inverter(s) ▪ Instrument racks ▪ Transmitters
Mechanical Equipment ▪ Turbine driven AFW pump and valves ▪ SG Power Operated Relief Valves (PORVs) ▪ Condensate Storage Tank ▪ SG injection valves ▪ RCS injection valves	Electrical Equipment ▪ Batteries ▪ DC distribution panels ▪ DC MCCs ▪ DC switchgear ▪ Vital AC distribution panels ▪ Battery charger(s) ▪ Inverter(s) ▪ Instrument racks ▪ Transmitters

RLGM 反應譜建立準則 (Sec. 4)

依據 EPRI 所提出指引，決定 RLGM 可由以下準則擇一採用：

a.基於 SSE: 若 GMRS/SSE 之最大比值不超過 2，則 RLGM 可由 SSE 反應譜線性比例縮放而來。

b.基於 GMRS: 若 RLGM 定義為 GMRS，則應適當考量 SSI 分析模型，且基於 GMRS 建立 ISRS。

ESEP 之 SSC 耐震容量計算準則 (Sec. 5)

ESEP 評估程序中要求執行超越設計基準評估的電廠，需進一步說明 ESEL 各項目有足夠的耐震性能可達到或超過 RLGM 下之耐震需求。ESEL 項目之耐震容量評估程序，為計算 HCLPF 耐震容量，並與 RLGM 耐震需求比較。

依據 EPRI 評估準則[2]，若 ESEL 中設備之 HCLPF 耐震容量超越 RLGM，即表示其耐震強度充足而可被篩除，不需進行後續評估；然若 ESEL 項目耐震餘度 (margin)不足，應依下節提出改善方案。

ESEL 項目之 HCLPF 值分析基本上分為確定性(Deterministic Approach)及機率性(Probabilistic Approach)兩類評估方法。其中，確定性方法需依據 EPRI NP-6041-SL[3]中之使用「確定性保守破壞餘裕」方法 (Conservative Deterministic Failure Margin，後文簡稱 CDFM)詳細程序評估；而機率性評估依據耐震易損性方法計算。

ESEL 改善準則 (Sec. 6)

當 ESEL 項目之 HCLPF 容量低於 RLGM 時，ESEP 報告應提出其改善方案，以提升其 HCLPF 容量達到或超過 RLGM。改善方案之目的，為確保電廠於完成電廠長期性風險評估之前的短期安全性能。

EPRI 3002000704[2]規定，美國核電廠需於呈交 ESEP 摘要報告後的兩年之內完成上述改善方案；改善工程若需於停機時執行，核電廠需於呈交 ESEP 摘要報告後的兩次停機期間完成上述改善方案。

三、美國 ESEP 案例探討

本章簡介美國四座核電廠執行 ESEP 案例，並比較 ESEP 各階段之執行方法，包含加速耐震評估設備清單(ESEL)擬定、GMRS 與 SSE 比對、RLGM 與 ISRS 建立程序、SSC 耐震容量計算與耐震性能篩選準則等，最後比對四座核電廠 ESEP 分析結果與後續 NRC 審查意見。

美國 ESEP 執行現況

NRC 要求美中與美東(Central and Eastern United States, CEUS)各廠於 2013 年 8 月完成地震動模型更新，並於 2014 年 3 月完成重新評估危害度，美西(Western United States,WUS)電廠方面，NRC 要求 WUS 電廠於 2015 年 3 月完成重新評估危

害度，以利判斷各廠是否需進行後續 ESEP 與風險評估。NRC 依據危害度重新評估結果，分別於 2014 年 5 月與 2015 年 5 月完成 CEUS 與 WUS 電廠機組耐震篩選與排序。考量各廠重新評估危害度與既有容量的差異性、能夠執行風險評估人力有限，依據重新評估危害度結果與 GI-199、IPEEE 提供之資訊，區分未通過篩選之電廠機組為 Group 1、2、3，決定電廠執行風險評估之優先次序。

美國 100 座核電廠機組需進行 ESEP 者均已呈交報告。WUS 僅三個核電廠，包括 Columbia(一座機組)、Diablo Canyon(兩座機組)、Palo Verde(三座機組)等，其他均為 CEUS 核電廠機組。WUS 核電廠中，Columbia、Diablo Canyon 兩廠屬於 Group 1，Palo Verde 屬於 Group 3，三廠中僅 Columbia 執行 ESEP，並於 2016 年 1 月繳交報告，通過 NRC 審查；Diablo Canyon 與 Palo Verde 兩廠則以中期評估取代 ESEP。

本篇以四座核電廠 ESEP 案例為例，探討四廠 ESEP 各階段執行方法與比較結

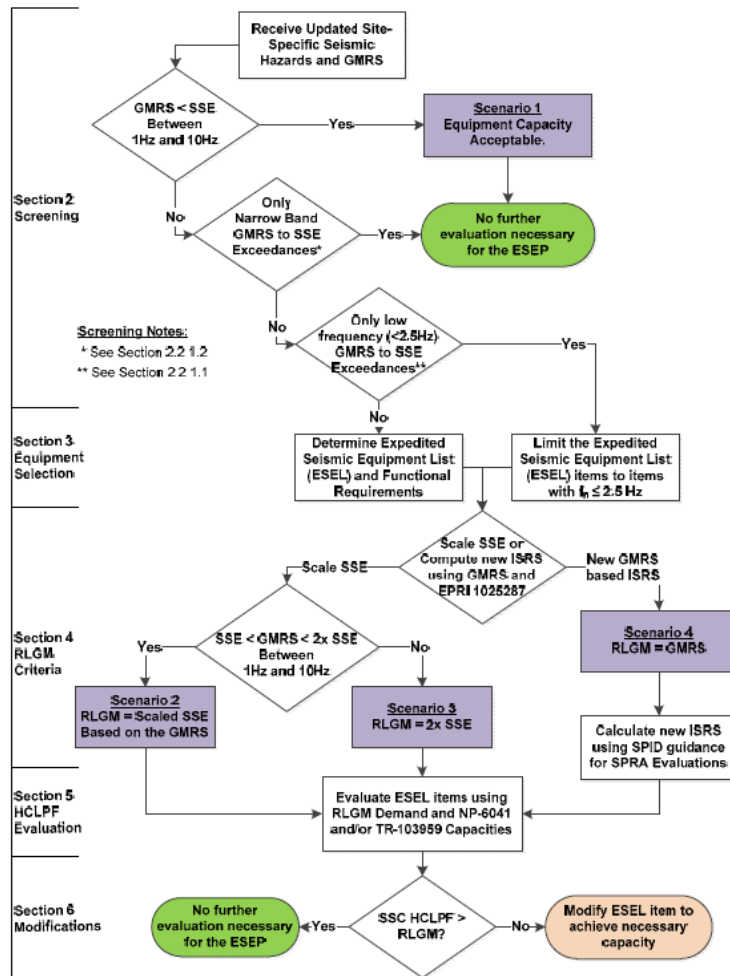
果。四座核電廠案例包括位於 CEUS 之 Brunswick Steam Electric Plant (BSEP)、Perry Nuclear Power Plant (PNPP)、Beaver Valley Power Station (BVPS)，以及位於 WUS 之 Columbia Generating Station (CGS)。四個分析案例基本資料與 ESEP 相關文件如表一。

參考文獻

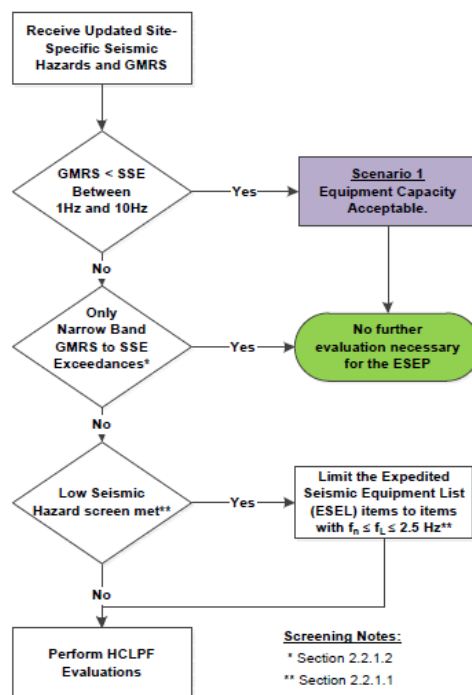
1. EPRI 1025287 "Seismic Evaluation Guidance: Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic", EPRI, 2013.
2. EPRI 3002000704 "Seismic Evaluation Guidance: Augmented Approach for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1 – Seismic", EPRI, 2013.
3. NP-6041-SLR1, "A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin (Revision 1)," EPRI, August, 1991.

表一 案例電廠執行 NTTF 2.1 相關文件與基本資料 (資料來源：NRC 網站，本篇整理)

	Brunswick Steam Electric Plant		Perry Nuclear Power Plant	Beaver Valley Power Station		Columbia Generating Station
簡稱	BSEP		PNPP	BVPS		CGS
危害度重新評估報告	ML14106A461		ML 14090A143	ML 14090A143		ML 15078A243
ESEP	ML 15005A074		ML14353A059	ML14353A059		ML 16028A319
ESEP 檢核表	ML15301A909		ML15240A212	ML15245A817		ML16152A534
位置	North Carolina (NC)		OHIO (OH)	Pennsylvania (PA)		Washington (WA)
運作單位	Carolina Power & Light Co. (Duke Energy Progress)		FirstEnergy Nuclear Operating Co.	FirstEnergy Nuclear Operating Co.		Energy Northwest
機組	1	2	1	1	2	1
運轉執照	09/08/1976-	12/27/1974-	11/13/1986 -	07/02/1976-	08/14/1987-	04/13/1984-
核發-延長-截止日期	06/26/2006-	06/26/2006-	03/18/2026	11/05/2009-	11/05/2009-	05/22/2012-
	09/08/2036	12/27/2034		01/29/2036	05/27/2047	12/20/2043
系統	BWR		BWR	PWR		BWR
反應爐廠牌	General Electric Type 4		General Electric Type 6	Westinghouse Three-Loop		General Electric Type 5
圍阻體類型	Wet, Mark I		Wet, Mark III	Dry, Subatmospheric		Wet, Mark II
NRC 初步篩選結果*	Screen in (ESEP; Group 3)		Screen in (ESEP; Group 3)	Screen in (ESEP; Group 2)		Screen in (ESEP; Group 1)
風險評估與否 (NRC 最終判定)**	Limited-Scope Evaluations (High Frequency, Spent Fuel Pool, Relay Chatter (IPEEE))		Screen Out	SPRA Submittal Date: 9/30/17		SPRA Submittal Date: 3/31/19 Limited-Scope Evaluations (Spent Fuel Pool)



圖一 執行 ESEP 詳細程序



圖二 執行更新後 GMRS 與設計基準 SSE 反應譜比較及篩選程序

台灣離岸風場地震力評估研究

曾柏翰¹ 許尚逸² 張毓文³ 柴駿甫⁴ 許雅涵¹ 賴姿妤⁵

摘要

臺灣地理環境條件特殊，位處環太平洋地震帶，臺灣西部地質又多為河川沖積形成的現代沖積層，以砂層為主，並夾雜黏土層，土壤相當軟弱，此特殊的地質條件使臺灣離岸風場無可避面地受到地震及活動斷層的影響，現有國際離岸風電相關規範建議必須將地震力納入考量，然而由於歐洲離岸風場均非設置於強震區，國際規範對於離岸風場地震力考量方法並無詳細說明。本研究為解決上述問題，針對我國離岸風場之特殊環境，將透過建議地震危害度分析、工址地盤反應分析等步驟，建立離岸風場地震力評估流程並說明離岸風場地震力評估與受震分析所需之土壤參數，彌補現有國際離岸風電相關規範於強震區離岸風場應用之不足，並協助推動我國離岸風電發展。

關鍵詞：離岸風場、地震危害度分析、工址地盤反應分析、土壤參數

一、前言

在臺灣地震極端環境條件下，如何確保離岸風機支撐結構安全及穩定性更形重要。由於現有歐洲離岸風場均非設置於強震區，國外規範對於離岸風場地震力考量也無詳細說明，因此，國外設計顧問團隊針對臺灣地震環境設計離岸風機支撐結構時，其設計成果可能低估地震作用影響或過份保守設計，造成臺灣離岸風場建置與營運安全疑慮。本研究為解決臺灣缺乏離岸風場地震力考量相關規範，將針對臺灣離岸風場之特殊環境，透過建議地震危害度分析、工址地盤反應分析等作業流程，期能建立離岸風場地震力評估流程並說明離岸風場地震力評估與受震分析所需之土壤參數。

二、國際規範需求整理

由於現有歐洲離岸風場均非設置於強震區，風力發電機相關國際規範及準則僅有(1) DNV 風機設計準則[1]、(2) GL 風機驗證準則[2]與(3) IEC 61400-1 風機設計要求

規範針對風力發電機之地震力考量提出簡單之建議。若考量離岸結構物相關耐震設計流程與準則，可以參考下列規範及其相關章節：ISO 19902 Clause 11、ISO19901-2[3]、API RP 2A (WSD) Section 5.3.6、API RP 2EQ[4]、NORSOK N-003 Clause 6.5 以及 NORSOK N-004 Annex K.4.4.5。由於地震在歐洲通常不會是設計考量條件，本研究針對 ISO 與 API 相關規範之耐震分析考量做比較詳細的整理。

API/ISO 規範針對離岸結構物提供兩種耐震設計程序，一為簡易耐震設計程序，另一為詳細耐震設計程序。對於非地震力控制之離岸結構物可採用簡易耐震設計程序，而受地震力影響較大之離岸結構物，需採用詳細耐震設計程序，設計程序之選擇及地震力之評估方法可由離岸結構物之地震風險類別(Seismic Risk Category, SRC)加以決定；地震風險類別由離岸結構物之曝險等級(exposure level)與所屬震區(site seismic zone)區分。簡易耐震設計程序可以採用規範內提供之地震風險地圖，詳細耐震設計程序則需針對工址進行地震危

¹國家地震工程研究中心專案佐理研究員

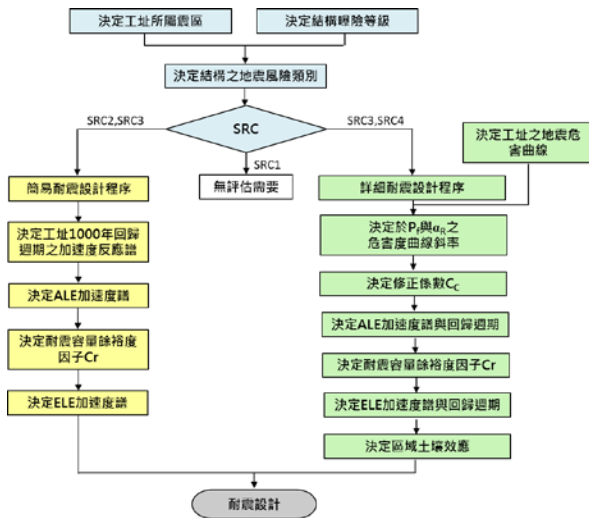
²國家地震工程研究中心副研究員

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研究員

⁵國家地震工程研究中心專案助理研究員

害度分析。圖一為 API/ISO 規範之耐震設計流程。

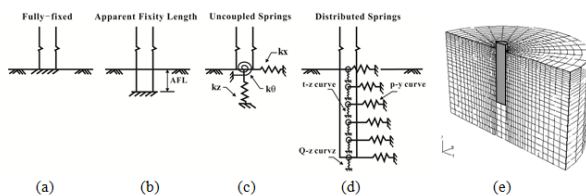


圖一 API/ISO 規範之耐震設計流程

三、離岸風場地質調查需求

3.1 離岸風機基礎勁度所需地工設計基本參數

基礎勁度為計算風機支撐結構整體反應之重要參數，求得基礎勁度所需要之地工參數包括土壤剪力波速 V_s ，土壤密度 ρ ，土壤初始剪力模數 G_{max} 、不同剪應變下之土壤剪力模數 G 、土壤彈性模數 E 、土壤柏松比 ν 等。上述所有地工參數均可由土壤室內實驗求得，而僅有土壤剪力波速 V_s 可由現地試驗求得。現有離岸風機整體結構分析之樁-土系統簡化方式如圖二所示。



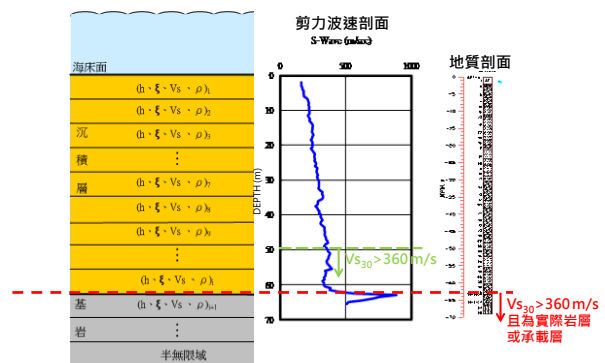
圖二 風機基礎結構系統示意圖

計算基礎勁度時，若主要考慮風、浪對離岸風機造成之載重條件，可以由土壤剪力模數與應變關係以剪應變 $\gamma=10^{-3}$ 對應之剪力模數，透過規範提供之理論公式計算基礎勁度。若考慮地震力作用下之動態基礎勁度，則考慮土壤剪應變 $\gamma=10^{-2}$ 對應之

剪力模數計算靜態基礎勁度，再將高頻作用力對基礎勁度衰減之影響納入考量求得動態基礎勁度。

3.2 工址地盤反應分析所需參數

在特定工址(site-specific)進行地盤反應分析(ground response analysis)之主要分析流程包含(a)建立工址地層分析剖面、(b)考量土壤動態性質、(c)決定輸入運動位置與其邊界條件、(d)依照選用之分析模式於頻率域或時間域進行計算，最後分析得出工址地表運動與層間地盤運動，和各土層與剪應變相符(strain compatible)之土壤動態參數值，可供後續離岸風機基礎受震反應分析之用。圖三說明工址地盤反應分析輸入運動之位置 (d) General 100gal to Damage 100gal 的取得，主要來源包含兩類試驗，分別是鑽探作業所得之各項地層分類與參數，以及地層波速量測。

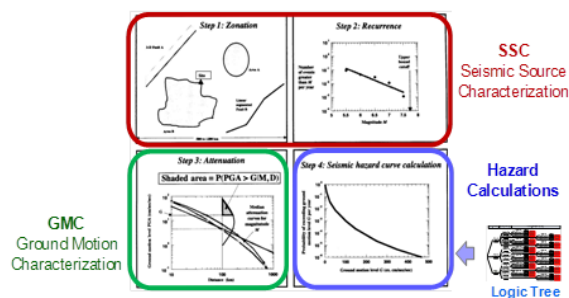


圖三 工址地盤反應分析之輸入運動位置定義

四、離岸風場地震力評估建議流程

4.1 地震危害度分析建議流程

地震危害度分析是評估特定區域在未來某一定期間內，因地震而引致的地表震動程度，通常視評估對象以最大地表加速度 PGA 或其他足以反映地表震動(ground motion)的地震參數來表示。地震危害度分析之結果以危害度曲線表現，建立耐震設計參數與年超越頻率之關係，再由結構或設備之重要性與風險管理之考量而決定其設計回歸期，是許多地震工程應用的基礎分析工作，其分析流程如圖四所示。



圖四 地震危害度分析流程(RG1.208,2008)

依據圖四之流程，地震危害度分析概略內容與方法如下：

- (a) 區域地震活動資料庫：蒐集工址周圍 320 公里內完整的可能地震源，包含區域地震之地震目錄與斷層位置及其活動性。
- (b) 強地動資料庫：蒐集工址附近之測站於歷年來所記錄之地震資料，其強地動參數將做為篩選地震動預估模式以及反應譜分析之用。
- (c) 地震危害度分析：主要分析參數包括
 - (i) 震源分區：配合地質構造、地體構造模式及所蒐集之地震目錄的地震資料綜合研判，劃分震源特性的分區。
 - (ii) 地震規模與再現頻率之關係：依照由 Gutenberg 和 Richter 在 1954 年提出之地震規模與再現頻率關係式 $\log N(m) = a - bm$ ，配合地震目錄回歸求出各區之 a 、 b 值，以建立子震源分區之地震規模機率密度函數。
 - (iii) 地震規模之下限與上限：依據歷史地震或相關方法推估求得各子震源分區可能之規模上限 m_u ，並決定一下限規模 m_0 ，該值可依工程考量採用。
 - (iv) 地震規模機率密度函數：由前述所求得的參數 a 、 b 、 m_0 及 m_u 經由簡單推導可決定地震規模機率密度函數，如截斷指數分布函數；針對斷層可應用特徵地震模式考慮其發生機率。
 - (v) 地震動預估模式：依據地震動資料庫篩選工址適用之地震動預估模

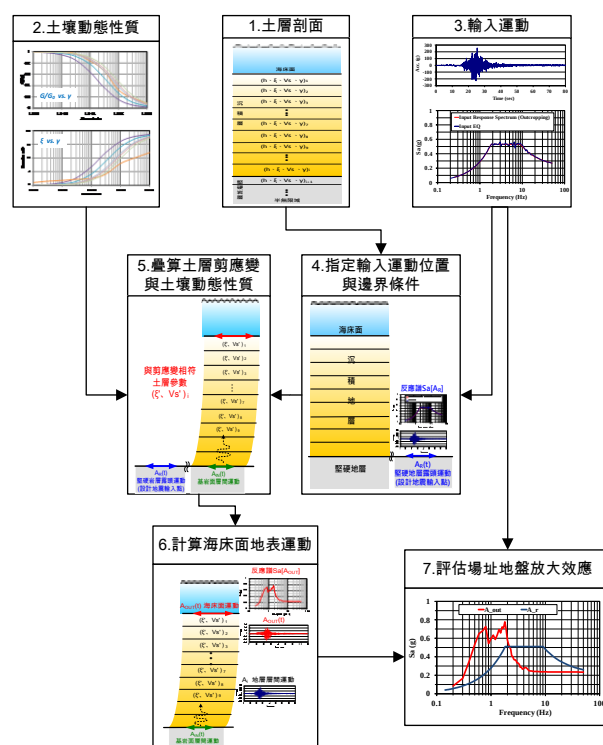
式，可包括多個模式。

(vi) 危害度曲線：綜合上述之各項參數，以邏輯樹考量各參數模型之可信度，各參數之權重制訂由各相關專家建議，考慮至危害度分析中以求取工址之平均之危害度曲線。

(vii) 參數拆解：求取在不同回歸期下，對特定結構週期影響最劇之控制地震源。

4.2 地盤反應分析建議流程

為了說明風機工址之海床面地表地震反應分析模式與分析流程，本研究所採用地盤受震反應模型為 Schnabel 等人所提出之水平地層中單向度應力波傳理論架構。圖五即為一般進行地盤反應分析所需之分析流程，依序包含建立工址土層剖面、土壤動態性質、輸入運動、指定輸入運動位置與邊界條件、疊算土層剪應變與土層動態性質、計算海床面地表運動、評估場址地盤放大效應。

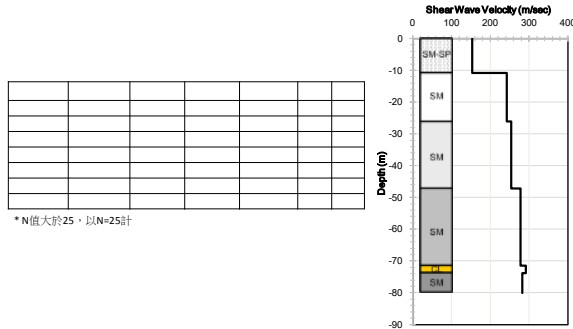


圖五 工址地盤反應分析流程

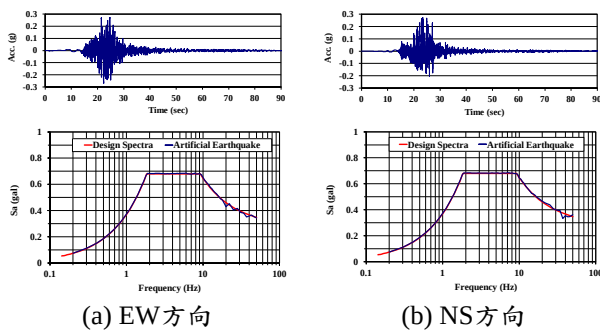
四、地盤反應分析示範例與結論

本研究以台灣電力公司觀測塔 BH01

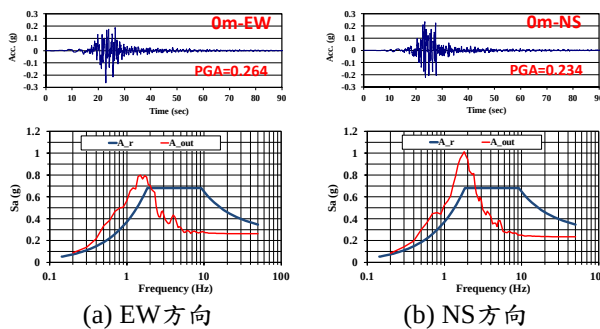
孔實際案例來進行地盤反應分析示範。根據前述所說明之風機工址地盤反應分析流程，依照場址地層基本資料，利用地震危害度分析得出之岩層($V_{s30} \geq 360$)露頭設計反應譜，提供與設計譜相符之人工地震歷時作為地盤反應分析所需之輸入運動，其相關分析結果如下所示。



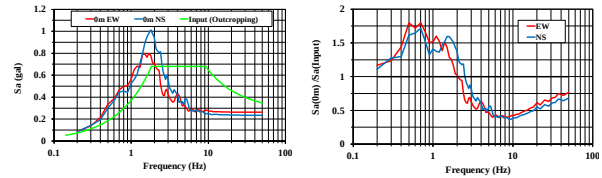
圖六 BH01地層資料與剪力波速剖面



圖七 BH01場址堅硬岩盤設計反應譜與反應譜相符之人工地震



圖八 BH01工址海床面地表運動Aout(t)與其反應譜



(a) 反應譜之比較 (b) 反應譜放大係數之比較

圖九 BH01工址場址效應評估

根據上述分析結果，將輸入運動反應譜與海床面運動反應譜繪於圖九，可清楚發現工址岩層露頭處之設計地震震波經由海床沉積土層傳遞至海床面後，整體反應譜形狀已被改變，由圖九(a)可看出海床面運動譜加速度 S_a 峰值約在 1.5Hz~1.8Hz 處，而在大於 2Hz~2.5Hz 後則有明顯衰減趨勢，此即為 BH01 工址場址效應所致。進一步將兩方向之海床面反應譜與輸入運動反應譜兩者比值繪出(如圖九 b)所示)，可發現在 0.5Hz~0.7Hz 頻段反應譜放大係數約可達 1.75 倍，顯示在本工址條件下，軟弱海床沉積層的場址效應雖會使得海床面運動之最大加速度值衰減，但會造成地盤低頻運動的放大，對於後續風機基礎、支承結構設計以及考慮土壤結構互制作用下的風機受震反應分析工作都必須針對此一場址效應現象加以考量。

參考文獻

1. DNV-OS-J101. (2014). Design of Offshore Wind Turbine Structures: Det Norske Vertias AS.
2. GL, Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines. 2012, GL Renewables Certification: Hamburg, Germany.
3. ISO 19901-2, Petroleum and natural gas industries, specific requirements for offshore structures : Part 2: seismic procedures and criteria. 2004, Geneva, Switzerland: International Standard Organization.
4. API RP 2EQ, Seismic Design Procedures and Criteria for Offshore Structures. 2014: American Petroleum Institute.

嵌埋式軌道系統振動噪音之試驗與分析研究

葉芳耀¹ 張曉婷² 宋裕祺³

摘要

高雄輕軌及淡海輕軌捷運為台灣第一次引進嵌埋式軌道系統，國內對此種軌道系統相關的分析、設計與施工經驗尚十分缺乏。輕軌捷運路線主要通過都會地區，振動與噪音問題為大家所關注的焦點，因此軌道系統之噪音與振動特性，將嚴重影響都會區居民對輕軌捷運的評價。為瞭解捷運車輛通過軌道系統引致結構振動及產生噪音對周圍環境之影響，本文建立一研究流程，採用數值方法進行模擬探討。整體數值分析模擬流程分為兩大部份：(1)列車移動載重振動反應分析；(2)振動輻射噪音分析。

本研究參考高雄輕軌捷運設計藍圖建立嵌埋式軌道系統數值模型，首先以 ANSYS 有限元素分析軟體建構軌道系統模型，並進行動態移動載重分析，得到軌道結構整體動態歷時反應。第二階段將 ANSYS 建立之元素網格與分析結果資料匯入 LMS Virtual.Lab，使用邊界元素法求解外部輻射聲場之聲壓分佈。為瞭解軌道系統數值模擬之準確性，本研究亦進行高雄輕軌捷運現場振動噪音試驗，量測列車通過時之振動速度與聲壓，並與數值分析模擬結果進行比對，確定軌道系統振動噪音分析技術之可行性。本文所得結果可提供未來軌道系統減少振動與降低噪音之設計參考。

關鍵詞：嵌埋式軌道系統、振動、噪音、數值模擬、試驗分析

一、前言

目前世界各鐵路系統因道碴道床軌道養護維修工作量逐年增加，所需之人工及機具設備成本亦日益提高，且道碴軌道所須之道碴(級配料)及枕木等物料日益匱乏，故世界鐵路系統之發展趨勢多朝向無道碴道床軌道形式之方向進行研發[1,2]。本研究探討輕軌捷運之嵌埋式軌道系統即為一種無道碴道床軌道，嵌埋式軌道系統相較於一般鐵路系統最大差異在於其開放性與否。一般鐵路系統民眾不可隨意進入，而嵌埋式軌道與一般車道共用路權，民眾可於無列車行駛時穿越，故輕軌行駛沿途路線無圍籬或屏障，列車行駛時產生之振動與噪音對於民眾或附近建築物具有直接之影響。國內目前對於嵌埋式軌道系統之振動噪音研究較少，因此本論文透過三維有限元素分析研究嵌埋式軌道系統之振動噪音特性，以高雄輕軌捷運系統為案

例，進行結構振動噪音分析，目的在於建立一套有效之模擬分析流程及方法，並且有效應用於實際的工程問題。

二、軌道系統振動與噪音數值模擬

軌道系統振動與噪音分析流程分為兩階段，第一階段使用 ANSYS 以有限元素法進行移動載重分析，求得軌道受激振力作用下之變位歷時，並且匯出元素網格資料與分析結果。第二階段將 ANSYS 所得之元素網格與分析結果匯入 LMS Virtual.Lab，使用邊界元素法求解外部輻射聲場之聲壓分佈。最後，為驗證本研究方法之正確性，以高雄輕軌捷運之嵌埋式軌道系統為例，評估整體聲振分析技術之可行性，並進行數值模擬與量測結果分析與探討。

2.1 ANSYS 振動分析模式

嵌埋式軌道系統主要由三種元素組

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台北科技大學土木工程系土木與防災所碩士

³ 國立台北科技大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心組長

以 ANSYS 建立嵌埋式軌道系統有限元素分析模型，土壤深度為 4 公尺，寬度為 10 公尺，軌道整體長度為 40 公尺，如圖 2 所示。鋼軌、橡膠緩衝材及混凝土之材料性質詳列於表 1，並將各材料參數輸入至 ANSYS，進行動態移動載重分析。

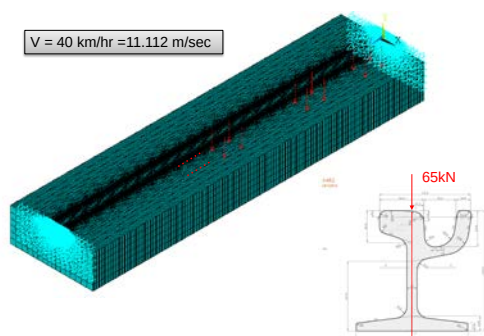


表 1 材料參數表

材料	彈性模數 [MPa]	密度 [kg/m ³]	阻尼比 [%]
鋼	200,000	7,850	2
混凝土基板	30,000	2,400	3
橡膠包覆材	2.6	1,200	5
瀝青混凝土	3	2,360	3
鋪面混凝土	17,405	2,400	3
一般沃土	15	1,600	5
土壤	40	1,800	5

承，另假設行車向(Z向)為平面應變，故行車向(Z向)之變形量假設為零。為節省分析時間採用模態疊加法(Modal Superposition)求解運動方程式，故須先進行模態分析，分析採用實體元素進行動態分析與求解。

2.2 LMS Virtual.Lab 聲場分析模式

聲場面

輕軌系統

鋼軌

圖 3 LMS Virtual.Lab 聲場分析模型

三、高雄輕軌振動與噪音量測試驗

本研究選擇兩種不同形式之嵌埋式軌道系統進行比較，包含一般嵌埋式軌道及綠化嵌埋式軌道。一般嵌埋式軌道量測點位於凱旋四路與中山三路十字路口，量測位置上部為高架橋。綠化嵌埋式軌道量測點位於凱旋四路瑞南街附近，兩個量測點位均靠近高雄捷運凱旋站，即捷運紅線 R6 站位置處。

98

X、Y、Z 三方向之振動速度。X 向、Y 向、Z 向分別表示為垂直行車向、平行行車向與垂直地面之方向。所有量測點皆設置於一般路面，整體量測點位置佈設如圖 4 所示。綠化嵌埋式軌道量測規劃為從鋼軌向外距離 1 m、3 m、6 m、9 m、12 m 分別設置三個單軸向速度計(VSE-15D)，整體量測點位置佈設如圖 5 所示。

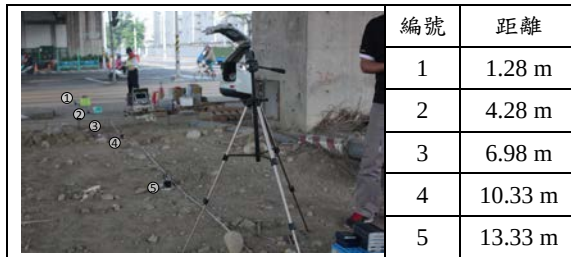


圖 4 一般嵌埋式軌道振動及噪音量測點位置

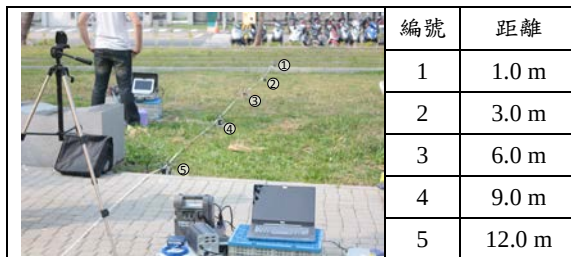


圖 5 綠化嵌埋式軌道振動及噪音量測點位置

輕軌噪音量測採用之聲音感測系統為美國 PCB PIEZOTRONICS 公司所生產之聲壓麥克風感應器(130A40)並配合使用德國 imc 公司所生產之動態擷取系統(CRONOS PL-2)進行聲壓量測。

量測點位之選訂參考環保署所訂定之陸上運輸系統噪音管制標準[3]，嵌埋式軌道量測規劃為從鋼軌向外距離 15 公尺且距離地面高度 1.2 公尺處架設聲壓麥克風感應器(130A40)，麥克風感應器面向輕軌，量測背景噪音與列車通過噪音，如圖 4 及圖 5 所示。

四、數值模擬與量測結果分析與探討

4.1 振動數值模擬與量測結果

圖 6 為一般嵌埋式軌道振動數值模擬結果與量測結果比對，由圖中可觀察到有限元素模擬之模型可有效得到結構受強迫振動後之自然頻率(3 Hz)，除了可確定後續動態移動載重動態分析之正確性，亦可作

為整體結構振動減震設計之參考，避免發生共振導致結構體損壞。

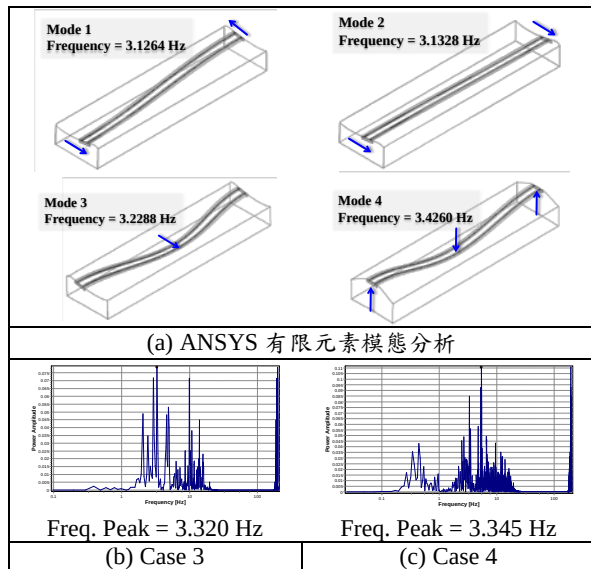


圖 6 一般嵌埋式軌道振動頻率結果比對

圖 7 為一般嵌埋式軌道振動位移歷時結果比對，由圖可觀察到當列車通過一般嵌埋軌道時，分析與試驗皆會造成三個位移峰值，列車時速約為 10~11 km/hr，位移量約為 0.3 mm。

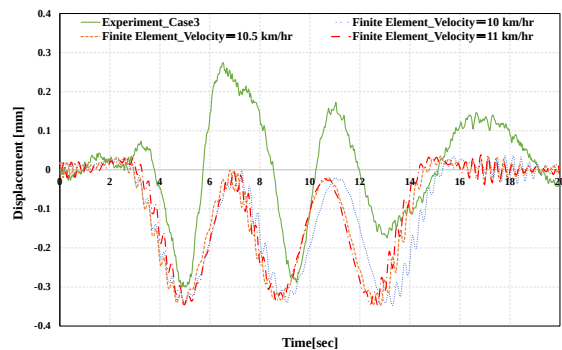


圖 7 一般嵌埋式軌道振動位移歷時結果比對

4.2 噪音數值模擬與量測結果

一般嵌埋式軌道低頻噪音量測數據與 LMS Virtual.Lab 數值噪音輻射模擬結果如圖 8 所示，由圖中可觀察到數值噪音輻射模擬所得之頻譜出現前三項峰值分別為 22.461 Hz、33.569 Hz 與 44.044 Hz，其中頻率 33.569 Hz 貢獻量最大，而現地噪音量測頻譜之峰值約為 33.2~33.5 Hz，故可判斷 LMS Virtual.Lab 數值噪音輻射模擬可有效模擬列車通過之低頻噪音輻射，可供未來軌道降低噪音之設計參考。

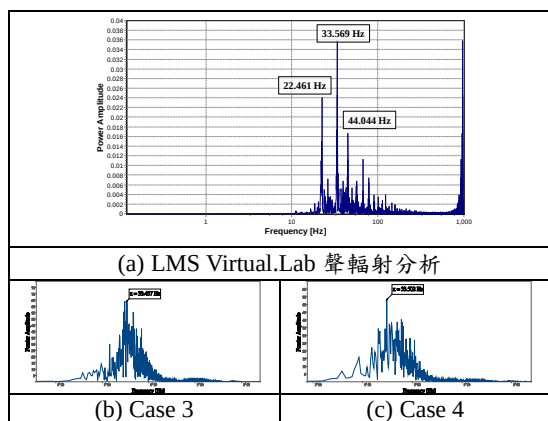


圖 8 一般嵌埋式軌道噪音頻率結果比對

4.3 參數分析

本節進行參數分析作為後續研究之基礎，以列車行駛速度、土壤材料與橡膠材料為三項基本參數，應用所建立之有限元素模型配合聲振分析流程進行參數分析，瞭解各項參數對於振動噪音之敏感度。

圖 9 為嵌埋式軌道於不同列車時速 10 km/hr、25 km/hr 與 40 km/hr 作用下之最大位移量與最大聲壓級，由圖知當列車速度愈快所產生的最大位移量愈小，但最大聲壓級卻愈大。故降低列車時速所造成的最大位移量雖大，但可減弱振動反應及降低聲壓級分貝值。圖 10 為嵌埋式軌道於不同土壤彈性模數 10 MPa、25 MPa 與 40 MPa 作用下之最大位移量與最大聲壓級，由圖知當土壤彈性模數愈大所產生的最大位移量愈小，但最大聲壓級卻愈大。故土壤彈性模數愈小所造成的最大位移量雖大，但可減弱振動反應，降低聲壓級分貝值。圖 11 為嵌埋式軌道於不同橡膠彈性模數 0.6 MPa、2.6 MPa 與 5 MPa 作用下之最大位移量與最大聲壓級，由圖知嵌埋式軌道對於橡膠彈性模數之變化敏感度非常低，最大位移量與最大聲壓級於不同橡膠彈性模數作用下幾乎沒有變化。

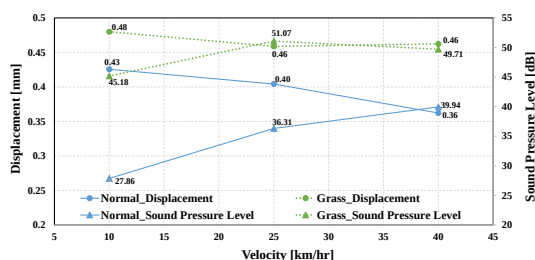


圖 9 列車時速參數分析

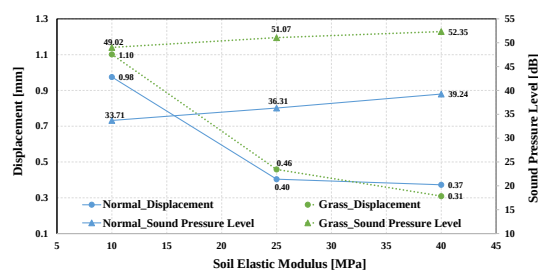


圖 10 土壤材料參數分析

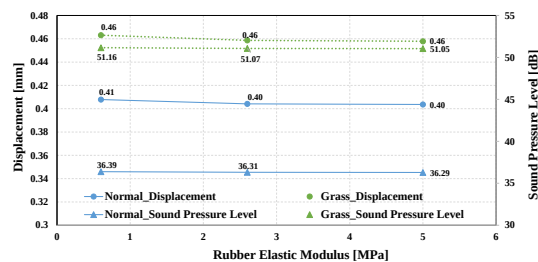


圖 11 橡膠材料參數分析

五、結論與建議

(1)比較嵌埋式軌道振動量測結果與 ANSYS 模態分析結果，結果顯示：(a)振動部份可有效模擬嵌埋式軌道系統自然頻率並且確定模型建立之準確度；(b)噪音輻射部份僅考慮低頻噪音，比對結果呈現數值模擬計算可有效反應低頻噪音之主頻率。(2)由參數分析得知：(a)列車時速愈快振動位移量愈小，但聲壓級則愈大；(b)土壤彈性模數愈大振動位移量愈小，但聲壓級則愈大；(c)橡膠材料參數對於嵌埋式軌道聲振反應敏感度較低。(3)振動與噪音分析所得之主振動頻率可應用於未來軌道設計，及營運後減少振動與降低噪音之參考。

參考文獻

- Bernhard Lichtberger, "Track Compendium - Formation, Permanent Way, Maintenance, Economics," Eurailpress Tetzlaff-Hestra GmbH & Co. KG, ISBN 3-7771-0320-9, 2005.
- Sun Shuli, Zhang Wenjian, Wang Zhaohu, Su Wei, Wu Cailan, Bu Qinghao, (2011) "Design of unballasted track bridges on Beijing-Tianjin intercity railway," Engineering Sciences, Vol. 9, No. 4, 2011, pp. 59-70.
- 行政院環境保護署，噪音污染管制，陸上運輸系統噪音管制標準，2013。

新北市地震防災管理系統之建立與應用

許家銓¹ 宋裕祺²

摘要

綜觀近數十年來的國內外地震災害，構造物受害之實例甚多，在這些地震災害經驗中，均顯示地震災害對社會所造成的衝擊與經濟損失，是相當嚴重而深遠。因此，若能有效建構一套地震災損評估系統，於地震發生前提供地震災害災損之境況模擬，據此擬定相關地震災害防救事項，有效執行災害預防、災害搶救、事故處理、災情勘察以及善後處置、復建等相關事宜，並於地震發生時，推估建築物倒塌及人員死傷等災害資訊，可於初期迅速採取緊急應變作為，減少地震災害損失。

本研究由網格化之資訊推估震後災損情形，並藉由簡易明瞭之操作介面與容易擴充的架構，使後續擴充較具彈性及便利性。未來若將各地方政府提供更詳盡之資料整合入本系統，則可做為各地方政府擬定相關地震災害防救事項之用。

關鍵詞：地震災損評估、物件導向

一、前言

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界處，屬環太平洋地震帶，每年都會因板塊間的相互擠壓而造成地震，屬地震頻繁地帶，而新北市位於台灣北部，面積大約為台北市之 7.5 倍，其轄永和區之人口密度為台灣最高。為數眾多的既有交通設施及公共建築物將不可避免的會遭受到強烈地震侵襲的威脅。綜觀近數十年來的國內外地震災害，構造物受害之實例甚多，在這些地震災害經驗中，均顯示震害對社會所造成的衝擊與經濟損失，是相當嚴重而深遠。

依現今科技，地震預警時間非常短暫，因此防震減災顯得十分重要。依賴耐震、隔震與減災等工程科技雖能有效降低地震災害，但若輔以非工程的防災規劃與演練以及風險分散與移轉等手段來強化社會的抗災能力，將更能彰顯地震防救災之功能與效益。因此，若能有效建構一套地震防災

管理系統，於地震發生前提供地震災害災損之境況模擬，據此擬定相關地震災害防救事項，有效執行災害預防、災害搶救、事故處理、災情勘察以及善後處置、復建等相關事宜，並於地震發生時，迅速連結中央氣象局地震速報資料，短時間內推估地震災損，將有利於震後緊急應變作為，有效達到救災之目的。

二、新北市現有地震防災體系

新北市人口 397 萬 1,660 人，密度達 1934.47 人/Km² 為全國之最。新北市轄區環境特殊，山腳斷層屬於第二類活動斷層，自樹林附近向東北方向延伸至北投，穿越大屯山區後由金山向海域延伸，總計約 74 公里。另依據經濟部中央地質調查所公布轄內蘆洲、三重、新莊及板橋區列為土壤液化高潛勢區，且具大台北盆地場址效應，震動時間長、強度大、長週期波形明顯，再加上

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國立台北科技大學土木工程系教授

城市高度發展人口稠密，故倘地震發生於靠近都會區之斷層，容易造成嚴重傷亡與經濟損失。

鑑於 2016 年 0206 高雄美濃大地震，臺南市永康區維冠金龍大樓倒塌，造成 117 人死亡、501 人受傷的嚴重災情。為精進地震防救災工作，新北市政府城鄉發展局、工務局、教育局、農業局、水利局、交通局、社會局、捷運工程局、衛生局、文化局、經濟發展局及消防局等 12 個局，共同擬訂「新北市地震防災策略實施方案」，並於 2016 年 6 月 20 日函頒，以健全地震防災體系及強化防災效能。

三、新北市地震防災管理系統之建立

建置系統所需分析資料包括：重點建築物基本資料、各級橋梁基本資料、新北市網格人口資料、填土區及液化潛能 GIS 圖層、中央氣象局地震速報系統連線管道、新北市鄉鎮村里行政界 GIS 圖層與新北市房屋稅籍資料等。

EDAS 之軟體架構朝可外掛程式模組之方向來設計。此設計方式一方面可以依據資料完整性，採用不同的計算模組進行推估，或是針對參數修正，採用不同的模組進行計算。另一方面，藉由外掛程式模組於系統，可增加不同的應用或客制化設計，將系統已推估成果進行後續的計算或應用，以增加系統使用的彈性。在視覺化呈現方面，系統提供以新北市網格化地圖為基礎之視覺化介面，並提供基本圖層之操作功能，方便資料點選與檢索。圖資的部分則以 ESRI Shapefile 為系統支援之標準格式，方便與其他的 GIS 系統圖層資料之交換與整合。

本研究使用支援物件導向技術之 C# 程式語言，開發 EDAS，建構 EDAS 於 Windows 上。EDAS 使用 MapWinGIS 元件，並搭配 Proj.4 程式庫，做為繪製地圖以及地圖操作管理的核心。再者，EDAS 整合 IronPython，方便使用者撰寫 Python 程式，擴充系統功能。最後，為使操作簡潔明瞭，

本系統採用微軟 Windows Presentation Foundation (WPF) 開發圖形化使用者介面，方便使用者操作與視覺化呈現圖資和相關資料。

四、案例分析

本研究由 EDAS 系統以新北市為例進行震前及震後之案例分析。由於本系統可藉由架接中央氣象局地震速報系統之地震資料後並進行後續災損推估作業，故在震後模擬案例中，本研究將擷取一筆由中央氣象局地震速報系統所發布之地震資料進行災損推估。

4.1 震前模擬案例分析

假定於 2018/01/01 中午十二點於宜蘭外海(座標位置：121.8° E、25° N)發生一規模 6.5，深度 5km 之地震，以下即以 EDAS 推估新北市各個村里不同類型建築物之損壞狀況、人員傷亡狀況，以及各個重要機關、學校及重要建築、橋梁是否能正常運作之推估，其推估結果如圖 1、圖 2 及表 1 所示。

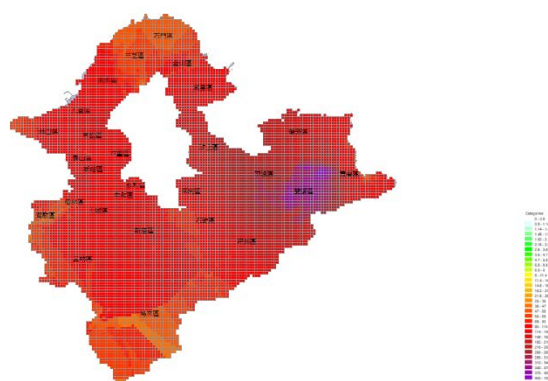


圖 1 模擬地震推估所得之 PGA 分布圖

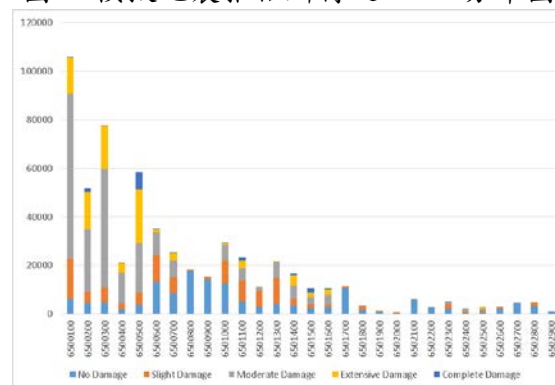


圖 2 模擬地震推估所得之建物損壞分布圖

表 1 模擬地震推估所得之橋梁損壞情形

Bridge No.	N.D. (%)	S.D. (%)	M.D. (%)	E.D. (%)	C.D. (%)	Day			
						1 st	2 nd	3 rd	4 th
300169	75.2	18	5.15	1.17	0.3				
300381	61.8	13.9	8.97	5.62	9.66	X			
300357	86.2	10.8	2.34	0.42	0.08				
300017	69.1	12.3	7.41	4.37	6.66				
300016	93.1	5.79	0.93	0.13	0.02				

由此案例得到未來新北市附近之地點發生地震後所受之衝擊。雖由於目前地震觀測資料不足，無法以理論推估可能之規模大小，但本系統除可在短時間內迅速推估各種地震條件下可能之災損，提供地方政府針對地震進行境況模擬，分析災害潛勢與危險性評估，定期辦理各項防災兵推演訓（如：維生管線演練、收容所演練、校園防災演練、封橋封路演練、醫療院所演練、綜合救災演練等），並可利用本系統評估可能受害之地區、範圍及災損，據以研訂及修正適合地方政府之地震防救措施（如：土壤液化、建築物防震、房屋健檢及防災都更等）。

4.2 震後模擬案例分析

本研究除了可由各測站之地震衰減率迴歸成果進行地震模擬之外，亦可藉由中央氣象局地震速報系統發布之各測站實測之 PGA 取代迴歸成果進行模擬。本節將擷取一筆最近由中央氣象局地震速報系統得到之資料進行模擬，由中央氣象局地震速報系統接收到之地震資料如下：時間：2016/5/11 11:17:15；震央位置：121.98°E, 24.69°N；芮氏規模：6.1；震源深度：8.9Km。

本系統接收到地震資料後之會自動開始分析新北市之災損情形，其中 PGA 之推估係由中央氣象局測得之測站實際 PGA 代替原有之衰減迴歸式進行推估，分析結果如圖 3 及圖 4 所示。

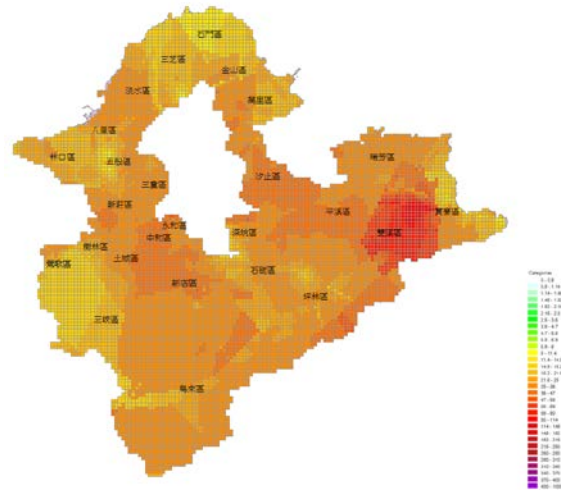


圖 3 地震推估所得之震度分布圖

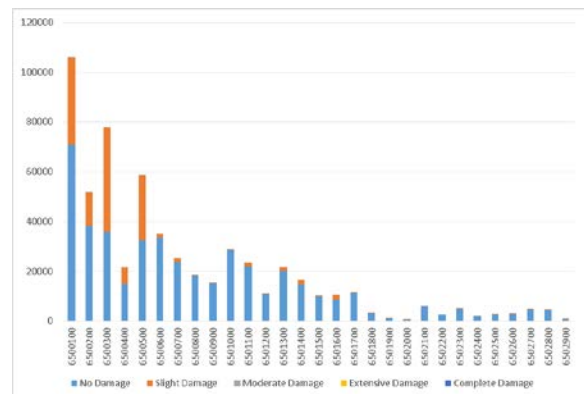


圖 4 地震推估所得之各區建物損壞分布圖

由上述分析可得知，本研究所開發之系統可於地震發生後經由中央氣象局地震速報系統即時取得地震資料，以中央氣象局公布之測站 PGA 值自動進行分析。此功能除可供地方防救災單位主管掌握即時災情，並進行建築物耐震能力評估及補強、道路橋梁安全評估、救災動線及物資運送路線規劃等應變相關作為外，新北市政府亦將本系統推估結果，作為地震災害應變中心啟動時機、開設層級、緊急動員機制之作業標準程序。

五、結論

1. 本研究將全台灣進行國土網格化，藉由推估所得各網格內之 PGA，配合中央氣象局對各震度所採用的對應色層，賦予各網格適當的色層屬性，將模擬所得等震度圖之色層分布精緻化與細密化，並與中

央氣象局所公布者進行比對，以方便驗證地震衰減律迴歸公式推估所得震度之準確性，比對結果顯示本文所迴歸之各個測站地表加速度衰減律之參數應可符合實務應用之需。

2. 本文蒐集中央氣象局 1992~2006 年近 10 萬 5 千筆之地震資料，針對全台 600 餘個強地動觀測站進行加速度衰減律之參數迴歸。此外，各測站之地震反應實際上已反映各測站之地質構造、土壤特性與地震波傳遞效應等，故所謂場址效應已包含於各測站之迴歸分析成果中。

3. 本研究藉由網格加速度推估模式之建立，搭配易損性曲線進行橋梁及建築結構物之災損評估。由各網格之鄰近測站推估網格之 PGA 值及各網格內之建築物及人口資料為基礎，推估特定地震作用下各網格之建物倒塌及人口傷亡等資訊。

4. 本研究結合目前國內外之災損評估模式，由網格化之資訊推估震後災損情形，並藉由簡易明瞭之操作介面與容易擴充的架構，使後續擴充較具彈性及便利性。

5. 本研究建立之地震防災管理系統使用物件導向技術進行開發，並由豐富的資料庫將分析成果以視覺化輔以文字呈現，不僅降低災損推估之繁雜步驟，此成果亦可供政府做為災前演練及災後初期迅速採取緊急應變作為之用。

6. 本研究建立之地震防災管理系統採用 MapWinGIS 作為載入圖層、圖層套疊管理以及圖層運算等之工具，透過此元件，EDAS 可以不用建構在商用的 GIS 軟體上，使用單位無須支付諸如 ArcGIS 等地理資訊系統之軟體租賃費用，並且可獨立運作，增加系統使用彈性。

7. 本研究以新北市為例，透過不同地震事件之模擬，進行新北市內震災損失評估。由各公有建物及橋梁損害狀況之評估結果，可供相關單位進行藉由震前之兵棋推演訂定地區防災計畫，並可提供作為消防計畫之檢討資料，加上透過瞭解各地區地震危險度後，做為一般居民防災教育之

活用；並可在震後透過中央氣象局地震速報系統即時取得地震資訊並迅速推估地震災害，以作為地震災害緊急應變中心判斷之參考值。

8. 本研究開發之系統於分析完成後可藉由網頁公布及手機簡訊等方式通知防救災相關單位人員，使其能於震後進行救災相關作業。並可依各地方政府地震防災體系之需求，針對防救災作業程序之需求進行系統擴充，符合客製化之要求。

參考文獻

1. Kanai, K., 1961. "An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions", Bulletin of the Earthquake Research Institute 39: 85-95.
2. Campbell, K. W., 1981. "Near-source attenuation of peak horizontal acceleration", Bulletin of the Seismological Society of America 71(6): 2039-2070.
3. Joyner, W. B. and Boore, D. M., 1981. "Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 imperial valley, California, earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America 71(6): 2011-2038.
4. Liu, K. S. and Tsai, Y. B., 2005. "Attenuation relationships of peak ground acceleration and velocity for crustal earthquakes in Taiwan", Bulletin of the Seismological Society of America 95(3): 1045-1058.
5. 葉錦勳，台灣地震損失評估系統—TELES，國家地震工程研究中心，2003。
6. Y. C. Sung, C. C. Hsu, H. H. Hung and Y. J. Chang, "Seismic Risk Assessment System of Existing Bridges in Taiwan", Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 9, No. 9, 2013, p.p. 903-917.

建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究(I)

林凡茹¹ 柴駿甫² 葉昶辰³ 張國鎮⁴

摘要

本研究探討重要建築內部非結構耐震性能評估方法，並以醫院消防撒水系統為例，檢核管線系統損及天花板、漏水、崩塌等破壞模式等耐震性能表現，透過數值模型分析結果建立詳細評估之易損性曲線，據以提出適合工程師應用之消防撒水管線系統簡化評估方法與流程。研究內容分為兩大部分，第一部分為參照 FEMA P58[1]探討非結構耐震性能評估程序、受震需求與易損性分析方法，並以案例醫院消防撒水系統為例，建立其易損性評估所需之樓板反應歷時；第二部分為進行案例醫院消防撒水管線系統之增量動力詳細分析，據以提出管線系統易損性局部詳細分析與簡化評估方法，並以詳細評估而得之易損性，驗證局部詳細分析與簡化方法之準確性。本篇報告概要介紹第一部分之研究內容。

關鍵詞：FEMA P58、非結構系統耐震性能評估、消防撒水管線系統、易損性評估

一、前言

近年來由於性能設計理念蓬勃發展，建築結構之耐震能力獲得提升，地震造成之主要災害以及經濟損失已從結構轉為非結構系統。醫院非結構設備中之消防撒水系統於中小型地震中，若於某處發生漏水，或天花板經撒水頭碰撞發生粉塵掉落、擴孔等災情，甚至於大震中撒水系統支撐處失去抗震能力，可能造成醫院中斷正常醫療機能，且無法阻止淹水、火災等二次災害。因此，消防撒水系統需以性能設計法進行耐震評估，若耐震容量不足則應補強。

本研究內容如圖 1 所示，第一部分為參考 FEMA P58 [1]性能設計概念，以建築結構未倒塌且可修復的前提下，探討建築內部非結構耐震性能評估方法與程序，並進而規劃建築結構物附屬之非結構系統(消防管線等設備物)易損性分析；第二部分研究內容為以案例醫院為例，檢核管線損及天花板、漏水、崩塌等破壞模式之性能表現，透過數值模型分析結果建立詳細

評估之易損性曲線，以提出適合工程師應用之簡化評估方法。

本篇報告說明第一部分研究內容，第二部分則另於「建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究(II)」介紹。

二、非結構耐震性能評估程序

本研究探討 FEMA P58 耐震性能表現計算程序，考量高震度下建築結構與內部非結構行為不確定性，以提高非結構系統易損性分析準確性，提出非結構易損性分析方法與樓板歷時分析程序建議：

1. 為考量高震度下強地動參數與建築結構非線性行為之不確定性對於非結構耐震性能表現影響，可設定非結構易損性分析之上限。本研究建議取最大考量地震強度與建築結構 84%不可修復機率之地震強度兩者之小值，設定為非結構易損性分析上限。
2. 本研究參照 FEMA 356[2]，定義建築結構不可修復性為建築結構於歷時分

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立台灣大學土木系碩士

⁴ 國立台灣大學土木系教授

析瞬時層間變位峰值等於或超過 1%，建築結構崩塌之定義則為瞬時層間變位峰值等於或超過 2%。

3. 本文建立非結構系統易損性分析之程序，包括挑選原始地震歷時(依據 FEMA P695[3]挑選 11 筆以上地震)、設定樓板加速度歷時分析方法(可分為原始地震或符合建築設計反應譜之擬合地震輸入結構模型而得樓板反應、與 AC156[4]通用性樓板反應譜相容之人造樓板歷時等方法)、輸入歷時強度範圍與組數設計(輸入歷時縮放程序、依非結構系統各破壞模式之風險貢獻分佈規劃地震歷時強度分組)、設定非結構易損性分析上限、非結構易損性分析等步驟(圖二、圖三)。

三、樓板反應歷時分析

本研究利用數值軟體 MIDAS 建立案例醫院結構數值模型(圖四)而得非線性建築結構反應，並建立符合 AC156 通用性樓板反應譜之加速度歷時，據以探討管線易損性分析使用之輸入波特特性影響以及地震強度增量規劃。樓板歷時分析結果簡述如下：

1. 經過 FEMA P695 建議之 PGV 正規化後，可消除了工址、土壤等不確定性，同時保留各自地震變異性。然而，各地震之結構週期譜加速度差異甚鉅，建議可加設挑選地震歷時之條件，例如對於 PGV/PGA 之範圍做限制，縮小各歷時之間的變異性。
2. BRS 擬合後可有效降低各地震歷時之結構週期譜加速度變異性，輸入至結構模型之樓板反應亦可保留結構特徵，且結構高模態效應對於樓板反應譜之影響更為顯著。
3. AC156 之人造地震歷時，將各歷時與需求反應譜擬合，其樓板反應變異性低，亦即不同震波之強度相近，但仍保有各自地震特性。
4. 三種分析方法(原始地震或 BRS 擬合地震輸入分析、與 AC156 相容)之中

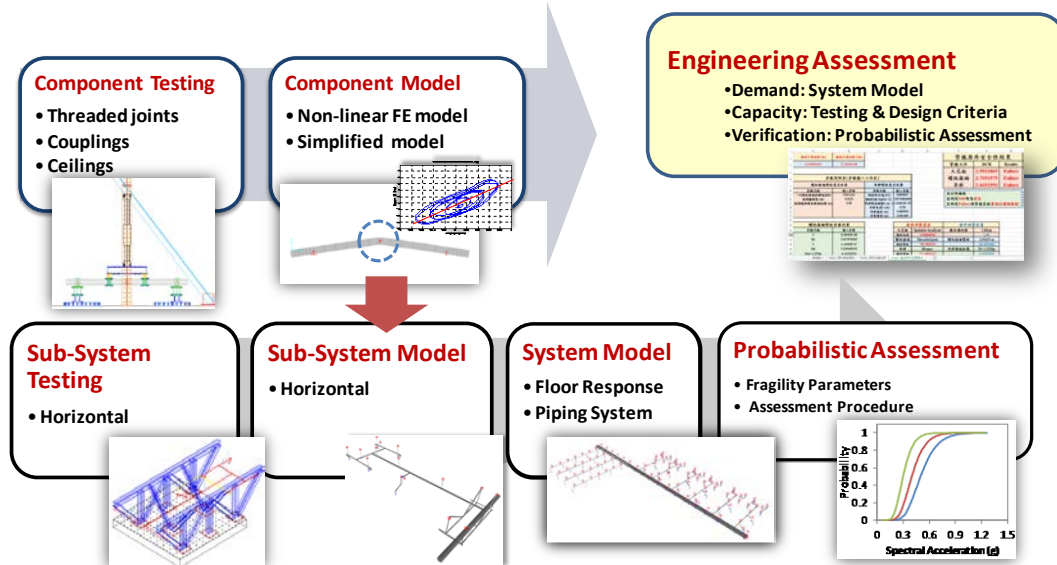
值樓板反應譜結果如圖五所示，可知管線系統週期(桃紅色線段標示處)對應之 AC156 歷時譜加速度遠低於其他兩者，其因 AC156 之 RRS 平台段於 h_x/h_n (設備所在樓層高度與建築高度比值)大於 0.3 時即由 $1.6S_{Ds}$ (工址短週期設計水平譜加速度係數)控制，而本案消防撒水系統管線顯著週期恰位於 RRS 平台段，故其譜加速度值遠小於其他透過結構反應而得之歷時組別。然而，由於案例醫院基礎週期約為 0.4 秒，故若欲評估之非結構系統的基礎週期若位於長週期處(大於 3.33 秒)，則 AC156 之譜加速度值較其他歷時類別保守。故可推測利用 AC156 進行消防管線系統動力分析可能會得到較不保守之結果。

四、結論

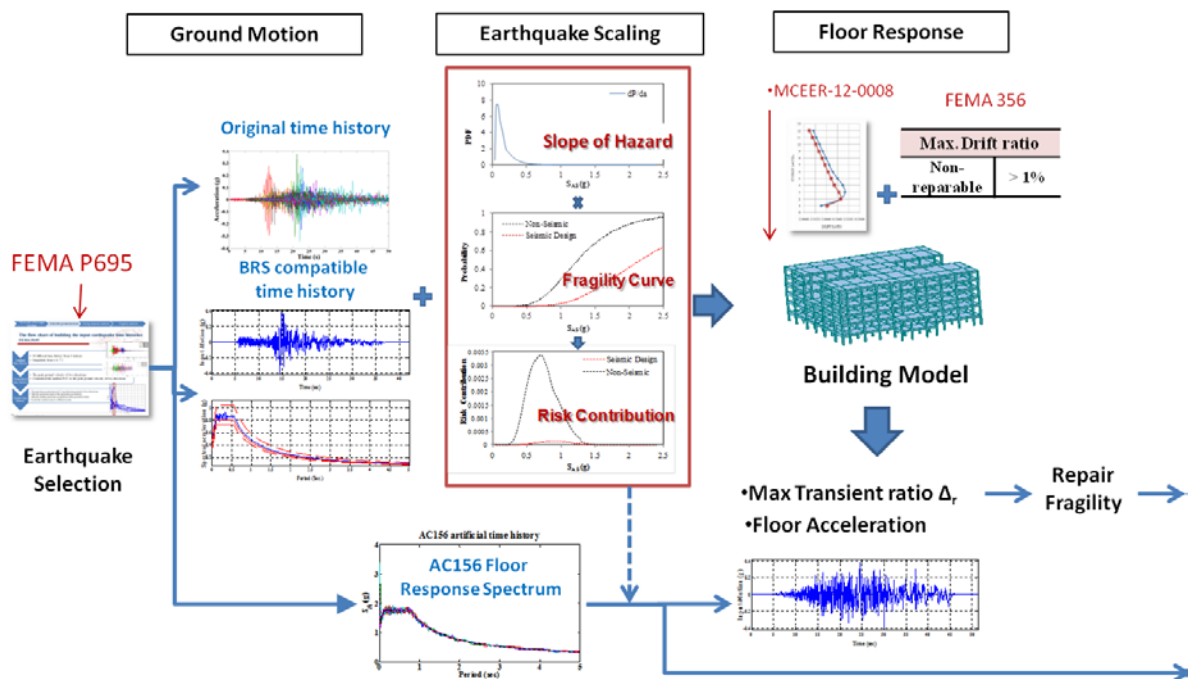
本研究參照 FEMA P-58 之建築性能設計流程中之耐震性能表現計算程序，提出建築內部消防管線系統易損性分析方法之建議，並考量高震度下建築內部非結構行為不確定性，提出非結構易損性分析方法與樓板歷時分析程序建議，並探討依動力分析或通用反應譜而得之樓板反應歷時差異，以供後續非結構增量動力分析之參考。

參考文獻

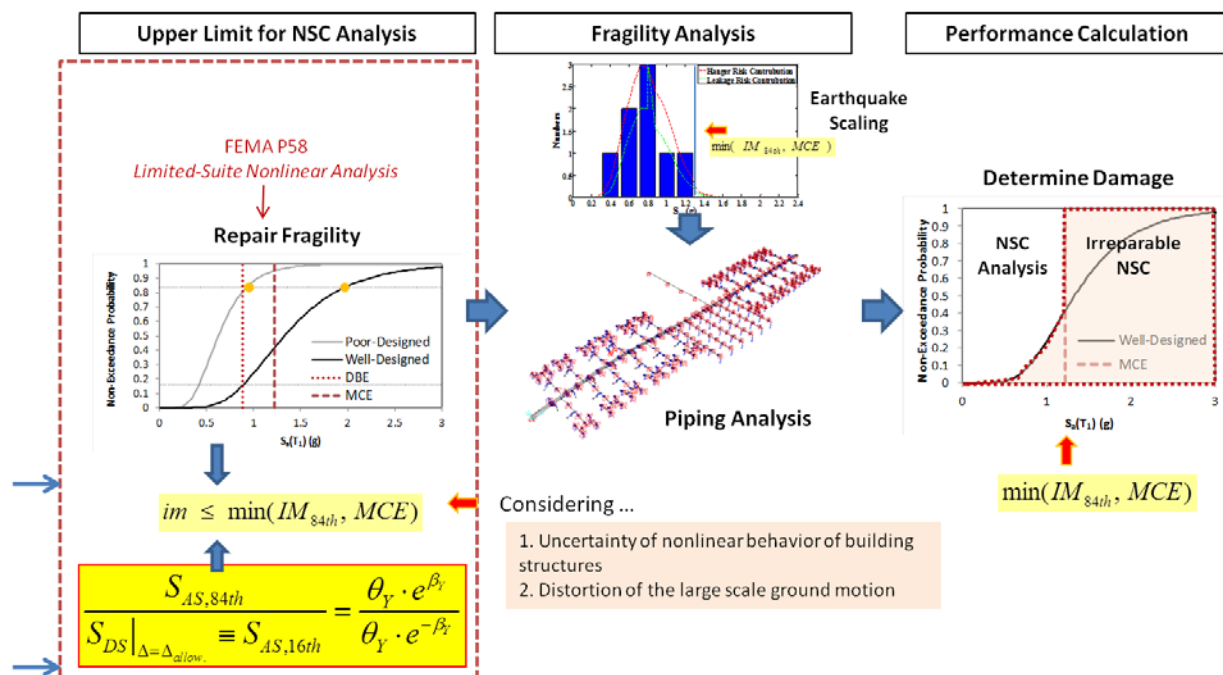
1. Applied Technology Council (2012), Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA P-58, Federal Emergency Management Agency.
2. American Society of Civil Engineers (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
3. FEMA(2009). Quantification of Building Seismic Performance Factor, FEMA P-695 report.
4. ICC Evaluation Service inc.(2010), Acceptance Criteria for Seismic Qualification by Shake-table Testing of



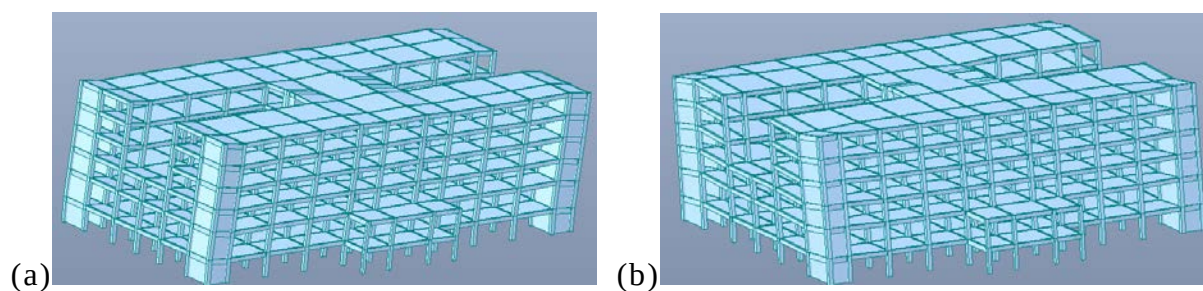
圖一 研究範圍與流程



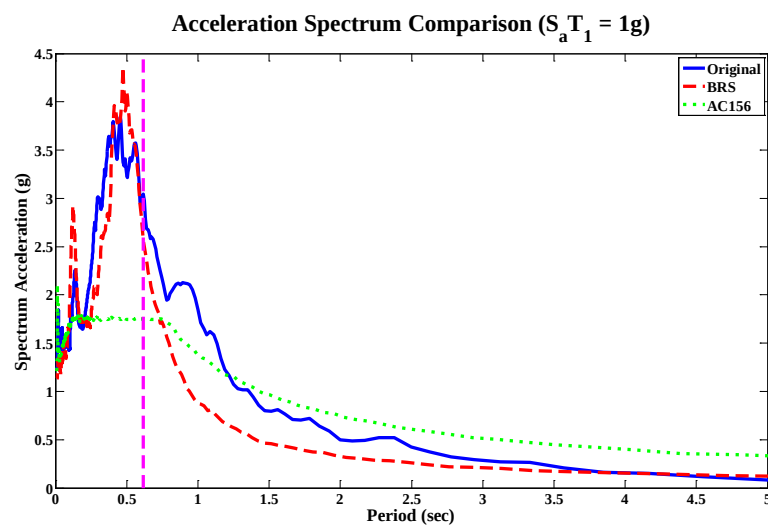
圖二 非結構系統易損性分析建議流程



圖三 非結構系統易損性分析建議流程(續)



圖四 數值模型模態振形：(a)第一模態(2.4Hz，水平長向模態參與比例 0.76)；(b)第二模態(2.73Hz，水平短向模態參與比例 0.74)



圖五 三系列地震歷時於 $S_a(T_1)=1g$ 之中值頂樓樓板加速度反應譜

建築消防撒水管線系統耐震性能評估方法研究(II)

葉昶辰¹ 林凡茹² 柴駿甫³ 張國鎮⁴

摘要

本研究探討重要建築內部非結構耐震性能評估方法，並以醫院消防撒水系統為例，檢核管線系統損及天花板、漏水、崩塌等破壞模式等耐震性能表現，透過數值模型分析結果建立詳細評估之易損性曲線，據以提出適合工程師應用之消防撒水管線系統簡化評估方法與流程。研究內容分為兩大部分，第一部分為參照 FEMA P58 探討非結構耐震性能評估程序、受震需求與易損性分析方法，並以案例醫院消防撒水系統為例進行易損性分析規劃；第二部分為進行案例醫院消防撒水管線系統之增量動力詳細分析，據以提出管線系統易損性局部詳細分析與簡化評估方法，並以詳細評估而得之易損性，驗證局部詳細分析與簡化方法之準確性。本篇報告概要介紹第二部分之研究內容。

關鍵詞：消防撒水管線系統、易損性評估、增量動力分析、簡化評估方法

一、研究目的

消防撒水系統詳細耐震性能設計或評估程序，為建置建築結構非線性模型而得管線系統受震需求，據以輸入管線系統非線性數值模型進行增量動力分析，而得管線系統受震性能表現之易損性曲線。然除非業主自主性要求，目前我國建築法與相關規則、規範並未強制要求於設計階段或使用階段進行建築內部消防撒水系統耐震設計與補強，因此，若醫院欲進行消防撒水系統耐震性能設計或評估，通常工程師沒有足夠的時間或資料建立可靠之建築結構與管線系統之詳細數值模型。考量一般工程師處理消防管線耐震評估案之立場，為使工程界便於快速進行醫院消防管線系統耐震性能設計或評估，本研究以嘉南地區某醫院消防管線系統為例，參考 FEMA P58[1]性能設計概念進行詳細模型進行傳統增量動力分析(方法 A)而得易損性參數，據以驗證易損性局部詳細分析(方法 B)與適合工程師應用之簡化評估方法(方法 C)。三種評估方法流程如圖一所示。

二、元件耐震容量與模擬

本研究透過消防管線系統螺紋式、溝槽式接頭進行純彎矩與撓剪實驗、天花板材單向抗壓試驗而得管線系統易損元件之數值模型參數與破壞性能點，並利用分析軟體 SAP2000 建立案例醫院消防管線系統模型，模擬管線與天花板或隔間牆之間、螺紋接頭以及吊桿之非線性行為，並依病房單元消防管線子系統之振動台實驗與現地微振量測結果，驗證數值模型準確性。本研究定義管線系統損壞狀態與性能點：

1. 第一個性能點為影響病房內部使用之天花板粉塵掉落，損壞狀態定義為天花板材單向抗壓試驗之破壞位移加上撒水頭與天花板之間隙值 1.66 公分；
2. 第二性能點為撒水接頭彎矩容量不足造成使用空間淹水，由振動台實驗觀測之一吋螺紋接頭處漏水現象與反覆載重實驗驗證之可靠數值模型，而得螺紋接頭數值分析之彎矩歷時結果，發現超過彎矩最大值之時間後，實驗量測之應變計才達到破壞峰值，故以最大彎矩值 2.01kN-m 作為一吋螺紋接頭處漏水前

¹ 國立台灣大學土木系碩士

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 國立台灣大學土木系教授

之耐震容量；

3. 第三個性能點為支撐消防管線系統之吊桿於強震下進入塑性階段，且塑性轉角到達上限值，導致失去承重能力。為了判斷病房中之吊桿承受靜載能力，參考 ASME B31.9 對於懸掛式管線支撐間距之規定，其要求管線容許變位不可超過 6.4cm 與 0.15 倍外管直徑，若於自重靜載下超過該標準即判定管線崩塌。

為提升非線性動力歷時分析效率，僅設定主管反應最大處(甲仙地震經驗證實其鄰近發生漏水之病房位置)之病房管線子系統為非線性行為，包括考量天花板、隔間牆之碰撞行為之連接元件以及於吊桿設置非線性塑鉸，其餘元件則假設為線彈性。

三、傳統增量動力分析(方法 A)

本研究依照案例醫院消防管線系統工程圖說，並採用 SAP2000 v15.0.0 軟體建立案例醫院局部消防管線數值模型(圖二)。將三系列樓板加速度歷時(原始地震或符合建築設計反應譜之擬合地震輸入結構模型、與 AC156[2]通用性樓板反應譜相容之樓板歷時)輸入至消防撒水系統數值模型進行非線性歷時分析，並觀察最易受損病房處之管線元件受震反應是否超過耐震容量。在逐步增強輸入歷時群組強度後，即可建立代表管線耐震性能之易損性曲線。

三系列歷時之管線元件易損性結果如圖三所示。易損性結果中，對照甲仙地震該醫院實際震損結果，考量地震變異性之工程需求參數(如地表加速度峰值)可預測實際發生漏水與天花板破壞之現象。此外，以管線系統基礎頻率對應之樓板譜加速度值作為易損性工程需求參數，理應更能表達管線實際受震情形且降低樓板歷時變異性影響，然三系列歷時之結果仍然有所不同，可能原因為管線系統第一模態參與係數僅 0.75，而譜加速度之工程指標無法釐清高模態管線反應之影響。

四、消防管線系統簡化評估

由傳統增量分析法可求得管線元件耐震性能，然而所需分析時間過長，故本研究提出局部詳細分析方法(方法 B)與簡化評估方法(方法 C)，提升評估效率：

1. 局部詳細分析方法(方法 B)：將管線系統拆成主要幹管與最易受損病房，於病房與主管連接端輸入簡化主管之絕對位移並於樓板束制端輸入樓板加速度歷時進行後續增量動力分析，減少大量桿件、節點，達到更快速之分析效益。首先，需先建立與管線系統頻率近似之簡化主管。將各病房子單元視為懸臂梁，便能以等值線性彈簧模擬其勁度貢獻。而管線系統頻率主要由吊桿貢獻，其勁度推估可將病房子單元視為單自由度系統，於主管與該病房連接端處施加一單位位移，該點之反力即為該方向所提供之勁度。而質量來源則可從病房管線管徑大小、長度等判斷，便能得到與系統動力反應近似之簡化主管模型。
2. 簡化評估方法(方法 C)：若工程師希望經由現地觀察，即可大略了解管線元件是否足夠耐震，則可採方法 C。利用方法 A 之傳統增量動力分析結果，透過大量分析資料，找出樓板反應譜與消防管線主管位移之關係，再透過靜力公式，由主管反應推估病房子系統原件破壞情形，並將上述流程建立於 Microsoft Excel 2013 程式之評估表格，此評估表可提供工程師於現地探勘下輸入相關管線系統參數，而得該管線系統配置之天花板、螺紋接頭與吊桿之安全性。

三種耐震評估方法之結果比較如圖四所示。評估結果由不透過分析之簡化評估法(方法 C)最為保守，局部詳細分析(方法 B)相較於傳統增量分析(方法 A)則可更快速求得管線之受震情形。

五、結論

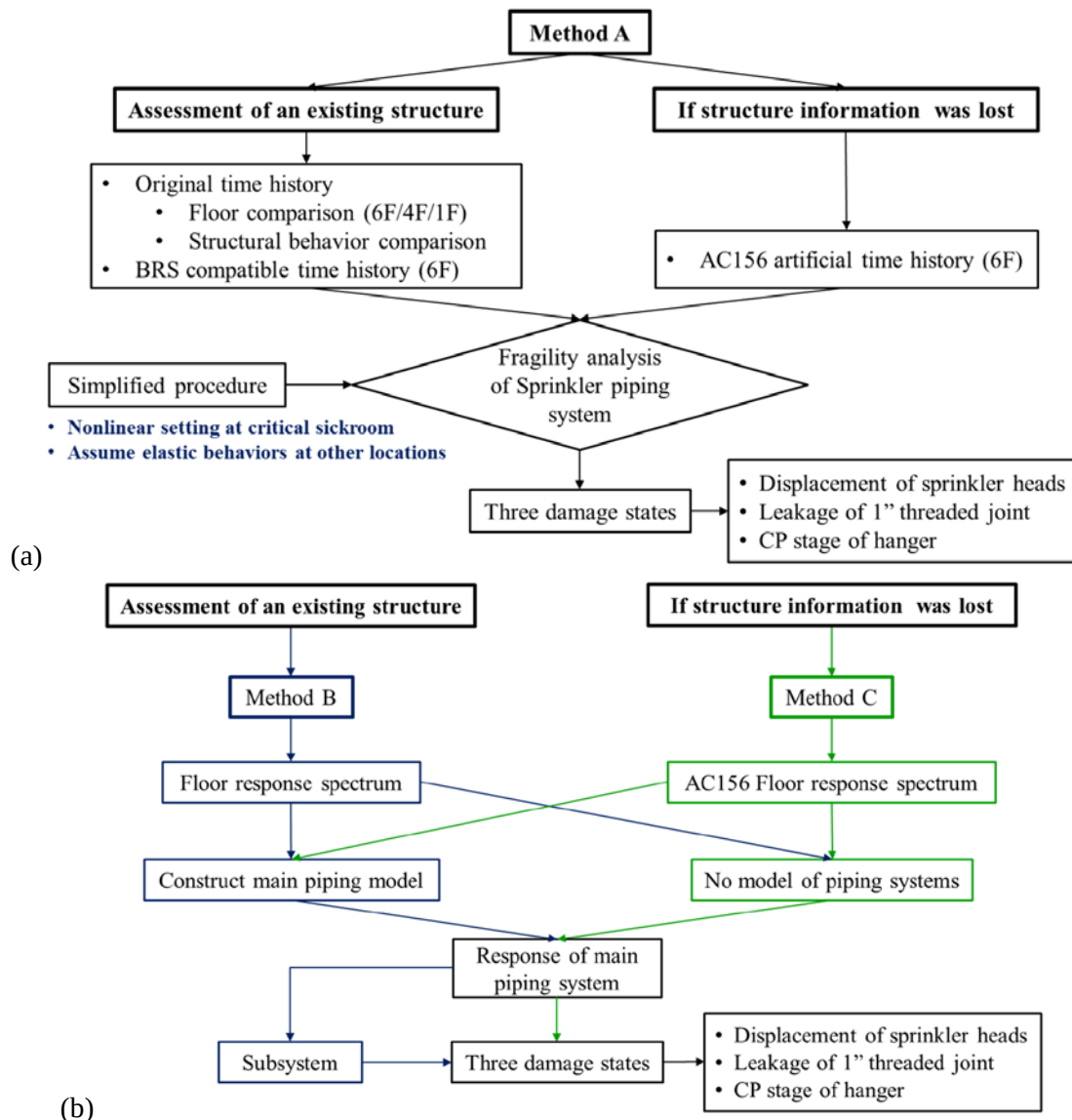
本文提出消防管線耐震評估之傳統增量動力分析、局部詳細分析以及簡化評

估流程。傳統增量動力分析較為準確，使用局部詳細分析方式之評估結果偏保守，其分析時間較短，較適合應用於大量分析。簡化評估方式則可供工程師於現地探勘，透過觀察吊桿數量、管徑大小、主幹管邊界條件以及長度等估算管線系統頻率，並配合 AC156 需求反應譜以及本文提出之譜位移與主管位移之放大係數，透過靜力方式評估管線元件耐震能力，其結果為判斷安全與否之指標。三種評估方法皆可預測案例醫院於甲仙地震發生之消防管

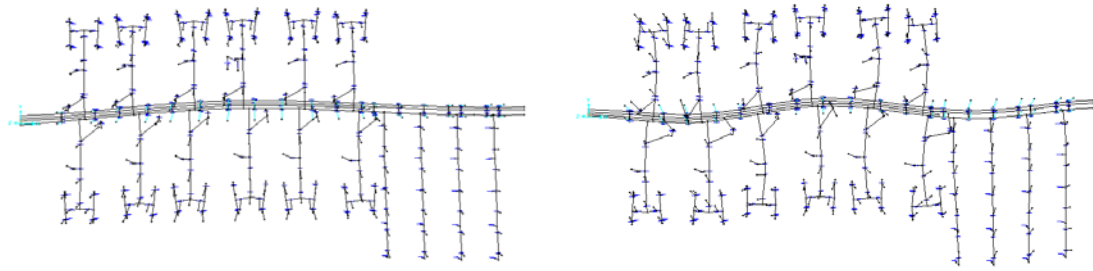
線元件損壞情形。

參考文獻

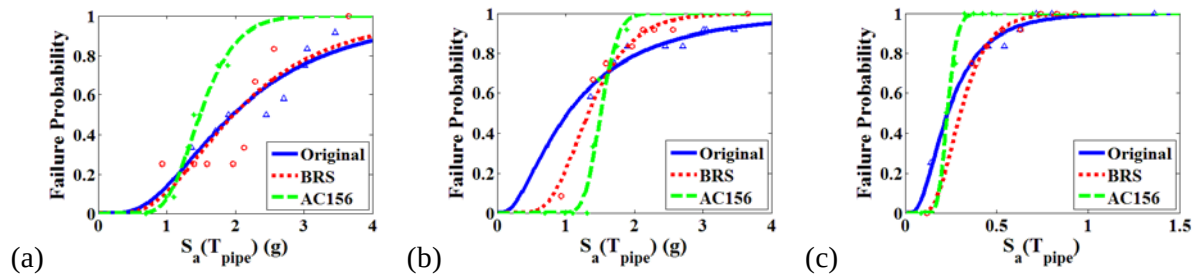
1. FEMA P58 - Seismic Performance Assessment of Buildings- Methodology 2012.
2. ICC Evaluation Service inc.(2010), Acceptance Criteria for Seismic Qualification by Shake-table Testing of Nonstructural Components and Systems, AC156, ICC-ES.



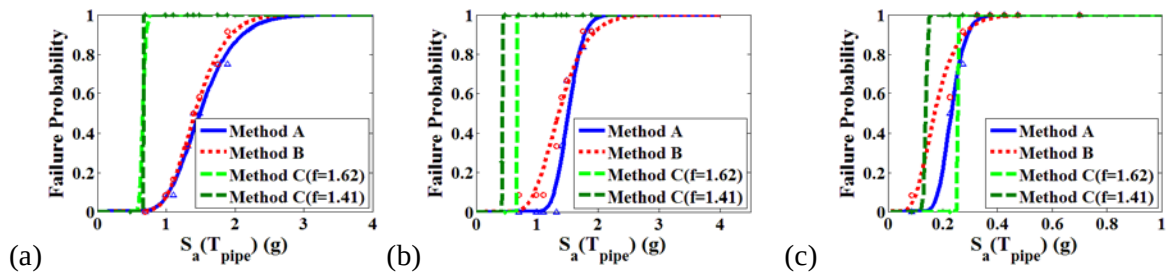
圖一 消防管線系統評估方法流程：(a)傳統增量動力分析(方法 A)；
(b)局部詳細分析(方法 B)與簡化評估(方法 C)



圖二 局部消防管線系統模態與頻率：(a)第一模態(頻率 1.62Hz，模態參與比例 0.75)；(b)第七模態(頻率 2.62Hz，模態參與比例 0.13)



圖三 三種樓板歷時分析而得之消防撒水易損性結果：(a)管線崩塌；(b) 漏水；(c)天花板破壞



圖四 各評估方法之消防撒水易損性分析結果：(a)管線崩塌；(b) 漏水；(c)天花板破壞

消防撒水系統耐震斜撐連接裝置受力行為研究

徐瑋鴻¹ 柴駿甫² 林凡茹³ 林震宇⁴ 王鑑翔⁵ 廖文義⁶ 高樹禹⁷

摘要

台灣位於環太平洋地震帶上，建築物之耐震能力攸關著生命財產安全，而建築結構外之非結構物耐震能力則常常影響震後特定功能的運作，如醫院中的消防撒水系統即是非常重要的非結構設備，保持其完整性能夠避免震後火災發生，且使醫院保有震後救災之功能。美國消防協會針對消防撒水系統制訂了一套規範 NFPA13，規範中對於耐震斜撐之設計有詳細的介紹，但卻缺乏對於連接裝置之規定。因此，國家地震工程研究中心依據 NFPA13 進行消防撒水系統之研究，研究結果指出破壞發生於連接裝置，此一結果導致整體耐震能力降低。本文針對市售連接裝置進行相關試驗，並使用有限元素分析軟體進行數值分析，透過比對試驗與分析結果探討連接裝置之受力行為及破壞模式。

關鍵詞：斜撐、連接裝置、耐震設計、ABAQUS 分析

一、前言

位處地震帶上的台灣，常可以感受到地震的襲擊，地震來臨時往往考驗著建築結構的耐震能力，當地震力超過建築結構之耐震容量時，即可能造成嚴重的建築結構損傷甚至倒塌，而人員傷亡亦無可避免。然而，地震除了直接影響到建築結構的安全性之外，亦常伴隨著二次災害的發生，如：海嘯、山崩、水災與火災等，這些災害有時亦會造成嚴重的傷害。當建築物內之瓦斯管或電線損壞引發火災時，建築物中的消防設備若能及時發揮功能，除可降低建築物受損程度，亦可減輕救災單位的負荷。若火災發生於醫院中，其消防設備的完整性更是傷患能否及時就醫的關鍵。

一般來說，消防設備並不屬於建築結構的範疇，其歸屬於非結構物。在進行結構設計時，通常不會將非結構物的耐震設計考量進來，也因此忽略了非結構物設備之耐震能力對於建築結構整體功能的影響。

美國消防協會 NFPA 所制訂的 NFPA13 規範[1]，為設備物最早的耐震設計規範，對於消防撒水系統(Fire Protection Sprinkler Piping System)之管線耐震支架有所規定，說明可透過採取適當的構件來降低管線與樓板之間的相對位移，以避免建築物與管線因相對位移而造成傷害，這些構件包括：(1)撓性接頭(Flexible Couplings)；(2)地震隔離元件(Seismic Separation Assembly)；(3)預留之間隙(Clearance)；(4)管路支撐(Piping Support)；(5)斜撐(Sway Bracing)[1]。NFPA13 規範中針對耐震斜撐(Seismic Bracing)有詳細說明，但並未說明其與管線或建築結構之連接方式。因此，國家地震工程研究中心依據 NFPA13 進行消防撒水系統之研究[2-4]，結果指出耐震斜撐之連接裝置(Attachment)發生破壞，導致整體耐震能力降低。本文針對市售之連接裝置進行試驗，並使用 ABAQUS 有限元素分析軟體進行數值分析，透過比對試驗與分析結果探討連接裝置之受力行為及破壞模式。

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佐理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

⁶ 國立台北科技大學土木工程系教授

⁷ 國立台北科技大學土木與防災研究所碩士

二、單軸試驗

本文針對材質為 ASTM A36 鋼材之市售連接裝置元件進行研究，其包含本體和套筒，另有一螺栓將本體與套筒組裝為一體，而本體底部以另一螺栓穿越圓孔將連接裝置固定於結構體上，如圖 1 示。試驗中將連接裝置搭配夾具安裝於萬能試驗機上進行拉伸試驗，透過不同夾具改變拉力方向，因此試驗中包含了受拉試驗和受剪試驗。進行單載試驗之目的為求得此試驗構架下，連接裝置受到不同方向拉力之反應與破壞模式，並找出元件之脆弱點。

圖 2 三個試體之受拉試驗結果，可知此三結果達到極限負載(Ultimate Load)前之行為非常一致，其平均極限負載約為 33400N，並可發現撕裂破壞發生於本體底部與兩側交界處，如圖 3 所示。圖 4 為兩個試體之受剪試驗結果，由結果可知一開始之負載幾乎維持定值，直到位移量約為 65mm 後負載開始增加，達到極限負載前之行為亦非常一致，而兩試體極限負載略有差異，平均極限負載約為 30850N，其撕裂破壞亦發生於本體底部與兩側交界處，如圖 5 所示。比較圖 2 及圖 4 可知兩試驗之極限負載非常接近，破壞位置亦相同，但連接裝置受剪力作用之位移量較大。

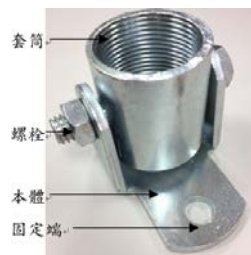


圖 1 連接裝置

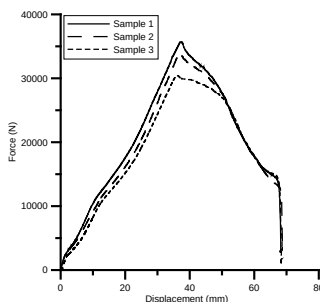


圖 2 受拉分析與試驗之力與位移關係圖



圖 3 受拉試驗之破壞模式

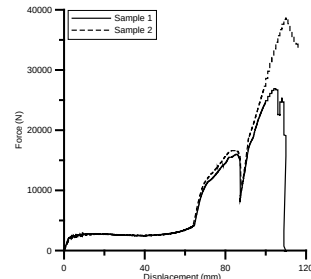


圖 4 受剪試驗之力與位移關係圖



圖 5 受剪試驗之破壞模式

三、有限元素分析

本文使用 ABAQUS 有限元素分析軟體進行數值模擬，將比對受拉分析與受拉試驗結果，並經模擬預測斜 45 度角分析結果，圖 6 為 45 度角拉力示意圖。

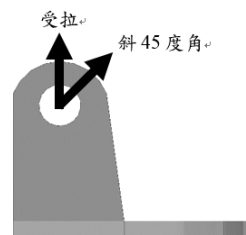


圖 6 連接裝置受兩方向負載示意圖

3.1 連接裝置受拉分析

受拉分析之數值模型如圖 7 示，模型中只包含本體、螺栓和螺栓墊片，其餘構件之剛性相對較大，皆以串聯之線性彈簧考慮於模型中，另外定義一未知構件剛性調整系統中之初始剛性。各構件以一般鋼材進行線彈性分析求得彈簧常數列於表 1。

連接裝置材料為 ASTM A36，螺栓材料為高強度鋼 ASTM A325，假設螺栓墊片材料為降伏強度 350MPa 之一般鋼材。先透過比對受拉分析結果與受拉試驗結果，取得一組滿足實際受拉行為的材料參數，再進行後續各個分析，本研究僅考慮連接裝置受力後之彈塑性行為。

圖 8 為受拉分析之拉力與位移關係，同時與受拉試驗之結果比對，可知使用此分析之數值參數可獲得與試驗近似之結果。圖 9 為其應力與應變分佈，可觀察到本體底部與兩側交界處有較大之應力與應變，與試驗結果撕裂破壞發生位置相同。ASTM A36 之延伸率約為 20%，假設當局部區域之主應變達此延伸率時即發生局部破壞，此時對應之外力定義為連接裝置抵抗外力的能力，後續將以此作為判斷連接裝置性能的依據。圖 10 為受拉分析 A 點主應變與拉力之關係圖，由圖中可知當主應變為 20%，其對應之外力值約為 19000N。

表 1 受拉分析模型各構件之彈簧常數

各構件之彈簧常數	
構件	彈簧常數(N/mm)
T型夾具 (K_F)	127951
連接本體與套筒之螺栓 (K_{LB})	246697
套筒 (K_S)	657560
未知構件 (K_{An})	2475

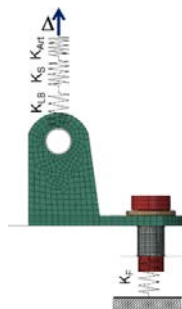


圖 7 受拉分析數值模型

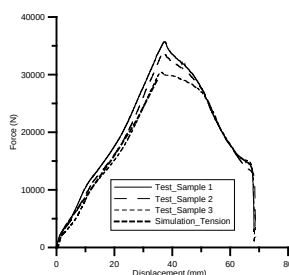
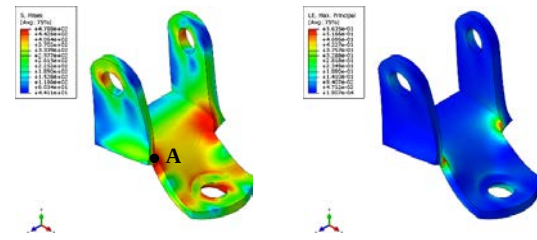


圖 8 受拉分析拉力與位移關係



(a) 等效應力分佈 (b) 主應變分佈

圖 9 受拉分析應力與應變分佈圖

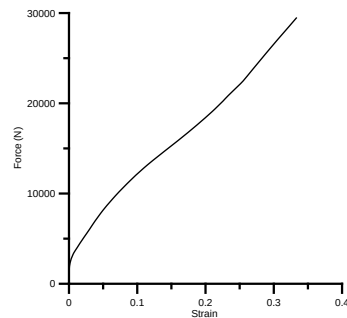


圖 10 受拉分析斷裂點主應變與拉力關係

3.2 連接裝置斜 45 度角受拉分析

耐震斜撐之安裝常與建築結構之樑柱夾一角度，由於施工上之考量，安裝時可能為正 45 度角或負 45 度角，如圖 11 所示。

圖 12 為 45 度角受拉分析之拉力與位移關係，由結果得知連接裝置安裝為負 45 度角時具有較大之拉力，且其剛性亦較高。圖 13 和圖 14 分別為正向與負向之應力與應變分佈，可觀察到除了本體底部與兩側交界處之外，螺栓鎖固處周圍亦有較大之應力與應變，預估破壞發生位置與受拉相似。圖 15 為正負 45 度角受拉斷裂點主應變與拉力之關係圖，由圖中可知當主應變為 20%，其對應之外力值分別約為 14500N 和 20000N，由此亦可知負 45 度角可承受較大之外力作用。

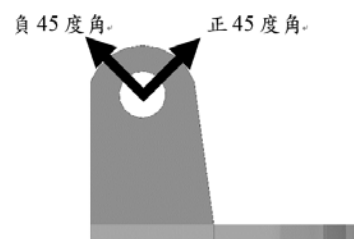


圖 11 連接裝置受 45 度角拉力示意圖

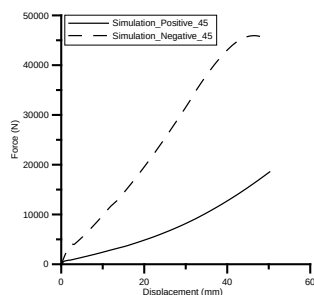
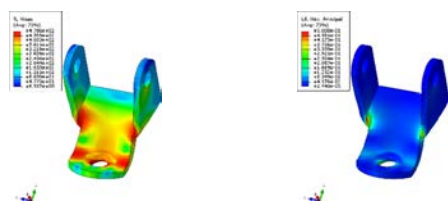
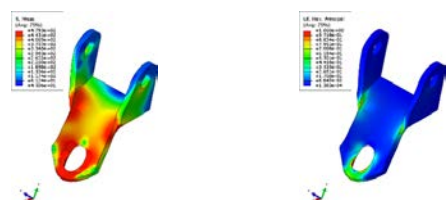


圖 12 45 度角分析拉力與位移關係



(a) 等效應力分佈 (b) 主應變分佈

圖 13 正 45 度角分析應力與應變分佈圖



(a) 等效應力分佈 (b) 主應變分佈

圖 14 負 45 度角分析應力與應變分佈圖

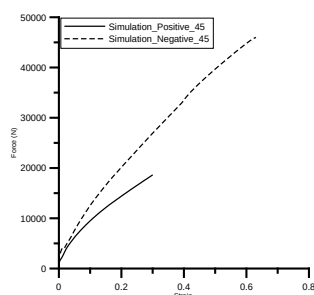


圖 15 正負 45 度角分析斷裂點主應變與拉力關係

3.3 結果與討論

依據原始設計之連接裝置進行三個方向拉力分析，從結果中可知連接裝置破壞將發生於本體底部與兩側交界處或螺栓鎖固周圍。表 2 為 A 點之主應變為 20% 對應之外力結果，由此可瞭解連接裝置安裝之方向與其承受外力之能力有關，經比較得知連接裝置安裝方向為負 45 度角時具有較佳之能力，而其方向為正 45 度角時之能

力最差。因此，採用此市售連接裝置連接耐震斜撐時，建議以負 45 度角方向為佳。

表 2 A 點之主應變為 20% 對應之外力

連接裝置受力方向	可能斷裂點主應變為 20% 對應之外力 (N)
受拉	19000
正 45 度角	14500
負 45 度角	20000

四、結論與展望

為了探討消防撒水系統耐震斜撐之連接裝置受力行為，本文擬針對連接裝置以單載試驗及數值分析方法進行相關研究，研究中從試驗結果觀察其破壞模式，並藉由比對數值分析與試驗結果討論連接裝置之受力行為。研究結果顯示，此連接裝置受力作用時破壞位置發生於本體底部與兩側交界處或螺栓鎖固周圍。當受力方向不同時，連接裝置受力變形模式及承受外力之能力亦不同，其中，連接裝置受到負 45 度角拉力作用時具有較佳之能力，而其受到正 45 度角拉力時能力較差。因此，建議以負 45 度角安裝此連接裝置於斜撐和建築結構上，可藉此提升耐震能力。

參考文獻

1. NFPA 13, "Standard for the Installation of Sprinkler Systems 2013 Edition", National Fire Protection Association, Quincy, Massachusetts.
2. 黃振綱，「醫院消防撒水系統接頭耐震行為之研究」，碩士論文，台灣大學土木工程學系研究所，台北(2013)。
3. 林震宇、柴駿甫、張國鎮、林凡茹、王鑑翔、黃振綱，「醫院常用消防管線系統之耐震行為實驗研究」，中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會，高雄(2014)。
4. Lin, F.R., Chai, J.F., Lin, Z.Y., Wang, J.X., Chang, K.C. and Liao, W.I., "Shaking Table Tests for Seismic Improvement of A Typical Sprinkler Piping System in Hospitals", 5th Asia Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan (2014)

高雄美濃地震-高科技廠房非結構勘查報告

柴駿甫¹ 林凡茹² 林震宇³ 賴姿妤⁴ 王鑑翔⁵

摘要

近年來發現因地震所造成的生命財產損失，已從建築物本身轉為建築物內非結構系統的損壞，且非結構並不屬於抗震結構系統，因此破壞情形更為顯著。本團隊藉由 2016 年 02 月 06 日發生於高雄美濃之地震，勘查高科技廠房內各項非結構構件，歸納出於高科技廠房內較常見之非結構破壞模式與需補強之非結構元件，勘查結果提供各單位於補強時之建議與方向，期降低日後地震來襲時非結構構件之損傷。

關鍵詞：非結構、震後勘查

一、背景說明

台灣時間 2016 年 02 月 06 日凌晨 03 時 57 分 27.2 秒(世界時間 2 月 5 日 19 時 57 分 27.2 秒)於台灣高雄市美濃區(屏東縣政府北偏東方 27.4 公里)發生一起芮氏規模 ML6.4 之地震，震源深度為 16.7 公里。由於此次地震發生在內陸，因此造成的災情較為重大，台南、高雄等地有多處房屋、橋梁、道路受損嚴重，而未受損之結構物，內部非結構之災損也相當嚴重，其中，靠近震源之南部科學園區內，各廠皆為非結構物之災損。而國研院於台南附近亦有多間南部分中心，因此本團隊於震後前往勘查有關非結構物之受損情形，進而整理各項未補強之非結構物型式，做為未來補強參考之依據。

近年來發現因地震所造成的生命財產損失，已從建築物本身轉為建築物內的非結構系統的損壞，且非結構並不屬於抗震結構系統，因此破壞情形更為顯著。故，除了增強建築物本身的防災能力，非結構物件的耐震也日益重要。比起一般結構物，許多重要結構物設施的耐震性能又格

外重要，如科技廠房、電廠、學校、醫院、防空避難所等，若其中非結構構件受損導致結構物功能性喪失，則此類重要結構物將難以發揮本身應有之功能。

二、勘查項目

本次勘查項目主要針對震後損傷以及常見未補強之非結構物進行介紹，主要可分為非結構未固定於一般樓地板或未固定於高架地板、桌上型設備未固定、高危險氣體鋼瓶未固定、管線系統未固定、天花板系統額外載重考慮、輕隔間牆未補強等。

三、非結構未固定於一般樓地板

此為最常見非結構未補強之型式，其中又可分為一般設備物、一般設備物貨架型式、一般設備物底部有防漏盤、橡膠隔震墊與彈簧避震器、光學桌等。

1. 一般設備物

本節所指之「一般設備物」代表設備底部藉由其原支承直接平放於一般樓地板上之形式，已於側邊增設耐震擋板之一般設備亦屬於此類。圖 1 為常見未補強之一般設備物。圖 2 為設備物於地震後位移且擋

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佐理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

板破壞之案例。



圖1 一般設備物未固定

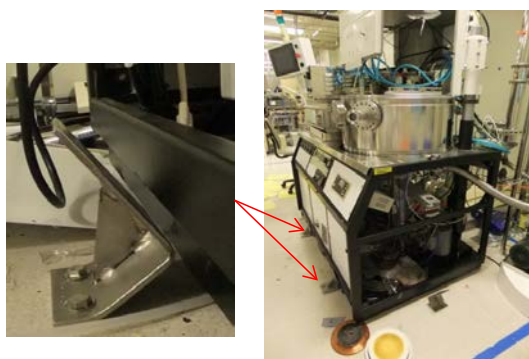


圖2 無塵室之設備位移與擋板破壞

2. 一般設備物貨架形式

一般設備物中另有貨架形式之設備物，此種形式之一般設備物，必須考量其日常使用時之移動頻率並避免內容物於強震中受損或掉落，故除了需依照一般設備物之補強形式外，另需增加額外之補強方式，如降低重心高度、於貨架開口處增設彈性繩索、鍊條或擋板防止墜落，若其支承為滾輪形式，需將對角之滾輪煞住，降低貨架於強震下之位移量，但須特別留意重心高度是否降低至貨架寬度以下，避免貨架因滾輪煞住而傾倒。圖 3 為一般設備物貨架型式未固定之情況。



圖3 一般設備物貨架型式未固定

3. 一般設備物底部有防漏盤

底部有防漏盤之一般設備物，補強方式原則上與一般設備物相同，但由於底部防漏盤無法鑽孔，因此補強擋板或 Z 型擋板需從防漏盤外側樓板延伸至設備物內，才能有效發揮其功能。圖 4 為補強 Z 型擋板之型式，另需檢核擋板強度與數量是否足夠。



圖4 一般設備物底部有防漏盤之補強

4. 橡膠隔振墊與彈簧隔振器

一般裝設橡膠隔振墊與彈簧隔振器之設備物，主要目的為隔絕日常運作之振動傳遞至建築結構體，包含幫浦、馬達、壓縮機、發電機、冷卻水塔等機電設備。而隔振型設備物除了隔振設施外，另需加裝減震器(snubber)，限制地震下設備過大之位移，並檢核減震器與設備之間是否留設適當空間(空間過小妨礙隔振功能，空間過大造成限制器與設備之間的碰撞衝擊效應)、限制器與設備之間是否設置橡膠等緩衝材、限制器擋板與錨定強度是否足夠等。圖 5 為設備未加裝減震器，圖 6 為設備彈簧隔振墊破壞之案例。

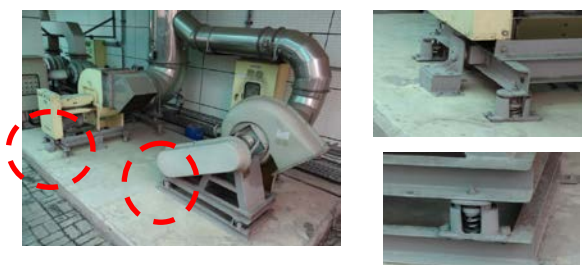


圖5 空調設備尚未加裝減震器



圖6 冰水主機彈簧隔振器破壞

5. 光學桌

光學桌為高科技廠房內常見之設備物，但多數之光學桌設備並無設置抵抗地震力之措施。圖 7為光學桌未固定於地板之類型。

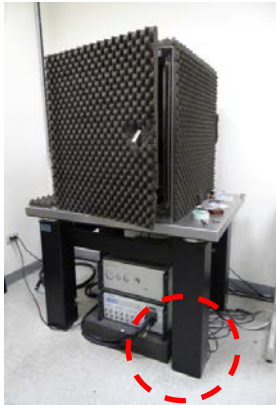


圖7 光學桌未固定

四、高架地板

科技廠房內裝設高架地板為相當常見之型式，然而放置於高架地板上之設備物，其耐震措施應考量兩層次，其一為高架地板系統之耐震性能，其二為其承載設備之固定方式。

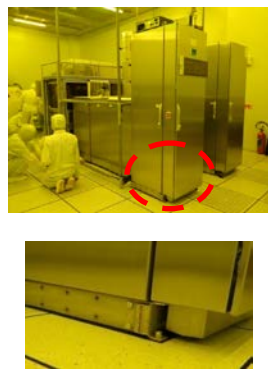
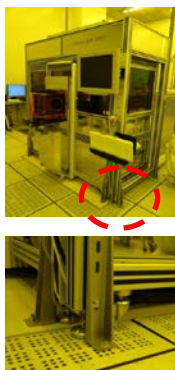


圖8 設備錨定於高架地板

五、桌上型設備未固定

桌上或櫃內之內容物的耐震固定措施，應避免使其於強震中因桌子滑動、櫃子晃動而劇烈搖晃、位移、傾倒或掉落至樓地板面。圖 9為桌上設備未固定之案例，需與桌面固定防止掉落。

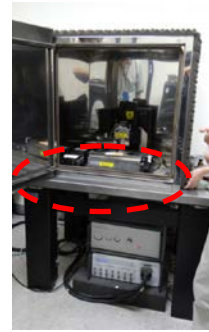
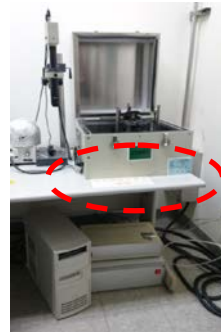


圖9 桌上設備未固定

六、高危險之氣體儲存鋼瓶

較高危險性之氣體鋼瓶，可使用鎖鏈或是固定座來固定鋼筒上下部兩端於牆面立柱上，使地震來時，鋼瓶不會傾倒翻覆。圖 10為自動滅火系統鋼瓶於地震過後發生位移情形，若位移過大可能發生鋼瓶外洩之情況。圖 11為存放於戶外之鋼瓶框架，需與地面進行固定。



圖10 自動滅火系統鋼瓶位移

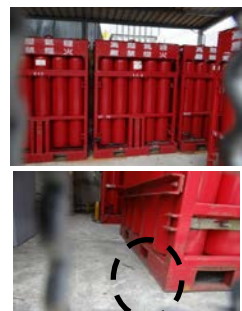


圖11 戶外-鋼瓶框架需固定

七、管線

管線主要受損處為立管與水平管線改變流向處，其評估重點包括支承構件與耐震斜撐構件，以及是否維持適當的柔性預防挫屈。圖 12 圖 13 為管線未固定之案例。

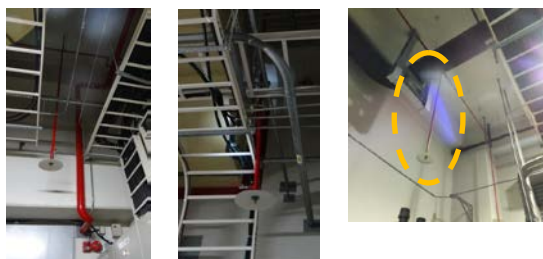


圖 12 消防管線需固定



圖 13 靠牆設立之管線座需固定

八、天花板與隔間牆

科技廠房內之天花板為無塵室天花板，且由於需配合下方儀器之設置，經常有各種管路與儀器懸掛於天花板上，因此天花板檢核需考慮額外附載之重量。圖 14 為天花板懸吊管路與儀器之案例。



圖 14 天花板懸吊管路與儀器

科技廠房內之輕隔間牆經常需用來固定儀器設備，此時建議需錨定於隔間牆立柱上，且隔間牆立柱必須補強使其與頂層樓板相連，防止地震力造成隔間牆破壞。

圖 15 為儀器、設備安裝於輕隔間牆上之案例。



圖 15 設備物錨定於輕隔間牆上

九、結論與展望

近年來地震過後結構損傷已越來越少，因此非結構的破壞相對受到重視，尤以許多重要建築如醫院、核電廠、高科技廠房等，許多非結構構件震後發生破壞，雖不傷及人命，但往往使該建築喪失原有功能，或是須花費相當龐大經費復原，因此，若能於地震前將維持建物機能之重要非結構設備加以補強，可有效降低地震帶來之損傷。

本次勘查除受損處外，亦勘查許多未補強之非結構設備，勘查結果提供各單位於補強時之建議與方向。然非結構物種類繁多，許多支承較多、形狀較為特殊之儀器、設備，需額外進行評估，方可確保安全。

參考文獻

1. 柴駿甫、黃震興、劉光晏、翁元滔、蕭輔沛、邱聰智、林凡茹、林震宇、王鑑翔、張洵，“醫院耐震評估補強準則之研擬 (III)”，國科會專題研究計畫成果報告，NSC 102-2119-M-492-003，2014。

電廠管線法蘭接頭之力學分析與試驗驗證

柴駿甫¹ 吳文方² 林凡茹³ 賴姿妤⁴ 徐瑋鴻⁴ 呂宥勳⁵

摘要

本研究旨在探討電廠管線系統之洩漏問題，並重點於檢視系統法蘭接頭墊片變形對螺栓預力行為之影響；此外，亦特別以螺栓失去夾持力作為失效指標，探討美國機械工程師學會(ASME)鍋爐與壓力容器委員會所頒佈管線接頭強震洩漏規範力矩的適用與合理性。本研究主要分為兩部分，第一部分執行簡化電廠餘熱移除系統之耐震與洩漏試驗，探討法蘭接頭的洩漏問題；爾後，繼續針對法蘭接頭關鍵元件進行試驗，瞭解墊片的受力行為，同時探討動態試驗下螺栓預力衰退現象。第二部分則將墊片的受力變形行為引入數值分析模型中，並將分析結果與試驗結果比對，再將其結果導入前述管線系統耐震試驗結果所建構之數值模型中，探討管線元件試驗及振動台試驗之可信度，並依數值分析結果，探討美國機械工程師學會法蘭密封設計規範於案例管線段於擬靜態試驗中的適用性。

關鍵詞：管線系統、耐震、法蘭接頭、洩漏、螺栓夾持力、墊片

一、前言

管線系統通常用於運輸氣體與液體等媒介，而管線間通常透過銲接、法蘭接頭對鎖安裝連結形成一管線系統。為確保管線系統之功能與結構完整性，工程師須確保其密封性，避免管線破損或洩漏等導致意外發生，而根據國內外電廠相關檢測紀錄與案例歸納，管端接頭為最常發生前述劣化之處。

本報告以電廠餘熱移除(RHR)系統中一管線段作為探討對象，該段管線因含有重量較重之馬達驅動閥(MOV)，發生地震時，可能承受較大慣性力而引致破壞，故深入探討該管線段，特別為接頭在地震作用下的密封性與動態反應；本研究特別探討先前針對 RHR 管線接頭測試發現未達 ASME 允許力矩即發生洩漏之原因，研究方法包括文獻蒐集、比對及建構與驗證符合試驗結果之力學分析模型，且包含管線整體接頭及其關鍵元件之試驗與分析。

二、基礎理論

2.1 管線系統設計要求

為確保管線之結構完整性，ASME 將電廠管線設計要求區分為 A、B、C、D 四個等級，其中 D 為最嚴重之設計負荷等級。各等級使用情境與目的經整理如表一所示，通常可由電廠設計規格書獲得各等級所對應之設計載重組合。

表一 ASME 對各級電廠管線之使用限制

使用限制	使用情境	使用目的
A 級	正常運轉情況	正常使用功能
B 級	運轉基準地震(OBE)	防止元件及支承需修補的損壞
C 級	結構不連續區、且發生較大變形	防止造成顯著結構物整體性喪失，且此變形需進行修補
D 級	安全停機地震(SSE)	防止過度損毀，且管線系統可修補

2.2 法蘭密封設計

法蘭接頭由法蘭對、螺栓及墊片三部分組成，其中，螺栓鎖於法蘭上，使法蘭壓緊墊片而達到密封效果。ASME 規範[1]視洩漏為法蘭主要失效模式，當外力矩施加於法蘭時，Kellogg[2]以壓力平衡為前提，建立之力學分析模型如圖一所示。當

¹ 國家地震工程研究中心研究員

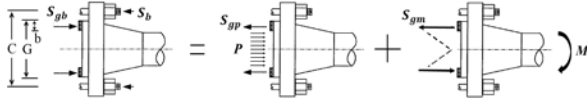
² 國立台灣大學機械工程系教授

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專案助理研究員

⁵ 國立台灣大學機械工程系研究生

力矩增加致使法蘭達洩漏臨界點時，螺栓預力(S_b)傳遞給墊片的應力(S_{gb})、管內壓(P)傳遞給墊片的應力(S_{gp})與外力矩(M)傳遞給墊片的應力(S_{gm})應達平衡，其關係式如下：



圖一 法蘭接頭墊片之力平衡[2]

$$S_{gb} = S_{gp} + S_{gm} \quad (1)$$

$$\frac{S_b A_b}{\pi G b} = \frac{P A_p}{\pi G b} + \frac{M}{\frac{\pi}{4} G^2 b} \quad (2)$$

$$M = \frac{G}{4} (S_b A_b - P A_p) \quad (3)$$

其中，式(1)為應力平衡關係式，式(2)為墊片應力與螺栓應力、內壓和外力矩之關係式，最後，式(3)為法蘭可承受之最大力矩，亦即當外力矩超過此估算值時，會造成管線洩漏。

ASME 規範針對法蘭設計以式(3)為基礎，考量法蘭材料及螺栓強度，但另以式(4)作為前述等級 A/B 之使用限制，式(5)作為等級 C/D 之使用限制。

$$M \leq 21.7 C A_b \left(\frac{S_y}{250} \right) \quad (4)$$

$$M \leq \left[78.1 A_b - \frac{\pi}{16} G^2 P \right] C \left(\frac{S_y}{250} \right) \quad (5)$$

其中， A_b 為螺栓面積總和， C 為法蘭中心至螺栓孔中心距離， G 為法蘭墊片外徑， S_y 為法蘭材料之降伏應力。

2.3 結構動力與 Rayleigh 阻尼

結構阻尼主要反應結構振動所耗散之能量，通常用振動一次能量耗散率來表示結構阻尼強弱；在多自由度系統中，較常使用黏滯模態阻尼，包括 Rayleigh 阻尼(亦稱比例阻尼)為廣泛被採用的一種正交阻尼，其數學表達如下：

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (6)$$

其中， $[C]$ 為系統阻尼矩陣， $[M]$ 為系統質量慣性矩陣， $[K]$ 為系統勁度矩陣，而 α 與 β 則為比例常數。

在多自由度系統中，系統動態方程式

如式(7)，其中 $\{P_t\}$ 為外力向量。藉正交轉換，可轉換成多個獨立方程式如式(8)。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{P_t\} \quad (7)$$

$$\{\ddot{\xi}\} + 2\zeta_j \omega_j \{\dot{\xi}\} + \omega_j^2 \{\xi\} = \{P\} \quad (8)$$

其中， $\{\xi\}$ 為結構轉換座標中的位移， ζ_j 為非耦合模態中阻尼比例， ω 為系統自然頻率， P 為轉換座標中作用力。正交轉換中，若阻尼矩陣、質量慣性矩陣及勁度矩陣呈比例分佈時，可將阻尼項次縮寫並透過對角線上之對稱性，將第 i 項自由阻尼改寫成式(9)，簡化成特定頻率下之阻尼比例。

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (9)$$

根據 Chowdhury[3]，可選取第 1 與第 i 項重要模態，依據式(9)設定阻尼比例，爾後得到比例常數 α 與 β 。

三、RHR 管線相關試驗與力學分析

3.1 RHR 管線系統關鍵配置試驗

管線系統之關鍵配置試驗以擬靜態進行管線四點彎矩加載，主要以油壓致動器透過夾具施力於管線試體，如圖二(a)所示。試驗過程中，試體產生變形，經由線性推估，所受之力矩未達到式(5)中 ASME 規範上限，而管線法蘭接頭已發生洩漏，其數據比較如表二所示。

表二 試驗洩漏力矩與規範允許力矩比較

Leakage moment from Test	150 kN·m
Allowable moment by ASME code	352 kN·m

3.2 法蘭接頭元件試驗

法蘭接頭之元件試驗係參考前述管線系統之關鍵元件測試，依據法蘭接頭線性變形之假設，將加載過程之彎矩轉換為法蘭局部所受之軸向力，再利用萬能試驗機透過夾具將外力加載於法蘭接頭上，試驗配置如圖二(b)所示。加載過程中，可觀察螺栓夾持力衰退之現象，而夾持之關鍵元件包含上下兩層法蘭墊片、流量計及螺栓。

3.3 管線系統試驗

本試驗採用電廠內足尺管線系統進行振動台動態試驗。主要係將管線系統原本

連接圍阻體處及樓板處透過構架及轉接板連接至振動台面，爾後於振動台輸入一地震歷程，並於管內維持 7 kgf/cm^2 水壓之滿水狀態。整體試驗系統如圖二(c)所示，包含管線、法蘭/頸縮接頭與模擬 MOV 之三通管與質量塊。試驗時，將地震測試波透過振動台及其側向構架傳遞至管線底部及連接圍阻體處，爾後觀察、紀錄、建模並分析管線系統與關鍵元件相關力學行為。



(a) 管線系統關鍵配置



(b) 法蘭接頭元件



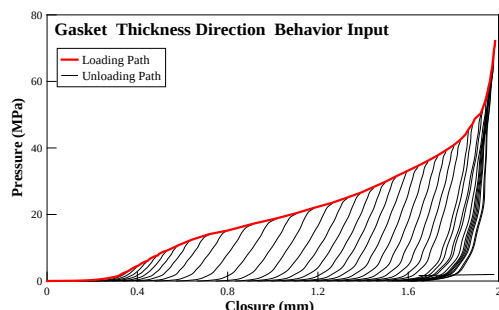
(c) 管線系統試驗

圖二 試驗配置圖

3.4 力學模型建構與分析

3.4.1 墊片力學模型

針對法蘭接頭關鍵元件之墊片，依據材料試驗結果將墊片受力與變形關係找出，如圖三所示；而在有限元素模型(FEM)之建構，本研究將墊片之幾何形狀簡化，並選用單層網格之元素 GK3D18 進行後續之分析。



圖三 墊片之材料性質

3.4.2 法蘭接頭元件模型

法蘭接頭元件之力學分析模型如圖四(a)所示，墊片採用 3.4.1 節所介紹之模型與材料性質。其中，綠色部分為墊片，紅色

部分為流量計，其間使用「Tie」連結，而墊片和夾具間及螺帽和夾具間皆設定為可分離之接觸。夾具和螺栓、螺帽皆使用實體三維縮減積分一階元素(C3D8R)，每一元素含有八個節點，每節點有三個自由度。由於墊片具有相對較低的勁度，故墊片網格採用較細緻之切割，且在接觸上設定為從屬對(Slave)；螺栓設定比照試驗量測值之初始預力。此數值模型之建構，旨在瞭解法蘭接頭因受力變形所造成之內力變化情形，並將模擬分析結果與試驗結果比對，以證實力學分析模型之正確與適用性。

3.4.3 關鍵配置試驗模型

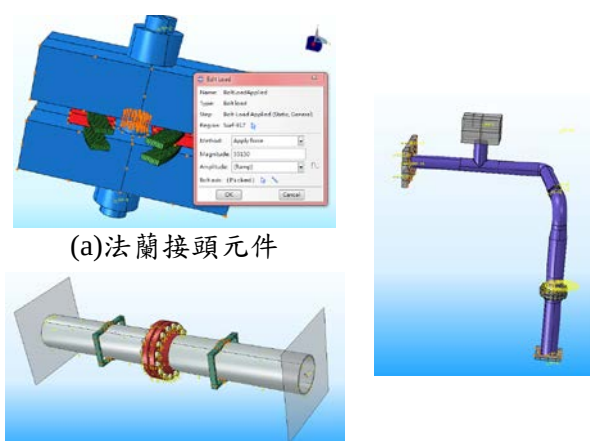
管線系統關鍵配置試驗建構之實體元素模型如圖四(b)所示，其中螺栓比照試驗量測值，設定其預力為 $76,741 \text{ N}$ ；實體夾具處模擬致動器施加之位移；兩致動器與管線間及螺帽與法蘭接頭面皆為可分離之接觸，兩側邊界條件比照試驗中之設定束制之；墊片採用前述 GK3D18 元素，其餘皆使用 C3D8R 縮減積分元素；在螺栓及墊片部分採用較細緻之網格。

3.4.4 管線系統模型

管線系統整體模型如圖四(c)所示，模型中各元件銲接部分以「Tie」指令設定之，法蘭與螺栓螺帽間及墊片與法蘭面間接設定為可分離之接觸。而管線段使用二次縮減積分殼元素 S8R，厚度方向有 5 個積分點；螺栓、螺帽及法蘭接頭皆使用二次縮減積分實體元素 C3D18R；墊片使用二次墊片元素 GK3D18，建置單層網格；網格設定上，墊片具有較細緻之網格，單一墊片有 1,128 個元素，而整體管線共包含 29,748 個元素。

模型邊界由側邊入圍阻體處的轉接板及系統與底部耦合之處，透過設定多方向彈性彈簧(模擬邊界荷重計)，並於連結點輸入地震波，利用位移邊界條件控制，阻尼部分採用 Rayleigh 阻尼。

依據圖五之模態分析結果，並參考式(9)，取模型中第 1 及第 11 模態自然頻率，分別為 7.73 及 88.4Hz 所標定之阻尼比 2% 作為依據，可得 α 與 β 分別為 1.79 與 6.6×10^{-5} ，各頻率下阻尼比分佈如圖六所示。

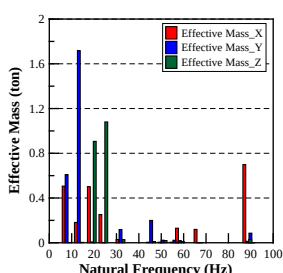


(a)法蘭接頭元件

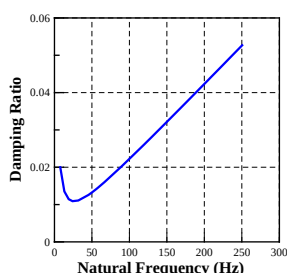
(b)管線系統關鍵配置

(c)管線系統

圖四 數值分析模型



圖五 模型自然頻率
及有效質量分佈



圖六 阻尼比分佈圖

3.5 模型分析與試驗結果比較

3.5.1 法蘭接頭元件模型分析與試驗結果比較

當法蘭接頭受壓承載時，墊片受到擠壓，並因其形變恢復力降低，而造成螺栓夾持力降低，可推論螺栓預力喪失與墊片形變極為相關。

3.5.2 管線系統關鍵配置模型分析與試驗結果比較

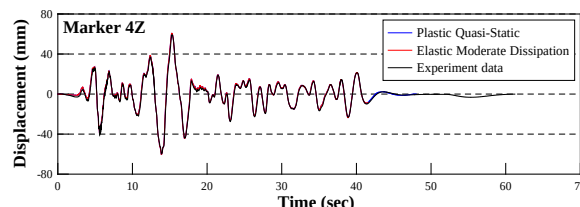
模擬分析中，施加法蘭接頭兩側於試驗量測到之力矩，同時施加所量測之最外側兩顆具有最大螺栓夾持力(頂部與底部)之歷時變化，並以螺栓夾持力降至 0 作為鬆脫指標。模擬結果亦發現，管線在法蘭接頭承受 152 kN-m 力矩下開始產生鬆脫，與試驗所得之 150 kN-m 相當吻合；但若與前述數值依據 ASME 規範所估算之洩漏力矩比較，則存有差異，如表三所示。

表三 洩漏力矩對照

Leakage moment from FEM model	152 kN·m
Allowable moment by ASME code	352 kN·m

3.5.3 管線系統模型分析與試驗結果比較

本研究將分析所得相關位移與試驗中相同處 NDI 量測點所得位移相互比較(如圖七)，顯示模擬分析結果大致準確，符合管線動態反應。



圖七 量測點之位移比較

四、結論與展望

元件與振動台試驗結果皆顯示，法蘭接頭受到外力時，螺栓預力會逐漸衰減；本研究特別找出法蘭鬆脫主要原因於止漏墊片之變形。而 ASME 規範旨在防止管線系統法蘭接頭在特定運轉條件下產生洩漏，但透過試驗與分析皆發現，造成洩漏原因並非該規範建議公式所能預期，極可能為強震使螺栓夾持力逐漸衰退，導致接頭鬆脫。由模擬與試驗所獲結果可知，墊片變形為一狀態函數，其變化主要來自墊片中石墨夾層厚度方向之變形。ASME 規範所載公式以法蘭接頭幾何與材料參數為依據，藉以換算出一力矩；但隨墊片永久變形，抵抗外力負載能力逐漸變差，ASME 可能未預期法蘭接頭失效，亦可能未顧及到墊片變形。無論如何，本研究所建構的墊片數值模型可準確預測法蘭接頭於未達破壞前的鬆脫，同時可發現此類墊片之管線接頭構件中，螺栓夾持力衰退機制主要來自剛性較低墊片的變形，亦可反映螺栓夾持力衰退的現象。

參考文獻

- [1] ASME, *Rules for Construction of Nuclear Power Plant Components*, ASME B&PV Code, Section III Div. 1, Subsection NB, Class 1 Component, 2007 Edition.
- [2] M.W. Kellogg, *Design of Piping Systems*, Wiley, New York, 1956.
- [3] I. Chowdhury and S.P. Dasgupta, *Computation of Rayleigh Damping Coefficients for Large Systems*, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, 2013.

電廠餘熱移除管線系統之振動台耐震性能試驗

柴駿甫¹ 黃尹男² 林凡茹³ 張長菁³ 賴姿妤⁴ 張文婕⁵

摘要

Huang, Whittaker 與 Luco 等人綜合電廠既存的機率式地震風險評估(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)方法與地震工程學界耐震評估上的新作法，發展出一套新的 SPRA 方法(簡稱 HWL-typed SPRA)，其中包含五個步驟，分別為(一)、系統分析及元件易損性分析，(二)、危害度分析，(三)、結構動力歷時反應分析，(四)、元件損傷評估，(五)、地震風險量化計算。本研究針對元件易損性分析進行探討，在建立元件易損性曲線之程序上，以實驗方式評估數值模型與數值分析之合理性，再以數值分析方式建立以元件反應為參數之易損性曲線。本報告以案例電廠之餘熱移除(Residual Heat Removal, RHR)管線系統為例，對 RHR 管線系統進行振動台耐震性能試驗，後續以試驗資料建立可靠之數值模型，藉由多筆管線數值模型之非線性動力歷時分析資料，建立 RHR 管線系統以元件反應參數為函數之地震易損性曲線。

關鍵詞：餘熱移除管線系統、振動台試驗、元件易損性分析

一、前言

核電廠耐震安全評估為整體核能安全所不能忽視之課題，而機率式地震風險評估(SPRA)已被認可為估算電廠因地震而導致爐心受損之年平均超越頻率的可行方法。本研究以 HWL-typed SPRA 方法，針對案例電廠中之關鍵系統進行評估，主要研究項目為進行餘熱移除(RHR)管線系統振動台耐震性能試驗，爾後根據試驗結果建立適當之數值模型，建立以元件反應為參數之地震易損性曲線，並以傳統方式建立餘熱移除系統之地震易損性曲線，比較該曲線與以元件反應為參數之地震易損性曲線之差異。

二、文獻回顧

2001 年，美國核能管制委員會(USNRC)與日本核能安全組之(JENS)合作委託哥倫布工程力學總公司(EMCC)及布魯克海文國家實驗室(BNL)發表報告書

NUREG/CR-7015[1]，對已有裂縫之管線段進行四點彎矩反覆載重試驗與有限元素軟體模擬，了解核電廠中經歷地震造成損害之管線於強震下漏水情形與裂縫發展行為。

日本於 2007 年發生之 Niigatakenchuetsu-Oki 地震的最大加速度為 Kashiwazaki-Kariwa 電廠設計最大加速度之 1.1~3.6 倍，遠高過設計容許值，因此 Carsten Block[2]等人為了解電廠中餘熱移除系統在震後是否受到損傷，以 ROHR2/R2STOSS 有限元素分析軟體分析此管線系統於該地震下受震情形，由分析結果得之三通管處受到最大之應力，將分析結果以德國規範 KTA3211.2 code class A2/A3(service level D)評估此管線系統之損傷情形，可知此餘熱移除系統於 Niigatakenchuetsu-Oki 地震之反應皆在容許範圍內。

為了解電廠中管線系統之受震行為，Izumi Nakamura[3]等人進行受損管線元件

¹ 國家地震工程研究中心研究員

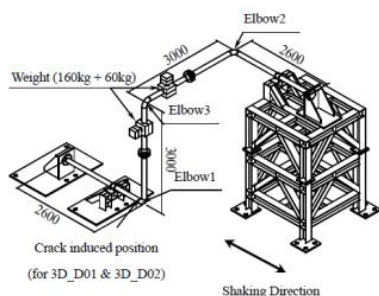
² 國立台灣大學土木工程系教授

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專案助理研究員

⁵ 國立台灣大學土木工程系研究生

之反覆載重試驗及老舊管線系統之振動台試驗，其試驗配置如圖一所示。管線受損方式分別為管壁變薄及管線內壁局部裂縫，由試驗結果得知管線之破壞模式多數為於彎管處弧向之降伏與破裂，並得知相較於管內壁裂縫，管壁變薄對管線勁度影響較大。



圖一 管線系統震動台試驗配置

三、RHR 管線系統震動台試驗設計

3.1 試驗管線系統選定依據

依據案例核電廠之終期安全分析報告(FSAR)可知，影響爐心熔毀風險貢獻最大之事故序列中，獨立電源消防補水系統(ACIWA)失效為導致爐心熔毀最終主因。在 ACIWA 系統中，又以 RHR 管線破裂為各元件中之風險增加當量值(RAW)最高。本研究以 RHR 管線系統為研究對象，並擷取系統中鄰近一次圍阻體外的管線段作為試驗範圍，進行振動台耐震性能試驗。

3.2 餘熱移除管線系統功能說明

餘熱移除(RHR)系統為反應爐緊急爐心冷卻系統(ECCS)之一支線系統，主要在反應爐發生喪失冷卻水事故(LOCA)時，供給反應爐緊急冷卻水，此外，尚具有圍阻體噴灑、反應爐衰變熱移除、抑壓池冷卻與燃料池冷卻等功能，目的為吸收爐心釋放出的衰變熱，降低抑壓池水溫，提供核能機組停機後爐心及某些特定設備物/系統冷卻功能。

餘熱移除(RHR)系統於平常情況下為關閉狀態，需於緊急事故發生時(例如：全黑事件，SBO)才會啟動。管線內平時含有除礦水，水溫約為攝氏 35 度左右。

3.3 試驗管線段介紹

試驗範圍包含穿越樓板之導板支撐架(GUD)束制端(高程為 EL+9.1M)至進入一次圍阻體(RCCV)穿越段(Penetration)(高程為 EL+14.61M)前之管線與設備，分別為 Class 1 及 Class 2 安全等級。

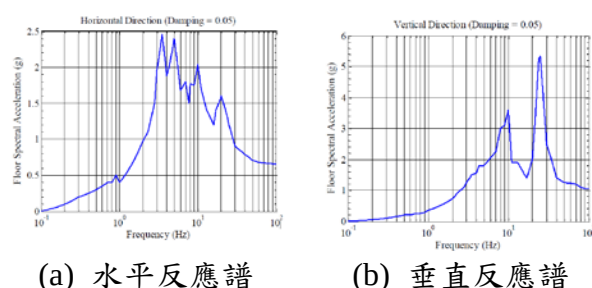
本試驗範圍之餘熱移除管線系統所包含設備物有法蘭接頭、頸縮接頭、三通管、各式支撐架與閥門。管線材料均為 ASME SA333 Gr6(低溫碳鋼)，管徑與管厚主要由 D300 SCH40、D250 SCH40 與 D250 SCH80 三種不同斷面尺寸組成。管線與管線間及管線與設備物間主要連接方式為銲接，並利用倒角 37.5 度且全滲透方式，符合 ASME/ANSI B16.25-1979 規範及通過 RT(放射線燃料)非破壞檢核。

3.4 試驗測試波建立

本研究中，管線系統所在樓板處之加速度歷時係利用 SAP2000 建立本試驗管線段所在之反應爐廠房(RB)集中質量數值模型，並將所選取適當之地震記錄作為輸入歷時，進行動態歷時分析後取得所在樓高位置之樓板反應，並考量 EPRI-NP-6041 中規定管線阻尼比採用 5%。

其中兩筆地震力來自美國 PEER 資料庫，將其輸入至反應廠房(RB)集中質量數值模型後，可得到該樓板之加速度歷時，並配合 SSE 地震力下之樓板反應譜(如圖二)，將樓板加速度歷時轉換為符合樓板反應譜之加速度歷時，作為振動台輸入波。另外挑選兩筆台灣 331 地震，分別為礁溪清玉宮測站(ILA057)與礁溪鼻頭國小測站(TAP070)之地震歷時，以三種方式將地震加以修正後作為輸入波，如表一所示。方法一為地震歷時之最大加速度縮放至案例電廠 SSE 地震下之最大加速度 0.4g 後輸入至反應廠房集中質量數值模型中得到樓板加速度歷時；方法二為將地震歷時轉換為案例電廠地表設計反應譜相符之地震歷時，再輸入至反應廠房集中質量數值模型中得到之樓板加速度歷時；方法三為地震歷時輸入至反應廠房集中質量數值模型

中，得到樓板加速度歷時，並將其轉換為電廠設計反應譜相符之地震歷時。



圖二 管線位置之樓板反應譜

表一 振動台試驗輸入地震波處理

地震歷時	美國 PEER 地震(EQ346、EQ1059)	台灣地震(TAP070、ILA057)		
		方法一	方法二	方法三
符合電廠設計反應譜	X	X ¹	O	X
符合電廠設計樓板反應譜	O	X	X	O

註 1：地震力加速度歷時之最大加速度縮放至 0.4g

3.5 試驗配置設計

試驗所採用之試體，其管線、法蘭與頸縮接頭均採用電廠內部設備尺寸與材質購入組裝，而馬達電動閥門(MOV)部分，本試驗採用三通管與質量塊模擬之。試體邊界銲接於轉接板上，轉接板再與荷重計相接，並將荷重計分別固定於反力構架與震動台面上，以便於試驗中得到整體試體之反力行為，其試體配置情況如圖三所示。



圖三 振動台管線試體配置圖

試驗進行中，對管線試體注水，維持滿水狀態並穩定其水壓，若試體持壓能力喪失或異常變形，則判定失效。除了反力構架與水壓控制系統，試驗裝置還包含各種感測計(如角度計、荷重計、應變計、影像量測系統、加速規與磁環式位移計)及資

料擷取系統。

振動台試驗中採用一反力構架模擬電廠管線系統進入一次圍組體處之支承端，為接近真實束制情況，反力構架之自然頻率需遠大於管線系統自然頻率，以近似於剛性。

3.6 試驗步驟

本試驗目的為了解餘熱移除系統於地震作用下之受力反應，且根據試驗結果，驗證模型之準確性。於振動台試驗前，先進行管體拉力試片測驗，確保試體之強度符合現況需求，而振動台試驗包含白噪音掃頻(White-noise)及強震下之反應。

餘熱移除管線系統振動台性能試驗分為三個階段，分別為(1)反力構架；(2)反力構架與不含水之餘熱移除管線系統；(3)反力構架與含水之餘熱移除管線系統。

第一階段針對反力構架，為掌握反力構架之基本震動週期，於試驗管線試體裝設前，進行反力構架之白噪音試驗，了解其自然頻率，若勁度不足，可於試驗前進行更正修補。管線試體裝設後，亦進行白噪音試驗，了解管體自然震動週期，作為後續數值分析模型比對之依據。

表二 振動台試驗流程

試驗組別	測試波
反力構架	White noise_0.5g_XYZ
反力構架+管線試體(含水)	White noise_0.5g_XYZ
	EQ342×SSE
	EQ1059×SSE
	ILA057×SSE_Method1
	ILA057×SSE_Method2
	ILA057×SSE_Method3
	ILA070×SSE_Method1
	ILA070×SSE_Method2
	ILA070×SSE_Method3
反力構架+管線試體(不含水)	ILA057×SSE_Method3×2 倍
	ILA057×SSE_Method3×2 倍

本試驗地震輸入波共有八組，皆依據 SSE 狀態下之強度所設計，並將方法三

(ILA057)之地震波放大兩倍，觀察不同地震強度下管線系統受震行為，並記錄各項量測儀器之訊號，其試驗流程規劃如表二所示。

四、試驗結果分析

本試管線系統振動台試驗並無發生法蘭接頭螺栓鬆脫而導致洩漏現象，而頸縮接頭、彎管、三通管及進圍阻體之銲接處皆無破壞。

4.1 反力構架

經由振動台白噪音掃頻結果，反力構架第一模態為 25.6Hz (X 向)，第二模態為 41.2Hz (Y 向)。但因管線試體主要參與模態為 Y 方向，故此反力構架之頻率達到目標所需。

4.2 管線系統頻率比較

由白噪音掃頻結果，含水管線系統與不含水管線系統整體之模態頻率、阻尼比和模態方向結果如表三與表四所示。可發現含水管線整體頻率較不含水管線低，主要原因為管內重量增加，而導致含水管線頻率降低。

表三 含水管線系統模態

模態	頻率(Hz)	方向	阻尼比(%)
1	7.4	Y	2
2	10.6	Z	1
3	11.9	X	2

表四 不含水管線系統模態

模態	頻率(Hz)	方向	阻尼比(%)
1	8.0	Y	3
2	11.2	Z	2
3	13.7	X	3.5

4.3 管線系統動態反應比較

利用地震力 ILA057×2SSE_Method3 進行以下含水與不含水管線動態反應比較。加速度部分，將位於管線底部與振動台連接處(Acc-1)、質量塊(Acc-4)與水平彎管(Acc-6)進行比較，其加速度最大值如表五所示。可觀察出在水平彎管處(Acc-6)最大加速度值不含水管線大於含水管線，其原因可能為質量塊重量與管體差異較大，導致水平彎管處產生較大之晃動造成，並

可由水平反應譜中觀察出頻率 8Hz 處(不含水管線)之反應較 7.4Hz(含水管線)反應小。

表五 加速度最大值比較(ILA057×2SSE)

(單位：g)	含水管線			不含水管線		
	X	Y	Z	X	Y	Z
管線底部 (Acc-1)	2.2	2.3	3.0	2.5	2.1	2.7
質量塊 (Acc-4)	4.3	3.7	4.4	5.8	3.3	4.0
水平彎管 (Acc-6)	2.6	4.5	5.7	2.8	4.6	5.9

位移部分將法蘭處上緣(NDI#1-3)與下緣(NDI#1-6)進行比較，其位移最大值如表六所示。可發現不含水管線之位移較大。

表六 位移最大值比較(ILA057×2SSE)

(單位：mm)	含水管線		不含水管線	
	X	Y	X	Y
法蘭上緣 (NDI#1-3)	19.0	18.2	25.5	23.1
法蘭下緣 (NDI#1-6)	23.2	20.5	26.1	25.7

五、結論與展望

本研究以案例電廠之餘熱移除管線系統為例，依據易損性分析方法，進行振動台耐震性能試驗，藉由此試驗資料驗證爾後數值模型之準確性，並藉由迴歸多筆數值分析資料建立管線系統之以元件反應參數為函數之易損性曲線。

參考文獻

- [1] T.Zhang, F.W.Brust, D.J. Shim, and G.Wilkowski "Analysis of JNES Seismic Tests on Degraded Piping." NUREG/CR-7015, July, 2010, US.
- [2] Block C., Henkel F.-O., and Messerer, W. (2013). "Seismic assessment of a RHR piping system" Smirt-22, 18-23 August, 2013, San Francisco, California, US.
- [3] Nakamura, I., Otani, A., and Shiratori, M. "Failure behavior of piping systems with local degradation under excessive seismic load."

傾斜滑動隔震支承之數值模擬與實驗驗證

林致寬¹ 楊卓諺² 汪向榮³ 林旺春² 游忠翰⁴ 張國鎮⁵ 黃震興⁶ 鍾立來⁵

摘要

在近年來，隔震技術已普遍應用於建築物或橋梁工程，而為了改進隔震效果，且順應隔震系統之需求變化，各種新式隔震器也被提出。本文針對一種新式滑動式支承墊名為傾斜滑動支承(Sloped Sliding Bearing)，透過建立其物理模型及數值模擬方法，再經由實驗來驗證模擬方法之正確性。經由數值模擬及實驗均可發現，傾斜滑動支承在一真實地震力下，確實達到相當不錯的隔震效果。其隔震後的加速度反應，可有效地被斜面斜率與滑動面間的摩擦係數所控制。

關鍵詞：隔震、斜面、滑動、振動台

一、前言

隔震技術乃藉由延長建築物的週期，進而降低建築物的加速度反應，近年來的研究已證明隔震技術乃一有效降低上傳剪力之方法，目前國際上發展成熟的隔震支承墊大致上可分為三大類：(1)類彈簧支承墊(Elastomeric Bearing)，如常用的鉛心橡膠支承墊(Lead-Rubber Bearing, LRB)；(2)滑動式支承墊(Sliding Isolation Bearing)，如純滑動式隔震系統(Pure Friction System, PFS)、摩擦單擺系統(Friction Pendulum System, FPS)；(3)滾動式支承墊(Rolling-type Bearing)，如斜面滾動支承(Sloped Rolling-type Isolation System)。

在純滑動式隔震系統中，由於滑動面為一平面，故隔震器上傳之剪力為一定值，且不受到地震組成之頻率與振幅大小影響，此為純滑動式隔震系統之優點，然而也因為沒有回復力之貢獻，使得隔震系統不具有自復位之能力。

摩擦單擺系統即是為了改善上述缺點而演進之隔震系統，其具有摩擦消能機制

且由結構自重提供自復位之能力，但也因為回復力與滑動位移呈一線性關係，使得系統會具有一特定之隔震頻率，因而使得摩擦單擺系統僅能適用在特定頻率範圍地震下，亦犧牲了純滑動式隔震系統之優點。研究發現傳統線性隔震系統在近斷層地震下隔震效果不顯著，因近斷層地震具有低頻之特性，以 FPS 為例，若地震頻率恰與隔震頻率一致，則易引發隔震系統產生共振之現象，造成隔震位移過大，此乃設計者不樂見之情形。

為了達到隔震系統之廣泛適用性及解決傳統摩擦單擺隔震系統之缺點，近年來也陸續發展出許多新式的滑動支承墊，Pranesh 等人[1]提出變頻率摩擦單擺隔震系統(Variable Frequency Pendulum Isolator, VFPI)，VFPI 相較傳統摩擦單擺系統，在近斷層地震作用下有效降低隔震位移及加速度反應。盧等人[2]將 VFPI 及錐狀摩擦單擺隔震器(Conical Friction Pendulum Isolator, CFPI)與 FPS 在近斷層地震作用下做一比較，發現 VFPI 與 CFPI 較 FPS 有更佳之隔震效果。熊等人[3]提出了凸面摩擦

¹ 國立台灣大學土木工程學系研究生

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 國立台灣大學土木工程學系博士生

⁵ 國立台灣大學土木工程學系教授

⁶ 國立台灣科技大學營建工程系教授

系統(Convex Friction System, CFS)，提升了較傳統隔震系統更好的抗拉能力及自復位能力，在近斷層地震下有效發揮其隔震效果。傾斜滑動支承亦在此目的下呼應而出，保有純滑動式隔震系統不受地震組成頻率與振幅大小影響之優點，又同時具有隔震系統之自復位能力。

本研究主要藉由推導傾斜滑動支承其物理模型，並建立一套數值模擬方法，以期能更加了解傾斜滑動支承在外力擾動下其行為與機制，並透過振動台實驗以檢核數值模擬方法之準確度及傾斜滑動支承在真實外力擾動下之行為及隔震效果。

二、傾斜滑動支承理論

為了瞭解傾斜滑動支承其物理行為，需要一套合理之方法來模擬該隔震系統在地震力下之反應，故藉由推導其物理模型以建構其模擬方法。

傾斜滑動支承主要由上支承版、下支承版、摩擦子所組成，如圖一所示，其中上支承版與上部結構相連，下支承版則與下部基礎相接。摩擦子介於上、下支承版之間，其與上、下支承版滑動面之接觸材料將決定滑動類隔震支承墊中最重要之參數，即摩擦係數；在本支承中，摩擦子同時具有承壓摩擦材及側面摩擦材，其摩擦材料皆為聚醯胺(polyamide)。傾斜滑動支承之滑動面為一斜面，當支承位於斜面上滑動時，由於在上部結構自重作用下會產生一將結構拉回支承中心點位置之回復力，便可進而減少隔震支承墊之殘餘位移量。

本文中隔震系統僅受水平單向震波作用，為了簡化推導做了以下的合理假設：(1) 上部結構為剛體；(2) 假設地表加速度對正向力的影響微小；(3) 忽略受水平單向震波下，其垂直向之反應。(4) 考慮庫倫摩擦模型。

現將隔震結構視為一質點(上部結構簡化為剛體結構，其總質量為 M)，其變位情形如圖二所示，其中 f 為摩擦力，定其

朝正 x 方向為正， $\ddot{x}_g$ 為地表加速度。

以水平軸為 x 軸之卡氏座標(Cartesian coordinate system)決定結構之位向量、速度向量及加速度向量，並分別以 $\bar{X}$ 、 $\bar{V}$ 、 $\bar{A}$ 表示之：

$$\bar{X} = (x_g + x)\hat{i} + \tan\theta \cdot |x|\hat{j} \quad (2.1a)$$

$$\bar{V} = (\dot{x}_g + \dot{x})\hat{i} + (\tan\theta \cdot \text{sgn}(x) \cdot \dot{x})\hat{j} \quad (2.1b)$$

$$\bar{A} = (\ddot{x}_g + \ddot{x})\hat{i} + (\tan\theta \cdot \text{sgn}(x) \cdot \ddot{x})\hat{j} \quad (2.1c)$$

其中， x_g 為地表位移， x 為結構相對地表位移。由拉格朗日運動方程式(Lagrange's equation)到系統之運動方程式為：

$$M(1 + \tan^2\theta \cdot \text{sgn}(x)^2)\ddot{x} + Mg \tan\theta \cdot \text{sgn}(x) = f \sec\theta - M\ddot{x}_g \quad (2.2)$$

將式(2.2)積分便可得速度與位移方程式之通解，在已知 $t=t_0$ 之起始條件 $x(t_0), \dot{x}(t_0)$ 下，便可進而得到其特解。在此，視 $t=t_0$ 為第 k 步之狀態、 $t=t_0+\Delta t$ 為第 $(k+1)$ 步之狀態，便可進而得到下列之離散差分方程式：

$$\mathbf{z}[k+1] = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] + \mathbf{C}_d (R_d \text{sgn}(x[k]) + F_d f[k] + E_d \ddot{x}_g[k]) \quad (2.3)$$

其中， $\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} x[k+1] \\ \dot{x}[k+1] \end{bmatrix}$ ； Δt 為取樣時間；

$$\mathbf{A}_d = \begin{bmatrix} 1 & \Delta t \\ 0 & 1 \end{bmatrix} ; \mathbf{C}_d = \begin{bmatrix} \frac{\Delta t^2}{2} \\ \Delta t \end{bmatrix} ; \text{又令}$$

$$M_d = M(1 + \tan^2\theta \cdot \text{sgn}(x[k])^2) ; R_d = \frac{-Mg \tan\theta}{M_d} ;$$

$$F_d = \frac{\sec\theta}{M_d} ; E_d = \frac{M}{M_d} .$$

若已知系統第 k 步之狀態 $\mathbf{z}[k]$ ， $f[k]$ 及地表加速度 $\ddot{x}_g[k]$ ，由式(2.3)即可得第 $(k+1)$ 步之系統狀態 $\mathbf{z}[k+1]$ ，惟尚不知第 k 步之摩擦力 $f[k]$ ，故假設第 $(k+1)$ 步時系統處於非滑

動狀態，即可得一預測摩擦力 $\hat{f}[k]$ ：

$$\hat{f}[k] = \frac{1}{F_d} \left[-(\mathbf{d}^T \mathbf{C}_d)^{-1} \mathbf{d}^T \mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] - R_d \operatorname{sgn}(\dot{x}[k]) + E_d \ddot{x}_g[k] \right] \quad (2.4)$$

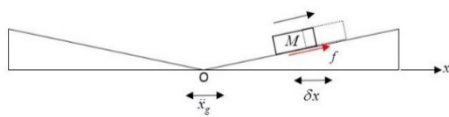
最後，以下式判斷真實摩擦力 $f[k]$ 及預測摩擦力 $\hat{f}[k]$ 之關係：

$$\begin{cases} f[k] = \hat{f}[k], & |\hat{f}[k]| < \mu N \\ f[k] = \mu N \operatorname{sgn}(\hat{f}[k]), & |\hat{f}[k]| \geq \mu N \end{cases} \quad (2.5)$$

其中， μ 為摩擦係數， N 為正向力。



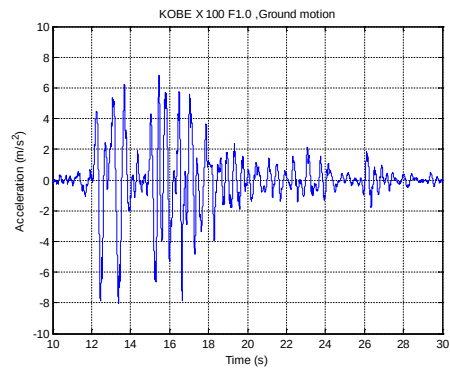
圖一 傾斜滑動支承



圖二 傾斜滑動支承物理模型示意

三、數值模擬與振動台實驗驗證

於前章中已介紹傾斜滑動支承之物理模型及數值模擬方法，本章將透過振動台實驗以探討數值模擬方法之準確度及傾斜滑動支承在真實外力擾動下之行為及隔震效果。本實驗之致動系統為國家地震中心之三軸向模擬振動台，其平面尺寸為 $5\text{m} \times 5\text{m}$ ，三軸向之地表激振由每一軸向之四組油壓致動器來模擬，本實驗之上部結構為一由螺栓接合之立體鋼構架，並將其視為剛體，整個實驗構架由上部結構、轉接版、荷重計以及傾斜滑動支承所組成，隔震系統總承重為 $30.98(\text{tf})$ ，傾斜滑動支承之摩擦係數設計值為 0.06 ，實驗選用震波為 1995 年阪神地震(Kobe)，其地表加速度峰值為 $8.0274 (\text{m/s}^2)$ (圖三)。

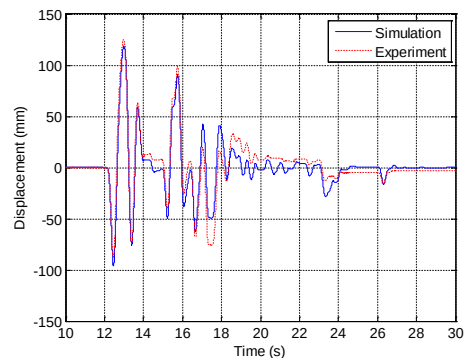


圖三 地表加速度(Kobe)

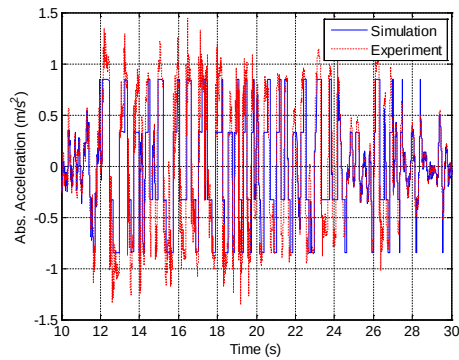
採庫倫摩擦模型之模擬結果與實驗數據之比對繪於圖四，模擬與實驗結果之極值、均方根值及相對誤差如表一所示，其中相對誤差之計算為模擬和實驗值之差值與實驗值之比值。

表一 隔震性能

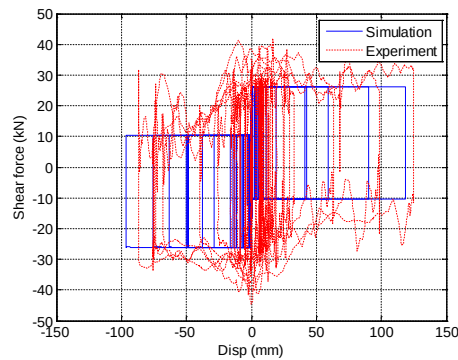
	絕對加速度 (m/s^2)		隔震位移 (mm)	
	極值	R.M.S.	極值	R.M.S.
數值模擬	0.85	0.39	118.88	19.32
實驗	1.44	0.47	125.105	21.06
誤差(%)	41.12	17.17	4.97	8.26



(a) 隔震系統相對地表位移



(b) 隔震系統絕對加速度



(c) 遲滯迴圈

圖四 隔震結果比較圖

由表一可知，不論是由實驗或模擬均顯示隔震系統有達到隔震效果，模擬之加速度反應極值為 PGA 的 10.58%，實驗之加速度反應極值則為 PGA 值的 17.96%。同時，藉由觀察加速度與位移反應之極值與均方根值，可發現模擬之結果在位移反應上有不錯之精準度，不論是在極值與均方根誤差上均小於 10%，然而在加速度反應上有較大之誤差，尤其在極值誤差上已大於 20%。

四、結論

本文首先透過推導傾斜滑動支承之運動方程式，再建立一套數值模擬方法來預測其物理行為，最後，再以實驗方式驗證模擬之精確性。不論由實驗或模擬均顯示傾斜滑動支承為一有效之隔震系統，且在隔震位移之模擬上，在極值或均方根值均有不錯之成果；然而現階段在加速度反應之模擬上有較不精準之情況，後續研究建

議可針對軸力與速度對摩擦所造成之影響及斜面切換點所產生之碰撞效應對數值模型進行修正。

參考文獻

1. Pranesh MURNAL and Ravi SINHA, "Behavior of structures isolated using VFPI during near source ground Motions", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 3105.
2. Lu L. Y., Shih M. H. and Wu C. Y., "Near Fault Seismic Isolation using Sliding Bearing with Variable Curvatures", Proceeding of 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004, Paper No. 3264.
3. Wei Xiong, Shan-Jun Zhang, Li-Zhong Jiang and Yao-Zhuang Li, "Introduction of the convex friction system (CFS) for seismic isolation", STRUCTURAL CONTROL AND HEALTH MONITORING (2016).

斜面式滾動隔震支承於不同設計地震下之位移探討

汪向榮¹ 林旺春² 楊卓諺³ 游忠翰⁴

摘要

斜面式滾動隔震支承因具備有固定的斜面角度、低摩擦力的滾動機制、以及穩定的內建阻尼系統，使得傳遞至隔震支承上方之最大加速度為一固定值，不會因為輸入擾動之特性而有所差異。然而，由於受震過程中之最大隔震位移，無法如同最大傳遞加速度般直接於數值模型中進行計算，僅能透過時間積分的方式，自位移歷時反應中求取最大值。因此，為提供實務上保守且可信之設計經驗公式，選取一百筆一般工址區域以及二十筆台北地區之 921 地震測站紀錄，分別依據不同地盤類型，將歷時進行設計地震反應譜擬合後，輸入數值模型進行分析。蒐集分析結果進行統計歸納後，建議以平均值加上兩倍標準差做為最大隔震位移之設計值，並依此回歸出設計經驗公式。整體而言，斜面角度對於最大隔震位移設計值之影響，遠小於內置摩擦阻尼力或是地盤類型所造成之影響；而增加內置摩擦阻尼力，或是較堅硬的地盤類型，皆會明顯降低最大隔震位移之設計值。

關鍵詞：斜面式滾動隔震支承、設備隔震、最大隔震設計位移、經驗公式

一、前言

斜面式滾動隔震支承的目的即在於透過隔震的方式保護建築物內部的重要設備、機櫃、典藏品等，使其免於地震的威脅。其設計概念源自於滾動隔震支承，汪[1、3]、林[2]等人更進一步將斜面式滾動隔震支承應用於設備隔震，並且推導出該隔震支承的廣義運動方程式。然而，相較於可預知之最大傳遞加速度，由於斜面式滾動隔震支承不具有特定的隔震週期，最大隔震位移卻無法直接透過反應譜進行估算，僅能由動力歷時分析結果中獲取。另一方面，由於機櫃、設備物、以及展覽品等，皆存放於室內，故除了透過最大傳遞加速度的控制以保護目標物之外，更應該避免因為低估隔震位移所導致碰撞發生。因此本研究目的便是探討斜面式滾動隔震支承於不同特性地震下的最大位移反應，藉此歸納出合理的設計隔震位移經驗公式。

二、運動方程式與數值分析模型

如圖一所示，其中 M 、 m_1 、 m_2 分別為隔震標的物、滾軸上方隔震支承、以及滾軸本身之質量； θ_1 及 θ_2 分別為滾軸上方與下方斜版與水平之夾角； r 為滾軸之半徑。假設：(1) 滾軸與支承版間於運動過程中皆相互接觸，且滾軸皆以滾動方式運動，不會有傾覆及滑動等現象發生；(2) 內置摩擦組尼系統遵守庫倫摩擦定律，其摩擦力與位移關係符合理想剛塑性行為；(3) 隔震支承的下版與擾動輸入面之間不會有相對運動；(4) 隔震標的物鎖固於隔震支承之上版，於運動過程中隔震標的物與上版間不會有相對運動，且其重量直接作用於上版質心位置。

隔震支承之運動狀態表示於圖二，其中 $\ddot{x}_1(\ddot{z}_1)$ 及 $\ddot{x}_2(\ddot{z}_2)$ 分別為上版水平向(垂直向)與滾軸水平向(垂直向)之相對加速度；

¹ 國家地震工程研究中心研究員

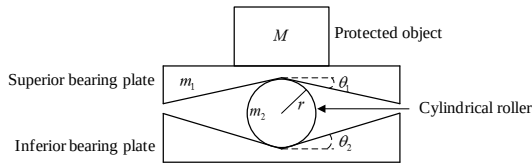
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

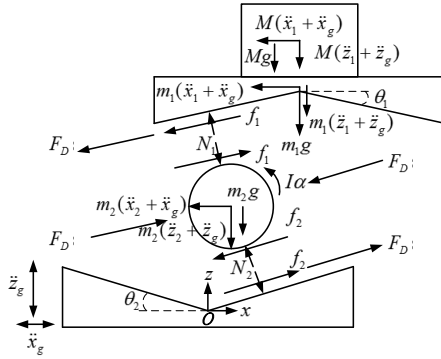
⁴ 國立台灣大學博士候選人

$\ddot{x}_g$ ($\ddot{z}_g$) 為水平向(垂直向)擾動輸入加速度； g 為重力加速度； I 為滾軸的斷面慣性矩； α 為滾軸的轉動角加速度； f_1 (f_2) 及 N_1 (N_2) 分別為滾軸與上支承版(滾軸與下支承版)的滾動摩擦力與接觸正向力； F_D 則為內置摩擦組尼器。藉由考慮圖二中水平向以及垂直向的動態力平衡，以及運動過程中之變位諧和，可以解得上支承版的相對加速度。根據汪等人[3]的推導，可以進一步省略高項次的三角函數運算，並且在僅探討水平向擾動的前提下，傳遞至上支承版(或隔震標的物)的絕對傳遞加速度可表示為：

$$\ddot{x}_1 = \frac{-(\cos \theta_1 + \cos \theta_2)}{4(M + m_1)} [2F_D \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) + (M + m_1)g(\sin \theta_1 + \sin \theta_2) \operatorname{sgn}(x_1)] - \ddot{x}_g \quad (1)$$



圖一 斜面式滾動隔震支承示意圖



圖二 動態力學平衡圖

利用(1)式可建立斜面式滾動隔震支承之數值分析模型，並且透過 Newmark- β 的平均加速度法(constant average acceleration)進行時間域積分運算。然而，由於內置摩擦組尼的關係，隔震支承有可能會於運動過程中不會產生相對運動(不會發生滾動運動)，此種現象無法反應於(1)式中。為進行修正，於數值分析模型中假定了一特徵摩擦力 $F_{D,C}$ ，其計算方式乃將(1)式中上支承版之相對加速度 $\dot{x}_1$ 假設為零後，經整可得公式如下：

$$F_{D,C} = \left| \frac{1}{2}(M + m_1) \left[2\ddot{x}_g \frac{1 + \cos \theta_1 \cos \theta_2}{\cos \theta_1 + \cos \theta_2} + \operatorname{sgn}(x_1)g(\sin \theta_1 + \sin \theta_2) \right] \right| \quad (2)$$

該特徵摩擦力所代表之意義為，當隔震支承於該運動狀態下時，使其不會產生相對運動所需的摩擦力。故當特徵摩擦力小於內置摩擦組尼力時，代表該當下不會有相對運動發生，反之則會繼續運動。

三、數值分析結果驗證

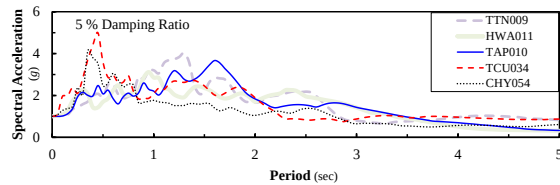
為驗證數值模型的精確性，製作三組斜面式滾動隔震支承進行振動台試驗。試驗所採用之隔震支承由於簡化為單向設計，故僅含上、下兩層支承版之構造。三組試體之下支承版，其斜面角度皆設計為 4 度，上支承版之斜面角度則分別為 2 度、4 度、以及 6 度，因此三組試體的角度總和分別為 6 度、8 度、以及 10 度；不同角度支承版之中央圓弧防撞區域皆為 60 mm，因此對應於 2 度、4 度、以及 6 度等不同的斜面角度，中央圓弧區的曲率半徑分別為 287 mm、430 mm、以及 860 mm；內置摩擦組尼由側面的摩擦版與彈簧所構成，其摩擦力可維持於 210N；上支承版重量為 30 kg，隔震標的物以質量塊模擬，其重量為 500 kg。試驗架設照片如圖三所示，由左而右分別為斜面角度總和為 6 度、8 度、以及 10 度之滾動隔震支承，位移計與加速度規皆佈置於隔震支承上方，分別量測隔震支承上版之絕對位移與絕對加速度。



圖三 振動台試驗照片

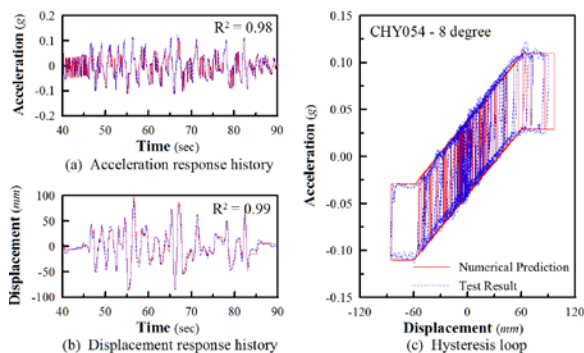
振動台之輸入地震擾動選用 921 集集地震中五組測站所量測之自由場加速度南北向歷時紀錄，其測站分別選用新北市三重區二重國小測站(TAP010)(PGA=103gal)、

苗栗縣造橋鄉造橋國小測站(TCU034) (PGA=124gal)、台南市新營區新營國小(CHY054) (PGA=164gal)、台東縣台東市復興國小(TTN009) (PGA=89gal)、以及花蓮縣花蓮市明廉國小測站(HWA117) (PGA=103gal)。將五筆地震歷時正規化至最大地表加速度為 $1g$ ，且轉換為組尼比為 5 %之加速度反應譜如圖四，由圖中可看出各筆地震歷時的反應譜皆不盡相同。



圖四 振動台輸入歷時反應譜正規化比較

將振動台試驗數據資料與數值預測結果進行比對，發現在傳遞加速度以及隔震支承之相對位移上，數值分析模型皆有良好的預測結果，如圖五為斜板角度總 8 度之隔震支承，於 CHY054 歷時下之試驗與預測結果。為更進一步進行驗證，計算數值分析與實測結果之決定係數(R^2)以判斷預測的準確性。整體而言加速度之決定係數平均值為 0.90，而位移之決定係數平均值則為 0.99。由此可驗證，加速度與位移皆有良好的預測準確度。



圖五 斜板角度總和為 8 度之隔震支承，於 CHY054 歷時下之試驗與預測結果

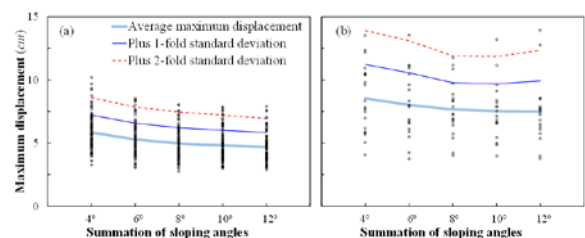
四、隔震設計位移經驗公式

為因應各種可能之設計需求，設計了數種不同斜面角度以及內置摩擦阻尼組合的數值模型；其中斜版角度總和共分為 4、6、8、10、12 度等五組。另一方面，將內

置摩擦阻尼力 F_D 無因次化表示為隔震標的物重量 W 之倍數 f (阻尼因子)，其關係為 $f = F_D/W$ ，數值模型中共選擇了八組不同的級距，自 $f = 0.025$ 開始以 0.025 為間隔遞增，至阻尼因子最大值為 $f = 0.2$ 。

為兼顧保守性以及通用性，將屬於非近斷層之地震歷時紀錄，依照各地盤類型，進行法規設計地震反應譜擬合。其中於一般工址區域選取一百筆 921 集集地震中，各測站所紀錄之南北向自由場地震歷時，並且分別依照法規一般工址區域三種不同地盤類型之反應譜進行擬合，最大地表加速度為 $0.32g$ ；另外於台北地區，則選取二十筆 921 集集地震中，台北區域測站之南北向自由場地震歷時紀錄，亦分別依照法規台北地區中三個不同區域之反應譜進行擬合，其最大地表加速度皆為 $0.32g$ 。

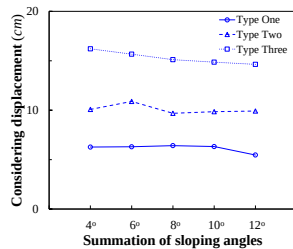
以五組不同斜面角度、阻尼因子皆為 0.1 的數值模型分析結果為例，於一般工址、第一類地盤反應譜擬合之地震歷時分析下，將所有分析結果之最大位移點繪於圖六(a)；另外亦將台北三區所有歷時分析結果之最大位移點繪於圖六(b)。由圖中可以看出即使是同一組隔震支承，於同樣反應譜條件下，不同地震歷時所產生的最大位移差異甚大。因此為保守推估適當的隔震設計位移，將每一組分析結果中所有最大位移的平均值(如圖六中的淡藍色粗線)，加上兩倍標準差後(如圖六中的紅色虛線)，定義為該地盤類型下，具備有特定斜面角度與阻尼力設計之滾動隔震支承的考量隔震位移(以下簡稱考量位移)。另一方面，由圖六中亦可以觀察出，無論就平均位移或是考量位移而言，斜面角度所造成的差異皆不甚明顯，且無一定趨勢



圖六 最大隔震位移統計圖

取一般工址區域的考量位移觀察(如圖七中所示), 圖中一共點繪有三條曲線, 分別代表一般工址三種不同地盤類型的統計結果。由此三條曲線可以再一次得知考量位移與斜面角度沒有明顯的相依性, 因此將同一種地盤類型下不同斜面角度的考量位移取平均值, 作為該工址與特定隔震支承設計下的設計隔震位移(以下簡稱設計位移)。然而, 設計位移卻會隨著不同的反應譜地盤類型(轉角週期)有顯著差異(如圖七中所示), 因此分別針對一般工址與台北盆地, 可以迴歸出兩組以轉角週期作為函數之設計公式, 其形式如(3)式所示, 其中 D_D 為設計位移; α 值與 β 值皆為常數。

$$D_D = \alpha T_0 + \beta \quad (3)$$

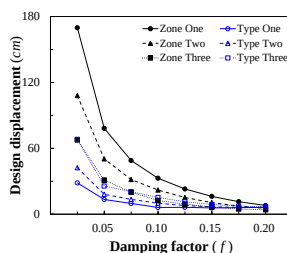


圖七 不同地盤類型下之考量隔震位移

若對於不同摩擦阻尼設計的隔震支承, (3)式中的常數 α 與 β 值皆需要進行修正為摩擦阻尼 f 的函數。將阻尼因子為 0.025 至 0.2 之隔震支承數值模型, 分別於不同設計反應譜分析下所得到的設計位移, 點繪於圖八。由圖八中可以得知, 摩擦阻尼越高設計位移則越低, 尤其是當阻尼因子較小時, 此種現象則更為明顯。由圖八之結果將 α 與 β 值迴歸成摩擦因子的二次函數式, 如下:

$$\alpha = a_0 + a_1 f + a_2 f^2 \quad (4)$$

$$\beta = b_0 + b_1 f + b_2 f^2 \quad (5)$$



圖八 不同摩擦阻尼下的設計隔震位移

根據所有統計資料的迴歸結果, 台北盆地與一般工址區域的設計參數如下表所列:

表一設計位移經驗公式之設計參數

設計反應譜	T_0	$\alpha = a_0 + a_1 f + a_2 f^2$			$\beta = b_0 + b_1 f + b_2 f^2$		
		a_0	a_1	a_2	b_0	b_1	b_2
台北盆地	一區	1.6	-100	1000	150	-1500	4000
	二區	1.3					
	三區	1.05					
一般工址	一類	0.56	-10	10	60	-350	350
	二類	0.68					
	三類	0.84					

五、結論與展望

本研究透過可靠的數值分析與統計方式, 迴歸出對於斜面式滾動隔震支承於規範反應譜 EPA 為 0.32g 下之設計隔震位移, 工程師可以快速且簡便的以轉角週期的數值直接進行概算。未來將持續依照不同 EPA 之規範反應譜進行分析及迴歸, 並且考慮不同週期建築物對於隔震位移的影響, 以其建構出一套完整的設計經驗公式。

參考文獻

1. Wang SJ, Hwang JS, Chang KC, Shiau CY, Lin WC, Tsai MS, Hong JX and Yang YH. "Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(10), 2014, pp. 1443-1461.
2. Lin WC, Yu CH, Wang SJ, Hwang JS, Chang KC., "Generalized exact and simplified analytical models for sloped rolling-type isolation bearings." 14th World conference on seismic isolation energy dissipation and active vibration control of structures, San Diego, Ca USA, 2015.
3. Wang SJ, Yu CH, Lin WC, Hwang JS, Chang KC., "A generalized analytical model for sloped rolling-type isolation bearings." *Engineering Structures*, 138, 2017, pp. 434-446.

國內減震黏性阻尼器安裝之缺點改進與相對設計理論推導

林旺春¹ 汪向榮² 黃震興³ 楊卓諺⁴ 戴偉鈞⁵

摘要

過去國內外對於黏性阻尼器配置於結構物之常見安裝方式有以下四種：(1)對角斜撐裝置；(2)K 型斜撐裝置；(3)上肘型斜撐裝置；(4)下肘型斜撐裝置。然而，國內近幾年建築師與相關實務工程師基於採光要求，以及為獲得更彈性建築使用空間，逐漸採用四種阻尼器與斜撐接合系統，即阻尼器分別與(1)直立鋼構架支撐；(2)減震壁體式構架；(3)鋼筋混凝土支撐墩座；(4)直立式 A 字型斜撐構架相互銜接。本研究為了解國內現行阻尼器與斜撐接合系統對於整體結構減震效益之影響，以 SAP2000 建立一二維五層樓構架數值模型，並以直立式 A 字型斜撐構架接合阻尼器之安裝型式進行數值模擬，經由分析結果可知此安裝型式無法滿足預期之設計阻尼比。最後，本研究提出增設垂直連桿之阻尼器安裝型式，降低上下接合梁之垂直向變形量，並考慮梁之柔性變形與構架之幾何關係，推導阻尼器之阻尼常數設計公式。透過數值分析結果顯示，依本研究之建議將垂直連桿設置於結構單跨梁 1/2 處，可降低上下接合梁柔性變形造成之影響，以有效達到預期之設計阻尼比，並可獲得應有之減震效益。

關鍵詞：黏性阻尼器安裝型式、減震設計、黏性阻尼常數、耐震設計、消能系統、垂直連桿

一、前言

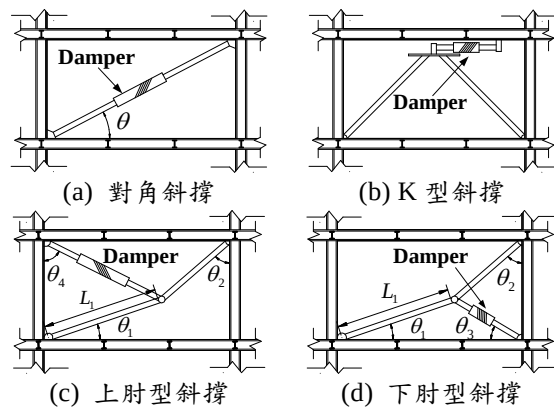
目前國內外規範有關黏性阻尼器於房屋結構的應用，例如 FEMA 274 (1997)，若考慮結構第一振動模態，可分別推導線性與非線性阻尼器對阻尼比之貢獻(Hwang et al., 2008)，相關設計公式如下：

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j f_j^2 \phi_{ij}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (\text{線性黏性阻尼器}) \quad (1)$$

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j \lambda_j C_j f_j^{1+\alpha} \phi_{ij}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (\text{非線性黏性阻尼器}) \quad (2)$$

其中， C_j 為阻尼器 j 之阻尼係數； f_j 為阻尼器 j 位移量與層間模態變位量之關係； ϕ_i 為模態位移； ϕ_{ij} 為相對模態位移； A 為模態之振幅； m_i 為質量； T 為結構振動週期；而 λ

值則為與阻尼器非線性係數(α)有關之設計參數，在 FEMA 274 已列表供工程師使用。過去國內外對於阻尼器配置於結構物之常見安裝方式有以下四種：(1)對角斜撐裝置；(2)K 型斜撐裝置；(3)上肘型斜撐裝置；(4)下肘型斜撐裝置，見圖一所示。



圖一 常見斜撐型式阻尼器系統示意圖

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

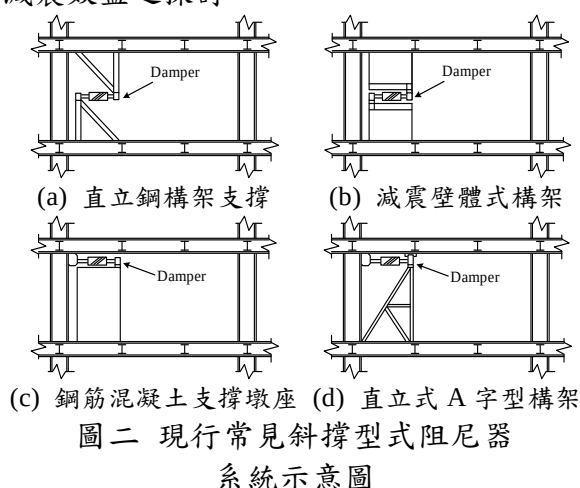
² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心組長

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系研究生

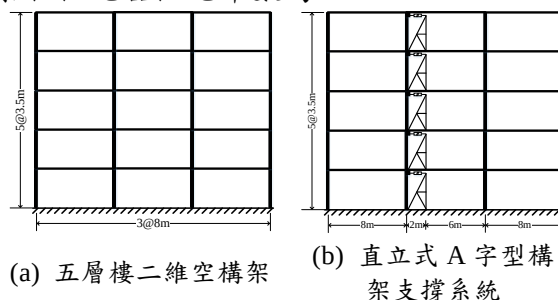
然而，國內近年來建築師與相關實務工程師基於採光要求，以及為獲得更彈性之建築使用空間，逐漸採用四種阻尼器與斜撐接合系統，即阻尼器分別與(1)直立鋼構架支撐；(2)減震壁體式構架；(3)鋼筋混凝土支撐墩座；(4)直立式 A 字型斜撐構架相互銜接，見圖二所示。由此可知，無論是哪一種斜撐接合系統，皆有利於房屋結構在空間使用上之彈性，因此近年來於國內廣泛的應用於相關結構之減震設計與補強，如圖三所示，國內高樓結構分別採用直立鋼構架與減震壁體式構架斜撐銜接阻尼器之系統進行相關之減震設計。因此，本研究將針對上述現行阻尼器安裝方式，進行減震效益之探討。



二、現行阻尼器安裝方式之探討

以一棟依我國「建築物耐震設計規範及解說」設計的五層樓二維構架為例(見圖四(a))，該構架以阻尼器銜接直立式 A 字型構架支撐系統作為減震裝置(見圖四(b))，其設計之總有效阻尼比為 12%，假設空構架之固有阻尼比為 2%，阻尼器提供之設計

阻尼比為 10%。透過 SAP2000 之動態分析可得其 X 向第一振動模態週期(T)為 0.616 sec，其他結構性質則分別列於表一與表二。若以採用線性阻尼器為例，並採用均佈法(Uniform Distribution)作為阻尼器阻尼常數的分配方式，將阻尼器阻尼常數均佈於各樓層的方式，再利用式(1)求得所需之總阻尼係數(C_d)。之後，再將總 C_d 值依平均分配的方法分配於各樓層，故可計算得各樓層黏性阻尼器阻尼常數為 310.45 ton-sec/m。



圖四 五層樓之二維構架

表一 五層樓結構二維構架之桿件尺寸

	1F~5F
梁 (mm)	H600×450×16×32
柱 (mm)	□600×600×28×28
斜撐 (mm)	H300×300×9×19
垂直連桿 (mm)	H200×200×8×12

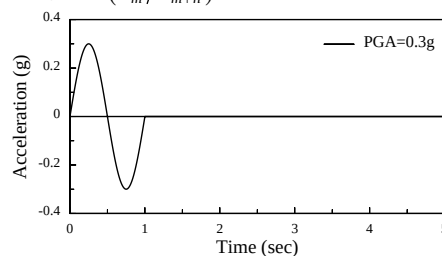
表二 五層樓結構二維構架各樓層之質量與正規化模態

樓層	質量 (ton-sec ² /m)	ϕ_i
5	13.21	1
4	13.21	0.8813
3	13.21	0.6872
2	13.21	0.4337
1	13.21	0.1657

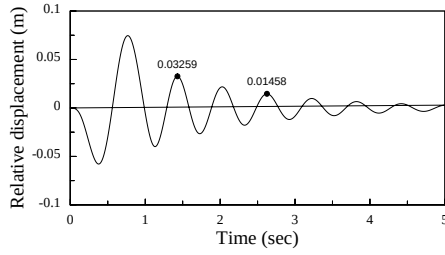
經輸入一正弦波地表加速度(見圖五)，取自由振動反應的部分，依下式識別構架之總有效阻尼比

$$\xi = \frac{Q}{2n\pi \sqrt{1 + \left(\frac{Q}{2n\pi}\right)^2}} \quad (3)$$

其中， $Q = \ln(u_m/u_{m+n})$ 。



圖五 初始加速度脈衝



圖六 自由震盪下頂樓之位移反應

根據自由振動位移反應(見圖六)所識別構架之總有效阻尼比如下：

$$Q = \ln \frac{0.0326}{0.0146} = 0.804$$

$$\xi_{eff} = \frac{0.804}{2 \times 2 \times \pi \sqrt{1 + \left(\frac{0.804}{2 \times 2 \times \pi}\right)^2}} \times 100\% = 6.39\% \quad (4)$$

由識別阻尼比可知，採用阻尼器銜接直立式 A 字型構架支撐系統作為減震裝置，其識別阻尼比僅達 6.39%，扣除結構本身的 2% 阻尼比後，阻尼器提供的阻尼比為 4.39%，遠小於原阻尼器提供之設計阻尼比 10%。根據先前研究(江佳鋌，2015)之探討與分析結果可知由於上下接合梁的柔度參與，已造成阻尼器無法提供原預期之設計阻尼比。因此，若套用國內外設計規範之設計公式，即式(1)與式(2)，計算阻尼器阻尼常數，將造成其實際阻尼比低於設計值，致使阻尼器無法完全發揮其應有減震能力。

三、增設垂直連桿之液態黏性阻尼器設計公式推導

綜合前述，本研究以增設垂直連桿之阻尼器安裝型式進行設計(見圖七)，其中阻尼器採對角型式裝設。根據先前研究(江佳鋌，2015)可知其實際模態之變形圖(見圖八)，於考慮梁之柔性變形影響，在微小變形假設下，阻尼器實際軸向變形量(u_d)應如下式(見圖九)：

$$u_d = pq = oq - op = u \cos \theta - v \sin \theta \quad (5)$$

考慮結構受一正弦函數水平位移(u)作用，同時亦產生一正弦函數垂直位移量(v)：

$$u = u_0 \sin \omega t \quad (6)$$

$$v = v_0 \sin \omega t \quad (7)$$

其中， u 為水平位移歷時； v 為垂直位移歷時； u_0 為水平位移振幅； v_0 為垂直位移振幅； ω 為外力頻率。

故修正後阻尼器所作之功如下式：

$$W_D = \int F_D du = \int_0^{2\pi/\omega} F_D \dot{u} dt = \int_0^{2\pi/\omega} C |\dot{u}|^{1+\alpha} dt$$

$$= C (\omega u_0)^{1+\alpha} \int_0^{2\pi/\omega} |\sin \omega t|^{1+\alpha} dt \quad (8)$$

$$= \lambda C \omega^\alpha (u_0 \cos \theta - v_0 \sin \theta)^{1+\alpha}$$

阻尼器所作之總功，亦改寫如下所示：

$$\sum_j W_j = \sum_j \lambda_j C_j \omega^\alpha A^{1+\alpha} [(\phi'_h)_{rj} \cos \theta_j - (\phi'_v)_{rj} \sin \theta_j]^{1+\alpha} \quad (9)$$

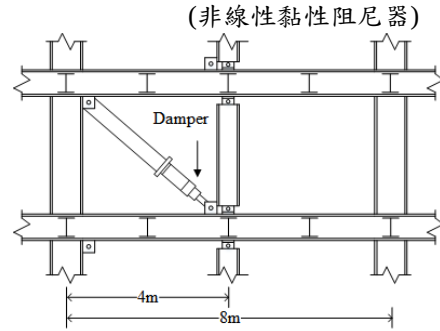
故將式(1)與式(2)可重新推導為增設垂直連桿之阻尼器安裝於構架系統之有效阻尼比設計公式分別如下所示：

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j [(\phi'_h)_{rj} \cos \theta_j - (\phi'_v)_{rj} \sin \theta_j]^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (10)$$

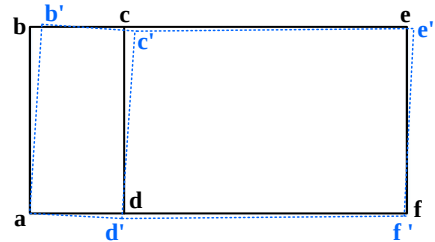
(線性黏性阻尼器)

$$\xi_d = \frac{\sum_j \lambda_j C_j [(\phi'_h)_{rj} \cos \theta_j - (\phi'_v)_{rj} \sin \theta_j]^{1+\alpha}}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (11)$$

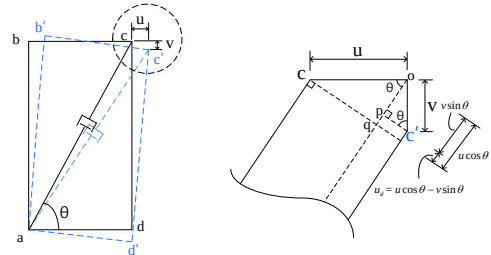
(非線性黏性阻尼器)



圖七 增設垂直連桿之阻尼器安裝型式



圖八 含垂直連桿構架樓層模態變形圖



圖九 含垂直連桿之阻尼器實際軸向變形量示意圖

四、數值分析與結果

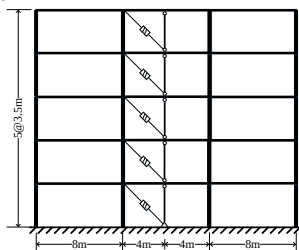
綜合前述，以五層樓二維構架為例(見圖五(a))，該構架於單跨梁 1/2 處增設垂直連桿，阻尼器以對角型式接合(見圖十)，考慮其設計之總有效阻尼比為 12%，假設空構架之固有阻尼比為 2%，阻尼器提供之設計阻尼比為 10%，結構性質則分別列於表一與表二。若以採用線性阻尼器為例，並採用均佈法可計算得各樓層黏性阻尼器阻尼常數為 542.53 ton-sec/m。

根據自由振動位移反應(見圖十一)所識別構架之總有效阻尼比如下：

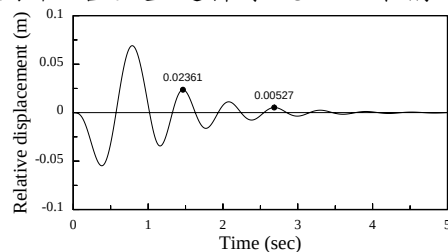
$$Q = \ln \frac{0.0236}{0.0053} = 1.5$$

$$\xi_{eff} = \frac{1.5}{2 \times 2 \times \pi \sqrt{1 + \left(\frac{1.5}{2 \times 2 \times \pi}\right)^2}} \times 100\% = 11.85\% \quad (12)$$

由上述結果可得，本研究採用垂直連桿系統之識別結果可視為達到整體設計阻尼比，符合設計之結果。最後，以 1940 年美國加州之 El Centro N-S 地震紀錄作為輸入擾動，由各樓層動力反應(見圖十二)與阻尼器出力(見表三)之分析果可知，採用增設垂直連桿之阻尼器安裝型式可發揮其應有之減震效益。



圖十 含垂直連桿系統之二維構架

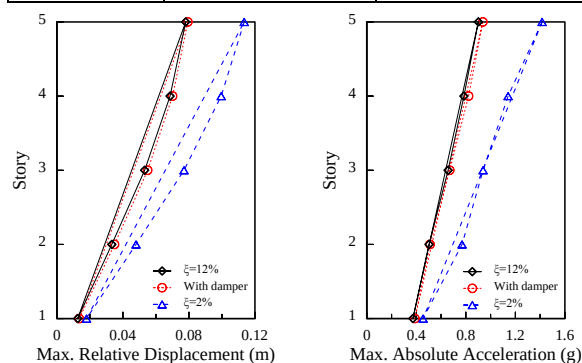


圖十一 自由震盪下含垂直連桿系統構架頂樓之位移反應

表三 各樓層阻尼器與連桿之最大出力

Story	100% El-Centro	
	阻尼器 (tf)	連桿 (tf)
5F	38.1	16.3
4F	61.2	14.3

3F	76.4	8.6
2F	78.0	22.6
1F	48.5	54.5



圖十二 100% El Centro 地震擾動下，五層樓結構各樓層最大動力反應

五、結論

對於國內現行阻尼器安裝型式，經本研究之說明與探討可得知：(1)現行常見黏性阻尼器安裝方式，經數值分析可知其安裝方式之配置，可能於地震作用下，因為梁之柔度造成阻尼器於軸向位移之減少，進而導致阻尼器無法完全發揮其應有的設計減震能力；(2)本研究提出增設垂直連桿之阻尼器安裝型式，以降低梁垂直向之變形量，推導出合理之修正設計公式，最後透過數值分析結果顯示採用增設垂直連桿系統之減震結構，可獲得阻尼器原預期之設計阻尼比與應有之減震效益，亦能保有合理之建築彈性使用空間，可提供給實務工程師參考。

參考文獻

1. FEMA, NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building, Reports No.273 and 274, October, Washington, D.C., 1997.
2. Hwang, J.S., Huang, Y.N., Yi, S.L. and Ho, S.Y., "Design Formulations for Supplemental Viscous Dampers to Building Structures," Journal of Structural Engineering, ASCE, (special issue on design and analysis of structures with damping systems), Vol. 134, No.1, pp. 22-31, 2008.
3. 江佳鈺，「國內現行黏性阻尼器安裝型式探」，台灣科技大學碩士論文，2015。

使用電熱熔渣銲改良背墊板細節之 梁接頭耐震性能研究

莊勝智¹ 林克強² 吳忠哲³ 李昭賢¹ 林志翰¹ 蔡克銓⁴

摘要

電熱熔渣銲(Electro-slag Welding, ESW)為鋼骨箱型柱製作柱內橫隔板最有效率的銲接方法之一，因此台灣鋼骨建築結構之箱型柱構件，廣泛使用 ESW 做為柱內橫隔板與柱板接合之銲接方法進行銲接。由過去實尺寸梁柱接合試驗研究成果發現，箱型柱內橫隔板採 ESW 與柱板接合之梁柱接合耐震性能可靠度不佳，在未發展充分非彈性變形前發生破壞的機率較高。進一步針對 ESW 銲道製作與品質檢測的相關研究也顯示，傳統 ESW 銲道的製作與檢測品質仍有改善空間，並提出喇叭形擴大孔之 ESW 熔池改良細節。本研究共進行四組實尺寸梁柱接合試驗，其中三組試體之箱型柱板與內橫隔板接合 ESW 銲道，其上、下背墊板採用傳統的矩形背墊板，此三組之其中一組梁翼板與橫隔板高程相同，做為試驗對照組，其餘兩組之梁翼板與柱內隔板高程皆偏心一倍梁翼板厚度，並分別採用符合 AISC 2010 規範之標準載重歷時與增加試驗圈數之修正載重歷時；另一組試體之箱型柱內橫隔板與柱板接合之 ESW 銲道，其上、下背墊板使用倒角改良型背墊板，且梁翼板與橫隔板高程為偏心一倍梁翼板厚度，以探討在梁翼板與柱內橫隔板高程偏心時，採用傳統 ESW 銲道熔池細節與改良 ESW 銲道熔池細節之梁柱接合試體的耐震性能；此四組試體皆採用梁翼蓋板式增強型接合。試驗結果顯示，若梁翼板未偏心且 ESW 銲道製作良好之試體，可提供 5% 弧度層間位移角之變形容量。而當梁翼板與柱內橫隔板高程偏心一倍梁翼板厚度時，採用傳統方形 ESW 熔池細節之梁柱接合試體，其層間位移角約降至 3% 弧度；箱型柱板與內橫隔板接合之 ESW 採用改良型倒角背墊板之梁柱接合試體，具有 5% 弧度以上層間位移角之耐震性能，甚至可高達 8% 弧度且未發生斷裂。

關鍵詞：電熱熔渣銲、耐震性能、梁翼蓋板增強型接合、施工誤差

一、前言

於國內鋼結構建築中，由四片鋼板以四道 SAW (Submerged Arc Welding) 銲道接合所組成之箱型斷面柱構件的應用極為普遍，為使箱型柱構件(box column)之梁柱接合能提供充分的強度與勁度，以順利傳遞梁端彎矩，往往在柱構件內與梁上下翼板相同高程處配置柱內橫隔板(internal diaphragms)，直接傳遞梁翼板力量。國內在鋼骨箱型柱構件之製作實務中，為考量內橫隔板製作的方便性與銲接熱應力的對稱性，因此內橫隔板與四面柱板間之銲接，至少一對採用以機器自動銲接之電熱熔渣

銲(Electro-slag welds, ESW)，另一對採用以人工半自動 CO2 掩弧銲接之全滲透開槽銲(complete joint penetration, CJP, groove welds)，如圖 1 所示，此箱型柱內橫隔板之製造方式，已成為台灣鋼結構產業製作鋼骨箱型柱之工業化標準銲接細節與製作程序。為確保鋼骨箱型柱內橫隔板與柱板之電熱熔渣銲道熔接品質，相關研究(林克強等，2015)提出電熱熔渣銲製作細節與檢測方法之建議，以提升含此電熱熔渣銲細節之鋼梁與箱型柱接合的耐震性能。文獻(林克強等，2015；林克強與莊勝智，2011)建議電熱熔渣銲之熔池由傳統之方形或矩形，改採用改良的喇叭形熔池，如圖 2 所

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

⁴ 國立台灣大學土木工程學系教授

示，目的是避免電熱熔渣銲銲道非預期偏斜而導致鄰近柱面側之部分熔透不足，進而使柱板在梁翼板之拉力作用下在該處導致應力集中，及使用較大的銲道區域降低銲道應力，以確保電熱熔渣銲銲道之品質提升箱型柱梁柱接合之耐震能力。

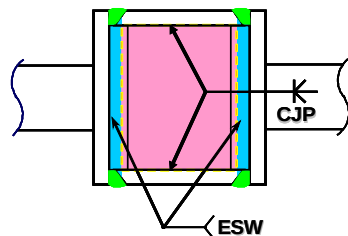


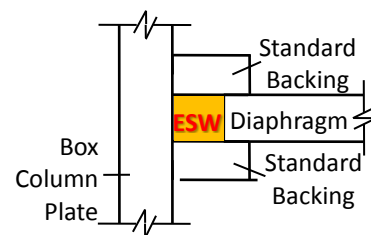
圖 1 柱內橫隔板銲接示意圖

另外，由於實際工程中均容許施工誤差之存在，因此梁構件構入箱型柱構件時，梁翼板與箱型柱內橫隔板之高程，可能因施工之容許誤差而不同高，此高程誤差不易排除，且必然發生，特別對於現場銲接型式之梁柱接合，此高程誤差不易控制。因此本研究之主要目的是在探討 H 形鋼梁與箱型柱採銲接相接之耐震梁柱接合，且對應之柱板與柱內橫隔板採用電熱熔渣銲接合者，其梁翼板與柱內橫隔板所發生之高程誤差對梁柱接合耐震性能之影響；同時也研究當箱型柱之柱板與內橫隔板之電熱熔渣銲採用喇叭形狀之改良熔池(或稱改良型之背墊板)之銲接細節時，其梁柱接合之耐震能力受梁翼板與橫隔板高程誤差之影響為何？因此本研究的主要研究參數，除改變梁翼板與箱型柱內橫隔板之高程差，模擬因施工可能造成之誤差外，也包括電熱熔渣銲之製作細節，提出電熱熔渣銲喇叭形改良熔池細節。

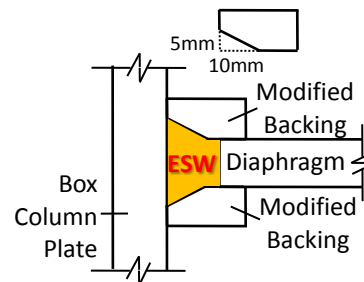
二、試驗計畫

本研究主要針對柱板與內橫隔板採用電熱熔渣銲接合之箱型柱與鋼梁相接之梁柱接合為標的，探討鋼梁翼板與箱型柱內橫隔板高程因施工誤差、及電熱熔渣銲熔池細節等兩主要研究參數，對梁翼加蓋板增強型梁柱接合之耐震容量的影響。本研究共進行四組外柱之實尺寸梁柱接合試驗，整體試驗配置如圖 3 所示，其中 L 為試體

梁施力中點至柱構件中心距離，模擬實際建築結構中柱跨徑之半；H 為試體柱支承中心間距離，模擬實際建築結構中典型樓層間上下柱構件反曲點間之距離，一般取上下樓層高度之半的和。試體柱構件與梁構件皆採用 SN490B 鋼材，箱型柱尺寸為 BOX 750x750x28 mm，鋼梁尺寸為 BH 800x300x14x25 mm，並於鋼梁上、下翼板外側之蓋板使用厚度為 8mm、長度為 365mm 之梯形蓋板。柱內配置之橫隔板(diaphragms)厚度為 25mm，與梁翼板厚度相同，試體之所有構件尺寸詳如表 1 所示(鄭元良等，2011；吳忠哲，2016)。



(a) 標準矩形熔池之 ESW 銲接細節



(b) 改良喇叭形熔池之 ESW 銲接細節

圖 2 ESW 銲接改良細節圖

在本研究之四組試體中，其中一組為鋼梁之翼板對準箱型柱內橫隔板高程，另外三組試體之鋼梁翼板高程與箱型柱內橫隔板高程偏心一倍梁翼厚度(25mm)，且梁翼板均往橫隔板下方偏心，如圖 4 所示。對於電熱熔渣銲製作細節之研究參數，三組試體使用矩形電熱熔渣銲背墊板之矩形熔池標準細節，另一組試體採用倒角式電熱熔渣銲背墊板之喇叭形熔池改良細節。為簡化描述本研究之三個研究參數，此四組試體之名稱由六個文字組成，分別為 E0BSPN、E1BSPN、E1BSPM 與 E1BFPN，其中前兩個文字代表梁翼板與橫隔板高程偏心距離，E0 代表無偏心，E1 則代表偏心一

倍梁翼厚度(25mm)；中間兩個文字代表箱型柱內橫隔板之電熱熔渣銲銲接細節，BS 代表使用標準矩形 (Standard)銲道熔池，BF 代表使用改良喇叭形(Flared)銲道熔池；最後兩個文字代表試驗的載重歷時 (Protocol)，PN 代表使用符合 AISC (AISC, 2016)規範要求之一般的(Normal)試驗位移載重歷時，PM 代表使用修正的(Modified)試驗位移載重歷時。

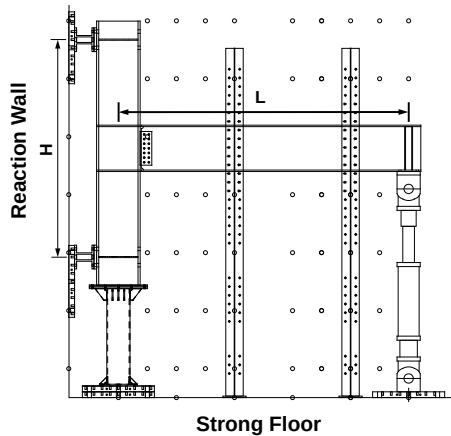


圖 3 試驗配置圖

表 1 試體梁柱構件尺寸表

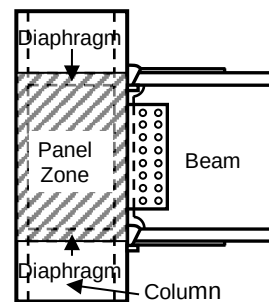
Spec.	EOBSPN、E1BSPN、 E1BSPM、E1BFPN
Beam Section	H 800x300x14x25
L(mm)	4500
Column Section	BOX 750x750x28
H(mm)	3750
Diaphragm Thickness(mm)	25
t of shear tab(mm)	22
Bolts(M24-S10T)	2x8
Backing Bar	Steel
a (mm)	365
b (mm)	80
c (mm)	250
d (mm)	340
Thickness of cover plate(mm)	8
α	1.02

三、試驗結果與討論

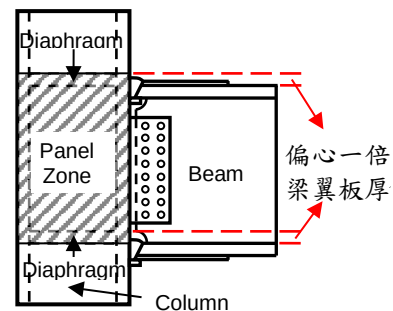
1. 圖 5 至圖 8 為本研究四組梁柱接頭試體之變形與受力行為關係圖，試驗結果顯示，對於梁翼板高程對與橫隔板高程一致，且電熱熔渣銲具有良好品質之試體

EOBSPN，其層間位移角約可達 5% 弧度，塑性變形轉角約達 4% 弧度，符合美國與台灣鋼構設計規範之變形要求。此也證實採用梁翼蓋板增強型梁柱接合，可有效將梁塑鉸由柱面移至梁蓋板補強段外之預期位置，達到消能目的，並可提供符合規範之變形轉角能力。

2. 對於梁翼板與橫隔板高程偏心一倍梁翼板厚度 (25mm) 之試體 E1BSPN 與試體 E1BSPM，其層間位移角達 3% 弧度前，即因電熱熔渣銲或鄰近區域發生破壞而引致柱板受拉拱起，如圖 9 所示，該破壞屬強度突然下降之脆性破壞，此將不符美國規範之變形要求。若欲降低此破壞模式的發生，以獲得符合耐震需求之梁柱接合，應控制梁、柱構件接合之施工誤差。



(a) 梁翼與柱內橫隔板高程無偏心



(b) 梁翼與柱內橫隔板高程偏心一倍
梁翼板厚度

圖 4 試體之梁翼板與箱型柱內橫隔板高程偏心位置關係圖

3. 比較梁翼板與橫隔板高程偏心一倍梁翼板厚度 (25mm) 之三組試體 E1BSPN、E1BSPM 與 E1BFPN 的破壞模式顯示，電熱熔渣銲採用標準矩形熔池細節之試體 E1BSPN 與 E1BSPM，均於電熱熔渣銲銲道或鄰近區域發生破壞；而電熱熔渣

鋁採用改良喇叭形熔池細節之試體 E1BFPN，可避免於電熱熔渣鋁鋁道或鄰近區域之非預期破壞的發生，儘管梁翼板與橫隔板高程存在一倍梁翼板厚度之施工誤差時，與採用標準矩形熔池細節之試體比較，可提升梁柱接合的耐震變形能力。

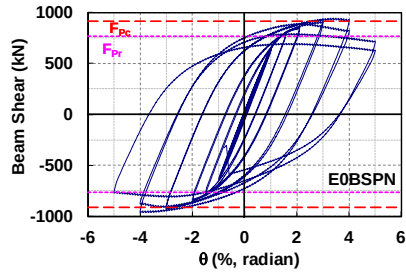


圖 5 試體 E0BSPN 梁端受力與層間位移角關係圖

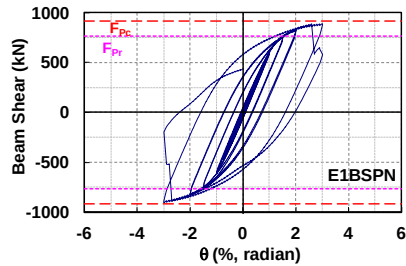


圖 6 試體 E1BSPN 梁端受力與層間位移角關係圖

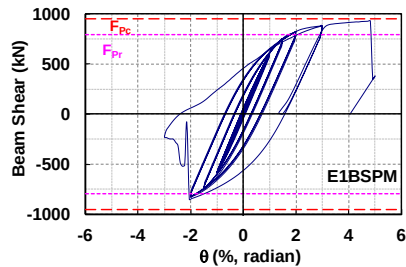


圖 7 試體 E1BSPM 梁端受力與層間位移角關係圖

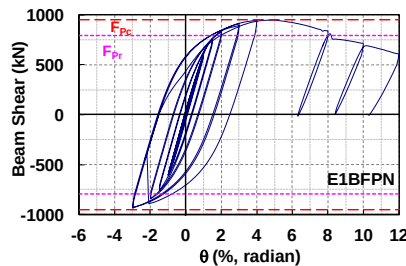
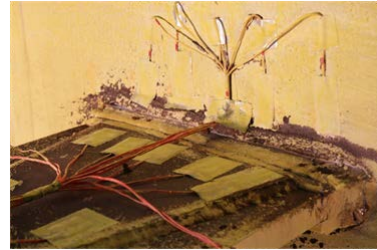


圖 8 試體 E1BFPN 梁端受力與層間位移角關係圖



(a)試體 E1BSPN 之破壞情況



(b)試體 E1BSPM 之破壞情況

圖 9 試體 E1BSPN 與 E1BSPM 之柱板受拉拱起破壞情況

參考文獻

1. LIN Ker-Chun, JHANG Sheng-Jhih, CHANG Fu-Chuan, and CHANG Po-Yen (2010), "Cyclic Behaviors and Failure Modes of Steel Beam-to-Box Column Connections with RBS and Cover Plates in Taiwan," Progress in Steel Building Structures. Vol.12 No.2, pp1-12, Apr. 2010. (in Chinese)
2. 吳忠哲 (2016)，「鋼梁接箱型柱之內橫隔斷裂試驗與有限元素模型分析研究」，國立台灣大學土木工程學系碩士論文，蔡克銓教授指導。
3. 林克強 莊勝智 李昭賢 林志翰 (2015)，「鋼骨箱型柱與內橫隔板 T 形電熱熔渣鋁道接合品質研究」，結構工程期刊，第三十卷，第二期。
4. 林克強、莊勝智 (2011)，電熔渣鋁裝置，中華民國新型專利，證書號：M410631。
5. 鄭元良、李台光、蔡克銓、汪家銘、林克強、莊勝智 (2011)，「鋼骨梁柱接頭橫隔板耐震性能研究」，內政部建築研究所，研究報告 ISBN：978-986-03-1127-3。

多振動台測試系統控制技術之開發與驗證

陳沛清¹ 賴晉達² 江宏偉³ 林沛暘⁴

摘要

地震模擬振動台被廣泛使用於重現地震歷時，並應用於評估結構物受加速度歷時激發之受震反應。然而在特殊實驗條件下，例如：長跨橋梁之受震反應等，由於橋柱間距較長，在同一地震事件中，橋柱間可能因為與震央距離不同使得所受之地震歷時存在差異性，為了較真實地模擬橋面之受震反應，應於不同橋柱間重現不同之地震歷時，此為單一振動台無法完成的實驗條件。多振動台系統的實驗測試，擬透過不同參數及控制迴圈，使各振動台能重現不同地震加速度歷時。傳統的比例-積分-微分控制難以完美重現目標加速度歷時，甚至因不同振動台之特性，重現同一筆加速度歷時將產生不同長度之延時，因此設計外迴路控制器提升振動台之重現性能及多振動台間之同步性。本研究利用建置於國家地震工程研究中心之多振動台系統進行研究與分析。首先識別各振動台之動力模型，並利用權重分配法設計之前饋控制器以及強韌回饋控制器提升各自追蹤加速度歷時之能力。接著以包含跨接試體之多振動台測試系統動力反應之模型設計前饋控制器並進行改良，分別由時間域及頻率域分析控制器對多振動台性能同步性提升之結果。

關鍵詞：多振動台、加速度重現、控制迴圈、前饋控制、回饋控制

一、前言

地震工程研究中，常使用地震模擬振動台之實驗方法，以觀察安裝於振動台上待測試體之受震反應。一個完整的地震模擬振動台的組成元件，包含一支或數支油壓伺服致動器、一座剛性測試平台、油壓動力泵、數位控制器，以及相關之量測儀器與訊號線等。藉由油壓伺服致動器推動剛性測試平台，可將地震加速度歷時傳至錨定於剛性測試平台上的試體，並經由安裝的量測儀器即時地集錄結構物的動力反應。

然而伺服油壓致動器之動態性能相當複雜，Dyke 等人分析振動台受加載試體特性的影響，此現象稱之為 control-structure interaction (CSI)。Stoten 等人之研究以提升既有地震模擬振動台之性能為目的，以一種稱為 minimal control synthesis (MCS)之

適應性控制方法，解決振動台控制之非線性問題，其主要優點為不需要準確地了解地震模擬振動台的動力反應模型並能即時對控制器進行調適。Nakata 推導地震模擬振動台之動力反應模型，驗證位移控制對重現加速度歷時能力的提升有限，應直接由加速度訊號進行回饋控制，因此提出 acceleration trajectory tracking control (ATTC) 方法，試圖提升地震模擬振動台之性能。Phillips 等人提出 model-based multi-metric control 方法，該方法結合前饋和回饋控制，提升加速度歷時重現性能以及對非線性因子的強韌性。上述這些方法均能提升振動台之加速度追蹤能力，然而針對特殊實驗需求，例如需同時產生多筆地震歷時資料，則需要數台振動台進行配合，振動台間之互制也較為重要，這部分的研究則較為稀少。

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專案助理研究員

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研究員

二、多振動台系統配置

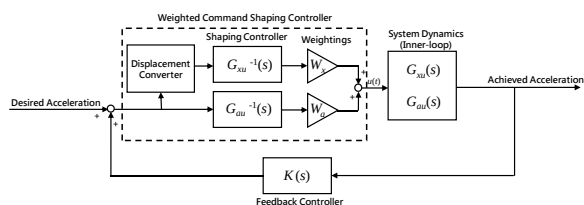
國家地震工程研究中心兩組單自由度振動台系統（以下簡稱振動台）於 2012 建置完成，各由一支油壓致動器、一座剛體平台、一顆伺服閥及一台數位控制器組成，並於 2014 年在國立交通大學土木工程系結構實驗室重新安裝。為提升振動台既有性能，以 dSPACE 控制系統做為外迴路控制器安裝之介面。兩座振動台衝程分別為 ± 75 mm 及 ± 250 mm，檯面大小分別為 2.5 m $\times$ 1.2 m 及 1 m $\times$ 1 m，伺服閥流量分別為 120 gpm 及 15 gpm，載重上限則為 1 公噸及 500 公斤，使用 MOOG portable test controller 作為內迴路 PID 控制器，經線上 (online) 調適可得最適當之增益值。dSPACE DS1103 包含訊號 I/O 卡、控制核心，以及實時介面 (Real-Time Interface)。使用者可於 Matlab/Simulink 進行外迴路控制器之設計，以方塊圖模式呈現，程式編譯完成轉為 C 語言後下載至 DS1103 執行。人機介面 ControlDesk 提供多樣化之圖形介面，供使用者監控實驗狀態並存取實驗資料。

實驗量測儀器包含東京測振生產之加速規 (AS-2000)，其測量範圍為 ± 2000 gal，0.5V 之電壓訊號對應加速度為 100 gal，以及安裝在油壓致動器之位移感測器 (LVDT)，分別量取檯面位移及加速度。

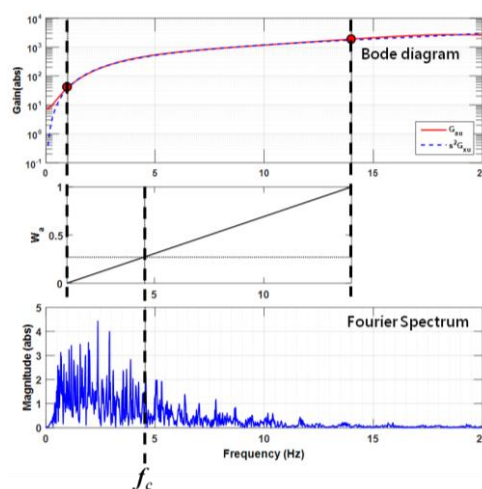
三、控制器介紹

本研究使用轉移函數作為識別振動台動態反應特性之數學模型，輸入白雜訊 (white noise) 激發系統，架設適當量測儀器集錄系統反應，即可換算出振動台整體性能之轉移函數，此轉移函數包含振動台命令與位移反應、加速度反應間之關係，並記為 G_{xu} 和 G_{au} 。根據系統動態特性，設計前饋控制器與回饋控制器與系統組成閉迴路控制，整體塊狀圖如圖一所示。前饋控制器目的在於利用零點及極點之特性提升控制頻寬內整體開迴路系統之表現，亦即該控制器對目標歷時之頻率內涵進行整型，使得整體系統反應能較好地重現目標歷時。權重分配則搭配兩種前饋控制器，

分別記為 W_x 及 W_a ，且兩者相加必須為 1，依據目標歷時內涵選擇權重，方法如圖二所示。為了提升系統穩定性並有效降低擾動及量測噪音對系統之影響，使用迴路整形法來設計回饋控制器，記為 K ，根據迴路整形法設計的強韌控制器，能有效地讓性能及強韌性獲得平衡。其流程主要有三，首先必須獲得系統開迴路轉移函數，即圖一中前饋控制器搭配權重分配提升振動台頻寬，接著利用 H_∞ 方法來求取控制器的強韌穩定性，獲得最大穩定區間 (maximum stability margin)。最後根據系統之變異性，使用 gap metric 指標來進行評估，其值應落在最大穩定區間內才能確保系統的穩定性，設計結果即為回饋控制器，能同時兼顧性能及強韌穩定性。



圖一 振動台加速度控制塊狀圖

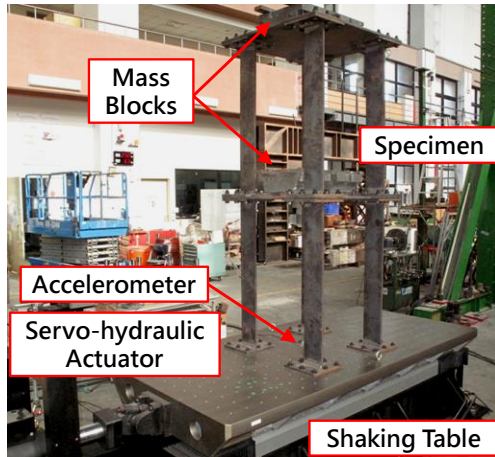


圖二 權重選擇方法之示意圖

四、單自由度振動台

為觀察結構-控制互制現象，設計兩層樓鋼結構試體錨定於剛體平台上，對含試體之地震模擬振動台進行系統識別，探討結構-控制互制現象在該地震模擬振動台

之影響程度。本研究設計之雙自由度結構如圖三所示，由 2 個樓板及 8 組柱元件組成，每個柱元件與上下共 2 個轉接板焊在一起，轉接板以螺栓與樓板及剛體平台接合。總重約 4.22kN，弱軸第一模態及第二模態分別為 3.42 及 8.95Hz。為提升振動台加速度追蹤性能，使用 dSPACE MicroLabBox 搭配 MATLAB/Simulink 來安裝外迴路控制器。試體安裝如圖三所示。



圖三 兩層鋼結構安裝於單自由度振動台

本研究使用兩組天然地震，包括 1940 年 El Centro 地震以及 1995 年 Kobe 地震，以評估五種控制器提升振動台加速度性能的能力。五種控制器分別為內迴路 PI 控制器，安裝位移前饋控制器、安裝加速度前饋控制器，使用權重分配法之前饋控制器、以及使用權重分配法之前饋控制器搭配回饋控制器。控制器對系統變異性的強韌性則透過安裝試體前後來進行比較，其結果如表一所示。分別以時間域及頻率域均方根誤差來評估五種控制器的效果，可以發現內迴路 PI 控制器在拆除試體的控制效果較佳，這是因為 PI 控制器是針對空載實驗條件進行調適，而回饋控制器相較於權重分配則能再稍微提升追蹤效果。

五、多振動台系統驗證

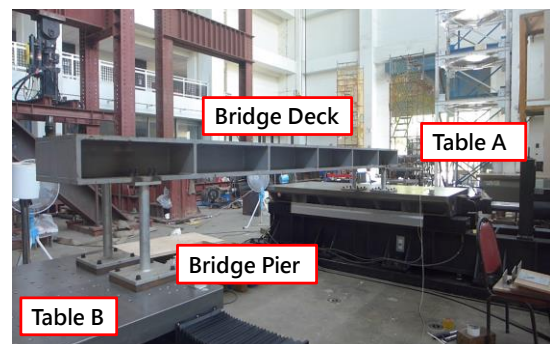
多振動台系統須至少考慮以下三個要素：(1) 精確度，(2) 同步性及(3) 結構互制。首先多振動台各自重現加速度歷時的能力為基本條件，在頻寬內頻率響應盡量接近 1 但不要求相位落後。在多振動台系

統中，同步性是需要考量的因素，因為各振動台特性有所不同，所產生的時間差也有所不同。最後，多振動台間會透過試體產生互制。本研究將來自其他振動台的互制視為擾動來處理，考慮以上要素及安全性，設計前饋控制器來提升多振動台系統的性能。

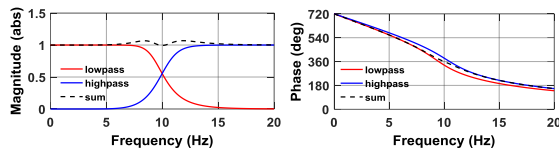
表一 單自由度振動台實驗結果

Earthquake (m/s ²)	Controller	Specimen on		Specimen off	
		RMS _T (%)	RMS _F (%)	RMS _T (%)	RMS _F (%)
El Centro (1.0)	PI	35.47	28.25	33.45	26.11
	DispSC + PI	28.33	16.02	30.96	17.74
	AccelSC + PI	30.92	16.88	31.15	18.03
	WeightedSC + PI	27.96	16.01	29.52	17.66
	WeightedSC + FB + PI	28.12	16.47	28.15	16.55
Kobe (1.0)	PI	37.95	30.54	35.57	28.12
	DispSC + PI	23.99	15.96	26.30	18.14
	AccelSC + PI	24.90	16.69	27.73	18.96
	WeightedSC + PI	24.28	15.95	26.89	18.85
	WeightedSC + FB + PI	24.82	16.31	25.15	16.77

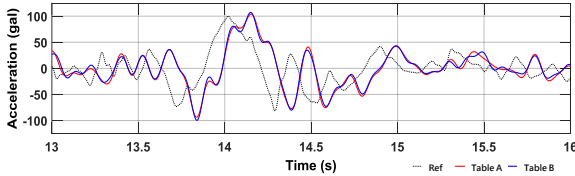
為了探討多振動台在試體跨接狀態下之互制，考慮振動台孔位並設計適當試體，設計及實際安裝結果如圖四所示。多振動台系統實際上為一雙輸入-雙輸出系統，輸入為兩支油壓致動器之命令，輸出為檯面位移或加速度，因此 G_{xu} 和 G_{au} 為一個大小為 2 之轉移函數矩陣，根據此矩陣設計前饋控制器。為了提升同步性，分別使用低通和高通濾波器對位移及加速度命令進行處理，其頻率域響應如圖五所示。兩者相加後在頻寬內的增益相當接近 1。本研究使用 El Centro 地震以評估多振動台系統的性能，結果如圖六所示，可以發現雖然兩者與目標歷時均有時間差，但兩振動台間之時間差則不明顯，同時也發現由於荷載及容量的差別，較小者容易受到大者影響，未來可針對回饋控制器及多振動台間之互制作為研究目標。



圖四 多振動台系統實驗配置



圖五 低通及高通濾波器之頻率域響應



圖六 多振動台實驗結果

5. Stoten, D. P. and Gomez E. G. (2001) "Adaptive Control of Shaking Tables using the Minimal Control Synthesis Algorithm," Philosophical Transactions of The Royal Society of London. Series A, 1697-1723.

六、結論與展望

本研究目標為跨接多振動台並提升各振動台重現地震歷時能力，建置可同時重現不同地震歷時之實時實驗環境。實驗方法以既有之兩座地震模擬振動台進行實驗，將油壓伺服致動器、剛性測試平台、油壓動力泵、數位控制器視為整個系統進行識別，並根據量測資訊進行位移及加速度前饋控制器之設計。根據實驗結果，前饋控制器在提升振動台性能及兩振動台間之同步性有顯著的效果，未來可針對回饋控制器部分做進一步探討。

參考文獻

1. Dyke, S. J., Spencer, B. F., Quast, P. and Sain, M.K. (1995) "Role of Control-structure Interaction in Protective System Design," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 121(2), 322-338.
2. McFarlane, D. and Keith, G. (1992) "A Loop Shaping Design Procedure using H_∞ Synthesis," IEEE Transactions on Automatic Control, 37(6), 759-769.
3. Nakata, N. (2010) "Acceleration Trajectory Tracking Control for Earthquake Simulators," Engineering Structures, 32(8), 2229-2236.
4. Phillips, B. M., Wierschem, N. E. and Spencer, B. F. (2014) "Model-based Multi-metric Control of Uniaxial Shake Tables," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(5), 681-699.

受震池槽結構液體動態載重研究之回顧

劉季宇¹

摘要

自來水系統包含許多池槽結構，例如淨水場內的各種水池，以及散布各處的配水池。石化工業以及液體油料、各種液態物質的輸貯設施，更是大量使用圓柱形鋼槽之儲槽結構。這些在國、內外重大地震事件中，經常發生損害。本研究首先回顧池槽結構受震下的液體動態載重的理論研究，包含 Housner 以及 Veletsos 等人的理論解；其次，剖析各國池槽結構耐震設計規範，對於液體動態載重規定的理論基礎，所考慮之規範包括美國混凝土協會 ACI 350.3-06、美國石油協會 API 650、日本水道協會「水道施設耐震工法指針・解說」、歐洲 Eurocode 8、紐西蘭規範等。

關鍵詞：池槽結構、液體動態載重

一、引言

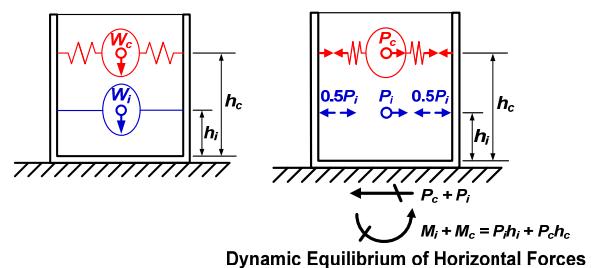
自來水系統包含許多池槽結構，例如淨水場內的各種水池，以及散布各處的配水池，這些在國、內外重大地震事件中經常發生損害，如日本阪神地震(1995/1/17，上ヶ原淨水場、会下山配水池)、集集地震(1999/9/21，豐原淨水場各種水池、腦館配水池)、紐西蘭序列地震(2010/9/4，Mw6.2，Huntsbury 一號配水池、McCormacks 二號配水池)等。石化工業以及液體油料、各種液態物質的輸貯設施，更是大量使用圓柱形鋼槽之儲槽結構，亦同樣常在地震中發生損害，如發生於加州之歷年地震(Cooper et al., 1997)，日本十勝沖地震(2003/9/26，苫小牧煉油廠)，以及土耳其伊茲密特地震(1999/8/17，Tupras 煉油廠)。

在地震力作用下，池槽結構受到液體動態載重，常為結構損壞之肇因。因此，實有必要細究液體動態載重分析之理論基礎，各種耐震設計規範對於液體動態載重的考量方式，進而在耐震分析實務中，可以掌握關鍵因素，是為本研究之主旨。

二、Housner 模型與理論解

具有剛性外壁與底板的池槽結構，液

體動態效應的代表性研究，始於 Housner (1963)的簡化彈簧-質量動力系統模型。在該模型中，假設液體的動力作用，可拆解為衝擊模態(impulsive mode)與對流模態(convective mode)兩部分，前者源於剛性固接於池壁的水體，後者源於受震盪而作晃動的水體，透過等效彈簧連接於兩側的池壁。如圖一所示，液體總重分配至代表衝擊、對流模態之液體等效重量 W_i 及 W_c ，並分別引致衝擊、對流模態力 P_i 及 P_c ，作用於前、後兩個池壁，力量各半。



圖一 Housner 池槽結構液體載重模型(ACI, 2006)

三、Veletsos 模型與理論解

Veletsos 針對圓柱形槽狀結構，提出基於勢流理論(potential flow theory)的級數型式的理論解，並進行液槽系統動力行為的

¹ 國家地震工程研究中心研究員

參數分析。其研究成果，發表於 ASCE (1984) 以及 Veletsos and Shivakumar (1997)。

考慮基底固定剛性圓柱形槽狀結構，內直徑為 D ，內半徑為 R ，液體高度為 H ，液體總質量為 m ，槽內任意位置 (r, z, θ) 以無因次的高度 $\eta = z/H$ 、徑距 $\xi = r/R$ 、圓周角 θ 表示。此時，考慮地震動加速度 $\ddot{x}_g(t)$ 下，將流場拆解為包含衝擊模態(下標 i)與級數型式的對流模態(下標 c ，由級數 n 所構成)的勢流組合，配合圓形槽底、圓柱槽壁、自由液面的適當邊界條件，可以求得理論解。

茲以槽壁壓力為例，其時間域解表為：

$$p(\eta, \theta, t) = p_i(\eta, \theta, t) + p_c(\eta, \theta, t)$$

$$= c_i(\eta) \rho R \ddot{x}_g(t) \cos \theta + \sum_{n=1}^{\infty} [c_{cn}(\eta) A_{cn}(t)] \rho R \cos \theta$$

在 Veletsos 的理論解中，不同模態所佔之液體質量，以及對流模態之頻率，可分別表為：

$$\begin{cases} m_i = m - \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \\ m_{cn} = \frac{2}{\lambda_n (\lambda_n^2 - 1) \frac{H}{R}} \tanh\left(\frac{\lambda_n H}{R}\right) \cdot m \\ f_{cn} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\lambda_n \frac{g}{R} \tanh\left(\frac{\lambda_n H}{R}\right)} \end{cases}$$

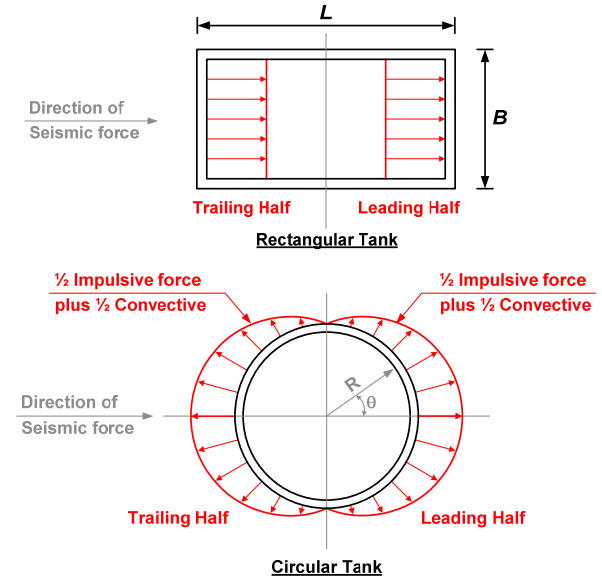
其中， λ_n 為第一類、第一階 Bessel 函數(J_1)的一次導數(J_1')的第 n 個根， $\lambda_1 = 1.841$ 、 $\lambda_2 = 5.311$ 、 $\lambda_3 = 8.536 \dots$ 。

Veletsos 針對可撓圓柱形槽狀結構，以及考慮結構與土壤之間的互制效應，進行許多參數分析的研究，成果主要應用於貯存液體的直立式薄壁鋼製儲槽，故歐洲 Eurocode 8 規範(CEN, 2006)、紐西蘭規範(NZSEE, 2009)均予引用。

四、液體動態載重之分布

池槽結構的一般耐震分析，係採用靜力分析的方法，考慮液體的載重時，液體總重 W_L 可分配至代表衝擊、對流模態之液體等效重量 W_i 及 W_c ，並分別引致衝擊、對

流模態力 P_i 及 P_c ，作用於前、後兩個池壁，力量各半，平面分布如圖二所示。池壁因此而區分為前行部(leading half)及尾隨部(trailing half)，前行部池壁受到朝向地震力方向之推擠力，而尾隨部池壁則受到朝向地震力方向之拉曳力。



圖二 池槽結構液體動態載重之平面分布 (ACI, 2006)

模態力 P_i 、 P_c 實際為水壓分布，作用於池壁與池底，隨高度或位置而變化，池槽結構底部亦因此產生與之抗衡的基底剪力與彎矩。若將彎矩表為模態力的集中力與作用高度之乘積，並事先訂出集中力大小及作用高度之表示式，即可大幅簡化彎矩之計算，或是決定模態力實際對應的水壓豎向分布。進行池壁分析或設計時，模態力引致之壁底撓曲彎矩，不須考慮池底水壓分布(excluding base pressure，簡稱 EBP)；反之，進行池槽結構之傾倒彎矩分析或基礎設計時，則須納入池底水壓分布(including base pressure，簡稱 IBP)之貢獻。因此，對於彎矩的考量，模態力 P_i 及 P_c 視同於集中力，其作用高度 h_i 及 h_c ，會因 EBP 或 IBP 而有所不同。

五、不同耐震設計規範之比較

針對池槽結構的耐震設計，各國規範中以美國混凝土協會 ACI 350.3-06 規範

(ACI, 2006)、美國石油協會 API 650 規範 (API, 2007)、日本水道協會「水道施設耐震工法指針・解説」(日本水道協會, 2009)、歐洲 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 4: Silos, Tanks and Pipelines (CEN, 2006)、紐西蘭 NZSEE Seismic Design of Storage Tanks: 2009 (NZSEE, 2009)等, 發展相對較為完備所採用的動態水壓的模式, 整理如表一所列。

表一 不同規範之液體動態載重假設

	矩形池槽結構	圓形池槽結構
美國 ACI 350.3-06 (ACI, 2006)	Housner 模型	Housner 模型 (Veletsos 模型)
API 650 (API, 2007)	Housner 模型	Housner 模型
日本水道協會 (2009)	Mod-Westergaard 式 Housner 近似式	Bessel 函數式 Housner 近似式
紐西蘭 (NZSEE, 2009)	Priestley 等人建議 (1986)	Veletsos 模型
歐洲 Eurocode 8 (CEN, 2006)	同紐西蘭 (NZSEE, 2009)	同紐西蘭 (NZSEE, 2009)

相較於 Housner 的簡化彈簧-質量動力系統模型(Housner, 1963), Veletsos 的模型與理論解(ASCE, 1984; Veletsos et al., 1997)在發展上更為細緻, 在具可撓性圓柱形槽狀結構的分析或設計上, 亦有其必要性, 然而必須涉及不同類型、不同階數的 Bessel 函數的計算, 殊為不便。反之, 諸如鋼筋混凝土池槽結構, 池壁具有相當的厚度(剛度), 則 Housner 的模型與理論解不失精確, 計算也極簡易, 為方便而可靠的選擇。因此, 美國 ACI 350.3-06 採用 Housner 的模型與理論解。惟考慮圓形池槽結構時, 改採 Veletsos 模型以計算對流模態的重(質量比與週期(取第一模態), 以求精確。

API 650 (API, 2007)適用於地面、直立、圓柱形之鋼製液體儲槽, 液體動態載重採 Housner 模型。規範不要求進行結構有限元素分析, 而是按規範條文及檢核公式, 逐一檢核貯槽的基底抗滑、槽壁最大箍向張力與縱向壓力、錨定、傾倒穩定性、頂板高於液面距離(freeboard)等。

日本水道協會(2009)對於矩形池槽結構, 採 Modified Westergaard 式, 或是 Housner 近似式。前者表為:

$$p(z) = \beta \left(\frac{B}{H} \right) \cdot \frac{7}{8} \rho \sqrt{z \cdot H} \cdot \ddot{u}_g$$

係就 Westergaard 所提水壩受震之水壓模式, 乘上無因次的修正係數 β (長度 B 、高度 H 的比值的函數), 以反映二維有限水體的尺寸效應。Westergaard 模式, 則係假設水庫之壩體為剛性垂直壁, 一側為水平無限延伸之水體, 質量密度為 ρ , 在受震(簡諧地震動, 加速度振幅 $\ddot{u}_g$)時, 壩體在水表以下深度 z 處所受的動態水壓作用之解析結果(Westergaard, 1931)。

至於 Housner 近似式, 這裡是指衝擊模態引致的池壁在水表以下深度 z 處的動態水壓, 表為:

$$p(z) = \sqrt{3} \rho H \cdot \left[\frac{z}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(\sqrt{3} \frac{B}{2H} \right) \cdot \ddot{u}_g$$

日本水道協會(2009)對於圓形池槽結構, 採 Bessel 函數式, 或是 Housner 近似式。前者將池壁在池底以上 z 處的動態水壓表示為:

$$p(z) = \rho R \cdot \sum_{i=0}^{\infty} \left[\frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot I^{(i)} \left(\frac{R}{H} \right) \cdot \cos \left(\lambda_i \frac{z}{H} \right) \right] \cdot \cos \phi \cdot \ddot{u}_g$$

其中 R 為圓形池槽結構之內半徑、 ϕ 為圓周角, 此外

$$\lambda_i = \frac{2i+1}{2} \pi$$

$$I^{(i)} \left(\frac{R}{H} \right) = \frac{2}{\left(\frac{R}{H} \right)} \cdot \frac{I_1 \left(\lambda_i \frac{R}{H} \right)}{\lambda_i \cdot I_0 \left(\lambda_i \frac{R}{H} \right) - \frac{H}{R} \cdot I_1 \left(\lambda_i \frac{R}{H} \right)}$$

其中 I_0 、 I_1 分別為第零階、第一階的第一類修正 Bessel 函數。

至於 Housner 近似式, 這裡亦指衝擊模態引致的池壁在水表以下深度 z 處的動態水壓, 表為:

$$p(z) = \sqrt{3} \rho H \cdot \left[\frac{z}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{H} \right) \cos \phi \cdot \ddot{u}_g$$

歐洲 Eurocode 8 (CEN, 2006)，針對圓形池槽結構的分析，採用 Veletsos 模型與理論解，並將槽狀結構細分為剛性以及具可撓性等兩種，分別規定動態水壓載重，紐西蘭規範(NZSEE, 2009)亦同。

歐洲 Eurocode 8 針對矩形池槽結構的分析，乃根據 1986 年 Priestley 等人對紐西蘭相關規範所作之建議(Priestley et al., 1986)，主要考慮剛性池槽結構，將池壁動態水壓歸諸於衝擊模態以及第一、第二對流模態之和，其極值與豎向分布型式，均為矩形池的高長比的函數。給定一高長比時，計算池壁水壓需按 Priestley 等人所給的有限曲線，以內插方式得到各模態在不同池壁高度的水壓值。為求簡化，不同模態所佔液體質量與作用力高度，建議同於圓形池槽結構(Veletsos 模型與理論解)，其誤差低於 15%。

五、結語

本研究回顧 Housner 與 Veletsos 等人對於池槽結構受震下的液體動態載重的理論研究，並剖析美國、日本、歐洲、紐西蘭等之池槽結構耐震設計規範，對於液體動態載重規定的理論基礎。限於篇幅，各項內容不作細表。關於 Housner 彈簧-質量動力系統模型的完整理論推導，應用於自來水池狀結構耐震分析的液體動態載重分布設定方式、耐震設計規範條文及解說(草案)，以及矩形與圓形水池結構分析案例等，相關細節可參閱台灣自來水公司研究報告(2017)。

六、誌謝

感謝台灣自來水公司委託專業服務案「自來水池狀結構耐震設計規範」提供經費，本研究部分成果得以順利完成，在此深致謝忱。

參考文獻

1. American Concrete Institute (ACI), 2006, ACI 350.3-06 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary.
2. American Petroleum Institute (API), 2007, "API 650 Welded Steel Tanks for Oil Storage," 11-th Ed.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE), 1984, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Section 7.
4. Comite European de Normalisation (CEN), 2006, "Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 4: Silos, Tanks and Pipelines".
5. Cooper, T. W., 1997, A Study of the Performance of Petroleum Storage Tanks During Earthquakes, 1933-1995, NIST GCR 97-720, Gaithersburg, MD.
6. Housner, G. W., 1963, "Dynamic Pressure on Fluid Containers," TID-7024, Chapter 6 and Appendix F, U.S. Atomic Energy Commission.
7. New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE), 2009, "Seismic Design of Storage Tanks: 2009".
8. Priestley, M. J. N., et al., 1986, Seismic Design of Storage Tanks – Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering.
9. Veletsos, S. A. et al., 1997, "Dynamic Response of Tanks Containing Liquids or Solids," in Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures, Earthquake Engineering Series, Vol. 3.
10. Westergaard, H. M., 1931, "Water Pressure on Dams during Earthquakes," Trans. ASCE, Vol. 9833, Proc. Nov.
11. 日本水道協會，2009，「水道施設耐震工法指針・解説」。
12. 台灣自來水公司，2017，「自來水池狀結構耐震設計規範委託專業服務案」成果報告書暨規範條文及解說(即出)。

地理資訊系統核心運算技術之研發

楊承道¹ 林祺皓² 葉錦勳³

摘要

因應近年網際網路與行動裝置大數據的收集運用、各種災害即時監測站的建置與政府開放資料的政策，本研究擬整合更多新的大量數據與監測資料，讓地震災害損失逐步進入大數據分析世代。為克服舊軟體框架的限制，擬定研發新一代適用 TELES 的地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)核心運算技術。本研究中將這個地理資訊運算核心模組，命名為 Ginny (Geographic Information & Novel Notion Yolk, Ginny)。

關鍵詞：地理資訊系統、應用程式介面

一、前言

因應近年網際網路與行動裝置大數據的收集運用、各種災害即時監測站的建置與政府開放資料的政策，本研究擬整合更多新的大量數據與監測資料，讓地震災害損失逐步進入大數據分析世代。為克服舊軟體框架的限制，擬定研發新一代適用 TELES (Yeh, 2006) 的地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)核心運算技術。本研究中將這個地理資訊運算核心模組，命名為 Ginny (Geographic Information & Novel Notion Yolk, Ginny)。地理資訊系統核心運算技術的研發計畫預定執行三年，104 年度重點工作為進行需求分析、架構設計與初步實作。透過分析多年累積的專家建議、程式開發者經驗與一般使用者需求，訂定發展目標，並依此目標擬定 Ginny 的架構設計。本年度(105)重點工作為採用物件導向技術，配合開源碼(Open Source)資源與 104 年度之成果實作 Ginny 原型程式。並嘗試發展能在多核心電腦 (Multi-core processor) 上利用多執行緒 (multi-threading) 進行平行運算的演算法。下年度(106)，將對本應用程式庫的可靠性與正確性進行測試，預定投入大量

基礎資料對前兩年度之開發成果進行測試。

Ginny 的研發採用物件導向的技術(Object-Oriented Technology, OOT)進行，相較以往傳統的程序導向設計方法，物件導向技術更能夠闡明軟體模組之間如何透過訊息的傳遞，運用封裝、繼承、多態等機制來協作構造一個軟體系統。以下本採用物件導向技術，說明 Ginny 的需求分析、技術回顧、架構設計。

二、需求分析

透過對多年累積的專家建議、程式開發者經驗與一般使用者需求的分析，訂定 Ginny 訂定兩個主要的發展目標：(A)基本功能：應具備基本的空間屬性、幾何物件管理模組與座標系統的統一性，三項基礎功能。(B)特色需求：考慮對既有的 TELES 軟體系統的相容性與未來的擴充性，研發過程採用物件化的應用程式介面、簡明化的檔案交換格式、及可平行處理的運算策略。首先基本功能方面，Ginny 應該具備現今主流 GIS 的主要元件功能，這可概分為三項：(1)空間查詢：可透過結構化的查詢語法(SQL)，對單一資料表或多個資料表之間的資料屬性與幾何物件(例

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兼組長

如點、線、面)，進行條件(condition)、群組(Group)、與排序(order)等的查詢。空間查詢應不僅考慮到屬性的關聯，也應該能夠對幾何物件的關聯進行運算。(2)幾何物件管理：包含對所有幾何物件的新增、編輯、與運算功能。幾何物件的運算功能應包含，切割、組合、與環域的運算等。(3)座標系統的統一性：在台灣最常用到的座標系統大地基準有 TWD67、TWD97 和 WGS84 三種，容易造成混淆。尤其是年代稍早的地理資料檔案，常只有幾何物件的座標，而沒有說明所使用的座標系統。Ginny 的開發考慮到舊資料的座標系統差異可能造成的問題。其次特色需求方面，新軟體的研發應考慮到對既有程式的相容性、一般使用者的使用習慣與未來的發展需求，具體訂定以下的重點原則：(1)以檔案為資料的傳遞與交換基礎 (2)物件化的介面 (3) 運算效能。

三、技術回顧

Ginny 的研發以 SpatiaLite 為核心基礎，如圖 1 所示，SpatiaLite 是以多個開源碼軟體為基礎衍生開發出來的一種簡易、具空間運算功能的空間資料庫(Spatial database，以下簡稱 GeoDB)。因為它已具備三個 Ginny 所需需求的功能，所以本研究以它作為基礎，研發自有的功能項目。這三個已有的功能分別是：(1)單一資料庫檔案，與其他功能相似的 GeoDB 比較，它不是以客戶端-伺服器形式運作，而是直接讀取單一的資料檔案，這個特色有利於簡化軟體成品的安裝流程；(2)記憶體資料庫，可透過純記憶體資料庫(In-Memory Database)的方式運作，有利於發展平行與分散式演算法；(3)具備 Virtual Shapefile table 模組，可以將 Shapefile 模擬成一個虛擬的資料表，在佔用極少電腦資源的情況下，即可進行多個 Shapefile 之間的關聯式空間查詢(relational spatial query)。開源碼與商業軟體相較，商業軟體通常整合性較佳也較不會有版本相容性問題，而開源碼則相對較有彈性較能適應開發者的特殊需

求。開發者開發過程中得小心處理版本差異與各個相依軟體間可能存在的相容性問題。請參圖 1，SpatiaLite 主要由 SQLite、GEOS、與 PROJ.4 這三套件為主要核心功能並配合其他四個輔助套件組成。

GEOS 是一個全名為 Geometry Engine，這個軟體的目標是支援開放源碼地理資訊系統(以下簡稱，OpenGIS)的幾何運算與查詢功能。GEOS 實作了定義於 Open Simple Features for SQL 的功能，支援 GIS 常用的幾何物件。經過長久的發展已成為各種 OpenGIS 軟體的基礎，例如 QGIS、SpatiaLite、MapWinGIS 等，這些套裝軟體都是建立在 GEOS 的基礎上。另外，需要特別強調的是這個軟體提供了 C 與 C++ 程式語言庫介面，這提供與既有軟體 TELES 間非常好的相容性。

PROJ.4 是一個利用 C 語言實作的函式庫。GIS 的座標資料為了適應各區域的差異與歷史沿革，所使用投影作標系統種類非常多，而 PROJ.4 即是專門用來適應各種座標系統的投影製圖。PROJ.4 在 OpenGIS 中的重要性幾乎與 GEOS 相當，目前較主流的 OpenGIS 軟體也都會引用到這個函式庫。

SQLite 為 SpatiaLite 所有資料庫核心功能的基礎，而 SpatiaLite 是一個將 SQLite 加上空間資料管理功能後的衍生軟體。SQLite 是一個應用廣泛而且小巧的資料庫管理系統，可以找到的資源非常豐富。

SpatiaLite 其他四個輔助套件分別為：(1) Libxml 為 xml 解析器(parser)；(2)FREEEXL 可用來讀取 Microsoft Excel (.xls)試算表。(3)ZLIB 提供資料壓縮功能；(4) Iconv 用來解決字元轉碼問題的工具，包含一個應用程式與函式庫。由於電子計算機發展的歷史因素，使得各種語言的字元編碼形式種類繁多，例如：中文的編碼方式就至少包含 GB2312 與 BIG5，而國際碼(Unicode)的編碼方式也至少包含 UTF-8 與 UTF-16。這個轉碼工具有其必要

性，因為 SQLite 主要只支援 UTF-8 與 UTF-16，而台灣地區的中文資料普遍使用 BIG5 儲存。

三、架構設計

Ginny 的開發主要以 SpatiaLite (Furieri, 2008) 為基礎，如圖 2。首先是利用其 Virtual Shapefile Table 的功能，將 Shapefile 整合成 SpatiaLite 的虛擬表格，整合後的虛擬表格可使得 Shapefile 具備原來沒有的空間查詢以及幾何物件的管理功能。而類似的功能 Virtual dbasefile 也可以作用在 dbase file 上，使得沒有帶幾何屬性的資料表也可以配合其他的資料表做關聯查詢。大致上來說 SpatiaLite 所控制的資料表形式，對 Ginny 的功能較重要的有 GIS 表格、屬性表格、view、virtual shapefile、virtual dbasefile 等五種。而 Ginny 內部為了方便管理這五種資料表形式，設計以單一的抽象類別 CELL DATA 來代表一個資料表所有的屬性與所有內含的空間資料，並將共用的操作介面定義為 CELL DATA 的成員函數。

CELL DATA 類別的生成與管理是透過一個專屬的工具類別 GEODB 來完成，如圖 3。GEODB 主要的功能被設定為管理一個(單一)的 SpatiaLite 資料庫檔案。若要管理多個 SpatiaLite 資料庫檔案，則可以生成多個 GEODB 實體完成。由於 SpatiaLite 具備獨特的記憶體形式，所以 GEODB 也可以代表一個純記憶體形式的 SpatiaLite 資料庫。CELL DATA 的衍生類別共有五個為：唯讀的 GIS 表格、可讀寫的 GIS 表格、唯讀的表格、可讀寫的表格、與暫存的查詢結果。這五個衍生類別主要的功能是控制 shapefile 與 SpatiaLite 資料檔的讀寫與資料結構的維持。每一個 CELL DATA 管理的資料分成屬性與資料，分別由 Tab_property 類別管理屬性與 Tab_data 類別管理資料。Tab_data 類別管理包含：欄位型別、欄位長度、欄位名稱、幾何物件的所有空間點位資料與完整的資料矩陣。一個完整的 Tab_data 可以輸出成

一個 shapefile 檔案或者由 shapefile 檔案生成。Tab_property 類別則管理 CELL DATA 的名稱(又稱為 name 或者 alias)、是否可讀寫、對應 SpatiaLite 內實際表格形式與 shapefile 路徑名稱。

CELL DATA 類別與地圖類別 MAP CANVAS 的關聯如圖 4。地圖由多個向量圖層類別 LAYER 套疊合成。而每一個 LAYER 類別實際上對應到一個 CELL DATA 的空間資料表。而圖層的視覺化展示形式，例如線條、點的颜色、主題圖的形式等是由 STYLE 類別控制。比較特別的是 Ginny 的設計可以讓不同的圖層共用同一種 STYLE，用同樣的形式來展現不同來源的資料。

五、結論與展望

本年度重點工作為採用物件導向技術，配合開源碼(Open Source)資源與上年度之成果實作原型程式。目前程式處於剛完成的雛型階段。預定下年度(106)，對現有的原型程式的可靠性與正確性進行測試，並作適當微調以達到可實用之目標。

參考文獻

1. Yeh, C. H., Loh, C. H., & Tsai, K. C. (2006). Overview of Taiwan earthquake loss estimation system. *Natural Hazards*, 37(1-2), pp. 23-37.
2. Furieri, A (2008). A spatial extension to SQLite, <https://en.wikipedia.org/wiki/SpatiaLite>

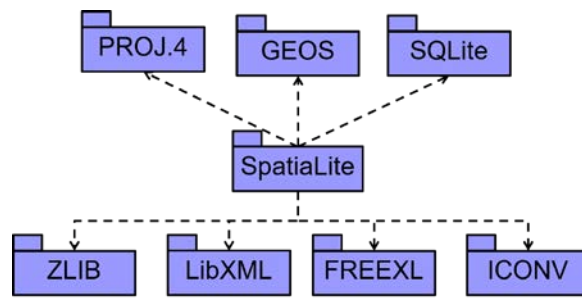


圖 1 SpatiaLite 與主要相依套件關係圖

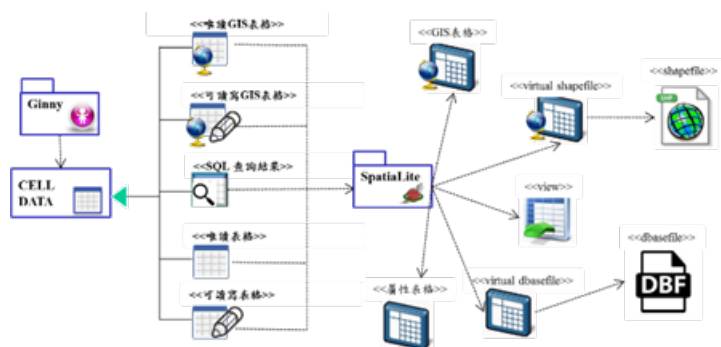


圖 2 Ginny 與 SpatiaLite 關聯示意圖

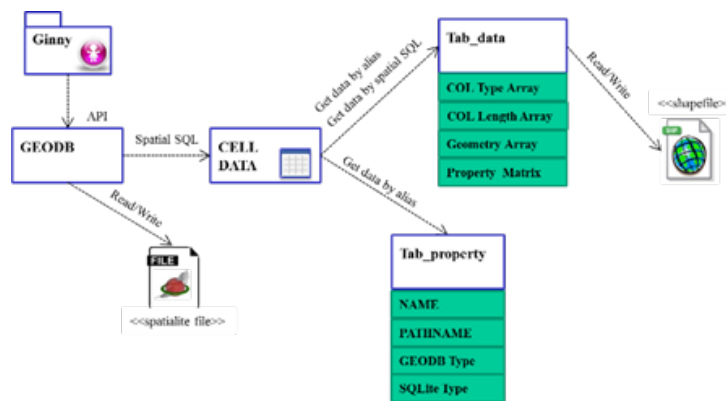


圖 3 Ginny 資料結構類別(class)示意圖

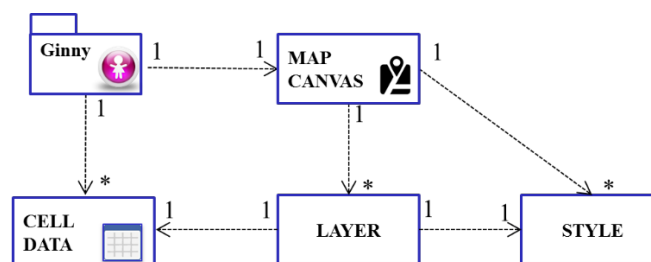


圖 4 Ginny 資料與地圖類別關聯示意圖

公共給水系統地震災害衝擊模擬技術研究

葉錦勳¹ 劉季宇² 洪祥瑗³ 黃李暉⁴

摘要

公共給水系統為重要維生系統之一環，強震過後之第一時間，若能得到自來水系統損壞與損失的推估結果，提供自來水主管機關與事業單位，藉以掌握取水與淨水設施、送水幹管、輸/配水管網損害可能與震後缺水率、停水戶數等資料，必有助於正確、快速地評估災情，並採取適切有效的應變作為。本計畫目標為提升公共給水系統在地震防災與應變的效能，以既有的震災境況模擬技術(含地震災害潛勢分析、重要設施與送/配水管線震損評估等)為基礎，探討強震後各供水系統(或營運廠所)可能的缺水率和停水戶數等災害衝擊模擬技術。

關鍵詞：自來水、缺水率、震災境況模擬

一、前言

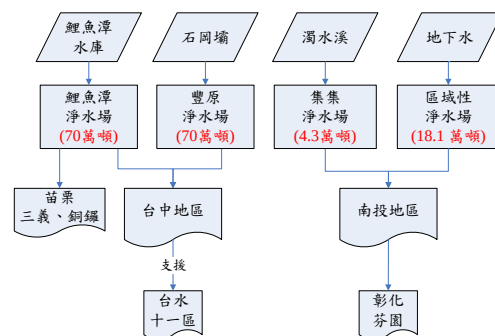
地震發生具極大的不確定性，公共給水系統的管線與設施數量龐大、分布廣泛且耐震性能差異極大。一旦致災性地震發生，造成部分取水和淨水設施、送水幹管、輸/配水管網等損害，導致部分地區的用戶無水可用。本研究延續自來水系統既有之震災境況模擬技術研發成果，發展自來水系統受震害衝擊之損害暨損失推估程序，研擬震後缺水率、停水戶數等推估模式，並以示範區以進行重要想定地震事件之情境模擬分析，進而擬訂防災應變與風險管理對策。除收集個別供水系統的地震災害潛勢、水源特性、自來水設施耐震參數、輸配水管網分布及耐震屬性資料外，也彙整以往致災性地震的各項調查資料或紀錄。以落實應用於自來水系統震災風險管理工作之強化，協助各級政府與事業單位作好地震減災應變之施政作為。

二、台水四區現況與震害經驗

近數十年來，台灣地區發生且導致最嚴重災情當屬民國 88 年的九二一地震；當時自來水系統受創最嚴重地區屬台灣自來

水公司第四區管理處(台水四區)管轄。因此，本計畫以台水四區為主要研究區域，收集探討台水四區之水源、淨水場、送/配水管網與供水調配等的特性；並整理九二一地震當時重要設施(如引水渠道、淨水場、配水池、加壓站和水管橋)和送/配水管線的災損統計資料；瞭解震後台水四區因應停電、淨水設施和送水幹管等損害所造成的營運衝擊，以及當時緊急供水調度的作法和完全恢復供水所需的時間等。

台水四區供水範圍包含台中市與南投縣，以及彰化縣芬園鄉和苗栗縣卓蘭鎮，同時亦支援彰化縣部分用水。目前台水四區有 25 個供水系統，15 個營運所與給水廠，水資源調配示意如圖一所示。



資料來源：經濟部水利署中區水資源局

圖一 台水四區水資源調配系統示意圖

¹ 國家地震工程研究中心研究員暨震災模擬組組長

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

部淨水場至供水評估單元，其中第 j 條送水幹管的送水量佔全部送水量的比率為 λ_j 。震後第 j 條送水幹管的送水率(定義為震後仍能維持的送水量與原始送水量的比值)為 Ω_j ，則供水評估單元(在進入輸/配水管網前)於震後可獲得的每日配水量為

$$D = \sum_{k=1}^N \left[\bar{D}_k \cdot O_k \cdot \sum_{j=1}^{M_k} (\lambda_j \cdot \Omega_j) \right] \quad (3)$$

考慮震後供水評估單元內部網損害程度，用戶實際可獲得水量(D')為

$$D' = \theta \cdot (1-L) \cdot \sum_{k=1}^N \left[\bar{D}_k \cdot O_k \cdot \sum_{j=1}^{M_k} (\lambda_j \cdot \Omega_j) \right] \quad (4)$$

其中，令 500 mm 以上之輸水幹管在震後與震前之供水能力的比值為 θ ，假設 θ 為輸水幹管災損數的函數；450 mm 以下之配水管網的震後流失率 L 則定義為經由配水管網流失之水量與進入配水管網之配水量的比值。換言之， $D' = \theta \cdot (1-L) \cdot D$ ，表示將供水評估單元所獲得的配水量(即式(3)推估值)扣除輸水幹管和配水管網流失的水量才是用戶實際可獲得水量。據式(1)進一步計算該供水評估單元於震後的缺水率。

理論上，震後淨水場出水率 O_k 、送水幹管送水率 Ω_j 、供水評估單元內部之輸水幹管供水率 θ 和配水管網震後流失率 L 等值均隨時間而變化；如能推估震後不同時間點的 O_k 、 Ω_j 、 θ 和 L ，即可推估該時間點的缺水率。 O_k 、 Ω_j 和 θ 趨近於 1 且 L 趨近於 0 所需時間，代表該供水評估單元完全恢復供水所需時間。如單純比較前述四項因素的個別修復所需時間，也可約略概估該供水評估單元完全恢復供水時間。

五、震後停水戶數與缺水率關係式

震後會因實施分區輪流供水、限水或停水等措施，與政府宣導節約用水的必要性，每戶日均用水量($\bar{d}$)可望減少。各供水評估單元震後缺水率乃指用戶實際可得水量減少的比率。如每戶日均用水量降低，意謂相同水量可供給更多的用戶，因此震

後採行適當的措施可減少停水戶數。將供水評估單元之停水戶數與其總戶數的比率稱為斷水率(S')，有別於震後缺水率(S)。停水戶數(V)和斷水率(S')可分別表為

$$V = H - H' = H \cdot \left(1 - \frac{1-S}{Y} \right) \quad (5)$$

$$S' = \frac{V}{H} = 1 - \frac{1-S}{Y} \quad (6)$$

其中， H 和 H' 分別為供水評估單元內的總戶數和震後可獲得用水的戶數； Y 為震後與平時之每戶日均用水量的比率。 Y 為震後缺水率的函數，當震後缺水率越大時，每戶日均用水量可望下降。

六、地震災害衝擊情境模擬

綜合考量台水四區附近已知活動斷層分布和活動特性，選定大甲-彰化斷層和屯子腳斷層作為影響台水四區最嚴重的活動斷層，並根據個別活動斷層的調查資料，設定最大可能地震事件的震源參數如表一所示，台水四區管理處之模擬結果於表二。

表一 最大可能地震事件的震源參數

活動斷層	斷層種類	規模 (M_L)	深度 (km)	傾角 (度)	長度 (km)	寬度 (km)
屯子腳	平移	7.0	8	60	13.7	17.9
大甲彰化	逆	7.3	5	30	69.3	30.0

表二 台水四區最大可能地震模擬結果

活動斷層	配水管災損		幹管災損		修復時間 (隊-時)	修復成本 佰萬
	100-200	250-450	500-750	800 以上		
大甲彰化	5,400	345	21	22	85,386	419
屯子腳	2,240	140	8	14	36,290	178

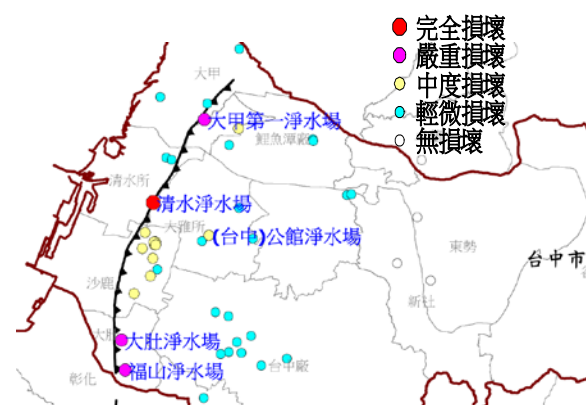
大甲-彰化斷層地震可能引致清水淨水場完全損害，修復時間約需 10 個月，總計各區處受損淨水場的修復費用約 12 億 7 千萬元。屯子腳斷層地震引致淨水場損害較輕微，修復時間約兩個月，總計各區處受損淨水場的修復費用約 3 億 1 千萬元。台水四區管理處之輸/配水管線災損模擬

結果比較如表二，以修復時間(隊-時)和修復成本而言，大甲-彰化斷層地震引致的管線災損約為屯子腳斷層地震引致管線災損規模的 2.34 倍。大甲-彰化斷層地震後缺水率和停水戶數推估結果如表三所示。

表三 大甲-彰化斷層地震後推估結果

供水評估單元	戶數	每日配水量	震後缺水率	缺水量	斷水率	停水戶數
台中廠	509,757	946,232	0.97	770,903	0.96	487,328
沙鹿	54,191	100,591	0.96	80,777	0.94	50,831
大雅所	45,574	84,596	0.93	66,153	0.90	41,199
清水所	43,408	80,575	0.92	61,967	0.88	38,329
烏日所	24,106	44,746	0.90	33,937	0.87	20,876
南投	37,721	64,000	0.83	100,583	0.77	29,045
大肚	11,051	9,300	0.81	7,486	0.74	8,211
大甲	22,667	22,200	0.79	19,272	0.73	16,502
豐原廠	107,958	200,397	0.77	124,374	0.70	75,139
草屯	43,307	59,440	0.73	43,099	0.65	28,106
鯉魚潭	22,416	41,610	0.73	83,782	0.66	14,750
霧峰	15,942	17,300	0.70	14,025	0.62	9,852

「淨水場和送水幹管送水率」反應外部淨水場震後出水率，以及將清水送至供水評估單元之送水幹管的送水率；「輸水幹管輸水率」和「震後流失率」分別反應內部輸水幹管和配水管網的供水能力；綜合前述三個欄位的值即可推估震後缺水率，也可探討各供水評估單元於震後缺水的原因。大甲-彰化斷層地震淨水場震損評估結果如圖三。



圖三 大甲-彰化斷層地震淨水場震損評估

整合自來水系統各項基本資料和耐震屬性資料、設施與管線震損評估模式與參數值，以及本研究研擬之震後缺水率和停水戶數推估模式，更新自來水系統地震損失評估軟體 Twater。透過系統性和自動化的震災境況模擬技術，可方便推估不同地震事件下的可能後果。因此，當模擬歷史地震事件時，可驗證各項災害潛勢與震損評估模式的合理性；當應用於模擬未來可能發生之地震事件時，則可探討目前自來水系統潛在的弱點，或是可能發生的災害規模與分布等。

七、結語

本計畫以既有震災境況模擬技術(含地震災害潛勢分析、重要設施與送/配水管線震損評估等)為基礎，整合自來水各項基本圖資和耐震屬性資料、個別淨水場與供水評估單元之出/配水量關係，彙整九二一地震時，取水和淨水設施、配水池、加壓站、水管橋和送/配水管線等的災損資料。研擬並修訂相關設施與管線震損評估模式所需的參數值，管線震後初始災損率推估缺水率的經驗式，由供水評估單元內之震後缺水率和缺水量的推估結果再進一步轉化為該供水評估單元內之斷水率、停水戶數和影響人數等。藉此了解強震對自來水設施與管線災損數量、對社會所造成的衝擊，和引致的經濟損失等後果的嚴重性和分布，可提升公共給水系統之震前防災整備和震後應變對策。

參考文獻

1. 川上英二，1996，「道路交通システムの形状と連結確率との関係」，第1回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.169-172。
2. 台灣自來水公司，2000a，「九二一集集大震自來水搶修(復舊)紀實」。
3. 台灣自來水公司，2000b，「台灣省自來水事業統計年報」，第二十二期。
4. 陳耀楠、王炳鑫，2003，「九二一集集大地震之供水設施損壞分析研究」，中華民國自來水協會，台北。
5. 經濟部水利署，2016，「公共給水系統地震災害衝擊模擬技術之研究」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1050316，台北。

醫院緊急供電設備物之耐震易損性研究

林祺皓¹ 劉小勤² 楊承道³

摘要

有鑑於責任急救醫院係為大規模地震災害後之緊急醫療服務的重要設施，本研究利用九二一震害醫院為研究基礎，探討緊急供電設備物之耐震易損性。易損性用以描述設備物遭遇地震衝擊時之損害機率。設備物的損害機率與其安裝設置條件有關，故本研究考量設備物在不同耐震缺失下之損害差異。利用專家評估之耐震缺失分數，與結合場址的地震危害度曲線，以訂定不同耐震缺失之易損性參數。此外，以九二一地震時之震度，結合震害醫院位置和設備物所在樓層，綜合研析設備物耐震易損性參數之合理性。

關鍵詞：緊急供電、地震危害度曲線、耐震易損性

一、前言

美國 1971 年 San Fernando 地震、1994 年北嶺地震，以及日本阪神地震的醫院建築勘災報告中，都有地震導致災區醫院嚴重受創而無法參與救災的記錄。台灣處於環太平洋地震帶，近年來震度六級以上地震紀錄中，如：1999 年集集地震、2006 年台東、恆春地震、2010 年高雄甲仙地震等，均發生醫院無法發揮醫療機能的情形。從這些經驗中得知，當災難型地震造成大量傷患湧進鄰近的醫療院所時，如何確保在黃金 24 小時內將傷患送至仍具有緊急救護功能的醫療院所，是決定災民是否存活的關鍵因素。

事實上，在 921 集集地震後，國人已開始重視醫院設備物的耐震分析研究。於 2000 年，姚昭智在調查南投縣四間醫院建築的功能性設施中，即指出掉落物（包括磚牆、輕鋼架天花板及吊掛石材）、淹水、缺電及醫療儀器受損，會嚴重影響災後醫療功能。（姚昭智，2000）。同年，莊佳璋等人針對醫院建築功能性設施提出耐震評估方式。認為必須先調查空調、緊急供電、供水、熱源供給、通訊系統中各設備間連

結的關係，並繪製成邏輯樹圖。再利用美國 EQE 公司的統計方式作為單項設備物評估量化的依據，最終可藉由邏輯樹圖推算出整體系統的耐震分數（莊佳璋，2000）。

此耐震評估方式一出，衛生署會同各界相關研究人員旋即投入相當多的人力與資源，依照上述評估步驟，針對地區級以上的急救責任醫院進行評估。這些關於醫院非結構、功能性設施的研究計畫，至今已完成十八家醫院，累計有數十筆機電系統邏輯樹圖與近千筆重要機電系統設備物的耐震性能評估（莊佳璋，2001、2002；郭耕杖，2001；許藝瀚，2007）。而後，柴駿甫等人於建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案之醫院子計畫中，收集國內外醫院結構與非結構物耐震評估方式，匯整相關耐震設計與補強工法，並提出更完善的醫院建築物、非結構物耐震性能提升策略等（柴俊甫，2011）。

繼集集地震受災醫院耐震性能研究陸續完成之後，為延續前人努力研究的成果，並避免當災難型地震來臨時，傷患無法及時送達適當醫療院所的情形發生。本研究欲利用前人評估之耐震缺失分數，結合場

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專案助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

址的地震危害度曲線，重新推導醫院的非結構物與功能性設施於不同耐震缺失下之易損性參數。並期望後續得以將研究結果與國內醫院設備物之邏輯樹概念整合後，融入台灣地震損失評估系統(Taiwan Earthquake Loss Estimation System)中，以利未來的防救災業務與管理上可得以有效評估地震潛在的風險程度與可能導致的醫院災損情形。

二、研究對象

醫院為地震救災活動中扮演重要的角色，不僅要保護原有病人的安危，對於震後大量湧入的新病患，其醫療救災功能也必需保持正常運作功能。然而，一般地震發生之後，醫院建築的結構體可能只受到輕微損傷，但卻因為院內非結構物的嚴重損壞，使得醫院的緊急醫療功能無法如預期發會效用。

以 921 集集地震為例，位於當時南投災區之九間主要醫院，僅其中兩間因建築結構體破壞而無法繼續提供醫療服務。可見多數醫院建築在遭受大地震時，仍可達到我國內政部營建署制定的建築物耐震設計規範的設計標準。但即便如此，多數結構體未受嚴重破壞的醫院，卻因為非結構物的損壞，被迫遷移至戶外進行簡單的診療工作，使得剩餘七間醫院中只剩兩間仍勉強維持於院內進行醫療照護。由此可知，不同於只重視建築結構物本身耐震能力的一般建築空間設計概念，在考量醫療院所的耐震設計時，非結構物的耐震性能也必須納入考量因素之一。

依據莊佳璋、姚昭智針對九二一震災醫院調查(2001)，發現維持醫院機能的供電、空調、給水、熱水、通訊等系統中之設備物及維生管線容易在地震中受損，甚至影響醫院使用機能。因此，本文研究對象即以醫院可自給的重要機電系統為主，針對緊急供電系統耐震易損性進行研究，探討設備物的損害機率與其安裝設置條件間的關聯性。

三、設備物易損性研究

為研究非結構物的耐震易損性，MCEER(1999)廣泛調查收集、細緻整理了發生在美國本土和國外的地震中非結構物的損壞記錄，並求得了各項重要設備物的易損性曲線參數，以繪製橫坐標為 PGA 的易損性曲線。透過該易損性曲線，可求得設備物在各 PGA 值的地震震動下的破壞機率。基於所獲得的各項設備物的易損性曲線，MCEER 進而建立了一套設備物耐震評估系統，即以機率統計的資料，給予設備物一個耐震分數，分數越高代表地震後維持正常工作的可靠度越高（莊佳璋，2001）。

具體而言，單一設備物的耐震分數的計算如公式 1-6 所示，BS 為設備物的耐震基本分數(Basic Score)，是在設備物正常安裝條件下，由易損性分析而得；PMF 是為考量各項設備物安裝條件缺失而納入的修正分數項(Performance Modification Factor)，其數值建立在專家評估的基礎上。RS 為修正後的設備物耐震分數 (Resultant Score)，即為基本分數與某項缺失產生的修正分數的差值。

$$RS = BS - PMF \quad (1)$$

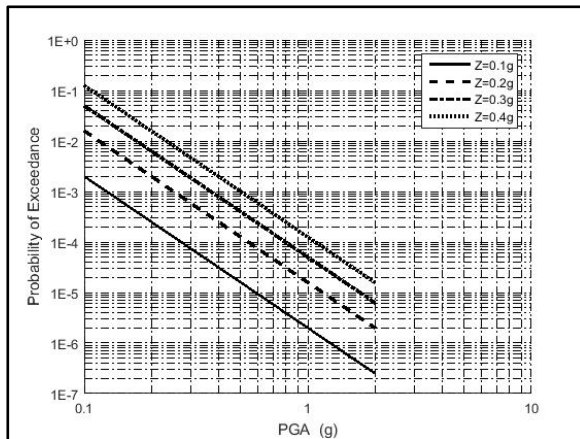
$$BS = -\log(P_{fa}) \quad (2)$$

$$P_{fa} = \int_0^{\infty} \frac{-\partial H}{\partial PGA} \cdot P_f \cdot dPGA \quad (3)$$

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(PGA/x_m)}{\beta}\right) \quad (4)$$

$$\frac{\partial H}{\partial PGA} = a \cdot 10^b \cdot PGA^{(a-1)} \quad (5)$$

$$\log_{10} H = a \log_{10} PGA + b \quad (6)$$



圖一用於基本分數推導的地震危害度曲線

其中， H 為地震危害度的年超越機率， a 和 b 為函數參數。圖一中四條直線為平行直線，代表具有相同的斜率，即相同的 a 值。對應于圖一中的各直線，計算出不同震區的 a 和 b 值（表 1）。設備物的地震反應不僅與場址震度相關，同時與設備物位於建築物內的樓層相關。考量樓層對地震作用的放大效應，MCEER 採用加速度樓高放大係數來考量這一放大效應。具體計算方式為將建築物的地上樓高分為 3 段，底部 1/3 樓高內的加速度放大係數取為 1，頂部 1/3 樓高內為 2，中間 1/3 樓高內為 1.5。

本研究假定 $RS = -\log(P_{fa})$ ， P_{fa} 、 P_f 、 H 的計算公式均同前所述，反推 RS 下，各耐震缺失對應的設備物易損性參數（ x'_m 和 β' ），其中 β' 均假設為 0.5。藉由逆推導獲得各項耐震缺失下的設備易損性曲線，我們能求得在某地震動強度下，設備物由於某缺失原因而損害的機率。對於損害機率大的缺失可作為耐震補強措施之依據。

四、緊急供電設備物易損性研究

921 集集地震後，莊佳璋負責的研究小組受行政院的委託，對地震災害較嚴重的南投地區的四家急救責任醫院救護設備的防震措施進行了評估（2001）。本研究依據評估報告中的醫院緊急供電設備物的資料，由逆推導法求得設備物的耐震易損性。

此四家醫院分別編號為甲醫院、乙醫院、丙醫院、丁醫院。四家醫院的緊急供

電系統中，需考量的重要設備物有分電盤（Control Panel）、發電機（Generator）、蓄電池（Battery Rack）、柴油桶（Tank）、冷卻水塔（Cooling Tower），這些設備物於 MCEER 評分表中對映的編號分別是 EL-04、EL-08、EL-06、TK-01、MN-04。

表一-五中列出了 MCEER 依據場址、設備物所在樓層而訂立的各設備物在不同耐震缺失下的修正項，表中 x'_m 和 β' 列為根據耐震評分，且依照本研究之逆推導法，求得的設備物易損性中值與標準差。

表一 分電盤耐震評分暨易損性參數

分電盤			x'_m	β'
安裝良好			2.3	0.4
耐震缺失	PMF1	無固定支座	0.58	0.5
	PMF2	支座固定不佳	0.67	0.5
	PMF3	力傳遞不佳	0.58	0.5
	PMF4	易受大力撞擊	1.22	0.5
	PMF5	剛性連接	0.58	0.5
	PMF6	地震動引起設備物間或同結構物間相互作用	0.46	0.5

表二 發電機耐震評分暨易損性參數

發電機			x'_m	β'
安裝良好			2.0	0.4
耐震缺失	PMF1	無固定支座	0.78	0.5
	PMF2	支座固定不佳	0.91	0.5
	PMF3	存在避振隱患	0.91	0.5
	PMF4	剛性連接考量	0.58	0.5
	PMF5	啟動器與發電機間存在移位	0.58	0.5
	PMF6	地震動引起設備物間或同結構物間相互作用	0.91	0.5

表三 蓄電池耐震評分暨易損性參數

蓄電池			x'_m	β'
安裝良好			2.5	0.4
耐震缺失	PMF1	無固定支座	0.67	0.5
	PMF2	支座固定不佳	0.78	0.5
	PMF3	無電池間隔物	0.67	0.5
	PMF4	無縱向橫撐	0.78	0.5
	PMF5	電池無束制	0.58	0.5
	PMF6	地震動引起設備物間或同結構物間相互作用	0.58	0.5

表四 柴油桶耐震評分暨易損性參數

柴油桶			x'_m	β'
安裝良好			1.6	0.4
耐震缺失	PMF1	無固定支座或支座固定不佳	0.56	0.5
	PMF2	底部剎車裝置未固定	0.89	0.5
	PMF3	剛性連接考量	0.71	0.5
	PMF4	底部支撐腳尺寸不足	0.71	0.5

表五 冷卻水塔耐震評分暨易損性參數

冷卻水塔			x'_m	β'
安裝良好			NA	NA
耐震缺失	PMF1	無固定支座或支座固定不佳	0.46	0.5
	PMF2	底部剎車裝置未固定	0.91	0.5
	PMF3	剛性連接考量	0.46	0.5

五、結論

本文提出的耐震分數逆推導法考量了設備物的場址震度，以及設備物所在樓層的加速度放大效應，以損害機率的形式呈現非結構設備物在各種缺失情況下的耐震性能和可靠度。該逆推法而得之損害機率

可以作為耐震評分系統的補充。

參考文獻

1. 姚昭智，「功能性設施之損壞」，九二一集集大地震建築物災害調查分析，財團法人成大建築文教基金會，台南 (2000)。
2. 姚昭智、莊佳璋、郭耕杖，「醫院功能性設施損壞分析及改善措施研究」，地震災害境況模擬研討會，國家地震工程研究中心，台北市 (2001)。
3. 柴駿甫，「醫院耐震評估補強準則之研擬(I, II, III)」，科技部專題研究計畫 (2011~2014)。
4. 莊佳璋等，「台南地區急救責任醫院救護設備之防震措施評估」，衛生署 DOH89-TD-1223，(2000)。
5. 莊佳璋等，「台南地區急救責任醫院救護設備之防震措施評估」，衛生署 DOH90-TD-1069，(2001)。
6. 莊佳璋等，「南部地區醫院防震級救災能力評估」，衛生署 DOH91-TD-1133，(2002)。
7. 許藝瀚，「醫院機電系統耐震性能評估研究」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南 (2007)。
8. 郭耕杖，「醫院建築功能性設施耐震評估」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南 (2001)。
9. 葉錦勳，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心，台北市 (2002)。
10. Multidisciplinary Center For Earthquake Engineering Research (MCEER), "Seismic Reliability Assessment of Critical Facilities: A Handbook, Supporting Documentation, and Model Code Provisions", Technical Report MCEER-99-0008 (1999).

臺灣老舊校舍耐震能力提升計畫

蔣佳懋¹ 沈文成² 鍾立來³

摘要

臺灣校舍耐震評估與補強相關計畫執行迄今已有九年的時間，截至 106 年 1 月 26 日資料顯示，公立高中職以下學校初步評估與詳細評估作業大致已完成，亦指耐震能力不足校舍皆已明朗，未來應依序其耐震能力由低至高，並考量各棟校舍使用頻率之多寡逐一進行補強或拆除，以保障師生生命財產安全。依據臺灣校舍耐震補強資料庫目前尚餘 2,000 棟校舍尚未完成補強施工或拆除作業，因此，教育部國民及學前教育署向行政院爭取三年 180 億元經費用以改善全體校舍耐震能力，以期於 109 年起，全體師生擁有一個安全健康的教學環境。

關鍵詞：教育部、校舍、耐震評估與補強、校舍耐震資訊網

一、前言

因臺灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界處，屬地震頻繁之區域。據統計臺灣每隔 15 至 20 年級會發生一次災難型地震，造成國民傷亡與經濟損失。學校係培育下一代重要場所，提供一健康安全的環境是教育部一項重要的課題，又加上校舍往往於災害發生後，擔負起收容、安置，庇護災民的重要角色，如遭逢倒塌將嚴重影響整體國家之社會發展。

教育部自 98 年起爭取中央預算，全面推動老舊校舍耐震能力提升計畫，針對公立高中職以下各級學校之老舊校舍，逐一進行耐震體檢，若確認該棟校舍為耐震能力不安全者，則進行耐震補強或拆除整建，逐步確保全臺校舍之耐震能力。本計畫目的在於強化老舊校舍耐震能力，於下一次大地震來臨前做好準備，保障師生生命財產安全免受地震災害之威脅。

二、臺灣校舍耐震補強計畫之策略

臺灣公立高中職以下學校數量龐大，當全面執行耐震評估或補強時，應有一經

濟有效之執行策略，逐一縮小問題之規模，避免因量體龐大、耗時費日，使計畫難以推動，損害原先設定計畫目標之美意。

臺灣校舍耐震補強計畫之策略分為現地普查、初步評估、詳細評估、補強設計及補強工程，共計五個階段（如圖 1）。現地普查係清查全臺公立高中職以下校舍之量體，將其興建年代、面積、校舍使用狀態與結構型式等資訊儲存於資料庫內，進而確認需進入初步評估作業之列管量體，凡民國 88 年以前（含）興建之一般類（師生直接使用）校舍都須執行初步評估，當校舍經初步評估求得耐震指標 I_s 值小於 80 分，則須進行詳細評估作業，詳細評估結果 CDR 值大於 1 則表示該棟校舍符合現行耐震法規，反之則表示耐震能力不足，須進一步執行耐震補強或拆除作業，以確保其耐震能力。在此流程中，詳細評估與補強設計均須通過審查，以確保分析及設計之合理性與正確性，而補強施工則藉監造來確認施作之品質。

¹國家地震工程研究中心專案技術員

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主任

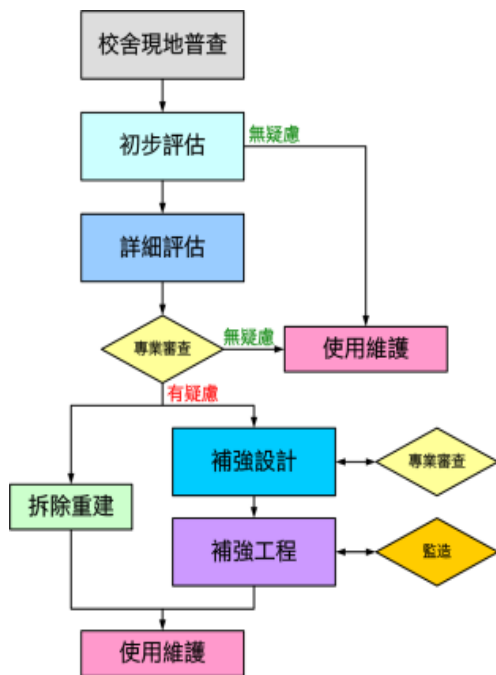


圖 1 臺灣校舍耐震補強計畫之策略

三、執行現況

臺灣校舍耐震評估與補強工作執行至今已有將近九年的時間，解除列管率從 98 年計畫開始至 105 年已來到 88.9%（如圖 2），大多數的校舍都已完成耐震能力提升的工作。

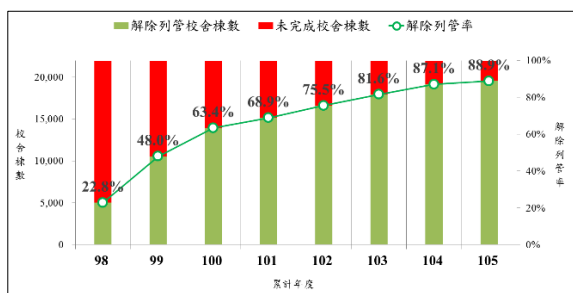


圖 2 98-105 年解除列管率

與 104 年解除列管率 87.1% 相比，105 年度初步評估結果為安全無疑慮校舍新增 15 棟、詳細評估結果判定為安全校舍新增 18 棟、補強設計結果不須補強校舍新增 1 棟、補強工程竣工校舍新增 412 棟、已核定補強工程經費刻正執行中校舍新增 275 棟、核定拆除經費校舍新增 98 棟。

四、各階段作業之執行進度

為加速執行老舊校舍耐震評估與補強作業，教育部擬定校舍耐震評估與補強執行期程規劃，102 年完成初步評估、104 年完成詳細評估、105 年完成高震損風險補強、108 年完成所有耐震能力不足校舍補強，以下逐一檢視目標之執行情況。

(一) 初步評估

依據第十七次季報數據（資料截止至 106 年 1 月 26 日）顯示，全臺計有 13,688 棟校舍需進入初步評估階段，其中已完成之校舍有 13,679 棟，餘 9 棟校舍尚未完成，經查證未完成之校舍，其中有 8 棟校舍為重新辦理初步評估，另 1 棟校舍已拆除重建，待檢送相關佐證文件後即可解除列管，初步評估完成率為 99.9%。

觀察全臺初步評估結果 I_s 值 200 分以下統計圖表（如圖 3），發現大多數介於 50 分至 80 分間，約占整體初評校舍數 38%。

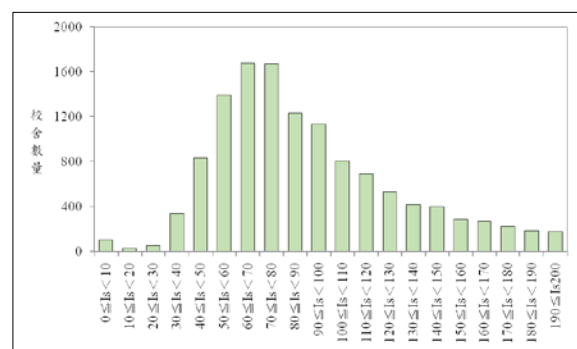


圖 3 初步評估結果 I_s 值分佈圖

(二) 詳細評估

初步評估結果須進入詳細評估階段計有 7,972 棟校舍，目前已完成詳細評估校設計有 7,943 棟校舍，尚有 29 棟未完成。經檢視未完成 29 棟校舍大多已有經費刻正辦理中，待評估完成並上傳成果後即可確認其耐震能力，詳細評估完成率為 99.6%。

全臺詳細評估作業大致已完成，將詳評結果 CDR 值以長條圖方式由小至大展開亦呈常態分佈（如圖 4），且校舍評估結果

多集中於 0.5 至 0.8 間。若觀察耐震能力不足（CDR 小於 1）之校舍，則占總棟數 87%，由此可知初步評估方法具初步篩選耐震能力不足校舍之鑑別度。

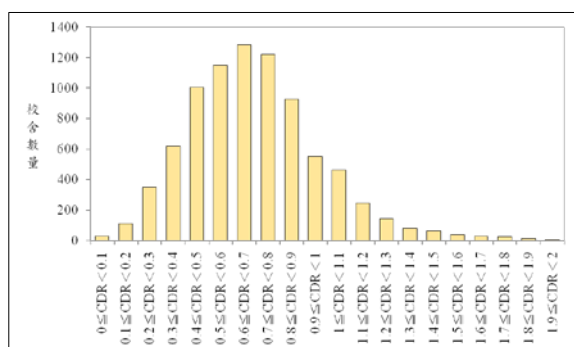


圖 4 詳細評估結果 CDR 值分佈圖

(三) 高震損風險校舍

詳細評估結果 CDR 值小於 0.5 被列為高震損風險校舍，經統計全臺列管高震損風險校舍共有 2,296 棟，其中經補強作業解除列管者計有 1,516 棟、核定拆除經費解除列管計有 381 棟、已核定補強工程經費刻正執行中校舍為 281 棟。另查剩餘未核定經費之 120 棟校舍，因上述相關數據來源為第十七次季報，於數據資料截止後，教育部國教署仍有持續補助相關補強或拆除經費，因此產生時間上的落差。且校方可能面臨師生安置問題，無法於規劃期限內完成，但其目前補強經費都已到位，待完成補強工程後即可解除列管，高震損風險校舍完成率為 94.8%。

五、結論與展望

為於 108 年完成全臺公立高中職以下校舍耐震評估與補強之目標，並使全體師生於耐震安全之校舍內，進行教學之活動，教育部向行政院國家發展委員會爭取新台幣 180 億元預算，分三年（106-108 年）時間執行，用以達成耐震補強、拆除與重建之目標。

依據臺灣耐震資訊網顯示，全臺公立高中職以下校舍尚有 2,000 餘棟未完成耐震補強拆除，未來三年若以每年平均數來

看，每年約有超過 700 棟校舍需執行耐震補強或拆建棟數，數量之龐大，係為未來一項大挑戰。為達成 108 年全面提升老舊校舍耐震能力，應有相關措施得以配合。例如校舍安置計畫之擬訂、發包策略之運用等。

校舍專案辦公室為提供提供相關校園安置計畫範例予各校參閱，持續針對不同安置計畫之類型進行收集，安置計畫之方式可區分為：

1. 校內安置
2. 校外安置
3. 變更教學時段

校內安置多將師生安置於校園餘裕教室空間，例如專科教室、行政辦公室等或將禮堂、活動中心等空間以隔板方式間隔出單位教室進行授課，亦有補強校舍係以樓層之不同，區隔補強空間與教學空間，例如補強構件從一樓至三樓，而四樓的教室於補強期間仍正常使用，唯須妥善區隔工區與教學空間，避免學生誤闖，造成傷害。

而需校外安置之校園，大多發生於偏遠地區之學校，因其補強校舍為校園唯一教學行政空間，當該棟校舍需執行補強工程時，無其他校舍得以安置師生，因此需至校外進行安置，校外安置方式有借用它校餘裕空間、里民活動中心、地方廟宇等。校外安置需注意學生上下學之交通問題、午餐運送問題、並配合安置空間調整授課內容等。

第三類師生安置計畫方式則為變更教學時段，將寒、暑假時段與學期時段進行對調，此類安置計畫可運用於本校無餘裕教室需借用它校教室安置，但鄰近學校於教學時段又無教室可借用時。部分縣市政府教育局處可讓學校調整寒暑假時段，以配合它校之餘裕教室空間時段。安置計畫有許多方式，唯適合自己學校的安置方法就是最好的方式。

另為加速各縣市補強工程發包之執行，避免發包作業延誤執行補強施工之時間，建議各縣市可採聯合發包方式進行，例如經費高校舍涵蓋經費少校舍進行發包，或市區學校涵蓋偏遠地區校舍，或鄰近學校聯合發包等策略，以吸引營建廠投標，提高決標之機率，唯此方式建議應由各縣市政府統籌處理為佳。

臺灣校舍耐震能力提昇計畫自 98 年執行至今，已建立完善作業制度，且教育部與各縣市政府皆已具有豐富之執行經驗，後續三年將堅持朝向最終目標邁進，期望能於 108 年完成全臺公立高中職以下校舍耐震評估補強之目標。預計於 108 年底校舍耐震評估與補強計畫結束後，全臺高中職以下校舍解除列管率可達到 99%（如圖 5）。

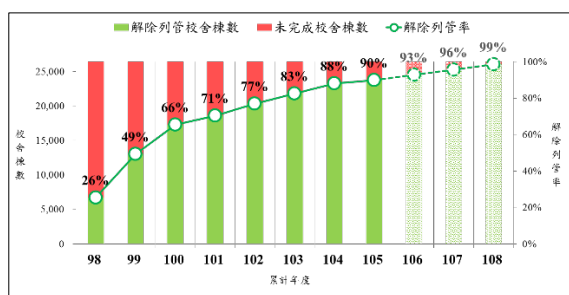


圖 5 108 年底前預估之解除列管率

參考文獻

1. 教育部，公立國中小校舍耐震能力及設施設備改善計畫(106-108 年度)(核定本)，2016 年 9 月。
2. 國家地震工程研究中心，(106-17)全國公立國中小執行現況與展望報告，2017 年 2 月。
3. 國家地震工程研究中心，(106-17)全國公立高中職執行現況與展望報告，2017 年 2 月。
4. 國家地震工程研究中心，校舍耐震評估與補強電子報。

核能設施地震危害度重新評估-地震震源特徵

陳冠宇¹ 陳憶萍¹ 陳宗祺¹ 郭鶯萍¹

張毓文¹ 劉勛仁¹ 張志偉¹ 張嘜汝¹

吳俊霖¹ 張哲瑜¹

鄭錦桐² 丁禕² 李易叡² 邵國士²

黃柏壽³ 林殿順⁴ 葉錦勳¹ 鄭錦桐² Kevin Clahan⁵

摘要

地震震源特徵團隊系協助台灣電力公司(Taiwan Power Company, TPC)因應我國核能管制機關—行政院原子能委員會(Atomic Energy Council, AEC)之要求,針對核能電廠執行地震危害重新評估(Seismic Hazard Reevaluation)的部分,執行程序則依循美國「地震危害分析資深委員會(Senior Seismic Hazard Analysis Committee, SSHAC)」所訂定第3層級(簡稱 SSHAC Level 3)之程序,並參考美國 Diablo Canyon 核能電廠(Diablo Canyon Power Plant, DCP)執行地震危害重新評估。針對 4 個目標廠址(四座核電廠)完成地震震源特徵(Seismic Source Characterization)評估。發展臺灣地震震源特徵模型須包含區域震源模型、活動斷層震源模型及隱沒帶震源模型。

區域震源模型使用三種模型,震源分區 B、震源分區 S 與不分區(Zoneless)模型。活動斷層震源模型 7 條主要斷層(Primary Faults)、47 條次要斷層(Other faults)及 2 條隱沒帶界面(Subduction Zone Interface)斷層。隱沒帶震源模型分成板塊界面型與板塊內部(Subduction Zone Intraslab)型,板塊界面採用斷層震源形式設定,板塊內部採用區域震源方式設定。地震震源特徵團隊需能夠確認每一個地震震源特徵模型的參數設定皆須有學術上或技術上的支持與解釋,並調查出模型中不確定性的中值、體值、範圍值(Center, Body, Range, CBR),進而於邏輯樹中合理的給予不同權重,最終完成地震震源特徵模型,以計算 4 個廠址的危害度曲線。

關鍵詞：SSHAC Level3、地震震源特徵、區域震源、斷層震源、隱沒帶震源

一、前言

2011 年 3 月 11 日,日本東北太平洋近海發生 M_w 9.0 的地震。東京電力公司所屬的福島第一核能電廠,因強烈地震動引致海嘯導致嚴重核子事故,衝擊全球。許多先進國家開始審慎全面重新檢視核能電廠之安全性,並嚴格檢視、修改相關評估、設計及審查管制規範,提出新的管制要求。美國核能管制委員會(Nuclear

Regulatory Commission, NRC)組成近期專案小組(Near-Term Task Force, NTTF)進行調查與檢討,隨後出具研究報告提出 35 項改善建議,並要求營運中核能電廠反應器廠址需依最新的地質調查、地震紀錄與分析理論方法等,重新評估地震對廠址安全之衝擊。若地震危害重新評估的結果高於核能電廠原設計,得依評估結果決定電廠需強化的結構、系統與組件項目(Structures, Systems, and Components,

¹ 國家地震工程研究中心

² 中興工程顧問社

³ 中央研究院 地球科學所

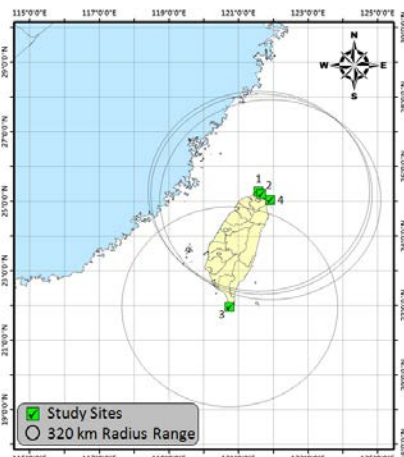
⁴ 國立中央大學 地球科學系

⁵ Lettis Consultants International, Inc. Earth Science Consultants

SSCs)，以確保核電廠對抗地震危害之能力。

二、計畫簡介

本計畫係屬務實性(Pragmatic)任務非研究性(Research)探討，目的係為協助台灣電力公司(Taiwan Power Company, TPC)因應我國核能管制機關－行政院原子能委員會(Atomic Energy Council, AEC)要求針對核能電廠執行地震危害重新評估(Seismic Hazard Reevaluation)，執行程序則依循美國「地震危害分析資深委員會(Senior Seismic Hazard Analysis Committee, SSHAC)」所訂定第3層級(後稱 SSHAC Level 3)之程序，並參考美國 Diablo Canyon 核能電廠(Diablo Canyon Power Plant, DCP)執行地震危害重新評估的程序與考量的技術議題，建立適用於台電公司指定4處目標工址(4座核能電廠，位置如圖一所示)的地震源特徵(Seismic Source Characterization, SSC)模型，包含區域震源模型(Areal source model)、斷層震源模型(Fault source model)及隱沒帶震源模型(Subduction zone source model)。並使分析模型中各參數的中值(center)、基體(body)及範圍(range)分布在技術上具備合理解釋(Technically Defensible Interpretations)，進而於邏輯樹中合理的給予不同權重，最終完成地震震源特徵模型，以計算4個廠址的危害度曲線。

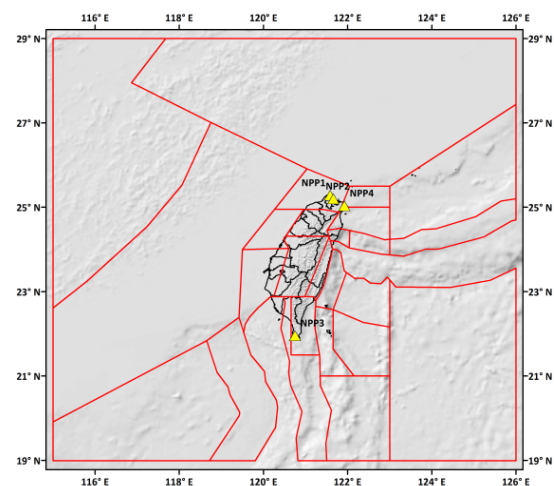


圖一 目標工址位置圖。編號 1-4 為四座核能廠址。黑圈為電廠 320 公里範圍

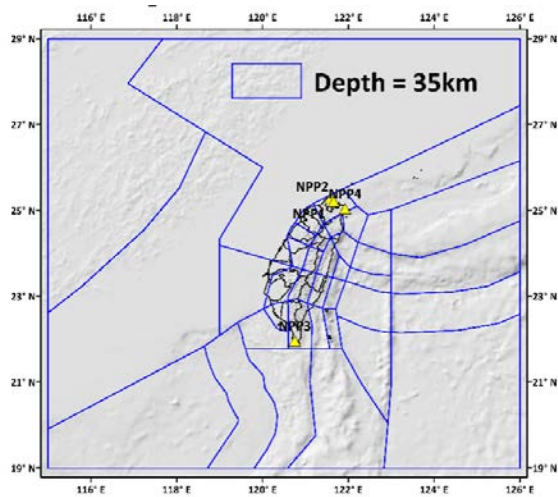
三、區域震源模型

臺灣島屬於造山帶，斷層密佈，地體構造破碎，然，造山累積之能量除了透過斷層活動產生大規模地震的方式釋放外，仍有不少地殼地震(Crustal earthquake)活動(規模 6.5 以下)的方式釋放能量。區域震源劃分的主要目的，在於綜合臺灣地體構造與地質特性等資訊之後，依各區域之差異性與特性，將臺灣島內及鄰近海域分成數個地震活動特性區，稱為區域震源分區(Zoning Scheme)，並假設地震隨機發生於單一震源分區之中，與斷層無關連性。

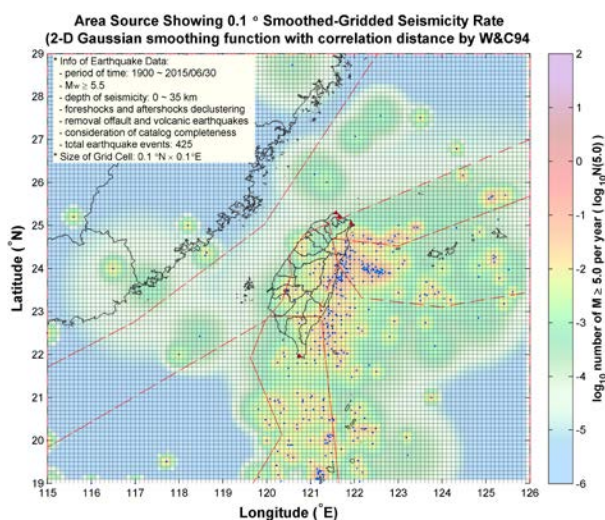
本計畫目前所使用的震源分區有三，一、二為本中心羅俊雄等人的震源分區(Loh et al., 1994)與中興社鄭錦桐等人(Cheng et al., 2002)所建立的震源分區，並整合中國東南沿海之震源分區(高戰武等, 1996)，並依照地體構造與震源分布等資訊，建立區域震源分區「Zoning Scheme B」(圖二)與「Zoning Scheme S」(圖三)。三則採用不分區(Zoneless)模型，用以檢視人工分區的不確定性(圖四)。



圖二 震源分區(Zoning Scheme) B 淺層模型



圖三 震源分區(Zoning Scheme) S 淺層模型



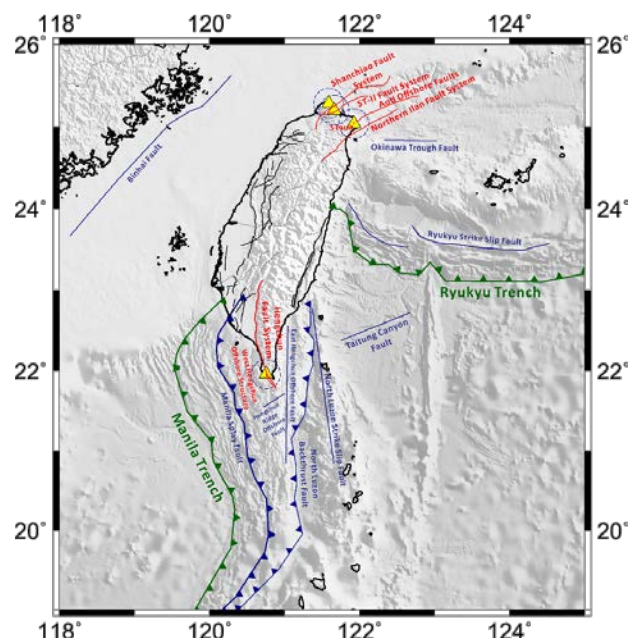
圖四 不分區(Zoneless)模型

四、斷層震源模型

斷層震源模型乃整合不同版本之地質空間資料與活動斷層分佈(如 TEM 2016 版本(Shyu et al., 2016)、中央地質調查所 2012 版本(林啟文等, 2012)、中央大學應用地質所 1999 版本(Lee et al., 1999)等)。透過各規模及各距離區間的危害度貢獻參數拆解圖(deaggregation map)顯示在核電廠 20 公里內的斷層震源為電廠地震危害度的主要來源。因此, 距電廠 20 公里內的活動斷層為電廠危害度之主要斷層震源, 電廠 20 公里外則為次要斷層。

針對四座核電廠為廠址之斷層震源(海域與陸域)共為 7 條主要斷層(Primary

fault)、47 條次要斷層(Other faults)及 2 條隱沒帶界面(Subduction zone Interface)斷層(如圖五)。斷層模型為設定主要斷層之幾何模型(長度、傾角、破裂深度)、滑移速率(Slip rate)。並依據歷史地震事件與地質證據, 討論斷層分段(Segmentation)及可能破裂模式(Rupture model)。透過斷層幾何求得可能的最大破裂面積, 在利用尺度經驗關係式(Scaling relationship)(Wells and Coppersmith, 1994)求得特徵地震規模(Characteristic Magnitude)與最大規模(Maximum Magnitude), 用以算出斷層地震對廠址之危害度。

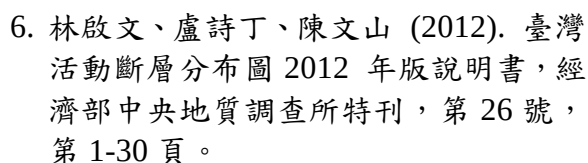


圖五 活動斷層圖。包含一共 7 條主要斷層(紅色)、48 條其他斷層(陸域黑色、海域藍色)及 2 條隱沒帶斷層(綠色)

五、隱沒帶震源模型

隱沒帶震源模型包含臺灣北部琉球隱沒帶(Ryukyu subduction zone)與臺灣南部馬尼拉隱沒帶之隱沒帶(Manila subduction zone)。隱沒帶震源又區分成板塊界面型(Subduction Zone Interface)與板塊內部型(Subduction Zone Intraslab)板塊內部型板塊界面型採斷層震源形式設定, 包含板塊界面的幾何模型, 利用幾何模型與尺度經驗關係式求得地震規模。板塊內部型則採

displacement. Bull. Seismol. Soc. Am.,
84, p. 974-1002.



7. 高戰武、陳國星、周本剛、周慶、雷清清 (2014). 新地震區劃圖地震構造區劃分的原則和方法—以中國東部中強地震活動區為例。震災防禦技術, 第 9 期, 第 1 卷, 第 1-11 頁。

參考文獻

1. Byrne, D. E., Davis, D. M., and Sykes, L. R. (1988). Loci and maximum size of thrust earthquakes and the mechanics of the shallow region of subduction zone. *Tectonics*, 7, p. 833-857.
2. Lee, C. T. (1999). Neotectonics and active faults in Taiwan, *Proceedings of the 1999 Workshop on Disaster Prevention/Management and Green Technology*, Foster City, California, 61-74.
3. Loh, C. H., Yeh, Y. T., Jean, W. Y. and Yeh, Y. H. (1991). Probabilistic seismic risk analysis in the Taiwan area based on PGA and spectral amplitude attenuation formulas. *Engineering Geology*, 30, p. 277-304.
4. Shyu, J. B. H., Chuang, Y.-R., Chen, Y.-L., Lee, Y.-R., Cheng, T. C.-T. (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, 311-323, doi: 10.3319/TAO.2015.11.27.02 (TEM).
5. Wells, D.L. and Coppersmith, K.J. (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface

地震災害潛勢圖資建置

葉錦勳¹ 劉季宇² 黃李暉³

摘要

台灣主要的地震災害潛勢有地震動、斷層破裂引致的地表破壞、土壤液化和山崩等四種。本研究依據耐震設計規範，以回歸期 475 年之設計地震為標準，識別地震動災害潛勢之高低，繪製以耐震設計規範為基礎之地震動災害潛勢圖，以及該地震動下之土壤液化潛能指數(PL 值)圖。另外，依據地調所 2012 年版臺灣活動斷層分布圖和其歷年坡地地質調查成果，建置活動斷層錯動引致地表變位的影響範圍和坡地災害潛勢圖，其中斷層錯動的影響範圍可分成跨越斷層和鄰近斷層兩種。透過與四種地震災害潛勢圖之套疊，可突顯不同工址各種地震災害潛勢之高低，分析各種地震災害潛勢風險。四種全台灣地區的地震災害潛勢圖屬初階精度，可應用於大範圍地區地震風險評估、擬訂都市計畫或進行都市防災規劃時的參考。

關鍵詞：地震災害潛勢圖、土壤液化潛勢圖、曝險分析

一、簡介

地震之發生，肇因於斷層之錯動，若錯動致地表，地表破壞區域內的建物、橋梁、維生管線和結構物等各種設施，易遭受強迫位移，造成嚴重的損壞；向外推展之強烈的地震動，乃多數地震致災之主因，持續而強烈的地震動，亦有可能造成土壤液化現象，或是誘發坡地災害(滑坡)，端視其地質條件與地震動的強度、延時而定。地震災害潛勢圖主要考慮場址所在之地質特性、周遭環境的易致災因子，用以描述地震來臨時，災害發生可能性的相對大小。

台灣地震常見的致災因子有地震動、活動斷層錯動、土壤液化和坡地災害等四種，為突顯台灣地區四種地震災害可能發生的區域和分布情形，本研究分別繪製全台灣地區這四種地震災害的潛勢圖。工程上，欲對小範圍基地內的地質、環境情況進行了解，必需進行多處詳細的地質鑽探

調查，才能有較可靠的數據佐證。四種全台灣尺度地震災害潛勢圖的繪製，需收集全台各地的工程鑽孔、地質、河川流域、坡地環境等各種資料，由於範圍廣大，收集取得的資料，空間上實難分布均勻。因此，本研究產製之四種地震災害潛勢圖，僅適用於全台灣地區或縣市等級大範圍區域的應用，如都市防災規劃、自來水、瓦斯等維生管線地震災害曝險分析、鐵公路暨橋梁的地震風險評估等。不適合代表局部小範圍地區地震災害潛勢的絕對結果。

以下依序說明本研究對於這些災害潛勢的考慮方式、根據的資料來源、圖層繪製的程序與結果。

二、地震動潛勢

常見的地震動參數有最大地表加速度 PGA、最大地表速度 PGV、長短週期的譜加速度等。自來水等地下管線受到地

¹國家地震工程研究中心研究員兼任組長

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

震動引致之地盤強制變形，此影響主要反映於管軸方向的管體應變，其值正比於最大地表速度。因此，不論是連續管線或分段管線的耐震設計(ALA, 2001b；日本水道協會，2009)，或是耐震評估、災損推估(日本水道技術研究中心，2011)時，均直接以最大地表速度值作為地震動之災害潛勢。

評估土壤液化是否可能發生時，須整合工程鑽孔資料，控制地震之地震規模與相應之最大地表加速度，以及地下水位深度等資料，計算工址之土壤液化潛能指數，以為評估之依據。評估土壤液化災害潛勢時，最大地表加速度 PGA 為不可缺少考慮的因素。此外，地上工程結構物方面，如建物、橋梁等最常參考的地震動指標就是最大地表加速度 PGA。

綜合以上之討論，地震動災害潛勢圖，實有必要分別製作最大地表速度 PGV 與最大地表加速度 PGA 兩種指標的地震動災害潛勢圖層，以下為詳細說明。

耐震設計規範研擬之初，須進行地震危害度分析，根據工址周圍約 200 公里內歷史地震之規模、震央、震源深度以及活動斷層之地震潛勢(規模與發生率)，再依短週期及一秒週期水平譜加速度之衰減律，分別繪製譜加速度之危害度曲線。以選定之回歸期或超越機率，即可由危害度曲線求得譜加速度參數。因此，以 50 年 10%超越機率之短週期水平譜加速度，設定為設計地震之震區短週期水平譜加速係數，以 S_s^D 表示，乃為重力加速度 g 之比值；以 50 年 10%超越機率之一秒週期水平譜加速度，設定為設計地震之震區一秒週期水平譜加速係數 S_1^D 。換言之，耐震設計規範水平譜加速度係數的規定，即是分析了地震動潛勢的高低而設定。

因此，本研究直接引用規範的規定，計算並繪製最大地表速度 PGV 與最大地表加速度 PGA 的分布圖，作為地震動的災害潛勢圖，供後續進行地震動災害潛勢、土壤液化潛勢等因子的分析。另外，

耐震設計規範歷經多次修訂，國家地震工程研究中心目前正研擬新版規範的草案，重新規定地震動設計地震力的有關參數，但尚未發布。新版規範的草案對於各地區的水平譜加速度規定略有調整，在近斷層效應的考量上，則納入較多的活動斷層，整體而言更為詳細且完整。因此，本研究直接採用新版規範草案的規定。

關於最大地表速度 PGV 的訂定，AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)係用工址一秒週期水平加速度係數 S_{D1} ，來估算最大地表速度 V_{max} (單位為 cm/s)，其計算式函數為接近直線的曲線，可將計算方式可簡化為：

$$V_{max} = (0.885) \frac{9.81 S_{D1}}{2\pi} \quad (1)$$

至於最大地表加速度 A_{max} 的訂定，當結構為剛體，即其基本振動週期 $T=0$ ，結構之運動與地表同，設計地震之工址水平譜加速度 S_{aD} ，即為設計地震之最大地表加速度。因此，當結構之基本振動週期為零時，其工址水平譜加速度為等效最大地表加速度 (effective peak ground acceleration, EPA)：

$$EPA = \frac{S_{DS}}{2.05} \quad (2)$$

這裡，取 A_{max} 之值為設計地震 EPA 之值，乃重力加速度 g 之比值。

依據新版規範草案，以新版規範草案的設計地震之等效最大地表加速度 $A_{max}^{(D)}$ 及最大地表速度 $V_{max}^{(D)}$ 繪製以村里為單元的地震動災害潛勢圖方式，彙整如下：

- (1) 由村里所屬之行政區，查規範表可得設計地震之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_s^D 及 S_1^D 。
- (2) 根據村里別，由以村里方式劃分之近斷層調整因子分布圖，可得設計地震

反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ 。

- (3) 由第二類地盤(普通地盤)、 $S_S^{(D)} = N_A^{(D)} S_S^D$ 及 $S_I^{(D)} = N_V^{(D)} S_I^D$ ，查規範工址放大係數表，以線性內插方式，得設計地震反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 。
- (4) 考慮近斷層效應和場址效應後，如下兩式， $S_{DS} = F_a^{(D)} S_S^{(D)} = F_a^{(D)} N_A^{(D)} S_S^D$ 及 $S_{D1} = F_v^{(D)} S_I^{(D)} = F_v^{(D)} N_V^{(D)} S_I^D$ ，分別計算設計地震之工址短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_{DS} 及 S_{D1} 。
- (5) 由式(3.4)計算設計地震之工址等效最大地表加速度 $A_{max}^{(D)}$ ，由式(3.3)計算設計地震之工址最大地表速度 $V_{max}^{(D)}$ 。

規範所設定的一般工址的震區係數，乃以鄉鎮市區為劃分區界(臺北盆地則為村里)，而規範所律定之近斷層效應，則是以工址到活動斷層的距離進行劃分。地震動的災害潛勢圖是以村里為基本單元的製作，因此必須以村里的角度，考慮近斷層效應。其中步驟(2)的村里方式劃分之近斷層調整因子分布圖，就是以面積比例的方式計算得到各村里的近斷層調整因子的代表值，如圖 1 所示，各村里可依距離斷層的不同範圍，分割成多個區域，每一區域的面積乘以近斷層調整因子，其總和再除以村里面積，得到該村里近斷層因子的代表值。

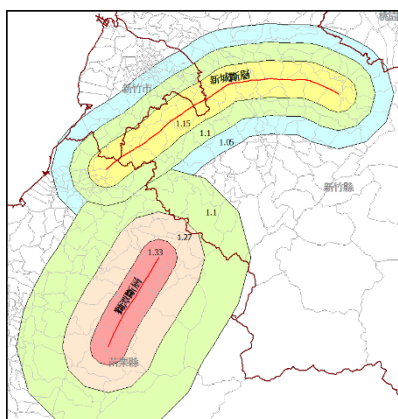


圖 1 新城斷層附近村里與近斷層調整因子之不同劃分範圍

在臺北盆地內，受到盆地及其沖積層之影響，長週期之地盤效應明顯，故設計地震之工址短週期與中長週期的分界大於一秒。因此，設計地震之工址短週期以及一秒週期水平譜加速度係數，均取為 S_{DS} ，其值不分臺北一、二或三區，均為 0.6，不需要再乘上工址放大係數，但必要時須乘以近斷層調整因子。

最後，得到設計地震之地震動災害潛勢 PGV (單位 m/s)、PGA (單位 g) 分布之圖層，如圖 2 所示。

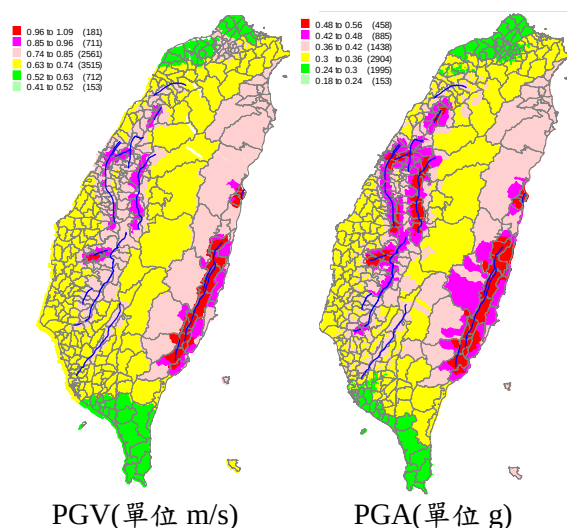
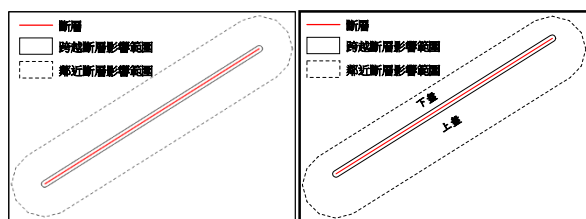


圖 2 設計地震之 PGA 地震動災害潛勢分布

三、活動斷層潛勢圖

斷層破裂至地表時其位置和影響範圍皆具有不確定性，因此，活動斷層潛勢圖將近斷層效應之影響範圍概分為跨越斷層和鄰近斷層兩類考量。依據中央地調所提供的斷層位置，繪製斷層錯動的影響範圍，跨越斷層取斷層左右兩側 15 公尺；鄰近斷層潛勢則依斷層類型，平移斷層以斷層周遭 150 公尺繪製影響範圍，正斷層或逆斷層因上、下盤效應，依上下盤分別取 200 公尺和 100 公尺作為鄰近斷層的潛勢範圍，據此繪製 32 條活動斷層(不考慮車籠埔斷層)的災害潛勢圖，示意如圖 3 所示。



(a) 平移斷層 (b) 正斷層或逆斷層

圖 3 斷層錯動影響範圍示意圖

四、土壤液化

進行工址詳細的土壤液化潛勢評估時，通常需具備工址所在地之工程鑽孔資料，並配合工址設計地表加速度值與地震規模等資訊。然而，受限於現有工程鑽孔資料不足、分布不均及資料品質不一等因素，常無法獲得大範圍地區之高精度的土壤液化潛勢圖。為克服工程鑽孔資料不足與分布不均的困難，有必要適當地簡化土壤液化評估所需的土壤特性資料和分析模式，土壤液化敏感類別圖的應用即是主要的手段。

土壤液化敏感類別圖引用 Yeh, et al. (2015) 的製作成果。主要依據經濟部中央地質調查所比例尺 1/50000 的地質圖和全國工程鑽孔資料庫、民國 101 年取得之內政部 5m×5m 沿海地區的數值地形圖、以及民國 104 年購自交通部運輸研究所之交通路網數值圖的河川流域分布圖等，以及新的液化敏感類別定義，製作台灣地區之土壤液化敏感類別圖，作為判識大範圍地區之液化潛勢高低的標準。

本研究考慮設計地震(回歸期 475 年)之土壤液化災害潛勢，各工址之土壤液化敏感類別可參考 Yeh, et al. (2015) 微調土壤液化敏感類別的分類標準後製作的全國土壤液化敏感類別圖，地震規模可參考新版規範草案所建議，用於進行土壤液化評估的設計地震規模分區圖，最大地表加速度則可參考圖 2 之設計地震 PGA 地震動災害潛勢分布圖，至於地下水位深度，統一假設為 1.5 m 並以之為預設值。

將以上資訊代入 Yeh, et al. (2015) 的研究中提出的液化潛能指數推估模式，最

後可以得到設計地震之土壤液化災害潛勢(液化潛能指數)分布，如圖 4 所示。進行土壤液化評估時，液化潛能指數通常以 5 和 15 為分界點，小於 5 表示該鑽孔的液化機率極低，15 以上表示該鑽孔液化機率頗高，當介於 5 和 15 之間時則較不易判識。

進行大範圍地區的土壤液化潛勢評估時，可以液化潛能指數作為發生液化機率的參考；但應考量前述判識標準和資料品質的不確定性，避免高估土壤液化機率。

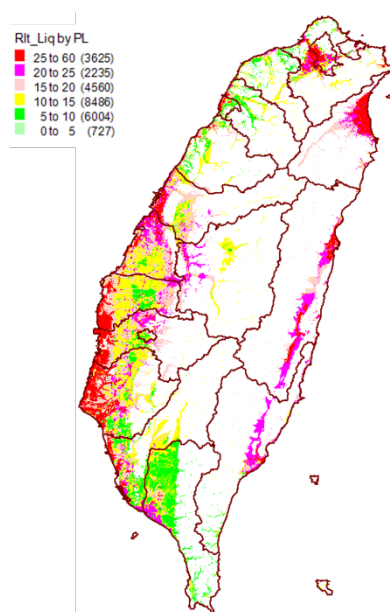


圖 4 設計地震之土壤液化災害潛勢(液化潛能指數)圖

五、坡地災害

地調所自民國 92 年開始規劃全國性山崩潛感圖製作，由李錫堤等人於 2005 年完成此規劃報告(經濟部中央地質調查所，2005)。本研究向地調所申請取得山崩潛感圖後，配合林務局由衛星影像辨識的山崩歷史目錄圖資(於政府資料開放平台下載)，製作坡地災害敏感類別圖，辨識坡地災害的潛勢。

山崩潛感圖主要顯示了容易發生岩屑崩滑及落石的地點。進一步考慮岩性、坡度及坡高等因子可有效區分墜落型山

崩與岩屑崩滑型山崩。岩屑崩滑潛感區原則上可以坡度 55 度做為門檻值，從山崩高潛感區中劃分出來。坡度小於 55 度時，容易發生岩屑崩滑。坡度大於 55 度時，容易發生落石。

一般而言，曾經發生過山崩的區域，土石經過鬆動，再次發生的機會和潛勢較高。因此，另外參考 93 年~104 年的山崩歷史目錄，該資料由林務局委託成功大學以各年度全島福衛二號衛星影像自動進行崩塌地識別。歷年曾發生過山崩的區域和山崩潛感圖層套疊，重新計算斜坡單元的崩壞比(山崩面積所占之比值)，並定義斜坡單元內之崩壞比大於等於 0.5 者為高潛勢單元，介於 0.5 到 0.05 間為中潛勢單元，而小於 0.05 者為低潛勢單元。與之前山崩潛勢評估結果相較，取較高的潛勢值為斜坡單元的坡地災害潛勢，高潛勢的斜坡單元數量會微幅增加，中低潛勢的斜坡單元數量則減少，所製作的坡地災害潛勢圖較原本山崩潛感圖保守，製作成果展示於圖 5。

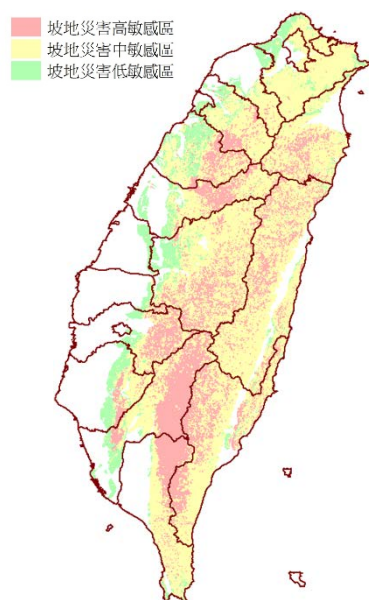


圖 5 坡地災害潛勢圖

六、結論與展望

本研究製作的四種台灣地區地震災害潛勢圖，可作為擬定都市防救災計畫之參考，此外，可與建物、維生管線、鐵公

路橋梁或重要設施等資料套疊，識別各種標的之災害潛勢，篩檢出鄰近活動斷層、土壤液化、山崩等高災害潛勢區之重要標的，作曝險分析相關之運用。

參考文獻

- 1 李錫堤、潘國樑、林銘郎，2005，「山崩調查與危險度評估-山崩潛感分析之研究 (3/3)」，經濟部中央地質調查所報告，第 94-18 號，共 268 頁。
- 2 李錫堤、費立沅，(2011)，「山崩災害分析與廣域製圖」，地工技術，第 129 期，第 67-76 頁。
- 3 林美聆等，2001，「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-01-017，台北。
- 4 國家地震工程研究中心 2016，「建築物耐震設計規範及解說」(修訂版草案)。
- 5 經濟部中央地質調查所，2008，「都會區及周緣坡地環境地質資料庫圖集說明書」，新北市。
- 6 葉錦勳，2002，「地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究」，國家地震工程研究中心，技術報告 NCREE-02-009，台北。