107_{年度} 國家地震工程研究中心 研究成果報告

財團法人國家實驗研究院 國家地震工程研究中心

目錄

- **1** 耐震設計規範之檢討與改進對策 鄧崇任、翁元滔、邱世彬、劉郁芳、游忠翰、盧志杰、張毓文、郭俊翔、柴駿甫、簡文 郁、林克強、林瑞良、洪曉慧、許尚逸、林凡茹
- 5 921 集集地震迄今二十年間有關建築物耐震設計規範之進展 ^{鄧崇任、翁元滔、邱世彬}
- 9 臺灣 TSMIP 強震站的地動場址特性與淺層速度構造之相關性研究 林哲民、郭俊翔、黃馬彦
- 13 2018年花蓮地震之強地動特性 郭俊翔、黃雋彦、林哲民、許丁友、趙書賢、溫國樑
- 17 西部麓山帶之地震雜訊分析 黃有志、林哲民、謝宏灝、溫國樑、陳朝輝
- 21 台灣地區區域震源特徵模型發展 劉勳仁、張志偉
- 25 東北季風下彰濱外海波浪頻譜發展 ^{蔡原祥、鄧崇任}
- 29 近斷層設計基準地震研究 ^{簡文郁、張志偉、張毓文}
- 33 台灣耐震設計反應譜查詢系統網之發展與應用 嚴楚寒、劉勛仁、張毓文、張喭汝、簡文郁
- 37 台灣地區及加州地區之強地動傅氏譜差異比較 黃馬彦、林哲民、郭俊翔、溫國樑
- 41 以花蓮地震動資料探討現行耐震設計規範中地震力折減 係數的適用性 _{趙書賢、劉勛仁、許喬筑、郭俊翔}
- 45 監測氣體成分變化與士林地震相關討論 李曉芬、大屯火山觀測站團隊
- 49 大屯火山監測-地震活動度變化分析 ^{賴雅娟、張麗琴、林正洪、史旻宏}
- 53 以克利金法針對震測資料建立三維地形波速分布之研究 楊炫智、許尚逸、劉勛仁、盧志杰、張為光、許雅涵
- 57 運用 LS-DYNA 進行時間域地盤反應分析之可行性研究 楊炫智、許尚逸、張為光、許雅涵

- 61 SM570 鋼材之電熱熔渣銲道衝擊韌性試驗研究 莊勝智、林克強、蔡相明、陳垂欣、莊士誠
- 65 建築物最佳層間位移角設計研究 林瑞良、戴均穎、蔡克銓
- 69 土木 404-100 設計例之耐震評估與易損性曲線 葉勇凱、周德光
- 73 受壓斜撐自行接合補強工法 蔡仁傑、蕭輔沛、黃世建
- 77 含鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究 林敏郎、黃昭勳、楊松逸
- 81 高強度鋼造挫屈束制支撐構架之近斷層地震與遠域地震實驗加載 歷時開發 林德宏、周中哲、陳冠維
- 85 改良式搖擺控制機制橋柱耐震性能試驗 洪曉慧、黃仲偉、江奇融、李家駿
- 89 以重力、水、光纖、雷射一建立橋梁自動化水準量測系統 李政寬
- 93 救災型輕便橋自動化組裝技術開發 楊耀畬、葉芳耀、張家銘、康仕仲
- 97 受壓及預力構件軸力檢測技術研發與應用 陳俊仲、Marco Bonopera、張國鎭
- 101 公路橋梁耐震性能評估與補強設計之演進 宋裕祺、洪曉慧、周光武、蘇進國、許家銓
- 105 板橋高層建築鋼構件補強效益評估:實驗及非線性動力歷時分析 周中哲、劉郁芳
- 109 斜面滑動隔震支承之參數分析 林致寬、楊卓諺、汪向榮、林旺春、游忠翰、鍾立來、張國鎭
- 113 中高樓建築附屬非結構物受震需求分析 蘇育萱、林凡茹、柴駿甫、廖文義
- 117 建構民生公共物聯網計畫-複合式地震速報服務 林沛陽、江宏偉、王修賢、黃靖閑、簡遠哲、鄭晟佐、葉皆岐、林定潔、陳雯惠、 蔡孟芳、古孟晃
- 121 雙軸向動態試驗系統之基本參數研究與探討 林旺春、劉瓊琳、楊卓諺、游忠翰、汪向榮、黃震興

- 125 花蓮慈濟醫院隔震結構於強震作用下之反應探討 游忠翰、汪向榮、楊卓諺、林旺春、張國鎭
- 129 儲槽近斷層效應試驗研究-試驗規劃 柴駿甫、林凡茹、徐瑋鴻
- 133 醫院消防撒水系統耐震性能評估方法研究 蔡詠安、張國鎭、柴駿甫、林凡茹
- 137 醫院消防撒水系統耐震性能補強評估方法研究 蔡詠安、張國鎭、柴駿甫、林凡茹
- 141 儲槽近斷層效應試驗研究─試驗結果 簡子婕、林震宇、賴姿好、柴駿甫、林凡茹
- 145 土壤液化臨界加速度的定義與應用 ^{葉錦勳}
- 149 新一代地理資訊系統核心運算技術之研發與應用 楊承道、林祺皓
- 153 自來水系統地震風險評估與耐震對策之研究 劉季宇、葉錦勳、黃李暉、於積暗
- 157 醫院緊急供電系統之地震境況模擬風險評估發展 ^{林祺皓、楊承道}
- 161 模型更新技術於鋼板阻尼器複合實驗之應用 ^{莊明介}

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 劉郁芳³ 游忠翰³盧志杰²張毓文²郭俊翔² 柴駿甫¹簡文郁¹林克強¹林瑞良¹ 洪曉慧¹ 許尚逸²林凡茹²

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

我國建築物耐震設計法規自民國 63 年以來,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,逐步增進我國 結構物之耐震設計水準。尤其自 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、107年度規範修訂情況

延續 106 年度修訂之議題,107 年度 提送營建署審議之議題分別為「既有建築 物耐震能力評估與耐震補強」、「極限層剪 力強度之檢核」、「動力分析加速度反應譜 係數修訂」以及「隔震建築物設計修訂」 等四項議題。

三、既有建築物耐震能力評估與耐 震補強

我國建築技術規則在民國 63 年修正

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

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 年修正部分内 容,以公有建築物先行實施,進而推動私 有建築物之方式,期能達成全面提升國內 建築物耐震安全性,實施至今已逐步提升 公有建築物之耐震能力。此外,105年2 月6日高雄美濃地震之後,行政院於105 年4月核定「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。106年修訂「建築 物實施耐震能力評估及補強方案」部分規 定,納入公有零售市場類建築物,以強化 公有建築物耐震能力評估及補強之推動。 107年2月6日花蓮地震後,鑒於私有之 既有建築物耐震評估與補強工作短期之內 推動不易,因此在規範第八章增訂「排除 軟弱層破壞」之補強規定。

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 步評估之結果較為保守,故經由初 步評估之結果較為保守,故經由初 步評估之結果較為保守,故經前 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造、鋼筋混凝 土構造、磚構造、鋼構造等,評估 之評估方法以及採用經中央主管建築機 關之評估方法以及採用經中央主管建築機 關之評估方法以及採用經

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、SERCB 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。

在此須注意以靜力側推分析為基礎所 發展之評估方式,在運用非線性靜力側推 分析求得容量曲線之限制,因其較難準確 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,因此在中度系統高模態的行 為,因此在中高樓層建築因其高模態的行 為,因此在中高樓層建築力側推分析會產 生較大誤差。因此若目標建築物屬於規範 第3.1節所規定,並且其地面以上樓層之 第一模態有效振態質量比小於 60%者,則 應以非線性動力歷時分析或其它經認一之 所規範第 3.6 節規定,非線性鉸 的設定也要能確實反映補強前及補強後構 件之動態特性。

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到下列的二者之 一:

(一)建築物之耐震能力以其能抵抗之最 大地表加速度峰值表示,其耐震能 力應達本規範規定工址475年回歸 期之設計地震地表加速度乘以用途 係數1。 (二)建築物亦得以性能目標作為耐震能 力之檢核標準,確保該建築物在工 址 475年回歸期之設計地震力作用 下所需達到之性能水準。

至於耐震補強之設計及施工,耐震補 強為針對耐震能力不足的建築物,做最適 當的整體加勁或構件修補,以提高結構體 的強度、韌性並防止過大變形,使之符合 現行最新的規範。目前既有建築物耐震補 強採取的方式大致可分為:(1)結構構件 補強、(2)結構系統調整與改善、(3)減低 地震力需求等三大類。國內常見的傳統補 強工法大致有:(1)擴大既有柱體之斷面 積、(2)於既有柱旁增設 RC 翼牆、(3) 增設 RC 牆體或斜撐、(4)於梁柱構件包覆鋼 板、(5)於梁柱構件包覆碳纖維貼片 (CFRP)(6)其他。各種補強方法有其特 色,須充分考量耐震補強建築物之使用需 求,於提升耐震能力之同時,兼顧經濟性 與施工性,在此需注意補強工法為在既有 之建築物內施作,與一般新建建築物之施 工方式不同,因此在補強設計時應考慮施 工的可行性。補強設計亦應考量樓層質心 與剛心的偏心扭矩,增加抗側力構件的設 計應均勻配置,以避免補強後建築發生扭 轉之情況。

若不依傳統補強方式,亦可以增設隔 震元件或是被動消能元件等方式,其設計 應依據本規範第九章及第十章有關新建建 築物之規定辦理,同時其實體測試以及性 能保證之測試亦應依相關之規定進行以確 認補強設計之效果。採用新材料或新工法 作為耐震補強方式,應確認其適用性。

若建築物因工程技術以外之因素而無 法完成整體耐震補強作業,經適當評估作 業後,認為有軟弱層之虞者,則可先採取 排除軟弱層破壞之補強之方式,作為階段 性補強措施,以大幅提升具有此類特性之 建築物的耐震性能,降低在地震下因軟弱 層集中式破壞而崩塌的風險。行政院106 年2月2日院臺建字第1060003276 號函 核定「安家固園計畫 - 106 年執行計畫」 之推動老舊建築物耐震評估補強措施,內 政部營建署據此委託國家地震工程研究中 心辦理106年度「單棟大樓階段性補強 技術手冊及示範案例規劃設計監造」委託 技術服務,研議單棟大樓階段性補強之設 計與施工方法以及示範案例,可提供工程 實務操作參考。建築物進行排除軟弱層破 東之補強後,破壞應可分散於其它樓層而 不至於發生軟弱層集中式破壞。但因階段 性補強未進行整體結構之耐震詳細評估, 無法定義其崩塌地表加速度,故目標建築 物仍應儘速完成整體耐震評估及補強工作 為宜。

目前本案已提送營建署並於108年2 月14日審議,目前正依審議結論修訂 中。

四、極限層剪力強度之檢核

於規範第2.17節條文及解說中刪除 須考慮非結構牆之門檻,即檢核極限層剪 力強度時均須計及非結構牆之貢獻,以防 止未計及上層之非結構牆時低估下層為弱 層之情況,目前此案已於營建署審議通 過,將擇日公告施行。

2.17 極限層剪力強度之檢核

(略)...無顯著弱層存在,應依可信方法 計算各層之極限層剪力強度,不得有任 一層強度與其設計層剪力的比值低於其 上層所得比值 80%者。若弱層之強度足 以抵抗總剪力 V=F_uM (S_aM)_M IW之地震 力者,不在此限。須檢核極限層剪力強 度者,包括所有二層樓以上之建築物; 另若建築物之下層與上層之總牆量斷面 積(含結構及非結構牆)的比值低於 80% 者,計算極限層剪力強度時須計及非結 構牆所提供之強度。

五、動力分析加速度反應譜係數修訂

動力分析所採用之設計水平加速度反應譜係數,由現行之韌性折減反應譜係數 乘以調整係數 I/(1.4ay):

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \times \frac{I}{1.4\alpha_y}$$

修訂為以工址設計水平譜加速度係數 S_{aD},乘以第一振態之折減係數:



圖 1 現行規範與修訂後比較

參考圖 1,由原先之藍線調整為紅線,使 得原彈性譜形狀不變,並以此修訂相關規 範條文,目前此案已於營建署審議通過, 將擇日公告施行。

五、隔震建築物設計修訂

於 9.1 通則中新增 9.1.8 隔震設計之 變異性;於 9.3 動力分析方法中修訂 9.3.3 節總橫力之調整以及 9.3.7 節非線性 動力分析部分條文,使得與第三章動力分 析部分之要求保持一致,目前本案已提送 營建署並於 108 年 2 月 14 日審議,目前 正依審議結論修訂中。

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107年底為止,共召 開過30次會議,討論之議題超過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。

參考文獻

- 「建築物耐震設計規範及解說」,
 建雜誌社,民國100年7月。
- 2. FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C., 2000.
- 3. 宋裕祺、蔡益超,「鋼筋混凝土建築 物耐震能力初步評估 PSERCB—理 論背景與系統操作」(第二版),社團 法人中國土木水利工程學會,2018。
- 4. ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2013.

5. 宋裕祺、蔡益超,「鋼筋混凝土建 築物耐震能力詳細評估 SERCB—理 論背景與系統操作」,社團法人中國 土木水利工程學會,2017。

921 集集地震迄今二十年間有關建築物耐震設計規範之進展

鄧崇任1 翁元滔2 邱世彬3

摘要

近廿年來國際上接連發生帶來重大震害的強烈地震,就其研究分析結果、勘災紀錄、研究報告與調查結果等,解析及整理這些重大震災對於地震工程與結構耐震設計 的經驗內涵及重要啟示,並蒐集世界各國相關耐震設計規範的因應策略及修訂內容, 以規劃研擬台灣建築物耐震設計規範的修訂方案及發展策略,其中亦針對附屬構體與 非結構構材及設備、非建築結構等規範內容進行檢討及修正研擬,另外亦就現行隔滅 震消能元件性能測試程序的執行現況進行調查及可行性檢討。研究內容分別包含歐 美、日本、紐西蘭及中國大陸等近年來國際上所發生的重大震災經驗及其對地震工程 的啟示、世界各國耐震規範近來的修訂方向與內容、台灣建築物耐震設計規範的修訂 策略等三大主題,據以研擬建築物耐震設計規範條文與解說修訂草案。

關鍵詞:耐震設計、消能元件、非結構元件、非建築結構

一、前言

921 集集地震迄今二十年間有關建築 物耐震設計規範之進展可以區分為921 集 集地震之前有關建築物耐震設計規範之發 展情況以及921 集集地震之後有關建築物 耐震設計規範之發展情況來敘述。而921 集集地震之後二十年間有關建築物耐震設 計規範之發展情況又可區分為921 集集地 震後之前十年(1999~2008)有關建築物耐 震設計規範之發展情況以及921 集集地震 後之後十年(2009~2018)有關建築物耐震 設計規範之發展情況兩個不同之階段來敘 述。

從近年來國際接連發生,例如:日本 東北大地震及中國汶川地震等重大震害的 經驗與啟示,帶動世界各國重新檢視建築 物耐震設計相關規範之規定細節,並研擬 相關修正方案,且鑒於近年來國內活動斷 層調查結果的更新、新式結構系統的研 發、設計與分析模擬技術的精進、隔減震 亢件的蓬勃發展,以及耐震工程品管制度 的推動等,故國內建築物耐震設計相關規 範,須就施行現況及國內外相關研發成果 等,進行全面檢視,例如:新式結構系統 韌性容量與高度限制、進行動力歷時分析 時有關地震選取與強度縮放之規定、結構 與土壤互制效應之考量、附屬建築物之結 構部分構體與非結構材與設備之附件係 數 非建築結構的韌性容量及高度限制等 相關規定,亟需儘早進行檢視、更新與修 正件品管驗證的相關規定,亦需就其施行 應用現況與規範規定內容,進行檢討與改 善策略,以確保隔、減震消能元件的設計 與品管,更為合理可行與安全。

二、921 集集地震後之前十年 (1999~2008)

921 大地震之後,內政部建築研究所 協同國家地震工程研究中心、台大地震工 程研究中心以及中華民國地震工程學會等 相關單位,以集集大地震後的調查結論為 基礎,配合中央氣象局量測之強地動觀測 資料,並參考美國 IBC2000 規範以及國內 外之相關研究成果,針對建築技術規則及 耐震設計規範進行一系列之檢討與修訂,

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

提出大幅改版之建築物耐震設計規範及解 說,於93年12月公告,94年7月1日施 行,此版本之修訂主要有:考量不同地震 水準與設計目標、以工址設計水平譜加速 度係數取代震區係數Z以及震力係數C、 設計地震微分區、新增近斷層因子、耐震 工程品管、既有建築物之耐震能力評估與 耐震補強、隔震建築、含被動消能元件系 統建築等,大幅增加原有之耐震設計規範 內容。

94 年版規範公告施行後,因較原 86(88)規範為複雜,且工程師在施行上也 有些窒礙難行處,因此後續進行如結構系 統與韌性容量、地盤分類準則、週期上限 係數 Cu 值、台北盆地設計地震微分區、 建築物間隔要求、隔震建築設計以及土壤 液化潛能判定之地表水平加速度等內容進 行修訂,經內政部營建署於 100 年 1 月公 告,7 月施行,即為目前建築物耐震設計 規範現行之版本。

內政部所頒布之「建築物耐震設計規 範及解說 雖然已於 94 年 7 月 1 日起正式 施行,為能釐清或修訂新版規範中之各項 疑點與缺失,並規劃新一代耐震設計規範 之理念架構與發展方向,國家地震工程研 究中心於 94 年邀集國內之學者專家以及 業界與主管機關代表,共同成立「規範研 究發展委員會」,作為產官學研各界針對 規範相關議題之交流平台。期能藉由該委 員會之運作,針對耐震設計規範之實務問 題,共同研擬因應方案與改進對策,以解 決工程實務之迫切需求,並落實修訂耐震 設計規範使其更為合理完善。該委員會運 作模式如附圖一所示,就短期而言可針對 特定工程問題進行解釋,長期而言可提供 研究方向及建議,最後針對規範條文提出 相關修訂建議。國家地震工程研究中心亦 可配合委員會之決議,調整相關研究方 向, 並對有關之議題提出研究時程及人力 配置,以達成既定目標。



圖一 規範研究發展委員會組織運作流程

921 集集地震後之前十年(1999~2008), 規範研究發展委員會截至 97 年 11 月為止 已召開過十一次會議,針對各項耐震設計 規範相關議題進行廣泛討論,並取得豐富 的成果,截至 97 年 11 月為止已通過委員 會討論決議並送請內政部營建署審議之規 範條文共有:

- 地盤分類標準
- 建築物之間隔規定
- 週期上限係數 Cu 值修訂
- 液化潛能判定採用之地表加速度值 修訂
- 隔震建築設計
- 含被動消能系統設計
- 臺北盆地設計地震微分區

三、921 集集地震後之後十年 (2009~2018)

921 集集地震後之後十年(2009~2018) 有關建築物耐震設計規範之發展情況分述 如下:98 年度所討論之議題,共有5項。 99 年度所討論之議題,综合98 年度尚未 定案之議題,共有3項。100 年度所討論 之議題,綜合99 年度尚未定案之議題,共 有3項。101 年度所討論之議題,綜合100 年度尚未定案之議題,共有3項。102 年 度所討論之議題,共有2項。103 年度所 討論之議題,共有2項。104 年度所討論 之議題,共有3項。105 年度,於營建署 審議之議題共有5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

6

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。106 年度提送營建 署審議之議題分別為「近斷層設計地震修 訂」、「工址放大係數修訂」、「土壤液 化潛能評估經驗式修訂」以及「雜項工作 物結構之地震力修訂」等4項議題。規範 研究發展委員會至107年底為止,共召開 過30次會議,討論之議題共有32項,研 議後皆已送請內政部營建署審議通過。

建築物耐震設計規範後期規劃之修訂 重點有:

- 基礎抗液化耐震設計
- ■專供訂定工址放大係數之用的地盤 分類準則
- 特徵地震分析及近斷層調整因子
- 設計用之輸入地震歷時
 -地震紀錄選取原則

- 非線性地震歷時之振幅強度調整 方法

- 地震輸入角度對多自由度結構系
 統地震反應之影響

-設計用之近斷層地震模擬歷時

■ 隔震消能元件之品管及生產測試檢 驗規定修正

五、結論與展望

經過對國內外有關建築物之重大震災 經驗及後續因應作為進行蒐集分析,並綜 整國內外震災經驗啟示、建築物耐震設計 研究現況與發展方向,亦檢視國內外建築 物耐震設計規範修訂沿革後,隨即針對台 灣活動斷層最新調查結果,完成近斷層量 計調查結果,完成近斷層設計 調查,並針對非建築結構 計要求檢討,並針對非建築結構之 要求與設計參數分析、消能元件性能測,就 後綜整本期中報告內容後以提出建築物耐 震設計規範的修訂方案及發展策略 之數於建築物耐震設計規範修訂及因應策 略主要有以下幾點重要發現:

- 由國內外震災經驗可知,重要建築若要 在地震後正常營運或是立即恢復使用, 必須同時確保建築結構、機電系統、附 屬於建築之重要非結構構件之耐震性 能,而研擬適用之非結構耐震設計規 範,為提升國內重要建築非結構耐震性 能最有效的手段之一。
- 由國內外震災經驗可知,在陸上因斷層 錯動所產生的淺層地震,常易產生重大 震害,故應重新檢視台灣第一類活動斷 層的最新資訊,根據其震源參數調整及 更新近斷層設計地震力要求。
- 3. 鑒於例如油槽、廠房儲存架、塔式結構 等非建築結構,常見於工業設施之中, 一旦產生明顯震害往往易造成重大經濟 損失,且近年來歐美各國已針對非建築 結構的結構系統分類、地震引致儲存設 施內液體的動態荷重及其耐震性能檢核 方法及項目大幅增修非建築結構的地震 力要求及相關規定;其次,鑒於非建築 結構物之用途乃非供人類居住,較不易 產生嚴重的人命及財產損失,故此等結 構物不須考慮嚴重損壞甚至崩塌,且一 般非建築結構物的韌性容量較小且其贅 餘度亦小,故目前台灣耐震規範亦開始 檢討是否僅須以回歸期 475 年之設計 地震力進行其耐震設計與分析,而不須 考慮最大考量地震等級之地震力,但必 須注意的是,建築法仍認定非建築結構 物乃屬建築物的一部份,故此等結構物 仍須申請建照及雜項執照,故非建築結 構物雖非供人類居住,但是否須檢核其 最大考量地震下是否會產生崩塌或不滿 足韌性要求仍須再詳加斟酌。另外,若 非建築結構物之用途非同於一般建築物 之使用用途時,例如排放廢水或重度污 染危險性排放物之水工結構物時,應進 行詳細分析檢核。
- 4. 近年來減震技術已廣泛應用於國內建築 與橋梁新建與補強工程,內政部營建署 與交通部亦於建築物與橋梁耐震設計規 範中[內政部營建署 2011,交通部 2009] 新增了減震相關章節,對於消能元件之

分析、設計與測試驗證要求均有規定。 然而, 隨著耐震技術與工法的日益精 進,以及國家與人民對於建築、橋梁與 公共設施之使用機能與耐震性能要求不 斷提升,耐震元件的性能、製作及施工 品質愈益要求,且相關規模與尺寸亦隨 之增加。以近年來許多重要公共工程如 橋梁應用之阻尼器為例,其設計出力、 衝程與速度需求動輒分別達 200 tfv±200 mm 與 400 mm/sec,國內既有實驗室之 測試系統容量著實已不敷使用,往往只 好至國外具大容量之實驗室進行測試, 導致大幅增加營造成本與施工工期延 宕,抑或遷就於國內現有測試系統之性 能容量,但無法實際驗證阻尼器於設計 與大地震需求下之真實力學行為,這對 於未來國內耐震新技術之持續精進、提 升與推動無疑是一大隱憂。

參考文獻

- 羅俊雄、鍾立來等,集集地震初步勘災 報告。台北市,國家地震工程研究中心, 報告編號:NCREE-99-027,1999。
- 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃 文正。台灣活動斷層概論,第二版,經 濟部中央地質調查所特刊第十三號,經 濟部中央地質調查所,共122頁,2000。
- 姚昭智、林其璋、洪李陵、賴榮平,建 築設備耐震規範條文與解說之研訂。台 北市,內政部建研所,研究案編號:MIOS 891008,2000。
- 溫國樑、簡文郁、張毓文。最具潛勢及 歷史災害地震之強地動模擬,國家地震 工程研究中心,NCREE-05-032,2005。
- 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐 銘、周文陽,建築物耐震性能設計規範 之研擬-子計畫一:規範與解說。內政 部建築研究所 094301070000G1018, 2005。
- 建築物耐震設計規範隔震設計及含被動 消能系統設計專章研修與示範例研擬。
 內政部建築研究所,2006。

- 林凡茹、林主潔、邢浩然、吳子修、吳 秉儒、邱聰智、柯明淳、柯孝勳、涂英 烈、姚昭智、高清雲、翁元滔、黃明偉、 張道明、張毓文、陳彥儒、葉勇凱、葉 錦勳、簡文郁、鍾立來、蘇文瑞,2006 恆春 1226 地震事件勘災報告。台北市, 國家地震工程研究中心,報告編號: NCREE-07-001,2007。
- 8. International Code Council (2000). International Building Code, International Code Council (ICC), Falls church, Verginia.
- 9. International Code Council (2006). International Building Code, International Code Council (ICC), Falls church, Verginia.

臺灣 TSMIP 強震站的地動場址特性與

淺層速度構造之相關性研究

林哲民1 郭俊翔2 黄雋彦3

摘要

地震動場址效應主要是由近地表鬆軟沖積層及堅硬岩盤介面之間的淺部速度構造所 控制,是地震波在地層中傳遞過程受到不同地層速度變化影響而產生的震波能量變化。為 驗證全臺 TSMIP 強震站之淺部速度構造模型,測試這些速度構造能否符合實際觀測到之 地震動反應,本研究利用各強震站實測地震資料的地動場址特性與其淺層速度之理論反應 進行比對分析,瞭解兩者之異同與相關性。藉由各測站實測單站頻譜比與速度模型之理論 地層轉換函數的比較證實,目前所推估之全臺強震站淺層剪力波速度剖面大多能都能有效 的反映實測的地動場址特性,尤其是在場址放大主頻附近的振幅及頻譜變化,都有相當之 可信度;而部分的推估誤差可能來自複雜三維構造的影響。這些淺層剪力波速度構造未來 可應用於地震學或地震工程研究中,產出涵蓋各測站真實場址反應之地動特性,對於地動 預估或模擬能提供更可靠的參考。

關鍵詞:強震站、場址效應、速度模型

一、前言

臺灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板 塊的碰撞帶上,地震的高度活動性一直是 台灣不可忽略的隱憂。高度風化侵蝕的力 量,使臺灣分佈著廣大且深厚的沈積平原 及盆地,如嘉南平原、屏東平原、台北。 地及宜蘭盆地等,成為人為活動發展的北 要發生時,地震波因淺層地層特性及構造 形貌之場並效應,產生震波放大或延時作 用,造成各類建築結構的影響及破壞,導 致地震災害的發生。

為了降低地震災害之風險,詳細釐清 各區域地震動場址特性及其成因成為重要 的工作。由於場址效應是地震波在地層中 傳遞過程受到不同地層速度變化影響而產 生的各種聚焦放大或散射降低的震波能量 變化,也就是場址效應是由地層速度構造 所控制,尤其是包含近地表鬆軟沖積層及 堅硬岩盤介面之間的淺部速度構造。因 此,本團隊先前已利用氣象局遍佈全臺之 TSMIP 強震站資料,透過接收函數 (Receiver Function)分析推估各測站下之 一維剪力波速度剖面,並建立一初版之淺 部速度構造模型,並提供包含剪力波速、 工程基盤、地震基盤及各類重要場址資訊 (林哲民等人,2018)。然而為了測試這 些速度構造能否符合實際觀測到之地震動 反應,本研究利用各強震站實測地震資料 的地動場址特性與其淺層速度之理論反應 進行比對分析,瞭解兩者之異同與相關 性,才能確保未來這些資料在地震學研究 及地震工程領域之應用成果的可信度。

二、強震站之實測地動場址特性

臺灣地震活動頻繁,交通部氣象局自 1990 年初期開始啟動臺灣強地動觀測計畫 (Taiwan Strong Motion Instrument Program, TSMIP),於全臺都會區及近斷層 區域佈設強震站,以蒐集完整的強震紀 錄。此強震網在歷年來的地震中都能提供 完整且高品質之地震觀測資料,尤其在921

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

集集大地震中蒐集到震央及車籠埔斷層沿 線豐富的近斷層強震波形,此些資料對全 世界地震及工程研究都有極大貢獻。

TSMIP 強震站都是設立於地表之自由 場測站,各強震站所蒐集的每筆實測地震 資料,都會向含該測站所在位置之場址特 性,透過分析求得其平均的測站實測場址 特性將可作為淺層速度構造驗證最佳的比 對基礎。因此,本研究針對已求得淺層速 度構造之 763 個強震站資料進行分析,首 先從 1992 至 2013 年間所收錄到的所有地 震波形資料進行篩選,去除波形品質不佳 及地表最大加速度(PGA)太高之資料, 各測站使用之地震數量從數筆至數百筆皆 有。由於場址可歸類為岩盤的強震站數量 相當少,需要鄰近參考岩盤站的雙站法分 析有其困難;在進行地動場址分析時採用 單站頻譜比(Horizontal to Vertical Spectral Ratio; HVSR),此方法是假設只有水平向 會受到場址特性影響,而垂直向波形不會 受到場址特性之影響 (Nakamura, 1989; Lermo and Chávez-García, 1993)。因此在 地震資料分析時是先擷取 S 波到時之後的 三分量波形利用富氏轉換到頻譜後,以水 平向頻譜 (雨水平向向量合) 除以垂直向 頻譜即可求得 HVSR,其代表的就是震波 受場址構造影響所產生在頻率域的場址特 性反應,該頻率比值越大,代表震波場址 放大反應越大。最後藉由將一個測站的所 有地震 HVSR 平均,求得代表該強震站地 動場址特性之平均 HVSR。

圖一是強震站 TAP104 的一筆實測地 震波形與所有地震資料所求得之平均 HVSR 地動場址特性。此測站之 HVSR 顯 示為較堅硬之地盤條件,在頻率 10 Hz 以 下雖有些次要的場址放大反應,但最主要 之場址放大頻帶在 10 至 20 Hz 之間,最高 的頻譜比值出現在 15.22 Hz,可視為此測 站之場址共振主頻。場址共振主頻越高代 表測站場址越堅硬;場址共振主頻低則代 表沖積層較厚或地層速度較低,也就屬於 鬆軟場址。



圖一 強震站 TAP104 之一筆實測地震波形 (左圖)與平均 HVSR 地動場址特性(右 圖,黃色區域為一個標準差範圍)



圖二 全臺強震站 HVSR 地動場址特性之 實測共振主頻分布圖

本研究分析求得 763 個強震站的平均 HVSR 作為實測的地動場址特性,可瞭解 各測站震波在不同頻帶之場址放大反應, 並挑選出場址共振主頻,可作為地盤特性 及分類研判之參考。圖二即是所有強震站 HVSR 場址共振主頻分布圖,圖中可清楚 的看到所有位在沖積平原內的強震站都顧 前有位在沖積平原內的強震站都 記述, 宜蘭盆地、西部沿海平原及屏東平 等, 而位於麓山帶、丘嶺及山區之測站都 呈現較高的共振主頻。雖然還是有些山區 測站因為局部的河谷或地形沖積層會出現 偏低的共振主頻, 但整體的場址特性變化 與測站所在之地質背景有相當的一致性。

三、淺層構造之理論轉換函數

所有強震站都利用接收函數分析方法 求得了一維的淺層剪力波速度剖面,剖面 包含從地表之沖積層一直到基盤之間的主 要速度介面,有效深度範圍依測站地質背 景也有差異,一般平原區測站之推估深度 可到2至3公里之間,位於山區或堅硬岩 盤測站之深度則可能只在數百公尺左右; 而剪力波速範圍則從近地表的100至300 m/sec 到深部的2.0至3.0 km/sec (林哲民 等人,2018)。

基於每個強震站的速度剖面,我們利 用 Haskell (1960)之推導來計算 SH 波垂 直入射的理論地層轉換函數 (Transfer Function)。在計算時,地層之 P 波波速和 密度等都是由剪力波速來換算。地層轉換 函數就是震波通過此地層剖面所會產生的 效應,並同樣以其在頻率域上的變化來表 示;而由於我們輸入的速度剖面已經包含 從地表至基盤以上會產生場址效應的主要 地層範圍,此理論的地層轉換函數也就可 視為一維的地動場址特性,可用來與前述 的測站實測 HVSR 來比較。



圖三 強震站 TAP104 之淺層剪力波速度剖 面(左圖)與其對應的理論地層轉換函數 (右圖)

圖三是 TAP104 的淺層剪力波速度剖 面,以及經計算求得之對應的理論地層轉 換函數。TAP104 位於基隆市協和電廠,在 地表的剪力波速為 300 m/sec,在數公尺後 即上升到接近 1 km/sec,在深度 40 公尺左 右上升到 1.56 km/sec,深度 750 公尺處就 超過 2.0 km/sec;從波速快速提高的地層特 性來看,TAP104 屬於相對堅硬的地盤。而 此速度剖面所計算出來之理論地層轉換函 數與圖一的實測 HVSR 變化相當接近,主 要放大頻帶都在 10 至 20 Hz 之間,最大振 幅出現在 15.01 Hz,與 HVSR 的 15.22 Hz 共振主頻差異很小。圖四是 763 個強震站 理論地層轉換函數的主頻分布圖,大致的 趨勢也與圖二相當類似,平原區的測站都 呈現低共振主頻,而麓山帶及山區測站都 呈現高共振主頻的情形。



圖四 全臺強震站淺層速度剖面所求得之 理論場址共振主頻分布圖

四、結果討論

圖五是多個測站實測 HVSR 和理論地 層轉換函數的比較。圖中測站的一維速度 構造所反應之地動場址特性都能大致符合 實測地震的地動特性,尤其是在場址放大 主頻附近的振幅及頻譜變化;而在頻率高 於主頻的位置,雖然有些變化趨勢仍然相 符,但多數理論值的振幅會明顯大於實測 HVSR,此原因可能有兩個。一為許多研究 所提到若地震波涵蓋表面波的能量,會壓 抑主頻以上頻帶的 HVSR 振幅;二為理論 Haskell 計算時未包含完整的地層衰減特性 (Q值),進而高估高頻帶的理論放大。

雖然多數測站比對良好,但也有部分 強震站的理論場址特性與實測值有顯著差 異,為全面檢視兩者吻合度的分布,我們 計算各強震站地層轉換函數與 HVSR 的線 性相關性,此相關性也納入主頻位置之吻 合度作為權重,將此相關性與測站繪製繪 於圖六。圖中多數測站之相關性都達到 0.5 以上,顯示我們推估之速度構造能反映實 測地動特性。其中有約50個測站的相關性 大於 0.7,這些測站的速度構造大多呈現在 淺層有單一顯著的速度介面,也就是簡單 的基盤構造,使得理論轉換函數能輕易的 符合 HVSR 中唯一而顯著突出的高共振主 頻。當然,也有不少測站的相關性不佳, 這些測站大多分布於山區或盆地邊緣,推 測是測站下複雜的三維構造效應造成本研 究一維速度構造的錯估或不足,導致無法 反映實測地動場址特性。圖七則是比對實 測及理論共振主頻之差異,同時也與地震 工程常用之場址參數 Vs30(郭俊翔等人, 2017) 比較。



圖五 六個強震站之實測 HVSR 地動場址 特性與淺層構造理論地層轉換函數之比較



圖六 強震站 HVSR 與理論地層轉換 函數之相關性分布

透過實測地震資料驗證,證實目前所 推估之全臺強震站淺層剪力波速度剖面大 多能有效的反映實測的地動場址特性,有 一定之可信度,未來應用於地震學或地震 工程研究中,將可確保納入各測站之場址 反應,符合實測地動特性,對於地動預估 或模擬能提供更可靠的參考。



圖七 全臺強震站實測與理論共振主頻之 比較。左圖為各強震站理論值相對於實測 值之誤差分布圖;右圖為不同 Vs30 測站之 實測值與理論值比較

参考文獻

- Haskell N. A., "Crustal reflection of plane SH waves", J. Geophys Res., 1960, 65, 4147-4150.
- 2. Lermo, J., and F. J. Chávez-García, "Site effect evaluation using spectral ratios with only one station," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 1993, 83, 1574-1594.
- Nakamura, Y., "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface," *QR of RTRI*, 1989, 30, 1, 25-33.
- 4. 林哲民、郭俊翔、黃雋彦、謝宏灝、思 敬章、溫國樑,「臺灣 TSMIP 強震站 之淺層剪力波速度構造研究」,國家 地震工程研究中心,報告編號 NCREE-18-019,2018。
- 5. 郭俊翔、林哲民、章順強、溫國樑、謝 宏灝,「臺灣強震測站場址資料庫」, 國家地震工程研究中心,報告編號 NCREE-17-004,2017。

2018 年花蓮地震之強地動特性

郭俊翔1 黄雋彦2 林哲民3 許丁友4 趙書賢3 溫國標5

摘要

2018年2月6日的花蓮地震(Mw 6.4)在花蓮市區造成嚴重災害,所觀測到的最 大地表加速度和最大地表速度分別為594 gal和146 cm/s,且距離米崙斷層4公里內的 所有測站都觀測到具有速度脈衝特性的時間歷時。水平向加速度反應譜分別在1秒和 2秒處顯示出較大的加速度值。花蓮市區的地盤自然頻率約在0.8 Hz至1.5 Hz,而靠 近米崙斷層南段測站東西向的譜加速度在2秒處有顯著放大,為典型平移斷層的速度 脈衝型態,因此我們認為1秒和2秒的譜加速度放大,分別主要由場址效應與破裂方 向性效應所造成。1秒譜加速度的放大可能是造成花蓮市區4棟中高樓層房屋倒塌的 主要因素。

關鍵詞:花蓮地震、強地動、場址效應、速度脈衝

一、前言

2018年2月6日晚間23時50分42 秒, 適逢 20160206 美濃強震的 2 週年, 花 蓮市區受到強烈地震侵襲,造成 175 棟建 物受損,其中有4棟樓房嚴重倒塌與傾斜、 2座橋梁嚴重損壞、17人罹難與285人受 傷。雖然震央位於外海,距離陸地仍有 12.5 公里,但米崙斷層沿線都出現明顯錯動痕 跡。中央氣象局發布震央位在北緯 24.1007 度,東經 121.7297 度(圖一),震源深度 6.31 公里, 芮式規模 (ML) 為 6.26, 震矩 規模(Mw)為 6.2,此外也利用寬頻地震 資料,透過震矩張量法 (CMT) 解算其震 源機制,所得的走向/傾角/滑移角結果為 216 度/56 度/26 度和 111 度/69 度/144 度。 而美國地質調查所(USGS)和全球震矩張 量計畫 (GCMT) 也解出類似的震源機制, 但其震矩規模為 6.4, 較氣象局略高。中央 地質調查所震後於米崙斷層和嶺頂斷層沿 線發現清楚的左移斷層錯動,而 GPS 的同 震位移也顯示清楚的左移機制。根據現地

- 2 國家地震工程研究中心助理研究員
- 3國家地震工程研究中心副研究員
- 4國立台灣科技大學營建工程學系助理教授

5國立中央大學地球科學系教授

證據可得知正確的斷層走向應為接近南北向,即216度/56度/26度。



圖一 前、主、餘震的時間和空間分布

二、強地動觀測

氣象局在全台已設置 800 多個自由場

¹國家地震工程研究中心研究員

強震測站。國震中心近年來也設置了一個 全台地震網,共有37個即時測站,各測站 都包括了寬頻與強震儀,得以同時監測近 震與遠震。Kuo et al. (2019)已彙整270個 氣象局自由場強震站和37個國震中心強震 站的資料來分析花蓮地震的強震特性。

本地震中所觀測到的最大地表加速度 (PGA)為594 gal,為HWA057 測站的南 北向記錄,該測站的震央距為12.6公里; 最大地表速度(PGV)為146公分/秒,為 HWA014 的東西向記錄,該測站的震央距 為 19.1 公里。我們將近震源區的 PGA、 PGV、0.3 秒譜加速度(Sa0.3)、1 秒譜加 速度(Sal.0)等的震度圖會至於圖二。台 灣所使用的震度乃根據不同 PGA 間隔而決 定,最大為七級 (PGA > 400 gal)。在花蓮 地震中有五個測站觀測到七級震度,但這 些测站的分布相當特殊,從北到南在60公 里的範圍內零星分布。我們也使用 PGV 為 基準的震度進行分析,其所對應的七級震 度(PGV > 75 公分/秒)則在米崙斷層沿線 的 10 個測站被觀測到。0.3 秒週期的譜加 速度分布情況和 PGA 類似, 而1 秒週期的 譜加速度分布特性則與 PGV 相似。PGV 和 Sal.0 都在米崙斷層沿線具有較大值,代表 週期 1 秒的振動在米崙斷層沿線相當強 烈,或許是造成4棟中層樓房倒塌的主要 原因。

圖三中我們使用實測地動值與Chao17 的地動預估式(趙書賢等人,2017)進行 比較。多數測站的距離我們採用震源距, 但花蓮市區內的測站我們則使用測站到斷 層線的距離,因為主震時米崙斷層有明顯 錯動。圖三中我們分別比較了 PGA、 Sa0.3、Sa1.0的情況,且地動預估式分別使 用 Vs30 為 240 公尺/秒、360 公尺/秒、760 公尺/秒,代表不同場址條件的情況。水平 向的地動值統一使用 RotD50, 其為水平向 地動的中值。實測與預估的 PGA 相當接 近,但對於 Sal.0 和 Sa3.0 的案例,地動預 估式的結果在斷層距較短的地方則有顯著 低估的現象。破裂方向性據信是造成近斷 層區域產生長週期強烈震波的主要原因, 而 Chao17 的地動預估模型並未考慮破裂 方向性,因此會在近斷層處低估長週期譜 加速度。



圖二 PGA、PGV、Sa0.3、Sal 的震度分布





三、場址條件

我們分析花蓮地震近斷層區域的場址 條件,以更深入地探討其強震特性。淺部 地層的剪力波速是影響震波傳遞與振幅放 大效應的主要因素,Vs30為常用的場址參 數,因其為一個連續性數字,在使用上相 當方便,且能有效地反應地層堅實程度, 因此近年來在地動預估式中被普遍使用; 另一個較新的場址參數為 Z1.0,代表剪力 波速小於1公里/秒的沉積層厚度,近年來 也開始逐漸被採用。Vs30和 Z1.0 讓我們可 以同時考慮沖積層的速度和厚度,而提昇 地動預估的準確性。

郭俊翔等人(2017)以現地井測的資 料為主,各種地球物理方法量測和考量地 質地形所預估的方法為輔,給予全臺自由

場強震測站各自的 Vs30 和 Z1.0。根據此資 訊,我們可以書出花蓮地區的 Vs30 和 Z1.0 分布圖 (圖四), 不同顏色分別代表不同的 Vs30和Z1.0。在此圖中白色三角形代表實 際測站,也是我們有實際場址參數的位 置,其他座標的數值是使用 GMT 軟體內插 至 0.5 公里格點的結果。此 Vs30 分布圖顯 示花蓮大部分區域的Vs30都介於360公尺 /秒到 760 公尺/秒之間,屬於 C 類地盤,但 有部份區域的 Vs30 介於 360 公尺/秒與 180 公尺/秒之間,屬於D類地盤。鑽探資料顯 示此區域淺部地層主要為砂、粘土和礫石 所組成,較軟的土層主要分布在米崙斷層 以西。而 Z1.0 的分布圖則指出米崙斷層以 西的沖積層(Vs < 1 公里/秒)厚度約在 300 公尺,但在米崙斷層以東則約在100公尺 到 200 公尺之間。米崙斷層以東為米崙臺 地,有較高的地勢和地層波速,屬於更新 世米崙層,而米崙斷層以西為全新世沖積 層,因此跨過米崙斷層兩側,Z1.0約有200 公尺的差距,也反應斷層兩側地質條件的 差異。



圖四 Vs30 和 Z1.0 的分布

另一個了解場址特性的方法是使用微 地動分析。圖五是花蓮地區微地動單站頻 譜比的主頻分布,圖中黑點表示現地實測 點位,其他格點同樣是透過內插所得。一 般認為剪力波放大頻段與微地動單站頻譜 的主頻一致。花蓮地區的微地動主頻相當 顯著,市區約在 0.8 至 1.5 Hz (黃色和綠 色),往西邊山區逐漸上升至 1.2 至 1.5 Hz (綠色),至山區後提昇至 1.5 Hz 以上(藍 色)。有三個微地動點位(標示為紅點,1、 2、4)靠近倒塌的大樓,點 3 作為比較之 用,其單站頻譜比另外呈現於圖五右側。 此四個地點的單站頻譜比很類似,在1 Hz 處都有顯著的放大,代表圖五黃色區域有 一致的主頻。



圖五 花蓮地區之微地動單站頻譜比

四、近斷層地動

花蓮地震中,在米崙斷層沿線4公里 內觀測到典型的平移斷層所造成的速度脈 衝。Somerville et al. (1997)認為速度脈衝通 常會在斷層破裂前進方向上被觀測到,而 其脈衝訊號較常出現在垂直斷層的方位, 其主要成因為S波輻射效應和永久變位。 我們使用 Shahi and Baker (2014)的方法去 辨識花蓮地震中速度脈衝出現的測站,並 計算最大脈衝方向。結果指出米崙斷層中 到南段的兩側測站皆觀測到速度脈衝,且 脈衝訊號多出現在南段測站東西向。PGV 分布顯示米崙斷層南段的PGV 可達120公 分/秒以上。

由前面場址特性的分析得知米崙斷層 兩側的場址條件不同,但速度脈衝特性, 如最大脈衝方向,在斷層兩側卻相當類 似。因此我們認為花蓮地震中所觀測到的 速度脈衝並非由盆地邊緣效應所引起,而 是由斷層破裂方向性所導致。此事件中最 大速度和同震位移出現在測站 HWA019 和 HWA014,這兩個測站分別位於米崙斷層南 段的東側和西側,其同震位移顯示米崙斷 層左移 0.5 公尺。

我們對17個帶有速度脈衝的測站記錄 進行反應譜分析,大部分測站的東西向(垂 直斷層方向)譜加速度在2秒處都有特別 放大。此長週期震波的放大為速度脈衝的 特性,若將這17個測站的譜加速度反應譜 放在一起比較(圖六),可發現在長週期處 的觀測值超過475年的設計地震和2500年 的最大考量地震(內政部營建署,2011年) 甚多。雖然在圖六 a 中的設計與最大考量 地震反應譜已考慮最大的場址與近斷層放 大係數,1.5秒的實測值仍顯著地超出規範 標準。圖六 b 則是三向量的正規化平均譜 加速度值。距離倒塌大樓最近的測站為 HWA008 和 HWA019,其譜加速度在東西 向 2 秒和南北向 1 秒具有顯著的峰值。根 據微地動分析結果,我們認為花蓮市的地 盤週期約在 1 秒,因此 1 秒的峰值是由於 區域場址效應造成,而東西向 2 秒的峰值 是由於破裂方向性所造成垂直斷層的速度 脈衝所造成。



圖六 (a)17 個速度脈衝測站的三分量反應 譜與規範值的比較。(b) 正規化平均譜加速 度值與規範值的比較

五、結論

受益於臺灣高密度的自由場強震網, 我們得以使用10多個測站的近場資料分析 花蓮的強震特性。米崙斷層由北到南 畫過花蓮市區,在本次地震中以左移機制 錯動,斷層兩側4公里內的16個測站都量 測到具有長週期、高速度振幅的脈衝狀訊 號。喪生,很可能就是因為花蓮地區1秒 的地盤週期與震波產生共振的緣故。另一 個週期2秒的強烈震波主要振動方向為東 西向,應該是破裂方向性、地栓分布特性、 震源輻射效應、斷層錯位等震源因素所造成。

參考文獻

 趙書賢、程毅豪、許喬筑、林柏伸(2017), "發展適用於台灣地區地殼地震與隱沒帶 地震的水平向地震動模型",國震中心技 術報告,NCREE-17-009,共228頁。

- 內政部營建署(2011),建築物耐震設計 規範及解說。
- 郭俊翔、林哲民、章順強、溫國樑、謝宏 灝 (2017),"臺灣強震測站場址資料庫", 國震中心技術報告,NCREE-17-004,共 80頁。
- 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 EGDT", *Eng. Geol.* 129-130, 68-75.
- Kuo, C. H., Huang, J. Y., Lin, C. M., Hsu, T. Y., Chao, S. H., and Wen, K. L. (2019), "Strong ground motion and pulse-like velocity observations in the near-fault region of the 2018 Mw 6.4 Hualien, Taiwan earthquake", *Seismol. Res. Lett.* 90(1), 40-50.
- 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, 2456-2466.
- Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W., and Abrahamson, N. A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismol. Res. Lett.* 68, 199-222.

西部麓山带之地震雜訊分析

黄有志1 林哲民1 謝宏灝2 溫國樑3 陳朝輝4

摘要

西部麓山帶位於臺灣造山帶變形前緣,涵蓋大部分活動斷層,孕震構造較為複雜, 發生過許多災害性地震。國家地震工程研究中心曾經於三大科學園區,架設約40個臨時 寬頻地震站,範圍主要在新竹到台南之間的西部麓山帶,監測微震活動約2年。當時利 用傳統地震定位等方式,了解附近斷層的活動程度及場址振動特性。如今分析環境背景 雜訊(ambient seismic noise)探求地下速度構造,已經證實研究結果的可靠性,被廣泛 接受應用。本研究先篩選每天垂直分量的訊號品質,選定分析1-15秒頻段,把兩兩測站 同時間的連續紀錄進行交對比(cross-correlation)。每天的交對比函數(cross-correlation function)再疊加平均成每月及每年的結果,試著挑選出每組測站對(station pair)較具 代表性的雷利波相速度頻散曲線(Rayleigh wave phase velocity dispersion curve)。之後將 利用層析成像(tomography)獲得雷利波相速度分布圖(Rayleigh wave phase velocity map), 再進一步逆推得到淺部地殼 S 波速度構造。

關鍵詞:西部麓山帶、環境背景雜訊、速度構造

一、前言與研究動機

臺灣地區受到菲律賓海板塊與歐亞板 塊碰撞與隱沒作用影響,是一個相當活躍 的造山帶(orogens),地震活動頻繁且地體 構造複雜(Tsai et al., 1977;Tsai, 1986)。 根據長年 GPS 觀測結果,地表應變主要集 中在板塊縫合帶的花東縱谷,以及造山帶 變形前緣西部麓山帶與平原區交界,涵蓋 了大部分活動斷層,也是臺灣地區主要地 殼變形與地震發生位置(Hsu et al., 2009; Ching et al., 2011)。西部平原的都會區人口 密集,地表鬆軟的沖積層易造成震波放大, 地震時常伴隨土壤液化等災害(郭俊翔等, 2015)。

大約在10年前(西元2006-2010年), 國家地震工程研究中心為了解臺灣三大科 學園區的場址振動特性,以及周遭斷層的 活動程度。依序在竹科、南科、中科,逐 步分區架設地震觀測網,最後完成臺灣西 部活動斷層監測網,運作約2年(圖一; 林哲民等,2010)。竹科地震網運作最久, 長達約5年;南科地震網運作約4年。全 部測站皆設置 Guralp CMG-6TD 寬頻地震 儀,最後共有約40個簡易臨時測站,範圍 涵蓋新竹到台南間西部麓山帶。目的是希 望建立各斷層的相關評估參數,作為後續 地震動數值模擬與潛勢評估之參考依據。 當時利用傳統地震定位等方法,了解三個 科學園區附近的微震及斷層活動。

近十多年來,分析環境背景雜訊探求 地下速度構造,在經過理論方法驗證後, 被廣泛接受應用,許多研究團隊建立標準 化的資料處理程序。本研究希望藉由分析 此科學園區微震監測網的環境背景雜訊, 獲得每組測站對的時間域經驗格林函數 (time domain empirical Green's function), 再利用層析成像等方法,得到西部麓山帶 的淺部地殼 S 波速度構造,再進一步與活

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立中央大學地球科學學系教授

⁴ 國立中正大學地球與環境科學系教授

動斷層分布等地質構造比對。



圖一 國家地震工程研究中心科學園區寬 頻地震觀測網(改繪自 Google Earth)。

二、研究方法與流程

地震儀所記錄的環境背景雜訊,除了 可能是人為活動產生,也可藉由海浪在海 岸及近岸淺海大陸棚交互作用形成(Webb, 2007)。環境背景雜訊以表面波方式傳播, 經由地層漫射(diffuse),訊號在交對比及 長時間疊加後,可得知不同地震站之間所 需走時,這也就是時間域經驗格林函數的 基本概念(圖二,Weaver, 2005)。因表面 波的頻散特性,波傳速度會隨頻率變化。 通常高頻速度慢,反應的是淺部地殼速度; 低頻速度快,反應的是較深部地殼速度。



圖二 由環境背景雜訊獲得時間域經驗格 林函數的基本概念(Weaver, 2005)。

此方法所能探求的速度構造深度及側 向解析力(lateral resolution),主要跟地震 觀測網的大小及測站密度有關。只要密集 且均匀的測站分布,將會在研究區域有良 好的側向解析力。不需要長時間等待足夠 的地震紀錄,或是擔心震源分布不均,影 響側向解析力。因此,在地震活動較低的 地區,仍然能提供良好解析力的速度構造。

本研究分析環境背景雜訊探求地下速 度構造的資料處理流程,大致如圖三所示。 把所有測站每天的垂直向連續紀錄,先進 行基線修正與資料篩選,接著用單一位元 交對比(one bit cross-correlation)與頻譜 白化(spectrum whitening),求得每組測站 對的時間域經驗格林函數。選用這兩種方 法,主要是可忽略波形的振幅差異,減少 連續紀錄中地震事件對於時間域經驗格林 函數的影響(Cupillard and Capdeville, 2010)。因此,連續紀錄不用先去除地震事 件,不管地震規模大小,還是環境背景雜 訊,所受到的權重(weighting)都是相同 的。



圖三 本研究資料處理流程。

時間域經驗格林函數的理論基礎公式 大致如下:

$$C_{AB}(t) \approx \int_{0}^{tc} v_A(\tau) v_B(t+\tau) d\tau$$
(1)

t 代表時間, v_A(t)和v_B(t) 是測站 A 和
 B 的連續紀錄, C_{AB}(t) 是測站 A 和 B 的交
 對比函數, tc 是交對比的時間長度。

$$\frac{dC_{AB}(t)}{dt} = -\hat{G}_{AB}(t) + \hat{G}_{BA}(-t) \approx -G_{AB}(t) + G_{BA}(-t)$$
(2)

$$\frac{dC_{AB}(t)}{dt}$$
代表測站 A 和 B 的交對比函數

對時間微分,可求得時間域經驗格林函數 $\hat{G}_{AB}(t) 和 \hat{G}_{BA}(-t)$,假設近似於真實時間域 格林函數 $G_{AB}(t) 和 G_{BA}(-t)$ 。通常藉由長時 間疊加平均,獲得比較穩定、具代表性的 時間域經驗格林函數。由 $\hat{G}_{AB}(t) 和 \hat{G}_{BA}(-t)$ 振幅是否對稱,可判斷環境背景雜訊來源 主要方向(圖四; Stehly et al., 2006)。結果 發現,大部分地區的時間域經驗格林函數 不對稱。但不管是否對稱,把 $\hat{G}_{AB}(t)$ 和 $\hat{G}_{BA}(-t)$ 相加平均後稱為對稱分量 (symmetric component),再進一步挑選 表面波頻散曲線(圖五; Yao et al., 2006)。



圖四 時間域經驗格林函數會有(a)對稱 及(b)不對稱兩種情形(Stehly et al., 2006)。



圖五 由(a)時間域經驗格林函數量測(b) 表面波相速度頻散曲線(綠線)示意圖(Yao et al., 2006)。

三、初步成果與未來展望

三個科學園區的地震網大小各約 80 公里,測站間距約 10 公里。整合成南北長 約 220 公里,東西寬約 70 公里的臺灣西 部活動斷層監測網。總共有 48 個測站, 1128 組測站對,有 60%的測站對距離在 20-100 公里 (圖六)。



圖六 所有測站對距離統計。

圖七以兩組不同距離的測站對為例, 顯示每天及每月疊加平均的 1-15 秒交對 比函數。N203 和 N208 相距 18 公里,每 天的交對比函數極為一致,所以疊加後的 訊號雜訊比(signal-to-noise ratio; SNR)高。 相較之下,N203 和 N219 相距 178 公里, 每天的交對比函數相似性差,因此疊加後 每月的交對比函數 SNR 較低。但是把每月 的交對比函數經長時間疊加後,仍可見具 代表性的交對比函數。

圖八再進一步把所有測站對最後疊加 的交對比函數,依照測站對距離遠近排列。 明顯可見時間域經驗格林函數的訊號,大 致以視速度 2.5 公里/秒傳播。之後還必須 進一步挑選雷利波相速度頻散曲線,利用 層析成像獲得雷利波相速度分布圖,再逆 推得到淺部地殼 S 波速度構造。

未來試著逐步結合同時間、不同地震 觀測網的資料,以增加波線密度,改善側 向解析力,統整出較高解析力的三維速度 構造。期望能針對西部麓山帶與平原區的 淺部地殼速度構造有更佳解析度。進一步 跟活動斷層、地震地體構造與地下水分布 等資訊比對,做為未來地震動模擬、強地

動潛勢與災損評估之參考依據。



圖七 交對比函數示意圖。比較近距離(上; N203-N208)及遠距離(下;N203-N219) 的兩組測站對,每天(左;2008年1月) 及每月(右)疊加平均的1-15秒交對比函 數(黑線)。



圖八 所有測站對最後疊加的交比函數依 照距離排列,紅色虛線大致為時間域經驗 格林函數訊號,視速度約2.5 公里/秒。

參考文獻

 Ching, K. E., Hsieh, M. L., Johnson, K. M., Chen, K. H., Rau, R. J., and Yang, M., Modern vertical deformation rates and mountain building in Taiwan from precise leveling measurements and continuous GPS observations, 2000-2008, J. Geophys. Res., 116, B08406, 2011.

- 2. Cupillard, P., and Capdeville, Y., On the amplitude of surface waves obtained by noise correlation and the capability to recover the attenuation: a numerical approach, Geophys. J. Int., 181, 1687-1700, 2010.
- Hsu, Y. J., Yu, S. B., Simons, M., Kuo, L. C., and Chen, H. Y., Interseismic crustal deformation in the Taiwan plate boundary zone revealed by GPS observations, seismicity, and earthquake focal mechanisms, Tectonophys., 479, 4-18, 2009.
- Stehly, L., Campillo, M., and Shapiro, N. M., A study of the seismic noise from its long-range correlation properties, J. Geophys. Res., 111, B10306, 2006.
- 5. Tsai, Y. B., Seismotectonics of Taiwan, Tectonophys., 125, 17-37, 1986.
- Tsai, Y. B., Teng, T. L., Chiu, J. M., and Liu, H. L., Tectonic implica- tions of the seismicity in the Taiwan region, Mem. Geol. Soc. China, 2, 13-41, 1977.
- 7. Weaver, R. L., Information from seismic noise, Science, 307, 1568-1569, 2005.
- 8. Webb, S. C., The Earth's 'hum' is driven by ocean waves over the continental shelves, Nature, 445, 754-756, 2007.
- Yao, H., van der Hilst, R. D., and de Hoop, M. V., Surface-wave array tomography in SE Tibet from ambient seismic noise and two-station analysis - I. Phase velocity maps, Geophys. J. Int., 166, 732-744, 2006.
- 10.林哲民、張道明、溫國樑、謝宏灝、陳 阿斌、張麗琴、郭俊翔,2010,台灣科 學園區微震監測,國家地震工程研究中 心報告,NCREE-10-020。
- 11. 郭俊翔、陳俊德、溫國樑、林哲民、謝 宏灝,2015,淺層剪力波速構造調查— 台灣西部平原,國家地震工程研究中心 報告,NCREE-15-005。

台灣地區區域震源特徵模型發展

劉勛仁¹ 張志偉²

摘要

地震源(Seismic Source)在時間與空間上的活動特徵識別與再現模擬,為進行地震危 害度分析的前端工作之一。震源分類上,以活動斷層、隱沒帶與未定構造為主,其中活動 斷層與隱沒帶主要根據地質調查事證或歷史地震紀錄判定之,幾何型態、錯動機制與活動 度較明確;未定構造泛指前述兩類以外的震源型式,包含未破裂至地表的盲斷層或錯移特 徵待確認的存疑斷層。震源幾何模式建構上,活動斷層與隱沒帶板塊界面主依據觀測資料 設成3維破裂面,即斷層震源(fault source);隱沒帶板塊內部與未定構造因震源破裂位置 與方向不明,實際作法慣擇取相似的震源特徵地帶劃設成一區域空間,表示該區內任一處 皆有發震可能性,即區域震源(areal source)。本研究根據近代台灣大地構造演化論與最新 重定位地震觀測資料,採寬廣劃界方式,提出一套台灣地區的區域震源特徵模型,其完整 包含淺源地震、深源地震及隱沒帶板塊內部地震的分區,空間領域涵蓋東經115°至126°、 北緯 19°至 29°及深度 300 公里;同時,本研究詳列各子分區最大歷史地震規模、地震發 生率、震源深度分布模式以及震源機制的特徵參數評估結果,提供機率式地震危害度分析 應用,而寬廣子分區(broad subzone)可適於地震活動參數進行空間分析。

關鍵詞:區域震源分區模型、地震源特徵參數、台灣地區、地震危害度分析

一、前言

台灣位於菲律賓海板塊與歐亞大陸板 塊之碰撞聚合帶上,地體構造具有斷層系 統、隱沒帶系統、海洋與大陸板塊等型式, 地震源主要發自於活動斷層、隱沒帶板塊 交界(subduction interface)、隱沒帶板塊內部 (subduction intraslab)與未定構造,其中未定 構造泛指活動斷層與隱沒帶以外的震源型 式,包含未破裂至地表的盲斷層,或錯移 特徵待確認的存疑斷層。

在地震危害度分析的地震源幾何模型 建構,因活動斷層與隱沒帶板塊交界有較 顯著的幾何型態、錯動機制與活動度,可 根據適用地震觀測資料或地質調查事證建 成3維破裂面,即斷層震源(fault source); 而隱沒帶板塊內部與未定構造的震源破裂 位置與方向不明,作法上慣擇取相似的震 源特徵地帶劃設成一區域空間以處理震源 不確定性,表示該區內任一位置皆有發生 地震的可能性,即區域震源(areal source)。

前人針對地震危害度分析而發展的台 灣區域震源模型,如蔡主權等(1987)、羅俊 雄等(1994)及鄭錦桐(2002),劃區概念上有 淺層、深層與隱沒帶地震之分,領域範圍 在東經119°至124°、北緯21°至26°內,過 去廣泛應用在核能電廠、水壩等重大設施 耐震安全評估作業。另有因地震相關研究 而設立的分區模型,如徐澔德等(2005)所提 台灣活動構造區域圖、吳逸民等(2007)所提 台灣活動構造區域圖、吳逸民等(2007)所提 台灣活動構造區域圖、吳逸民等(2007)所提 台灣活動構造區域圖、吳逸民等(2007)所提 台灣活動構造區或圖、吳逸民等(2007)所提 台灣人個孕震區、中央氣象局地震測報中 心(2009)所建台灣地震活動7分區以及景 國恩等(2011)所提地殼變形塊體模型(block model)等,各有其表述目的與劃界範圍, 惟非以區域震源危害度評估為目的。

有鑑於近年地震觀測技術的進步、紀 錄資料質量的提升、以及耐震安全要求日 益嚴苛,本研究提出一套能滿足目前機率 式地震危害度分析需求、合於台灣地震分

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助理技術師

布與構造特徵之區域震源特徵模型,其特 點為:(1)廣域的空間範圍:模型領域涵蓋 北緯 19°至 29°、東經 115°至 126°及深度 300 公里;(2)稱適的震源分區:依近期台 灣大地構造學說與重定位地震紀錄進行震 源空間分析,並分類有淺源、深源及隱沒 帶地震;(3)寬闊的子分區:巨觀的劃界方 式,適於地震活動相關參數進行空間分 析,如評估平滑分布式地震活動度模型(劉 勛仁等,2018)。

同時,本研究詳列各子分區的震源特 徵參數的評估結果,包括最大歷史地震規 模、地震發生率、震源深度分布模式以及 震源機制,供為地震危害度分析建立區域 震源模型使用以及計算輸入建檔參考。

二、區域震源分區劃界

本研究區域震源分區的劃界方式,主 要參考資訊為:(1)鄧屬予(2004;2007)所提 台灣地體構造框架、(2)吳逸民等(2016)重 定位歷史地震目錄、以及(3)張喭汝等(2018) 所提台灣隱沒帶板塊界面斷層 3 維幾何模 型。依震源類型共分有淺層震源、深層震 源以及隱沒帶震源三大分區,圖一為各類 分區模型之平面及立體圖示,表一詳列各 子分區的代碼、大地構造屬性及深度範 圍。各類震源分區模型介紹如後。

子分區 編號	所屬大地構造	上界深度 (公里)	下界深度 (公里)					
送層震 源分區								
ZS01	台灣中央山脈及西部麓山帶	0	35					
ZS02	沖繩海槽過渡性地殼	0	35					
ZS03	菲律賓海板塊海洋性地殼	0	50					
ZS04	南海海洋性地殼	0	35					
ZS05	台灣海峽大陸性地殼	0	35					
ZS06	中國大陸大陸性地殼	0	35					
	深層震源分區							
ZD01	台灣本島及西南海域	35	300					
ZD02	琉球海溝	35	300					
ZD03	菲律賓海板塊	50	300					
ZD04	馬尼拉海溝	50	300					
	隱沒帶震源分區	Ĺ						
ZB01	琉球板塊界面地殼地震區	0	35					
ZB02	琉球板塊內部上部地震區	35	100					
ZB03	琉球板塊內部中部地震區	100	150					
ZB04	琉球板塊內部下部地震區	150	300					
ZB05	馬尼拉板塊界面地殼地震區	0	50					
ZB06	馬尼拉板塊內部上部地震區	50	100					
ZB07	馬尼拉板塊內部中部地震區	100	150					
ZB08	馬尼拉板塊內部下部地震區	150	300					

表一 本研究區域震源模型各分區說明表



圖一 各類震源分區模型之平面及立體圖

淺層震源分區

淺層震源分區平面的劃界,主要參考 鄧屬予(2007)基於弧陸碰撞(continent-arc collision)演化模式勾劃的台灣第四紀大地 構造框架,以及鄧屬予與林殿順(2004)提出 之大陸性地殼邊界的新生代地體構造,共 圈劃 6 個子分區,即台灣中央山脈及西部 麓山帶區(ZS01)、沖繩海槽過渡性地殼區 (ZS02)、菲律賓海板塊海洋性地殼區 (ZS03)、南海海洋性地殼區(ZS04)、台灣海 峽大陸性地殼區(ZS05)與中國大陸大陸性 地殼區(ZS06)。經與歷史震央位置與震源 機制套疊結果,顯示本分區模型對地震活 動與錯動模式分布特徵同具代表性。

對於各子分區深度範圍,係依下述資 料條件與統計分析結果而訂:(1)使用吳逸 民等(2016)自1991年至2015年6月重定位 地震目錄,取地震矩規模(Mw)大於2.0,排 除隱沒帶地震與震源深度零值地震。1991 年為氣象局進入現代化與密集化地震觀測 之始,而規模2.0為早期微震觀測之限度; (2)參考鄧屬予(2007)的地體構造框架,將 台灣地域二分為大陸地殼區與海洋地殼 區,依據前述目錄資料各別進行歷史震源 深度累積分布統計,其結果對應 95%信心 水準分別約為 33 公里與 48 公里,如圖二 所示。最後淺層震源分區的下界深度設 定,屬海洋地殼的 ZS03 取為 50 公里,其 餘屬大陸地殼的分區取為 35 公里。



圖二 大陸地殼與海洋地殼震源深度統計

隱沒帶震源分區

琉球及馬尼拉隱沒帶的區塊模型,係 參考張喭汝等(2018)發表成果,其使用吳逸 民等(2016)重定位地震目錄進行 3 維空間 分析,首先切取9處或7處垂直於琉球或 馬尼拉海溝走向的剖面,根據各剖面左、 右兩側各 15 公里內的震源分布,以 50 公 里寬度劃設隱沒帶板塊之上、下邊界線延 伸至深度 300 公里處,最後分別對所有剖 面的上、下邊界線以克立金內插(Kriging interpolation)法建構隱沒帶 3 維幾何模型。

據上,本研究琉球及馬尼拉隱沒帶震 源模型各劃界有4個呈階梯狀排列的子分 區,由上至下分別為板塊界面地殼地震區 (ZB01;ZB05)、板塊內部上部地震區 (ZB02;ZB06)、板塊內部中部地震區 (ZB03;ZB07)與板塊內部下部地震區 (ZB04;ZB08)。各子分區深度範圍的設定, 參考圖二大陸地殼與海洋地殼的震源深度 統計結果,ZB01 與ZB05 分別設為 35 公 里與 50 公里;而根據張喭汝等(2018)所示 之隱沒帶震源分布剖面圖,地震活動特徵 約在深度 100 公里及 150 公里有分別性, 故隱沒帶板塊內部劃設有 3 個子分區,最 深處至 300 公里。

深層震源分區

觀察前述淺層與隱沒帶分區以外的歷 史震源分布結果,圖三為 Mw 4.0 以上與震 源深度 35 公里以上的地震事件分布,顯示 在台灣北部(東海)及西北部(中國大陸)兩 區域的深部地震紀錄近乎其微,故深層震 源分區主要劃設在台灣左右兩側共四個子 分區,即台灣本島及西南海域區(ZD01)、 琉球海溝區(ZD02)、菲律賓海板塊區(ZD03) 與馬尼拉海溝區(ZD04)。

而考量震源深度定位誤差以及隱沒帶 板塊厚度變異性,故將隱沒帶板塊內部之 外的深層震源,皆認屬於隱沒帶震源,故 隱沒帶板塊內部分區上、下方未劃設深層 震源分區。對於各子分區深度範圍,緊密 配合淺層與隱沒帶震源分區空間的設定, ZD01與ZD02上界深度設35公里,ZD03 與ZD04設50公里,最深處皆達300公里。



圖三 大陸地殼與海洋地殼震源深度統計

三、各分區震源特徵參數

表二詳列各子分區的震源特徵參數, 供為機率式地震危害度分析執行區域震源 評估之參考資訊。本研究以吳逸民等(2016) 根據中央氣象局「地球物理資料管理系統 (GDMS)」地震資料庫進行整合與重定位的 地震目錄為本,完成各子區內所適地震資 料篩選後,各震源參數評估方式分述如下:

- 最大地震規模(Mmax):子分區內 1900 年 迄今觀測紀錄之最大地震矩規模(Mw)。
- 地震發生率:採用最大概似法(Weichert, 1980)進行 G-R 關係式 a 值與 b 值迴歸分 析,並固定當規模為 5.0 時之地震發生 率(N(5.0)),以 b 值及其標準差考量地震 發生之不確定性。使用地震資料已考慮 1900 年至 2015 年 6 月地震目錄時空分 布完整性並去除前/餘震與斷層地震。
- 3. 震源深度分布函數:經檢視各類分區震 源深度分布趨勢,建議淺層、深層與隱 沒帶分區各採用常態分佈、倒三角分布 與均佈分布作為機率函數。常態分佈之 均值與標準差,係使用 1991 年至 2015 年6月 Mw大於 4.0 並去除前/餘震、斷 層地震與震源深度零值地震之目錄資料 進行統計估算。
- 4. 震源機制統計:以滑移角(rake)分有三類 震源錯動型式:(1)逆斷層(30°至150°);
 (2)走向滑移斷層(-30°至30°、-180°至-150°及150°至180°);(3)正斷層(-150°至30°)。使用地震資料為1977年至2015年6月Mw大於4.0並去除前/餘震。

五、結論

本研究根據近代台灣大地構造框架 (鄧屬予,2007; Teng and Lin,2004)、最新 歷史地震資料(吳逸民等,2016)與琉球/馬 尼拉隱沒帶3維板塊幾何模型(張喭汝等, 2018),提出一套台灣地區區域震源特徵模 型,以能合於機率式地震危害度分析需用 及國際耐震評估要求,其分區包括淺層、 深層與隱沒帶三類型震源,空間範圍在北 緯19°至29°、東經115°至126°及深度300 公里。各子分區幾何劃界詳見圖一及表 一,震源特徵參數如表二,提供地震危害 評估相關應用參考。

本研究所提震源分區模型,已被近期 「台灣地震危害高階模型建置計畫(Taiwan SSHAC Level 3 PSHA Study)」(2015-2018) 納為區域震源模型之一,顯示本模型的發 展基礎及實務應用等各方面,具有一定代 表性與完備度。

表二 各子分區震源特徵參數統計表

子分匾	L /#	N/5 ON	N 2	震源深度分布	震源機制統計 3					
編號	U 100	N(5.0) ²	WI max	建議函數	NM	SS	RV			
浅層震源分區										
ZS01	1.006 (±0.044)	1.243	7.3	常態分布 (μ=12.99, σ=7.38)	44	134	174			
ZS02	1.006 (±0.038)	1.942	7.99	常態分布 (μ=15.75,σ=8.71)	61	38	4			
ZS03	0.941 (±0.022)	4.867	7.3	常態分布 (μ=25.14,σ=12.10)	47	151	293			
ZS04	1.243 (±0.101)	0.373	6.31	常態分布 (μ=20.88,σ=10.02)	10	1	0			
ZS05	0.926 (±0.076)	0.439	6.71	常態分布 (μ=14.18,σ=7.33)	4	15	9			
ZS06	0.654 (±0.087)	0.293	7.41	常態分布 (μ=17.19,σ=7.79)	0	0	0			
深層震源分區										
ZD01	0.846 (±0.138)	0.157	6.57	倒三角分布	7	4	3			
ZD02	0.970 (±0.126)	0.292	6.7	倒三角分布	2	11	15			
ZD03	0.669 (±0.104)	0.179	7.25	倒三角分布	2	2	0			
ZD04	1.030 (±0.157)	0.239	6.5	倒三角分布	3	4	7			
隱沒帶震源分區										
ZB01	0.935 (±0.021)	5.380	7.7	常態分布 (μ=19.50,σ=8.44)	57	176	276			
ZB02	0.981 (±0.034)	2.687	7.7	均佈分布	34	93	170			
ZB03	0.937 (±0.050)	1.140	7.6	均佈分布	15	28	30			
ZB04	0.860 (±0.056)	0.926	7.8	均佈分布	7	4	2			
ZB05	1.102 (±0.030)	3.995	7.4	常態分布 (μ=28.77,σ=13.67)	75	54	112			
ZB06	0.996 (±0.054)	1.233	7.4	均佈分布	3	17	28			
ZB07	0.912 (±0.131)	0.240	5.57	均佈分布	3	3	6			
ZB08	0.726 (±0.084)	0.400	6.9	均佈分布	6	1	0			

N(5.0)衣地長矩規模(Mw) 5.0 以上之地晨發
 最大歷史觀測地震紀錄之地震矩規模。

 NM 表正移斷層(normal faulting); SS 表平移斷層(strike-slip faulting); RV 表逆移斷 層(reverse faulting)。

參考文獻

- Teng, L.S. and Lin, A.T. (2004). "Cenozoic Tectonics of the China Continental Margin: Insights from Taiwan," *Geological Society*, Special Publications, 226, pp. 313-332.
- 吴逸民、鄭世楠、劉庭佑,(2016)。地震 目錄及歷史地震資料庫之建置與基本分 析。核能設施地震危害重新評估計畫。
- 張喭汝、陳憶萍、張毓文、劉勛仁、張 志偉、陳冠宇、郭鶯萍、簡文郁,(2018)。
 臺灣周圍板塊界面斷層三維幾何模型建 置。106 年度國家地震工程研究中心研究 成果報告,第 5-8 頁。
- 4. 鄧屬予,(2007)。台灣第四紀大地構造。
 經濟部中央地質調查所特刊,第十八號,第1-24頁。
- 5. 劉勛仁、Norman Abrahamson、葉錦勳, (2018)。自適性平滑分布式區域震源活動 度模型之發展。106 年度國家地震工程研 究中心研究成果報告,第129-132 頁。

東北季風下彰濱外海波浪頻譜發展

蔡原祥1 鄧崇任2

摘要

離岸風力機支撐結構的設計中,頻率域方法通常使用 JONSWAP 波浪譜計算波浪引 起的疲勞載重。然而目前並不清楚 JONSWAP 波譜是否適用於台灣海峽風浪特性。本研 究使用彰濱外海浮標資料,探討在東北季風時期,在不同波齡下的波譜特性。研究結果 顯示,隨著風速的增加波譜尖峰值能量增加,波譜尖峰值頻率隨風速的增加而減小。在 波齡較小的條件下,亦即海上波浪仍在成長階段,其波譜與 JONSWAP 波譜一致。然而, 在頻譜低頻部分,則有較高的能量,代表彰化外海其海況為風浪與湧浪的混合型式。

關鍵詞:JONSWAP、東北季風、波齡、波譜

一、前言

台灣海峽年平均風速超過7m/s,估計 其的潛在發電潛能至少為6-10 GW。特別 是彰化外海為全世界最優良風場之一,正 進行大型風電場開發計劃。對於風力機的 支撐結構設計,必須了解不同海況(sea state)下的波浪頻譜特性。波浪力可經由波 浪能量在頻率域的分布計算而得。在頻率 域方法(frequency-domain method)中,波浪 譜則使用在計算波浪引起的疲勞載重,因 此有必要明瞭現地場址的波浪譜特性。

較廣泛實際應用於海洋工程的波譜是 Pierson-Moskowitz (P-M)譜和 JONSWAP 譜 (Pierson 1964 、 Moskowitz 1964 、 Hasselmann et al. 1973)。P-M 波譜是根據 在北海長期觀測結果,描述完全發展(fully developed)成熟波浪的頻譜。至於著名的 JONSWAP 波譜,則是 1963 年位於丹麥西 海岸北海聯合波浪計畫的觀測結果,代表 在限定風域 (fetch limited) 條件下,波浪 在發展狀態的頻譜特性。JONSWAP 模型 是 P-M 模型的廣義型式,使用於描述海洋 狀態的頻譜尖峰增強因子修正 P-M 譜。

由於台灣海峽波浪的形成,主要是由 季風所造成,另外加入熱效應產生的海陸 環流混合產生,與北海的風場環境並不相同(Tsai et al. 2018)。目前並不清楚是否 JONSWAP 波譜能否描述台灣海峽的波浪 形態。因此使用現場資料驗證 JONSWAP 頻譜的適用性為現階段重要議題,如此才 能使用 JONSWAP 頻譜模擬隨機波浪並用 以設計離岸風力機。

本研究使用彰濱外海一年浮標資料, 在東北季風條件下,進行波譜計算並與 JONSWAP 譜進行比較。Tsai et al. (2018)研 究顯示,東北季風下彰濱外海是風浪和湧 浪左構成的混合海況。為了量化此一風與 波浪耦合現象,使用波齡 C_p/U_{10} ,其中 C_p 代表波譜尖峰的相位速度, U_{10} 代表高度 10m的風速,區分海況。並在同一波齡區 間下以風速區分不同群組,產生波譜的系 集平均值(ensemble average)。

二、波譜模型

P-M 譜描述成熟波的海況,亦即在風 作用下波浪不再吸收能量而成展。其頻譜 公式表示如下:

$$= \alpha_{PM} \frac{g^2}{(2\pi)^4} f_p f^{-5} exp \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \quad , \tag{1}$$

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

f表示頻率, f_p 表示頻譜尖峰頻率(spectral peak frequency), H_s 代表示性波高。 α_{PM} 表示取決於風速的常數。

JONSWAP 頻譜的特徵為描述在有限 風域條件下的海況,因此波浪不存在完全 發展的情況。由頻譜尖峰增強因子修正 P-M 頻譜。JONSWAP 頻譜表示如下

$$S(f) = \alpha_J \frac{g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} exp \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \gamma^{exp \left[-0.5 \left(\frac{f - f_p}{\sigma f_p} \right)^2 \right]}$$
(2)

其中g是重力加速度, α_{J} 代表菲利普斯常 數, $\alpha_{J} = \pi^{4} (5H_{s}^{2}f_{p}^{4}/g^{2})(1 - 0.287ln\gamma),\sigma$ 代表頻譜寬度,當 $f \leq f_{p}$ 時, $\sigma = 0.07$,當 $f > f_{p}$ 時 $\sigma = 0.09, \gamma$ 為尖峰增強因子:

$$\gamma = \begin{cases} 5 & for \quad \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} \le 3.6 \\ exp\left(5.75 - 1.15\frac{T_p}{\sqrt{H_s}}\right) & for \quad 3.6 \\ 1 & for \quad 5 < \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} \\ < \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} \le 5 \quad (3) \end{cases}$$

其中 T_p 表示頻譜尖峰的周期, $T_p = 1/f_p$ 。

三、浮標資料分析

一年期浮標資料其觀測時間為 2012 年 8 月至 2013 年 7 月,位置距離彰濱海 岸約 14 公里外海。有關詳細的風速、波浪 測量和浮標特性與浮標上的儀器及其設置, 可參考 Tsai et al. (2018)。由於風速的代表 值是在 10 m 高度,使用冪次律(power law) 將浮標風速觀測高度 2.9 m 轉換為 10 m 高 度的等效風速:

$$\frac{U_{10}}{U_r} = \left(\frac{z_{10}}{z_r}\right)^{\alpha} \tag{4}$$

其中 z_{10} 為 10 m 高度, $z_r 和 U_r$ 為量測高度 2.9 m 的參考風速和高度, α 為冪次指數。 在大氣中性(neutral)條件下,在10 m 高度, 冪指數可近似為:

$$\alpha \approx 0.1 \phi_m \left(\frac{z}{L}\right) \tag{5}$$

其中 $\phi_m(z/L) = kz/u_*(\partial u/\partial z)$ 表示無因

次風剪力,描述如下:

$$\phi_m \left(\frac{z}{L}\right) = \begin{cases}
1 + b \frac{z}{L}, & z/L < 0 \\
\left(1 - a \frac{z}{L}\right)^p, & z/L > 0
\end{cases}$$
(6)

在平坦且均匀的地形下 a = 15, b = 4.7, p = -1/4。使用 C ++程式結合(4)、(5)和(6) 編寫演算法及疊代程序以計算 U_{10} , 冪指數 的初始值設定為 0.1, 其收斂滿足 $|\alpha_{I} - \alpha_{o}| < 10^{-3}$ 其中 $\alpha_{I} \neq \alpha_{o}$ 的下一次疊代解。

波浪的振幅時間序列由浮標所量測的 垂直方向加速度的積分而得:

$$= Hp\left(\iint (\ddot{z}(t)dt)dt\right) \tag{7}$$

其中Hp 表示高通濾波器; Z 是垂直方向上的加速度。對於浮標運動對垂直加速度的 影響,其校正關係式如下:

$$= TA \tag{8}$$

A表示浮標的三軸向加速度,T表示座標轉 制矩陣,其數學式描述請參考 Edson et al. (1998)

對於東北季風時期,選擇風向位於 350° < θ < 360°和0° < θ < 45°的資料進 行波譜分析,並排除大於 30°的風浪錯位。 資料依照波齡以 0.6,0.8,1.2 和 2.5 為區間 區分,風速區間為 2 m/s。經由 FFT 將 10 分鐘的波浪振幅時間序列轉換為波浪譜並 計算系集平均。對於混合的複雜海況,區 分風浪和湧浪的標準是當 $C_p/U_{10} > 1.2$ 時, 為成熟的湧浪;當 $C_p/U_{10} < 1.2$ 則為波齡 小且處於發展階段的波浪。

四、結果與討論

對於大氣中性狀態的東北季風,無論 海況條件,總體平均結果為風速 U =11.88 m/s,示性波高 $H_s = 2.5$ m,波齡 $C_p/U_{10n} = 1.05$,其波譜計算結果如圖一 所示,尖峰值位於 $f_p = 0.125$ Hz 亦即 $T_p = 8$ s。使用此 H_s 與 T_p 值代入(3), 計算出尖端增大因子 $\gamma = 1$ 。比較結果顯示, 在尖峰處 JONSWAP 頻譜低估波浪能量。 由於 $\gamma = 1$,因此並無尖峰增大效應,代 表平均海況為發展成熟的 P-M 譜,然而實 際觀測結果顯示,應存在尖峰放大因子才 能符合實際的頻譜形狀。此不一致現象可 能是源自於使用(3)的海況條件如 H_s 與 T_p 以決定 γ 值。因此就長期觀測平均值而 言,(3)式並不適合於彰濱外海的實際的觀 測值。



圖一東北季風下,浮標資料總體平均波譜 與 JONSWAP 之比較



圖二 波齡 1.2 < *C_p/U_{10n}* < 2.5 時, 觀測 的波譜並與 JONSWAP 譜的比較。

另外, JONSWAP 波譜是描述風浪在 成長狀態條件下的不成熟波譜,由圖一可 觀察出當 JONSWAP 譜頻率小於 0.8 時, 無明顯波浪能量存在,此代表在有限的風 域下不存在長浪或湧浪。此現象與台灣海 峽在東北季風吹送下,因為長歷時與大風 域,導致存在長周期波浪,如圖一低頻部 分所示。至於此一低頻湧浪對於離岸風力 機支撐結構物的影響,尚待更進一步評估。



圖三 波齡 0.8 < C_p/U_{10n} < 1.2 ,觀測的 波譜並與 JONSWAP 譜的比較



圖四 波齡 0.6 < C_p/U_{10n} < 0.8,觀測的 波譜並與 JONSWAP 譜的比較

圖二說明波齡在 $1.2 < C_p/U_{10n} <$ 2.5範圍內,以風速2 m/s為區間所計算的 波譜。在此一成熟波的情況下,除風速 $10 < U_{10n} < 12$ 因資料樣本數較少,產生 誤差外,頻譜尖峰值能量隨著風速的增加 而增加,尖峰頻率隨著風速的增加而減小, 當 $8 < U_{10n} < 10$ m/s 時,其平均 $f_p =$ 0.12 Hz。在此海況下所計算的尖峰增大 值均為 $\gamma = 1$,與所定義之 $C_p/U_{10n} > 1.2$ 為 成熟波條件相吻合。大致上浮標觀測的結 果與JONSWAP 譜或是 P-M 頻譜具有相當 的一致性。

圖三說明波齡在 0.8 < C_p/U_{10n} < 1.2範圍內,在不同風速下的波譜發展。波 譜的成長模式與前述一致,頻譜尖峰處能 量隨著風速的增加而增加,尖峰頻率隨著 風速的增加而減小。圖 2-3 顯示浮標觀測 的結果與 JONSWAP 譜或是 P-M 頻譜更加 貼近。然而在此波齡較小的條件下,頻譜 形狀較為尖銳狹長,頻譜能量也大幅增加。 雖然平均波齡顯示,波浪仍在發展階段尚 未成熟,但是在不同風速下 $\gamma = 1$,因此 由波齡大小所定義與 JONSWAP 譜中由y 定義之波浪發展成熟與否並不一致。浮標 所觀測頻譜可發現,尖峰值左側的形狀較 JONSWAP 略為長陡峭,因此當 $f > f_p$ 時, 頻譜寬度參數 $\sigma = 0.09$ 可能需要調整。另 外在較高風速下16 < U_{10n} < 18在頻譜低 頻處*f* < 0.06時,不同於 JONSWAP 譜, 仍存在明顯的長波浪能量。

圖四說明波齡在 $0.6 < C_p/U_{10n} < 0.8$ 範圍內,不同風速作用下的波譜發展。 基本上其特性與圖 2-3 所描述一致,然而 頻譜形狀更加的狹長且更符合 JONSWAP 譜的預測。在此波齡更小的條件下 γ 值 亦小於 1。如同圖 2-3 的結果,在強風下頻 譜的低頻處仍舊顯示長周期波浪能量,代 表台灣海峽彰濱外海在東北季風強風條件 下,存在長距離發展的長周期湧浪,此與 JONSWAP 的純風浪譜有相當程度的不同。 至於長浪或湧浪對風機支撐結構載重與疲 勞度,甚至是風-浪錯位(wind wave misalignment)的影響程度,仍有待更一步 的研究。

五、結論

對東北季風條件下波譜特性的研究顯示,使用波齡對海況進行分類,在波齡小的條件下,觀測的波譜JONSWAP譜一致。 然而,在低頻處觀存在波能表示海面是包 含風浪和湧浪的組合,形成複雜的海況。 此結果與JONSWAP頻譜不同。另外示使 用 H_s 與 T_p 所計算的頻譜尖峰增強因子, 在 $\gamma=1$ 代表成熟波浪條件,與波齡計算結 果 C_p/U_{10} 需大於 1.2 的條件並不一致。

參考文獻

- DNVGL (2016) Loads and site conditions for wind turbines, DNVGL-ST-0437, DNV GL AS
- Edson, J. B., Hinton, A. A., Prada, K. E., Hare, J. E., and Fairall, C. W. (1998) Direct covariance flux estimates from mobile platforms at sea, *J Atmos. Oceanic Tech.*, 15, 547-561.
- Hasselmann, K., Bamett, T.P., Bouws, E., Carlson, H., Cartwright, D.E., Enke, K., Ewing, J.A., Gienapp, H., Hasselmann, D.E., Kruseman, P., Meerbrug, A., Mliller, P., Olbers, DJ., Richter, K., Sell, W., Walden, H. (1973) Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Dtsch. Hydrogr. Z., A 80 (12), 95 pp.
- 4. Moskowitz, L. (1964) Estimates of the power spectrums for fully developed seas for wind speeds of 20 to 40 knots. *J. Geophys. Res.*, 69, 5161–5179.
- Pierson W. J. (1964) The interpretation of wave spectrum in terms of the wind profile instead of the wind measured at a constant height. J. Geophys. Res., 69, 5191–5203.
- Tsai, Y. S., Chang, W. T., Yu, C. M. and Yang, W. C. (2018) General sea state and drag coefficient observed near shore in Taiwan Strait, Procedia IUTAM, 26, 204-213

近斷層設計基準地震研究

簡文郁1 張志偉2 張毓文3

摘要

近斷層地震的幾個基本特徵包括:(1)高地震動值;(2)低頻的速度脈衝(Pulse like);(3) 上、下盤效應;及(4) 顯著的永久地表位移。前三者皆為近斷層地震動可能觀察到的基本 特徵,造成的可能原因眾多且交互影響,對結構物耐震設計需求有顯著影響。目前我國 耐震設計規範以近斷層調整因子將近斷層區域之設計基準(需求反應譜)予以提高,唯僅反 映上述的第一項特徵『(1)高地震動值』;對其餘兩項地震動特徵,速度脈衝與上盤效應尚 未充分考量。

本研究針對台灣第一類活動斷層,採用定值法進行地震動評估。標的活動斷層與其 參考之幾何、斷層型態、地震活動度等參數,主要依據中央地質調查所相關研究報告(地 調所,2012;胡植慶等,2016)彙整,決定評估之特徵地震規模及其再現期。為方便應用, 近斷層設計基準地震以函數型式表達,包含基本衰減函式、上盤效應調整函式及發生機 率調整因子。研究結果針對個別活動斷層提出近斷層設計基準地震建議,以函數形式定 義設計基準地震反應譜值參數,提供耐震設計規範修訂之參考。

關鍵詞:活動斷層、定值法、上盤效應、設計基準地震

一、前言

依據中央地質調查所公告台灣地區活 動斷層斷層共有 33 係,其中,20 條第一 類活動斷層。活動斷層錯動引致大規模地 震,在近斷層區域產生相當大的地震動及 劇烈之地變形。於上個世紀,台灣因重大 災害地震而死亡的人數超過 7780 人(鄭世 楠等,1999)。這些災害地震多數與西部麓 山帶的活動斷層有關,如 1906 年因梅山 斷層錯動所引發的梅山地震、1935 年因屯 子腳及獅潭斷層接續錯動引發的台中烈震、 1946 年與新化斷層相關的新化地震;尤其 1999 年 921 集集地震的強烈地震動造成結 構物毀損導致約 2400 人死亡,鄰近斷層 之橋梁、建物因近斷層效應而破壞。

目前我國耐震設計規範對近斷層區域 之設計基準(需求反應譜)予以提高,唯其 考量僅反映近斷層的(平均)高地震動值, 對低頻速度脈衝與上盤效應尚未充分考量。

二、近斷層設計基準地震

本研究針對台灣第一類活動斷層,採 用定值法進行地震動評估。為方便應用, 近斷層設計基準地震 S 以函數型式表達, 包含地震動基本衰減函式、上盤效應調整 函式及發生機率調整因子,如式(1):

$$S = f_H \cdot f_P \cdot f_A(\theta_i, M, R) \tag{1}$$

其中,

S:近斷層設計基準地震,通常以反應譜 定義,為結構固有週期或頻率之函數; f_H:上盤效應調整函式,與斷層之傾角 及工址位置有關;

 f_{p} :斷層地震發生機率調整因子,與斷層地震再現期及上次地震時間有關, $f_{p} \leq 1.0$ 。

 f_{A} :地震動基本衰減函式,其常係數 θ_{i} 由

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副研究員

國家地最上柱研九十七副研九貝

迴歸分析求得, M, R 分別為地震規模及 工址之斷層距。

2.1 地震動基本衰減函式, f_A

本研究針對活動斷層之特徵地震,所 應用的地震動基本衰減涵式(GMPE) f_A由 一般淺地殼通用式(Phung, 2019)修改。活 動斷層特徵地震為大規模地震(Mw>6.0, 與斷層長度有關),且破裂至地表(ZTOR=0), 因此前述淺地殼通用式可以簡化為式(2):

$$f_{A} = \ln(S_{a}) = \theta_{1} + \theta_{10} \cdot F_{R} + \theta_{11} \cdot F_{N} + \theta_{4}M$$
$$+ \left[\theta_{5} + \theta_{6}(M - 5)\right] \ln\left(\sqrt{R_{RUP}^{2}} + \theta_{7}^{2}\right)$$
(2)
$$- \theta_{9}^{2}R_{PUP}$$

Sa 表地震動預估值為週期函數,單位g。 FR與FN分別為逆斷層、正斷層型態之設 定因子,依據斷層型態分別設為O或1。 M 為地震矩規模,Mw。

 R_{RUP} 為場址距斷層面之最短距離(km)。 $\theta_1 \sim \theta_{11}$ 為此通用式之係數。

為降低地盤效應對 GMPE 基本式之影響,本研究建議式(2)之係數,以台灣淺地 層之堅硬基盤(Vs30=760m/s)為參考地盤; 分析得到的部分係數對週期的平滑化尚待 改進。以此基本衰減涵式,進行境況模擬 地震動反應比較如圖一所示。圖中比較四 種境況,分別為(Mw7.6, Rrup=1.0km)、 (Mw6.5, Rrup=1.0km)、(Mw7.6, Rrup=8.0km)、 (Mw6.5, Rrup=50km),圖一結果顯示境況模 擬之反應譜型尚稱圓滑,應可反映其為中 值反應譜之特性,僅在近距離的條件下於 T=0.25 處略失其平滑性,後續仍可針對各 係數對週期之平滑化改進。

為驗證本研究基本衰減涵式 f_A 之可 靠性,將之與台灣本土的地震動預估式, 如 NCREE06 (Jean et al., 2006)、Chao17 和 Phung17 比較反應譜之形貌(shape)。震源 參數的設定為:當車籠埔斷層錯動產生地 震矩規模 7.65 之地震,震矩規模轉換經驗 式,得到的 M_L 為 7.3;斷層面傾角 30°, 測試工址與斷層面的最短距離設定為 5.0



圖一 地震動基本衰減涵式 f_A之境況 模擬地震動反應譜比較



圖二 地震動基本衰減涵式 f_A之境況 模擬地震動反應譜比較

公里。4 個地震動預估式所帶入的距離皆 為與斷層面之最短距離(R_{RUP}),且測試工址 設定位於斷層之下盤,即皆尚未考慮上盤 效應;平均剪力波速度 VS₃₀為 760 m/s,各 地震動預估式之結果比較如圖二所示。

本研究之地震動基本衰減涵式(GMPE) 雖然較 Chao17 和 Phung17 等 GMPE 簡化 非常多,結果顯示,對於活動斷層地震動 之預測仍具有相當之合理性。目前規範地 震分區等相關地震動評估所採用之簡化 GMPE (NCREE06)之評估結果亦繪於圖二比 較;NCREE06 適用之地盤條件之 Vs30 約為 於 400~450 m/s,其結果包含部分地盤效 應之影響,而略高於其他GMPE的預測值, 亦可合理地反映地震動基本衰減涵式的特 性。圖中實線為基本衰減涵式中值加一個 標準偏差之結果(假設各週期之 GMPE 標 準偏差值為σ_{InErr} = 0.6)。

2.2 上盤效應調整函式, f_H

由實際地震動災害調查與地震動資料 皆顯示,近斷層區域之地震動具有上盤效 應,與斷層相同或類似距離之上盤測站, 其地震動明顯較位於下盤側之測站高(ex.: 圖三)。目前我國耐震設計規範對近斷層區 域之設計基準並未考量上盤效應。

為能反映上盤效應,本研究依據適用 條件簡化 Donahue(2014) 之模型,將其因 子刪除兩項(原模型之 T4、T5 均設為 1.0); 換言之式(1)之上盤效應調整函式簡化為: $f_H = a_1T_1(\delta) \cdot T_2(M) \cdot T_3(R_x, W, \delta, M)$ (式(3)), 其中, $T_1 及 T_2 \beta$ 別反映斷層面頃角及地震 規模對上盤效應大小之影響;而 T_3 則反映 工址與斷層面幾何關係等距離之效應遞減。

以車籠埔斷層在 1999 年集集地震錯 動之相關調查資料比較上盤效應與模型 f_H 之差異,如圖三所示。上盤效應調整函 式與斷層幾何及工址位置有極密切關係, 圖三之比較條件或假設為: Vs₃₀=760 m/s、 震矩規模 7.65、斷層面傾角 30°、破裂寬 度 W=37km。圖三左下圖示意斷層破裂幾 何與測站之位置關係,而左上圖呈現地震 資料與式(2) 基本衰減涵式 f_A 之比較。顯 示上盤側測站之地震動值明顯高出 f_A 之



圖三 斷層境況模擬地震動與上盤效應 比較(車籠埔斷層)

預測值,必須加以修正並反應在設計基準 地震,才能獲致可靠之耐震設計。將實測 地震動值與 f_A預測值之殘差比較如圖三 左中所示,並將 f_H之模型以虛線繪出與堅 硬地盤測站(450 m/s <Vs30<760 m/s)之殘差 比較,顯示二者極為相符,上盤效應調整 函式 f_H應可配合式(2)適用於台灣地區之 活斷層對堅硬地盤工址上盤效應之評估。

由 1999 年集集地震之地震動資料顯 示位於下盤測之地震動值較基本衰減涵式 f_A 之預測值小,其原因可能來自於軟弱地 盤之濾波效應、斷層滑移效應(fling-step)或 其他下盤效應,仍有待進一步澄清。

2.3 發生機率調整函式, fp

針對近斷層區域的設計基準地震除依 據工址相依地震危害分析(site-specific PSHA)決定外,ASCE 7-16規定亦可以定值 法決定最大考量基準地震(MCE)。惟定值法 無法適當反映單一活斷層在設計壽命內可 能發生特徵地震之機率高低。本研究建議 定值法評估結果再以斷層地震發生機率調 整因子, f_p,適度調整設計基準地震大小。

依據中央地質調查定義第一類活斷層 為1萬年內曾經活動之斷層,所許多研究 顯示多數台灣陸地之活斷層之再現期均約 數百年至數千年;而其地震特徵符合規模 與再現期可預測模型,可以事後機率理論 評估在未來 Tp 年內發生特徵地震事件之 機率,反映時變地震危害(time-dependent seismic hazard, TD-SHA)之影響。對於有明 確上次地震事件時間的斷層,例如,車籠 埔斷層、彰化、梅山、新化、花東縱谷等 斷層,以時變地震危害評估而得到未來 Tp(例如 Tp=50)年之發生機率, $P_r=P(T_e|T_P)$; 而未能明確調查得到上次地震事件時間的 其他斷層則建議仍以包生過程評估其發生 機率 $P_r=T_P/T_r$ 。

建議斷層地震發生機率調整因子, f_p , 依據未來 50 年發震機率 P_r 決定,

$$f_{P} = \begin{cases} 1.0 & ; \quad (P > P_{r1}) \\ r_{0} + (1 - r_{0}) \cdot \frac{(P_{r} - P_{r0})}{(P_{r1} - P_{r0})}; \quad (P_{r0} < P_{r} < P_{r1}) \\ r_{0} & ; \quad (P < P_{r0}) \end{cases}$$
(4)

其中, r_0 , P_{r_0} , P_{r_1} 為常係數,可由 PSHA 分析結果與定值法評估所得進行敏感度分析決定,使其能反映 PSHA 之結果,以利規範朝向以風險考量之設計基準地震(risk-targeted design earthquake)發展所需。

本研究初步建議常係數 r₀, P_{r0}, P_{r1}分 別為 0.9、0.5%及 2%,適用於決定 MCE(2500 年回期設計地震)。

三、案例比較探討

以車籠埔斷層為例,相關參數如前所 述(詳圖四)。車籠埔斷層境況模擬地震動 PGA 隨斷層距離 Rx 變化之比較如圖四所 示,圖中橫軸 Rx為工址與斷層線(地表破 裂跡線)距離,負值表示位於下盤側,上盤 側工址 Rx 為正;實線為 GMPE 基本函式 f_A ,虛線為考量上盤效應之結果(綠色,中 值),並將考量中值加一個標準偏差之結果 (紛紅色)繪出比較。結果顯示,在近距離範 圍(R<2.0 km)GMPE f_A 之評估結果與現行 規範相當;將上盤效應列入考量後設計基 準地震亦將大幅提高,將對耐震設計造成 較大之衝擊。

由槽溝調查研究顯示(Chen et al., 2007) 其地震平均再現期約為 350 年(假設 CV=0.5),則其未來 50 年發生之特徵地震 之機率約為 0.076%(假設地震再現期之機 率分布依循隊數常態分佈)。以 2.3 節之建 議可取 $f_p = r_0 = 0.9$ (與現行規範約略同)。

四、結論與展望

本研究以定值法為基礎,提出近斷層 地震動預測之模型,以函數形式定義設計 基準地震反應譜值參數,可以反應近斷層 工址高震動、上盤效應,並適度反應斷層 未來50年活動機率,提供耐震設計規範修 訂之參考。惟仍有以下議題仍須考量:

(1) 本研究尚未考量近斷層地震動速度脈

衝之特徵,後續補充。

- (2) 基本衰減涵式 f_A之參考地盤條件為 Vs₃₀=760 m/s 與目前規範第一類地盤 條件設定不同,因此,應用本研究時之 地盤效應修正因子建議採用 ASCE 7-16 的模型(ASCE 7-16 的表 11.4)。
- (3) 上盤效應調整函式與斷層破裂面之幾 何參數相關,建議參考 CGS'16 或 TEM'16之斷層參數設定,以中值參數 為準(定值法應用)。



圖四 車籠埔斷層境況模擬地震動 PGA 隨斷層距離變化之比較

參考文獻

- Galal, K., and Ghobarah, A., "Effect of Near-Fault Earthquakes on North American Nuclear Design Spectra", Nuclear Engineering and Design, Vol. 236, No. 18, 1928-1936 (2006).
- Jean, W. Y., Y. W. Chang, K. L. Wen, C. H. Loh. "Early Estimation of Seismic Hazard for Strong Earthquakes in Taiwan", Natural Hazards, Vol. 37, 1-2, pp. 39- 53, (2006).
- 3. Phung, V.B. (2019), "Ground Motion Prediction Models and Discussions on the Technically Defensible Range of GMPE Epistemic Uncertainty for PSHA in the Region of Taiwan.", Ph.D. thesis submitted to Dept. of Civil Engineering, National Taiwan University, Taipei 10617, Taiwan.
- 4. Jennifer L. Donahue and Norman A. Abrahamson, 2014, Simulation-Based Hanging Wall Effects, Earthquake Spectra, 30(3):1269–1284.
- 胡植慶、劉啟清、景國恩、鄭錦桐 (2016)。 斷層活動性觀測研究第三階段-斷層整 合性觀測與潛勢分析(4/4)。經濟部中央 地質調查所,共439頁。
台灣耐震設計反應譜查詢系統網之發展與應用

嚴楚寒¹ 劉勛仁² 張毓文³ 張喭汝¹ 簡文郁⁴

摘要

我國建築物之耐震設計需求相關規定自民國 86 年「建築物耐震設計規範」正式頒布 以來,歷經民國 88 年、94 年及 100 年共三次修改,後續則有民國 102 年及 106 年兩版 草案,目前尚待主管機關審議中。多次的規範條文改制、歷年行政區劃圖及鄰近活動斷 層等資訊的取得不易,常使得使用者在評估工址設計地震時感到不便。國家地震工程研 究中心於 2013 年首次完成「臺灣規範反應譜查詢系統」單機版視窗工具,旨在提升各界 對設計地震查詢之便利性與效率。有鑑於現階段規範朝向依所在行政區在地化發展為目 標,地理資訊系統愈趨重要,本研究延續先前成果,整合地理資訊系統(GIS)與 Google Maps API,建構完成初版之線上「耐震設計反應譜查詢系統」。使用者可透過網頁瀏覽器 跨平台、跨裝置地使用此系統,依據地址、行政區域或經緯度進行查詢,可呈現規範對 設計地震之基本要求。同時,可查詢不同性能目標、不同規範版本之結果,並可在 Google Maps 上即時套疊工址位置、地質調查所第一類活動斷層跡線或行政分區等圖層,提供學 術研究或結構補強等應用。本網可提供民眾作為耐震設計規範相關科普教育使用,對工 程師則可應用在耐震設計與分析之實務案件,以滿足各界對我國建築物耐震設計需求之 多方需要,並引導對其之進階認識。

關鍵詞:建築物耐震設計規範、Google Maps API、Flask、HTML5、互動 式資料視覺化、地理資訊系統

一、前言

我國建築物之耐震設計需求相關規定 自民國 86 年「建築物耐震設計規範」正式 頒布以來,歷經民國 88 年、94 年及 100 年共三次修改,促使設計地震具體考量工 址地震危害度分析、近斷層效應、盆地效 應與土壤放大效應等影響因素而發展[1]。 除現行使用之民國 100 年所修訂之規範外, 尚有民國 102 年以及 106 年兩版草案。

為了配合我國耐震設計規範之修訂, 使用者得與時俱進地面對設計係數更新、 判別條件調修、新設參數應用,以及行政 分區改制等諸多異動,使得其在查算執行 以及資料管理上產生困擾與不便。

本研究延續國家地震工程研究中心於 2013 年首次完成「臺灣規範反應譜查詢系 統」單機版視窗工具之精神[2],整合地理 資訊系統(GIS)與 Google Maps API,建構 初版之線上「耐震設計反應譜查詢系統」 (以下簡稱為本系統),將整套系統搬上雲 端,讓使用者能夠跨平台、跨裝置,且無 須安裝任何軟體,直接使用網頁瀏覽器便 能使用。

使用者可在熟悉的 Google Maps 環境 中依據地址、行政區域或經緯度進行查詢, 呈現規範對設計地震之基本要求。同時, 可查詢不同性能目標、不同時期規範版本 之結果,並可在 Google Maps 上即時套疊 工址位置、地質調查所第一類活動斷層跡 線或行政分區等圖層,提供學術研究或結 構補強等應用。

¹ 國研院國家地震工程研究中心佐理研究員

² 國研院國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國研院國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國研院國家地震工程研究中心研究員

二、耐震設計反應譜查詢系統網

本系統頁面如圖一所示。此擷圖畫面 為一完整操作後所顯示之網頁頁面。此外, 本系統在撰寫網頁介面時亦導入了自適應 網頁設計(Responsive Web Design, RWD), 盡可能地考慮不同裝置的瀏覽模式,嘗試 讓使用者在不同的裝置上使用時都能有良 好的體驗。例如以手機瀏覽時,網頁將會 調整為適合手機上使用之配置。

一般而言,一個網頁要能上線提供服務,必須要有前端(使用者端)以及後端 (伺服器端)。本系統在前端採用目前主流 之 HTML5 標準開發,配合階層式樣式表 (Cascading Style Sheets, CSS)調整網頁上 各元素之樣式,並撰寫大量 JavaScript 程 式碼,以滿足網頁上的各種動態變化以及 與後端之溝通。後端部分,本系統使用以 Python 程式語言所撰寫的 Flask 套件作為 網頁應用框架,符合微型團隊甚至是獨立 開發者之需求。



圖一 完整網頁擷圖

🐳 🗊 🚛 100% 🛢 07:00

NAR Labs 國家實驗研究院 國家地震工程研究中心 耐震設計反應譜查詢系統

耐震設計規範版本

民國100年 (2011) *

輸入工址位置 🚹



工址資訊

圖二 行動裝置頁面

_

本系統頁面操作上分為三大區塊,即 「輸入工址相關資訊」「結果係數列表」、 「繪製反應譜」,使用者僅需依序輸入必要 資訊即可完成查詢。順序主要參考現行耐 震設計規範制定設計地震之流程規劃,但 為了提升操作便利性、考慮自適應網頁設 計,並且預留未來更多規範版本查詢之彈 性,整體的流程將會與現行規範略有不同。

2.1 輸入工址相關資訊

系統目前提供民國 100、102 及 106 年 耐震設計規範版本查詢。使用者可以地標 名稱、地址、鄉鎮市區里,以及經緯度輸 入查找工址位置。若上述方式皆不適用, 則可「啟動地圖定位模式」,將地圖中心圖 標平移至目標地點進行定位。工址位置輸 入完成後,系統自動調整 Google Maps 定 位至該搜尋地點,並依據輸入的方式不同, 在地圖上標記搜尋地點、鄉鎮市區里的行 政分區範圍、鄰近斷層線型等。若輸入之 工址位置所在之行政分區必須考慮近斷層 效應,鄰近斷層資訊區塊將自動顯示。同 時,若是輸入之工址位置有一明確之經緯 度(例如以完整地址輸入查詢),工址與斷 層之最短距離將會採用 WGS84 座標系統 自動計算並帶入,並且在距離落入近斷層 效應影響範圍內時自動將其勾選,表示後 續計算設計地震時將會考慮此斷層之近斷 層效應。

2.2 結果係數列表

在現行規範的計算流程中,工址係數 應為最後計算而得之結果。然而,考量實 務使用情境,此一最終計算結果在本系統 頁面中為預設顯示之第一組結果係數列表, 其餘係數則隱藏於收合之區塊中。此外, 若該工址位址考慮多條斷層之近斷層效應, 則此處顯示之各項工址係數將為考慮各斷 層之近斷層效應計算而得數值中之最大值。

若使用者不僅想要最終計算而得的工 址係數,則可展開此原為隱藏之計算過程 參數區塊,將規範計算流程中依序使用到 的係數都顯示出來。同時,在此處的近斷 層調整因子(或近斷層震區係數)以及工 址放大係數,表格列數將會依照工址所需 考慮近斷層效應之斷層數量而增減,並以 粗體標示作為最終計算結果之數值。

2.3 繪製反應譜

使用者可以根據自身需求,在網頁上 即時繪製反應譜,或是將其資料輸出下載。 此外,系統並有多工址反應譜比較之功能, 提供不同工址或規範結果之比較。



圖三 多處工址反應譜比較表

三、設計地震應用案例探討

在此以后里 921 紀念球場作為範例。 該球場座落於臺中市后里區,此案例以民 國 100 年規範進行查詢,搜尋字串為「后 里 921 紀念球場」,地盤分類假設為第一 類。



圖四 后里 921 紀念球場之地理位置

在此案例中,近斷層調整因子除NAD 屯子腳斷層控制外,其餘皆由車籠埔斷層 所控制,這同時也反應在反應譜上。從圖 五來看,屯子腳斷層(藍線)具有較高的 設計地震反應譜(實線),車籠埔斷層(綠 線)則具有較高的最大考量地震反應譜(虛 線)。然而單考慮反應譜高度(即工址短週 期水平譜加速度係數SS)並不足以判斷其 是否能成為此工址的設計或最大考量反應 譜,必須連同週期大小一併考慮。

表一	后里 92	1 紀念球場	;查詢結果

斷	层名稱	$\mid N_A^D$	N_V^D	N_A^M	N_V^M
屯子腳斷層		1.2	1.25	1.17	1.32
車籠埔斷層		1.16	1.32	1.2	1.45
S_{DS}	S_{D1}	T_0^D	S_{MS}	S_{M1}	$\mid T_0^M$
0.96	0.594	0.619	1.2	0.798	0.665





以此案例來說,長週期T₀皆為車籠埔 斷層所控制,使得屯子腳斷層雖有較高之 設計地震反應譜,但長週期處卻無法包絡 車籠埔斷層之反應譜,必須額外畫出一條 包絡設計地震反應譜(紅色實線)。短週期 0.2T₀部分,由於屯子腳斷層有著比車籠埔 斷層更小的0.2T^M,且依然有相當大的S_{MS}, 使得車籠埔斷層雖有著較高的最大考量地 震反應譜,卻無法包絡屯子腳斷層之反應 譜,必須額外畫出包絡最大考量地震反應 譜(紅色虛線)。

四、結論與展望

本研究建置了耐震設計反應譜查詢系 統,並將其搬上雲端,讓使用者破除不同 作業系統、裝置間的障礙,僅需網頁瀏覽 器便能操作。本系統提供查詢建築物耐震 設計規範之水平譜加速度係數以及繪製相 應反應譜之功能,並可在熟悉的 Google Maps 上以關鍵字等多種方式直覺地查詢 工址, 同時自動計算工址與斷層間距離, 自動選取影響範圍內之斷層,簡化大量而 繁複之計算流程。本系統亦可比較不同規 範之計算流程。本系統亦可比較不同規 範之計算流程。本系統亦可比較不同規 範 之前其法。本局設計目標之反應譜, 也能在 Google Maps 上套疊圖層,做出更 多元之應用。

目前本系統可提供現行規範即民國 100年版,以及民國 102年、106年兩版草 案之規範查詢。後續將陸續新增過往之規 範查詢,同時嘗試新增更多常用圖層,以 豐富本系統之功能。

- 劉勛仁、簡文郁、張毓文,「設計地震 整合系統發展與應用」,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,論文編號:1126,高雄,2014。
- 財團法人國家實驗研究院國家地震工 程研究中心,臺灣規範反應譜查詢介面, <u>http://www.ncree.org/DesignSpectra.aspx</u>。
- 3. 嚴楚寒、劉勛仁、張毓文、張喭汝、簡 文郁,「臺灣耐震設計反應譜查詢系統 網之發展與應用」,中華民國第十四屆 結構工程研討會暨第四屆地震工程研 討會,論文編號:11006,台中,2018。

台灣地區及加州地區之強地動傅氏譜差異比較

黄雋彦¹林哲民² 郭俊翔³ 溫國樑⁴

摘要

地動預估模式 (Ground motion prediction equation, GMPE) 現已於世界上廣泛被應 用,發展在地化之 GMPE 可幫助預估未來可能發生之特定規模、距離範圍地震之地動。 但實務上,發展 GMPE 時於許多地區所使用之歷史地震資料庫,常存在缺口如缺少特定 規模之資料。此時,國外地區之地動資料庫即可能對於 GMPE 回歸時外插部分有所幫助, 但其區域差異即應仔細納入考量,包括可能之孕震構造及地質條件不同。本研究中,加州 地區之地動傅氏頻譜 (Fourier amplitude spectra, FAS)即首先被使用於與台灣地區之 FAS 進行比較。對於此二區域而言,淺地殼之地震數量較為足夠,對於相同規模、震源距、場 址條件等可進行比較。由初步結果顯示主要之高低頻段之頻譜差異為來自孕震深度對於震 源及場址效應之影響,此明顯之高低頻間之區域差異可幫助 GMPE 作為調整國外之模型 至台灣可使用之模型並延長可信之震源尺度關係,以對於將來可能發生之大地震進行地動 評估。

關鍵詞:區域差異、台灣、加州、傅氏譜

一、前言

台灣地區自1990年代開始發展數位化 之歷史地震紀錄,其所記錄之最大規模地 震為 1999 年集集地震, 震矩規模為 7.6, 此地震完整地被台灣強地動儀器計畫 (Taiwan strong motion instrumentation program, TSMIP) 之測站所記錄。強地動 紀錄對於發展 GMPE 以預估未來可能發生 之地震十分重要。但同時,台灣地區仍缺 少大地震之紀錄,對於更大規模如規模 8 以上欲進行地動預估時,若此 GMPE 於發 展時即存在依定程度之規模或距離缺口, 則也許不適合以此 GMPE 進行預估。同 時,其他曾發生較多地震而有豐富資料之 地區,則可作為補足此缺口之資料庫使 用,以建構完整之 GMPE 預估公式。然而, 通常此國外之地區與台灣存在顯著之地質 構造差異必須加以考量。接著,美國加州 地區之地震資料庫比台灣曾收錄較大之地 震,且測站收錄之距離範圍較台灣為廣,

本研究即首先以加州地區為例確認與台灣 之區域差異,首要目標為淺地殼地震之 FAS 差異,以確認並補上台灣地區於震矩 規模 7.0 至 7.6 或更大規模地震之主要缺 口,以建構未來可應用之 GMPE 使用。

二、地動資料庫

美國加州地區之淺地殼地震資料庫為 由美國西部新一代衰減公式計畫(Next Generation Attenuation Relationships for Western US, NGAW2)所選取而得作為比 較使用,其規模-距離(Magnitude-Distance bin, M-R bin)涵蓋之範圍足夠寬廣,足以 提供大規模近震源之地動紀錄。圖一顯示 台灣地區及加州地區之地動資料庫差異, 黑色為加州之紀錄、灰色為台灣之紀錄、 紅色則為本研究作為比較使用之地動資 料。選取兩資料庫相同標準之條件如下, 需同時符合此四項條件則將用以比較區域 差異:規模正負 0.1 範圍間、斷層距(Rrup)

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國立中央大學教授

正負5公里內、斷層頂端破裂深度(Ztor) 正負5公里內、地表30米之平均剪力波速 (Vs30)介於50m/s差異內。舉例而言, 紅圈代表此用以比較之資料對為符合 Mw=5.0-5.1、Rrup=75-80 km, Ztor= 20-25 km, Vs30= 500- 550 m/s。



圖一 加州地區之 M-R bin (黑色圓圈)及 台灣地區 (灰色點),紅色圓圈為本研究 所選用以比較之地動紀錄範圍

三、結果與討論

圖二為四組地動資料對之比較範例, 由於兩資料庫可信之頻段不同,頻率域之 白色部分為取交集後之可用頻段,圖三則 計算兩筆紀錄對之 FAS 比率。整體而言, 高頻及低頻之表現明顯不同,所以,三個 不同頻率段之平均 FAS 比率則首先被用以 比較,此三組頻段包括低頻部分(可信頻 段或最低 0.5Hz 為底至最高 1Hz, 圖三亮 藍色線段)、中頻段部分(1至5Hz,綠色 線段)、高頻部分(5Hz 至 20Hz 或可信最 高頻段至少至10Hz,紫色線段)。圖四則 為各紀錄對之高、中、低頻平均 FAS 比率 分別對於震矩規模 Mw、斷層距 Rrup、Vs30 及 Ztor 之比較圖。初步結果顯示高低頻間 顯著之差異主要影響震源尺度關係(Source scaling, Mw)、路徑衰減(Rrup)及孕震 構造深度 (Ztor) 等。同時,高低頻差異於 場址效應部分(Vs30)則存在些許差異。

基本上,台灣地區之 FAS 高頻部分於

較大地震(Mw介於 4.5-6.2 間)較加州地 區之 FAS 為小 (圖五),可能由於相對較 小之震源拐角頻率(Corner frequency)或 較小之應力降 (Stress drop) 所造成,此亦 可由此二區域隨機式點震源模型中所使用 之震源相關項及高頻衰減 kappa 模型差異 所證實(圖六)。接著,加州地區之高頻 FAS 顯現較台灣為快之衰減關係,而低頻 FAS 部分則於長距離處呈相反之特性(圖 七),此特性亦可於隨機式點震源模擬之 區域差異比較而得(圖八)。由此二區域 隨機式點震源模擬之衰減模型顯示,加州 地區之幾何衰減項於全頻段存在較快之衰 減率,而由品質因子Q值可見高頻區域衰 減快於台灣地區之 FAS 頻譜,低頻部分則 較台灣地區之衰減為慢。同時,高低頻區 域於高 Ztor 值處皆存較大差異(圖九), 此可能由於孕震深度與加州(15km)與台 灣地區(35-50km)呈明顯不同所致。最後, FAS 比率之特徵於高頻及低頻部分,對於 場址效應之比較呈完全不同之特性(圖 十)。舉例而言,對於加州地區 Vs30 較低 之較軟弱場址,中頻段 FAS 較堅硬場址為 高,對於相同 Vs30 條件之場址而言,低頻 於堅硬場址 (Vs30 大於 400 m/s) 較高。 這些特徵為由複合性之效應包括場址放大 及高頻衰減效應綜合而成(圖十一)。



圖二 相同選擇比較標準下之 FAS 頻譜比 較圖,紅色為台灣而藍色為加州之頻譜



圖三 台灣地區頻譜除以加州地區頻譜之 FAS 比率範例



圖四 不同頻段之平均 FAS 比率比較圖。 亮藍色為低頻部分、綠色為中頻段部分、 紫色則為高頻部分。分別對於 Mw、Rrup、 Ztor 及 Vs30 做比較



圖五 將平均 FAS 之特徵對於不同頻段平均 後之與震矩規模 Mw 比較圖, 色階同圖四

Parameters	Atkinson (2015)- California	Huang et al. (2017)- Taiwan
Stress parameter, $\Delta \sigma$ (bars)	300	Mw <5.5, 60 5.5 <mw 80<br="" <6.5,="">Mw >6.5, 90</mw>
Kappa, κ ₀ (sec)	0.02	0.0517 (by Prof. Kuo-Liang Wen @ WM #2)

圖六 隨機式點震源模擬所使用,台灣地區 及加州地區關於應力降及高頻衰減參數



圖七 將平均 FAS 之特徵對於不同頻段平 均後之與斷層距(Rupture distance, Rrup) 比較圖,色階同圖四



圖八 台灣地區及加州地區隨機式點震源 模擬之衰減關係比較圖



圖九 將平均 FAS 之特徵對於不同頻段平 均後之與斷層破裂頂端深度 (Depth to the rupture surface, Ztor) 比較圖,色階同圖四



圖十 將平均 FAS 之特徵對於不同頻段平 均後之與場址條件 (Vs30) 比較圖,色階 同圖四



圖十一 由速度構造計算之理論台灣地區 及加州地區地殼放大函數。虛線為考慮高 頻衰減後之放大函數,紅線為加州之結 果、藍線為台灣地區之結果,此放大函數 考慮淺層至 16km 深之構造

三、結論

加州地區及台灣地區淺地殼地震之 FAS 特徵比較於本研究中呈現。擁有相似 條件之地動紀錄被用於分析,其重疊條件 包括震矩規模 Mw、斷層距 Rrup、斷層破 裂頂端深度 Ztor 及場址條件 Vs30 等。初 步分析結果顯示 FAS 於高頻及低頻部分呈 明顯不同。整體而言,台灣之低頻 FAS 較 加州為高,相對地,高頻頻段部分則較為 相近。同時,低頻至高頻之 FAS 差異主要 由震源(應力降)、場址(放大函數及高 頻衰減 kappa) 效應所控制。前述二複合式 效應於路徑部分則呈現相反之趨勢(加州 呈較快之衰減關係,為由於品質因子Q及 幾何衰減效應合併而得),此些效應綜合 而得台灣地區及加州地區之 FAS 比率不 同。

參考文獻

 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 simulation based on an empirical transfer function", *Journal of Asian Earth Sciences* 138, 399-415.

以花蓮地震動資料探討現行耐震設計規範中 地震力折減係數的適用性

趙書賢¹ 劉勛仁² 許喬筑³ 郭俊翔⁴

摘要

目前耐震設計規範中的地震力折減係數,並未針對具近斷層效應的地震動做特殊的 規範。但是過去有許多研究指出具近斷層效應的地震動,也就是具有脈衝的地震動速度 歷時,在相同的地震力折減係數下,很可能會導致結構物韌性需求的增加。而在花蓮地 震中,氣象局所部設的強震站所量測到的地震動歷時,部分週期的水平向加速度反應譜 高於現行耐震設計規範所訂定的設計地震反應譜,而且這些歷時大部分都具有近斷層效 應。有鑑於此,本研究以花蓮地震為例,採用 Shahi 與 Baker 於 2014 年所提出的速度脈 衝指標分析方法計算各測站水平方向的速度脈衝指標,以判定其是否含有速度脈衝,並 分析花蓮地震動其地震力折減係數與韌性需求之間的關係,以探討具近斷層效應的地震 歷時對韌性需求的影響,以及評估現行耐震設計規範中地震力折減係數的適用性,相關 的研究成果可供未來耐震設計規範的修訂做為參考。

關鍵詞:近斷層脈衝型歷時、強度折減係數、結構系統韌性、2018花蓮地 震、耐震設計規範

一、前言

氣象局所部設的強震站在花蓮地震中 所量測到的地震動歷時,部分週期的水平 向加速度反應譜高於現行耐震設計規範所 訂定的設計地震反應譜,代表具該基本振 動週期的結構物在受到該地震動侵襲的時 候會進入材料與結構非線性,導致結構物 進入韌性而損壞並可能造成結構的倒塌。 而耐震設計規範中亦提供了地震力折減係 數,其為結構物基本振動週期與結構物韌 性需求的函數,可用來評估當地震動反應 譜高於設計地震反應
譜時,不同基本振動 週期的結構物其韌性需求。過去有許多研 究提出具近斷層效應的地震動,也就是具 有脈衝的地震動速度歷時,在相同的地震 力折减係數下,很可能會導致結構物韌性 需求的增加(Gillie et. al., 2010), 然而目前 耐震設計規範中的地震力折減係數,並未 針對具近斷層效應的地震動做特殊的規範。 有鑑於此,本研究以花蓮地震為例,分析 花蓮地震動其地震力折減係數與韌性需求 之間的關係,以探討具近斷層效應的地震 歷時對韌性需求的影響,以及評估現行耐 震設計規範中地震力折減係數的適用性, 相關的研究成果可供未來耐震設計規範的 修訂做為參考。

二、分析方法與成果

本研究選用花蓮地震中氣象局的強震 站蒐集所得的地震紀錄進行分析,為了得 到各強震站的設計反應譜並與花蓮地震中 該站量測所得的反應譜進行比較,因此本 研究僅選擇具有 Vs30 資訊(Kuo et al., 2017) 的強震站,共計有 458 個站。為了維持各 強震站觀測紀錄的真實性,本研究並未針 對其進行比例調整,而是依據其兩個水平 方向計算所得的最大反應譜來計算觀測所

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佐理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心研究員



圖 1(a) 氣象局 TSMIP 強震觀測網所在位 置週期 0.3 秒之 475 年耐震設計反應譜值

得的地震動反應譜與設計反應譜的比值 Fu值,Fu值如果大於1即代表觀測紀錄的 反應譜大於設計反應譜,並以遲滯模型計 算各紀錄在該Fu值之下的韌性需求。本研 究的設計反應譜採用的是475年回歸期的 反應譜值,各強震站位置的設計反應譜值 可參考圖 1。此外為了識別各地震歷時是 否含有速度脈衝,本研究採用 Shahi 與 Baker 於 2014 年所提出的速度脈衝指標 (Pulse Indicator, PI)分析方法(Baker 2007, Shahi and Baker 2014),計算各測站水平方 向的速度脈衝指標,以判定其是否含有速 度脈衝,以及速度脈衝的主要週期 Tp (Pulse Period),以評估近斷層效應對結構 韌性需求的影響。

本研究所選用之花蓮地震中觀測所得 各記錄計算所得之各週期的 Fu 值可參考 圖 2,其中所有紀錄的計算結果標示為藍 點,而紅色圈圈則是另外標示具有速度脈 衝的紀錄。由分析結果可以發現花蓮地震 中各測站觀測所得的短周期反應譜(週期 小於 1 秒)幾乎都小於設計反應譜,然而大 約有 2-10 筆觀測紀錄所得的長周期反應 譜(週期大於 1 秒)大於設計反應譜,且其 皆具有速度脈衝。圖 3 為地震動反應譜與 設計反應譜的比值 Fu超過1的測站之空



圖 1(b) 氣象局 TSMIP 強震觀測網所在位 置週期 3.0 秒之 475 年耐震設計反應譜值



圖 2 花蓮地震中氣象局 TSMIP 強震觀測 網觀測所得的地震動反應譜與設計反應譜 的比值 Fu 大於 1 的分析結果與數量

間分佈圖,由圖3可以發現周期三秒之Fu 值超過1的測站幾乎都位於臨近斷層的區 域,由此可知近斷層效應對長周期結構耐 震需求的影響甚鉅。

接著本研究採用可考慮雙軸遲滯行為 互制的非線性單自由度系統(Chao et al., 2009)來計算各地震紀錄再給定的 Fu 值之 下,可能引致的結構韌性需求,並與規範



圖 3(a) 地震動反應譜與設計反應譜的比 值 Fu 大於 1 的測站空間分佈圖(T 0.3 sec)

所訂定之 Fu-μ 曲線進行比較。該分析方法 可以將兩個水平方向的地震紀錄同時輸入, 可考慮地震紀錄可能造成結構再反應譜最 大值的方向造成降伏與在平面上發展塑性 的行為,此外為了得到較為保守的分析結 果(趙書賢等,2003),本研究假設結構的非 線性行為為完全彈塑性,不考慮鋼筋混凝 上可能導致的擠壓型遲滯迴圈以及結構勁 度與強度的衰減。

圖 4 為花蓮地震中各地震紀錄在不同 周期的 Fu值之下可能引致的韌性需求,如 藍色標示所示,其中具速度脈衝的地震紀 錄則另外以紅色標示,以及耐震設計規範 建議的折減係數,如黑色虛線所示。以圖 4 的分析結果來看,雖然具近斷層效應的 地震紀錄確實可能引致較高的韌性需求 (如週期 0.2 秒與週期 0.25 秒的分析結果 所示),不過大部分的紀錄所引致的韌性需 求都比耐震設計規範所訂定的建議值來的 低,僅有週期 2 秒時有部分記錄所引致的 韌性需求會稍微高於規範的建議值,該現



圖 3(b) 地震動反應譜與設計反應譜的比 值 Fu大於 1 的測站空間分佈圖 (T 3.0 sec)

象可能與大部分的紀錄脈衝周期都大約為 2 秒左右有關,由此可知耐震設計規範所 建議的韌性需求仍具一定程度的保守度, 因此仍可適用於具近斷層效應的地震紀錄。

三、結論與展望



圖 4 地震動反應譜與設計反應譜的比值 Fu 與韌性需求的關係圖(黑色虛線為 耐震設計規範所訂定的 Fu-μ 關係曲線,紅色標示代表該紀錄具速度脈衝)

分析,以更進一步確認具近斷層特性的地 震紀錄其可能引致的韌性需求與現行耐震 設計規範中地震力折減係數的適用性。

参考文獻

- Baker J.W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. Bulletin of the Seismological Society of America. 97 (5), 1486-1501.
- Chao, S.H., Loh, C.H. (2009), "Develop Biaxial Hysteretic Model for Reinforced Concrete Structure", International Journal of Non-Linear Mechanics 2009, Volume 44, Issue 7, 745-756. (SCI & EI)Huang, Y.H., "Pavement Analysis and Design", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey (2004).
- 3. Gillie, J.L. Rodriguez-Marek, A., McDaniel, C. (2010). "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity

ground motions," In Engineering Structures, Volume 32, Issue 1, 2010, Pages 273-285.

- Kuo, C.H., C.M. Lin, S.C. Chang, K.L. Wen, and H.H. Hsieh (2017). Site Database for Taiwan Strong Motion Stations, NCREE Report, No. NCREE-17-004, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
- Shahi, S.K. and Baker, J.W. (2014). "An efficient algorithm to identify strong velocity pulses in multi-component ground motions." Bulletin of the Seismological Society of America, 104(5), 2456–2466.
- 6. 趙書賢,羅俊雄;"從能量及耐震設計理 念檢討結構耐震性能設計法";國立台 灣大學,土木工程學系暨研究所,結構 工程組,碩士論文,民國 92 年(2003)。

監測氣體成分變化與士林地震相關討論

1李曉芬、大屯火山觀測站團隊

摘要

大屯火山群(TVG)是一座活火山,位於台北市區以北約15公里處。鄰近地區還設置了兩座核能電廠;因此,仔細監測火山活動對台灣北部居民至關重要。 在過去的十年中,研究團隊定期收集火山噴氣樣本,用以記錄化學成分和氦同位素比值的變化。結果顯示 TVG 的火山活動穩定。而就在2014年2月12日,研究區域內發生芮氏規模4.2 的地震。地震發生後,部分噴氣孔氣體中的 HCl 濃度急劇增加,並有時間和空間上的變化。這樣的結果對於建立描繪 TVG 熱水系統的詳細模型非常有用。這些研究數據將填補目前TVG 對熱液系統分布知識的空白處,它們可以為闡述台灣北部的構造環境提供重要信息。

關鍵詞:大屯火山群,地球化學,火山流體,士林地震

一、前言

台灣位於歐亞大陸板塊和菲律賓海板 **塊的交接處,地質構造複雜。大屯火山群** 位於台灣北部,分佈範圍約250平方公里。 關於大屯火山的活躍度,氦同位素的分析 研究指出,大屯火山群之火山噴氣平均有 60%以上氦氣源自地函端成分,暗示台灣 北部地底下可能存在一岩浆庫,而在大屯 火山地區所觀測到的微震資料也反應出在 大屯火山底下有流體或是岩漿活動的反應, 在台北盆地岩心的沉積物中發現有原生的 火山灰,由礦物成分推論為鄰近大屯火山 群噴發的產物,經由地層層序控制推論此 一噴發事件年輕於2萬年前。在七星山山 麓發現了新鮮的火山灰,進一步把噴發時 間推論到距今 6000 年前。Lin (2016)更利 用震波推遲方法和影子的概念,找出大屯 火山群的岩浆庫位於東北區,深度約為20 公里。這些都是大屯山仍為活火山的證據。

而在 2014 年 2 月 12 日凌晨(當地時 間),在大屯火山群區域內發生芮氏規模 4.2 的有感地震,這是近十年來在本區測得 規模最大的地震。中央氣象局發布的震央 位置約位於七星山東南方,震源深度接近 6 公里。由於多項研究已證實大屯火山是 活火山,對於此地震是否與火山活動有關 引起各界高度關注。

近十年來,本研究團隊維持每月一次 的頻率採集大屯火山群區域內的主要噴氣 口,分析其氣體成分和氦同位素比值。在 地震過後,我們發現火山氣體成分組成上 出現一些變化,本文將就這些變化討論地 震和熱液系統間的關係,並試圖描繪出熱 液系統在此處的分布狀況。

二、採樣與分析方法

目前我們選擇大屯火山群區域內最重要的5座噴氣口監測,每月定期採樣分析 其氣體成分和氦同位素比值變化。採樣地 點詳見圖一。我們使用大多數火山學家所 使用的吉氏瓶(Giggenbach Bottle)進行採 樣。目前所使用的吉氏瓶體積約為170毫 升,內置50毫升鹼液。採集回來的氣體先 使用配置有2個熱傳導感應器(TCD)和1 個火焰離子化感應器(FID)的氣相層析儀 分析未凝結氣體,再使用離子層析儀分析 溶解於鹼液中的氯離子和硫酸根離子濃度, 最後再使用自動滴定儀計算 CO_3^2 -和 HCO_3 -的濃度,總計可分析包括 H_2O 、 CO_2 、 H_2S 、 SO_2 、HCl、CH4、N2、H2、He、Ar、

¹ 國家地震工程研究中心專案副研究員

CO 等氣體。我們另外使用碘液來獲得 SO₂/H₂S 的比值。氦同位素部分則是以具 備雙閥的真空玻璃瓶收集樣品,再使用台 大地質科學系的稀有氣體質譜儀分析。



圖一 採樣位置分布圖。星號顯示地震震央。 DYK, Da-You-Keng; SYK, Shiao-You-Keng; SHP, She-Haung-Ping; BY, Ba-Yan; LHK, Liu-Huang-Ku. 黑線是本區重要構造線山 腳斷層,紅線為圖四所使用的 A-A'剖面

三、分析結果與討論

由於地震發生時間為2014年,本研究 中呈現 2013-2014 年兩年間的資料。世界 上大多數的低溫火山噴氣組成,主要以水 氣為主,除水之後為二氧化碳。大屯火山 地區的噴氣組成水氣為 92~96%,二氧化 碳為 5.3~9.3%,另外為硫化物、氮氟、甲 烷等。氯化氫的濃度雖然除大油坑地區外 普遍不高,但卻是大屯火山地區相當敏感 的氣體指標之一,對岩漿活動或是區域流 體活動的反應相當明顯(Lee at al., 2008)。 由於水氣較容易受到外界影響,例如採樣 時採樣管的角度擺放,或是受到淺部含水 層的影響等,因此在這邊我們是使用除水 後的氣體組成,也就是所謂的"dry gas"來 做主要討論。在本研究中,我們根據過去 的經驗,主要以本地區較具代表性的幾個 指標來進行討論,包括氦同素比值、噴氣 孔的溫度、CO2 濃度變化、氯化氫的濃度 變化以及 St/CO2 比值等(圖 2 及圖 3)。

除氯化氫濃度變化之外,其他指標在

本次地震前後相對穩定並沒有明顯改變, 顯示大屯火山區域深源岩漿性氣體並無明 顯增加或減少,初步排除此次地震和岩漿 活動有關。



圖二 在地震前後的幾個指標並無明顯改 變,包括氦同位素,溫度、二氧化碳濃度 (dry gas)以及 Stotal/CO2 比值變化



圖三 噴氣中的 HCl 濃度在地震過後的變 化。大油坑濃度見右側綠標

以長久火山監測的角度來看,國外有 相當多的案例都是在火山噴發前會有明顯 的改變。但是若是談到氣體改變究竟是地 震發生前或是發生後,在大屯火山地區的 長期監測過程中,我們都有觀察到類似的 變化,但更多的都是在規模較大地震發生 後,氣體成分才隨之改變。0212的地震是 本地區近10年來規模最大的地震,在地震 發生前並沒有明顯的氣體成分變化。而我 們在地震過後立即進行當月份的採樣在地 震發生過後,相對位於東北方向的噴氣口, 包括大油坑、八煙與四磺坪三處,其氣體 成分中的 HCl 濃度卻巨幅增加,並持續了 2 個月後恢復正常值。從圖 3 中可以發現, 大油坑在地震過後最先發生變化,接著才 是八煙和四磺坪,而這三處噴氣口發生變 化的先後次序和距離震源遠近的空間分布 呈現一致。

我們曾提出在大屯火山群底下應該存 在不只一處的水體,至少有一處深部熱水 系統位於 1200 公尺左右,和一處淺部熱水 系統位於 600 公尺(Lee et al., 2008)。當岩 浆中的氣體在上升過程中經過較深部的熱 水系統時,大多數的酸性氣體(HCl, SO2)便 溶解其中。因此若是有較多深部流體進入 淺部的熱水系統時,便會影響到噴氣中的 組成成分改變。本次地震的深度為6公里, 極大的可能影響了兩處熱水系統,造成原 本通道順暢的大油坑、八煙和四磺坪地區 有更多深部物質侵入,因而HCI大幅增加。 但因為僅是兩處熱液系統之間的作用,因 此看不到有岩浆侵入的訊號。而且 HCl 的 突然增加到回復正常僅有兩個月時間,可 能是地震過後深部熱液上湧到淺部,造成 pH 值突然改變, HCl 短時間內被大量釋出, 之後系統恢復穩定,HCI 濃度隨即恢復正 常。

然而在較靠近震源的小油坑,氣體成 分中的 HCl 卻詭異地完全沒有變化,同樣 的情況在更西南側的硫磺谷也被觀察到。 Murase et al. (2014)曾指出小油坑和大油坑 地區底下分別顯示了一個收縮源和膨脹源。 小油坑和大油坑之間的熱液系統或地下水 系統或許有相通,不過深部流體在通往大 油坑的通緝對順暢。或許這樣的說法可 以用來解釋小油坑和大油坑在這次地震銜 後在 HCl 濃度變化上相異的原因。不過從 本次地震後的化學變化看來似乎更傾向這 本次地震後的化學變化看來似乎更傾向這 本次地震後的化學變化看來似乎更傾向這 」群的微震資料顯示,這些微震分布大致 上可以區分成三個獨立區塊。由於本地微 震大多是因為流體在底下通道內移動而產 生,這種獨立區塊的狀態似乎也顯示其底 下沒有相通。

鄒惠雯(2011)在碩士論文嘗試利用溫 泉及噴氣中的硫同位素去建構大屯火山群 溫泉形成的模式。在她的模式中,直接將 大油坑和小油坑劃分為完全分開的兩個 體。小油坑溫泉和噴氣幾乎完全受控於淺 部熱液系統,這樣的構想也解釋了為何個 體。水油坑約氣體組成幾乎沒有受 到影響。另外在她的模式中認為在大油坑、 八煙和四磺坪間應該有通道存在。溫心怡 (2016)在大屯山的土壤氣調查結果認為在 東北的大油坑、八煙是同樣的氣體來 源的,應該是大油坑或八煙是相通的。而 小油坑和硫磺谷地區則是獨立在外。

高的氦同位素比值指出小油坑有來自 深部岩漿的證據,因此不可能完全沒有深 部物質影響。大屯火山群噴氣口的氣體成 分組成主要由淺部水體加熱的蒸氣組成, 來自深部的流體較多或較少會影響到這幾 個主要噴氣口氣體組成間的差異。就目前 的資料看來,大油坑、八煙和四磺坪與深 部流體間的交換較容易,是指這地區的通 道裂隙可以更好的提供深部流體上湧的條 件。小油坑和硫磺谷則是在上下兩個熱液 之間的通道較為封閉。我們猜想應該是小 油坑受到淺部水體的影響遠大於來自深部 的流體,因此即使有部分深部流體上湧, 影響也被大量稀釋而淡化。噴氣中冷凝水 的氫氧同位素分析結果顯示,硫磺谷地區 是偏向獨立的地下水系統,其來源可能是 雪山山脈或其他的地區的地下水補注,和 大屯火山地區其他噴氣口主要以天水/降 雨補助的氫氧同位素略有不同。

根據本次研究以及過去的地球化學和 地球物理調查基礎上,我們重新描繪了大 屯火山群地區的熱液模式(圖 4)。大油坑、 八煙與四磺坪地區之間在淺部熱液系統有 相互通道連接。而小油坑地區有大量的淺 部水體,造成來自深部流體的訊號被大幅 降低,並且可能和其他噴氣口之間相互獨 立。硫磺谷本身就位於火山地區的外圍, 擁有獨立的淺部熱液系統。

另外值得注意的一件事是大油坑的氦 同位素比值變化。我們所使用的是經過空 氣校正後的氦同位素值,並且將嚴重空氣 混染(⁴He/²⁰Ne 空氣比值約為 0.38, 我們將 <0.8 的值都挑除)的資料挑除。大油坑地區 底下的裂隙和通道較其他地區發達,亦是 指此地區地質較為脆弱容易崩塌。在地震 發生後連續兩個月在大油坑噴氣口的氦同 位素都受到嚴重的空氣混染。過去也曾經 有因為人為失誤造成空氣混染的情形,一 般而言我們會剃除這些汙染的樣品不予討 論。然而大油坑的這個狀況和人為失誤的 情況稍有不同,事實上我們在第一個月採 集到嚴重空氣汙染的標本後,對大油坑的 採樣就更加嚴謹,但是在次月仍然是同樣 的結果,而且若是說連幾個月的失誤僅發 生在大油坑地區也太不合乎常理。根據長 期的氦同位素結果發現,雖然不是一定會 發生,但是在某些地震過後的確觀察到氦 同位素比值下降的現象,其原因可能是因 為地震導致更多地殼訊號加入,或是更多 空氣滲入造成。因此或許在之後我們看到 氦同位素是空氣混染的結果時,也應該考 慮到是否是其他原因,如地震或崩塌造成。



圖四 大屯火山地區熱液系統模式圖,修改 自 Wen et al (2016)。其中 A-A'剖面見圖 1 所示。岩漿位置根據 Lin (2016),約在地底 20 公里處。

四、結論

在 2014 年 2 月 12 日的地震前後,根 據噴氣口採樣中的氣體成分組成,包括氦

同位素值、二氧化碳濃度、St/CO2 比值以 及溫度變化都相當穩定,顯示無深部岩漿 物質加入到舊有系統中,因此排除了本次 地震與岩漿活動之間的關聯。然而根據幾 處噴氣口氣體中HCI濃度大幅增加的變化 顯示,本次地震可能影響了深部的熱水系 統,導致一次深部熱液短暫侵入事件,造 成HCI大幅度變化。而約兩個月之後淺部 系統恢復正常,HCI 濃度也回復過去背景 值。而本次 HCI 濃度變化呈現出在五個採 樣點有空間上的區別,可能和底下淺部和 深度熱液系統間通道順暢度相關。結果顯 示大油坑、八煙和四磺坪之間至少淺部流 體有相連,並且在地震過後有時序上的變 化,距離震源較近的地區影響較早,反之 則較慢。小油坑受到淺部熱液影響的程度 遠大於深度流體,且似乎是和大油坑之間 無相連接。硫磺谷本身有獨立於其他噴氣 的熱液系統,在本次地震並未受到影響。

- Lee, H.F., Yang, T.F., Lan, T.F., Chen, C.-H., Song, S.R. and Tsao, S. (2008) Temporal variations of gas compositions of fumaroles in the Tatun Volcano Group, northern Taiwan. J. Volcanol. Geotherm. Res. 178, 624-635.
- Lin, C.H. (2016) Evidence for a magma reservoir beneath the Taipei metropolis of Taiwan from both S-wave shadows and Pwave delays, Scientific Reports, 6, 39500.
- Murase, M., Lin, C.H., Kimata, F., Mori, H. and Pu, H.C. (2014) Volcanohydrothermal activity detected by precise levelling surveys at the Tatun volcano group in Northern Taiwan during 2006-2013. J. Volcanol. Geotherm. Res. 286, 30-40.
- Wen H.Y., Yang, T.F., Lan, T.F., Lee, H.F., Lin, C.H., Sano, Y. and Chen, C.H. (2016) Soil CO2 flux in hydrothermal areas of the Tatun Volcano Group, northern Taiwan. J. Volcanol. Geotherm. Res. 321, 114-124.

大屯火山監測-地震活動度變化分析

賴雅娟¹ 張麗琴² 林正洪³ 史旻宏⁴

摘要

建立火山即時監測系統,採用多項地球物理與地球化學方法,包含微震監測、地 殼變形監測、火山氣體與溫泉水監測、地溫及噴氣孔即時影像監測等。目的是為了瞭 解火山形成的機制和噴發的行為,進而預警可能的火山活動,降低火山災害可能造成 的損失。當地底下的岩漿或者熱液系統開始活動,會伴隨許多微小的地震活動,因此 透過高密度的地震網,詳細監測大屯火山區域的地震活動度時間變化情形,以了解大 屯火山區的活動特性。

關鍵詞:大屯火山群、火山監測、火山噴發、地震活動度

一、背景

近年來世界各地火山噴發時有所開, 有些噴發甚至造成當地的傷亡,包含 2014 年日本御嶽火山的蒸氣噴發造成數十名登 山客死亡,2018 年瓜地馬拉的富埃戈火山 噴發,伴隨的火山碎屑流造成近 200 人死 亡及無數村莊掩沒,而同時期美國夏威夷 走拉韋厄的火山活動雖未造成傷亡,但也 造成巨大的住宅損失。這些火山活動及伴 隨的地震事件,一再顯示出火山災害對人 類社會活動的威脅性,不但對於生命安 全,對居住財產,生態環境等都存在著巨 大影響。而緊臨台北都會區的大屯火山 群,又是否存在著火山活動的威脅呢?

大屯火山群的高氦同位素值(Yang et al., 1998)顯示,大屯火山下應存在岩漿 庫,而透過定年(Belousov et al., 2010)最 近一次噴發時間為 6000 年前,種種證據皆 顯示大屯火山仍屬於活火山(Murase et al.,2014; Pu et al., 2014)。而大屯火山觀測 站研究團隊更透過大屯山區佈設的地震 網,由觀測到的 S 波陰影及P波延遲現象 證實大屯火山群下岩漿庫存在(Lin, 2016)。

台灣北部的大屯火山群及龜山島仍有 明顯的火山活動,地表的地熱活動仍非常 活躍,溫泉、地熱、噴氣孔等活動明顯。 大屯火山緊鄰大台北都會區,距離不過20 公里,任何活動皆與數百萬人的生命財產 安全息息相關,因此對於大屯火山群持續 的系統性監測與研究是不可避免,也是刻 不容緩的。目前火山即時監測系統,採用 多項地球物理與地球化學方法,包含微震 監測、地殼變形監測、火山氣體與溫泉水 監測、地溫及噴氣孔即時影像監測等。除 建立大屯火山區的各項長期觀測資料庫, 了解其各項數據的特性,也希望可瞭解火 山形成的機制和噴發的行為,進而預警可 能的火山活動,降低火山災害可能造成的 損失。

二、地震監測網

為監測大屯火山的地震活動,2003 年 開始設置寬頻地震站,為提高地震解析能 力持續增加測站數量,至2007 年已達 12 處。而後於2008 年為提高訊號解析能力, 增加定位精準度,安裝 Guralp CMG-6TD 地 震儀,至2013 年大屯火山區的寬頻地震測

¹ 國家地震工程研究中心專案副研究員

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強地動組長、中央研究院地球科學研究所研究員

⁴ 中央研究院地球科學研究所博士後研究

站數量已達20處,該時期地震數量大幅增加,主要反應地震網偵測能力的提升。至此時地震網分佈範圍主要七星山至大油坑區域為主,2014年開始為增加大區域地震定位的包覆性,於外圍增加一圓形小陣列,大幅提高該地震網的解析範圍。



圖一 大屯火山群的寬頻地震網

目前大屯火山微震監測網共設置40個 寬頻測站,高密度的測站分佈,不論是低 頻深部的內部震動,還是岩漿經過內部通 道,因壓力可能產生的窄頻噪音,皆可清 楚記錄到。

三、背景地震活動度

當地底下的岩漿或是逐漸往上湧升的 過程,造成圍岩壓力的改變,會伴隨許多 微小的地震活動。透過密集的地震網觀測 可偵測這些微小的地震活動,用以辨識火 山活動情形甚至預估可能噴發的時間與地 點,因此微震的空間分佈及時間密集變 化,就必須密切注意。

從大屯火山群的地震監測顯示,微震 多發生於山腳斷層東南側,且分佈型態具 具明顯群聚的特性,主要分佈於七星山及 大油坑附近地區的淺部地殼。震源深度除 2014年士林地震序列外,其餘多小於五公 里。



圖二 2004 年至 2017 年微震分布圖

微震分佈主要集中於幾個區域,分別 將七星山、大油坑、八煙分別以地震群1, 2,3表示。七星山的地震群1與分佈在擎 天崗至大油坑區域的地震群2,深度皆比八 煙、磺嘴山區域的地震群3深度淺,主要 震源深度為地表至2.5公里,而八煙微震深 度可達4公里。另外,值得注意每群地震 間皆為明顯的低地震活動度區域,暗示在 大屯火山區底下的構造應相當複雜,相當 破碎,而每群地震對應的形成原因也可能 不同。





圖三 微震群分佈及深部剖面

平均而言,每月在大屯火山區域約發 生 150 至 200 起地震,這些地震規模皆相 當小,多數規模小於 1.0,每月僅有約 1-2 起地震規模大於 1.5。

另外在大屯火山區域偶爾會發生群 震,群震指短時間發生多次微震,且震源 位置相近、規模接近,而且無明顯較大規 主震。這與一般活動斷層帶的微震活動極 為不同,為火山區域特殊的訊號,成因為 區域的熱液系統或岩漿活動。



圖四 大屯火山區域微震數量統計圖

四、近期地震活動度時空變化

大屯山區的微震雖平均值為 150 至 200 起,但每月微震數量變化相當大。特別 是 2018 年微震數量最多時當月可達 486 起,為平均數量 2-3 倍,11 月時微震數量 大幅降低,數量僅有 81 起。

整體而言,自3月開始持續數個月地 震活動度較高,至10月地震活動度降低。


圖五 2018 年大屯火山區域微震統計圖

- 1. Belousov, A., Belousova, M., Chen, C.H. and Zellmer, G.F., J. Volcanol. Geotherm. Res., 191, 205-221, 2010.
- 2. Lin, C.H., Evidence for a magma reservoir beneath the Taipei metropolis of Taiwan from both S-wave shadows and P-wave delay, Scientific Reports, 6, 39500, 2016.
- Murase, M., Lin, C.H., Kimata, F., Mori, H. and Pu, H.C., J. Volcanol. Geotherm. Res., 286, 30-40, 2014.
- Pu, H.C., Lin, C.H., Huang, Y.C., Chang, L.C., Lee, H.F., Leu, P.L., Hsiao, N.C., Chang, C.H. and Yeh, Y.H., Terr. Atm. Ocean. Sci., 25, 625-635, 2014.
- 5. Yang, T.F. and Song, S.R., Nuovo Cimento Della Societa Italiana Di Fisica

C22, 281-286, 1999.



圖六 2018 年大屯火山區域每月微震分布圖

楊炫智1 許尚逸1 劉勛仁2 盧志杰1 張為光1 許雅涵3

摘要

在過去針對核能電廠之地盤反應分析或是結構土壤互制分析之中,所應用的分析技 術皆在一個重要假設條件下進行,亦即假設電廠下方的地層分布條件為一水平地層,依據 電廠之地質鑽探資料建立模型並進行一維波傳分析所得到的結果,故無論分析方法是在頻 率域或時間域都無法跳脫該假設條件,但在現實狀態中地質條件必然不是水平分層,為 此,傳統分析方法以考量土壤條件變異性的評估方式涵蓋土層與地質條件變異的議題。由 此可知,若能藉由現行各種地質調查與地球物理探測技術並搭配統計分析方法勾勒完整地 質分布,除可依此瞭解地層構造的實際狀況外,更可作為後續分析與創新研究的基礎資 料,發展不同以往的地盤反應分析流程與方法;為此,本研究欲嘗試以廠區既有之震測資 料發展一套建立三維地層波速資料的流程,選用空間統計常應用之克利金法進行統計內插 計算,並於所建立的三維地層中比對既有鑽孔資料,藉由正確的鑽孔資料驗證三維地層的 準確度與變異性,藉由比對結果發現,確實可藉由本研究所建立的流程建立一具代表性的 三維地形波速模型,而此流程與模型將可以作為後續地盤反應分析精進方向與研究應用之 基礎。

關鍵詞:三維地層分布、克利金法、地盤反應分析

一、前言

目前針對核能電廠之地盤反應分析程 序主要仍停留在水平地層之一維波傳分 析,藉由廠區內部之鑽孔資料所得之土壤 參數與分布進行模型建立,搭配土壤在最 佳評估(BE)、上限評估(UB)以及下限評估 (LB)三種土壤變化參數狀態或隨機變數條 件(RVT)的結果進行討論,藉由包絡不同分 析之結果呈現整個廠區的場址效應,但其 仍無法脫離假設水平土層分析評估的限 制,也因此無法反應在真實地層條件中所 包含的變異條件,諸如傾斜地盤、堅硬或 軟弱夾層等異質性變化。

因此,如何勾勒一廠區下方地層的空 間分布實為一重要議題與考驗,目前針對 地質調查的方法有許多種,諸如鑽孔可以 取得現地土樣進行試驗求得土壤性質,並 可搭配地球物理探測方法如懸盪式速度井

測(suspension P-S logging)求得波速分布, 但這仍為單一孔位的結果,當然若能規劃 進行大範圍且密集的鑽探分析將可以求得 電廠下方真實的三維地層條件,但如此一 來將消耗大量的人力、物力以及金錢與時 間的損失,而若以少數孔位進行三維地層 模型的建立,又不免發生外插變異性與參 考資料過少的疑慮;有鑑於此,本研究欲 以地球物理探测中之震测方法,藉由折射 與反射的理論所建立出之二維震測剖面為 基礎,並選擇空間統計方法統計分析出電 廠下方土層的變化,描繪出三維地形波速 分布,並藉由截取三維地層中對應廠區內 真實鑽孔的空間位置波速剖面進行比對, 用此調校三維地形波速模型的正確性;藉 由建立三維地層的流程與結果可使分析人 員更容易瞭解電廠下方地層分布,同時, 更可以作為後續分析的基礎資料,用以發 展多維度之地盤反應分析方法。

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專案佐理研究員

二、分析標的與分析程序

1. 分析標的

本研究針對既有電廠蒐集之資料進行 評估與比對,選用一曾經進行震測試驗的 電廠作為示範案例,該電廠除具有 3 條震 測剖面的震測資料外,於其廠區內部更有 均勻分布的 10 孔鑽孔,該鑽孔為不同時為 均勻分布的 10 孔鑽孔,該鑽孔為不同時為 4、B 以及 C 類三種編號,同時每個鑽孔 皆有波速量測的結果,如此一來,便可藉 由三維地形波速模型與鑽孔資料的比對驗 證位置分布如圖上可以發現實際建立三 維地形波速模型範圍大於測線區域,模型 尺寸為 750m*700*50m,並先著眼於剪力 波波速資料進行分析。



圖一 廠區測線與鑽孔位置分布示意圖 2 分析程序

三維地層建立主要依據的是空間統計 中將既有資料擴展為空間資訊的手法,其 應用與發展相當迅速與廣泛,諸如在礦 冶、水文、天候、遙測、地震、環境監測 以及影像處理等問題上都可以提供解決方 案,主要依據地理學第一定律中所描述的 鄰近資料比相離較遠的資料具有較高的相 似性的基礎,利用鄰近已知點的數值來推 估目前位置之變數。

針對目前空間內插已有發展許多方法,諸如距離反比權重法(IDW)、克利金法(Kriging)、平滑曲面法(Spline)以及趨勢面法(Trend Surface)等,每種方法皆有其適用對象與範圍,以平滑曲面法為例,主要

適用為變化較小且資料較少的區域使用, 而距離反比權重法則因其原理與公式簡 單,故可用於快速繪製等值線之上,克利 金法則可應用於詳細推估之研究;以下將 就距離反比權重法以及克利金法兩種內插 工具的公式進行簡要說明,距離反比權重 法顧名思義是依據待求點與已知點的距離 遠進計算其權重值,公式如下所示:

$$f(x,y) = \left[\sum_{i=1}^{N} w(d_i) \mathbf{z}_i\right] / \left[\sum_{i=1}^{N} w(d_i) \mathbf{z}_i\right]$$

其中 w(di)為權重方程,Zi是第 i 個已 知點的數值,di是 i 點到未知點之間的距 離。w(di)的大小是由 di的次方反比來決定。

克利金法假設空間中每個點都具有關 連性,係為以空間統計學為基礎所發展之 內插法,具有不偏估計(推估值與實際值之 期望值相同),且具最小化推估變異誤差之 特性,又區分為一般克利金以及通用克利 金兩種模式,但仍皆保留距離越近影響越 大之特點,一般克利金法之公式如下:

$$r(h) = \frac{1}{2n} \sum_{i=1}^{n} \left(z((x_i) - z(x_i + h)) \right)^2$$

其中 r(h) 為當 x 軸距離為 h 時之半變 異數,h 是樣本點間的距離,n 為被 h 分出 的成對樣本數,z 為屬性值。



圖二 一般克利金法半變異元圖

而影響克利金法最主要的為半變異元 圖,如圖二所示,其中y軸代表r(h),x軸 代表 h,主要由三個部分所組成,其一為 Nugget,表示在距離為 0 時的半變異數, 其代表空間雜訊;二為 Range,是顯示空 間相關的部分,當隨著半變異數距離增 加,超過範圍之的半變異數將維持一不變 之常數;最後為 Sill,即代表達到持平狀態 時的半變異數r(h)值。 本研究為確認空間統計方法的適用 性,先以簡單的土壤液化潛勢指數資料進 行距離反比權重法與克利金法兩者的比 較,模型採用簡單的二維分析,共選用 6 個鑽孔進行統計分析,其中 5 個鑽孔位置 座落在同一範圍,為一叢集資料,另外一 個鑽孔則座落在距離 400 公尺外,待求點 位於兩處鑽孔區域的中點,藉此比較兩種 分析方法的差異,其模型與分析結果如圖 三所示。

由結果可以發現,若以距離反比權重 法因其受到左方叢集資料點的影響導致在 位於中點待求位置的液化潛能指數為17, 反觀克利金法評估所得的液化潛能指數為 10.5,顯示其未受到叢集資料的影響,故後 續考量震測資料的特性與此簡易測試的結 果,本研究後續將選用一般克利金法作為 空間統計內插分析之用。



圖三 不同內插工具結果比較圖

三、模型建立結果

由於本研究乃初次針對震測資料與鑽 孔資料進行三維地層波速模型建立,故為 瞭解資料內涵對於內插結果的變化,將依 據表一所列之案例進行統計,主要依循的 架構是以震測資料為主,逐步納入鑽孔資 料進行內插計算,其中較為特別的為案例 二,係在其中加入一虛擬測線將震測資料 由原本的"П"字形改變為封閉的"口"字 形;在五種不同案例之狀態下選取位於模 型中央位置之A1、A2、B1、B2 以及 C1、 C2 之鑽孔資料比對結果,探討資料內涵對 於空間內插結果的影響。

1.案例一與二:單獨以震測資料建立模型

表一 三維波速模型分析案例表

	空間統計分析資料	主要比對點
1	Line 1-3	A,B,C Group
2	Line 1-3, virtual line	A,B,C Group
3	Line 1-3, C Group	A,B Group
4	Line 1-3, B,C Group	A Group
5	Line 1-3, A,B,C Group	-



圖四 單以震測測線分析之結果

2. 以不同數量之鑽孔作為控制

後續案例三到五係為逐步添加不同群 組之鑽孔資料納入空間統計分析中,於某 種程度上的意義代表將這些納入的鑽孔資 料視為模型控制點,故應能有效提升三維

波速模型的正確性,故將後續案例共同於 此節進行討論,並將其結果繪製於圖五, 圖上分別以黃色、紫色以及紅色代表案例 三、四與五,由於 C 群組之鑽孔在案例三 即作為控制點之用,故可以觀察到在 C1 以 及C2的分析結果與真實鑽孔資料一致,反 觀 B1 的結果在案例三的狀態下仍與真實 數據有滿大的差異,但當其納入控制點 後,其結果也與真實波速資料重合;觀察 A1 以及 A2 兩個鑽孔資料可以更明顯發 現,隨著控制點位增加,藉由克利金法統 計而得的波速分布越貼近真實試驗資料, 而這個現象也可以在 C1 與 C2 最下方的結 果上發現,雖然該鑽孔深度未達到-30m, 但其波速值亦有隨著控制點增加有較貼近 臨近波速的結果。



圖五 逐步納入鑽孔資料分析之結果

圖六之模型即為利用案例五經由克利 金法分析所得之三維地形波速分布之結 果,圖中以剪力波波速每50 m/s 作為分 層,圖六(a)所呈現的係為完整三維波速模 型,圖六(b)則是將剪力波波速低於500 m/s 以下的區塊移除後的結果,觀察其地層分 布狀況可以發現在看似四方的三維模型 中,確實具有不同波速層面的變化,同一 個波速帶區間在不同深度有厚度不一、傾 斜、波速變異區塊的現象,雖無法認定此 結果一定符合現實狀態,但經由所有鑽孔 點位都當成控制點的條件下,應可視為貼 近真實分布的結果。



圖六 電廠三維波速分布模型

四、結論與展望

本研究藉由蒐集到之電廠震測結果與 現地鑽孔資料搭配克利金空間統計的方 法,將電廠下方的地層條件以三維方式呈 現,經由案例比對的結果初步研判此三維 土體模型具有其參考性,並可由模型發現 地層分布與傳統地盤反應分析時所採用的 水平地盤假設有很大的出入,惟因本研究 目前仍處於基礎分析與可行性研究,故尚 利金法的運算分析參數進行調 素針對克利金法的運算分析參數進行調 素多加著墨與研析,方可精進三維地層波 遠模型的建立流程與可信度,但就本研究 之成果確實已可供作後續發展多維度地盤 反應分析之基礎。

- 1. A. G. Journel, and M. E. Rossi, 1989: When do we need a trend model in kriging? Mathematical Geology 21(7), 715-739.
- 2. Waston, D.F, Interpolation, Contouring: A Guide to the Analysis and Display of Spatial Data, pp.101-161, Oxford Press (1992).
- 3. ESRI, Inc., User Guide, Using ArcGIS 3D Analyst, Environmental System Research Institute, Inc

運用 LS-DYNA 進行時間域地盤反應分析之可行性研究

楊炫智! 許尚逸! 張為光! 許雅涵2

摘要

核能電廠或重要設施在受到地震作用時可能引致的受震反應一直是一個受到注目的 議題,因為其將會影響到核能電廠或重要設施的設計、廠區規劃以及內部設備所需之耐震 需求等,因此,從選址開始到設計階段,須經由現地的地質調查並進行地盤反應分析,用 以評估該場址在地震作用下的場址效應;其中地層條件的取得通常由廠區的 1D 鑽孔資料 分析而得,並搭配現地取樣試體之試驗資料或經驗公式判斷其性質,將其帶入程式中進行 地盤反應分析與計算,過往常採用的分析程式如 SHAKE、DEEPSOIL、STRATA 等程式 模型皆採以 1D 水平土層的方式進行,但真實狀態下的廠區地層分布為一 3D 空間分布, 如何考量 2D 甚或 3D 的地盤反應實為一重要課題,為此,本研究將考量運用 LS-DYNA 程式在時間域進行地盤反應分析,並以非線性材料進行分析程式的比較,藉此判斷程式運 用的可行性。

關鍵詞:時間域地盤反應分析、LS-DYNA、非線性行為

一、前言

為確保核能電廠在地震作用下仍能要 安全無虞的運作或停機,核能電廠的設計 與評估往往非常保守,針對電廠設計初期 廠址的選擇更需要耗費大量的心力,除包 含基本的地質詳細調查外,更需針對在地 震下特有的場址反應進行分析,惟長久以 來,針對場址所進行的地盤反應分析多以 ID水平土層進行分析,並佐以土壤在最佳 評估(BE)、上限評估(UB)以及下限評估(LB) 三種土壤變化參數狀態下的結果進行討 論,但此狀態其實仍無法反映真實的現 象,後續雖有相關研究以隨機變數的方式 考量更多土壤之變異條件,但仍無法脫離 以 ID 水平土層分析評估的限制。

有鑑於電廠下方地盤條件必為一 3D 空間分布的不均勻土層,採用傳統 1D 分析 將無法有效反映土層在空間上的變化,因 此,本研究考慮採用 LS-DYNA 程式進行 時間域地盤反應分析的測試,並藉由與傳 統方法的分析結果比對判斷其適用性與未 來發展性,如此可改進目前地盤反應分析 的盲點並提供更具體適用的分析程序,可 供發展後續核能電廠相關安全評估與設計 之用。

二、分析對象與比對項目

LS-DYNA 程式為一以顯式分析為 主,隱式分析為輔的非線性動力有限元素 分析求解器,初期發展主要應用於碰撞、 爆破等瞬時分析,因其顯示分析步進求解 的特性,近年來已逐步運用於地震工程領 域上,諸如橋樑結構耐震分析、倒塌分析 以及土壤結構互制分析等,但過往研究中 鮮少針對該程式與傳統分析方法的比對與 其應用的限制進行討論,因此,為瞭解並 分析該程式在地盤反應分析上應用的可行 性與限制,規劃以相同之土壤性質在均質 條件狀態下比對 DEEOSOIL 與 LS-DYNA 分析的結果,表一為所採用之土壤性質, 圖一為所對應的非線性應力應變曲線; 輸 入運動則選用 1979 年 10 月 15 日美國帝王 谷(Imperial Valley) 地震紀錄進行動態分 析,其地震歷時 PGA 為 0.109g, 地震延時

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佐理研究員

30 秒,其地震波形與頻譜如圖二所示。

N	工农少奴	
單位重γ	15	kN/m ³
波速 Vs	300	m/s
質量密度p	1.53	t/m ³
體積模數 B	298165	kN/m ²





圖一 Seed&Idriss (1991)應力應變曲線

因在 DEEPSOIL 程式中僅為 1D 水平 土層分析,故設定土層深度為 30m,以 DEEPSOIL 分析的結果作為理論解,在 LS-DYNA 中則分別建立 1D 土柱、2D 薄 板以及 3D 實體模型進行分析,輸入運動輸 入於模型底部,有關邊界設定的部分,在 1D 土柱的部分為求與 DEEPSOIL 一致,故 採用位移一致的條件將個別高層周圍節點 拘束,達到層狀土壤的設定,而在 2D 以及 3D 的模型的邊界則採用無反射邊界進行 設定,用以進行分析參數測試,模型示意 如圖三所示。

三、分析結果比對

1. 網格元素敏感度分析

由於元素尺寸選定對於分析結果將造 成很大的影響,因此,本研究先依據 Kuhlmeyer and Lysmer (1973)建議之公式 為 1/10 之波長計算可接受之最大元素尺 寸,根據 Imperial Valley 地震可得知地震最 高頻率為 10Hz,而土壤剪力波波傳速度為 300m/s,可求得對應之波長 λ 為 30,故元 素尺寸需小於 3m。為確認元素大小之影 響,本研究比對四種不同元素尺寸如圖四 之結果,決定以 1m*1m*1m 的元素尺寸進 行後續分析。









2. 非線性材料測試

由於 LS-DYN 程式針對土壤有提供多 種非線性材料可以選擇,經由案例評估與 測試後選用 MAT_HYSTERETIC_SOIL 材 料進行分析,該材料特點在於可依使用者 參考土壤實驗所得知的應力應變曲線輸入 至材料中進行動態模擬,而其所模擬出的 應力應變曲線也會與使用者所輸入之相 符。圖五為單一元素在不同應力作用下的 行為測試結果,可發現其表現出之遲滯行 為與輸入控制的應力應變曲線一致。



圖五 LS-DYNA 非線性材料測試

3.1D 土柱分析結果

為確認 LS-DYNA 分析軟體在時間域 地盤反應分析之結果與傳統程式具有一致 性,本研究先於 DEEPSOIL 軟體以及 LS-DYNA 中以線彈性材料進行地盤反應 分析,採用相同的材料參數與輸入運動, 在 LS-DYNA 採用 1D 土柱模型,並將模型 每個高程位置外圍節點之位移設定一致 (CB),其結果如圖六所示,由結果可以發 現兩種軟體在以線彈性材料進行時間域分 析的結果幾乎完全一致,無論是在加速度 歷時曲線或是反應譜之峰值皆完全重合, 顯示 LS-DYNA 以 1D 土柱方式進行地盤反 應分析的方法確實可行,同時與傳統方法 分析出來的結果完全一致。



(a)加速度歷時曲線
 (b)加速度反應譜
 圖六 1D 土柱線性分析結果比對
 將非線性材料套用至 LS-DYNA 模型
 中,用以進行非線性地盤反應分析之測
 試,相同的材料參數亦輸入至 DEEPSOIL

中進行非線性分析,圖七為在不同深度下 加速度歷時反應與加速度反應譜之結果, 由圖上可以發現,在以非線性材料進行分 析時,兩者的加速度歷時曲線仍具有高度 相符性,而在加速度反應譜上則可以發現 兩者之最大加速度反應峰值皆完全符合, 而在高頻的位置上則以LS-DYNA分析的 結果略高於 DEEPSOIL。但整理而言,以 LS-DYNA 進行 1D 土柱之非線性地盤反應 分析確實可以與 DEEPSOIL 的分析結果一



4.2D 薄板分析結果

經確認 1D 土柱模型之分析結果特性 與傳統分析方法具有一致性後,本研究進 入主要分析的目的,建立 2D 模型進行非線 性分析,但因 MAT HYSTERETIC SOIL 材料僅提供在實體元素(solid element)中使 用,故無法運用 LS-DYNA 程式中提供的 2D 分析,故本研究採用 3D 模型降階的概 念,亦即建立元素大小厚度為1的薄板, 並將其在面外方向上的位移加以拘束,輸 入運動添加於模型底部進行 2D 薄板之非 線性地盤反應分析,因已於 1D 土柱部分進 行加速度反應比較,故於此部分將比對受 震後在 LS-DYNA 與 DEEPSOIL 模型不同 深度的應變反應,分析結果如圖八所示, 觀察 LS-DYNA 在不同深度下應變反應與 DEEPSOIL 之結果發現皆具有一致相符的

特性,證明確實可藉由拘束面外位移的方 式將 3D 模型簡化成 2D 模型使用。



圖八 2D 土柱非線性分析結果比對

而在 2D 模型測試過程中,發現採用無 反射邊界會產生邊界效應問題,經測試後 建議採用 2D 分析時需放大 2D 模型之尺度 達到 1500m 以上,用以確保中心與所關注 範圍之反應確實無受到邊界效應之影響, 此為使用 LS-DYNA 分析軟體的限制。



(a)加速度歷時曲線 (b)加速度反應譜圖九 3D 土體非線性分析結果比對

5.3D 土體分析結果

圖九為 500m*500m*30m 的 3D 土體進 行非線性地盤反應分析的結果,由於採用 無反射邊界的設定,與 1D 土柱所採用的位 移一致條件(CB)有所差異,因此於 3D 土體 的部分除比較受震反應外,亦採用與 1D 土 體相同的 CB 邊界條件進行分析,用以比 較不同邊界條件所造成的影響;由圖上可 以發現,經由 LS-DYNA 分析 3D 土體模型 所得之結果確實與 DEEPSOIL 分析所得一 致,在加速度反應峰值可完整描述,僅在 高頻處與 DEEPSOIL 有些許差異,而採用 不同邊界條件的分析對於結果影響並不 大,故後續分析可採用無反射邊界作為非 線性地盤反應分析之邊界設定。

四、結論與展望

由於傳統分析雖然具備簡單且快速的 優勢,但卻無法有效反應真實土體的變 化,雖然過往研究已發展運用變化土壤變 異性的方式包絡整個受震反應特性,但卻 大大提高了分析的保守度,本研究藉由上 述分析結果可以發現,以 LS-DYNA 既有 的分析模式進行時間域非線性地盤反應分 析,其在 1D、2D 以及 3D 的分析結果無論 在加速度反應、應變行為變化上皆與傳統 DEEPSOIL 分析結果一致,表示確實可以 有效運用此分析軟體進行地盤反應分析。

同時,過往 1D 的分析有其一重要的假 設條件為地盤為一水平地盤,但真實地層 條件卻一定無法符合該假設,故若能運用 震測等相關技術取得電廠下方土體 2D 與 3D 資料,將可描繪出在地層的變化特性, 運用 LS-DYNA 具備有 2D 以及 3D 模型的 優勢,將可針對變化地層的變數進行有效 的分析,將可獲得更貼合現實狀態條件且 與傳統水平地盤假設條件下不同的結果。

- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses." Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 40p.
- 2. Chandrakanth Bolisetti, Andrew S. Whittaker et al (2014). Equivalent linear and nonlinear site response analysis for risk assessment design and of safety-related nuclear structures, Nuclear Engineering and Design, 275(2014), 107-121
- 3. Kuhlmeyer, R.L. and Lysmer, J. (1973). "Finite element method accuracy for wave propogation problems," Journal of the soil mechanics and foundation division, 99, 421-427.

SM570 鋼材之電熱熔渣銲道衝擊韌性試驗研究

莊勝智1 林克強2 蔡相明3 陳垂欣4 莊士誠5

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。本研究主要探討以 SM570 高強度鋼材製作鋼結 構建築箱型柱內橫隔板與柱板採 ESW 銲接接合型式之衝擊韌性性能,針對實際箱型 柱內橫隔板與柱板之 T 形接合、日本建築學會所採用的十字接合與國內現階段所採用 的對接接合等三種接合型式試體,進行沙丕 V 形凹槽(Charpy V-Notch, CVN)衝擊韌 性試驗,於三種接合型式試體分別各採用兩種等級的銲材進行比較,並於 T 型接合與 十字接合試體中各分別採用兩種不同厚度的柱板,以探討其對衝擊韌性之影響。試驗 結果顯示,三種接合型式試體之柱板與橫隔板的熱影響區(Heat Affected Zone, HAZ) 之衝擊韌性值大多未達-5°C 15J 的要求,對於 T 型接合與十字接合試體之衝擊韌性試 驗結果,發現柱板厚度愈厚,其衝擊韌性值愈大,而銲材等級對於柱板與橫隔板之熱 影響區的衝擊韌性值影響則較不顯著。

關鍵詞:電熱熔渣銲、高強度鋼材、熱影響區、衝擊韌性

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),如圖一所示,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。

國內目前鋼構業界一般常用降伏強度 350 MPa 或 SN490 強度等級之鋼材,近年 來 SM570 高強度鋼材已逐漸廣泛使用在鋼 結構建築中,若將鋼材之極限強度等級提 升至 570MPa, 且仍然採用箱型斷面, 則必 須確認對應之電熱熔渣銲製作程序及其熱 影響區之力學特性。因此本研究主要採用 SM570 高強度鋼材製作電熱熔渣銲接合試 體,以探討此種鋼材應用於箱型柱承受高 入熱量銲接下之材料衝擊韌性,提供給工 程師於設計與施工之參考。其接合試體分 為三種,第一種為實際箱型柱內橫隔板與 柱板之 T 形接合、第二種為日本建築學會 所採用的十字接合、及第三種為國內現階 段所採用的對接接合,如圖二所示,並於T 形接合與十字接合試體中使用不同柱板厚 度與銲材。

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 國立交通大學土木系研究生

⁴ 國立交通大學土木系助理教授

⁵ 中鋼焊材股份有限公司總經理



二、試驗計畫

本研究主要針對如圖二所示的三種接 合試體,並分別使用不同銲材與不同柱板 厚度,進行沙丕 V 形凹槽(Charpy V-Notch, CVN)衝擊韌性試驗,探討接合型式、銲材 種類與柱板厚度對使用 SM570 鋼材之 ESW 銲道及其熱影響區的衝擊韌性值之影 響。本研究採用 SM570-CHW 中鋼規格鋼 板,於中鋼銲材廠進行 T 形接合、十字接 合及對接接合之電熱熔渣銲接合試體的製 作。表一為各試體之參數變化,其中 G1 試體使用 YM60E 銲材進行 ESW 銲接, 並 有 32 mm 與 50 mm 兩種柱板厚度,以觀察 改變柱板厚度對熱影響區衝擊韌性之影 響。G2 試體則是以 PS56 銲材進行 ESW 銲 接, 柱板厚度僅使用 32 mm, 可與使用 YM60E 銲材製作之 G1 試體做比較,表二 與表三分別是銲材之化學性質表與 SM570 CHW 鋼板之化學性質表。

表一 各試體之參數變化

	T	4	Cro	Butt	
	Joint		Joir	Joint	
	Column		Column		
	Plate	Weld	Plate	Weld	Weld
	Thickness	Filler	Thickness	Filler	Filler
	(mm)		(mm)		
C1	32	VM60E	32	VM60E	YM60E
01	50	INIOUL	50	TWICOL	
G2	32	PS56	32	PS56	PS56

表二 銲材之化學成分

Weld Filler	C(%)	Si(%)	Mn(%)	P(%)	S(%)	Ni(%)	Cr(%)
YM60E	0.07	0.50	1.45	0.005	0.003	1.99	0.04
PS56	0.04	0.56	1.63	0.007	0.015		

表三 SM570 CHW 鋼板之化學成分

Steel Material	C(%)	Si(%)	Mn(%)	P(%)	S(%)
SM570 CHW	0.14	0.28	1.3	0.016	0.002

所有接合試體之背墊板均採用與試體 鋼板相同的材質。其中 ESW 銲接程序以電 流 380 安培、電壓 48 伏特進行銲接, T 形 接合試體於 ESW 銲道完成後,先於柱板外 側以 UT 檢測 ESW 銲道之熔幅,再於柱板 外側進行梁翼板之 CO2 氣體掩弧全滲透 銲;而十字接合試體於第一道 ESW 銲道完 成並進行 UT 檢測後,再進行第二道 ESW 銲接。ESW 銲接試體製作完成後,以切割 機分別對試體進行切割及加工後完成沙丕 V 形凹槽試片,以進行衝擊韌性試驗,其 中 G1 之 T 形接合與十字接合試體皆各取 39 組 CVN 試片,對接接合試體取 21 組 CVN 試片;而G2之T形接合與十字接合 試體分別取 33 組及 39 組 CVN 試片,對接 接合試體取 21 組 CVN 試片,其 G1 與 G2 試體之 CVN 試片位置圖如圖三與圖四所 示。其中試片編號定義說明如下:(1)前兩 英文字代表取樣位置:HP 為 CJP 之熱影響 區,HD為ESW內橫隔板側之熱影響區, HC為ESW 柱板側之熱影響區, EM為ESW 銲道,CC 為柱板中心部,CP 為柱板,BP 為梁翼板,如於兩英文字後出現1或2的 數字,其1為先銲、2為後銲;(2)橫線符 號後第一個英文字為前兩個字母代表位置 之縱向的 L 與橫向的 T; (3)橫線符號後第 二個英文字為 CVN 試片之開槽長度方 向:V 為開槽長度方向與梁翼板或橫隔板 平面方向垂直,H 為開槽長度方向與梁翼 板或横隔板平面方向平行。

三、試驗結果與討論

圖六至圖十為本研究之 CVN 試驗結 果,其水平虛線部分代表 27 焦耳(J),以便 區別衝擊韌性值是否有滿足根據台灣鋼結 構極限設計法規範(內政部,2010)標示



圖五 CVN 試片之橫線後英文符號示意圖

SM570 材料在-5°C 時之合格標準值 27 焦 耳(J)。本試驗結果分別依 ESW 銲道、柱板 中心部與熱影響區之比較分述如下:

1. ESW 銲道

由圖 6 可知,板厚同為 32 mm 之 T 形接合 試體與十字接合試體,其十字接合試體之 銲道衝擊韌性值較大,推測十字接合試體 因受第二次 ESW 銲接的影響,其第一次 ESW 銲道有回火現象的可能性。另也發 現,使用 YM60E 之銲材,其 ESW 銲道之 衝擊韌性值明顯較使用 PS56 銲材高。

2. 柱板中心

G1 試驗之柱板中心部衝擊韌性值比較如 圖 7 所示, 柱板厚度愈厚, 其衝擊韌性值 愈低, 推測較厚的柱板之軋延次數較少, 故其柱板中心部雜質較多, 導致衝擊韌性 值較低。而針對柱板厚度為 50 mm 之案 例, 其十字接頭之衝擊韌性值較 T 形接頭 低, 推測十字接頭因承受兩次 ESW 銲接影 響, 導致其衝擊韌性值較差。由圖 8 可知, 使用 PS56 與 YM60E 兩種不同銲材對柱板 中心部之衝擊韌性值影響不大。

3. 熱影響區

圖 10 與圖 11 分別為 G1 與 G2 之十字接合 及 T 字接合的熱影響區衝擊韌性值,由該 圖發現其熱影響區之衝擊值普遍都很低, 而使用等級較高的銲材並不明顯增加其衝 擊韌性值,且柱板之熱影響區幾乎大於內 隔板之熱影響區,亦發現柱板厚度愈厚, 其衝擊韌性值亦愈大,推測鋼板厚度愈大 因其散熱愈好,故有較佳的衝擊韌性值。





圖七 G1 之柱板(不同板厚)中心部衝擊韌 性值比較圖



圖八 G1 與 G2(不同銲材)之柱板中心部衝 擊韌性值比較圖



圖九 G1 與 G2 十字形接合之熱影響區 CVN 值比較圖



圖十 G1 與 G2 之 T 形接合之熱影響區衝 擊韌性值比較圖

四、結論與建議

1. 由本研究結果顯示,採用 SM570 鋼材之 三種接合試體,其 ESW 熱影響區衝擊韌 性值大多未達-5°C 27J 規定。

- 不同銲材等級對 ESW 熱影響區之衝擊 韌性值影響不顯著。
- 在製作 ESW 銲接程序規範書時,建議不 應以對接接合試體取代實際應用的T形 接合試體。
- 十字接合試體之柱板可能受兩道 ESW 銲接,因入熱量變化大,可能獲得較保 守的評判結果,因此為節省製作試體時 間,建議可以十字接合試體取代T形接 合試體。
- 6. 對需採用高入熱量銲接之鋼材,其銲接 後之銲道與其熱影響區應符合銲接接合 母材的性能需求,因此本研究之 ESW 熱 影響區之衝擊韌性目標建議應符合 SM570 CHW 鋼材 27J 之規定,而非僅 中鋼建議 15J 的要求。

- 1. AWS (R2009) AWS A5.25 Specification for Carbon and Low–Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Electroslag Welding, American Welding Society.
- 2. AWS (2015) AWS D1.1 Structural Welding Code – Steel, American Welding Society.
- JASS (2007), JASS 6, 建築工事標準仕 樣書, 日本建築學會。
- 內政部營建署 (2010),「台灣鋼結構極 限設計法規範」。
- 林克強、莊勝智、李昭賢、林志翰 (2015),「鋼骨箱型柱與內橫隔板 T 形電熱熔渣銲道接合品質研究」,結 構工程第三十卷第二期,第23~38頁。

建築物最佳層間位移角設計研究

林瑞良1 戴均穎2 蔡克銓3

摘要

本研究發展一種耐震設計方法,在不增加結構構件或消能器的條件下,使建築各樓層 之最大層間位移角沿樓高方向上均勻分布。本研究以能夠有效模擬建築受震反應的廣義建 築模型(generalized building mode, GBM)做為達成上述設計目標的工具。廣義建築模型的 撓曲—剪力變形因子(標記為α)能夠有效描述一棟建築的變形型式,而改變一棟建築的變 形型式會改變各樓層之最大層間位移角的分布情形。因此本研究提出尋找撓曲—剪力變形 因子之最佳值(標記為α_{opt})的方法,該最佳值會使廣義建築模型的最大層間位移角沿樓高 方向上的正規化變異量為最小。經由比較α與α_{opt},可以明確得知須要調整建築變形型式 的方向,再依據此需求方向,調整原建築結構構件之斷面性質。

關鍵詞:結構最佳化,均勻層間位移角,耐震設計,弱層,反應譜分析

一、前言

當一個樓層的剪力容量與剪力需求的 比值遠小於其相鄰樓層的比值(即具有弱 層的特性),該弱層非常可能較其他樓層早 降服。一旦該弱層降服,全部結構的變形 會逐漸集中於該軟化的弱層,不利於其他 樓層產生後續的塑性鉸,一起參與消能。 最終,由於過大的層間位移角發生於該弱 層,形成倒塌機構,造成嚴重的地震損失。 因此有許多文獻研究的目地是如何使在地 震力作用下的建築產生均匀的層間位移角 (Moghaddam et al. 2005; Al-Ansari and Senouci 2011)。

懸臂梁模型(圖一 a)已經被廣泛應用 於評估具有牆—構架系統的高層建築的受 震反應(Miranda and Taghavi 2005)。但是, 由於懸臂梁模型以連續的質量分布來模擬 建築離散的樓層集中質量,因此懸臂梁模 型不適合用於模擬低矮或中等高度建築的 變形。本研究以廣義建築模型(GBM)(圖 一 b)來擴大懸臂梁模型的適用範圍。廣義 建築模型由懸臂梁模型變化而得,以一支 純剪力型式變形(圖一 c)與一支純撓曲型 式變形(圖一 d)的桿件組合而成(Lin 2019)。本研究利用廣義建築模型作為簡化 的數值模型,透過調整既有結構桿件斷面 性質的作法,而非增加額外的結構桿件或 系統,以達到均勻層間位移角的設計目標。



圖一 (a)懸臂梁模型,(b)廣義建築模型的 示意圖,受到集中側力作用下(c)純剪力桿 與(d)純撓曲桿的變形。

二、廣義建築模型

參考懸臂梁模型(圖一 a),用來模擬一 棟具有剛性樓板、第 r 層樓高為 hr的 N 層 樓建築的廣義建築模型是由兩支桿件所構 成(圖一 b)。這兩支桿件受到側力作用下的 變形分別為純剪力型式變形與純撓曲型式 變形(圖一 c 與圖一 d)。這兩支桿件在各個 樓層集中質量點處以軸向剛性桿互相連 接。當 N 層樓建築的各樓層質量已知,即 可得到廣義建築模型的 N×N 對角質量矩 陣。廣義建築模型的位移向量表示成 u =

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所研究生

³國立台灣大學土木工程系教授

[*u_N u_{N-1} … u₁*]^{*r*},其中 *u* 的下標代表樓層編號。假設第 *r* 層的側向勁度與第一層的側向勁度的比值為*K_r*,則純剪力桿的側向勁 度矩陣為

$$\mathbf{K}_{s} = k_{s,1} \mathbf{E}_{s} \tag{1}$$

其中 $k_{s,1} = EI_{s,1}/h_1^3$, $EI_{s,1}$ 為純剪力桿最下段的撓曲剛度。並且 E_s (式 1)是一個僅在對角線帶寬上具有非零元素的矩陣。純撓曲桿的側向勁度矩陣為

$$\mathbf{K}_{h} = \mathbf{F}_{h}^{-1} \tag{2}$$

其中 \mathbf{F}_b 為純撓曲桿的 $N \times N$ 柔度矩陣。藉 由單位力法,可以得到 \mathbf{F}_b 的第 i 列第 j 行 的元素,表示為 f_{ij} ,如下:

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

其中 $k_{b,1} = EI_{b,1}/h_1^3$, $EI_{b,1}$ 為純撓曲桿最下段的撓曲剛度。並且 e_{ij} (式 3)為

$$e_{ij} = \begin{cases} \sum_{r=1}^{N+1-i} \frac{1}{\kappa_r} \left\{ \frac{\overline{H}_{N+1-j}^r \overline{H}_{N+1-i}^r (\overline{H}_r^r - \overline{H}_{r-1}^r) - \left(\frac{\overline{H}_{N+1-j}^r + \overline{H}_{N+1-i}^r)}{2} \left[\left(\overline{H}_r^r \right)^2 - \left(\overline{H}_{r-1}^r \right)^2 \right] + \\ \frac{1}{3} \left[\left(\overline{H}_r^r \right)^3 - \left(\overline{H}_{r-1}^r \right)^3 \right] \end{cases}, \quad i \ge j \end{cases}$$

$$(4)$$

其中 $\bar{H}'_{s} = H_{s}/h_{r}$, H_{s} 為地面至第s 層的高度, h_{r} 為第r層的樓高(圖一d)。所以 K_{b} (式2)可以表示為:

$$\mathbf{K}_{b} = k_{b,1} \mathbf{E}_{b} \tag{5}$$

其中 E_b 為由 e_{ij} 所組成的矩陣的反矩陣,且 i 與 j皆由 1 變換至 N。故廣義建築模型的 整體側向勁度矩陣 **K**為:

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_{s} + \mathbf{K}_{b} = k_{s,1}\mathbf{E}_{s} + k_{b,1}\mathbf{E}_{b} = k\left[\alpha\mathbf{E}_{s} + (1-\alpha)\mathbf{E}_{b}\right]$$
(6)

其中

$$k = k_{s,1} + k_{b,1} = \frac{EI_{b,1} + EI_{s,1}}{h_1^3} = \frac{EI_{GBM}}{h_1^3}, \quad \alpha = \frac{k_{s,1} (7)}{k_{s,1} + k_{b,1}}$$

明顯地,參數α的值介於0與1之間(式7)。
 當α等於0時,廣義建築模型是純撓曲型式
 變形;當α等於1時,廣義建築模型是純剪

力型式變形。

三、設計方法

除了理想化的剪力屋架外,一般建築 的變形型式通常是兼具有剪力型式與撓曲 型式的變形。明顯地,鋼筋混凝土牆或核 心結構的變形比較像是純撓曲型式(圖二 a),但抗彎矩構架的變形比較像是純剪力型 式(圖二b)。圖二a顯示下部樓層的變形斜 率大於上部樓層的變形斜率,換言之,下 部樓層的層間位移角小於上部樓層。相反 地,圖二b顯示上部樓層的變形斜率大於 下部樓層的變形斜率,換言之,下部樓層 的層間位移角大於上部樓層。圖二 c 為撓 曲型式變形與剪力型式變形的組合,顯示 建築物沿樓高方向上有較均勻的層間位移 角分布。這意味著藉由調整建築的變形型 式有可能可以得到相當均匀的層間位移角 分布。除了增加牆或斜撐外,建築的變形 型式亦可藉由改變一般結構桿件的性質來 進行調整。其中關鍵點在於找到最佳的變 形型式,使其所對應的最大層間位移角沿 樓高方向上的變異性為最小。並且所找到 最佳的變形型式必須是考慮結構高振態的 影響,並且與所採用的地表加速度記錄無 關。



圖二 三棟不同的建築:(a) 撓曲型式變形,(b) 剪力型式變形,(c)兼具撓曲型式
變形與剪力型式變形。

最佳化設計的詳細流程如下:

- 步驟一:對 N 層樓建築的有限元素模型 (FEM)進行特徵值分析,求其振態週期 與振形。
- 步驟二:以一個作用於第 i 層樓質量中心的 集中力側推該建築的有限元素模型, 求其第 i 層樓的側向勁度,其中 i=1 to N。當側推第 i 層樓時,必須固定第 i

層樓以下所有樓層的自由度。第 i 層樓 的側向勁度即為使其質量中心產生一 單位的彈性側位移所需要的側力。

步驟三:求得各樓層側向勁度與一樓側向 勁度的比值(即Ki, i=1 to N)。

步驟四:利用 κ , i = 1 to N, 計算 \mathbf{E}_s 與 \mathbf{E}_b 。 步驟五:建立具有 N 個集中質量的 GBM。

- GBM 的 N×N 對角質量矩陣 M 與標的 建築的質量矩陣相同。改變α值,由0 變化至1,取增量 0.01,可以計算每一 個α值所對應的 GBM 勁度矩陣(式 6),並且對每一個 GBM 進行特徵值分 析。其中,必須改變參數 k 的大小(式 7),以使 GBM 的第一振態週期與 FEM 的第一振態週期相同。如此才能使 GBM 有效模擬標的建築。
- 步驟六:計算每一個 GBM 的 ID 值(式 8)。 在全部的 GBM 中,使 ID 值最小的 GBM 所對應的α值即為 FEM 的撓 曲—剪力變形因子 (標記為α⁽⁰⁾)。指標 ID表示如下:

$$I_D = \sum_{n=1}^{3} MR_n \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\varphi_{n,i}^{FEM}}{\varphi_{n,N}^{FEM}} - \frac{\varphi_{n,i}}{\varphi_{n,N}}\right)^2}$$
(8a)

$$MR_{n} = \frac{\Gamma_{n}^{2}M_{n}}{sum(diag(\mathbf{M}))}, \quad M_{n} = \boldsymbol{\varphi}_{n}^{T}\mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_{n} \quad (8b)$$

其中 $\varphi_{n,i}^{FEM}$ 與 $\varphi_{n,i}$ 分別是 FEM 與 GBM 的 第 n 振形的第 i 個分量。並且 MRn 是 GBM 的第 n 振態的有效參與質量比, Γ_n 是 GBM 的第 n 振態的參與因子, sum(diag(M))是質量矩陣對角元素的和 (即建築的總質量)。ID 值(式 8a)代表 GBM 與 FEM 的正規化振形的差值的平 方和開根號,並且考慮不同振態有不同 的重要性,採用有效振態參與質量比 MRn 做為權重。

步驟七:計算每一個 GBM 的第 i 層樓的層 間位移角如下:

$$\theta_{i,\max} \approx \sqrt{\sum_{n=1}^{3} \left(\Gamma_n \left(\frac{\varphi_{n,i} - \varphi_{n,i-1}}{h_i} \right) S_{dn,in} \right)^2}, \quad i = 1 \sim N(9)$$

其中 hi 為第 i 層樓的樓高, Sdn, in 是第 n 振態的非彈性譜位移。Sdn, in 可以由彈性

譜 位 移 *S*_{dn,e} 估 算 (Chopra and Chintanapakdee 2004):

$$S_{dn,in} \approx C_{Rn} S_{dn,e} \tag{10a}$$

$$C_{Rn} = 1 + \left[\left(L_{Rn} - 1 \right)^{-1} + \left(\frac{61}{R_{yn}^{2.4}} + 1.5 \right) \left(\frac{T_n}{T_c} \right)^{2.4} \right]^{-1} (10b)$$
$$L_{Rn} = \frac{1}{R_{yn}} \left(1 + \frac{R_{yn} - 1}{\beta_n} \right)$$
(10c)

其中 Ryn 是第 n 振態的降服強度折減因 子、βn 是降服後勁度比,對 FEM 進行 振態側推分析可以求得 Ryn 與Bn (Chopra and Goel 2002)。並且, Tn 是第 n 振態的週期, T_c 是設計反應譜的加速 度與速度敏感區之分隔點的週期。藉由 此方法可以求得每一個 GBM 的層間位 移角向量 $\theta = \left[\theta_{1,\max}, \dots, \theta_{N,\max} \right]^T$ 。當以彈 性的層間位移角分佈作為最佳化設計 的目標時,將式9中的 Sdn,in 置換為 Sdn,e 即可。當然,只要所考慮的地表加速度 記錄已知,可以直接對單自由度振態系 統進行彈性與非彈性的動力分析以求 得 Sdn, in 與 Sdn, eo 然而所得到的最佳化结 果只對該特定的地表加速度記錄有 效。為了達到廣義的最佳化結果,即與 輸入的地表加速度記錄無關,本研究利 用彈性的設計反應譜及式9與式10,來 估算 San, in 與 San, e。

步驟八:計算每一個 GBM 的 Iv 值(式 11)。 在全部的 GBM 中,使 Iv 值最小的 GBM 所對應的α值即為最佳的撓曲— 剪力變形因子 (標記為αopt)。換言之, Iv 是本研究用來量度標的建築最大層 間位移角分布均匀度的指標。指標 Iv 表示如下:

$$I_{v} = \frac{\hat{\sigma}}{mean(\theta)}$$
(11a)

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \frac{\left(\theta_{i,\max} - mean(\mathbf{\theta})\right)^2 pf_i}{N-1}}, \quad pf_i = \frac{\sum_{x=i}^{N} w_x H_x}{\sum_{x=1}^{N} w_x H_x}$$
(11b)

其中 mean(θ)為行向量 θ 的平均值; H_x 為第 x 層樓距離地表的高度; w_x 為第 x 層樓的重量。Iv(式 11a)代表沿建築高度 方向上,最大層間位移角的正規化變

日

異。*Iv*類似於θ的變異性係數(coefficient of variation),其不同處在於懲罰因子 *pfi* 被用於計算標準偏差(式 11b)。

步驟九:若|α⁽⁰⁾ - α_{opt}| > 0.01,修改 FEM 結 構桿件的斷面性質,並且回到步驟一 進行疊代。否則,即代表 FEM 的最大 層間位移角沿建築高度方向上,具有 所要小變異性,因此疊代過程終止。 其中α⁽⁰⁾得自於步驟六,代表 FEM 的 撓曲—剪力變形因子。

當 $\alpha^{(0)}$ 小於 α_{opt} ,必須增加撓曲—剪力 變形因子(即變形型式必須朝純剪力型式 的方向改變)。相反地,當 $\alpha^{(0)}$ 大於 α_{opt} ,必 須減小撓曲—剪力變形因子(即變形型式 必須朝純撓曲型式的方向改變)。增加柱子 的斷面積(標註為 A_c)、增加梁的斷面慣性 矩(標註為 I_b)、或是減少柱子的斷面慣性矩 (標註為 I_c)皆會強化剪力型式的變形(即增 加 α 值)。相反地,減少 A_c 、減少 I_b 、或是 增加 I_c 皆會強化撓曲型式的變形(即減少 α 值)。

四、數值驗證

本研究採用一棟九層樓鋼構造抗彎矩 構架做為範例建築。彈性反應譜分析結果 顯示:與原範例建築相比,經過最佳化的 範例建築的最大彈性層間位移角的變異性 較小。並且,在20筆的非線性反應歷時分 析中,有13筆的結構反應的趨勢與彈性反 應譜分析中所觀察到的趨勢相同。因此, 本研究所提出的最佳化方法的有效性在此 範例建築上獲得確認。

五、結論

本研究的貢獻如下:使用廣義建築模型(GBM)作為標的建築的簡化數值模型。該標的建築可以具有任意的樓層數目且樓層質量與樓層勁度可以隨意變化。藉由GBM,可以用一撓曲—剪力變形因子α⁽⁰⁾ 來量化標的建築的變形型式。α⁽⁰⁾是建築的固有特質,反映了整體建築變形型式的特徵,與地表運動無關。由GBM 與設計反應 譜,可以找到最佳化的變形型式(標記為 αopt),使得建築各樓層的最大層間位移角 的變異性為最小。αopt適當地考慮了高振態 的影響,並且透過比較α⁽⁰⁾與αopt,設計者 可以明瞭在調整建築變形型式時應有的作 為。經由檢視梁、柱斷面性質對撓曲—剪 力變形因子的影響,以調整既有結構桿件 性質的做法來達到最佳化的建築變形型 式。

- 1. Moghaddam, H., Hajirasouliha, I. and Doostan, A. (2005), "Optimum seismic design of concentrically braced steel frames: concepts and design procedures", *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 151-166.
- 2. Al-Ansari, M. and Senouci, A. (2011), "Drift optimization of high-rise buildings in earthquake zones", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20, 208-222.
- Miranda, E. and Taghavi, S. (2005), "Approximate floor acceleration demands in multistory buildings I: formulation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(2), 203-211.
- 4. Lin, J. L. (2019), "Approximate quantification of higher-mode effects on the seismic demands of buildings", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 9(13), 1950023.
- Chopra, A. K. and Chintanapakdee, C. (2004), "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems", *Journal of Structural Engineering*, 130(9), 1309-1319.
- Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561-582.
土木 404-100 設計例之耐震評估與易損性曲線

葉勇凱¹ 周德光²

摘要

本文以一棟混凝土工程設計規範土木 404-100 的設計示範結構,以增量式動力分析 (IDA)探討此十層樓新建建築的耐震性能,並進一步由 IDA 分析結果建立示範結構的易損 性曲線,檢視在評估所得之性能目標地震作用下,其設定的性能目標是否滿足。易損性 分析的結果顯示對於十層樓新建設計結構,容量震譜法的耐震評估運用於較小週期的 X 方向韌性抗彎構架與剪力牆的二元系統,屬於保守的評估結果;但運用於較大週期的 Y 方向韌性抗彎構架,屬於不保守的評估結果;IDA 結合易損性分析雖然需要大量的非線性 動力分析計算時間,但作為檢視特定層級地震的結構耐震性能表現,不失為一有效的工 具。

關鍵詞:耐震詳細評估、容量震譜法、增量式動力分析、易損性曲線

一、前言

既有建築以耐震評估方法檢視其耐震 能力,設定於設計地震下,建築物需要達 到的性能需求,以我國工程師常用的 TEASPA 耐震詳細評估方法[1]為例,運用非 線性側推分析來求得建物結構的容量曲線, 即建立結構基底剪力與屋頂位移的關係曲 線,再依據建物的性能需求,設定性能目 標點於容量曲線上,再經由容量震譜法 (Capacity Spectrum Method)[2],尋求具有 性能目標點之屋頂位移反應之性能目標地 震。

針對三層樓典型校舍[3],以前已運用 IDA 結合易損性分析,發現容量震譜法對 於低矮型建築有相當的保守程度;但對於 中高樓層建築,容量震譜法是否仍為一保 守評估方法,值得進一步探討,本文以混 凝土工程設計規範土木 404-100[4]的新建 設計十層樓鋼筋混凝土建築為標的,以增 量式動力分析 (Incremental Dynamic Analysis, IDA)[5]探討該新建設計建物的受 震易損性,在耐震評估性能目標地震強度 下,各性能層級(Performance Level)如立即 居住(Immediate Occupancy, IO)、防止崩塌 (Collapse Prevention, CP) 及整體不穩定 (Global Instability, GI)的發生機率,進而探 討耐震評估之性能需求的合理性。

本文採用國震中心技術手冊第三版[1] 的建議,設定結構的耐震性能目標與構件 的彎矩非線性鉸,並以套裝軟體 PERFORM-3D[6]執行非線性動力分析。

二、IDA 程序與易損性曲線介紹

欲檢視結構的耐震能力,除了用非線 性靜力分析進行詳細評估外,還可以運用 更精確的非線性動力分析,進行增量式動 力分析(IDA)程序,經由多組地震紀錄的 IDA 曲線加上性能層級的標定,可建立各 性能層級的易損性曲線,進一步取得各性 能層級在特定地震強度下的發生機率。

增量式動力分析即是經由逐步放大地 震歷時紀錄的強度度量(Intensity Measure, IM),進行一系列的結構非線性動力歷時分 析,計算結構的損傷度量(Damage Measure, DM),直至結構達到不穩定狀態,DM 與 IM 的關係曲線即為 IDA 曲線。

IM 用來量化地震的強度,於本文 IM

¹國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副技術師

採用 5%阻尼比反應譜的 Sa(T1); DM 用來 量化結構的受震反應,本文選用最大層間 變位角 θmax 作為 DM。

在 IDA 曲線上需要設定各性能點如 IO、 CP 及 GI 作為標的損傷狀態,其中 IO 為立 即居住性能層級,DM 小於 IO 的結構反應 為沒有損傷或輕微損傷,居民可如常居住; CP 為防止崩塌性能層級,DM 小於 CP 的 結構有一定的安全度,而未到達崩塌階段; GI 為整體不穩定性能層級,DM 到達 GI 的 結構已不穩定而可能崩塌。

理想上若能找到一個 IM 參數能完整 量度地震強度,則具有相同 IM 值的不同 地震紀錄會造成同一結構相同的反應 DM, 但實際上並不存在此理想 IM 的選擇,因 此對應各輸入 IM;值,結構反應 DM 呈現 機率分佈,需要藉助易損性分析以機率的 原理評估結構耐震性能,以易損性曲線展 示在不同強度 IM;的地震作用下,結構的 損傷度量 DM 超過損傷狀態 C 的發生機率 P_f,其表示式如下所示:

$$P_f = P[DM \ge C / IM = IM_i] \tag{1}$$

以分析方法建立易損性曲線,係基於 假設 IM 及 DM 為隨機變數,且以對數常 態分佈(lognormal distribution)來量化此正 值的隨機變數,若 IM_i為第 i 個地震紀錄 之地震強度,並可造成結構的損傷度量 DM 超過損傷狀態 C; μ 為 IM_i的對數平 均值(log mean), β 為 IM_i的對數標準偏差 (log standard deviation),可將式(1)之易損 性曲線函數以累積分佈函數(Cumulative Distribution Function, CDF)表示如下式,

$$P[DM \ge C / IM = IM_{i}] = \Phi\left(\frac{\ln(IM_{i}) - \mu}{\beta}\right)$$
(2)
$$= \int_{0}^{IM_{i}} \frac{1}{z\beta\sqrt{2\pi}} e^{\frac{(\ln z - \mu)^{2}}{2\beta^{2}}} dz$$

在建立 IDA 曲線過程中取得的各性 能層級 IO、CP 及 GI 的 20 組 IMi 觀察點, 可依 MLE 方法建立各性能層級的易損性 曲線,即對應 IM 的各性能層級的超越機 率;在對應 IM 的各性能層級的易損性曲線差異值,即為各性能層級之間損傷狀態於地震強度 IM 的發生機率。

三、土木 404-100 設計示範例非線 性動力分析

本設計示範例為地下二層、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 33.3 m,屋突高度 6 m;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 SDS =0.8,工址一秒週期設計水平譜加速度係 數 SDI=0.45;工址短週期最大考量水平譜 加速度係數 SMS = 0.9,工址一秒週期最大 考量水平譜加速度係數 SMI=0.5。

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%, 由耐震詳細評估所得之性能目標地表加速 度 A_p 為 0.8086 g [7]; Y 方向構架為韌性 抗彎構架,由模態分析得知第二模態為 Y 向主控模態,週期為 1.24 秒,質量參與係 數為 83.25%;由耐震詳細評估所得之性能 目標地表加速度 A_p 為 0.521 g [7]。

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。選定的 20 筆地震紀錄作 為增量式動力分析(IDA)的輸入地震樣本。 輸入地震的強度度量IM為5%阻尼比反應 譜的 Sa(T1), 而量度結構反應的損傷度量 DM 為最大層間變位角 θ_{max} ,對每個樣本 地震紀錄尋找結構崩壞點 GI 對應的地震 強度,GI 點的結構已呈現不穩定,非線性 動力分析可能出現數值發散現象,而由於 分析標的為新建設計結構,具有強柱弱梁 的結構系統,因此 GI 點的結構表現為梁

為韌性用盡狀態。

性能點 IO 之定義為立即居住性能層 級,DM小於 IO 的結構反應表示結構沒有 損傷或輕微損傷,居民可如常居住,本文 設定其 θ max 值等於 0.5%,此時所有結構 構件皆尚未到達降伏階段;性能點 CP 為 防止崩塌性能層級, DM 小於 CP 的結構 有一定的穩定度,而未到達崩塌階段,觀 察X方向韌性抗彎構架與剪力牆的二元系 統的 20 筆地震紀錄的 GI 點 θ_{max} 值之最 小值為 2.0678%,以其 9 成之 θ max 值 1.86%作為 X 向結構的 CP 性能點,或是 IDA 曲線上斜率為曲線初始斜率 20%的點, 表示結構開始軟化趨向崩塌階段, CP 取上 述兩者的較小值,觀察Y方向韌性抗彎構 架系統的 20 筆地震紀錄的 GI 點 θ max 值 之最小值為 2.297%, 同樣以其 9 成之 θ max 值 2.07%作為 Y 向結構的 CP 性能點,或 是 IDA 曲線上斜率為曲線初始斜率 20% 的點, CP 取上述兩者的較小值; GI 為整 體不穩定性能層級, DM 到達 GI 的結構已 不穩定而可能崩塌。



圖一 X 方向 IDA 曲線族與性能點及分位數

依各性能點的定義可在 IDA 曲線上 設定 IO、CP 及 GI 的(DM, IM)座標點,完 成的 20 條 IDA 曲線即可組成 IDA 曲線 族,X 方向構架如圖一所示,變化 IM 數 值,20 條 IDA 曲線可提供 20 個 DM 數值, 再依排序法可設定相對此 IM 的 16% fractile、50% fractile 及 84% fractile 的 DM 數值,即可組成 16% fractile、50% fractile 及 84% fractile 的 IDA 曲線, IO、CP 及 GI 性能點的各分位數亦能標示在圖一上。

利用各個性能層級的 20 個 IM 數值, 可建立各性能層級的易損性曲線,如式(2) 的累積分佈函數(CDF)表示,X 方向構架 的各性能層級易損性曲線如圖二所示。由 各性能層級的易損性函數,可以計算在特 定地震強度 IM 作用下,結構發生各種損 壞狀況的機率。



圖二 X 方向構架性能層級易損性曲線

對於建築物在各性能層級允許的發生 機率較難有客觀的標準,美國 PEER CENTER 對於高樓的設計準則[8],則建議 在最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)作用下,新建建築的崩塌 即結構不穩定的性能層級應有較小的發生 機率,可設在10%左右。

表一 性能目標(0.8 側力強度)地震作用下 X 構架各損傷狀態發生機率

P[DM≧GI]	P[DM <io]< th=""><th>P[IO≤DM<cp]< th=""><th>P[CP≤DM<gi]< th=""></gi]<></th></cp]<></th></io]<>	P[IO≤DM <cp]< th=""><th>P[CP≤DM<gi]< th=""></gi]<></th></cp]<>	P[CP≤DM <gi]< th=""></gi]<>
0.72%	3.27%	94.65%	1.36%

參考國震中心研究報告 NCREE-16-013[7],對於位於台中市中區第一類地盤 的本設計示範例,X方向韌性抗彎構架與 剪力牆的二元系統,主控模態週期 T₁為 0.733 秒,耐震詳細評估若以側力強度下降 至最大強度之 0.8 倍的屋頂位移為性能目 標點,則所得之性能目標地表加速度 A_p 為 0.8086 g,對應的 $S_a(T_1) = 1.5513g$;以結構 的易損性函數可計算得各損傷狀態的發生 機率如表一所示,GI 結構不穩定狀態發生 機率為 0.72% 小於 10%,屬於可接受範圍, 因此設定的評估性能目標為合理的選擇, 而高於 CP 低於 GI 的發生機率為 1.36%, 低於 IO 結構沒損傷的機率為 3.27%,高 於 IO 低於 CP 的發生機率為 94.65%,符 合性能目標地震下結構呈現中度破壞的評 估準則,因此基於容量震譜法的耐震評估 運用於此十層樓韌性抗彎構架與剪力牆的 二元系統,屬於保守的評估結果。

Y 方向構架為韌性抗彎構架, 主控模 態週期 T₁為 1.24 秒, 耐震詳細評估若以 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,或以穩定狀態的最大 屋頂位移為性能目標,則所得之性能目標 地表 加速度 A_p 為 0.521 g,對應的 $S_a(T_1) = 0.5909g$;以結構的易損性函數可 計算得各損傷狀態的發生機率,GI 結構不 穩定狀態發生機率為 25.87% 高於 10%, 屬於不可接受範圍,而高於 CP 低於 GI 的 發生機率為 13.37%,低於 IO 結構沒損傷 的機率為 0.00%,高於 IO 低於 CP 的發生 機率為 60.76%,基於容量震譜法的耐震評 估運用於此十層樓韌性抗彎構架,屬於不 保守的評估結果。

四、結論

本文針對一棟十層樓新建設計結構, 以 20 個隨機選定的地震紀錄進行 IDA 分 析,設定 IO、CP 及 GI 性能點的 IM 及 DM 數值,並以 MLE 方法建立結構於各性能 層級的易損性曲線,進而計算在特定地震 強度 IM 作用下,結構發生各種損壞狀況 的機率,用以探討現行耐震評估方法的保 守度。綜合分析結果可得到以下結論:

 對於十層樓新建設計結構,由於兩方向 構架主控模態週期的不同,容量震譜法 的耐震評估運用於較小週期的 X 方向 韌性抗彎構架與剪力牆的二元系統,屬 於保守的評估結果;但運用於較大週期 的 Y 方向韌性抗彎構架,屬於不保守的 評估結果。

 IDA 結合易損性分析雖然需要大量的 非線性動力分析計算時間,但作為檢視 特定層級地震的結構耐震性能表現,不 失為一有效的工具。

參考文獻

- 「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。
- Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by *the Applied Technology Council*, Redwood City, Calif., 1996.
- 3. 葉勇凱、周德光,「典型校舍耐震性能與 易損性曲線探討」,中國土木水利工程 學刊,第三十卷,第二期,第143-152 頁,台北 (2018)
- 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. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp. 491-514, 2002.
- CSI, PERFORM 3D: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Version 4, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2006.
- 7. 葉勇凱、周徳光,「以土木 404-100 設計 例探討非線性靜力與動力分析」,國家 地震工程研究中心報告, NCREE-16-013,台北,2016。
- PEER, Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings, Report No. 2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, Page 7, 2010.

受壓斜撐自行接合補強工法

蔡仁傑1 蕭輔沛2 黃世建3

摘要

台灣位於環太平洋地震帶上,建築結構時常面臨地震的考驗。台灣現行結構耐震法規 對於新建建物的耐震能力要求比起過去法規要求要嚴謹,故新建建物的耐震能力較高。但 在現行結構耐震規範頒布之前所建造的建物,其耐震能力堪慮。對於耐震能力不足的老舊 建物須有補強之必要性。而現行的補強工法有擴柱、翼牆、填充剪力牆與填充磚牆等等。 上述補強工法皆能有效地提升老舊建物的耐震能力,但上述濕式補強方法施工期程通常需 要較長,且施工期間因安全及施工噪音等,會影響住戶生活品質,例如私人住宅、辦公大 樓或是醫院等等類型的建物,使用人通常無法接受上述的影響。

基於述原因,為了滿足施工條件限制較多且耐震能力不足的建物,本文擬介紹一個簡 易的補強方法-受壓斜撐自行接合補強工法。此方法優點在於斜撐不承受拉力,故不需要 施作化學植筋作拉力結合,且此乾式工法組裝簡易、施工時間短、較不影響住戶的日常生 活,對於耐震能力的提升也有一定的效益。此方法相較於傳統工法較能夠滿足施工條件的 限制進行快速耐震補強,有助於確保民眾居住生活安全。

關鍵詞:補強工法、受壓斜撐、自行接合、預力裝置

一、前言

台灣位處於環太平洋地震帶,地震頻 繁,對於建築結構提供足夠的抗震能力, 係有其必要。台灣在1999年09月21日在 南投發生規模7.3的強震,在當時後造成 許多建築物受損以及倒塌,如圖1所示。 在此之後,政府機關全面調查老舊校舍建 物的耐震能力,並針對耐震能力不足的老 舊校舍推動耐震補強計畫,至今全台灣已 完成將近9成的校舍耐震補強。

校舍補強方式多數採用全面性的補 強,其使用工法大多採用擴柱、翼牆、鋼 框斜撑、填充鋼筋混凝土牆或是填充磚 牆,如圖2所示。上述的補強方法皆能夠 有效地提升建築物的抗震能力,但是由於 其必須與既有構架接合,常先將需要接合 的梁柱構架表面粉刷層敲除至原有結構表 面後,按補強工法需求會在既有梁柱結構 中施作植筋後才施做擴柱、翼牆或是填充 牆等等[1]。



圖1 校舍建築物在 921 地震中倒塌

¹ 國家地震工程研究中心專案研究助理

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系教授、國家地震工程研究中心主任



圖 2 校舍補強方法(擴柱、翼牆)

上述補強工法的補強效益對於結構抗 側力強度的提升非常有效,但是因為其濕 式施工方式以及項目,施工時間通常長達 兩個月,且會在現場造成大量施工粉塵與 噪音。幸運地是學校可以有效地利用暑假 期間進行耐震補強工程,避免影響學生的 上課品質。不過對於私人住宅或是施工條 件限制較多的建築結構(如醫院)來說,使 用者難以接受生活空間需空出長時間而不 使用,對於補強空間的選擇性也會受到空 間使用性的限制,難以做到全面性的補強。

由此可知,對於私人住宅或是施工條 件較為嚴苛的建築進行補強工程時,一般 補強工法可能因為其施工條件而無法使 用。對於現階段有耐震能力不足的建物, 需要新型的補強工法,以提升其耐震能力。

為了解決上述各補強方法的不便以及 缺點。本文建議可使用 BRB 搭配預力裝置 而成的新型補強工法 - 受壓斜撐自行接 合補強工法。此方法之優點在於乾式施工 且斜撐不會因為外層剝落而造成補強元件 挫屈的可能性,也不須施作化錨加強 RC 構架強度;所有補強元件可預製,減少現 場施工時間與施工產生的粉塵以及噪音; 補強空間需求較小,能在施工條件限制下 提升建物的耐震能力。

二、實驗設計與規劃

在 2018 年,於國家地震中心進行 1/2 縮尺 RC 構架補強試驗。此構架設計混凝 土 強 度 為 17.5MPa , 鋼 筋 強 度 皆 為 280MPa,構架尺寸如圖 3 所示。此構架 尺寸以及材料參數的選定是為了接近老舊 建物的實際建造狀況,且此構架有額外設 計樓版,更能貼近實際結構。

而此補強元件含有三個部分,其如圖 4 所示。一是斜撐,提供構架額外的側力 強度;二是預力裝置,提供初始預力使斜 撐與構架接合,並能夠使斜撐不承受拉 力;最後是轉介面,聯結補強元件與 RC 構架兩者不同的物件,並承接斜撐的軸向 作用力傳遞至 RC 構架中,使補強元件與 構架成為一體。



圖 4 補強元件示意圖

補強元件的軸力強度是根據 RC 構架 的強度做為設計基準。以此概念設計補強 元件主要原因在於避免 RC 構架無法承受 補強元件的作用壓力,而斜撑對於構架造 成的受力自由體圖如圖 5(a)所示。當斜撑 受壓時產生的軸向作用力,會對於構架造 成柱剪力、梁剪力、柱的拉力、梁的拉力 以及梁柱接頭剪力等的作用力。故對於各 個區塊的拉力與剪力強度須逐一檢核。避 免 RC 構架無法提供足夠的支承力,可使 斜撐發揮抗側力強度。



根據圖 5(b)分析構架各區塊所能夠提 供之強度後,此補強實驗預估斜撐最大可 提供約266kN的抗側力強度。由於受壓斜 **撑只能提供單方向的抗側力強度,故在本** 次實驗於另一方向加裝另一斜撐,以確保 在構架雙向皆能夠補強其抗側力強度。斜 撑與構架之間的轉介層則採用無收縮砂漿 · 澆製, 其優點在於受壓強度較高, 較能夠 有效地傳遞斜撐的軸向作用力,故轉介面 的設計承壓強度需大於斜撐的設計軸向強 度,此次的設計承壓強度為1236kN。另因 為無收縮砂漿性質相較於鋼構更為貼近混 凝土,在構架表面接合處打毛,使轉介面 能夠與構架接合。且只有此部分為濕式施 工,能夠利用這點吸收大量的施工誤差。 預力裝置的承壓外套管的設計軸壓強度需 大於斜撐的設計軸向強度,故於此實驗中 的降伏強度為700kN,約為斜撐軸向設計 強度的兩倍,此概念是避免承壓套管產生 降伏永久變形影響到預力裝置的效益。

由此可知在本次實驗補強試體設計 中,要使斜撐桿件以外的元件皆保持在彈 性階段,避免降伏或是破壞。補強試體如 圖6所示。



圖 6 補強試體圖

三、實驗結果與觀察

未補強 RC 構架測試最大側力強度約為287kN,而補強後的試體最大測力強度可以提升至481kN,整體構架強度約為1.67倍,如圖7所示。另外可觀察到使用 BRB 做為斜撑元件,其強度可與構架共同發揮,使整體結構物更加具有韌性。且當 構架強度開始下降時,BRB 仍可以繼續發 揮強度,強度衰減的速率較為緩慢。

RC 構架在層間變位角達 0.75%之前, 裂縫發展均分散在梁、柱以及梁柱接頭 中。但在層間變位角達 0.75%時,構架柱 的剪力裂縫迅速累積與發展。當層間變位 角到達 2.5%時,柱的最大裂縫寬度以達 9mm 以上,以損壞相當嚴重,如圖 8 所示, 且整體補強構架抗側力強度已有開始下降 的趨勢。





圖 8 柱剪力破壞(Drift Ratio 2.5%)

另外實驗在抗側力強度尚未下降至最 大強度的七成即停止實驗的原因並非於構 架柱的剪力破壞所導致。而是因為預力裝 置中軸心套管長度不足導致兩者互相擠 壓,使預力裝置無法繼續發揮原有效益, 且可能導致斜撐脫離等問題,如圖 9 所 示。基於上述狀況與安全問題,故停止實 驗的進行。但是此發現亦對於後續改善本 補強工法的設計流程有所貢獻。



圖 9 預力裝置中軸心套管擠壓

四、結論

現階段對於私人住宅、醫院、科技廠 房或是補強空間限制較多的建物,傳統的 擴柱、翼牆或是新增鋼筋混凝土牆等的補 強工法,其濕式施工、工期、施工中產生 的噪音與粉塵或是施工期間人員須撤離原 有的使用空間等的情況,可能較難以被接 受。使得需要耐震補強的建物無法進行補 強,讓此建物在地震中處與倒塌的高風險 下,無法確保民眾的居住安全。

而本文提供之補強工法大部分元件能 夠預先製作,可縮短現場施工時間,減少 干擾使用者的日常生活作息。且此乾式工 法特殊之處在於可使補強元件不承受拉 力,故原有 RC 結構不必另外進行化學植筋 或是施作剪力釘等工項,可大幅減少現場 施工項目。另外斜撐施作的空間限制較 小,可以採用補強元件尺寸小但量多的方 式進行耐震補強,亦可作為耐震能力提升 的方法。

參考文獻

 蕭輔沛,鍾立來,葉勇凱,簡文郁,沈 文成,邱聰智,周德光,趙宜峰,翁樸 文,楊耀昇, 褚有倫,涂耀賢,柴駿 甫,黃世建,「校舍結構耐震評估與補 強技術手冊(第三版)」,國家地震工 程研究中心研究報告,NCREE 13-023,台北,2013。

含鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

林敏郎1 黄昭勳2 楊松逸3

摘要

鋼筋混凝土連接梁內置剪力鋼板可提升強度與勁度,鋼板錨定長度能控制鋼板彎矩 強度發展,在鋼板無剪力釘情況下,鋼板與混凝土間無任何傳力機制,造成鋼板無法充分 提升梁身剪力容量,梁體受力變形大時,強度快速衰降且核心混凝土擠碎。本研究共設計 五座高強度鋼筋混凝土連接梁試體,以內置鋼板、添加剪力釘、跨深比與鋼板用量為主要 設計變數,主要探討在鋼板上開孔配置側向繫筋加強鋼板和混凝土複合對連接梁耐震行為 影響。實驗結果顯示內置鋼板並配置側向繫筋能提升梁體剪力容量,且破壞模式由剪力破 壞轉變為撓曲破壞,鋼板開孔配置側向繫筋能替代剪力釘改善混凝土與鋼板間複合並傳遞 剪力,鋼板端部的承壓翼板與加勁板會使錨定區域破壞,造成含鋼板連接梁強度快速衰降。

關鍵詞:連接梁、剪力鋼板、剪力容量、剪力釘

一、前言

為了改善連接梁耐震性能及施工性, 姚本濠將少量面積之鋼板置入傳統梁配筋 之鋼筋混凝土連接梁中,鋼板未做任何處 理、無配置剪力釘,其錨定僅由承壓板進 行錨定處理,實驗得知鋼板錨定長度能控 制連接梁撓曲強度發展,且在斷面鋼筋面 積 3%情況下,添加 1%至 2%鋼板量即可達 到連接梁耐震能力改善之成效,因此鋼板 置入連接梁配置型式有極大的發展優勢。

含鋼板連接梁在鋼板表面無剪力釘情 況下,鋼板與混凝土間無剪力傳遞機制, 造成鋼板無法充分提升梁體剪力容量,在 梁體受力變形大時,強度快速衰降且核心 混凝土擠碎與鋼板挫曲發生,故耐震性能 仍不及規範 ACI318-14 對角配筋型式,若 要改善此情形期望藉由配置側向繫筋增進 混凝土與鋼板間之複合作用,使得鋼板能 有效抵抗側力,來提升連接梁之韌性表現。

二、試體設計

本研究之實驗測試於國家地震工程研

究中心執行,模擬連接梁於側力影響下之 行為,使測試梁體可以達到雙曲率變形之 行為,為了配合測試構架限制,參考文獻, 選定一30×50平方公分之標準斷面,與100 公分、150 公分及 200 公分作為梁之淨長 度。

本實驗一共設計五座連接梁試體,試 體編號分別為 CB20SP1、CB20SP2、 CB20SP3、CB30SP1及CB40SP1,試體設 計參數如表一,其材料標稱強度分別為, 縱向鋼筋採用#8 SD685、箍筋採用#4 SD785 之鋼強度鋼筋,鋼板採用降伏強度 250MPa之A36鋼板,混凝土皆採用70MPa 之高強度混凝土。其中跨深比為2之連接 梁主要探討,在使用高強度材料下傳統連 接梁配置型式加入鋼板並配置側向繫筋是 否可以改善其韌性行為,而在鋼板上設置 側向繫筋以及剪力釘,觀察兩者對於提升 混凝土與鋼板間複合作用之差異,跨深比3 和4之連接梁主要為探討跨深比變化與鋼 板用量之關聯。

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立臺北科技大學土木工程學系副教授

³國立臺北科技大學土木工程學系研究生

			-	
試體編號	斷面配筋	跨深比	鋼板	鋼 錨 長 度
CB20SP1			None	10cm
CB20SP2		2 (梁長 100cm)	t=1.5cm	10cm
CB20SP3			t=1.5cm (配置 剪力釘)	10cm
CB30SP1		3 (梁長 150cm)	t=0.6cm	10cm
CB40SP1		4 (梁長 200cm)	t=0.6cm	10cm

表一 試體設計參數

三、連接梁反覆載重試驗

本試驗除了模擬連接梁受地震力時之 雙曲率變形,也設計為零軸壓力。因此以L 型鋼架確保上部基礎部會發生轉動,也採 用兩支垂直向千斤頂支撐L型鋼架及上部 基礎自重,並使用兩支水平向千斤頂推動 連接梁試體,測試佈置如圖一。



圖一 試驗佈置圖

為了模擬地震反覆之作用,本試驗參考 ACI 374.1-05 之加載方式,每個層間變

位三個迴圈,層間變位依序為 0.25%、 0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、 3%、4%、5%、6%、8%及 10%,加載歷時 如圖二。



四、實驗結果

試體 CB20SP2 以 CB20SP1 為原型在 試體中設置一片厚 1.5 公分之一字型鋼板 作為變數,兩座試體之包絡線如圖三所 示。試體 CB20SP1 設置鋼板能有效提升側 力強度從 1034.7kN 上升至 1241.2kN 約 20%,兩者最大強度點約在層間位移2%, 此時直通主鋼筋皆發生降伏,但 CB20SP1 主鋼筋降伏時間點較 CB20SP2 早發生, 說 明鋼板有提供彎矩與主鋼筋共同發展撓曲 強度,且CB20SP1 試體其繫筋受剪拉情形 較 CB20SP2 明顯,這也說明鋼板能共同抵 抗剪力;從位移能力方面來看,試體 CB20SP1和CB20SP2極限層間位移分別為 3.32%和 3.45%, 僅提高 0.1%層間位移能 力,由於基礎破壞嚴重,導致鋼板提早失 去錨定能力造成強度無法持續發展;從初 始勁度來看,由於初始裂縫過多導致 CB20SP2 試體在正向初始勁度較低,故使 用負向之切線勁度做比較,CB20SP1 與 CB20SP2 初始勁度分別為 123.2kN/mm 與 136.7kN/mm,配置鋼板後,梁體勁度提升 約11%;能量消散方面,試體 CB20SP2 在 完成 5% 層間位移累積能量消散較試體 CB20SP1 提升約 1.7 倍; 在強度衰減方面, CB20SP1 試體在層間位移 4%時,其衰減程 度較 CB20SP2 試體高 10%,於層間位移 5% 時, 試體 CB20SP1 強度衰減加劇較試體 CB20SP2 高 20%,由於 CB20SP1 試體實驗 後期核心混凝土嚴重擠碎,導致強度大幅 衰減,為剪力破壞行為,而 CB20SP2 試體 則有鋼板共同抵抗側力,維持梁身核心混 凝土完整,為撓曲破壞行為。



圖三 連接梁有無配置鋼板之行為比較

試體 CB20SP3 以 CB20SP2 為原型在 一字型鋼板上添加36根剪力釘作為變數, 兩座試體之包絡線如圖四所示。試體 CB20SP2與CB20SP3兩者最大強度點約在 層間位移 2%,最大側力強度分別為 1241.2kN 與 1251.1kN, 兩座最大強度幾乎 相同,直通主鋼筋皆在達最大強度點前發 生降伏, 主鋼筋降伏時間點也非常相似; 從位移能力方面來看,試體 CB20SP2 和 CB20SP3 極限層間位移分別為 3.45%和 3.4%,兩者極限層間位移能力僅差異 0.5%;從初始勁度來看,由於初始裂縫過 多導致 CB20SP2 試體在正向初始勁度較 低,故使用負向之切線勁度做比較, CB20SP2 與 CB20SP3 初始勁度分別為 136.7kN/mm 與 149kN/mm,添加剪力釘 後,梁體勁度提升約9%;能量消散方面, 在完成 5% 層間位時試體 CB20SP2 和試體 CB20SP3 兩者累積能量消散相近;強度衰 减方面,雨座試體在過最大強度點後強度 衰降程度相似,試體破壞狀況皆為保護層 剥落,梁身核心混凝土保持完整,鋼板受 到混凝土束制沒有嚴重挫曲,並與姚本濠 跨深比 2 之含鋼板連接梁試體 CB 2-3 比 較,在鋼板無開孔配置圍束繫筋情況下, 光滑鋼板面與混凝土間無任何傳力機制, 造成鋼板無法充分提升梁身剪力容量,導 致核心混凝土剪壓擠碎,且由試體 CB20SP1 得知即使改善混凝土圍束,梁身

仍有剪力容量不足之問題,因此鋼板與混 凝土複合良好為提升梁身剪力容量之主 因。



圖四 有無添加剪力釘之連接梁行為比較

由相同錨定長度試體 CB20SP2、 CB30SP1 與 CB40SP1 實驗結果發現,連接 梁試體在鋼板錨定長度需求不足情況下, 鋼板越厚之試體,其鋼板彎矩強度發展越 不容易,但實驗邊界構材過於強壯,因此 各試體即使鋼板錨定不良,鋼板仍能發展 出所有彎矩強度。圖五為不同跨深比之試 體包絡線圖,試體 CB20SP2 側力強度 1241.2kN 最大, 再來為試體 CB30SP1 其側 力強度 886.7kN, 試體 CB40SP1 側力強度 642.5kN 則最小, 說明跨深比會影響試體側 力強度發展;初始勁度方面,由於初始裂 縫過多導致CB20SP2 試體在正向初始勁度 較低,故使用負向之切線勁度做比較, CB20SP2、CB30SP1 以及 CB40SP1 初始勁 度分別為 136.7kN/mm、71.2kN/mm 與 43.1kN/mm, 試體梁身越長, 其初始勁度 越小;能量消散方面,在層間位移5%所累 積之能量消散,試體 CB40SP1 有最好的消 能能力,由於遲滯迴圈較為飽滿且無明顯 強度衰降,且薄鋼板變形較為明顯能更有 效參與消能,而 CB30SP1 能量消散則約為 CB40SP1 能量消散 92%,由於實驗後期強 度開始漸漸衰降導致消能能力減弱,試體 CB20SP2 由於強度衰降劇烈且鋼板較厚變 形較不明顯,導致能量消散僅有 CB40SP1 能量消散 56%; 強度衰降方面, 在層間位 移+5%(1st)時, 試體 CB20SP1 由於保護層 大量剝落且基礎嚴重開裂,造成強度衰降

44%且極限層間位移僅有 3.45%, 試體 CB30SP1 則基礎同樣有明顯開裂, 但梁體 僅有塑角產生無明顯破壞,故強度只衰降 17%直到保護層開始剝落強度才有明顯下 滑,且極限層間位移有 5.04%, 試體 CB40SP1 基礎仍有顯著破壞, 而梁體則無 明顯破壞,強度些微衰降 12%直到直通主 鋼筋斷裂強度才劇烈下降,極限層間位移 有 6.83%極為良好。



圖五 不同跨深比之連接梁行為比較

五、結論與展望

本研究主要探討連接梁內置鋼板之耐 震行為,設計五組鋼筋混凝土連接梁進行 反覆載重試驗,根據實驗結果歸納出以下 三點結論:一、傳統梁配筋試體在梁體變 形大時,因剪力容量不足會造成混凝土壓 桿擠碎產生剪力破壞,而內置鋼板並設置 側向繫筋之試體,由於鋼板與混凝土複合 良好,梁體剪力容量獲得提升,破壞模式 由剪力破壞轉變為撓曲破壞;二、配置側 向繫筋之試體與配置側向繫筋且添加剪力 釘之試體,兩者耐震性能與破壞行為雷 同,此結果反應出配置足量側向繫筋方能 傳遞鋼板與混凝土間剪力;三、含鋼板連 接梁由於鋼板端部之承壓翼板造成周圍混 凝土壓碎,且加勁板與混凝土形成弱面造 成梁體與基礎不連續,使得錨定區域產生 破壞,造成強度快速下降,因此鋼板承壓 錨定機制仍有改良之空間。

參考文獻

- 1. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014.
- 2. ACI Committee 374, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.
- 林敏郎、黄昭勳、姚本濠,「含鋼板之 鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研 究」,國家地震工程研究中心報告,台 北,2018。
- 林敏郎、黄昭勳、楊松逸,「含鋼板之 高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行 為研究」,國家地震工程研究中心報告, 台北,2019。

高強度鋼造挫屈束制支撐構架之 近斷層地震與遠域地震實驗加載歷時開發

林德宏1 周中哲2 陳冠維3

摘要

基於能提供較小構件尺寸和較低建造成本的優勢,台灣的高層建築越來越普遍地使 用高強度鋼材,本研究以非線性分析探討基於 AISC 耐震規範(2016)設計的高強度 H 形鋼柱和銲接箱型鋼柱的耐震性能需求,開發可代表受近斷層和遠域地震的七層樓鋼造 斜撐構架中一樓柱反應的靜態實驗加載歷時。近年來的實驗和分析研究顯示 AISC 耐震 規範(2016)中對梁柱抗彎接頭的實驗反覆加載歷時規定對建築柱過於嚴格,即所施加 的反覆加載歷時可能會顯著降低鋼柱的抗側力能力,此外近斷層地震對台灣建築物的危 害亦尚未被完全了解。本研究設計一棟使用 SM570MC 高強度鋼柱的 7 層樓鋼造挫屈束 制支撐構架,並自國內外地震中選取 11 組近斷層和 11 組遠域地震歷時紀錄,藉由非線 性分析軟體 PISA3D 協助,分析各地震下的結構物歷時分析行為反應,分析結果顯示近 斷層和遠域地震造成顯著不同的構架受震反應,並提出相應的實驗加載歷時。

關鍵詞:高強度鋼、H型與箱型柱、非線性動力歷時分析、近斷層和遠域地 震實驗加載歷時

一、前言

台灣已被發現確認的活動斷層眾多, 鄰近斷層的區域在地震發生時將承受具有 高速度脈衝及大位移特性的地震波,因此 位於此區域內建築物的耐震能力會受到嚴 格的考驗。鋼結構建築的耐震能力較傳統 鋼筋混凝土建築為佳,具有高回收性,被 視為綠建材的一種,因此美、日等國持續 進行相關研究,國內的應用也日趨廣泛, 基於能提供較小構件尺寸和較低建造成本 的優勢,台灣的高層建築也越來越普遍地 使用高強度鋼材。近年來的實驗和分析研 究顯示 AISC 耐震規範(2016) 中對梁柱 抗彎接頭的實驗反覆加載歷時規定對建築 柱過於嚴格,即所施加的反覆加載歷時可 能會顯著降低鋼柱的抗側力能力,因此學 者們也提出改善的實驗加載歷時(Suzuki and Lignos 2014, Wu et al. 2018.), 此外近 斷層地震對台灣建築物的危害亦尚未被完

全了解,不能直接使用 Krawinkler 等人 (2000)發展的近斷層實驗加載歷時。

故此,有必要針對高強度鋼柱的耐震 行為進行研究,以確認高強度鋼材於實際 施工及耐震工程上的可行性及安全性。本 研究設計一棟柱子使用 SM570MC 高強度 鋼材的 7 層樓鋼造斜撐構架,並自國內外 地震中選取 11 組近斷層和 11 組遠域地震 歷時,藉由非線性分析軟體 PISA3D 的協 助,分析各地震下的結構物歷時分析行為 反應,目的在瞭解近斷層地震與遠域地震 對鋼造建築物的不同耐震需求,並開發可 代表受近斷層和遠域地震的斜撐構架中一 樓柱反應的靜態實驗加載歷時。

二、7層樓高強度鋼造斜撐構架設計

本研究的原型構架為一幢7層樓的住 宅建築結構,其鋼柱使用 SM570MC 鋼材 (標稱降伏強度為 420 MPa)、樑和斜撐使

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建物組組長、國立台灣大學土木工程學系教授

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

用 SN490B 鋼材 (標稱降伏強度為 325 MPa),圖一與圖二為此原型建築的平面圖 和立面圖,該建築假設座落在距台灣台南 新化斷層 3.5 公里處的第二類地盤上,建 築物之總高度為 25 公尺,其中一樓高度為 4 公尺,二樓以上皆為 3.5 公尺。分別在南 北向和東西向配置三跨及六跨的挫屈束制 斜撐構架 (BRBF)及韌性抗彎矩構架 (SMRF),柱與柱的間隔為 8 公尺,該構 架設計靜載重為 9.8 kPa、設計活載重為 1.96 kPa,依台灣建築物耐震設計規範 (2011)計算設計地震力,經驗公式 0.07hn^{3/4}計算所得周期為 0.782 秒,設計基 底剪力為 0.158 W (1389 kN)。







圖二 原型建築立面圖

圖一中標註紅色虛線處為本研究所設 計及分析之構架,左柱為H型鋼柱、右柱 與中間柱使用銲接箱型鋼柱,BRB 斜撑 成"之"字型安裝於構架中間柱與右柱間, 梁、柱及 BRB 斷面尺寸如表一所示,圖三 為7層樓原型建築物 PISA3D 分析模型, 此模型分析所得結構週期為 1.11 秒,用途 系數 I 為 1.4。表二列出 7 層樓底層柱之 Ca $(=P_u/Ø_cP_y)$ 及 Cg $(=P_g/Ø_cP_y)$ 值,其中 Ca 為 柱之 軸 力 比, 軸 力 計 算 考 慮 (1.2DL+1.6LL), 而 Cg 之軸力計算考慮 (1.2DL+0.5LL±1.0E+0.3Ev),計算所得之 軸力比值皆位於 0.25 至 0.4 之間。



圖三 7 層樓原型建築物 PISA3D 分析模型

表一 梁、柱及 BRB 斷面

	Story	Section	Material
		左:H600×300×16×25	
	1F~4F	中:BOX385×385×28	
حل		右:BOX315×315×22	SM570MC
枉		左:H512×202×12×22	SIM5/UNIC
	5F~7F	中:BOX360×360×25	
		右:BOX265×265×20	
汲	2F~5F	H512×202×12×25	SN400D
未	6F~RF	H512×202×12×22	51N490D
В	1F~3F	1100 kN	
R	4F~5F	900 kN	SN490B
В	6F~7F	600 kN	

表二 一樓柱之軸力比

	Section	Cg	Ca
左柱	H600×300×16×25	0.288	0.288
中間柱	BOX385×385×28	0.343	0.395
右柱	BOX315×315×22	0.250	0.406

三、地震紀錄選取與調整

為瞭解7層樓原型構架在近斷層地震 與遠域地震下之行為,本研究自國內外地 震紀錄中選取11組近斷層地震紀錄(表 三)和11組遠域地震紀錄(表四)進行非 線性地震歷時分析,其中各包含六組台灣 與五組選自美國、日本與紐西蘭等國外發 生的地震紀錄。所選取之地震紀錄依其5% 阻尼加速度反應譜與原型構架所座落地點 之設計地震加速度反應譜進行調整,調整 時僅放大或縮小地震歷時的振幅,而不調 整其頻率內含。美國ASCE7(2016)規範 規定:1.動力分析所使用的地震,其加速度 反應譜需於0.2 Tnl~2.0 Tnl (Tnl 為所分析 結構之基本周期)間和設計地震加速度反 應譜相似,2.動力分析所使用的11組地震

歷時,其平均加速度反應譜於 0.2 Tnl~2.0 Tnl 間不得低於設計地震加速度反應譜的 90%,台灣規範的設計地震加速度反應譜 於長周期的規定與美國不同,上述反應譜 調整範圍皆改取 0.2Tn1~1.5Tn1。分別對 22 組地震紀錄乘上不同調整系數,使調整後 的地震反應譜與設計地震反應譜有最小平 方差,再將經最小平方差調整過後的11組 近斷層地震歷時與 11 組遠域地震歷時分 別乘上相同的調整系數,拉高平均反應譜 至符合規定,已調整之近斷層地震與遠域 地震反應:
譜分別顯示於圖四與圖五,其中 紅色線為11組地震平均值,藍色線為台灣 設計地震反應譜,黑色虛線為結構基本周 期,可發現近斷層地震在結構物基本周期 處的譜加速度較遠域地震及設計規範大。

表三 11 組近斷層地震紀錄基本資料與 調整結果

Event	Year	測站與方向	調整後 PGA (gal)
Chi-Chi	1999	TCU052-NS	324.3
Chi-Chi	1999	TCU052-EW	320.1
Chi-Chi	1999	TCU068-EW	407.4
Jiasian	2010	CHY058-EW	484.6
Meinong	2016	CHY063-EW	356.0
Meinong	2016	CHY089-EW	399.1
US_Imperial	1070	El Centro	597.2
Valley-06	19/9	Array #6-230	571.2
US_Landers	1992	Lucerne-260	801.0
US_	1004	Newhall-Fire	332.1
Northridge-01	1994	Sta-360	552.1
JP_Kobe	1995	KJMA-000	411.2
NZ		Pages Road	
LNZ_ Christehureh	2011	Pumping	593.8
Christenuren		Station-W	

表四 11 組遠域地震紀錄基本資料與 調整結果

Event	Year	測站與方向	調整後 PGA (gal)
Chi-Chi	1999	TCU095NS	324.3
Chi-Chi	1999	CHY015NS	320.1
Chi-Chi	1999	CHY015EW	407.4
Jiasian	2010	CHY099NS	484.6
Wutai	2012	CHY099NS	356.0
Meinong	2016	CHY133NS	399.1
US_Whittire Narrows	1987	ALT360	597.2
US_Northridge	1994	CNP196	801.0
US_Landers	1992	IND090	332.1
JP_Kobe	1995	ABN090	411.2
NZ_ Christchurch	2011	RHSCS04W	593.8



圖四 11 組近斷層地震加速度反應譜



圖五 11 組遠域地震加速度反應譜

四、分析與試驗加載歷時開發

為開發可代表受近斷層和遠域地震的 斜撐構架中一樓柱反應的靜態實驗加載歷 時,本研究以 PISA3D 分析軟體進行非線 性歷時分析,分析模型考量在軸力作用下 的鋼柱耐震行為,梁柱設定依據美國 ASCE 41 (2013)規範所建議的力量位移 曲線進行調整,左柱、中間柱與右柱的軸 力比分別為 0.2、0.25 與 0.2,降伏後勁度 比為 0.03,分析時將所有調整後的地震放 大 1.5 倍以達到 MCE 等級地震。

圖六與圖七分別為7層樓原型構架在 11 組近斷層地震分析與11 組遠域地震分 析的一樓位移歷時,其中紅色線與藍色線 分別為六組台灣地震紀錄與五組國外地震 紀錄中含有最大位移反應的歷時。由圖六 與圖七可發現近斷層地震與遠域地震造成 之位移反應顯著不同,受近斷層地震的結 橫物將不會回到原始的位置,持續偏 一邊震動並有較大的殘餘變形,分析所得 最大層間側位移為4.09%,最大殘餘變形 為 2.68%; 遠域地震使結構物承受較多的 反覆震動, 震幅多落在 1% 層間側位移內, 同時幾乎沒有殘餘變形,分析所得最大層 間側位移為 2.2%。



圖七 11 組遠域地震一樓層間側位移

整理上述分析結果後,可得圖八與圖 九之近斷層地震與遠域地震實驗加載歷 時,斜撐構架在 MCE 等級近斷層地震作 用下,會先拉回到-2 %層間側位移後再達 到最大層間側位移4%,最終的殘餘變形 為2.5%;如圖九中藍線所示,斜撐構架在 MCE 等級遠域地震作用下,在1.5%層間 側位移後僅需進行 2.5%一圈的測試,小 於 AISC 耐震規範加載歷時規定的 4%, 後續紅色線為仿照 AISC 規定所增加每個 層間側位移進行一圈之測試。



圖八 近斷層地震實驗加載歷時



五、結論與展望

本研究設計、分析一組7層樓鋼造斜 撐構架,並發展斜撐構架在近斷層地震與 遠域地震之實驗加載歷時,MCE 等級近斷 層地震作用下的一樓最大層間側位移需求 為4%,遠域地震作用下則為2.5%,後續 將用此歷時進行高強度H形鋼柱和銲接箱 型鋼柱的單柱實驗與高強度鋼構架實驗以 探討其耐震性能。

六、致謝

本研究承蒙強地動組郭俊翔研究員與 趙書賢副研究員協助選取與提供地震歷時 紀錄,特此誌謝。

參考文獻

- Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., and Luco, N. (2000). "Development of Loading Histories for Testing of Steel Beam-to-Column Assemblies." SAC Background Report SAC/BD-00/10.
- Suzuki, Y., and Lignos, D. G. (2014). "Development of loading protocols for experimental testing of steel columns subjected to combined high axial load and lateral drift demands near collapse." Proc., 10th National Conf. on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
- 3. Wu, T.-Y., S. El-Tawil, and J. McCormick. 2018. "Highly ductile limits for deep steel columns." *J. Struct. Eng.* 144 (4): 04018016.

改良式搖擺控制機制橋柱耐震性能試驗

洪曉慧1 黃仲偉2 江奇融3 李家駿4

摘要

為了降低橋柱震後損傷及減少復原所需的時間,橋柱可搭配在震後能快速更換之消 能元件配置,地震時,橋柱透過外置消能元件的消能,可降低橋柱本體的損傷。依循類似 的設計邏輯與概念,目前文獻上已有許多不同的研究,惟過往研究主要著重在控制機制之 消能分析,本研究則是以含預力之搖擺控制機制橋柱搭配外置消能鋼棒為例,著重於消能 鋼棒與橋柱之接合裝置,以及搖擺橋柱與基礎之搖擺介面設計。消能鋼棒的設計主要在降 伏後能夠迅速更換,同時消能鋼棒與基礎連接之萬象接頭可使消能鋼棒自由轉動,以減少 鋼棒承受彎矩的可能性,另透過特殊的機制,消能鋼棒可選擇是否承受軸壓力。本研究共 設計與建造三組不同設計細節與預力之試體,並在國家地震工程研究中心進行反覆載重試 驗。試驗結果顯示本研究試體柱身在反覆載重後僅有些許拉力裂縫,試體幾乎沒有任何損 傷,大部分的地震能量都被外置消能鋼棒所吸收,且受損的外置消能鋼棒可輕易置換,使 橋柱試體能夠迅速回復其原有的耐震性能。

關鍵詞:消能鋼棒、預鑄預力橋柱、搖擺機制、反覆載重試驗

一、前言

近年來隨著經濟發展與設計技術的精 進,橋梁的設計目標逐漸不再只有滿足於 大震不倒,而是以性能為導向地期望震後 橋梁仍能維持一定的功能。以往橋之設 計與補強設計理念偏向於自我犧牲式的設 計設計,以柱底產生塑鉸來消散地震 計設計,以柱底產生塑鉸來消散地震 ,所以大虛產生脆性剪力確壞與 ,所以大虛 在 生 能性已產生相當 大 的處 重 建 。為 了降低震後維修的成本,減 少震後餘變形並加速震後橋梁耐震性能 的恢復已成為新一代橋梁設計須慎重考量 之課題。

根據過去的研究,橋柱基礎搖擺機制 可降低橋柱的地震力需求,也可提供自復 位之能力,進而減少甚至避免震後橋柱塑 角區的嚴重損傷,降低震後殘留位移 [1]。 然而橋柱之搖擺機制雖可降低橋柱承受之

地震力,但缺乏可靠之遲滯消能機制,若 不適當控制,將可能產生很大位移。為了 要保有搖擺機制降低地震需求的優勢,並 同時保有適當的消能能力和具備可控制之 搖擺行為,搭配預力和外加消能裝置的搖 擺控制機制橋柱近年來成了一個深具潛力 的選擇 [2-3]。近幾年國家地震工程研究中 心也有類似的試驗,以此設計之橋柱與基 礎和傳統柱進行比對,外置消能裝置與預 力系統可有效降低柱身的破壞程度並兼具 自復位性,但設計之外置消能系統在試驗 中的消能性卻因組裝方式與接頭行為有所 折損 [4]。基於類似的概念,本研究以相同 設計之預鑄預力搭配外置消能鋼棒的搖擺 控制機制橋柱試體,重新設計外置消能系 統之組裝方式與接頭配置,以及柱身與基 礎連接的方式。讓橋柱透過後拉法施加之 預力提供橋柱搖擺後自復位的能力,可置 换的外置消能鋼棒提供消能的能力。為驗 證所改良橋柱系統的耐震性能與震後快速

¹國家地震工程研究中心研究員

²中原大學土木工程學系副教授

³國家地震工程研究中心副技術師

⁴中原大學土木工程學系碩士生

修復之能力,本研究設計並建造三組不同 預力與鋼棒受力方式的搖擺控制機制橋柱 試體,並在地震中心進行反覆載重試驗, 三座試體各進行兩次反覆載重試驗,包括 修復前與修復後,並與傳統配置橋柱之試 驗結果進行比較。

二、試驗設計

本研究以Hung et al. [4]之試體為基準 進行改良設計,並建造三組預鑄預力搖擺 控制機制橋柱試體 P1、P2 及 P3。三座試 體之預鑄柱身具相同之設計。如圖一所 示, 試體有效柱高皆為 3.6 m, 斷面為 60cm×60cm 之方形橋柱,主筋配置為 12-D19,以及一組預力鋼腱。預力鋼腱穿 越柱底和基礎界面, 錨定於基礎底。 三座 試體之預力鋼腱配置皆為7根ASTM A416 Grade 270 鋼鉸線, 鋼鉸線標稱直徑為 1.52 cm,但三組試體之設計預力分別為 $0.04f_c^{\prime}A_g \times 0.07f_c^{\prime}A_g$ 及 $0.07f_c^{\prime}A_g$,其中 A_g 為 橋柱斷面積,fc'為橋柱混凝土設計抗壓強 度,此外透過接頭之特殊設計,P1 及 P3 之外置消能鋼棒只受拉力而不受壓力,P2 之外置消能鋼棒則受拉亦受壓力。



圖一 試體設計

三座試體皆為預鑄,試體分成兩個節 塊,包括柱身節塊與基礎節塊,節塊內預 留15 cm直徑之PVC管使預力鋼腱在試體 組裝時得以穿越。基礎上方預埋消能元件 之底部連結系統,並與基礎一起灌漿。另 考量柱底產生剛體搖擺行為時,受壓側角 落將承受很大的壓應力,為避免柱底角落 處保護層因承受極大壓力而壓碎,柱底四 周設計成 5cm 倒角,並以 5mm 鋼板包覆 柱底部位,基礎面也配置鋼板使基礎與柱 底間界面具備足夠強度承受反覆搖擺作用 力。同時為了改善柱體在試驗中所造成的 滑動位移,本次試驗以插銷式來做為柱體 與基礎間的連接,並且在凹槽四邊放置橡 膠墊增加消能性。基礎面和柱底之細部相 片如圖二所示。



圖二 基礎鋼筋籠及包覆鐵氟龍之柱底

圖三為外置消能鋼棒的完成圖與分解 圖,為了安裝的方便與日後零件保養維 護、更換的便利,整組外置消能裝置具備 良好組合性。本研究試體所採用之消能鋼 棒主體部分為直徑 32 mm 之 A36 鋼棒, 其中 340 mm 長利用機器削薄為直徑 20 mm,外面再包覆外徑為 45 mm,厚度為 3.5 mm,長度為 550 mm 的鋼管,並於鋼 管與鋼棒中間縫隙注入環氧樹脂。本研究 設計之消能機制於地震後,主要損傷將集 中於削薄段,故若消能鋼棒有受損可僅更 消能鋼棒主體一起更新,因此可降低因地 震造成消能器損壞而需替換元件的費用。



圖三 消能鋼棒示意圖

三、試驗規劃

本研究之搖擺控制機制橋柱試體於國 家地震工程研究中心進行反覆載重測試。 **圖四為試驗配置與位移加載歷程,三座試** 體皆進行反覆載重試驗,試驗過程中,利 用柱頂橫梁與千斤頂施加固定之垂直向軸 力 0.1fcAg (1260 kN) 模擬上部結構自重。 圖三所示之外置消能鋼棒上端與柱身端接 合板之連結設計,若不旋緊接合板下方之 螺帽,則可設定鋼棒純受拉力,以降低鋼 棒挫曲破壞之可能性,若上下螺帽皆旋 緊,則鋼棒會受拉力亦受壓力。為了解雨 種配置對橋柱耐震行為之影響, P1 及 P3 試體之外置消能鋼棒接頭設計為只受拉力 而不受壓力,但P2 試體之外置消能鋼棒則 受拉力也受壓力。此外,為確認外置消能 器的可置换性,三座試體皆進行兩次反覆 載重試驗,第一次試驗在位移比為3.5%完 成後停止,然後置換新的消能鋼棒,之後 再進行第二次反覆載重試驗至位移比為 7%時停止。



圖四 試驗配置與位移加載歷程

四、試驗結果

圖五為三座搖擺橋柱試體和傳統柱試 體之側力-位移遲滯迴圈曲線,其中 P1-1、 P2-1和 P3-1代表各試體第一次反覆載重試 驗結果,P1-2、P2-2和 P3-2代表第二次反 覆載重試驗結果。三座試體在位移比 3.5% 完成時結束第一次試驗,此時三座試體之 消能鋼棒均沒有斷裂,但仍更換消能鋼棒 進行第二次試驗,第二次試驗則進行至位

移比7%之第一次迴圈結束。由實驗結果可 發現第二次試驗之遲滯迴圈曲線在位移比 3.5%前幾乎和第一次試驗重疊,此結果證 實外置消能鋼棒在地震後的可置換性,安 裝新的消能鋼棒後,橋柱試體之耐震性能 可迅速恢復至與震前相同。此外,P1 和 P3 試體由於鋼棒只承受拉力,所以鋼棒在 位移比為7%時仍未斷裂,且試體強度在試 驗過程中並未衰減,另一方面,試體 P2 由 於在反覆載重過程中承受拉力和壓力,所 以在第二次試驗的過程中,位移比4%第二 圈結束時,南北側之消能鋼棒產生嚴重挫 曲,為避免挫曲之鋼棒壓損試體,所以拆 卸南北側之消能鋼棒後再繼續實驗,也因 此 P2 試體在位移比 5%開始時強度明顯降 低,然而此時由於試體本身並沒損壞,故 仍保有完整的垂直承載力,但強度僅剩預 力鋼腱軸力及東西側消能鋼棒所提供之強 度。另透過和圖五(d)傳統橋柱的比較,傳 統柱擁有較飽滿的遲滯迴圈,即消能能力 較佳,但其有較大的殘餘位移,而三座搖 擺試體 P1、P2 和 P3,由於橋柱搖擺機制 之幾何非線性和消能鋼棒材料非線性共同 作用,試體遲滯迴圈呈現旗桿型行為,殘 餘位移量明顯較傳統橋柱小。



圖五 試體之力-位移曲線

圖六為三座搖擺控制機制橋柱試體於 試驗過程中的預力鋼腱軸力-位移比關係 曲線,如圖所示,試體 P1、P2 和 P3 的初 始預力分別 436kN、926kN 和為 951kN。 由於 P3 之預力大於 P1,所以圖五所示之 試體強度 P3 大於 P1。另外由圖六也可發 現,在同一迴圈中,隨著側向位移比的增 大,由於預力鋼腱被拉長,鋼腱軸力也隨 著增加。



圖六 預力鋼腱之軸力-位移比曲線



圖七 試體在不同位移比之曲率變化

圖七為試體沿著柱身在不同位移比時 之曲率變化圖,圖示曲率為相鄰兩角度計 讀值之差值再除以兩角度計垂直距離。很 明顯的,試體 P1、P2 和 P3 之柱身的曲率 相對於傳統柱而言非常小,即柱身損傷相 對輕微。而傳統橋柱的曲率均勻分布於柱 底塑鉸區,且其柱身的曲率明顯大於搖擺 控制機制橋柱為大,此結果和實驗後對試 體的觀察結果一致。

五、結論

本研究針對三組搭配後拉預力與改良 式外置消能機制之搖擺控制機制橋柱試體 進行反覆載重試驗,透過與傳統橋柱進行 比較,證實改良式搖擺機制可有效降低柱 身震後損傷,改良外置消能機制的快速置 換能力也獲得確認,而插銷式橋柱也明顯 降低地震後之殘餘位移,不受壓之消能鋼 棒也可降低鋼棒挫曲的可能性。

參考文獻

- 1. Hung, H.H., Liu, K.Y. and Chang, K.C. (2014), Rocking behavior of bridge piers with spread footings under cyclic loading and earthquake excitation, Earthquakes and Structures, 7(6), 1001-1024.
- Roha, H., and Reinhornb, A.M. (2010), Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers, Engineering Structures, 32(8), 2096–2107.
- Palermo, A., and Mashal, M. (2012), Accelerated bridge construction (ABC) and seismic damage resistant technology: a New Zealand challenge, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 45(3), 123-134.
- Hung, H.H., Huang, C.W., and Jiang, C.R. (2017), Seismic Behavior of Post-tensioned Rocking Columns with Replaceable Energy Dissipaters, The Ninth International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-9), July 24-29, Valencia, Spain.

以重力、水、光纖、雷射-建立橋梁自動化水準量測系統

李政寬1

摘要

本文主旨在介紹「光纖差異沉陷計」的設計原理及橋梁現地應用案例。本文所提出 「光纖差異沉陷計」機構設計,應用簡明的物理原理,包括「連通管原理」、「浮力原理」、 「二力構件力平衡條件」、「光纖材料光彈行為」,因此儀器製作簡易且靈敏穩定。本文將 應用此「光纖差異沉陷計」在一座連續14跨穿越橋,監測橋梁平時反應。

關鍵詞:橋梁安全監測、水準量測、光纖光柵、光纖差異沉陷計

一、前言

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

二、雷射、光纖、光纖光柵發展回顧

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

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

纖光柵已是大量製造的商業商品,各學科 領域都可購買與應用。

三、光纖光柵差異沉陷計

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



圖 1 光纖光柵結構與其光譜反應

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

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



圖2 熱收縮套管束制FBG的兩端,並 作為外力F施力媒介



圖3(b) 光纖差異沈陷計高程改變

四、光纖光柵差異沉陷計現地施工

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



圖4(a) 每跨佈設三個光纖沉陷計, 以連通管相連接



圖4(b) 光纖沉陷計DSM斷面圖, 輔 以梁頂與梁底溫度計

五、長期監測

圖5是台86線24號橋(共十四跨)第一跨 橋梁一日連續觀測,時間是從2018年6月 10日19時至11日18時30分,橫坐標為分鐘, 縱座標為公分,藍線是大梁撓度變化,紅 線是大梁兩端高程差變化。圖6是箱梁中 光纖溫度計數據,藍線是箱梁頂板溫度變 化,紅線是底板溫度變化,橫坐標為分鐘, 縱座標為攝氏溫度。比較圖5與圖6可觀察 到:大梁撓度變化,與箱梁溫度相關,大 梁撓度深受日照與環境溫度所影響,但是 彼此之間有時間相位差。



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



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



圖7(a) 首年按月份按跨度, 撓度變形 (取絕對值)最大值的折線圖, 單位公分



圖7(b) 次年按月份按跨度,撓度變形 (取絕對值)最大值的折線圖,單位公分

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

六、結論

- 本研究由光纖光柵的光學與力學關係 出發,結合熱收縮套管建構感測元件, 以及應用連通管原理、浮力原理、力平 衡條件,製作光纖差異沉陷計。隨後應 用於震損補強橋梁的長期監測,能自動 化觀測橋梁高程線形變化。
- 從監測數據可察知橋梁撓度明顯受日 照環境溫度影響,撓度變化有穩定的行 為模式,並且符合結構理論預期的行為。 從累積 24 個月的監測數據顯示,該穿 越橋的垂直線形不變,結構穩定。

 可靠的儀器與訊號高品質,才能有清 晰結構行為的判讀分析。光纖不受電磁 干擾、具備長距離傳輸訊號清晰穩定的 特性,以及光纖光柵應變靈敏可靠的特 性,應用於「長距離多跨數」的橋梁監 測,確實具有很大優勢。

參考文獻

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

救災型輕便橋自動化組裝技術開發

楊耀畬1 葉芳耀2 張家銘3 康仕仲4

摘要

台灣因地理位置關係,易受颱風、豪雨等天災之影響,而天災所帶來之河川暴漲或 土石流則經常損壞山區之橋樑。橋樑之損壞則可能造成部分依靠橋樑對外聯絡之地區孤 立,使得救災隊伍和物資難以進入。為救援該區域,國家地震工程研究中心開發使用複 合材料之輕便橋梁,為一座可在機具有限的情況下依靠人力在六小時內搭建完成之便橋, 可縮短道路搶通及人員救援時間。然而,此救災用輕便橋在災難發生時搭建人力招募不 易、搭建的時間會限制救援時間,且在惡劣環境下施工會威脅工人安全。救災型輕便橋 自動化組裝技術開發,為進行輕便橋節塊快速組裝接頭的設計,利用虛擬與縮小尺寸模 型進行組裝驗證,並應用有限元素法進行力學行為測試,下個階段將是安裝此計畫設計 之接頭於橋樑節塊上,並進行吊裝組裝測試,並製造一組全尺寸接頭進行力學試驗,比 較試驗結果與模擬結果之差異。

關鍵詞:緊急救災、複合材料橋梁、自動化組裝技術

一、前言

本研究目的是發展創新的救災輕便橋 組裝與拆解自動化方法,以取代原來需要 大量施工人員於高致災風險的施工環境組 裝與拆解的作業。研究主要致力於橋梁節 塊自組裝接頭設計,結構接頭可自主完成 接合,操作者不再需要進行假固定作業, 也就是輕便橋搭建時,橋樑節塊的組裝, 不需要工人於懸臂端接頭處手動調整橋樑 節塊進行對齊與假固定,即可穩定地將結 構元件,用吊車運送到安裝位置,完成接 合的工作。利用設計特殊構件接頭並配合 吊車吊裝的方法,使輕便橋的構件能夠以 自動化之方式快速接合,降低施工人力的 需求,也進一步提升搭建速率。而特殊接 頭連接的設計亦省去複雜且大量的螺栓連 接,除提升搭接速度,减少工人後續固定 作業,也使日後的拆解工作簡單化,達到 輕便橋永續利用減少廢棄物的目的。

為了達到快速施工目的,學者們研究 與設計快速結構接頭,並發展一個專為該 接頭組裝的方法,這些研究所發展的接頭 與方法,目的是加速施工外,並讓施工過 程,人員更加安全。在1994年美國團隊開 發的 ATLSS 系統被開發出來,完成自動化 鋼樑組裝[1]。ATLSS 系統式利用釣繩驅動 的史都華平台控制鋼樑的姿態,再利用梯 形卡榫式公母頭完成梁與柱的接合。但這 系統因為設備價格太高,喪失了在現在營 建業使用的經濟性[2]。相對於 ATLSS 的 全自動鋼樑組裝 ConXtech 建立了許多不 同設計限制下的快速組裝結構接頭, ConXtech 藉由減少橋樑結塊組裝的工作 時間來保護工人長時間暴露在施工過程的 風險[3]。然而有一些研究則是專注在可讓 鋼梁自動組裝的接頭設計方法,Kim 和其 團隊開發了一個自動化梁對柱的組裝方法, 利用的是設計接頭預先穿過引導繩再用兩 個自行開發的鋼梁牽引機器,導引梁與柱 的接合處對齊並完成接合[4]。Liang 等人 則開發以角動量守恆應用在鋼梁自旋裝置,

二、文獻探討

¹國立台灣大學土木工程學系博士候選人

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助理教授、國家地震工程研究中心兼任助理研究員

⁴ 國立台灣大學土木工程學系教授

透過 Quicon 的接頭設計再利用自旋箱完成旋轉鋼梁而接合[5]。

三、輕便橋組裝工項分析

依據 20 米輕便橋組裝標準作業流程 以及實際輕便橋組裝影片,將所有組裝的 過程列出細部工項,再利用橋樑模型與工 項配對,完成每一個結構元件所要施作的 工作項目、人力數量、時間與其施工難度 (以作業危險程度與工人間的默契需求決 定施工難度),將這些資料整理成一個 20 公尺救災用輕便橋組裝施工項目分析表, 以此找出結構接頭設計對於輕便橋組裝的 效率影響與施工需求,進而設計出符合救 災用輕便橋施工之快速結構接頭。



圖一 20 公尺輕便橋組裝紀錄影片

由施工項目分析可知,每一個複合構 件節塊吊裝任務都是需要時間與人力,並 且難度為所有工項中最高,在吊裝過程中, 距離吊車越遠的節塊,所需的吊裝時間也 越多,而難度也會變大。由此組裝工項分 析的結果,可知兩節塊間連結的結構接頭, 若設計成自主組裝形式,會增加輕便橋施 工效率與安全。

四、節塊接頭改善設計

現有輕便橋節塊組裝為梁與梁對接, 以螺栓連結,連結過程需要5個工人跨坐 在預備接合端,對齊欲組裝之節塊,並用 大量螺栓連結兩節塊,本研究提出公母頭 形式新式接頭,將減少節塊組裝時工人的 複雜施工作業。此新式接頭設計以透過不 同半徑之圓與不同角度之扇形組成,在公 母接頭上端的一個小圓為接合時的旋轉中 心,亦為接頭組裝時第一接觸點位置,當 公接頭第一接觸點接觸母接頭第一接觸點, 形成一個類似關節的旋轉狀態後,利用重 力導引方式完成自主組裝功能,組裝機制 分成四步驟(如圖二),(1)以吊車吊送公接 頭至目標位置並對齊母接頭,(2)對齊完成 後,完成公母頭上方第一接觸點接合,(3) 吊索下放公接頭,使重力完成組裝,(4)放 開吊索完成接合。此接頭為節塊接合施工 時之快速接頭,在組裝後保有足夠後續施 工的結構強度,再將節塊間其他接合處以 螺栓鎖上完成兩個橋梁節塊接合。



圖二 輕便橋節塊接頭自組裝機制

接頭設計將接頭基本組成圖形的幾何 參數做變化,以有限元素法分析各種幾何 接頭,達成符合設計軸力、扭轉、剪力之 目標。接頭設計流程需反覆確認工作性、 製造可行性、結構強度。工作性測試是以 3D列印技術列印縮小模型(如圖三),測試 接頭接合過程中是否有需增加接觸面間隙、 組裝過程接頭對齊與定位的難易度等。



圖三 3D 列印接頭模型接合測試

製造可行性是以製造技術的限制,例 如鋼材切割限制、鋼構件定位組裝限制等; 結構強度則利用有限元素法進行載重分析, 如正向與負向軸力測試、剪力測試與扭轉 測試(如圖四)。



圖四 輕便橋節塊接頭之有限元素分析: (a)正向軸力(b)負向軸力(c)剪力(d)扭轉

以上述方法能快速測試每一修改後接 頭版本的可行性,並進行下一版本的設計, 依照設計概念與此設計流程所設計出來的 接頭,在本研究中,我們製作出一個1/4 縮 尺鋁合金模型(如圖五),並利用前面所述 之組裝方法與機械手臂模擬之吊車,完成 吊裝接頭與組裝測試(如圖六)。





圖六 1/4 縮尺鋁合金接頭模型吊裝與組 裝模擬:(a)第一接觸點接觸(b)重力引導 方式旋轉(c)完成接合

五、吊車吊裝模擬

為有效率驗證接頭設計,本研究使用 具有物理引擎的 3D 模擬環境、虛擬吊車 模型,進行虛擬接頭組裝測試,此模擬環 境為 Unity3D,利用遊戲架構建立可手動 操作之伸縮臂吊車模型。虛擬吊裝模擬分 為可控制接頭姿態的雙吊索吊送模式(如 圖七),與常見的單吊索吊送模式(如圖八), 在控制接頭不晃動與姿態固定的狀態下, 將接頭接合完成,驗證接頭接合的可行性。



圖七 雙索吊車吊裝與組裝結構接頭模擬



圖八 單索吊車吊裝與組裝結構接頭模擬

使用真實吊車執行設計之接頭接合時, 需考慮吊送位置精確度問題,本研究利用 伸縮臂吊車(如圖九),吊送一支 1.40 米長 之鋼梁至已知的目標區域,並量測實際吊 送位置與目標吊送位置之偏移(如圖十), 此實驗已使用人工減盪與姿態調整,假設 被吊物無自體旋轉與晃動狀態下,得出接 頭接合設計需符合吊裝對齊時最大 4.0 公 分偏移誤差,如表一。



圖九 結構元件吊送偏移實驗



圖十 結構元件吊送偏移示意圖

表一	結構元	1件偏	移目	標用	5送	區之	距離
----	-----	-----	----	----	----	----	----

測試	X 向偏移[cm]	Y 向偏移[cm]
1	4.0	2.9
2	1.9	0.0
3	3.2	1.2

六、討論與結論

由國家地震中心研發之救災用輕便橋 設計使用複合材料,相比於鋼材,重量大 幅減少,並利用大量螺栓接合組裝,使得 此輕便橋能以人力搭配一台吊車完成橋梁 節塊組裝與安裝,相對於焊接的接合方法, 螺栓的使用,使得此輕便橋組件易於拆解 與重複利用,然而大量螺栓的使用,增加 了橋樑節塊吊裝接合時的難度,節塊在尚 未接合於另一節塊上時,吊車需懸吊著節 塊,再讓5位工人共同調整節塊每一個螺 **栓接合處,完成螺栓栓接後,吊車才能釋** 放節塊重量,整個橋樑施工過程經由本研 究輕便橋組裝工項分析後,節塊吊裝接合, 所花費時間最多,任務也最困難,因此本 研究以施工便利安全為導向,設計一組可 用於此輕便橋施工之快速組裝接頭,透過 工作性、製造性、強度的重複測試,收斂 接頭設計,使此設計之接頭應用於輕便橋 組裝更具可行性,此設計之接頭,利用吊 車的吊裝測試,本研究以三種方式做測試, 第一種為使用機械手臂模擬吊車進行縮小 版接頭模型吊裝測試,吊裝過程中因為被 吊物只有接頭本身,因此晃動較劇烈不易 控制,需在接頭第一接觸點位置放置導引 擋板,並利用兩條導引繩控制吊繩旋轉幅 度,才能完成接頭接合;第二種為具物理 引擎之 3D 模擬環境模擬吊裝接頭模型, 此模擬能具體化未來實際吊裝時的物件間 的狀態,並討論各種吊裝方式的可行性, 本研究中的 3D 環境吊裝模擬,已假設被 吊物晃動為小幅度晃動,並且被吊物不旋 轉的狀況下進行接頭接合模擬,此模擬可 呼應縮小模型接合測試的結果,也就是吊 裝過程需控制橋樑節塊的晃動幅度與自體

參考文獻

- Viscomi, B. V., Lu, L. W., Perreira, N. D., Michalerya, W. D., & Larrabee, A. B. (1995). Automated Erection of structures utilizing ATLSS connections and a robotic crane. Computer - Aided Civil and Infrastructure Engineering, 10(5), 309-323.
- Viana, D. D., Tommelein, I. D., & Formoso, C. T. (2017). Using Modularity to Reduce Complexity of Industrialized Building Systems for Mass Customization. Energies, 10(10), 1622.
- Renz, B., Innovative Connections, in Modern Steel Construction. AISC: Chicago USA August. 2005
- 4. Kim, C.-W., et al., Advanced Steel Beam Assembly Approach for Improving Safety of Structural Steel Workers. Journal of Construction Engineering and Management, 2016. 142(4).
- Liang, C. J., Kang, S. C., & Lee, M. H. (2017). RAS: a robotic assembly system for steel structure erection and assembly. International Journal of Intelligent Robotics and Applications, 1(4), 459-476.

受壓及預力構件軸力檢測技術研發與應用

陳俊仲¹ Marco Bonopera² 張國鎮³

摘要

結構系統中承受軸壓或施加預力的構件,其破壞模式多屬無預警的脆 性破壞,因此有必要特別針對此類構件,建構一套有效的檢測技術以瞭解 構件承載狀態,作為評估結構整體健康狀態的參考指標。延續前期研發成 果已驗證研提的預力梁預力檢測技術可行性,具進一步於橋梁試驗檢測或 於實驗室擴充研究應用之必要性,本年度接續縮尺預力梁及實尺寸預力梁 實驗成果,研擬預力梁預力檢測技術應用執行步驟,以及其試驗量測資料 分析處理方法與流程建議,探討此研發技術搭配現地橋梁試驗資料之工程 實務適用性,主要內容包含預力 | 型梁預力效應與結構基本頻率之探討、 拋物線型鋼腱配置之預力混凝梁基本頻率試驗研究、光纖布拉格光柵沉陷 計於混凝土梁變位監測應用以及拋物線型鋼腱配置之混凝土梁試驗成果。

關鍵詞:預力混凝土梁、非破壞性檢測、撓度量測

一、前言

為進行有效的基礎設施結構全生命週 期管理,須掌握各項構件可能產生的損壞 原因與劣化發展趨勢,避免結構在服務使 用期間,發生破壞災害而造成生命及財產 的損失。在結構系統中承受軸壓或施加預 力的構件,其破壞模式多屬無預警的脆性 破壞,因此有必要特別針對此類構件,建 構一套有效的檢測技術以瞭解構件承載狀 態,作為評估結構整體健康狀態的參考指 標。以橋梁結構為例,預力橋梁在高速公 路、城市道路及鐵路橋梁有著廣泛的應用, 在設計此類橋梁的過程中,通常是根據現 行規範及理論公式來決定施加預應力值的 大小,而在設計使用年限內,存在眾多因 素會導致預應力梁內預應力的損失,如鋼 索鬆動、混凝土潛變及乾縮、鋼索及套管 間的摩擦、錨頭鬆動及溫度變化等。為了 有效的控制預應力梁的使用狀態,對於檢 測橋梁預應力損失則顯得非常重要。目前 針對既有預力橋梁的結構預力狀態檢測, 工程實務尚未有具體可行之技術與方法, 本研究研提檢測受壓及預力構件軸力狀況 之方式,係應用構件承受軸力時所引致之 二階效應變位,以已知垂直載重於構件進 行加載試驗,並量測指定位置之垂直變位, 以研提的分析方法推估構件承受之軸力。

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博士後研究

³國立台灣大學土木工程系教授

二、研究方法

本研究應用位移量測方法,進行預力 梁預力軸力檢測的研究試驗工作,研發的 方法屬於非破壞靜態檢測方法,僅需在檢 測構件加載已知垂直載重,位移量測系統 可佈置在構件外,無須在結構興建過程中 預埋任何儀器設備。因此,未來在實際工 程應用上除可用於新建結構構件檢驗外, 也適用於既有結構受壓或預力構件檢測。

軸壓或施加預力的構件之破壞模式屬 無預警的脆性破壞,因此有必要建構一套 有效的檢測技術以瞭解構件承載狀態,掌 握受壓或預力結構構件之軸向或挫屈狀態, 進而推估受壓或預力構件之軸向力,對於 整體評估結構安全性有相當重要的幫助。 事實上,對於結構系統而言,非預期的結 構內力重分配之力量傳遞效應可能會導致 災難性後果,不少研究學者提出許多檢測 空間構件包括建築和橋梁受壓或預力構件 軸力之方法,如斜張橋之鋼索、桁架結構 元件及斜撐竿,靜態及動態檢測方法也同 樣被用來檢測挫屈載重及端部約束勁度。 以預力梁為例,檢測其軸向力顯得相當重 要,預力梁需要檢測在其使用過程中所承 受之實際預力,再根據對比其設計預力後 判斷所承受之預力損失,進而確定其是否 可以在設計範圍內繼續安全使用。在預力 梁建構完成後,鋼絞線鬆弛、混凝土潛變、 鋼絞線及錨頭之摩擦、錨頭移位及溫度變 化均可能造成預力損失。因此,為了有效 控制預力梁在安全使用狀態,預力梁之預 力檢測則成為必然。近年來,除靜態檢測 外,許多動態監測方法被用於試驗量測預 力損失。國內外研究學者雖有探討多種方 法來檢測預力梁內預應力值,但目前仍缺 乏在工程實務上,對既有預力梁進行可靠 且具體可行的預力狀態檢測技術。本研究 研提之檢測方法將可有效以加載試驗並量 测其位移的方式,推估受壓或預力構件軸 力狀態變化,對既有受壓構件或預力橋梁 之軸力狀態檢測具有技術創新的意義,進 而可擴及橋梁全生命週期防災管理與檢監 技術研發技術課題,顯著地有研究應用及

工程實務技術研發價值。

依 Timoshenko 彈性挫曲理論,構件 承受軸壓作用力推導之放大係數法之公 式,可由此公式將一階變位乘上放大係 數,求出受軸向力下之變位。

$$\delta = \frac{\delta_0}{1-\alpha} = \frac{\delta_0}{1-\frac{P}{P_{cr}}} \quad (\vec{\mathfrak{K}} 1)$$

其中, P_{cr} 為構件挫屈載重強度值, δ_0 為一階變位, δ 為包含一階變位和二階 效應之總變位。 $1 - \frac{P}{P_{cr}}$ 則稱之為放大係 數,且式1可改寫成式2。因此,理論上 可估算構件挫屈軸力值,並量測構件承載 作用力時,包含一階變位與二階效應變位 之總變位,即可利用式2評估構件承受之 軸力P值。

$$P = P_{\rm cr} \left(1 - \frac{\delta_0}{\delta} \right)$$
(式 2)

本研究將放大係數法公式近一步演變 得出修正放大係數法公式。首先,考量構 件為受軸力之簡支梁,並於梁跨中點受一 集中載重,將計算之構件挫屈軸力值 P_{cr} 依據尤拉挫屈理論換成 $\frac{\pi^2 EI}{L^2}$, E 為梁構件 材料彈性模數, I 為梁構件斷面慣性矩, 藉由考慮簡支梁中點受力之垂直變位,可 依基本變位公式將一階變位 δ_0 轉換成 $\frac{FL^3}{48EI}$,其中 F 為施加於梁上的集中載重 值, L 為梁構件長度,可得式 3。

P =
$$\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(1 - \frac{FL^3}{48 EI\delta} \right)$$
 (式 3)

因此可於簡支預力梁中點施加載重之 試驗參數包括 E、I、L、F,並量測位移量 δ,則可計算得預力梁構件所受之總軸向 預力 P 值。

三、試驗與探討

本報告採 | 型預力梁試體之試驗進行 說明探討,試體梁長度為 15 公尺,支承於 梁兩端各內縮 25 公分,梁斷面部分梁深 90 公分,翼版寬 45 公分、厚 15 公分,腹 版深 60 公分、寬 23 公分。錨錠區斷面為 高 90 公分寬 45 公分之矩形斷面。鋼腱配 置採 15 根直徑 15.2mm 之七股鋼鉸線配 置,鋼鉸線容許強度約為 15 噸。鋼腱位置 採偏心量 22 公分處。混凝土材料強度採 420kgf/cm2 設計,此試驗過程中調整預力 組,共進行 N0=1560kN、1720kN、1820kN、 1920kN 等四組。外力部分依規範進行斷面 應力檢核,依各組預力所能承受之最大橫 向集中力,選定三組預力條件及其加載之 垂直力。預力混凝土梁試驗試體如圖 1。



圖 1 預力混凝土梁試驗

試驗計算之幾何性質參數包括梁長 L, 取 14500mm, 慣性矩 I 試驗前依據斷面幾 何參數算出,材料性質為彈性模數 E,係 由混凝土試體抗壓強度試驗求得。試驗步 驟首先對預力梁以單槍施加最小預力,並 將鋼鉸線裁切至場地能容納試體之長度, 其後再將 | 型混凝土梁吊至定位及儀器設 備等安裝。之後由複線式油壓千斤頂進行 預力施加,施加完成後等待約15分鐘確保 預拱變形完成,並確認位移計與量測點位 之鐵件接觸,完成後進行初始位置(零位面) 的量测,量测時間約15分鐘。軸力系統施 加横向力後亦進行約15分鐘量測,量測完 成後與初始面進行位移量計算即可得到相 對變位值,之後同樣方式施加後續集中力 組進行試驗,並反覆相同流程完成該筆預 力試驗,每一輪量測完成後,退開軸力系 統後,需等待約20分鐘等梁回彈至初始狀 態,並依序之後預力組之試驗。

本方法試驗量測之變位可能受到影響 因素包括,如梁分均勻扭轉、鋼腱與套管 間交互作用等因素,造成量測結果與理論 分析值有所差別。本研究中根據試驗資料 進行歸納,提出依據施加橫向力值須小於 預力值之十分之一,即 F<N_x/10 條件作 為判斷資料是否滿足假設力學模型等理論 基礎。另由此關係式亦建議於簡支梁鋼腱 直線配置之預力梁,在試驗過程中加載之 集中力需考慮不大於預力之十分之一,才 適合應用於識別應用之變位結果,如圖 2。 試驗分析結果亦說明由本試驗之預力梁滿 足上述條件之實驗結果,可觀察出梁之撓 曲勁度為一定值,因為本試驗施加預力與 挫屈力比值不超過5%,二階效應不大,故 由梁受軸力加載至挫曲時整個勁度變化情 形知,試驗仍在勁度幾乎為定值區間內



圖 2 試驗位移量測誤差影響

在識別分析結果中,觀察到當預力越接 近挫屈力時,實驗資料有趨於集中趨勢,識 別之誤差也有減小之現象,平均誤差約為 10%,在小預力下資料變異性較大,預力大 時變異性較小,此觀察到之現象與前一章試 驗觀察現象具有相同性,原因在於預力越大 其二階效應也越大,故更有利於識別出對應 之預力值。所以預力梁存在之預力越大,二 階效應越大,識別出結果越好,因此由試驗 結果來看預力與挫屈力比值約為 3%時識別 結果離散程度仍大,但當為 4~5%時可獲得 較集中且平均誤差小之結果,並且此值是工 程應用之範圍內,故此方法於具有實際工程 使用上之可行性。

透過其他點位識別結果搭配梁兩端荷 重計預力讀值,可分析出此方法為有機會識 別出量不同處之預力值,因此有潛力透過量 測不同點位之量測,識別分析出梁中預力分 於預力越大所含二階效應越大,越有利識 佈之情形,協助瞭解整個預力梁內預力損失 別出二階效應影響檢測出預力,矩形梁與 分佈之狀況。因此當試驗滿足一定條件之下,簡支 I型梁直線配置鋼腱試驗結果印證此 遵循尤拉梁力學理論模型,識別出來之結果 現象,且平均誤差可小於 10%,I型梁試驗 具一定可靠度,針對簡支形式直線鋼腱配置 軸向力與挫屈力比值約在 4.1~4.3%時即有 之預力梁可依據以上之原則與條件獲得一 不錯之表現,矩形梁最大比值約為 7%獲得 定精度預力識別結果。 最佳之識別結果,一般工程概估約為 5%左

四、結論

本報告受限篇幅故以部份試驗資料, 說明研提針對預力梁現存預力之非破壞性 檢測方法,初期透過縮尺之矩形預力混凝 土梁實驗驗證,所得之實驗識別結果與實 際預力值差別均小,識別表現良好具一定 準確性,亦觀察到當預力越大時識別結果 越準確,該試驗最大放大係數增大比率達 7%。在實尺寸 | 型梁試驗中, 觀察歸納得 到滿足相關理論基礎之試驗條件。由於預 力梁試驗變位受到許多因素導致量測結果 與理論分析值有所不同,包括梁受力扭轉 不均匀、鋼腱與套管間交互作用關係、梁 變形幾何非線性效應等,因此梁受力行為 非滿足使用之理論依據狀況,產生變位與 分析值於特定情況下不同,而這些因素造 成之誤差會對於預力識別結果產生極大影 響,檢測預力梁所受之預力有較大誤差。

於研究期間試驗中採用之矩形混凝土 梁與 | 型梁試驗條件皆為簡支梁、鋼腱直 線配置。於 I 型梁試驗中歸納出滿足與不 滿足尤拉梁理論和假設力學模型的實驗條 件,區分出符合理論依據之實驗數據並進 行後續分析,該區分條件為 試驗條件所得 之實驗值視為滿足理論基礎。矩形梁試驗 與 I 型梁部分試驗結果均满足此關係式, 並且於預力識別均獲得良好之結果,因此 對於簡支梁鋼腱直線配置之預力梁進行試 驗時,試驗施加外力須滿足橫向力小於預 力的十分之一,表示滿足相關理論條件, 才適合使用放大係數法公式識別預力。

試驗由預力識別結果可發現當軸向力 與挫屈力比值越大即預力越大時,識別結 果之誤差有越來越小之趨勢,推論原因在 於預力越大所含二階效應越大,越有利識 別出二階效應影響檢測出預力,矩形梁與 現象,且平均誤差可小於10%,|型梁試驗 軸向力與挫屈力比值約在 4.1~4.3% 時即有 不錯之表現,矩形梁最大比值約為7%獲得 最佳之識別結果,一般工程概估約為5%左 右,因此預期應用於工程檢測上具可行之 潛力。試驗中也量測梁跨不同位置處之變 位,由試驗結果來看當量測位置越接近梁 跨中點識別結果越好,因此試驗量測位置 建議採量測梁跨中點,並可多專注量測中 點左右之位置,已獲得足夠之資料以利識 别分析,原因在於越接近跨中點變位越大, 所含二階效應變位也越大,故更易量測出 準確含二階效應之變位。然而於 1 型梁試 驗亦發現該處預力可由該點變位量測結果 識別出,代表著可由不同位置之結果描述 出梁中預力分布情形,但此受限前述提及 需較大變位及明顯二階效應,因此非梁中 點附近位置結果可能具較大之誤差。

參考文獻

- Bonopera, M., Chang, K.C., Chen, C.C., Lee, Z.K. and Tullini, N. (2018a), Axial load detection in compressed steel beams using FBG–DSM sensors, Smart Struct. Syst., 21(1) 53–64.
- Bonopera, M., Chang, K.C., Chen, C.C., Sung, Y.C. and Tullini, N. (2018b), Feasibility study of prestress force prediction for concrete beams using second-order deflections, Int. J. Struct. Stab. Dy., 18(10) Article number 1850124.
- Bonopera, M., Chang, K.C., Chen, C.C., Lin, T.K. and Tullini, N. (2018c), Compressive column load identification in steel space frames using second–order deflection–based methods, Int. J. Struct. Stab. Dy., 18(7) Article number 1850092.
- Bonopera, M., Chang, K.C., Chen, C.C., Sung, Y.C. and Tullini, N. (2018d), Prestress force effect on fundamental frequency and deflection shape of PCI beams, Struct. Eng. Mech.

公路橋梁耐震性能評估與補強設計之演進

宋裕祺1 洪曉慧2 周光武3 蘇進國3 許家銓4

摘要

對於現有橋梁安全之耐震性能評估及有效地耐震補強設計及工作,除 能直接降低橋梁損毀的風險性,避免交通運輸中斷造成社會經濟衝擊的機 率外,對於既有道路維持暢通,亦得大幅減少地震後所導致之國家總體損 失,同時能加速災後經濟復甦。有鑑於此,本文將簡述國內橋梁耐震評估 與補強相關規範之演進歷史及緣由,冀能供為橋梁工程實務及學術研究之 參考。

關鍵詞:橋梁、耐震性能、性能水準、補強設計

一、電信與運輸系統之耐震安全評 估與補強準則

民國 85 年交通部委託台灣大學地震 工程中心研擬之「電信與運輸系統之耐震 安全評估與補強準則」係為最早確立的耐 震評估標準。此評估法係以強度韌性評估 法為主,並以結構之尺寸、配筋與設計材 料強度為依據,針對正規化加速度反應譜 係數、結構系統地震力折減係數、工址水 平加速度係數以及對韌性設計相關需求, 計算橋梁結構之強度與 割性, 並以此來決 定其發生各種破壞模式時所對應的地震地 表加速度值,進而判別原結構是否需進行 補強。評估之各種破壞模式,應包括根據 強度、韌性所推估之破壞模式,以及落橋、 支承破壞、土壤液化等之破壞模式,並求 出橋梁在各種破壞模式下所對應之崩塌地 表加速度,再以危害度評估之觀念,計算 橋梁在預期使用年限內所對應之設計地表 加速度,以此為標準評估橋梁耐震能力是 否足狗。

二、公路橋梁耐震評估及補強準則

交通部公路總局委託國家地震工程研 究中心於98年12月完成「公路橋梁耐震 評估及補強準則之研究」成果報告及訂定 準則草案,此草案係以耐震性能評估法為 基礎,橋梁可依據安全性、服務性與可修 復性,定義出PL3、PL2、PL1、PL0等四 種性能水準,如表一所示。耐震性能水準 PL3 代表橋梁之降伏點,亦即為結構受力 與變形中,彈性段與後降伏韌性段之交點; 耐震性能水準PL2代表橋梁已產生塑性變 形,惟其量達至極限點全部塑性變形之1/3 (若台北盆地為 1/4); 耐震性能水準 PL1 代表橋梁已產生塑性變形,惟其量達至極 限點全部塑性變形之 2/3 (若台北盆地為 1/2); 耐震性能水準 PLO 代表橋梁已產生 塑性變形,惟其量達極限點全部塑性變形 (若台北盆地為3/4)。若以結構受力與變 形關係描述各性能水準,可簡示如圖一所 示。

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研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

表一 橋梁之性能水準

性			修復	复性
能水準	安全性	服務性	短期 (服務 性)	長期 (安全 性)
PL3	結構保持 彈性與防 止落橋	與地震 前交通 局	簡易維 修	經常維 修
PL2	防止落橋 與允許橋 建 建 復 形 世 變 形	短修復交能	依緊修法成搶既急工,短修有搶 完期	依修 法 長 期 復
PL1	防止落橋 與避免橋 祖變形 留變形	短修重恢行	更損或結強受件行補	封 梁 局 建 建
PL0	防止落橋 與避免橋 柱崩塌	得通以道臨橋 禁行替路時取止,代或便代	得或拆 建 橋 部 重	得 或 标 課 建

PL3 PL2 PL1 PL0

圖一 各種結構耐震性能水準對應之 結構反應狀態

此外,在耐震性能目標方面,其基本 原則為中度地震下橋梁結構須保持彈性, 震後無明顯之損壞及不需修復且可保有震 前之交通機能;設計地震下橋梁依橋齡及 用途係數容許產生不同程度之損傷,但須 避免產生落橋或崩塌。橋梁依用途係數定 義之性能目標,如表二至表三所示。

表二 一般橋梁 (耐震設計規範之用途 係數 I=1.0) 之性能目標

山雪笠	採用之	範版本	
地辰寸	84 及 89	49及76	49 年版
NX.	年版	年版	以前
中度地 震	PL3	PL3	PL3
設計地 震	PL2	PL1	PL0

表三 重要橋梁(耐震設計規範之用途 係數 I=1.2)之性能目標

山雪笠	採用之耐震設計規範版本				
地辰寸	84及89	49及76	49 年版以		
叔	年版	年版	前		
中度地 震	PL3	PL3	PL3		
設計地震	PL2	PL1	PL1		

三、公路橋梁耐震評估及補強設計 規範草案

交通部高速公路局委託國家地震工程 研究中心於107年1月完成「公路橋梁耐 震評估及補強設計規範草案」,明訂耐震性 能目標之地震等級以震區堅實地盤短週期 與一秒週期之水平譜加速度係數表示。地 震等級分為等級 I 地震(約30年回歸期 地震)、等級 II 地震(約475年回歸期地 震),以水平譜加速度係數表示。橋梁耐震 性能目標之基本原則如下:

(1) 等級 I 地震下橋梁主體結構未發生明

顯損傷且能維持原有功能。

- (2) 等級 II 地震下橋梁依設計年代及橋 梁重要性容許產生不同程度且可修復 之損傷,並須防止落橋與避免橋柱崩 塌。
- (3) 等級 III 地震下,須防止落橋與避免 橋柱崩塌。

此外,橋梁耐震性能主要檢核項目係 以變形為主,以確保橋梁整體結構及局部 構材在各種等級地震作用下所引致之變形 需求,小於規定之變形量。而耐震性能檢 核分等級I地震檢核、等級II地震檢核和 等級III 地震檢核:

(1) 等級 I 地震檢核規定

整體結構系統須保持彈性,且譜 位移需求 Sd,1,應小於性能狀態 A 所 對應之譜位移容量 Sd,A,如圖二所示。 譜位移容量 Sd,A 依表四決定。





表四 性能狀態 A 之譜位移與降伏譜位移(Sd,A/Sd,y)之比值

性能狀態	一般橋梁	重要橋梁
A	1	1

(2) 等級 II 地震檢核規定

整體結構系統之譜位移需求 Sd,II, 應小於性能狀態B所對應之譜位移容 量 Sd,B,如圖二所示。譜位移容量 Sd,B 依表五決定。 表五 性能狀態 B 及 C 之非彈性譜位移 與非彈性譜位移容量之比值^r / 及^r /····

橋址/ 設計 規範	<i>r_{II}</i> (性能狀態 B)				<i>r_{III}</i> (性能狀 態 C)	
年代	一般 歩 84 年	震層或 76年	台北 84 年	盆地 76 年	一般震區及	台北盆
橋梁 重要 性	版及以後	版及以前	版及以後	版及以前	斷層近域	<u>一</u> 地
一般 橋梁	2/3	3/4	1/2	2/3	-	-
重要橋梁	1/2	2/3	1/3	1/2	1*	1*

*重要橋梁中,對於發生災害時具緊急救災功 能的橋梁,或在地震中損壞,對區域交通路網、 震後緊急救災與經濟發展,造成大規模衝擊的 橋梁,橋梁管理機關可視需要進行等級 III 地 震檢核。

(3) 等級 III 地震檢核規定

整體結構系統之譜位移需求 Sa,III, 應小於性能狀態C所對應之譜位移容 量 Sa,c,如圖二所示。譜位移容量 Sa,c 依表五決定。

四、橋梁耐震補強設計發展

有關橋梁耐震補強設計及工法部分, 交通部 97 年頒布之「公路鋼結構橋梁之檢 測及補強規範」、98 年辦理之「公路橋梁 耐震評估及補強準則」、99 年頒布之「鐵 路鋼結構橋梁之檢測及補強規範」、104 年 頒布之「公路鋼筋混凝土結構橋梁之檢測 及補強規範」、107 年頒布之「公路橋梁檢 測及補強規範」均多有所提及。

補強工作主要為提升橋梁之承載能力 與強度,以滿足各項使用功能。目前常用 之補強工法並無統一分類標準,然參考國 內外相關經驗及文獻資料,約可分類如圖 三所示實際作法。另對於補強對策方面, 略可分類為構件補強與橋梁振動單元之結 構系統補強兩大類:

- (1) 橋梁構件補強:可再區分為上部結構 補強、下部結構橋墩補強及下部結構 基礎補強。上部結構及下部結構極 補強方法中,以構件之韌性補強、剪 力補強、鋼筋搭接補強與增加彎矩強 度補強為主;下部結構基礎補強過程, 則是由橋梁基礎檢測後,研判為耐洪、 耐震或承載力不足時,隨即就橋基之 安全性重新進行詳細評估,再依評估 結果針對安全性不足項目加以補強。
- (2)結構系統補強:主要以上部結構連續 化、反力分散或隔減震支承補強等方 法為主,用以降低或改變橋梁振動單 元之受力行為。結構系統補強係變更 原結構系統行為,減少力量傳遞至承 載能力不足之下部結構構件上,並得 避免進行基礎大規模開挖及補強工作, 同時增加橋梁結構安全性,達到有效 降低補強經費之優點,此為結構系統 補強的最大優勢。

五、結論與展望

本研究概述國內橋梁耐震評估與補強 設計相關規範之重點及演變,亦介紹各規 範針對橋梁耐震性能水準或狀態之重點要 求,最後並以相關補強設計對策進行說明。 希冀研提內容對於國內橋梁耐震性能評估 過程及補強設計實務能有所助益。

參考文獻

- 交通部,「電信與運輸系統之耐震安全 評估與補強準則」,民國85年。
- 交通部公路總局,「公路橋梁耐震評估 及補強準則之研究」,民國 98 年 12 月。
- 交通部高速公路局,「公路橋梁耐震評 估及補強設計規範草案」民國 107 年1 月。
- 交通部,「公路橋梁檢測與補強規範」, 民國 107 年 10 月。
- 王炤烈、蔣啟恆、戚樹人、蘇進國,「公 路橋梁耐震評估與補強規範之演進」, 中華技術專題報導,民國105年7月。



圖三 補強工法分類
板橋高層建築鋼構件補強效益評估:

實驗及非線性動力歷時分析

周中哲1 劉郁芳2

摘要

本研究以實際的高樓建築物作為研究標的,藉由利用非線性靜力側推及非線性動力歷時 分析更精準地得到結構物的耐震性能及構件破壞方式,以鋼框菱形斜撑補強實驗結果轉換成 數學分析模型加入結構分析中,驗證補強之效果。本研究可促進高樓建築物行為之分析模擬 技術上更進一步,期望能提供研究成果及技術給工程界參考,提升國內結構設計與分析技術 之水準。

關鍵詞:高樓結構,近斷層地震,耐震補強,非線性靜力分析,非線性動力 歷時分析

一、前言

本試驗為評估新北市集合住宅的結構 補強成效,規模為地下3層地上24層,由 於民國104年4月20日於花蓮東部海域發 生芮氏規模6.3 地震,新北市震度為4級, 發現位於基地地下室梁等結構體有裂縫產 生,因此針對地下及地上結構進行構件補 強,本文主要討論地上層結構的鋼框菱形 斜撐補強,主要目標是採系統補強、提升 結構元件強度方法,所有試驗已於106年 12月13日完成(周中哲等人2018),試驗結 果滿足補強設計需求,本篇文章敘述補強 體建築物的非線性靜力側推分析及動力歷 時分析結果,對補強效益做完整的評估。

二、高樓建築利用鋼框菱形斜撐補強 之非線性靜力側推分析耐震評估

本文使用實尺寸24層樓真實結構物為 數值分析模型,數學模型使用業界最常用 來作建築物結構分析的軟體 ETABS 進行 非線性分析研究。為了降低之後進行非線 性分析的複雜度及時間,將24層樓實尺寸 模型進行簡化,降低計算後續非線性分析 的複雜度及時間,以利於之後的分析(圖1)。



本模型為地上 24 層,地下 3 層之鋼筋 混凝土韌性抗彎矩構架及剪力牆之二元系 統,鋼筋降伏強度 fy:#4(含)以上:fy \geq 4200 kg/cm²,#3(含)以下:fy \geq 2800 kg/cm²,9 樓以下混凝土強度 fc' \geq 350 kg/cm²,9 樓以上混凝土強度 fc' \geq 280 kg/cm²。標準層 用途為住宅使用,I=1.0,工址為台北二區, 有關地震力之分析,依據"建築物耐震設 計規範及解說"中所規定之地震力分析檢 核方式知,SDS=0.6、SMS=0.8,T0^D=1.3、 T0^M=1.3,計算得設計地震力為 0.117W。

整體構架評估結果補強前的性能目標 地表加速度 AP 為 0.39g,補強後的性能目

¹國立台灣大學土木工程系教授

²國家地震工程研究中心助理研究員

標地表加速度 AP 為 0.41g, 雖只有一跨局 部開口的鋼框菱形斜撑補強,但也提升了 整體的耐震性能(圖 2(a)), 並以側推分析的 結果,已超越 475 年回歸期設計地震等效 地表加速度 0.24g, 也超越 2500 年回歸期 設計地震等效地表加速度 0.32g。再以位移 準則來判斷,由樓層層間最大位移角在側 推至475年及2500年回歸期設計地震等效 地表加速度時(圖 3),最大值為 0.95%及 1.3%,發生在13樓,都符合位移準則的範 圍,由圖可看出補強前後樓層層間最大位 移角的差異並不大,因補強一局部構件對 整體的層間位移控制並無顯著效益,但在 補強前後的模型到達2500年回歸期設計地 震等效地表加速度,由塑鉸的發展狀況(圖 4)可明顯看出補強前後塑鉸發展的差別, 在未補強鋼框菱形斜撐前,柱 C32 因開口 及深梁造成短柱效應,使得柱 C32 多處樓 層彎矩塑鉸到達降伏點及2、3及5樓到達 強度點,多處樓層剪力塑鉸也到達開裂 點;但補強後模型在有補鋼框菱形斜撐的 1~9 樓處, C32 柱發展到非線性行為的情況 减少,但9 樓以上未補鋼框菱形斜撐的樓 層,仍舊多處彎矩塑鉸到達降伏點,剪力 塑鉸也到達開裂點。鋼框菱形斜撑的位置 右侧,為一道短牆與柱接合的柱構件 C35, 依照 TEASPA 模擬建議成等值寬柱,在未 補強前可看出 1、9~12 及 24 樓剪力塑鉸到 達開裂點,但補了鋼框菱形斜撐後,等值 寬柱在有補強樓層仍舊保持線彈性。



圖 2 (a)補強後容量曲線圖



圖 3 非線性靜力分析樓層層間位移角



圖 4 非線性靜力分析塑鉸發展角(2500 年 回歸期地震)

三、非線性動力歷時分析耐震評估

本研究分別輸入四種近斷層地震及遠域地 震共8組地震歷時作非線性動力歷時分析 (表一),選取之地震歷時因原始PGA大小 有差異,並為了符合本工址的設計反應 譜,故先對原始地震反應譜正歸化並將地 震反應譜調整至整體反應譜的平均值不低 於設計反應譜的90%內,因前述之非線性 靜力側推分析得知本結構物的耐震性點已 達到2500年回歸期設計地震等效地表加速 度,故將地震整體反應譜的平均值調整至 不低於2500年設計反應譜的90%內(圖 5)。由圖中可看出不論是近斷層地震或是 遠域地震整體反應譜的平均值與設計反應 譜相當接近,尤其是本結構的週期2.2秒 處,故以此方式調整原始地震歷時作為非 線性動力歷時分析之輸入波。

從非線性動力歷時分析的樓層層間最大位 移角結果的圖形中得知,原結構結構在遠 域地震下,平均樓層層間最大位移角為 15 樓的 1.03%,在近斷層地震下,平均樓層 層間最大位移角為13樓的1.21%;補強結 構在遠域地震下,平均樓層層間最大位移 角為13樓的1.08%,在近斷層地震下,平 均樓層層間最大位移角為13樓的1.27%(圖 6);在遠域地震中,造成最大樓層層間位 移角為 TAP054NS,已補強構架層間最大 位移角為13樓的1.48%,近斷層地震中, 造成層間最大位移角為LANDERS 的11 樓 1.62%,將此兩條地震歷時的分析結果,取 出與前節非線性靜力側推 4 樓相同位於補 強鋼框菱形斜撑位置的左側短柱 C32 及右 側等值寬柱 C35 及梁 G6, 詳細比較構件在 地震歷時作用過程中的塑鉸發展圖(圖 7~9) •



圖 5 (b) 近斷層地震歷時與設計反應譜

公 1 <u></u> 双 但	11 11	及川之	丹貝九	四辰座时
Far Field Earthquake Name	Year	Station Code/	PGA (gal)	Scaled PGA(gal) /MCE

主1數估八托估田力百亩山雪砾吱

Name	Year	Code/ Direction	(gal)	/MCE
331	2002	TAP054NS	78	371
Chi-Chi	1999	TAP095NS	91	399
Chi-Chi	1999	CHY015NS	156	481
Kobe_Japan	1995	ABN090	230	1095
				1
Near Fault Earthquake Name	Year	Station Code/ Direction	PGA (gal)	Scaled PGA (gal) /MCE
Near Fault Earthquake Name Chi-Chi	Year 1999	Station Code/ Direction TCU052EW	PGA (gal) 348	Scaled PGA (gal) /MCE 339
Near Fault Earthquake Name Chi-Chi Chi-Chi	Year 1999 1999	Station Code/ Direction TCU052EW TCU068EW	PGA (gal) 348 501	Scaled PGA (gal) /MCE 339 464
Near Fault Earthquake Name Chi-Chi Chi-Chi Jiasian	Year 1999 1999 2010	Station Code/ Direction TCU052EW TCU068EW CHY058EW	PGA (gal) 348 501 384	Scaled PGA (gal) /MCE 339 464 597



圖 6 樓層層間最大位移角(2500 年回歸期 地震)

在近斷層地震 LANDERS 下短柱 C32 補強前後剪力塑角皆已達到開裂點,但C32 柱補強後已降低變形的發展,代表補強效 果有發揮(圖 7(a)(b)),等值寬柱 C35 補強 後剪力塑角發展到開裂點,因靠著補強構 件鋼框菱形斜撐將 C32 柱力量傳遞至 C35 柱,降低 C32 短柱的破壞,梁 G6 在補強 前後剪力塑角及彎矩塑角已發展至強度 點,補強前後的發展相近,但可由圖中看 出梁 G6 遲滯迴圈已有效消能 (圖 9(a)(b))



圖 7 短柱 C32 非線性塑鉸發展(2500 年回 歸期地震)



圖 8 等值寬柱 C35 剪力非線性塑鉸發展 (2500 年回歸期地震)



圖 9 梁 G6 非線性塑鉸發展(2500 年回歸 期地震)

五、結論與展望

不論是在非線性靜力側推分析或是非 線性動力歷時分析的結果中,已經驗證補 強鋼框菱形斜撐,除了對整體的耐震能力 有提升之外,尤其對於補強構件相鄰的短 柱有極優的改善效果,讓在 2500 年地震的 未加速度下,使短柱延遲進入彎矩及剪力 非線性變形,並且使有補強的低樓層,短 柱及等值寬柱都保持在彈性階段,這對於 保護結構的主要豎向桿件特別重要,也讓 規範的韌性設計精神強柱弱梁得以發揮, 使得整體構件行為模式大幅改善,也提升 的整體的耐震能力。

參考文獻

 周中哲,鍾秉庭,陳威霖,粘評(2018) 「板橋浮洲高樓層住宅全尺寸補強構件 試驗」,中華民國第 14 屆結構工程及第 4 屆地震工程研討會, Paper No. 13021。

- 周中哲,鍾秉庭,陳威霖,粘評,趙廣 上,2018,板橋浮洲合宜住宅 A2、A3 及 A6 區之補強構件實體試驗驗證,成 果報告,國立臺灣大學工學院地震工程 研究中心。
- 蕭輔沛等人(2013)「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,報告編號:NCREE-13-023。

斜面滑動隔震支承之參數分析

林致寬1 楊卓諺2 汪向榮3 林旺春4 游忠翰2 鍾立來5 張國鎮6

摘要

隔震設計乃一能有效降低地震對於上部結構衝擊的方法之一,近年來許多研究開始 致力於發展非線性隔震系統,斜面滑動隔震支承便是屬於其一。其藉由簡單斜面之幾何 特性以達到非線性目的,因此不具有特定之隔震頻率,透過滑動機制可發揮水平向隔震 效果,斜面設計亦可同時提供自復位能力,並以滑動摩擦力提供優異的消能能力。本研 究首先推導斜面滑動隔震支承之運動方程式,並針對不同斜面角度與滑動摩擦係數設計 參數以及外力擾動特性,以數值模擬方式,對系統隔震後最大加速度與隔震支承最大位 移反應進行敏感度分析。經模擬結果證明,該隔震支承隔震後之加速度性能表現,僅與 斜面角度以及滑動摩擦係數設計參數有關,可精確掌握隔震後之最大加速度反應。

關鍵詞:隔震、斜面滑動、非線性、參數分析、數值模擬

一、前言

傳統線性隔震系統因其頻率固定,若 地震頻率內涵和隔震系統頻率接近時,會 產生共振現象,進而導致隔震系統加速度 反應放大,或隔震位移過大而失效。因此, 近年來隔震技術之研究漸漸朝向非線性隔 震系統發展,希望藉由其非線性之特點, 避免共振等情形發生,故本文針對面滑動 支承墊(Sloped Sliding-Type Bearing,SSB), 藉由參數分析,探討其非線性之動力特性 與結構隔震之效益。

二、斜面滑動支承方程式推導

為了簡化推導過程,考慮小角度假設 及以下假設:(1)上部結構為剛體;(2)忽略 兩斜面切換處之碰撞問題;(3)忽略水平向 地表加速度對於正向力之影響。(4)不考慮 受水平單軸向震波下,因斜面引致之垂直 向反應。斜面滑動隔震支承簡化單自由度 分析模型如圖1所示。其中, m為上部結 構之總質量; θ 為斜面角度; f為滑動摩 擦力,以指向水平軸正x方向為正; \ddot{x}_{g} 為 地表加速度。藉由引入能量法中拉格朗日 方程式(Lagrange's equation)推導運動方程 可求得斜面滑動隔震支承之運動方程式, 如(1)式。

$$m(1 + \tan^2 \theta \cdot \operatorname{sgn}(x)^2)\ddot{x} + mg \tan \theta \cdot \operatorname{sgn}(x) + f \sec \theta = -m\ddot{x}_{\theta}$$
(1)



圖1斜面滑動支承分析模型

三、數值模擬與參數分析

由運動方程式(1),可採數值積分方式, 模擬系統受到地表外力作用下之動力反應。 為釐清斜面滑動支承兩重要參數包含摩擦

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 台灣科技大學營建工程學系副教授

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心副主任

⁶ 國立台灣大學土木工程學系教授

係數μ與斜面角度θ對隔震效益之影響, 本文考慮地表外力為簡諧波,且為降低非 穩態反應對性能指標之影響,採逐漸加載 方式進行模擬(圖 2)。此外,亦定義兩指標 包含加速度(I_{acc})與位移(I_{disp})極值指標 以便歸納與探討隔震後之反應。其中,加 速度反應極值指標(I_{acc})乃經隔震後最大 絕對加速度反應與地表加速度尖峰值 (Peak Ground Acceleration, PGA)之無因次 比值,目的為探討各參數變化對於斜面滑 動隔震支承加速度反應之影響。

$$I_{acc} = \frac{\left| \ddot{x}^{t} \right|_{\max}}{PGA} = \frac{g \tan \theta}{PGA} + \frac{\mu g}{PGA}$$
(2)

至於位移反應極值指標(I_{disp})乃隔震系統 相對地表最大位移反應與PGA之比值,其 具有時間平方之因次,目的為觀察各參數 變化對於斜面滑動隔震支承位移反應之影 響。若在相同I_{acc}下但具有較小的I_{disp}, 則意味此設計將具備更低的空間成本。

$$I_{disp} = \frac{|x|_{\max}}{PGA}$$
(3)



圖2 簡諧地表外力加載示意圖

於斜面滑動隔震支承之數值模型中, 假設上部結構質量為 34.08 ton,斜面角度 θ 設計為 1.5°,考慮正規化摩擦係數 $\frac{\mu g}{PGA}$ 由 0.05 變化至 1.2。由於常見地震紀錄之 活躍週期大多落在 0.1~1 秒之間,故選用 簡諧地表外力擾動頻率 $f_g = 2$ Hz,並考慮 四個不同的目標 PGA 等級,即圖 2 中之 振幅 $(A_0)_{max}$ 分別為 0.2、0.4、0.6 與 0.8 g。 模擬結果如圖 3 所示,其中由圖 3(a)不難

看出,當斜面滑動隔震支承發揮隔震效果 時($I_{acc} < 1$), $I_{acc} 與 \frac{\mu g}{PGA}$ 將呈現一斜率為 1、垂直軸截距為 $\frac{g \tan \theta}{PCA}$ 之線性關係。換言 之, I_{acc} 會隨 $\frac{\mu g}{PGA}$ 之上升而線性增加,直 到 I_{acc} 達到上限值 1 後,即不再具有隔震 效果。再者,當 PGA 愈大時,則 $\frac{g \tan \theta}{PGA}$ 愈 小,且 I_{acc} 會在 $\frac{\mu g}{PGA}$ 愈接近1時同時達 到上限值 1。由圖 3(b)可知, I_{disp} 會隨 $\frac{\mu g}{PGA}$ 之增加而降低,直到 Idisp 為 0 時,即不再 具有隔震效果。此外,同樣之一4g PGA下,於 不同 PGA 等級時,其隔震效果也不會一 致,當PGA 愈小時會有愈大之 I_{acc} 與 I_{disp} 。 在簡諧地表外力擾動下之分析結果顯示, 隔震後最大加速度反應會隨著 μ 上升而線 性增加, 直到 I_{acc} 達到上限值 1。然而, 該隔震支承之最大位移反應會隨著µ增加 而降低,直到 I_{disp} 為0。





為進一步探討斜面角度 θ 對隔震效益 之影響,同樣考慮上部結構質量 34.08 ton, 滑動摩擦係數 μ 取 0.01、0.06 及 0.1,斜面 角度 θ 以 0.5°之間隔由 0.5°變化至 5°。由 式(2)可知,當 θ =0.5°與 μ =0.1 時,目標 PGA 至少要達到 0.184 g才可發揮隔震作 用,故採用震幅 $(A_0)_{max}$ 為 0.4 g 配合頻率 f_g 同樣為 2 Hz 之簡諧地表外力進行模擬。圖 4 為斜面滑動支承於簡諧地表外力遺動下, 斜面角度 θ 對於加速度反應極值指標 I_{acc} 與位移反應極值指標 I_{disp} 之影響。由圖 4(a) 可知, I_{acc} 會隨 θ 之增加而上升,並有一近 似線性之關係,此為基於微小角度假設下 可得 tan $\theta \approx \theta$,因此式(2)可改寫為:

$$I_{acc} \approx \frac{g\theta}{PGA} + \frac{\mu g}{PGA} \tag{4}$$

由式(4)可知, I_{acc} 與 θ 會呈現一斜率為 $\frac{g}{PGA}$ 、垂直軸截距為 $\frac{\mu g}{PGA}$ 之線性關係, 也就是說, I_{acc} 會隨 θ 之上升而線性增加。 此外, I_{acc} 會隨 θ 之上升而線性增加。 此外, I_{acc} 會隨 θ 之上升而增加,且亦有一 近似線性之關係,此為基於假設在目標 PGA 及 μ 皆不變的條件下,隔震後之最大 相對地表加速度反應也會隨著 θ 之增加而 上升。由穩態最大相對地表加速度反應 $\left|\ddot{x}_{steady}\right|_{max}$ 之近似關係 可知,如式(5),該隔震支承之最大位移反 應也會隨著 θ 上升而線性增加;此外, I_{disp} 會隨 μ 之增加而降低。

$$\left|x_{steady}\right|_{\max} = \frac{\left|\ddot{x}_{steady}\right|_{\max}}{\left(2\pi f_{g}\right)^{2}}$$
(5)

在簡諧地表外力擾動下之分析結果顯示, 隔震後最大加速度反應與該隔震支承之最 大位移反應均會隨著θ上升而線性增加。



圖4(a) $\theta 與 I_{acc}$ 關係圖



圖4(b) $\theta 與 I_{disp}$ 關係圖

緊接著,為探討外力頻率對斜面滑動 隔震支承之影響,同樣給定上部結構質量 34.08 ton,斜面角度 θ 與滑動摩擦係數 μ 分別設計為 1.5°與 0.06。此外,為了可確 實發揮隔震作用,採用 0.4g 作為簡諧地表 外力擾動之目標 PGA,即 $(A_0)_{max} = 0.4 g$ 。 考慮常見地震紀錄之主要週期大多落在 0.1~1 秒之間,故外力擾動頻率 f_g 變化範 圍採 0.1~10 Hz。圖 5(a)為簡諧地表外力 擾動下 f_g 對於加速度反應極值指標 I_{acc} 之影響,圖5(b)為簡諧地表外力擾動下 f_g 對於位移反應極值指標 I_{disp} 之影響。

由圖 5(a)與式(2)可知, I_{acc} 與 f_g 之變 化無關,無論 f_g 如何變化, I_{acc} 恆為一定 值,也就是說,隔震後之最大加速度反應 不會隨著 f_g 之變化而改變。由圖 5(b)可知, f_g 與 I_{disp} 之對數會有一負斜率之線性關 係,此為基於假設在目標 PGA 不變的條件 下,隔震後之最大相對地表加速度反應亦 不會隨著 f_g 之變化而改變,故由式(5)可知, 當穩的最大加速度保持不變時,穩態之 最大位移會與外力頻率的平方呈一反比關 係,即圖 5(b)中 f_g 與 I_{disp} 呈現一斜率為-2 之線性關係。

在簡諧地表外力擾動下之分析結果顯示,隔震後最大加速度反應對 f_g之變化不 敏感,意即驗證了該隔震支承不具固定頻 率,不會與具特定頻率之簡諧地表外力擾 動產生共振而造成反應放大。然而,該隔 震支承之最大位移反應與 f_g之平方存在 一反比關係,愈低頻之簡諧地表外力擾動 會造成愈大之位移反應。



圖 $5(a) f_{g} 與 I_{acc} 關係圖$



圖 5(b) $f_g 與 I_{disp}$ 關係圖

五、結論與展望

本文針對斜面滑動支承,以能量法建 立系統之運動方程式,針對支承兩設計參 數包含斜面角度與摩擦係數,配合變化外 力為簡諧波其頻率與振幅進行參數分析。 由模擬結果可知,當斜面滑動隔震支承之 斜面角度與滑動摩擦係數決定後,無論是 外力擾動的頻率或振幅為多少,均不致影 響隔震後之最大加速度反應。增加摩擦係 數或斜面角度,均會提高隔震後之最大加 速度反應。提高摩擦係數或降低斜面角度, 可降低位移反應。

參考文獻

- 1. Shiang-Jung Wang, Jenn-Shin Hwang, Kuo-Chun Chang, Chia-Yi Shiau,Wang-Chuen Lin, Mu-Sen Tsai, Jia-Xiang Hong and Yin-Han Yang, "Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities", Earthquake Engineering & Structural Dynamics (2014).
- 2. 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).

中高樓建築附屬非結構物受震需求分析

蘇育萱¹林凡茹² 柴駿甫³ 廖文義⁴

摘要

重要建築之設備與非結構物若無良好的耐震設計,在強震時遭受毀損,不但造成嚴 重的經濟損失與傷及使用者,亦使醫院等功能性建築無法有效發揮其救災等機能。本研 究使用兩種台灣常見型態之建築,首先將案例模型透過側推分析以求取各層勁度,根據 設計規範將複雜、高層且結構變化性大之建築物簡化為集中質量模型系統,再對其進行 非線性歷時分析而得高樓層加速度反應譜,並比對建築物耐震設計規範[1]規定之樓板加 速度設計反應譜,而得規範耐震需求於中高樓層非結構物之適用性。

關鍵詞:非結構物、建築物簡化、集中質量模型系統、設計地震反應譜

一、前言

我國建築物耐震設計規範[1]對於錨 定於建築之非結構物的設計地震力,給予 從地表基面至屋頂層放大三倍之樓高放大 效應。然而,該線性之樓高放大推估為以 建築第一模態振型為基礎,對於高模態質 **量參與比例顯著之中高樓層建築,尚須進** 一步分析驗證。以目前商用分析軟體而言, 若欲求得中高樓層建築於強震下可能的非 線性反應,非線性歷時分析是較準確的模 擬方式,然而其分析複雜結構模型耗時, 並考慮現有工程界常用分析軟體於個別構 材非線性歷時分析之塑鉸設定複雜與收斂 性仍有待商確,故本研究進行靜態非線性 侧推分析(Pushover Analysis),以質心點位 置為控制點,並假設將所有同一樓版上之 各節點視為有相同的側向位移與轉角自由 度;再利用每一層樓的各層層剪力與變位 關係求取各層非線性勁度,將平立面複雜、 高層且結構變化性大之建築物簡化為集中 質量模型(stick model),更能節省分析時間。 集中質量模型建立完成後,接著對其進行 非線性歷時分析(Nonlinear Time History Analysis),得到不同樓層高度於近斷層或

遠域地震之樓板反應,並比對耐震設計規 範規定,提出高樓層設計反應譜建議。本 文亦依據國震中心台南實驗室之振動台規 格檢核本文樓板反應適用性,以用於後續 中高樓層建築非結構物之振動台動態實驗。

二、集中質量模型系統建立

¹ 國立台北科技大學土木工程系土木與防災研究所碩士

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 國立台北科技大學土木工程系系主任

三、地震歷時處理與分析結果

本研究引用 FEMA P695[2]中雨系列 地震分別為遠域地震與近斷層地震,並對 其進行地震歷時處理(正規化),本研究使 用兩種方法將兩系列地震正規化如下:

- 以水平兩向地表加速度峰值(PGA)幾何 平均值正規化:列出水平雙向之最大地 表加速度值,並找出同一筆地震雙向最 大地表加速度之幾何平均值除以所需 強度(0.4g)即為正規化放大係數,最後 將三向原始歷時乘以放大係數即為正 規化後歷時(圖一)。
- 分別以鋼造結構模型與鋼筋混凝土結 構模型水平兩向 Sa(T1)之幾何平均值值 正規化:正規化放大係數公式如式(1), 正規化後反應譜如圖二。

$$SF = \frac{S_a}{S_a^0} = \frac{\sqrt{S_a(T_{1_{\chi}}) * S_a(T_{1_{y}})}}{\sqrt{S_a(T_{1_{\chi}}) * S_a(T_{1_{y}})}}$$
(1)



圖一 以 PGA 正規化近斷層地震地表加速 度反應譜至 0.4g

正規化後之地震輸入鋼構或 RC 模型, 並於鋼構模型案例中觀察出結構物反應輸 入以 PGA 正規化之地震的變形曲線可能 由於正規化方法需控制地表加速度相等, 導致地震歷時於週期較高的譜加速度被過 度放大造成樣本之間的差異性;為降低地 震樣本之間差異性,本研究於後續 RC 模 型以 Sa(T₁)正規化地震作為輸入。



圖二 以 Sa(T1)正規化近斷層地震地表加 速度反應譜至 0.4g

本研究將歷時結果繪成樓高關係圖與 地震指標; 樓高關係圖包含了絕對加速度 最大值、加速度放大率、絕對速度最大值、 層間變位、層間變位角、當層間變位最大 值發生時之絕對位移及相對位移等等樓板 反應,由這些圖中觀察到遠域地震及近斷 層地震對於中高樓層建築物反應的變形曲 線差別並不大,但近斷層地震可能由於脈 衝效應而造成較大反應。如圖三所示,於 分析結果中,中高樓層建築層間變位最大 值部份發生於上部樓層,根據上部樓板反 應譜觀察到造成位移較大的地震皆於第二 模態確實有明顯激發,故推斷中高樓層建 築(係指45公尺以上建築物)上部樓層層間 變位可能因第二模態激發而造成較大反應; 樓高放大與高度關係圖可觀察到地震強度 越大樓板放大係數越小趨勢。

為顯示地動特性與設備於結構中反應 之間的關係是否有直接相關性,本文將地 動特性設為橫軸取兩向最大值後幾何平均, 包括最大地表速度、最大地表加速度、 $S_a(T_1)$ 、 $S_v(T_1)$ 、 $S_d(T_1)$ 、能量累積;結構物 設備(阻尼比 0.05)反應為縱軸,反應指標 皆取兩向最大值均方根值,其中包含層間 變位、層間變位角、結構最大加速度、加 速度反應前兩模態譜峰值折減、頂部樓板 譜加速度峰值、樓板加速度放大倍率;所 得數據以分佈圖表示,並根據相關程度判 斷非結構物反應是否與地震特性有直接關 聯,本研究使用兩種方法求取相關係數:皮 爾遜積矩相關係數判斷結構與地震直接關 係、由地動特性預期結構物反應的預測值 準確性係數。地震指標圖歸納數據繪製成

長條圖進行比較並進行篩選,可發現兩案 例中樓板反應為位移與速度的指標大多都 大於 0.8(高度相關);總結所有地震指標, 本研究建議未來觀察地震造成樓板反應時, 可採取位移反應與速度反應作為參考指標。



圖三 鋼結構於近斷層地震(Sa(T1)正規化) 層間變位最大值與樓高關係圖

四、輸入波設計反應譜與評估

本研究重新審視了規範所訂定的規範 標準需求,並比較我國建築物耐震設計規 範 [1]與 ICC-ES 機構制定之 AC-156[3] 規定,以提出應用於本研究中高樓層建築 之非結構測試的設計地震反應譜。

我國規範對於樓高放大水平向與垂直 向皆為3倍放大,針對符合規範的鋼構案 例觀察 Sa(T1)正規化地震之樓高與放大係 數關係(圖四 a),垂直向3倍放大規範過於 保守,故本研究針對此中高樓層建築案例 提出建議將原始規範改為式(2);而水平向 觀察圖四b後則選擇不更改原始規範。

$$FL_V = 1 + \left(\frac{h_x}{h}\right) \tag{2}$$

若比對 AC-156 設計反應譜,可分為水平 向及垂直向討論:

 水平向:AC-156 規定反應譜平台段範 圍僅於 1.3 Hz 與 8.3 Hz 之間,然無法 囊括自然頻率較低建築(如同本案例)與 低頻設備共振的情況。為考量上述中高 樓層等低頻建築之共振放大效應,本研 究建議 AC-156 規範水平向設計反應譜 平台段應將低頻結構物之自然頻率列 入考慮,將1.3Hz 往前移至0.85*fi Hz。 此外,為考慮設備共振效應可能超出共 振放大倍數2.5倍,本研究提出A FLX-H 不須小於1.6倍 SDS之修改建議,如圖 五之虛線所示。然由虛線可觀察到共振 放大段高頻區域太過保守,故進一步將 反應譜橫軸頻率以建築頻率正規化如 圖六,可知不論鋼構模型(淺藍色)樓板 反應譜於16倍第一模態頻率後譜加速 度快速遞減,故本研究建議水平向設計 反應譜平台段右端8.3Hz 應調整為16 倍之結構頻率,如此即可包絡各樓板水 平向設備共振放大反應。

 垂直向:AC-156 規範要求垂直向需求 反應譜為不隨樓高放大且 SDS 為水平向 三分之二倍,但根據本研究兩案例分析 結果仍皆有樓板放大效應,故建議垂直 向為水平向三分之二倍,且仍應考慮樓 高放大效應,如式(3)及式(4)所示。

$$A_{FLX-V} = \frac{2}{3}S_{DS}(1 + \left(\frac{h_x}{h}\right)) \tag{3}$$

$$A_{RIG-V} = 0.4 * \left(\frac{2}{3}S_{DS}\right)^* \left(1 + \left(\frac{h_x}{h}\right)\right) \quad (4)$$

由全數地震樓板反應譜分析結果觀察, 部分低矮樓層垂直向反應仍高於規範標準, 可能係因正規化方法造成各地震之 PGA 差異,進一步影響樓板加速度峰值(PFA)分 佈。為撇除 PGA 因素影響,將每一層樓垂 直向加速度反應譜值以 PGA 正規化後,本 研究建議之譜形於每一層樓皆能完全涵蓋 近斷層與遠域地震反應譜所激發之能量。



圖四 近斷層地震之鋼構樓板加速度放大 倍率中值;圖左垂直向,圖右水平向。



圖五 鋼結構建築於近斷層地震下頂樓樓 板反應譜(東西向)



圖六 兩案例橫軸及縱軸正規化後反應譜

五、結論與展望

本研究目的為分析中高樓層非結構設 備之受震需求,透過側推分析簡化原始的 中高樓層建築之複雜模型,建立集中質量 模型,進行非線性歷時分析而得樓板反應, 並進一步比對耐震設計規範與 AC156 等 規定,總結與建議分述如下:

- 輸入地震群組若以PGA正規化,可突 顯遠域地震與近斷層地震之低頻頻率 內涵不同之特性;為去除不同地震之 譜加速度變異性,本研究為以水平兩 向 Sa(T1)幾何平均值做正規化。
- 本研究兩個建築物案例於近斷層與遠 域地震下的反應差別,在於近斷層反 應較大。對於不同強度地震的水平向 加速度放大倍率,可得到地震強度越 大樓板反應放大係數越小之相同趨 勢;但在垂直向放大倍率中,近斷層 地震下樓板放大倍率較遠域地震小, 可能是因遠域地震於低頻頻率內涵較 低而使 Sa(T1)正規化係數較大,導致其

垂直向反應大於近斷層地震之反應。

- 觀察本研究層間變位圖中,中高樓層 鋼構建築之最大層間變位幾乎都位在 高樓層,比對樓板反應譜可知,其原 因乃高樓層容易顯現第二模態振形, 而造成較大的層間變位反應。
- 地震指標可做為未來判斷非結構物設備反應行為與地動特性的相依性,由 比較結果中顯示位移反應與地動特性 之指標相依性較高,較具參考價值。
- 5. 當建築結構週期為屬中長週期時(如本研究兩案例),AC-156 耐震需求反應譜中水平向設計反應譜平台段可自原
 1.3Hz 至 8.3Hz,修正為 0.85*fi Hz 至 16*fi Hz, fi 為建築第一模態頻率。
- 6. 由本研究案例分析結果可知,設備與 建築共振放大反應可能大於 2.5 倍,建 議水平向平台段譜加速度 A FLX-H 不須 小於 1.6 倍之 SDS。
- 7. 我國規範中建築水平向與垂直向之樓 高放大倍率自地表至屋頂層皆採三 倍,相較於本研究鋼構建築案例,樓 板加速度放大係數於頂樓層垂直向約 為2倍。基於本研究案例,中高樓層 建築物垂直向放大倍率可由原規範訂 定等同於水平向而修改為2倍,亦即 1+(hx/h)。

參考文獻

- 內政部營建署(2011),建築物耐震設計 規範及解說。
- Quantification of building seismic performance factors, ATC-63 Project Report (90% Draft), FEMA P695 / April 2008, 115-128
- ICC Evaluation Service Inc. (2010), Acceptance Criteria for Seismic Qualification by Shake-table Testing of Nonstructural Components and Systems, AC156, ICC-ES

建構民生公共物聯網計畫-複合式地震速報服務

林沛旸¹ 江宏偉² 王修賢³ 黃靖閑⁴ 簡遠哲³ 鄭晟佐³ 葉皆岐³ 林定潔³ 陳雯惠³ 蔡孟芳³ 古孟晃⁵

摘要

本計畫擬解決"地震速報產業發展"的問題,問題評析包含地震速報預警時 間不足、建置費用過高、地震速報應用面狹隘、產業沒有串連等等問題。目前氣 象局已經完成區域型地震速報系統之建置,國震中心依據教育部與科技部指示辦 理的「校園地震預警實驗計畫」,也建立了一個完整的複合式地震速報應用案例。

關鍵詞:複合式地震速報、校園地震預警、地震預警、地震速報應用案例

一、前言

本計畫擬解決"地震速報產業發展" 的問題,問題評析包含地震速報預警時間不 足、建置費用過高、地震速報預幣時間不 產業沒有串連等等問題。本計畫的目標以校 園複合式地震速報系統為基礎,強化基礎建 設、建置多元警報通信管道、協同國內產業 進行速報應用開發、建構示範例教育市場、 整合上中下游技術、協助產業整合並逐步海 外輸出。

二、現地型主站建置

本計畫以校園地震預警系統實驗計畫 的 21 個校園現地型地震速報主站為基礎, 考量區域分布、地震危害度斷層分佈以及使 用者分佈狀況,再新設置 53 座現地型地震 速報主站(106 年完成 25 站、107 年完成 28 站),合計 74 座現地型地型地震速報主站(如 圖一),提供高密度、高品質的現地型地震速 報資訊。

現地型地震速報主站系統架構與硬體設 備如圖二與圖三。主要包含兩組地震儀、一 組地震速報系統計算主機、一組工業電腦、 交換器、路由器。主地震儀為淺井式地震觀 測儀;另一組備援地震儀,設置於大型結構 體之頂樓大梁下。



圖一 現地型地震速報主站於台灣分布位置

區域型地震預警運用多組相隔一段距 離之地震儀做為聯合觸發後,解算出地震發 生時間位置與規模,需花費十多秒再提供預 警時間。現地型地震預警系統是倚靠現地地 震儀提供快速偵測判別提供警訊,但較容易 受到現地的人為擾動、車輛干擾或是施工干

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佐理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副技術師

⁵ 國家地震工程研究中心副研究員

擾。經多次測試最後採用淺井式地震儀搭配 借援地震儀進行。使用淺井式地震儀可以有 效减少地面上師生活動所造成之干擾,但還 是會受到外圍道路之車行干擾,且此干擾由 於是透過地下土壤之波傳遞近來,因此不易 與地震之前導P波作有效之區隔。考量此配 置 會受不同的干擾源,本團隊於校舍上配置 一組備援地震儀,與淺井式地震儀做綜合式 評判,藉由兩組受不同干擾源之地震儀做綜 合評判,濾除非地震下之誤報,依據這些年 結果成效良好。

高精度現地型地震預警系統



圖二 現地型地震速報硬體設備



圖三 現地型地震速報主站架構

台灣時間 2016 年 02 月 06 日上午 03 點 55 分,發生芮氏規模 6.6 地震位於高雄 市美濃區。這是繼 1999 年 921 集集大地 震以來再次造成全台嚴重傷亡人數的地震, 包含許多房舍、校舍、廠房、公路等都受到 此地震而造成倒塌或損壞。此次地震於重大 傳統節日小年夜凌晨發生,所幸校園內大多 數師生都已開始放假返鄉過年,在校園內並

無造成嚴重的人員傷亡。**圖四說明在此**地震 中校園地震預警系統的表現,由於地震發生 於本島內,近震央區域震度較大,屬於區域 型地震預警系統的盲區,但仍可依靠現地型 地震預警提早發布警報,即時在現地進行計 算與判別並發佈警報。





圖四 地震編號 NO.105006 校園地震預警系 統預警時間

三、複合式地震速報平台規劃

為承接上游74座現地型地震速報主站 資訊,以及氣象局所提供的區域型地震速 報資訊。並將現地型與區域型地震速報整 合為複合式地震速報資訊 (如圖五)。運用 雲端系統的規畫概念,建置一套可以快速 傳遞地震警報訊息之機制。透過模組通訊 協定以及網際網路通訊協定等多元通訊方 式,建立可以即時傳遞多重客戶之地震資 訊傳遞管道,將複合式地震速報傳遞給使 用者。



圖五 複合式地震速報平台規劃

區域型地震預警系統可以提供全台各 區域的地震預警,且精確度較高,然而這需 要較多的計算時間 (以島內地震為例,約需 12~20秒),這段時間內近震央區域來不及獲 得地震預警,因此可稱為地震預警盲區(約 70 公里半徑)。在日本,地震預警盲區的問 題不嚴重,因為日本災害型地震大多發生於 外海,因此盲區大多在海上,災害問題相較 少很多。然而台灣的災害型地震多發生於內 陸(921 地震震央在集集,70 公里半徑的盲 區將涵蓋新竹以南、台南以北,皆是地震受 災最嚴重的地區),如圖六。現地型地震預警 系統由於僅使用現地強震儀進行計算,因此 幾乎沒有預警盲區(距震央 15 公里約仍能 有 3~5 秒的預警時間)。但是相對於區域型 系統,其抗干擾與準確度較差。總和而論, 區域型準、現地型快,唯有整合區域型與現 地型地震預警訊息,才是最佳的解決辦法。



圖六 台灣與日本的災害性地震差異與地震 預警系統需求差異

地震速報服務相關通訊格式也將公開, 透過開放資料格式提供國內相關業者做地 震速報度端應用產品與服務開發。74座現地 型地震速報主站透過學術網路與專線雙重 備援的方式,將所偵測到的現地型地震速報 傳遞至之式地震速報平台。氣象局計算出 的區合式地震速報平台。氣象局計算出 的合式式。影響的範圍、以 及會一端警報發布門檻等等依據,透過多玩 的 與網路通訊協定兩大類),將複合式 地震速報資訊快速轉發給使用者。複合式地 震速報資訊內容包括:震前預警:對應座標 之預估震度、預估 PGA。震後官方地震報告 轉發:地震位置、規模、各地實測震度。

相關的複合式地震速報資訊,包含主震 前的預測震度、震時各個現地型地震速報主 站所偵測到的資訊,以及震後各個速報資訊 通訊連線資訊等等資料。計畫團隊會依據各 種使用者類型、規劃不同的使用權限以及使 用者介面。如圖七複合式地震速報伺服器雲 端介面規劃。藉以提供各種使管理者所需的 客製化資訊平台,保障資訊安全、也確保資 訊公開。



圖七 複合式地震速報平台轉發對象

四、應用示範例建置

本計畫除了現地型主站建置外,希望將 預警系統推廣出去,於107年度與花蓮消防 局、中部科學園區、科博館921地震教育園 區與20所幼兒園合作,從不同場域環境與 對象,將複合式地震預警應用在各項場域; 建置一座六軸向地震體驗屋,結合影像與實 際體驗,去感受地震速報對民眾的重要性。

 警消應用示範:與花蓮縣消防局合作,在 花蓮縣消防局與各分隊裝置地震預警系 統,接收花蓮地區主站訊息,當收到地震 預警警訊時,可以讓消防員先行安全避難 後,但地震結束就可以馬上出動救災,減 少當下受傷的可能性。

- 科學園區應用示範案例:與中部科學工業 園區合作,於五個園區設置現地型地震預 警主站,資料彙整至地震速報平台,提供 五個園區整合、快速與準確的複合式地震 預警訊息。並於中興園區 36 智慧驛站結 合地震預警訊息,提供智慧家居控制,像 是指示燈自動開啟、自動開門等等,如圖 八。
- 博物館應用示範案例:與921 地震教育園 區合作,運用原有影像館環境與地震體驗 屋,注入複合式地震速報內容,讓參觀民 眾對於地震發生、地震速報與地震避難有 一連串了解,並同時模擬家中的居家環境 應用示範。
- 幼兒園示範案例:與教育部資科司合作, 將示範學校幼兒園 20 所加入複合式地震 速報應用,將地震預警防災概念往下扎根。
- 5. 地震體驗屋:建置六軸向地震體驗屋,結 合影片、居家連動和可調式體驗地震震動, 模擬不同地震時在家中從地震發生前中 後狀態,讓民眾透過影像與體感去知道地 震預警對居家安全與智慧家居帶來的便 利。已於107年9月國震中心抗震盃、11 月於臺中麗寶樂園的結構工程研討會提 供體驗,如圖九。未來會與地方縣市或教 育館博物館合作,可以到各縣市去提供地 震體驗,讓民眾更了解地震預警對生活的 重要性。



圖八 中科示範案例於中興園區 36 智慧驛站



圖九 地震體驗屋

五、結論與展望

- ▶總計完成 74 個現地型地震速報主站(含 原來教育部計畫的 21 個)。地震速報盲區 由 100km 縮短至 30km。
- 完成四個複合式地震速報示範案例。在中 科管理局、消防隊、幼兒園、921 地震教 育園區等四個應用示範例,在不同的環境 下都注入複合式地震速報提供給各種型 態使用者運用。
- > 地震模擬體驗屋,一座結合地震速報應用 情境的體驗屋,透過影像與接近真實地震 體驗,結合智慧居家連動,讓民眾更直觀 性了解地震預警與居家防災安全之重要 性。目前已經辦理兩次體驗活動。

本計畫為四年期之計畫,106-107 年期 計畫屬於前期基礎鋪底建設,目前已完成主 站建置與應用示範案例。相關計畫成果會在 後期逐步展現。也期待能如預期帶領國內有 志業者共同開發地震防災產業。

参考文獻

- Wu Y.M., Yen H.Y., Zhao L., Huang B.S. and Liang W.T., "Magnitude determination using initial P waves: A single-station approach," Geophysical Research Letters, Vol. 33, L05306 (2006).
- [2] Wu Y.M. and Kanamori H., "Exploring the feasibility of on-site earthquake early warning using close-in records of the 2007 Noto Hanto earthquake," Earth Planets Space, 60, 155–160 (2008).
- [3] Satriano C., Wu Y.M., Zollo A. and Kanamori H., "Earthquake early warning: Concepts, methods and physical grounds," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31, 106–118 (2011)

雙軸向動態試驗系統之基本參數研究與探討

林旺春1 劉瓊琳2 楊卓諺3 游忠翰3 汪向榮4 黃震興5

摘要

2017年國家地震工程研究中心於臺南實驗室完成規劃與建置一雙軸向動態試驗系統 (Bi-Axial dynamic Testing System),其為目前全球少數具備動態試驗能力之先進大型壓剪 試驗機,進而有助於國內外隔震技術之研發,以及隔震支承實體與性能之測試。因此為對 外提供研究與測試服務之前,必須對 BATS 之動態特性與基本參數,如等效質量與系統平 均摩擦係數有更為清楚之瞭解與掌握,故本研究規劃與執行一系列不同水平速度與位移振 幅的三角波循環載重試驗與不同振動頻率與位移振幅的正弦波循環載重試驗,進而獲得相 關基本參數。

主要研究內容分為三階段:(1)第一階段為在未加裝隔震支承下,針對試驗系統分別 進行一系列的三角波與正弦波之循環載重試驗,其目的為求得試驗系統之載重平台於垂直 向空載下對應不同水平速度之系統平均摩擦係數與其等效質量,(2)第二階段為針對試驗 系統進行隔震支承試驗條件,在載重平台安裝平面滑動摩擦隔震支承後,於施加垂直軸向 荷載下,分別進行三角波與正弦波之循環載重試驗,進而依簡單線性迴歸分析求得試驗系 統之系統平均摩擦係數,(3)執行足尺寸滑動摩擦隔震支承之試驗,根據試驗數據與理論值 之分析探討,以證明本研究所獲得之 BATS 等效質量與系統摩擦係數,具有一定之合理性 與適用性。

關鍵詞:雙軸動態試驗系統、基本參數、動態特性、系統識別、隔震系統

一、前言

國家地震工程研究中心於2017年啟用 台南實驗室,並建置一雙軸向動態試驗系 統 (Bi-Axial dynamic Testing System, BATS),主要用於進行實尺寸隔震支承之 動態性能測試。BATS 由反力構架、載重平 台、油壓致動器與基礎組成,其配置示意圖 如圖一所示。另於水平向架設四組2MN動 態致動器,並於垂直向配置為一大型 30 MN 靜態致動器與6組5MN 動態致動器, 一端與載重平台相接,另一端固定於基礎。 BATS 在水平向可達到的最大位移為±1.2 m,最大速度為±1.0 m/s,最大出力為±4.0 MN;垂直向最大位移為±7.5 cm,最大速度 為±15 cm/s,施加於試體之最大軸壓力為60

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佐理研究員

4 國家地震工程研究中心組長

MN,包括30 MN的靜態載重與30 MN的 動態載重;此外,雙軸向動態試驗系統亦可 施加最大8 MN之軸拉力於試體上,可進 行反覆軸向拉壓之動態試驗。



圖一 雙軸向動態試驗系統與試驗配置

因此在對外提供研究與測試服務之 前,必須對 BATS 之動態特性與基本參數, 如等效質量與系統平均摩擦係數有更為清

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心兼任研究員

楚之瞭解與掌握。故本研究規劃與執行一 系列不同水平速度與位移振幅的三角波循 環載重試驗與不同振動頻率與位移振幅的 正弦波循環載重試驗,並透過試驗結果的 分析與驗證的比較,以探討所獲得之基本 參數適用性與其穩定性。

二、研究方法

於 BATS 進行隔震支承試驗時,依據 試驗系統載重平台之自由體圖(如圖二所 示),其動力平衡方程式可表示為式(1): $P(t) = F_B(t) + F_I(t) + F_F(t)$ (1) 其中,P(t)為試驗系統水平致動器合力; $F_B(t)$ 為隔震支承水平力; $F_I(t)$ 為載重平 台之慣性力; $F_F(t)$ 為載重平台之摩擦力; t為時間步幅,其總步幅為n。

 $F_B(t) \cdot F_F(t)$ 與 $F_I(t)$ 又可分別表示如下:

 $F_B(t) = \mu_B(t) N_B \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))$ (2)

$$F_F(t) = \mu(t) N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))$$
(3)

$$F_I(t) = m_{eff} x(t) \tag{4}$$

其中, $\mu(t)$ 為載重平台之摩擦係數;N為 載重平台之自重、垂直致動器提供之荷載, 以及下壓軸承與側向軸承出力下所承受之 總正向力; m_{eff} 為載重平台之等效質量; $\dot{x}(t) 與 \ddot{x}(t) 分別為載重平台之速度與加速$ 度。若隔震支承以採用摩擦型隔震支承為 $例,其水平力可表示為式(2),則<math>\mu_B(t)$ 為摩 擦材之摩擦係數,且該支承所承受之垂直 荷載為 N_B 。



圖二 載重平台動力分解示意圖 (1)垂直空載下之三角波循環載重試驗

因載重平台為等速狀態且無安裝隔震 支承,故其加速度為零,即 $F_I = 0 \times F_B = 0$, 則可得其動力平衡方程式如式(5):

$$P(t) = F_F(t) = \mu_0(t) N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))$$
(5)

其中, $\mu_0(t)$ 為於垂直空載下載重平台之系 統摩擦係數,又因此時無垂直荷載,故令 載重平台所受之總正向力 $N=N_0$ 。整理式 (5),將所得之 $\mu_0(t)$ 依其步幅數取平均,並 考慮不同速度與位移下之系統摩擦係數依 簡單線性迴歸(simple linear regression method)分析,即可求得試驗系統載重平台 之摩擦係數,在不同水平速度激振時,對 應之載重平台摩擦係數方程式,如式(6): $\mu_{0,avg} = a_1 |\dot{x}| + a_2$ (6) 其中, a_1 與 a_2 為採簡單線性迴歸分析識別

之參數。

(2)垂直空載下之正弦波循環載重試驗

因試驗系統之載重平台加速度不為 零,故載重平台之摩擦力可表示為式(7): $F_F(t) = P(t) - m_{eff} \ddot{x}(t)$ (7)

考慮載重平台之摩擦係數可由式(6)求 得各激振速度對應之μ_{0,avg}(t),故依式(3) 亦可得載重平台之摩擦力如下所示:

$$F'_F(t) = \mu_{0,avg}(t) N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))$$
(8)

假設依式(7)獲得之載重平台之摩擦 力等於式(8),採用最小平方法(least squares method)可進一步求得試驗系統之 載重平台等效質量*m_{eff}為*

$$m_{eff} = \sum_{t=1}^{n} \frac{P(t)\ddot{x}(t) - \mu_{0,avg}(t)N\operatorname{sgn}(\dot{x}(t))\ddot{x}(t)}{\left(\ddot{x}(t)\right)^{2}}$$
(9)

考慮不同振動頻率與位移下,可求得 等效質量m_{eff}並取其平均,即可獲得試驗 系統載重平台之平均等效質量m_{eff.avg}。

(3)垂直荷載下之三角波循環載重試驗

利用 BATS 施加不同垂直荷載於足尺 寸滑動摩擦隔震支承,進行三角波循環載 重試驗時,可將式(1)改寫為下式:

$$P(t) = F_B(t) + F_F(t) \tag{10}$$

令試驗系統施加於滑動摩擦隔震支承 之垂直軸力為 N_B ,則 $N=N_0+N_B$,將式(2) 與式(3)代入後,整理式(10),可得滑動摩擦 隔震支承於該試驗速度條件下之摩擦係數 $\mu_B(t)$,如式(11):

$$\mu_B(t) = \frac{\left|P(t) - \mu(t)N\operatorname{sgn}(\dot{x}(t))\right|}{N_B}$$
(11)

該試驗速度條件下之隔震支承平均摩 擦係數μ_{Rave}即為:

$$\mu_{B,avg} = \frac{\sum_{t=1}^{n} \mu_B(t)}{n} \tag{12}$$

(4)垂直荷載下之正弦波循環載重試驗

假設正弦波循環載重試驗之最大速度 及位移與前述三角波試驗一致,即可令 $\mu_B(t) = \mu_{B,avg} \cdot m_{eff} = m_{eff,avg}$,則式(1)改寫為: $\mu(t) = \frac{\left| P(t) - [\mu_{B,avg} N_B \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) + m_{eff,avg} \ddot{x}(t)] \right|}{N_0 + N_B}$ (13)

再者,若正弦波試驗歷時中之最大與 最小試驗速度發生時間點t_k共計 p 個,則 可分析該試驗速度條件下之載重平台之平 均摩擦係數μ_{avg}為:

$$\mu_{avg} = \frac{\sum_{k=1}^{p} \mu(t_k)}{p} \tag{14}$$

為求得式(14)之 μ_{avg} ,需以式(12)所求 對應試驗速度條件下之 $\mu_{B,avg}$ 進行計算。然 式(12)中又須以 $\mu(t)$ 代入計算(見式(11)), 故假設第一次分析時,以式(6)計算之 $\mu_{0,avg}$ 代入式(11)時,進而逐步求得式(14)之 μ_{avg} , 以利進行迭代分析,使得系統平均摩擦係 數之數值收斂。最後,考慮不同速度與位 移下之載重平台平均摩擦係數,並進行簡 單線性迴歸分析,即可求得載重平台於垂 直向荷載下,不同水平速度激振時對應之 平均摩擦係數方程式,如下:

 $\mu_{avg} = b_1 |\dot{x}| + b_2$ (15) 其中, $b_1 與 b_2 為採簡單線性迴歸分析識別$ 之參數。

三、試驗結果與分析

本試驗採用之平面摩擦支承之摩擦材 料直徑為 1130 mm,最大承壓應力為 4 kg/mm²,相關試驗照片如圖三。其中,垂 直空載、垂直荷載分別為 10 MN 與 30 MN 下之三角波與正弦波加載試驗如表一與表 二所列,並令 No=11889.72 kN。 依垂直空載試驗結果所得之平均摩擦 係數方程式如式(16)所示:

$$\mu_{0,avg} = 3 \times 10^{-6} |\dot{x}| + 0.0008$$
 (16)
依式(16),進而求得平均等效質量 $m_{eff,avg}$ 為
96.69 ton。

根據垂直荷載 10 MN 與 30 MN 之反 覆載重試驗結果,其識別之 $\mu_{avg} - |\dot{x}|$ 關係 方程式,分別如下:

$$\mu_{avg} = 3 \times 10^{-6} \left| \dot{x} \right| + 0.0003 \tag{17}$$

$$\mu_{avg} = 3 \times 10^{-7} |\dot{x}| + 0.0002 \tag{18}$$

將式(16)至(18)繪於圖四,可發現於空 載下載重平台之平均摩擦係數較大,且隨 著垂直向荷載增加,平均摩擦係數則減少。 此外,當垂直荷載介於0至10MN,其對 應之平均摩擦係數可以式(16)與(17)內差 求得;同理,當垂直荷載介於10至30MN 時則以式(17)與(18)內差求得。





圖三 試驗組立與摩擦材之照片

(a) BATS 試驗組立





表一 垂直空載下之反覆載重試驗

加載型式	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	循環數
三角波	300 500 700 900 1000	200 × 300 400 × 500 600	4
正弦波	300 400 500 700 900	100 × 200 300 × 400 500 × 600	4

垂直荷載 (kN)	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	循環數
10000	100 700 1000	50 × 100 500 × 800	3
30000	300 700	50 \ 100 300 \ 800	3

表二 垂直荷載下之反覆載重試驗

四、隔震支承試驗之應用與驗證

本研究為驗證所得之平均等效質量與 平均摩擦係數之適用性與合理性,進一步 採足尺寸雙曲率摩擦單擺支承(Double Concave Friction Pendulum bearing)[1]進行 試驗,如圖 5 所示,其中摩擦材直徑為 400 mm,曲率半徑為 4500 mm,以及標稱摩擦 係數為 0.043,試驗項目則列於表三。

假設隔震支承在第 *i* 個循環試驗下, 摩擦係數μⁱ可由下式計算求得[2]:

$$\mu^{i} = \frac{E_{d}^{i}}{2N_{\rm B}(d_{i}^{+} - d_{i}^{-})}$$
(19)

其中, d⁺_i 及d⁻_i 為單一循環中之最大 及最小位移、Eⁱ_d 為單一循環遲滯迴圈所包 圍之面積。

依研究[1]可獲得其理論遲滯迴圈(見 圖六),進而由式(1)及識別之基本參數,可 經試驗結果獲得其力與位移之關係。透過 圖六,可發現於兩種試驗速度下,皆可獲 得與理論值一致之力學特性。依式(19)計 算可得支承之平均摩擦係數分別為 0.0409 與 0.0424,亦與理論值相當一致,如表四 所示。



圖五 試體照片

五、結論

本研究透過一系列不同水平速度與位 移振幅的三角波循環載重試驗與不同振動 頻率與位移振幅的正弦波循環載重試驗, 於 BATS 執行垂直空載與荷載 10 MN 與 30 MN 之試驗,經分析與回歸得其平均等 效質量,以及於垂直不同荷載下不同水平 速度激振時對應之平均摩擦係數方程式。 最後透過足尺寸摩擦單擺支承支動態試驗 之驗證,可知試驗結果與理論值相當一致, 以證明本研究所獲得之 BATS 基本參數, 具有一定之合理性與適用性。



圖六 遲滯圈比較

表三 足尺寸滑動摩擦支承試驗項目

試驗	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	垂直荷載 (kN)	循環數	
1	200	20	5027	4	
2	200	400	5027	4	
表四 足尺寸滑動摩擦支承摩擦係數					

	試驗 1	試驗 2
迴圈數	摩擦係數	摩擦係數
1	0.0412	0.0457
2	0.0408	0.0420
3	0.0407	0.0395
平均	0.0409	0.0424

參考文獻

- 1. Daniel M. Fenz, and Michael, C. Constantinou. Behavior of the double concave friction pendulum bearing. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 35, 1403–1424, 2006.
- 2. European Committee for Standardization (CEN), EN 15129:2009 - Anti-seismic devices, CEN, November, 2009.

花蓮慈濟醫院隔震結構於強震作用下之反應探討

游忠翰! 汪向榮² 楊卓諺! 林旺春3 張國鎮4

摘要

花蓮慈濟醫學中心位於花蓮市區,其中合心樓(急診大樓)為基礎隔震結構,竣工於 2005年2月,並且安裝有加速度與位移計等監測系統。合心樓至今歷經了無數地震之侵 襲,其中以2005年4月30日、2009年12月19日、2013年10月31日、以及2018年 2月6日等四次地震猶為顯著。由於該醫學中心距米崙斷層僅有兩公里,因此大部分地 震紀錄中,都可以觀察到近斷層效應之現象。本報告首先依據2009年及2018年現場勘 災及監測結果,驗證隔震系統功能之發揮;再輔以2009年地震下SRIM系統識別結果, 建立隔震結構之數值模型,並以其他地震監測資料,進一步驗證數值模型之精確性。最 後,以歷時分析之方式,發現即使輸入歷時採用相同的擬合反應譜,仍會因為原始歷時 具有近斷層效應之特性,導致隔震系統最大位移顯著的增加。以此強調,若工址位於近 斷層地震影響區域,於設計階段時,採用近斷層地震歷時之重要性。

關鍵詞:基礎隔震、近斷層效應、結構監測、建築物實際受震反應

一、前言

近斷層地震的速度歷時中,可以觀察 出瞬間且高速的脈衝波,同時於該歷時的 加速度反應譜上,亦可發現於中長週期範 圍內,有明顯高於一般地震及規範設計反 應譜之現象。此一現象對於結構自然振動 週期較高之建築,如高樓結構、以及隔震 結構等,皆會造成額外的負擔。本研究透 過實際受振反應之比較與數值模型之動力 歷時分析,探討隔震結構於近斷層地震作 用下,所面臨的難題與挑戰。

二、花蓮慈濟醫院隔震結構

花蓮慈濟醫學中心院區占地8公頃, 共分有協力樓、大愛樓、感恩樓以及合心 樓等四棟醫療建築,全區樓地板總面積約 為11萬7千餘平方公尺,為台灣東部首要 的醫療機構。其中,合心樓主要用途為急 診、外科手術以及一般和加護病房;結構 為地上十一層、地下一層之鋼骨鋼筋混凝 土建築,採用基礎隔震設計。隔震系統位 於地下一層下方,安裝有直徑不等之鉛心 橡膠支承及平面滑動支承,配合上部結構 載重分部進行配置,使隔震系統剛心與結 構中心重合,以降低平面扭轉反應。

花蓮慈濟醫院合心樓自 2005 年 2 月 竣工起,便於結構中裝設有 30 組的強震 儀,其中包含 26 組的加速度規與 4 組的 位移計;加速規分別安裝於特定樓層之中 央及角隅位置,每個位置上皆安裝有平面 雙向或是平面雙向加上垂直向之加速度規; 位移計則裝設於基礎與地下一樓樓板間 (隔震層),配合加速度規之位置,量測隔震 系統之位移。強震儀配置如圖 1 所示。

三、強震勘災結果

2009年12月19日於花蓮市地震站南 偏東方21.4km處,發生芮氏規模6.9、深 度43.8km之地震,造成花蓮市區5級之 震度。地震發生過後,經現場勘災結果顯

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

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國立台灣大學教授

示,合心樓隔震系統上方結構之外觀、內 部結構以及相關設施均無受損,惟結構外 側隔震間隙上之鋪面,有輕微受損之現象, 照片如圖2所示。



圖1 合心樓強震儀配置圖



圖 2 2009 地震後鋪面輕微受損

另一方面,2018年2月6日於花蓮縣 政府北偏東 18.3 km 之近海,發生芮氏規 模 6.0、深度 5.3 km 之地震,造成花蓮市 區震度高達7級。地震過後之勘災結果顯 示,隔震系統上方結構之外觀、內部結構 以及相關設施亦無受損,然隔震間隙之相 關舖面及連接設施(如:水管、電線管線等), 發生較2009年地震下,更為嚴重的損傷, 如圖3所示。另外,經由隔震系統實際檢 視結果發現,隔震元件皆無受損,惟位移 計因為雙向變位過大,導致量測端於較大 的地震衝擊波下,挪移出原先所接觸之量 測平台,接著在上部結構反向運動時,遭 到量測平台撞擊後損壞,如圖4所示。



圖 3 隔震間隙之鋪面與管線損壞



圖 4 隔震層位移計受損

四、結構加速度反應監測紀錄

若將 2018 年地震,各樓層長向加速度 監測結果整理繪製成圖 5,可以發現基礎 樓板量測到明顯的衝擊波,並且可以觀察 出,衝擊波經過隔震系統後,放大週期向 上方傳遞的現象。另一方面,觀察地下一 樓(隔震系統上方樓板)之加速度反應,角 鷹週期的波鋒處,皆有額外瞬間的峰值發 生,推測應為隔震系統錯動,隔震間隙上 非結構材(如鋪面等)撞擊破壞所導致。 若由圖 5 可以發現,額外的衝擊不會傳導 至當樓層中央以及樓上的加速度規,表示 此種現象不會影響到整體結構物的動力行 為。

除上述 2009 年及 2018 年所發生之地 震外,2005 年 4 月 30 日芮氏規模 5.6、深 度 8.5 km,以及 2013 年 10 月 13 日芮氏 規模 6.4、深度 15.0 km 等兩起地震,皆對 花蓮市造成了 5 級以上之震度。若以基礎 樓版作為該結構的輸入地震,將此四次地 震下基礎樓版中央處長向之加速度紀錄, 整理成正規劃至地表最大加速度為1g之 加速度反應譜,並與現行規範同樣正規劃 至有效尖峰加速度為1g之設計反應譜相 比(圖 6),可以發現除 2005 年之地震外, 其他三筆地震皆於中長週期範圍處,超過 規範反應譜值。



圖 5 2018 年地震下長向加速度反應



圖 6 正規化反應譜比較圖

將各地震下加速度規所量測到的最大 值,及其與輸入加速度最大值之比值整理 如表 1。比較表中 2005 與 2009 的結果, 發現雖然此兩筆地震之輸入加速度最大值 相似,但因為 2009 地震於中長週期有較高 反應譜值之關係,導致隔震效率較差。另 一方面,比較 2009、2013 及 2018 等三筆 地震,可以發現隔震層上方、四樓及五樓 樓版之加速度折減程度相似,猜測因為近 斷層地震特性之關係,於中長週期範圍會 有較大的結構反應,導致隔震效果不會因 為最大輸入加速度的增加而變好;然而, 就十一樓與基礎樓版之比值而言,仍然是 在大地震下有較好的隔震效果。

表1 地震加速度最大值比較結果

		-			
	樓層	2018	2013	2009	2005
	11F	209	92	102	79
	5F	182	54	64	56
加速度	4F	178	50	62	49
(gal)	B1F	181	52	71	38
	基礎	266	80	104	103
	11F / 基礎	79%	115%	98%	76%
加速度	5F / 基礎	68%	68%	62%	54%
比值	4F / 基礎	67%	63%	60%	48%
	B1F /基礎	68%	66%	69%	37%

五、隔震系統位移反應

如前所述,由於位移計之量測方式不 佳造成損壞,導致紀錄資料無法使用。因 此本研究採用數值模型進行動力分析之方 式,對於隔震位移進行推估。首先,依照 2009 年地震加速度量測資料,參考 SRIM 結構系統識別之結果,建立合心樓之數值 模型(圖 7),模型適當考慮部分外掛牆與隔 間牆所提供之勁度,使各樓層加速度量測 紀錄與分析結果相符,並且以其他三筆地 震歷時對結構模型進行驗證(圖 8)。



圖 7 合心樓數值分析模型



圖 8 以 2018 年地震驗證模型精確程度

由數值分析模型推估2018年地震下, 隔震系統之位移反應,結果如圖9所示。 由圖中可以得知,隔震系統長向與短向的 位移最大值分別為285 mm 與204 mm。若 參考實際勘災照片(圖9右側),此照片記 錄了隔震系統上部結構延伸鋪面,對於外 側花圃之推擠結果;由照片中可觀察出土 壞被退擠出的縫隙,在長向與短向上分別 約為300 mm 與220 mm,此值與模型分析 結果非常相近。反觀本隔震結構之設計值, 設計採用民國86年出版之耐震設計規範, 工址震區係數Z為0.33 g,設計隔震位移 為240 mm、隔震總位移為290 mm;相較 之下,於2018年地震下結構長向輸入加速 度最大值僅為0.27 g,卻在該方向上造成 285 mm 的隔震位移。由此顯示近斷層地 震的確會對於隔震系統造成額外的負擔, 此種現象在設計階段時不可不慎。



圖 9 2018 年地震下,隔震系統分析位移 與實際狀況之比較

另一方面,目前隔震結構的歷時分析 方法,實務上常採用反應譜擬合的方式製 作輸入地震歷時。本研究採用上述的兩筆 原始地震紀錄,進行反應譜擬合,使兩筆 輸入地震歷時,符合現行法規工址之設計 反應譜。原始地震紀錄採用 2005 年、不含 近斷層效應、基礎樓版中央長向之地震紀 錄,以及 2018 年、含近斷層效應、同樣加 速規量測的地震紀錄(圖 10)。



圖 10 兩筆輸入地震歷時反應譜擬合結果

歷時輸入至模型後,將得到的隔震系 統位移繪於圖 11 中。可以發現,即使將地 震歷時皆擬合至同樣的反應譜,近斷層的 特性仍然會使隔震系統多出約 64%的位移。



圖 11 隔震系統位移反應比較

六、結論

依據隔震結構於近斷層地震下的實際 量測紀錄,與相關的模擬分析可以發現, 雖然隔震系統可以有效降低上部結構加速 度反應,然卻會有額外的位移負擔。同時, 於結構設計階段,進行動力歷時分析時, 若該結構位於近斷層地震影響區域,即使 設計反應譜已進行過近斷層調整因子之放 大,所選取的原始地震歷時仍應該包含有 近斷層的特性,方能有保守且安全的隔震 設計。

參考文獻

- J. W. Baker, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.97, No.5, pp. 1486-1501, 2007.
- C. H. Zhai, Z. W. Chang, S. Li, Z. Q. Chen, and L. L. Xie, "Quantitative identification of near-fault pulse-like ground motions based on energy." Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.103, No.5, pp. 2591-2603, 2013.
- R. S. Jangid, and J. M. Kelly, "Base isolation for near-fault motions." Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.30, No.5, pp. 691-707, 2001.

儲槽近斷層效應試驗研究-試驗規劃

柴駿甫¹ 林凡茹² 徐瑋鴻³

摘要

在地震期間,大多數儲槽損壞模式為儲槽壁發生挫屈以及內部液體晃動引起的損傷。 特別是在長週期和長時間的強地動中,液體晃動造成的損傷會較為嚴重,這是因為儲水 的潑濺頻率較低,並且其週期接近近斷層強地動的脈衝週期。對於核電廠而言,液面潑 濺可能導致浮頂式儲槽之頂蓋下沉和坍塌,也可能引起油槽火災,甚至可能導致用過燃 料池的冷卻水損失。因此,近斷層地震動對儲槽潑濺模態的共振效應是值得關注的。

本文以一實驗來研究潑濺模態的共振效應,實驗的目的為估算在近斷層地震作用下 之潑濺高度以及濺出儲槽之水量,並且透過實驗瞭解共振效應與輸入速度脈衝之間的關 係。本文旨在詳細描述試驗規劃,包括:(1)儲槽試體與水深之設計和(2)輸入歷時的選擇 和處理,包括原始近斷層地震動、提取用於共振分析之速度脈衝或帶通信號,以及用於 自由振動的脈衝壓時。

關鍵詞:振動台試驗、儲槽試驗、近斷層地震、流固耦合

一、前言

在過去的地震經歷中,觀察到非預期 的流固耦合作用造成儲槽的損壞或儲槽內 部液體的流失。在工廠中,部分儲槽頂蓋 或其壁體頂部之損壞是由流體潑濺行為引 起的 [1]。而在核電廠中,用過燃料池中之 冷卻水濺出池外可能導致放射性物質外洩 [2]。

根據 Haroun-Housner 模型 [3],柔性 儲槽在地震過程中的流固耦合響應包括三 種主要模態:潑濺模態(也稱為對流模態)、 衝擊模態和剛性模態。為了評估對流模態 引起的耐震需求,規範 ACI 350.3-06 [4]給 訂了評估圓形儲槽中水之對流模態頻率之 計算公式,如下所示:

$$T_c = (\frac{2\pi}{\lambda})\sqrt{D} \tag{1}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \tag{2}$$

其中,Tc為對流模態之自然週期,D為圓 形儲槽內徑,HL為儲槽設計水深。ACI 350.3-06 和 GIP-3A [5]提供了估算潑濺高 度 hs 之計算公式,分別如下:

$$h_s = IR(\frac{s_a}{a}) \tag{3}$$

$$h_s = 0.837R(\frac{s_a}{a}) \tag{4}$$

其中,I為重要因素、R為圓形儲槽內半徑, Sa 為 0.5%阻尼比水平設計之地表或樓板 譜加速度。

對於核電廠的戶外大型鋼筋混凝土儲 槽而言,其衝擊模態頻率通常高於20Hz, 高於一般強地動的頻率成分。另一方面, 這種儲槽頂部的地震響應主要受到低頻潑 濺模態控制,可能與近斷層地震之低頻速 度脈衝產生共振。圖一為台灣核電廠之戶 外冷凝水儲存槽(Condensate Storage Tank, CST)。

圖二為在相同的零週期加速度(0.67g) 的條件下,對流模態頻率對應之 1999 年 Chi-Chi 近斷層地震動 5%阻尼比譜加速度 值高於 NUREG/CR-0098 設計反應譜之譜 加速度 [6]。根據 Baker 的研究 [7],一般 近斷層地震動之速度脈衝週期在 0.4 到

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專案助理研究員

12.9 秒之間(0.078~2.5 Hz),這意味著對流 模態可能與近斷層地震產生共振。

本研究旨在研究對流模態的動態行為, 重點為討論近斷層地震動引起的共振現象。 為了檢驗規範提供之評估公式的合理性, 進行了一系列振動台試驗,以討論可能影 響對流模態週期 Tc和潑濺高度hs的參數。 本文詳細介紹了試驗規劃,包括:儲槽試 體與水深之設計,以及輸入歷時的選擇和 處理的方式。



圖一 核電廠之冷凝水儲存槽



圖二 地震動反應譜

二、儲槽試體設計

為了研究垂直儲槽中液體潑濺行為, 執行了圓形縮尺儲槽之振動台試驗。在設 計儲槽試體之前,需先瞭解圓形儲槽中液 體之對流模態頻率。依據式(1)和(2),可知 對流模態頻率與水深內半徑比(H/R)之間 的關係,如圖三所示,由圖中可知隨著H/R 比值增加,對流模態頻率亦增加,且會趨 近於一定值。

在研究中,由於振動台尺寸的限制, 設計一縮尺儲槽試體,儲槽內最小水深必 須保持在一定水位以上,以避免儲槽晃動 時底部曝露。因此,對於小尺寸儲槽且水 位有最小深度的限制下,其對流模態頻率 會略高於戶外儲槽之對流模態頻率。為了 研究不同水深的潑濺行為,本實驗設計了

兩組內徑為 0.6m 之圓形儲槽試體,一組 用於 H/R=1 的條件,另一組用於 H/R=2 的 條件,而每組試體包含一個高儲槽和一個 低儲槽,對於同一組試體之兩個儲槽,其 具有相同水位,且同時受到相同之輸入歷 時。透過設計同一組試體的兩個儲槽高度, 可使高儲槽內的水不會潑濺出儲槽,而低 儲槽內的水會潑濺出儲槽。因此,在實驗 中,對於同一水深和輸入歷時的試驗,可 以從高儲槽中量測水之潑濺高度,而可從 低儲槽中量測水之潑濺流失量,藉此得到 潑濺高度和潑濺流失量之關係。考慮上述 因素,並依照圖四之設計流程,本實驗設 計之對流模態頻率維持 1.25Hz 以下。表一 列出了儲槽之內部尺寸、水深和對應之對 流模態頻率。透過模態分析,儲槽試體之 頻率列於表二,從中可知儲槽試體頻率遠 高於水之對流模態頻率。最終,儲槽試體 由ASTM-A36 鋼材製作而成,每一組試體 包含外面的接水槽,用以防止水潑濺到振 動台上。圖五為一設計儲槽模型,而圖六 為儲槽固定於振動台上之情形。



圖三 對流模態頻率與 H/R 之關係



圖四 儲槽設計流程



圖五 設計儲槽模型



圖六 儲槽固定於振動台上

表一 儲槽試體之尺寸和對流模態頻率

	Circular tanks							
Set	Inside radius (m)	Tank heights (m)	Water levels (m)	$H_L\!/R$	Sloshing frequencies (Hz			
1	0.3	0.5	0.3	1	1.2037			
1	0.3	1	0.3	1	1.2037			
2	0.3	0.7	0.6	2	1.2337			
2	0.3	1.2	0.6	2	1.2337			



	Circular tanks							
Set	Tank heights (m)	Thickness (m)	Frequencies of 1st mode(Hz)					
1	0.5	0.0103	364.96					
1	1	0.0103	181.28					
2	0.7	0.0103	272.16					
2	1.2	0.0103	141.16					

三、輸入歷時

為了研究儲槽內水之基本動力特性和 耐震行為,以下介紹本實驗之測試類型和 各自的輸入歷時設計,如下所示(圖七):

- (1)系統識別測試:如圖七和圖八所示,本 研究採用正弦掃頻(sine-sweep)和脈衝 (impulse)測試。正弦掃頻的目的是獲得 更明顯的水面模態振形與頻率。圖九顯 示在 0.3 至 2Hz 範圍內的脈衝壓時的 譜加速度值約為 0.14g。
- (2) 近斷層地震動測試:參考 Baker [7]提出的定義,首先從 PEER NGA West 數據庫 [8]的 3551 筆地震記錄中挑選出 91 筆具有脈衝特性的近斷層地震。透過小波分析,數據庫提供每筆地震動垂直斷層分量(fault-normal, FN)之速度脈衝週

期 (T_p) ,以及譜速度峰值週期 (T_{sv}) ,如 表三和圖十所示。為了觀察 T_p 和 T_{sv} 對 潑濺高度的影響,從91筆紀錄中挑選 出5個地震事件中的8筆紀錄進行實 驗,挑選依據為比對 T_p 和 T_{sv} 值與30 公分和60公分水深預測之對流模態頻 率(1.2Hz)。依據式(3)和(4),潑濺高度 由對流模態頻率對應之譜加速度決定, 為了觀察可能影響潑濺高度的其他參 數,除非受到振動台限制,每個FN分 量在頻率為1.2Hz之譜加速度縮放至 1.0g,每筆輸入地震之FN分量、平行 斷層向分量(fault-parallel, FP)和垂直向 分量則保持原始比例。表四列出8筆輸 入地震之峰值。

- (3) 速度脈衝和其殘餘地震動測試:為了瞭 解在共振或非共振頻率下速度脈衝對 潑濺高度的影響,並與原始近斷層地震 動測試結果進行比較,以 Baker 提供之 Matlab 程式從 RSN451 和 RSN1550 中 萃取出速度脈衝和殘餘地震動。藉由比 較原始近斷層地震動、速度脈衝和殘餘 地震動之潑濺高度測試結果,可瞭解長 週期脈衝對於潑濺行為的貢獻。
- (4)帶通(band-pass)和其殘餘地震動測試:除了速度時間歷時的小波分析而得速度脈衝和殘餘地震動,本文在 0.730 Hz至 1.324Hz 的頻率範圍內對於 RSN 1550 加速度求取帶通與殘餘歷時。根據等式(3)和(4),由於帶通地震動的譜加速度值與原始地震動幾乎相同,因此可以預測其激發出的共振反應與原始



圖七 輸入歷時之分類



圖十 正規化近斷層地振動(A) 垂直 斷層向;(B)平行斷層向;(C)垂直向

表三 地震基本資料

RSN	Event	Station	T _P (sec)	T _{Sv} (sec)
1051	Northridge-01	Pacoima Dam (upper left)	0.896	0.733
1529	Chi-Chi, Taiwan	TCU102	9.723	2.543
568	San Salvador	Geotech Investig Center	0.861	0.647
1503	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	5.740	4.453
1050	Northridge-01	Pacoima Dam (downstr)	0.504	0.445
1550	Chi-Chi, Taiwan	TCU136	10.326	0.940
828	Cape Mendocino	Petrolia	2.996	0.733
451	Morgan Hill	Coyote Lake Dam (SW Abut)	0.952	0.688

表四 輸入地震各軸向峰值

	<i>v</i> -		1.14	_			•	1 1	
		PG/	A (g)	1	PGV (m	/s)		PGD (n	n)
RSN	FN	FP	Vert.	FN	FP	Vert.	FN	FP	Vert.
1051	0.494	0.526	0.441	0.384	0.174	0.179	0.082	0.025	0.041
1529	0.305	0.181	0.129	0.824	0.808	0.498	1.726	1.203	0.400
568	0.613	0.265	0.293	0.451	0.379	0.088	0.073	0.109	0.016
1503	0.362	0.242	0.118	0.615	0.362	0.308	0.879	0.566	0.310
1050	0.843	0.414	0.322	0.845	0.327	0.242	0.107	0.049	0.023
1550	0.285	0.277	0.096	0.684	0.946	0.270	1.877	1.562	0.400
828	0.288	0.295	0.077	0.383	0.283	0.096	0.119	0.122	0.094
451	0.455	0.604	0.216	0.348	0.392	0.087	0.057	0.078	0.013

四、結論

本實驗的目的為估算在近斷層地震下 潑濺高度和潑濺出水量。本文說明了儲槽 試體與水深之設計,以及輸入歷時的選擇 和處理方式,包括原始近斷層地震動,提 取速度脈衝、帶通及殘餘歷時,以及自由 振動的脈衝歷時。最後,設計了兩套內徑 為0.6 公尺的圓形儲槽,研究不同水位的 潑濺行為(H/R=1和H/R=2)。並且挑選出 8 個近斷層地震動以研究共振響應和輸入速 度脈衝之間的關係。本文的初步測試結果 可以參考另一篇論文的內容,其標題為「儲 槽近斷層效應試驗研究-試驗結果」。

參考文獻

- 1. The Seismic Qualification Utility Group (SQUG), "Seismic evaluation training course", Rev. 4.2, 2008.
- 2. Tokyo Electric Power Company (TEPCO), "Impact of the Niigata Chuestu-oki Earthquake on the TEPCO Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Station and Countermeasures", 2007.
- Haroun, M.A. & Housner, G.W., "Seismic design of liquid-storage tanks", Journal of the Technical Councils of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. TCI, pp. 191-207, 1981.
- 4. ACI Committee 350.3-06, "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010.
- GIP, Rev. 3A., "Generic Implementation Procedure for Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment", SQUG, 2001.
- Newmark N. M. & Hall W. J., "Development of Criteria for Seismic Review of Selected Nuclear Power Plants", Technical Report NUREG/CR-0098, U.S. NRC, 1978.
- Jack W. Baker, "Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, No. 5, pp. 1486–1501, 2007.
- 8. PEER Center, University of California, PEER NGA West database, https://ngawest2.berkeley.edu/

醫院消防撒水系統耐震性能評估方法研究

蔡詠安1 張國鎮2 柴駿甫3 林凡茹4

摘要

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。本研究以案例醫院為例,探討管線受到 不同地震類別,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,比較近域與遠域地震對管線系統影響的差異。

關鍵詞:非結構系統耐震性能評估、消防管線系統、易損性分析、 近域地震

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,消防撒水系統需要以性能設計法進 行耐震評估,若耐震容量不足則必須進行 補強。

為了評估國內醫院建築之消防撒水系統是否具備足夠耐震能力,本研究修正葉 昶辰[1]提出之消防撒水系統耐震詳細評 估(方法 A)。以案例醫院為例,針對消防管 線系統耐震性能表現建立易損性曲線,探 討不同地震歷時之結果與適用性。研究內 容簡述如下:

 消防管線性能設計方法:本研究參考 FEMA P58[3]性能設計概念,考量案例 醫院結構在沒有發生倒塌,且可修復的 前提下,進而探討結構物附屬之非結構 系統(消防管線等設備物)易損性。

- 樓版歷時之類別:本研究樓板歷時分為 兩類,一為利用數值軟體 MIDAS 建立 之案例醫院結構數值模型而得非線性 結構反應,其又分為遠域地震與近域地 震之樓板反應;二為利用 AC156 規範 建議之需求反應譜擬合樓版歷時。比較 兩者樓板歷時之差異。
- 3. 案例醫院消防管線系統詳細分析:利用 數值軟體 SAP2000 建立案例醫院頂樓 處之消防撒水系統,並模擬管線與天花 板或隔間牆之間、螺紋接頭以及吊桿之 非線性行為,透過增量動力分析而得樓 層消防管線系統易損性(方法 A),並比 較各樓版歷時對各性能點之影響。

二、既有消防管線系統之易損性分析

原始地震歷時處理

本研究之案例醫院及醫院消防管線系統易損性分析中用之歷時,參考規範 FEMA P695 中對於原始地震歷時之修正 建議,建立管線易損性分析之原始地震歷 時處理,圖1錯誤!找不到參照來源。為

¹ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

² 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副研究員

FEMA P695 建議之流程圖。為了比較遠域 地震與近域地震對低樓層結構的影響,首 先分別選取遠域及近域地震。為考量不同 地震內涵之變異性,遠域地震挑選方式為, 選取研究目標建築物周邊之地震歷時,本 研究目標建物周邊即為雲林縣斗六市周邊, 以及參考 FEMA P695 所建議之遠域地震, 選取之地震歷時規模建議大於 6.5,以確保 易損性分析中能達到一定破壞規模使得非 結構物達破壞。近域地震之挑選方式如同 遠域地震之方式。

分別選取遠域與近域地震後,接著進 行 PGV(Peak Ground Velocity)正規化,此 正規化步驟是為了消除各筆地震歷時震源、 斷層以及震源土讓特性之不確定因素,但 仍可保有各筆地震間之地震內涵變異性。



圖 1 消防撒水系統管線耐震性能評估研 究之流程圖



圖 2 建議之地震歷時處理步驟

消防管線易損性分析輸入波

本研究將前一節所介紹之兩系列地震 歷時輸入至結構中,結構物之數值模型延 續葉昶辰之結構模型[1],可得到每一樓層 之樓板加速度反應,作為消防管線系統之 輸入波。倘若工程師無法獲得設備物所在 之結構相關資訊,則可以直接以AC156[4] 人造地震歷時,作為消防管線系統之輸入 波,以進行易損性分析。AC156 測試波之 目的,為將各歷時與需求反應譜(RRS)擬 合,需求反應譜示意圖如圖 3。為了進行 增量動力分析,需將地震力放大縮小至各 個強度,而在本案例中,結構週期與管線 週期十分接近,恰巧對應至 AC156 需求反 應譜之平台段,故可假設 $S_a(T_{pipe})$ 等於 $S_a(T_i)$,即為 S_{DS} 。



圖 3 正規化需求反應譜示意圖

原始消防管線數值模型

本研究使用 SAP2000v20.0.0 軟體建 立數值模型,醫院管線系統配置,如圖 4。 為了使分析結果更為準確,本研究於每支 螺紋吊桿與樓板間加設非線性彈簧,模擬 其受力後吊桿降伏或膨脹錨栓之行為;於 每間病房 1"支管通過隔間牆處加設 Gap link 模擬管線撞擊隔間牆後之行為;撒水 頭與天花板之間之模擬,由於天花板材勁 度極小,故可視為撒水頭為自由端,無束 制。



圖 4 案例醫院六樓消防管線系統配置圖

管線系統性能點介紹

為探討管線元件之易損性結果,由損 壞輕微至嚴重分別定義三性能點。第一個 性能點為天花板粉塵掉落,其會影響病房 內部使用,損壞狀態定義為材料測試之破 壞位移加上撒水頭與天花板之間隙值 1.66 公分。第二性能點為撒水接頭彎矩容量不 足造成漏水災情。由一吋接頭反覆載重試 驗以及振動台實驗中皆有觀察到螺紋接頭 脫落,造成洩水現象。而振動台試驗中之 應變計並未安裝於螺紋接頭處,因此無法 從實驗量測之彎矩值當作判斷損壞依據。 透過實驗驗證後之可靠數值模型,輸出螺 紋接頭處之彎矩歷時,發現超過彎矩最大 值之時間後,實驗量測之應變記才達到破 壞峰值,便以數值模型一吋螺紋接頭處之 最大彎矩值 2.02kN-m 作為損壞判斷依據。 第三個性能點為支撐消防管線系統之吊桿 損壞,損壞狀態定義為以下兩種狀態,第 一種為吊桿靠近樓板連接處在強震下因受 極大彎矩而材料進入塑性階段,直到全斷 面降伏則吊桿失去承重能力,此種情況分 為三種受力準則,包含:吊桿受力超過吊桿 極限拉力、吊桿受力超過吊桿極限剪力及 吊桿受力超過全斷面降伏彎矩並同時軸拉 力超過吊桿降伏拉力,只要任一發生即判 定吊桿失去承重能力;第二種為連接吊桿 與樓板之膨脹錨栓受強震後因受力超過極 限強度而破壞,此種情況又分為三種受力 準則,包含:膨脹錨栓受力超過其極限拉力、 膨脹錨栓受力超過其極限剪力及膨脹錨栓 拉剪互制檢核大於 1,只要任一發生即判 定膨脹錨栓破壞,吊桿崩落。

消防管線系統易損性分析結果比較

比較可分為遠域原始歷時與近域原始 歷時的結果探討,以及遠域原始歷時與 AC156 擬合之樓板歷時的結果探討,結果 如下:

(1) 近域與遠域元史歷時易損性曲線比較

使用 PGA 作為工程需求指標,可表達 消防管線於某一地震之最大地表加速度時 之破壞機率。三性能點之易損性曲線如圖 5(a)至(c),由圖可知,遠域與近域之天花 板與螺紋接頭易損性曲線相差甚小,而吊 桿在破壞準則判定下,即使是強震下亦無 病房管線系統崩塌之情形,然而強度在 1g 以上即達到結構不可修復之標準,也就是 層間變位角大於 1%,而結構不可修復可 判定病房為崩塌,故吊桿之易損性曲線 結構不可修復易損性曲線所控制,如圖 5(c),結果顯示,近域對吊桿比遠域有更大 的破壞機率。

(2) 原始歷時與 AC156 樓版歷時易損性曲 線比較

以PGA 作為工程需求指標,可表達消防管線於某一地震之最大地表加速度時之破壞機率。三性能點之易損性曲線如圖 6(a) 至(c),由圖可知,天花板與螺紋接頭之易 損性曲線差異較小,吊桿之易損性曲線, 原始歷時較 AC156 之曲線偏右,較為保守, 其可能原因為,兩者吊桿皆沒有超過其吊 桿之性能點準則,故須以結構不可修復之 條件判定病房吊桿崩塌,而 AC156 的判定 準則為當強度大於 1.08g 時,則結構為不 可修復,然而實際結構在 1.08g 時並不是 所有在這個強度下的地震皆會使結構達到 不可修復之層間變位角,故此為 AC156 較 為保守之原因。

三、 結論與建議

由三種性能點之易損性曲線可發現, 近域較遠域造成之管線破壞機率更高。而 原始地震歷時與 AC156 的比較結果各性 能點有所不同,天花板與撒水頭之間之易 損性曲線幾乎相同,皆為保守,是之後補 強的重點;螺紋接頭之易損性曲線中,為 原始地震較 AC156 為保守;吊桿之易損性 曲線則是 AC156 較原始地震為保守。

參考文獻

- 葉昶辰,醫院消防撒水系統耐震評估與 易損性簡化分析方法研究,2016。
- 2. NFPA13 Installation of Sprinkler Systems, 2010.
- 3. FEMA P58 Seismic Performance

Assessment of Buildings- Methodology 2012.

- 4. Acceptance Criteria For Seismic Certification By Shake-Table Testing of Nonstructural Components AC156. 2010.
- 柴駿甫、黃震興,醫院耐震評估補強準 則之研擬。



圖 5 EDP 為 PGA 之遠域與近域易損性曲線比較(a)天花板粉塵掉落; (b)螺紋接頭漏水; (c)管線崩塌



圖 6 EDP 為 PGA 之原始與 AC156 易損性曲線比較(a)天花板粉塵掉落; (b)螺紋接頭 漏水; (c)管線崩塌

醫院消防撒水系統耐震性能補強評估方法研究

蔡詠安1 張國鎮2 柴駿甫3 林凡茹4

摘要

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。本研究以案例醫院為例,探討管線之補 強配置效益,檢核管線系統補強前與補強後,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,據以提出適合應用之 補強方案。研究內容為根據 NFPA13 之建議,提出四種補強方案,進行案例醫院消防撒 水管線系統之增量動力詳細分析,進而比較不同配置之性能表現。

關鍵詞:非結構系統耐震性能評估、消防管線系統、易損性分析、補強

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,消防撒水系統需要以性能設計法進 行耐震評估,若耐震容量不足則必須進行 補強。

為了評估國內醫院建築之消防撒水系 統是否具備足夠耐震能力,本研究修正葉 昶辰[1]提出之消防撒水系統耐震詳細評 估,參考 NFPA13[2]補強之建議,提出四 種補強方案,比較補強前後之易損性曲線 差異。以案例醫院為例,針對消防管線系 統耐震性能表現建立易損性曲線,並比較 管線系統補強前與補強後之差異。圖 1 為 本研究之流程圖,研究內容簡述如下:

1 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

3 國家地震工程研究中心研究員

- 消防管線性能設計方法:本研究參考 FEMA P58[3]性能設計概念,考量案例 醫院結構在沒有發生倒塌,且可修復的 前提下,進而探討結構物附屬之非結構 系統(消防管線等設備物)易損性。
- 樓版歷時之類別:本研究樓板歷時利用 AC156 規範建議之需求反應譜擬合樓 版歷時。
- 3. 案例醫院消防管線系統詳細分析:利用 數值軟體 SAP2000 建立案例醫院頂樓 處之消防撒水系統,本研究之案例醫院 模型共有四種,分別為原始配置、補強 之四種方案配置,並模擬管線與天花板 或隔間牆之間、螺紋接頭以及吊桿之非 線性行為,透過增量動力分析而得樓層 消防管線系統易損性,並比較各樓版歷 時對各性能點之影響。

² 國立台灣大學土木工程學系教授

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員



圖 1 消防撒水系統管線耐震性能評估研 究之流程圖

二、消防管線系統之補強設計易損 性分析

消防管線系統之詳細評估耐震易損性分析

本研究使用案例醫院台大雲林分院之 消防撒水系統數值模型,以SAP2000數值 軟體進行非線性動力歷時分析,詳細評估 方法為增量動力分析法(IDA),首先建立原 始模型(未補強),其後於原始模型中加入 四種補強方案,並以數值分析結果探討補 強前後及不同補強方案之效益。以下介紹 補強前後之數值模型及易損性分析之結果 比較。

樓版歷時輸入波

若工程師無法得到建築物之資訊,或 是為符合分析成本,需省略分析建築物各 層樓之樓板反應,則可使用 AC156[4]建議 之需求反應譜擬合樓版歷時,AC156 測試 波之目的,為將各歷時與需求反應譜(RRS Required Response Spectrum)擬合,需求反 應譜示意圖如圖 2。為了進行增量動力分 析,需將地震力放大縮小至各個強度,而 在本案例中,結構週期與管線週期十分接 近,恰巧對應至 AC156 需求反應普之平台 段,故可假設 $S_a(T_{pipe})$ 等於 $S_a(T_1)$,即為 S_{DS} 。



圖 2 正規化需求反應譜示意圖

原始消防管線數值模型

本研究使用 SAP2000v15.0.0 軟體建 立數值模型,醫院管線系統配置,如圖 3。 為了使分析結果更為準確,本研究於每支 螺紋吊桿與樓板間加設非線性彈簧,模擬 其受力後吊桿降伏或膨脹錨栓之行為;於 每間病房 1"支管通過隔間牆處加設 Gap link 模擬管線撞擊隔間牆後之行為;撒水 頭與天花板之間之模擬,由於天花板材勁 度極小,故可視為撒水頭為自由端,無束 制。



圖 3 案例醫院六樓消防管線系統配置圖

補強之消防管線數值模型

本研究之補強設計分為四個方案,首 先為耐震斜撐安裝在主管,其目的為抑制 主管位移,主管斜撐位置則根據醫院耐震 評估補強準則之研擬[5],計算影響區域與 分配載重,然而研究發現使用 NFPA13 之 建議,此方案並未能有效抑制撒水頭之位 移。故本研究另增設兩方案,根據 NFPA13 建議,第二方案為在支管再加設吊架,第 三方案為除了以上耐震補強設施外再於撒 水頭增設四條鋼線。

表 1 各方案之補強裝置 (V 表示加裝)

	主管加裝	支管加裝	撒水頭加
	斜撐	吊架	裝鋼線
方案一	V		
方案二	V	V	
方案三	V	V	V
方案四	V		V

管線系統性能點介紹

為探討管線元件之易損性結果,由損 壞輕微至嚴重分別定義三性能點。第一個 性能點為天花板粉塵掉落,其會影響病房 內部使用,損壞狀態定義為材料測試之破 壞位移加上撒水頭與天花板之間隙值 1.66 公分。第二性能點為撒水接頭彎矩容量不 足造成漏水災情。由一吋接頭反覆載重試 驗以及振動台實驗中皆有觀察到螺紋接頭 脫落,造成洩水現象。而振動台試驗中之 應變計並未安裝於螺紋接頭處,因此無法 從實驗量測之彎矩值當作判斷損壞依據。 透過實驗驗證後之可靠數值模型,輸出螺 紋接頭處之彎矩歷時,發現超過彎矩最大 值之時間後,實驗量測之應變記才達到破 壞峰值,便以數值模型一吋螺紋接頭處之 最大彎矩值 2.02kN-m 作為損壞判斷依據。 第三個性能點為支撐消防管線系統之吊桿 損壞,損壞狀態定義為以下兩種狀態,第 一種為吊桿靠近樓板連接處在強震下因受 極大彎矩而材料進入塑性階段,直到全斷 面降伏則吊桿失去承重能力,此種情況分 為三種受力準則,包含:吊桿受力超過吊桿 極限拉力、吊桿受力超過吊桿極限剪力及 吊桿受力超過全斷面降伏彎矩並同時軸拉 力超過吊桿降伏拉力,只要任一發生即判 定吊桿失去承重能力;第二種為連接吊桿 與樓板之膨脹錨栓受強震後因受力超過極 限強度而破壞,此種情況又分為三種受力 準則,包含:膨脹錨栓受力超過其極限拉力、 膨脹錨栓受力超過其極限剪力及膨脹錨栓 拉剪互制檢核大於 1,只要任一發生即判 定膨脹錨栓破壞,吊桿崩落。

<u>補強前後之消防管線系統易損性分析結</u> <u>果比較</u>

以 EDP= $S_a(T_1)$,由圖 4(a)可知,僅加 裝主管斜撐之補強配置對於撒水頭之位移 的减少並無太大效益,然而隨著補強裝置 增多,加入之管吊架與撒水頭鋼線後,天 花板之破壞機率有明顯的下降,方案四與 方案三較為接近,由此可見,降低撒水頭 位移主要貢獻來自於撒水頭鋼線的加裝。 補強方案三於 1.08g 譜加速度中位數地震 組別下, 撒水頭位移仍然沒有超過性能點 之容許值 1.66cm, 然而此處由 AC156 定 義之結構不可修復所控制,故 1.08g 下天 花板判定為已全數破壞。由圖 4(b)可得知, 加裝主管斜撐後,螺紋接頭破壞機率相較 於原始配置有明顯下降,而方案一、二、 三與四之易損性完全重疊,表示主管斜撐 為是使螺紋接頭彎矩降低的主要原因,而 1.08g 譜加速度中位數地震組別下,補強後 之螺紋接頭分析結果皆無超過容許值,故 此處為結構不可修復所控制,判定螺紋接 頭達損壞狀態。由圖 4(c)可知,五條易損 性曲線在不同 EDP 下幾乎完全重疊,其原 因為在原始配置中,吊桿之需求皆無超過 六個吊桿之破壞準則,故其易損性曲線由 構達不可修復強度控制,而在加入補強裝 置後,其吊桿更不容易達破壞準則,故不 同補強裝置對吊桿之易損性曲線無實質影 蠁。

消防管線系統之簡化評估耐震易損性分析

由於詳細數值分析十分耗時,且需要 之資訊較多,一般工程師可能未能取得管 線之設計圖,或無足夠金費做完整之數值 分析,故本方法期望工程師不需透過數值 分析,即能預測管線元件是否耐震。首先 工程師須做現地調查,得到主管與支管之 長度、尺寸,以及吊桿數量,以利初估整 體管線頻率,再以初估頻率得其對應之 AC156 譜位移,AC156 譜位移與主管反應 之關係可根據本研究詳細評估數值模型分 析之結果得迴歸統計公式,此回歸公式即 可得評估主管最大位移,再利用靜力方式, 推估病房子系統處管線元件破壞情形。



圖 4 EDP 為 $S_a(T_1)$ 之原始與補強後易損性曲線比較(a)天花板;(b)螺紋接頭(c)吊桿



圖 5 EDP 為 $S_a(T_1)$ 之 Method A 與 C 易損性曲線比較(a)天花板;(b)螺紋接頭(c)吊桿

圖 5(a)為詳細評估法與簡易評估法之 天花板易損性曲線之比較,由圖可知,於 小震下,簡易評估法之破壞機率較詳細評 估法高;圖 5(b)詳細評估法與簡易評估法 之螺紋接頭易損性曲線之比較,由圖可知, 小於 2g 之強度下,以簡易評估法會有較 的破壞機率;而圖 5(c)為詳細評估法會有較 的破壞機率;而圖 5(c)為詳細評估法與簡 易評估法之天吊桿易損性曲線之比較,比 較兩者,可觀察到小於 2.3g 強度下,以簡 易評估法會有較大的破壞機率。由以上結 果可說明, 箇易評估法較為保守,此結果 符合預期,因簡易評估法較為保守,此結果 符合法,然而亦增加了不確定性,故此方 法必須較詳細分析法更為保守,如此才能 提供工程師做使用。

三、結論與建議

由四種補強方案易損性結果可得知, 同時加裝主管斜撐、支管吊架與撒水頭鋼線(方案三)可達到最好的耐震性能,然而 僅加裝主管斜撐與撒水頭鋼線(方案四)之 天花板耐震性能僅略低於方案三,故若考 慮經濟效益,方案四使用兩種補強元件, 即可有效的減少撒水頭位移,實為經濟。

参考文獻

- 1. 葉昶辰,醫院消防撒水系統耐震評估與 易損性簡化分析方法研究.2016
- 2. NFPA13 Installation of Sprinkler Systems, 2010.
- 3. FEMA P58 Seismic Performance Assessment of Buildings- Methodology 2012.
- 4. Acceptance Criteria For Seismic Certification By Shake-Table Testing of Nonstructural Components AC156. 2010.
- 柴駿甫、黃震興,醫院耐震評估補強準 則之研擬. 2013.
儲槽近斷層效應試驗研究-試驗結果

簡子婕¹ 林震宇² 賴姿好² 柴駿甫³ 林凡茹⁴

摘要

本篇報告根據「儲槽近斷層效應試驗研究-試驗規劃」之振動台試驗數據結果,檢核 近斷層地震動下,GIP、ACI 350-06、SPID 等規範於不同液體深度(H/R)下之對流與衝擊 模態、阻尼比、潑濺高度及潑出水量之評估方法準確性與保守性。本文主要內容描述量 測儀器配置及實驗程序,將分析結果與規範進行比較,未來將進一步研究近斷層地震動 特徵對潑濺行為和潑出水量的影響,並建立通過驗證之有限元素模型,預測較大尺寸或 大地震下液體潑濺效應。

關鍵詞:儲槽、近斷層地震動、衝擊模態、阻尼比、潑濺高度

一、前言

近年來,長週期速度脈衝被認為是近 斷層地震動特徵之一,因其包含共振效應, 故具有較低頻之震動模態反應被放大。通 常儲槽內部之液體對流頻率較低,且週期 類似近斷層地震動之對流模態,與遠域地 震動相比,近斷層地震動較易放大液體潑 濺高度。因此近斷層地震動對儲槽內液體 衝擊模態之共振效應將值得被關注。

振動台儲槽試驗目的為估測近斷層地 震動下之潑濺高度及潑出水量,並且確定 共振反應與輸入速度脈衝間的關係。本文 主要描述量測儀器配置及試驗程序,最後 說明初步分析結果與規範設定值進行比較, 而儲槽試體設計與水深設計及輸入波選擇 與處理,將於文獻[1]中進行說明。

耐震評估中,大型流體儲槽需考慮流 體-結構互制,在過去地震經驗中,由於意 外或極端的流體-結構互制行為,觀察到儲 槽損壞或液體流失。根據 Haroun-Housner 模型[2],柔性儲槽在地震過程中,流體結 構反應包含三種主要模態:對流模態、衝 擊模態及剛性模態。對流模態為水面每一 側的垂直震盪,相對頻率較低;衝擊模態 為流體與周圍槽壁同時運動,具有較高頻 率,但主要取決於槽壁的勁度;剛性模態 表示儲槽內底部水於水平輸入波下,與槽 體底座之剛性位移。為了評估對流模態引 起的耐震需求,ACI 350.3-06[3]給定了評 估圓形儲槽對流頻率,計算公式如下:

$$T_c = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)\sqrt{D} \tag{1}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \tag{2}$$

其中,Tc為對流模態之自然週期,D 為圓形槽內徑,HL為儲槽設計水深。ACI 350.3-06 和 GIP-3A[4]中規定潑濺高度 hs 的公式如下:

$$h_s = IR(\frac{s_a}{g}) \tag{3}$$

$$h_s = 0.837R(\frac{s_a}{a}) \tag{4}$$

其中,I為重要因子,R為圓形槽內半徑,Sa為0.5%阻尼比水平設計之地表或 樓板譜加速度。可看出在ACI 350.3-06中 評估潑濺高度較為保守。此外,SPID[5]中 預測理論潑濺高度建議增加20%,以解釋 於大地震中觀察到更高的潑濺高度及潑出

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助理研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

水量之非線性效應。

二、試驗配置

儲槽試驗分為地震波及衝擊試驗,其 量測儀器配置如圖一所示,包含加速規、 位移計及照相機(Gopro)。加速規採用三軸 向加速規,一組放置於儲槽底部轉接鋼板 表面,量測儲槽底部輸入波反應,兩組放 置於高儲槽頂部槽壁外側,如圖一中正方 形所在位置,分别量測儲槽 X 側及 Y 側加 速度反應及計算儲槽自然頻率,最後利用 此數據確認儲槽數值模型之準確度。位移 計採用磁環式位移計,將量測桿子及接頭 利用 L 型鋼板固定於儲槽四周, 如圖一中 圓形處,磁環部分採用兩種型式,一種為 磁環背部黏貼可浮於水面的珍珠板,另一 為磁性浮球,均可量測水面晃動高度變化。 Gopro 放置於儲槽頂部,利用本身夾具夾 至儲槽壁上,拍攝試驗中槽內水晃動情況, 並於儲槽槽壁內測黏貼尺規, 紀錄水位高 度。試驗中儀器安裝情況如圖二所示。



圖一 儀器配置



圖二 試驗儀器安裝情況

地震波測試分為八組不同性質之測試 波,並分別量測單軸向(X 向及 Y 向)、雙 軸向(XY 向)與三軸向(XYZ 向),再依地震 力大小由小震波(20%)至大震波(100%)進 行。其中 RSN451 及 RSN1550 額外進行 VP、RVP、BP、RBP 測試,主要探討速度 脈衝及近斷層地震動對儲槽內水模態及潑 濺高度之反應。速度脈衝試驗主要測試四 種不同測試方向(包含Y/Z/YZ/Y-Z向)及不 同水位高度時所反應出之頻率與阻尼比變 化,其測試流程如表一至表三所示。

測試名稱 测試方向 放大倍率 RSN1051 X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75%/100% **RSN1529** X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75% 20%/50%/75%/100% **RSN568** X/Y/XY/XYZ **RSN1503** X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75%/100% RSN1050 X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75%/100% **RSN1550** X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75% RSN828 X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75%/100% RSN451 X/Y/XY/XYZ 20%/50%/75%/100%

表一 地震波測試流程

表二 地震波額外測試流程

測試名稱	測試方向	放大 倍率
RSN451_VP	X/Y/XY/XYZ	100%
RSN451_RVP	X/Y/XY/XYZ	100%
RSN451_FW	X/Y/XY/XYZ/XY-Z	100%
RSN1550_VP	X/Y/XY/XYZ	75%
RSN1550_RVP	X/Y/XY/XYZ	75%
RSN1550_BP	X/Y/XY/XYZ	75%
RSN1550_RBP	X/Y/XY/XYZ	75%

表三 速度脈衝測試流程

測試名稱	測試方向	高槽 水高 (cm)	低槽 水高 (cm)
CH60CL30_SINE	X/Y/Z	(0)	20
CH60CL30_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	60	30
CH08CL10_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	8	10
CH28CL12_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	28	12
CH32CL14_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	32	14
CH34CL16_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	34	16
CH36CL18_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	36	18
CH38CL20_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	38	20

CH40CL22_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	40	22
CH50CL24_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	50	24
CH80CL26_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	80	26

三、初步試驗結果

3.1 頻率

根據儲槽加速度量測數據計算結果, 頻率約位於70~80Hz間,如圖三所示。雖 然實際頻率低於數值模擬數值(表四),但 仍遠高於輸入波之頻率內涵與水的晃動頻 率。此意味著分析對流模態之動力行為時 可忽略脈衝的影響,另外,圖四表示出量 測的對流頻率與H/R 的關係。黑線為式(3) 及式(4)計算所得之理論值,藍線、紅線與 綠線為水平和垂直脈衝運動下實驗對流頻 率,由圖中可看出,實驗對流頻率非常接 近理論值但略高一些,另外,垂直輸入對 對流頻率的影響較不顯著。

表四 儲槽數值模型分析結果

	Circular tanks					
Set	Tank heights (m)	Thickness (m)	Frequencies of 1st mode(Hz)			
1	0.5	0.0103	364.96			
1	1	0.0103	181.28			
2	0.7	0.0103	272.16			
2	1.2	0.0103	141.16			







圖四 對流頻率與H/R之關係

3.2 阻尼比

根據 GIP-3A 第 7.3 節中定義直立式 儲槽之對流反應阻尼比為 0.5%,為了驗證 此數據,採用位移計於脈衝測試所得結果 進行以下計算。

假設儲槽內的水為單一自由度,將脈 衝試驗所得之自由震盪結果,進行對數衰 減法(logarithmic decrement)計算,可得到 儲槽內水之阻尼比,其公式如下:

$$\delta = \frac{1}{n} \left| \frac{X_1}{X_{n+1}} \right| \tag{5}$$

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \tag{6}$$

其中,

 ξ : $\mathbb{R}\mathbb{E}$: \mathbb{R}

脈衝試驗位移結果如圖五所示,藍線 代表振動台位移量(DTY),紅線代表儲槽 內位移計量測之水高變化(TCH2),而阻尼 比計算採用振動台脈衝位移峰值後10秒、 20 秒及 30 秒的振幅開始計算,且取高儲 槽中編號 TCH2 及 TCH4 與低儲槽中編號 TCL2 及 TCL4 之 Y 側位移計的負振幅值 (代表水往上潑濺之位移)進行計算。最後 將三組不同方向脈衝力(分別為 Y、YZ、Y-Z 方向)依據不同水位高度所呈現的阻尼 比情況標示於圖六中。



圖五 脈衝試驗振動台及儲槽內水之 位移歷時(CH60CL30 IP Y TCH2)



圖六 不同方向脈衝試驗下的阻尼比於 水深變化之關係

由圖六中可看出阻尼比與地震方向無 相關性,但與水深關係呈反比,當水深度 越深而阻尼比越小,並可觀察出最後阻尼 比約趨近 0.4%,比 GIP 3A 中所規定的 0.5%小。

3.3 潑濺高度

單組試體脈衝測試結果如圖七所示 (其中地震 VP、RVP、BP 及 RBP 結果另 外統計),X 軸代表振動台譜加速度於槽內 水位 30cm 及 60cm 所對應的頻率,Y 軸代 表潑濺高度。規範中之理論阻尼比為 0.5%, 但上述結論表示實際阻尼比約為 0.4%,因 此圖中繪製使用 0.5%及 0.4%阻尼比的兩 種譜加速度,並與 SPID、GIP 3A 及 ACI 350.3-06 理論相比,得阻尼比 0.4%比 0.5% 更接近理論值,但仍高於理論值許多。



圖七 特定譜加速度與潑濺高度之關係: (a) X 方向;(b) Y 方向

四、結論與展望

本研究目的為估算近斷層地震動下潑 濺高度與潑出水量,挑選8組近斷層地震 動來確認共振反應與輸入速度脈衝間的關 係,並執行共150次的地震測試。另外, 在 SPID、GIP與ACI 350.3-06規範,討論 對流模態的頻率與潑濺高度,以及特定阻 尼比評估方法之有效性,由初步測試結果 可觀察出,在自由震動下對流頻率評估非 常準確,而阻尼比於水位高度小於15mm 下急遽下降,最後收斂置約0.4%,小於GIP 3A 中規定的0.5%。另外,當譜加速度大 於0.5g時,潑濺高度明顯超越規範設定值, 因此,Housner 提出的潑濺高度評估方法 建議於有限規模的地震中使用。

參考文獻

- 徐瑋鴻, 柴駿甫, 林凡茹, "儲槽近斷 層效應試驗研究-試驗規劃", 中心精簡 報告, 2019.
- Haroun, M.A. & Housner, G.W. "Seismic design of liquid-storage tanks", Journal of the Technical Councils of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. TCI, pp. 191-207, 1981.
- ACI Committee 350.3-06, "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010.
- GIP, Rev. 3A, "Generic Implementation Procedure for Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment", SQUG, 2001.
- EPRI, "Seismic Evaluation Guidance-Screening, Prioritization, and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic", EPRI Report 1025287, 2013.

土壤液化臨界加速度的定義與應用

葉錦勳1

摘要

本研究整理並校核臺北市與新北市因應土壤液化災害潛勢圖製作的需求所收集的工程 鑽孔資料,並依四種不同地震規模和地下水位組合條件下之各地的液化臨界加速度,繪製臺 北盆地內之土壤液化敏感類別圖和液化災害潛勢圖。相較於傳統以設計地震作用下的液化潛 能指數值作為判識各地區發生液化現象的可能性,以液化臨界加速度值作為判識土壤液化災 害潛勢高低的標準應較具物理意義且明確。

關鍵詞:土壤液化評估、液化臨界加速度、液化敏感類別、液化災害潛勢

一、土壤液化評估法

當飽和鬆散的砂土受到反覆地震動 時,土壤顆粒與顆粒之間可能產生相對位 移;震動時,由於土壤顆粒趨向緊密排列, 使其孔隙體積有傾向收縮的趨勢。當土壤 顆粒重新排列而顆粒間的空隙減少時,在 短時間內因無法排除多餘的水份會導致孔 隙水壓上升,因而降低土壤顆粒間的有效 應力。若地震動持續一段時間,致使孔隙 水壓接近於零;此時,土壤顆粒懸浮於水 中而呈現液態的現象稱為土壤液化。

影響工址是否容易發生土壤液化現象 的因素,包含土壤的比重、顆粒大小分布 特性(級配)與類別(黏土、泥、砂或礫石)、 細料含量、塑性指數、震動延時與強度等。 詳細的液化潛勢評估法需配合工址所在地 的工程鑽孔資料。取得鑽孔所在地之各土 層的土壤特性後,再根據常見的土壤液化 評估模式加以預測。本研究採雙曲線函數 法(黃俊鴻等,2005)作為計算單一土層抗液 化安全係數的評估法。

根據實際工程鑽孔資料的試驗數據, 不同深度之土層的物理特性不同,抗液化 的能力也差異頗大。Iwasaki 等人(1982)考 慮到土層深度的影響,提出以深度加權法 來評估某一鑽孔所在地之整體的液化潛 能,亦即以液化潛能指數PL來表示某一鑽 孔的液化損害程度。液化潛能指數定義為

$$P_L = \int_0^{20} F(z) w(z) dz$$

其中, z 為距地表之深度,僅考慮深度在 20 公尺內的土壤抗液化係數。當土壤抗液 化係數 $F_L \leq 1.0$ 時, $F(z) = 1 - F_L$;當土壤 抗液化係數大於 1.0時, F(z) = 0。w(z)為 與深度相關的權重函數,以下式表示

$$w(z) = 10 - 0.5z$$

Iwasaki 等人比較發生液化與不曾液化的工 址後,發現 P_L =15是大部分液化與非液化 工址的分界線。因此,提出以 $0 \le P_L \le 5$ 、 $5 < P_L \le 15 \Rightarrow P_L > 15$ 等三級,分別代表輕微 液化、中度液化、嚴重液化,以作為液化 災害潛勢評估的依據。

二、傳統土壤液化災害潛勢圖

由土壤液化評估法之說明可知,影響 某工址發生液化現象與否的關鍵因素包含 地震規模、最大地表加速度和地下水位深 度等。因此傳統上在繪製土壤液化災害潛 勢圖時,需指定工程鑽孔所在地的設計地 震(回歸期475年),包含設計水平加速度和 控制地震規模;並輸入該鑽孔所在地之長 期觀測的常態地下水位深度。各地之設計 水平加速度值須考慮近斷層效應與場址效

¹國家地震工程研究中心研究員

應等修正係數。參考 Iwasaki 等人(1982)之 研究,可計算每一工程鑽孔在設計地震作 用下的液化潛能指數 P_L ,並依 P_L 值判斷鑽 孔所在地未來發生土壤液化現象的潛勢高 低。一般而言,依 P_L 值概分三個區間: $0 \le P_L \le 5 \ 5 < P_L \le 15 \ \pi P_L > 15$;分別代 表該鑽孔所在地屬於低液化潛勢、中液化 潛勢和高液化潛勢。

然而,多數地區並無適用於土壤液化 評估所需的工程鑽孔資料,此時需仰賴鄰 近工程鑽孔所得之 P_L值進行空間內插分 析。換言之,先依實際工程鑽孔之土層特 性和設計地震條件下計算 P_L值,再依各鑽 孔所在地之 P_L值進行空間內插分析,並依 內插分析後的 P_L值來判識各地區土壤液化 潛勢高低。

由於傳統的土壤液化災害潛勢圖乃基 於相同的地震規模和幾乎相同的設計水平 加速度值,因此並不適用於震災境況模 擬;尤其,單純以設計地震作用下之液化 潛能指數 P_L 值來區分未來發生液化現象的 機率,有過度詮釋液化潛能指數的疑慮。 換言之, $P_L=15$ 可作為判識某地區在設定 的條件下是否發生土壤液化現象的依據, 但 $P_L=5$ 或其它數值並無明確的物理意 ,也無法得知傳統土壤液化災害潛勢圖 之「中潛勢區」或「低潛勢區」在多大地 表加速度下會有液化現象。

三、土壤液化臨界加速度

為分辨廣泛地區之土層特性與抗液化 能力,並滿足震災境況模擬的需求,葉錦 勳等(2002)提出土壤液化敏感類別的可操 作式定義。在解釋土壤液化敏感類別的定 義前,須先說明液化臨界加速度。

在特定地震規模和地下水位假設條件下,可計算個別鑽孔在不同最大地表加速度(PGA)作用下所對應的液化潛能指數 P_L 值;一般而言,PGA越大, P_L 值也越大, 且 P_L 值可視為 PGA 的連續函數;因此,必 然存在對應 P_L =15的 PGA。將對應 P_L =15 的 PGA 命名為液化臨界加速度。

由液化臨界加速度的定義可知,在想 定地震事件下,或假設的特定地震規模和 地下水位條件下,如推估或實測 PGA 值超 過液化臨界加速度,則因 P_L 值大於 15,表 示該鑽孔極可能發生液化現象。

四、土壤液化敏感類別

以前述觀察和名詞定義為基礎,土壤 液化敏感類別的可操作式定義如下:在地 震規模7.5和地下水位1.5公尺的特定假設 條件下,計算個別鑽孔的液化臨界加速 度。如液化臨界加速度小,表示該鑽孔所 在地微小的地震動下即可能發生液化現 象,亦即較敏感;反之,如液化臨界加速 度大,表示該鑽孔所在地須受到較劇烈的 電動才有液化現象,故較不敏感。因此, 可利用在特定假設條件下之液化臨界加速 度值作為判識土壤液化敏感類別的依據。

如圖 1 所示, 葉錦勳等(2002)依個別鑽 孔在地震規模 7.5 和地下水位 1.5 公尺的假 設條件下,將液化臨界加速度未達 0.15g、 0.2g、0.25g、0.35g 和 0.45g 的鑽孔所在地 分別歸類為極高、高、中、低和極低液化 敏感類別; Yeh, et al. (2015) 則依液化臨界 加速度進一步細分土壤液化敏感類別,從 原來的五種類別細分為九種類別,每一類 別之液化臨界加速度所在區間略作調整。



圖1 依液化臨界加速度劃分之舊版與新版 的土壤液化敏感類別

在此須留意,依前述土壤液化敏感類 別的可操作式定義,地下水位乃假設為定 值。不同土壤液化敏感類別在不同地震規 模、PGA 和地下水位條件下的 P_L 值或震陷 量推估式,可依非線性迴歸分析方式求得 (Yeh, el al., 2015),供後續震災境況模擬時 使用。

其次,由於安家固園計畫之補充鑽探 的孔位分布較均勻,且根據製作中級精度 土壤液化災害潛勢圖之計畫要求,每平方 公里有四孔以上的鑽探資料;因此,可利 用既有鑽孔所在地之液化臨界加速度進行 空間內插分析,藉以計算在無鑽探資料地 區的液化臨界加速度。採空間內插分析結 果可能無法反映真實土層特性隨空間劇烈 變化的趨勢,但如無其它輔助資料,利用 空間內插分析是唯一較具可行性的作法。

再者,為避免因工程鑽孔所在地不具 代表性,也為保守起見,在繪製液化敏感 類別圖時,如近地表處屬沖積土層可假設 其液化臨界加速度至多為 0.451g;亦即雖 近乎非液化敏感區,但局部地區在劇烈地 震動搖晃下仍可能發生輕微液化現象。

五、土壤液化災害潛勢分級

由圖 1 可知, 在地震規模 7.5 且固定地 下水位 1.5 公尺的假設條件下, 屬於舊版之 極高、高或中液化敏感類別的區域在震度 五級以下即可能有液化現象。另一方面, 即使屬於低或極低液化敏感類別的區域, 只要控制地震規模夠大且設計水平加速度 值達六級強以上,則推估之液化潛能指數 P_L 值仍可能大於 15,因此可被歸類為高液 化災害潛勢區。換言之,在地震危害度較 高的地區,同屬高液化災害潛勢的個別區 域無法細分其液化敏感程度;反之,在地 震危害度較低的地區,同屬低液化災害潛 勢的個別區域也無法細分其液化敏感程 度。

因土壤液化敏感類別圖乃以液化臨界 加速度作為判識土壤液化可能性的依據, 故較具物理意義且可給予較細緻的分類; 但因假設單一地震規模且固定地下水位深 度,無法反映各地之地震危害度高低且不 符合實際地下水位分布情況。因此,單純 的土壤液化敏感類別圖也不適合作為土壤 液化災害潛勢圖。 本研究綜合考量傳統液化災害潛勢圖 和液化敏感類別圖的優缺點後,建議採用 以下原則製作土壤液化災害潛勢圖。假設 未來可能造成災害性地震事件的地震規模 以7.5、7.0和6.5 作為代表。當地震發生時, 雖各地區之地下水位應較接近常態地下水 位,但也不排除其它可能性;為保守計, 可納入固定地下水位1.5 公尺的假設。

換言之,至少須考慮四種條件下的液 化臨界加速度,並以加權平均方式計算最 終土壤液化災害潛勢圖的液化臨界加速度 ā;再根據液化臨界加速度ā所在區間, 將研究區域內的土壤液化災害潛勢分級, 如圖 2 所示。依不同計畫之精度需求,將 可能液化區域概分為九級或簡化為極高、 高、中、低、極低等五級。

		戊三 酸	ശ്ര	_	X	\$ 54	fte)	_		:	R R (:#(I7)	
_	Lig	8.15g	9.1g	a 2	ie 1	38	1.355	e.	40	6.4%g	0.5g	6.Sög	Lig
	Cal. 9	Cat	s Ca	¹⁷ .0	int. 6	Cat.	⁵ Cat	.4	Cat.	³ Cet	.2	Cat. 1	Neme
	Yoy Righ	-	Bigh	_	Med	calk	_	L		- ·	iny La	-	Name

圖2 依液化臨界加速度劃分地震災害潛勢 等級

在地震規模為 7.5 且固定地下水位為 1.5 公尺條件下,各地區之液化臨界加速度 以 a_{c75} 表示;如製作液化敏感類別圖時所 述,為保守計,設定近地表處為沖積層區 域的 $a_{c75} \le 0.451g$ 。在地震規模為 7.5、7.0 和 6.5 且為常態地下水位的條件下,各地區 之液化臨界加速度分別以 a_{v75} 、 a_{v70} 和 a_{v65} 表示。一般而言,假設地震規模 7.0 且為常 態地下水位條件較接近未來災害性地震, 且地震威脅主要來自遠域的大規模地震事 件,故將 a_{v70} 的權重設為 0.4;其它三種情 況 a_{c75} 、 a_{v75} 和 a_{v65} 的權重較小,均設為 0.2。換言之,本研究建議土壤液化災害潛 勢圖的液化臨界加速度可以下式表示:

 $\overline{a} = 0.4 \cdot a_{v70} + 0.2 \cdot (a_{c75} + a_{v75} + a_{v65})$

其中, 地震規模為 7.5、7.0 和 6.5 的權重分 別為 0.4、0.4 和 0.2; 常態地下水位與固定 地下水位 1.5 公尺的權重分別為 0.8 和 0.2。

六、案例分析

本研究採用臺北市和新北市執行安家 固計畫之土壤液化鑽孔資料,包含既有 中央地質調查所建置的GEO2010、雙北市 政府工務與建管單位提供的鑽探資料,以 及新增的補充鑽探資料等。經檢核座標和 欄位資料後,分別計算個別鑽孔資料 在前述環想和地下水位組合條件 下的土壤液化臨界加速度,並利用克利 法進間內插分析以獲得25公尺×25公 尺網格中心點的液化臨界加速度。依四 液化臨界加速度的加權平均值即可繪製 北盆地內之土壤液化災害潛勢圖。圖3所 示為依圖2之分級範圍,將液化災害潛勢 概分五級之臺北自來水事業處轄區內的土 壤液化災害潛勢圖。



圖3 本研究繪製之臺北自來水事業處轄區 內的土壤液化災害潛勢圖(概分五級)

六、結論

本研究繪製的土壤液化災害潛勢圖綜 合考慮三種地震規模和兩種地下水位分 布,以加權平均方式計算各地的液化臨界 加速度,並依圖 2 劃分各地屬極高、高、 中、低或極低液化災害潛勢區。當未來發 生地震時,屬高液化災害潛勢區的 PGA 值 達 0.15g~0.25g(震度五級)時即可能發生液 化現象;在中液化災害潛勢區的 PGA 值須 達 0.25g~0.35g(震度六級)時方可能發生液 化現象;在低液化災害潛勢區的 PGA 值須 須達 0.35g~0.45g(震度約七級弱)時才可能 發生液化現象。除非地震規模夠大且鄰近 震源,造成 PGA 值達 0.45g 以上,否則極 低液化災害潛勢區不會有液化現象。由以 上觀察和詮釋,以液化臨界加速度作為判 識土壤液化災害潛勢高低的標準應較具物 理意義且明確。

参考文獻

- Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K., 1982, "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquake", Proceedings of the Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Volume II, pp. 925-939.
- Yeh, C.-H., Liu, G.-Y. and Huang, L.-H, 2015, "New Study on Soil Liquefaction Susceptibility Categories", 9th WRF/JWWA/CTWWA Water System Seismic Conference, Sendai, Japan
- 黃俊鴻、楊志文、陳正興,2005,「本 土化液化評估方法之建議一雙曲線液 化強度曲線」,地工技術,103 期,第 53-64 頁。
- 葉錦勳、謝旻諺、李君宇、張光仁、羅 俊雄,2002,「土壤液化潛能分區與評 估參數研究」,液化潛能評估方法及潛 能圖之製作研討會,國家地震工程研究 中心主辦。

新一代地理資訊系統核心運算技術之研發與應用

楊承道¹ 林祺皓²

摘要

本中心開發的地震風險評估與管理平台為因應近年各種災害即時監測站之建置與政府開放資料政策,擬整合更多基礎資料與地震監測數據,以發展新的地震損失推估應用軟體,故研發新一代適用地震損失評估技術的地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)核心運算技術。本研發項目已開發完成一個應用函數庫(命名 Geographic Information & Novel Notion Yolk, GINNY)。本(106)年度之目標為測試本應用函數庫的穩定性與試作衍生的應用軟體。透過配合其他專題計畫之應用,本年度開發完成高速公路路網震後阻斷衝擊推估應用程式原型與急救責任醫院資訊展示程式原型。

關鍵詞:地理資訊系統、數據分析、路網資料、醫院震損評估

一、前言

為因應近年網際網路與行動裝置大量 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,本中心擬整 合更多基礎資料與地震監測數據,讓台灣 地震損失評估軟體(Yeh, 2006)逐步進入大 數據分析世代。地震損失評估技術所需要 的基礎資料相當廣泛包含例如:建物、交 通與公共基礎設施、地震災害潛勢、各種 地震测站的監测資料等。由於目前使用的 商用 GIS 核心,除導入價格較高外,處理 龐大基礎資料也遭遇運算效能瓶頸,所以 為了克服舊軟體框架的限制,本研發項目 擬定研發新一代適用地震損失評估技術的 GIS 核心運算技術。本項目前兩(104-105) 年度已針對發展經驗與使用者需求,整合 開放式地理資訊軟體模組,開發完成一個 地理資訊運算核心應用函數庫並命名 Geographic Information & Novel Notion Yolk(簡稱 GINNY)。本(106)年度之目標為 測試 GINNY 穩定性與試作衍生的應用軟 體。配合科技部專題計畫 105 年度 「MOST105-2625-M-492-001 利用 ETC 資 料建構台灣高速公路系統地震損失評估模 式之研究」,利用處理大量高速公路 ETC 車流資料,測試 GINNY 對大量資料的適應 性與地理圖資的運算功能。亦配合 「MOST106-2119-M-492-003 醫院之地震 風險評估系統開發」,利用 GINNY 與網路 爬蟲技術彙整地震測站資訊,繪製地震動 災害潛勢圖,發展地震測站與急救責任醫 院資訊展示程式。

二、應用軟體設計

本研發項目所開發的 GINNY 是以開 放軟體 SpatiaLite (Furieri, 2008)為基礎,利 用物件導向技術 (Object-Oriented Technology)重新封裝 SpatiaLite 現有主要 功能,包含可儲存地理空間資訊的屬性表 格、view、virtual shapefile、virtual dbasefile 等資料表形式。請參考圖 1,說明 GINNY 應用軟體設計以及新開發的兩個模組 (WEB Crawler/Data Analysis Module)與新 建構的路網資料庫(Road Network Database) 間的物件關聯圖。透過 GINNY 可操作三種 形態的資料庫檔案,包含: SQLite、 SpatiaLite 與 GeoPackage。其中 SpatiaLite 與 GeoPackage 都是衍生自 SQLite 的擴充 型態。SpatiaLite 與 GeoPackage 主要是擴

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

充了 SQLITE 沒有定義的幾何屬性欄位。 所以這兩種資料庫格式都可以儲存 GIS 資 料。而 SpatiaLite 另外實作幾何物件的運算 功能,例如幾何物件的交集運算、面積計 算、長度計算等功能,但 SpatiaLite 並無完 整的圖形展示(Style)定義功能,所以在地圖 展示時無法提供使用者客製化與定型化的 展圖方式。而 GeoPackage 則強調了展圖方 式的定義,所以可以為使用者定義各種主 題圖的展示方式。Web Crawler 爬蟲程式, 則可自動化的透過網際網路收集政府開放 ETC 資料、中央氣象局的地震資料、本中 心建置的地震测站資料以及 P-alter 测站資 料 。網路收集來的資料,經過資料分析模 組(Data Analysis)處理後,透過 GINNY 儲 存進新建置的資料庫(Road Network Database) •

三、高速公路 ETC 交通資料分析

高速公路 ETC 資料分析利用開放式的 ETC 車流資料,建立高速公路系統在受地 震衝擊損壞後的旅行時間損失評估模式。 由於 ETC 車流資料紀錄每天的資料量約為 1GB,本研究設定將進行分析的資料區間 為103年1月1日與105年12月31日, 約略估計需要處理的資料量約為 1000 GB。所需要處理的資料量已超過目前所使 用的工具之能力(約10GB以下),然而配合 GINNY 新開發多核心運算技術,處理大量 的 ETC 監測資料,除可協助專題計書之進 行,也可同時調校高速運算核心技術的運 算效能。請參考圖 2 為利用 GINNY 核心引 擎分析 ETC 所得資料部分數據分析結果。 圖 2 展示國道三甲線台北端到木柵每日交 通量。GINNY 具備處理 ETC 這樣龐大的 交通資料彈性。

四、配合地理圖資運算展示

分析 ETC 車流資料可追蹤進入高速 公路與周邊的快速道路所形成的路網,所 形成的車輛軌跡。台灣的高速公路目前有 九條路線,其中國道一號與國道三號為貫 穿臺灣西部南北的兩大主線,支線除國道 三號甲線及國道八號部分路段為快速道路 外,其餘均為高速公路。另外,國道一號 有2個高架拓寬路段,汐止五股高架。高 速公路目前設置超過330個ETC門架,分 布於縱向國道,如圖3。架設ETC門架,分 布於縱向國道,如圖3。架設ETC門架,分 布於縱向國道一號、國道三號、國道三號、國道三號、國道三號、國道三號、國道三號、國道三號 五股楊梅高架道路。ETC 車流資料是以 ETC 門架,偵測到每輛車通過門架的時間 為來源,經過運算衍生而得。請參考圖3 的右下局部放大圖,可說明門架的位置與 交流道出入口位置相對應的關係。GINNY 可處理交通資料以及相對應的 GIS 屬性。

五、醫院震損評估系統開發

本年度亦以 GINNY 為基礎,利用 Python 程式語言使用者介面函式庫 (Tkinter)、網路爬蟲、震度圖之數值計算等 程式工具發展醫院震損評估系統,如圖4。 系統中的地震事件資料係利用 Python script 撰寫擷取測站上的資料,主要用來收 集氣象局地震速報測站(Rapid Earthquake Information Release System, RTD)、台灣大 學吳逸民教授開發之 P-alert 測站以及國震 中心(NCREE) 強地動測站的地震資訊。目 前系統中取得氣象局 RTD 測站的資料來源 分成兩種:(1)地震事件發生後由氣象局主 動發送 RTD 测站地震資訊的即時電子郵 件;(2)公開在氣象局全球資訊網的地震彙 整資料區。由氣象局主動發送的信件一般 約 3~5 分鐘可送達信箱,傳遞資訊較為即 時;而透過氣象局網站的內容,大約會在 地震發生後的 5~30 分鐘內於網站上更新, 其中網站上的小區域地震不擷取入資料 庫,僅抓取有給予地震編號的較大地震。 兩者來源資料均於資料庫中記錄地震發生 時間、震央經緯度、震央深度、地震規模、 RTD 测站代號及测站最大地表加速度 (PGA,包含 XYZ 三個方向)。對於台灣大 學吳逸民教授開發的 P-alert 地震監測系統 目前已在國震中心的整合下,於地震事件 發生後,其監測資料與國震強地動測站資 料,約於地震發生後 3~5 分鐘內可推播到 國震內部網站上。本項目開發的軟體再即

時 擷 取 地 震 事 件 資 料 。 圖 4 為 P-alert/NCREE 測站應用於軟體開發之現 況,可以單獨展示 P-alert 測站和國震測 站,亦可以整合兩者於同一地震事件中。 圖中地震動潛勢圖係利用 P-alert+NCREE 的測站繪製而得。系統除了展示地震測站 的 PGA,為能製作全台的地震震度圖,以 便於瞭解醫院等設施的地震暴險程度,故 進一步完成可計算網格化的地震動潛勢功 能。P-alert 全台有五百多個測站,結合國 震中心高精度的 33 個強地動測站後,於產 製地震動潛勢時有助於提升網格內插計算 的正確性。

六、小結

本年度配合專題計畫相關應用軟體的 開發,對現有的 GINNY 原型程式的可靠性 與正確性進行測試,就現有已經完成的軟 體工具評估,GINNY 可在大量資料處理與 地圖資料的保存上符合軟體開發時所設定 的目標。

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, <u>https://en.wikipedia.org/wiki/SpatiaLite</u>



圖 1 GINNY 應用軟體架構圖





圖 3 ETC 門架設置與交流道出入口對應關係圖



圖 4 測站資料與醫院震損評估系統開發介面示意圖

自來水系統地震風險評估與耐震對策之研究

劉季宇¹ 葉錦勳² 黃李暉³ 於積瑨³

摘要

本研究探討自來水系統的地震風險評估與耐震對策,以高雄地區自來水系統為例, 應用本中心所研發之自來水系統地震損失評估軟體 Twater,並考慮其不同供水系統的規 模大小,以及各主要淨水場的配置與實際出水方式,進行具代表性想定地震的情境模擬, 推估各供水區的震後缺水率與停水戶數,研析其供水是否發生困難以及原因所在,進而提 出對策建議。

關鍵詞:自來水系統、地震風險、想定地震、耐震對策

一、前言

目前,Twater 已整合地震災害潛勢資 料和評估模式,以及針對自來水設施與管 線的震損評估模式,可以情境模擬方式, 推估想定地震事件可能引致的自來水系統 損害、損失與斷水的民生衝擊。本文介紹 Twater 分析模式以及應用於高雄地區自來 水系統地震風險評估與耐震對策的研究, 細節可參閱台灣自來水公司報告(2018)。

二、Twater 分析模式

自來水系統由為數眾多的送/配水管線 組成,其管材、口徑、管齡、接頭型式和 埋設工法等各有不同,加上所處的地盤條 件、土壤化性、材料老劣化程度、相鄰結 構物的互制效應等複雜因素,個別管線確 切的耐震性能和震後損害程度實難以清楚 釐清。因此,Twater 係以管線災損率之方 式,推估管線的災損數量與型式(滲漏或斷 裂)。管線災損率定義為「損害(修理)件數/ 管長」,意即單位長度管線可能發生的損 害(修理)件數。一般而言,管線災損率表為 地震動強度參數(最大地表加速度)或地表 永久位移變形量(斷層破裂或土壤液化引 致)的函數,其值越小表示管線的耐震性能 越佳;反之,則管線的耐震性能較差。

對於不同的自來水設施如淨水場、配 水池、加壓站和水管橋等,Twater 以易損 性曲線的方式,描述在地震力作用下,這 些工程結構物超越不同損害狀態的機率。 易損性曲線」,和因地表變形引致的「震動 易損性曲線」,和因地表變形引致的「地 表位移易損性曲線」兩類。不同類型的自 來水設施,必須根據結構型式、大小規模、 建造年代(與耐震設計規範有關)等因素,設 定或調整易損性曲線的參數,以反映不同 的耐震易損特性。

¹國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

為進行自來水系統震後缺水率與停水 户數的推估, 實有必要依水源特性、導水 與淨水設施、送水幹管與送配水管網的數 量、分布、供水特性等因素,依據實際情 况,將自來水系統的供水區域劃分成數個 「供水評估單元」,作為評估供水能力之 基本單元,再依設施與管線震損評估模 式,獲得合理的量化災損數據作為推估震 後缺水率與停水戶數的基礎。職是之故, Twater 詳細考慮以下因子:(1)原水管道之 導水能力、(2)淨水場的出水能力、(3)供水 評估單元送水幹管的送水能力、(4)送/配水 管網的供水機能。參考圖一所示之 Twater 供水系統概念,這些導、出、送、供水的 能力或機能,與管線及設施的損害數量或 程度有關,由後者決定上述能力或機能的 折减比率,進而可以推估出供水系統中各 各供水評估單元的震後水率與停水戶數。



圖一 Twater 自來水系統地震損失評估軟 體之供水系統概念

三、高雄地區自來水系統概況

高雄地區屬台灣自來水公司第七區管 理處之營業範圍。根據台水公司 105 年的 年報,高雄地區的自來水系統,由高雄區、 旗山、美濃、六龜、甲仙、寶來、木梓、 新威、茂林、民生、多納、寶隆等 12 個供 水系統所組成,如圖二所示,設計供水能 力 1,795,930 CMD,日均配水量 1529,577 CMD,供水總人口 2,735,946 人。在 12 個 供水系統中,以高雄區供水系統為最大, 日均配水量占全區的 98.3%,供水人口占 全區的95.6%,為重中之重。規模其次者, 為旗山、美濃兩個供水系統。民生用水部 分,由高屏攔河堰、南化水庫與阿公店水 庫提供原水。南化高屏聯通管路與高屏攔 河堰的原水導管,沿高屏溪右岸,一路往 南送至坪頂、澄清湖、拷潭、鳳山(民生部 份)等四座淨水場。阿公店水庫,則提供北 高雄的大崗山給水廠原水。工業用水部 分,水源取自水質相對欠佳的東港溪,經 高屏溪原水水管橋,送往鳳山水庫。之後, 由鳳山淨水場(工業部份)作淨水處理後,供 給高雄市的臨海、林園以及大發工業區。



圖二 高雄地區自來水系統分布(左)與供 水評估單元劃分方式(右)

高雄區供水系統為最大的供水系統, 供水範圍較大,人口數多,為進行較細緻 之地震情境模擬, 實有必要按照系統內的 淨水場配置與實際送、配水方式,予以分 割,劃分為較小的單元,以利分析工作之 進行,並取得合理的情境模擬結果。本研 究以行政區界為供水評估單元劃分之依 據,並藉由各淨水場的實際送、配水情況, 綜合七區操作課之建議,將整個高雄區供 水系統劃分為13個「供水評估單元」,亦 如圖二所示,以期掌握特定場站或管線一 旦損害時,可能影響的局部範圍以及具體 的缺水情形。本研究考慮其嶺口、路竹、 澄清湖、坪頂、翁公園、拷潭、鳳山等七 座主要淨水場,其與13個「供水評估單元」 之間的供水關係,如圖三所示。



圖三 高雄區供水系統之主要淨水場與供 水評估單元關係

四、想定地震情境模擬與討論

本研究考慮以下四個想定地震:(1)旗 山斷層規模 7.2 地震:假設旗山斷層全段破 裂且震源深度僅8公里,斷層破裂面可延 伸至地表,引致斷層沿線周遭有永久的地 表變位;(2)旗山斷層規模 6.6 地震:旗山 斷層南段局部破裂所引發,規模較小且震 源深度較深,沒有地表破裂的現象(3)小崗 山斷層規模 6.6 地震:小崗山斷層全段 8.1 公里於地底下錯動,但破裂面可能未延伸 至地表面;(4)盲斷層規模 6.6 地震:假設 未知的盲斷層於地底下錯動,斷層破裂面 的深度和幾何型態與2016年高雄美濃地震 相似。四個想定地震的震源分布(斷層破裂 面之地表投影),如圖四所示。其中,旗山 斷層 M7.2 地震與九二一地震相當, 乃百年 以上發生一次之劇震,屬罕遇地震。相對 而言,高雄地區在台灣屬於弱震區。因此, 其餘三個想定地震之規模取為 6.6 (同 2016 年2月6日高雄美濃地震),在本地區屬偶 遇地震,但震源位置假設為更靠近都會密 集區而有較高之致災能力,以之作為地震 防災應變的設防標準,應屬合理。



圖四 四個想定地震之震源分布(斷層破裂 面之地表投影)

根據 Twater 地震情境模擬,得到四個 想定地震的災損推估結果,如表一所列, 內容包括損壞設施數量(若有)、原水管道災 損數、自來水管線災損數,以及高雄地區 整體的缺水率與停水戶數。

對於前述可作為設防標準的規模 6.6 想定地震,這類地震一旦發生,預期將有 數百人傷亡的情事發生,自來水系統方面 推測有以下情境:(1)震後初期停水戶數約 30 萬戶;(2)設施災損視震央位置而定,但 或不嚴重;(3)管線災損總數可達 2,000 個 左右,遍布災區各處;其中,送水幹管 (800mm 以上)的災損數雖然較少(10 個以 內),但可能造成部分地區嚴重的停限水。 综合而言,淨水場等自來水設施之損害可 能相對輕微,送水幹管震後能否及時修 復,此時成為高雄地區自來水系統地震應 變中,損害控制(damage control)的核心工 作,將左右停水戶數數十萬能否快速下 降,市民能否儘速恢復正常生活。在本研 究中,送水幹管定義為由淨水場至各供水 評估單元人口密集區的大型清水管路,建 議應預作準備,儲備可於至少10處送水幹 管災損處,同時進行快速修復之管線搶修 應變能量。

想定	地震事件	旗山斷層	旗山斷層	小崗山 斷層	盲斷層
地	地震規模		6.6	6.6	6.6
超越輕微	淨水場	14	2	0	0
損壞 設施數	配水池	20	0	1	0
原水行	管道災損數	15	3	1	1
	配水管 100-450mm	3,590	1,313	764	714
清水 管線 災損數	送水管 500-750mm	38	14	8	8
	送水幹管 800mm-	21	6	4	4
	總災損數 (含給水管)	6,571	2,276	1,750	1,093
總缺水率		0.67	0.38	0.22	0.27
總任	亭水户數	730,911	395,573	194,019	254,706

表一 四個想定地震之災損推估結果

以旗山斷層 M6.6 想定地震而言,乃假 設斷層南段發生錯動,但地震規模較小、 震源深度較深,斷層錯動並未破裂至地 表,震度7級範圍僅及於斷層南段之上盤 區域;因震源接近密集都會地區,故死亡 及重傷總和推估仍達 1,127 人。根據 Twater 產製的自來水系統災損報表,自來水設施 災情輕微,僅有極少數設施之損害狀態, 推估為介於輕微至無損害之間;關於自來 水管線的災損的部分,南化高屏聯通管路 因地震動導致局部損壞並斷水,至拷潭與 鳳山(民生)淨水場之導水管,導水率可能因 漏水等原因而折減至約八成;管線總災損 數預期為 2,276 個,主要發生在配水管,有 1,313 個災損點,送水幹管(800mm 以上) 之災損數推估為6個,較有可能發生在仁 武、鳥松和燕巢等區;關於缺水率和停水 戶數的部分,總停水戶數約40萬戶,震後 缺水率較高的供水評估單元依次為「仁武 大社」(缺水率 0.83)、「三民左營鼓山」 (0.65)、「旗山系統」(0.63)、「燕巢田寮」 (0.61)等,停水戶數較多者則為「三民左營 鼓山」(152,362 户)、「楠梓岡山梓官」 (52,152)、「仁武大社」(42,304)等,分布 如圖五所示。



圖五 旗山斷層 M6.6 想定地震之停水戶數 推估主題圖

此外,在其他較小的系統(供水評估單 元)當中,值得注意的是旗山系統,其供水 人口相對較多,轄下手巾寮淨水場負責主 要供水,但受旗山斷層錯動發生(不同規模) 地震的威脅極大,可能發生嚴重損害,導 致長時間之供水困難,必須審慎應對。

五、結語

本中心所研發之自來水系統震災境況 模擬軟體 Twater,模式與功能已趨成熟。 未來藉由廣泛應用,合理推估想定地震下 的自來水系統各種損害、損失與缺水影 響,據以研擬設防目標並辨識系統弱點, 將有助於自來水主管機關及事業單位進行 耐震防災整備,以降低自來水系統震後失 效對於民生、經濟、消防和醫療等用水造 成的衝擊。

參考文獻

 台灣自來水公司,2018,「高雄地區自 來水系統地震暴險分析與情境模擬研究 計畫」研究報告,台中。

醫院緊急供電系統之地震境況模擬風險評估發展

林祺皓1 楊承道2

摘要

急救責任醫院為大規模地震後的重要設施,需擔負即時、有效的緊急醫療服務。本 研究以台北都會區中某急救責任醫院為案例,調查緊急供電系統中各項重要設備物的耐 震能力,並完成系統運行的邏輯樹圖。藉由實地勘查與紀錄各項設備物的耐震缺失因子 (performance modification factor, PMF),並給予適當的耐震易損性參數作為地震境況模擬 評估使用。地震情境採用台灣地震損失評估系統中的想定地震事件,進行該醫院場址的 地震動潛勢推估。利用地動潛勢(如最大地表加速度)、樓層放大係數、完成推估系統邏輯 樹的損害機率,並建置醫院地震風險評估系統以作為醫院緊急供電系統進行耐震補強之 參考依據。

關鍵詞:急救責任醫院、緊急供電系統、地震風險評估

一、前言

美國加州 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。

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, 姚昭智教授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 [1-2]。同年,莊佳璋等人針對醫院建築功 能性設施,參考美國 MCEER(1999)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 [3-4]。

二、醫院緊急供電系統耐震易損性 評估

2.1 主要設備物

目前台北都會區合作的急救責任醫院 有獨立建築的三層樓機電中心,緊急供電

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

系統的主要設備物多放置於三樓與頂樓。 經由與管理技師訪談後,整理出緊急供電 系統中重要設備物有:發電機(Generator, G)、蓄電池(Battery, B)、柴油桶(Diesel Tank, DT)、以及冷卻水塔(Cooling Tower, CT)。

發電機:數量有7部,分為A、B兩群, A群4部(1A-4A),B群3部(1B-3B); 蓄電池:每部發電機均配有一組蓄電池, 共7組蓄電池; 柴油桶:每部發電機均配有一個柴油桶, 共7個柴油桶; 冷卻水塔:每部發電機均配有一個冷卻水

冷仰水谷·母部發電機均配有一個冷卻水塔,共有7個冷卻水塔。

2.2 設備物耐震易損性

在地震工程中,耐震易損性通常用於 量化結構和非結構的損害概率。本研究中, 我們以最大地表加速度(PGA)作為地表震 動參數。假設易損性是具有中值 xm 和對 數標準偏差β的雙參數對數常態分佈函數, 如下方程式所示:

$$P(\alpha) = \Phi\left[\frac{\ln(\alpha/x_m)}{\beta}\right]$$

其中 P 表示損害概率,Φ[·]是標準化常態 分佈,α是地表震動參數,例如 PGA。

參考林祺皓等人的設備物耐震易損性 研究[5-7],以及配合於醫院內部現場的勘 查結果,紀錄各個設備物的耐震缺失與安 裝樓層。

2.3 緊急供電系統邏輯樹圖

根據醫院緊急供電系統管理技師的說 明,7部發電電機分為A、B兩群,A群四 部、B群三部。群內發電機以並聯方式組 成,且兩群間亦採並聯方式組成,即這7 部發電機均以並聯方式組成。各部發電機 均配有獨自的柴油桶、蓄電池與冷卻水塔, 因此整個緊急供電系統的邏輯樹如圖一。



圖一 緊急供電系統中邏輯樹

由圖一可知,緊急供電系統的邏輯樹 圖是以圖形的方式,將系統中各重要設備 物依據一定的組合和順序排列,以直觀地 呈現設備物間的邏輯關係。在邏輯樹圖中, 每個設備物用一個方框來表示,並分層排 列,而位於最上層的系統用橢圓來表示。 位於同一層的設備物通過符號 (和連結, and gate)或是 (或連結, or g(e)同上一 層的設備物(系統)相連。當為和連結鍵,表 示連結鍵下方一層的所用的設備物均需正 常運作,才能維持連結鍵連結的上一層的 設備或系統正常運作。當為或連結鍵時, 表示連結鍵下方一層的所用的設備物中, 只需有一個設備物能正常運作,就能支持 上一層的設備或系統正常運作。

系統的損害機率可利用邏輯樹的數學 計算方式進行解析,下式分別為和連結與 或連結的數學示:

$$P[u] = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P[l_i]) \text{ (and gate })$$

$$P[u] = \prod_{i=1}^{n} P[l_i] \quad (or \ gate \ \Diamond)$$

其中 $P[l_i]$ 代表設備物 l_i 的損害機率;P[u]代表上一層事件(upper event)的損害機率; Π 代表乘積;n代表同層設備物總數(lower events)。

三、地震風險評估系統開發

3.1 地震事件

本研究利用 Python 網路爬蟲函式庫 (urllib2)擷取網站上的內容,主要用來收集 氣象局地震速報測站(Rapid Earthquake Information Release System, RTD)、P-alert 測站以及國震中心(NCREE)強地動測站的 地震資訊,經整理後存入 SpatiaLite 資料 庫以利後續應用。

中央氣象局地震測站:氣象局 RTD 測站的 資料來源分成兩種:(1)地震事件發生後由 氣象局主動發送 RTD 測站地震資訊的即時電子 郵件,一般約 3~5 分鐘可送達信箱;(2) 公開在氣象局全球資訊網的地震彙整資料 區。

P-alert+NCREE:台灣大學吳逸民教授開 發的P-alert地震監測系統目前在國震中心 的整合下,於地震事件發生後,其監測資 料與國震的測站資料,約於地震發生後 3 ~5 分鐘內可推播到國震內部網站上。此 部分的記錄資料僅包含地震發生的時間、 P-alert 測站代號及測站測得之最大 PGA。

TELES 想定地震事件:醫療評估系統的發展係以完成地震境況模擬的地震損失評估為目標,故本系統在建置的同時開發介接台灣地震損失評估系統(TELES)的想定地 震事件。目前已整合 TELES 的推測想定地 震事件,共約有2萬多筆地震事件。

3.2 軟體系統雛形

醫院緊急供電系統的地震境況模擬評 估系統介面主要分為三個模組,分別是地 震事件、醫院評估與地圖展示功能,如圖 二。在系統介面裡可篩選地震事件、選擇 急救責任醫院與顯示其資訊(地址、急救 責任醫院與顯示其資訊(地址、急救 級、病床數、供電故障機率等),以及可顯 視覺化地掌握醫院所在位置,供使用者 視覺化地掌握醫院地震風險。根據本研究 的計算方法與地震事件潛勢(Hazard),推 估得到各醫院緊急供電系統之故障機率。 故障機率的風險程度以顏色分三級,如表

表一 故障機率的風險程度分級

0

等級	顏色	
輕微:	綠	不影響緊急供電系
$0\% \sim 40\%$		統運行
中度:	黄	影響小部分緊急供
$40\% \sim 70\%$		電系統運行
嚴重:	紅	失去 50%以上能
70% \sim		力,甚至整個停擺。
100%		

圖二係以山腳斷層發生錯動為地震事 件案例,推估軟體系統內已建置醫院之供 電系統故障機率。



圖二 醫院緊急供電系統開發雛形

四、結論與未來展望

急救責任醫院為大規模地震後的重要 醫療設施,為能即時掌握地震風險,本研 究首先發展醫院緊急供電系統震後故障機 率推估模式,並直接應用於台北都會區的 合作醫院,將現勘資訊與評估模式一同結 合想定地震事件,可推估在地震情境下醫 院緊急供電的故障機率。本研究的最終目 標係完成「急救責任醫院地震損失評估系 統」,故評估模式的發展將擴及如:供給 熱源的鍋爐系統、急救醫療空間、與手術 醫療設備等耐震易損性評估。期許未來更 多的合作醫院與配合資料的取得後,發展 震後醫療功能性系統損害評估,並結合營 運損失、中斷時間、與轉院需求等推估資 訊後,完備國內本土化的緊急醫療震後衝 擊評估系統,以協助防減災事業單位擬定 大規模地震後之緊急醫療服務策略與協調 跨區域的醫療服務能量。

参考文獻

- 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)
- 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)
- 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,國立成功大學,台南 (2000)。
- 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 DOH90-TD-1069,國立成功大學,台南 (2001)。
- Lin C.H., Liu X., Yang C.T., Pan Y.K. and Liao Y.C., "Approaches for evaluating failure probability of emergency power supply systems in hospitals". International Journal of Safety and Security Engineering, Vol. 7, No. 4, pp.568-576 (2017).
- 6. 林祺皓、楊承道、潘怡光、廖郁嘉,「急 救責任醫院之地震暴險資訊展示系統 開發」,中華民國力學學會第四十一屆 全國力學會議,國立成功大學,台南 (2017)。
- 林祺皓、劉小勤、高莉昕、蔡俊彦、楊 承道,「醫院緊急供電設備物之耐震易 損性研究」,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,PN: 1116,桃園 (2016)。

模型更新技術於鋼板阻尼器複合實驗之應用

莊明介¹

摘要

透過現有的子結構複合實驗(sub-structure hybrid simulation)技術,可以在歷時積分的 求解過程中,整合數值模型與多個真實試體的受震反應,進而得到近似於振動台實驗所呈 現的全結構動態反應。然而,當研究者擬研究的全結構較為複雜時(例如:多樓層結構且 配置相同或相似的阻尼器),這樣的試驗方法,需要同步執行多個真實試體的子結構試驗, 故在硬體設備的需求上,依舊有著極大的挑戰。因此,囿於硬體資源的限制,對於多層的 結構系統,研究人員常常僅能選擇將配置於結構底層,預期受震反應最大的阻尼器製作為 真實試體(physical substructure, PS)。這樣一來,除了做為試體的阻尼器其反應可由真實的 實驗求得,其他樓層之阻尼器在數值模型子結構(numerical substructure, NS)中皆採用有限 元素搭配非線性材料模型,又稱本構關係(constitutive model),來進行模擬。因此,無論 是慢速(slow)、快速(fast)或即時(real-time)的子結構複合實驗,在進行實驗時,若模擬阻尼 器的非線性材料模型初始設定不準確,將會造成數值模型子結構(NS)的模擬失真,而降低 實驗結果的精確度,也大幅地減損了複合實驗的應用價值。國家地震工程研究中心研究團 隊近期發展應用於複合實驗的模型更新(online model updating)技術。模型更新為一種在複 合實驗中,根據真實試體(PS)的反應進行參數識別,並以識別得到之參數來更新數值模型 (NS)參數的技術,經由修正數值模型子結構(NS)的準確性,來提升複合實驗的模擬品質。 本研究針對所發展的模型更新技術架構、基於梯度之參數識別方法,以實際的鋼板阻尼器 複合實驗進行驗證。

關鍵詞:鋼板阻尼器、複合實驗、模型更新、參數識別

一、前言

當研究人員欲以複合實驗(hybrid simulation, HS) 來探討多樓層(multi-story) 配置減震元件的建築結構系統其動力行為 時,若進行實尺寸全結構擬動態試驗 (full-structure hybrid simulation),昂貴的全 結構實尺寸試體費用、反力牆高度與油壓 致動器數量等硬體資源,皆為實尺寸全結 構擬動態試驗在執行面上必然遭遇到的嚴 峻挑戰。因此,研究人員在面對這樣的難 題時,通常採取子結構複合實驗 (sub-structure hybrid simulation)的方法執行 試驗。子結構複合實驗的基本操作概念為 「已知的部分做模擬,未知的部分做試 體。」,在使用現有的子結構複合實驗技 術,可將一個全結構拆解成分屬「數值模 型子結構(numerical substructure, NS)」與 「真實試體子結構(physical substructure, PS)」兩種類型的數個子結構。如圖一,在 子結構複合實驗中,需要同步執行多個真 實試體的子結構試驗,故在硬體設備的需 求上,有著極大的挑戰。因此,研究人員 通常選將配置於結構底層,預期受震反 應最大的阻尼器製作成為真實試體(PS)(圖 二)。如圖二所示,除了作為試體的阻尼器 其反應可由真實的實驗求得,其他樓層之 阻尼器在數值模型子結構(NS)中皆採用有 限元素搭配非線性模型來進行模擬。因 此,在進行實驗時,若模擬阻尼器的非線 值模型子結構(NS)的模擬失真,進而降低 實驗結果的精確度,也降低複合實驗的應 用價值。

¹國家地震工程研究中心助理研究員



圖一 多個子結構之複合實驗



圖二 單一子結構之複合實驗

二、鋼板阻尼器之子結構複合實驗

以含鋼板阻尼器(Steel Panel Damper, SPD) (Tsai et al., 2018)的鋼造構架為例(圖 三) (Wang et al., 2018), 在子結構複合實驗 中,動力行為能夠被數值模型準確預測的 抗彎矩構架部分,可以採用有限元素分析 軟體建立數值模型子結構(NS)。另一方 面,受力行為尚不明確的 SPD 則製作成實 際試體,做為複合實驗中的真實試體子結 構(PS)。透過現有的複合實驗技術,可以在 歷時積分的求解過程中,整合數值模型與 多個真實試體的受震反應,進而得到近似 於振動台實驗所呈現的全結構動態反應。 如上述所言,這樣的試驗方法,需要同步 執行多個真實試體(SPD)的子結構試驗,故 在硬體設備的需求上,依舊有著極大的挑 戰。



圖三 含模型更新之 SPD 構架複合實驗

面對這樣的挑戰,可以應用國家地震工 程研究中心(簡稱國震中心)研究團隊近期 所發展的含模型更新之複合實驗技術 (Chuang et al., 2018; Wang et al., 2018)。透 過採用此技術,研究人員可以挑選降伏時 機較早、受震反應較劇烈的 SPD 作為試 體。如圖三中由綠色線段所圈選標示裝配 於 3 樓的 SPD 可作為真實試體子結構 (PS),其餘構架中的 SPD 則是以樑柱元素 (Beam-Column element)(Lin et al., 2009)建 立在數值模型子結構(NS)中,並且採用雙 面理論的塑性硬化材料模型(two-surface model)(Dafalias and Popov, 1975; Lin et al., 2009)(圖四)來模擬 SPD 構件受側向力下的 塑性硬化反應與遲滯行為(Tsai et al., 2018; Wang et al., 2018) •



圖四 以塑性硬化材料模型模擬 SPD 受力 反應 (Tsai et al., 2018)

如圖三,在子結構複合實驗中進行模型 更新時,先以即時量測到的 SPD 試體反應 (measurement),透過最佳化方法來調整模 型,降低與試體位移歷時同步的輔助模型 (auxiliary numerical model, ANM)的模擬誤 差,讓 ANM 輔助模型的模擬結果 (simulation)能夠有近似於量測數據 (measurement)的仿真效果,進而得到可以 適當描述 SPD 受力反應的塑性硬化材料模 型的適用參數,即是進行所謂的參數識別 (parameter identification)工作,而參數識別 的結果可以用來校正數值模型子結構(NS) 中的 SPD 數值模型。綜上所述,模型更新 的機制就是在整個子結構複合實驗過程中 重覆進行以下步驟: (1)量測 PS 反應->(2)執 行 ANM 位移控制分析->(3)參數識別->(4) 更新 NS 模型。透過以上所述的操作,可以 提高複合實驗的擬真度。

三、基於梯度之參數識別方法

國震中心研究團隊(Chuang et al., 2018; Wang et al., 2018)近期發展應用於複合實 驗的模型更新技術架構,同時也針對執行 含模型更新之複合實驗所需的關鍵技術, 即是線上參數識別 (online parameter identification) 與模型更新 (online model updating),提出適用的基於梯度之參數識 別方法(the gradient-based method for online model updating, GBM) (Chuang et al., 2018)。GBM 參數識別方法是以傳統的梯 度下降法(gradient decent method)作為基 礎,但是在參數識別時,特別考量塑性硬 化材料模型的雙面理論特性,根據 ANM 模 型的受力狀態為彈性、等向硬化(isotropic hardening)、走動硬化(kinematic hardening) 的情況,來精準控制塑性硬化材料模型的 待識別參數項目,避免贅餘的參數成為最 佳化求解過程的變數,進而達到更有效率 的參數識別結果。

四、參數識別與模型更新之成效

為了驗證國震中心研究人員所發展的 模型更新架構、基於梯度之參數識別方法 的應用成效,在此研究中,研究人員採用 含 SPD 之六層樓鋼構架含模型更新子結構 複合實驗(Wang et al., 2018)(圖三)來驗證 模型更新的成效。

如圖五所示,在複合實驗中採用基於梯 度之參數識別方法(GBM MU)進行參數識 别的工作十分順利。而在此複合實驗中, 模型更新的動作於歷時積分的第1250步後 中止,此時 PS 的受力反應已發生了顯著的 非線性行為,此時試體顯著的非線性反應 已足夠用來識別出適當的參數組。在本研 究中,參數識別的執行方式,採每三步歷 時積分進行一次參數識別,如圖六所示, 整體而言,每次參數識別的疊代次數皆不 超過6次,且耗時低於10秒,這樣的執行 效率對於一般複合實驗而言是可以接受 的。再者,如圖七與圖八所呈現 ANM 模 擬的結果進行比較可知,經識別後的參數 所校正的 ANM 可以更適當地模擬試體反 應,而這些更為適當的參數值可有效地校 正數值模型子結構(NS),提升 NS 模型的精 確度。



圖六 參數識別執行時間與疊代次數 (Intel[®] Core[™] i7-2600 3.40 GHz Processor and 12 GB of RAM)





圖八 未校正之 ANM 模擬結果

四、結論與展望

經由本文所介紹的含模型更新之鋼板 阻尼器複合實驗,可知國震中心研究團隊 所發展的模型更新技術架構搭配基於梯度 之參數識別方法(GBM),可以在複合實驗 的進行中,根據 SPD 試體(PS)反應,有效 地找到合適的參數來修正數值模型子結構 (NS)的正確性,進而提高複合實驗的擬真 度,詳細的研究發展成果已發表於國際期 刊(Wang et al., 2018)。期望本研究所發展之 模型更新技術與參數識別方法,能作為地 震工程相關研究人員在擴大應用複合實驗 的重要基石,並且提高複合實驗的精確度 與應用價值。

參考文獻

- Chuang MC, Hsieh SH, Tsai KC, Li CH, Wang KJ, Wu AC. (2018). Parameter identification for on-line model updating in hybrid simulations using a gradient-based method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47(2): 269-293.
- 2. Dafalias YF, Popov, EP. (1975). A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. *Acta Mechanica*, **21**(3): 173-192.
- 3. Lin BZ, Chuang MC, Tsai KC. (2009). Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework. *Advances in Engineering Software*, **40**(1): 66-82.
- 4. Tsai KC, Hsu CH, Li CH, Chin PY. (2018). Experimental and analytical investigations of steel panel dampers for seismic applications in steel moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.3023.
- 5. Wang KJ, Chuang MC, Tsai KC, Li CH, Chin PY, Chueh SY. (2018). Hybrid testing with model updating on steel panel damper substructures using a multi-axial testing system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.3139.



NARLabs

National Center for Research on Earthquake Engineering

No. 200, Sec. 3, Xinhai Rd., Taipei 10668, Taiwan(R.O.C.) Tel: +886-2-6630-0888 Fax: +886-2-6630-0858 http://www.ncree.org.tw