111_{年度} 國家地震工程研究中心

研究成果報告



使用聲明

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

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

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

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

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

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

The content of this report is copyrighted and owned by the National Center for Research on Earthquake Engineering (hereinafter referred to as the "NCREE"), which is a foundation established under the laws of Taiwan. Any copying or modification of this report is strictly prohibited. Unless authorized by the NCREE, the User is not permitted to reproduce, duplicate, extract, quote, publicly transmit, publicly broadcast, distribute, or publish the whole or any part of this report in any form or manner, nor are they allowed to post or disclose any part of this report through any unauthorized channels (such as embedding in any web page or website using a hyperlink). If there are circumstances that qualify as fair use, the User should properly cite the report to acknowledge the interests of the rights holder.

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

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

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

目 錄

- 1 2022 年新版建築物耐震規範修訂重點說明 翁元滔、於積瑨
- 5 台灣垂直向設計反應譜研擬 I 張毓文、趙書賢、張志偉、許喬筑、簡文郁、林哲民、羅俊雄、溫國樑、黃尹男、 吳俊霖、周中哲
- 9 臺灣地震動分布評估系統 林哲民、趙書賢、呂學敏、許喬筑
- 13 以簡化非線性數值模型估算建築的受震反應 ^{林瑞良} 莊明介
- 17 高拉螺栓連結貼附式構架補強之面外試驗 ^{鄧凱文、邱聰智、鍾立來、李梓綸}
- 21 國震中心增建大樓既有結構與新建服務核樓地板接合分析 莊明介、林昱成、蔡克銓、林瑞良、吳安傑
- 25 鋼結構同心斜撐構架之動力歷時分析耐震能力評估 林敏郎、黃昭勳、張惠瑜、周德光、邱聰智、鍾立來
- 29 纖維斷面模型於 ETABS 的應用研究 周德光、於積暗
- 33 建置維運新南向國家整合式災害情資決策系統 翁樸文、林佳蓁、蕭輔沛、Erwin Lim、黃世建
- 37 OpenFresco 於七層樓 RC 構架多物理子結構之複合實驗應用 蕭輔沛、盧煉元、葉士瑋、黃炫文、許博策、鄭弘
- 41 ABAQUS 快速建模之研究 許家銓、周光武、洪曉慧
- 45 桁架式複合材料橋梁之局部結構試驗 葉芳耀、陳君隆、蕭勝元、江奇融、周光武、許家銓
- 49 鋼橋墩耐震性能研究(II) 洪曉慧、周光武、許家銓、梁恩齊、黃仲偉
- 53 2022 年台灣關山地震與池上地震橋梁損壞勘查報告 李政寬、洪曉慧、江奇融、蕭勝元、林世榮

- 61 高架鐵路列車遭遇地震之行車風險研究 ^{郭振銘、邱裕翔}
- 65 矩形儲槽受震引致液體潑濺體積實驗研究 高翊鈞、徐瑋鴻、柴駿甫、林凡茹
- 69 非結構物耐震測試標準需求比較 黃百誼、柴駿甫、陳威中、林凡茹
- 73 懸吊式匯流排系統之振動台實驗 陳威中、柴駿甫、林凡茹、黃百誼
- 77 剪力型耐震間柱之耐震性能研究 莊勝智、林克強、紀凱甯、吳昌叡、蘇名浥、陳垂欣
- 81 等斷面桁架圍束式挫屈束制支撐試驗研究 吳安傑、莊明介、蔡克銓
- 85 雙軸向動態試驗系統之動態特性識別與探討 林旺春、游忠翰、楊卓諺、林晉丞、彭聖凱、汪向榮
- 89 廣義建物模型更新之實際建物動力特性解析 ^{盧恭君、林旺春}
- 93 鋼筋混凝土構件之鋼筋握裹性能試驗研究 紀凱甯、林克強、莊勝智、周秉憶
- 97 RC梁柱接頭之彎鉤與擴頭鋼筋耐震伸展長度建議 林克強、紀凱甯、莊勝智
- 101 一維軸向波分離方法 張為光、楊炫智、張哲瑜
- 107 聯合共振與動三軸對海床土壤動態性質之量測研究 倪勝火、陳家漢、紀佳妤、徐羽柔
- 111 管線系統數值模擬與元件測試 林凡茹、陳維豪、劉昀桐、廖文義、柴駿甫
- 115 含慣質斜面滾動隔震支承研發 游忠翰、賴乙安、汪向榮、林旺春
- 119 圖神經網路於線性靜力分析之應用 周遠同、黎光曜、郭柏志、張慰慈、黃尹男、陳俊杉
- 123 應用深度學習及電腦視覺於橋梁表面劣化檢測之初步研究 張庭維、張家銘

- 127 5D 智慧城市防救災平台與智慧實驗室(一) 王仁佐、陳志賢、林瑞綿
- 131 近期災害性地震之地震動模擬與檢討 黃李暉、葉錦勳
- 135 一般建築物震損評估系統之精進與驗證 _{洪祥瑗、葉錦勳}
- 139 結合結構震損於非結構物損壞評估 ^{林祺皓、林祐萱}
- 143 都會區災害救援路網 QGIS 嵌入式套件開發 楊承道、曹雅筑、吴文元、朱易昌
- 147 住宅耐震補強之技術推廣與應用成果 許芯茹、林敏沁、高靖、許嘉雯、張舒涵、邱聰智、鍾立來、楊元森、林敏郎、 翁元滔、涂耀賢、鄭維中、許丁友
- 151 臺灣建築物耐震設計反應譜查詢平台-Sederes 劉勛仁、呂學敏、張毓文、簡文郁
- 155 旗山斷層傾角分佈與統計 陳冠字、范秋屏、李宥葭、張毓文、張志偉、劉勛仁
- 159 台灣通用波速剖面建置 王允佑、張毓文、許尚逸
- 163 短周期地震觀測網的觀測與應用 黃有志、林哲民、溫士忠
- 167 大油坑地區近期的異常活動 林李曉芬、賴雅娟、史旻弘、林正洪、劉進興、鄧嘉睿、邵騰揚
- 171 矩形鋼筋混凝土水池結構耐震設計與評估之探討 劉季宇
- 175 挫屈束制斜撐鋼構架非線性行為分析及加載歷時研究 劉郁芳、周中哲、彭冠儒、陳冠儒
- 179 以虛擬複合模擬法探討一樓柱挫屈縮短對七層樓鋼結構整體受震 反應之影響 王孔君、黃丞偉、周中哲
- 183 基於模態特徵之風力機監測可行性研究 張家銘、周肇昱、莊奕婕、楊卓諺

2022 年新版建築物耐震規範修訂重點說明

翁元滔1 於積瑨2

摘要

國家地震工程研究中心邀集國內學者專家、建築業界與主管機關內政部的代表,成 立「規範研究發展委員會」,持續研討規範內容,研擬具體建議,提供內政部作為修訂既 有耐震規範之參考。在間隔11年後,新版的「建築物耐震設計規範及解說」已於今年10 月1日正式上路,主要修訂的重點有四:提升鄰近斷層區域耐震安全、改善軟腳蝦建物 耐震能力、精進土壤液化圖資與抗液化設計、確保隔減震元件設計品質與效能。此版規 範融入了最新的科技研究成果,可有效提升我國建築物耐震能力。

關鍵詞:耐震設計、近斷層、隔減震元件、土壤液化

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, 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,本計畫召集產、官、學、研 各界代表組成「規範研究發展委員會」及 幕僚小組,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,定期討論議案,提出符合學理以 及工程實務之規範修訂內容,送交主管機 關審議,進而修訂規範內容並公告實行, 使國內之耐震設計規範更趨完備及合理。

目前建築物耐震設計規範之主管機關 為內政部營建署,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、111 年新版耐震規範修訂重點

自民 100 年至 111 年間持續進行至少 十個耐震規範修訂提案送交營建署進行審 議,進而促成此次新版的「建築物耐震設 計規範及解說」於民 111 年 10 月 1 日正式 上路,其中主要更新的重點有四:提升鄰 近斷層區域耐震安全、改善軟腳蝦建物耐 震能力、精進土壤液化圖資與抗液化設計、 確保隔減震元件設計品質與效能。

三、提升鄰近斷層區域耐震安全

因應中央地質調查所 2012 年版公告 的台灣地區活動斷層圖資訊,新增第一類 活動斷層對地震潛勢提高的影響,本項修 訂包含兩部分:(1)鄰近新增斷層行政區之 震區水平譜加速度係數值調整;(2)修訂近 斷層設計基準地震為直接內插取值。為保 持論述脈絡清晰,規範條文次序略做調整, 並配合修訂其它章節中有關近斷層調整因 子之相關條文。主要條文修訂建議摘述如

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心副技術師

下:

2.3 一般<u>區域</u>之震區短週期與一秒週 期水平譜加速度係數

震區短週期及一秒週期之設計水平 譜加速度係數 S^D_s 與 S^D₁ 分別代表工址 所屬震區在堅實地盤下,設計地震作用 時之短週期結構與一秒週期結構之5% 阻尼譜加速度與重力加速度g之比值。

震區短週期及一秒週期之最大考量水 平譜加速度係數 S^M 與 S^M分別代表工址 所屬震區在堅實地盤下,最大考量地震 作用時之短週期結構與一秒週期結構 之5%阻尼譜加速度與重力加速度g之比 值。

我國之震區係以鄉、鎮、市<u>、區</u>等行政 區為單位劃分,各微分區內之震區設計 水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D 乃根據50 年10%超越機率之均布危害度訂定,地 震回歸期為475年;震區最大考量水平 譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M 則根據50年2% 超越機率之均布危害度訂定,地震回歸 期為2500年。

除臺北市及新北市另於2.7節規定外, 震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D , 以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M ,如表2-1所<u>列</u>。表內標示鄰近 斷層之鄉鎮市區,其震區水平譜加速度 係數依2.4節辦理。

本計畫分析台灣各已知活動斷層的影響範 圍及其可能對鄰近區域造成的破壞,於新 版耐震規範中,調整了鄰近活動斷層區域 之耐震設計要求,以確保建築物可以耐得 住「近斷層效應」。以旗山斷層為例,調整 後在此區域的新建建築工程造價成本大約 會增加 5%,但其設計地震力約可提升 20~30%,足以抵抗旗山斷層造成的「近斷 層效應」。

四、改善軟腳蝦建物耐震能力

2016 年美濃地震的維冠大樓、京城銀 行以及 2018 年花蓮地震的統帥飯店、雲門 翠堤大樓等倒塌案例,皆是底層倒塌、上 半部相對完整。這種底層軟弱(俗稱軟腳 蝦)建物,主要是因為其低樓層為開放空 間供公眾使用,因此結構及非結構牆量較 少,加上傳統騎樓式設計,使底層抗震能 力更弱。

此類底層軟弱建築物應儘速進行詳細 評估與整體結構補強,但若產權複雜,各 所有權人間不易達成共識而完成整體結構 補強作業。為避免強震來襲破壞此類建築 物結構,新版耐震規範中訂定了「排除弱 層破壞 之補強規定,並修正在計算極限 層剪力強度時均須計及非結構牆所提供之 強度,以能確切檢核出建築物之弱層的存 在,避免弱層效應, 並刪除極限層剪力強 度之檢核須考慮非結構牆之門檻。即經評 估判定須強制改善之建築物,在等待全數 所有權人同意進行完整補強或拆除重建之 前,可採取階段性補強,以提供短期保護 措施。耐震規範中同時配套提供耐震評估 程序與補強工法,協助此類建物得以施作 正確的補強工法,降低在地震下因底層軟 弱而崩塌的風險。主要條文修訂建議摘述 如下:

8.5 排除弱層破壞之補強

若建築物因工程技術以外之因素 而無法完成整體結構補強,以滿足 8.3 節之要求,經適當評估作業後,認為有 弱層之虞者,則可先採取排除弱層破壞 之補強的方式,以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。

排除弱層破壞之定義為目標樓層 滿足 2.17 節極限層剪力強度與設計層 剪力的比值規定,目標樓層強度與其設 計層剪力的比值不得低於其上層所得 比值 80%。計算極限層剪力強度時須計 及非結構牆所提供之強度。

五、精進土壤液化圖資與抗液化設計

建築物基礎地盤之土壤若發生液化, 而該建築物基礎設計未作適當的抗液化 處理,可能造成建築物產生嚴重之沉陷或 傾斜,九二一大地震即有此種建築物液化 損壞案例;又如2018花蓮地震,造成花蓮 港區大面積沉陷達50公分,若該處有建 築物,後果不堪設想。

有鑒於此,國震中心蒐集包含國內土 壞液化案例 300 多筆與世界各國之案例 300 多筆,利用這些案例分析計算出台灣 不同區域土壤之抗液化強度,進而發展出 本土化的土壤液化評估方法,收錄於新版 耐震規範中,使各地方執行單位可根據最 新的鑽孔資料,製作出更精細的液化潛勢 圖。另外新版耐震規範中也提供了抗液化 設計的方法,讓施工單位可以在準確識別 施工區的液化潛勢及其影響範圍之後,施 作正確可靠抗液化設計,確保建築物安全。

六、確保隔減震元件設計品質與效能

自 2006 年建築物耐震設計規範首次 納入隔震與消能元件設計篇章後,隔減震 元件便大量應用至建築工程設計中。2009 年在台灣已出現含隔減震設計的建築物約 80棟,到 2022 年大幅增加到至少上千棟。 然而隔減震元件的品質與效能是否達到設 計要求,須經適切的性能測試程序加以驗 證。新版耐震規範中針對隔減震元件的性 能測試與品管程序,有更嚴格而細緻的規 定與要求,以確保隔減震元件的品質與效 能,也確保使用隔減震元件的建築物能有 效抵抗強震侵襲。

七、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 111 年底為止, 共召開 過46 次會議, 討論之議題超過40 項, 研 議後皆已送請內政部營建署進行法規審議。 耐震設計規範規定之嚴謹與否,反映 社會對地震安全的重視程度,也反映國家 經濟的發展程度。藉由制定耐震設計規範, 使國內建物皆達一定的耐震標準,創造安 全的環境,使大眾免於遭受地震危害的恐 懼,是社會安定發展的因素之一。藉由修 訂耐震設計規範條文,確實反映建物耐震 需求,在安全要求前提下達到節省建造成 本並且避免浪費,提高耐震設計水準以增 加建築物之耐震安全。

本計畫透過召開「規範研究發展委員 會」討論規範相關議題,規範委員會之成 員除了邀請國內研究耐震設計規範之專家 學者、政府研究部門外,依據不同議題內 容,邀請不同專業領域之研究人員、技師 公會代表與工程顧問公司之執業人員共同 參與討論,以求提出符合學理以及工程實 務之規範修訂內容,對於國內之耐震設計 規範之修訂提出具體貢獻,期望藉由本計 畫之繼續執行,能逐步推動我國之耐震設 計相關法規以臻完備。期能透過耐震設計 規範與相關法規的更新與修訂,使新建的 建物至少須能符合「大震不倒、中震可修、 小震不壞」之耐震要求。國震中心未來乃 會持續強化精進建築物耐震規範修訂工作, 打造出能有效守護台灣居住安全的耐震設 計規範。

參考文獻

- 1. FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C., 2000.
- ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2013.
- ASCE/SEI 7, 2017. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE STANDARD: ASCE/SEI 7-16.

- 4. Building Seismic Safety Council (2004). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450) Part 1: Provisions, 2003 EDITION, Washington, D.C.
- Kuo, C. H., K. L. Wen, H. H. Hsieh, C. M. Lin, T. M. Chang, and K. W. Kuo (2012). Site Classification and Vs30 estimation of free-field TSMIP stations using the logging data of EGDT. Engineering Geology. 129-130, 68-75.
- 「建築物耐震設計規範及解說」,內政 部營建署,民國100年7月。

NCREE

台灣垂直向設計反應譜研擬I

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

摘要

本研究目的在於研擬台灣垂直向設計反應譜,原因在於現行耐震設計規範對於垂直 向設計反應譜設定是為水平向設計反應譜的 1/2 或 2/3 倍,但由水平向設計反應譜在 475 年回歸期控制震源下的地震觀測資料顯示,短週期處的 V/H 頻譜比值大於 2/3,且隨著 週期改變。藉由台灣豐富的地震紀錄以及近期內發展的 V/H 頻譜比值經驗模型,本研究 第一階段將建立垂直向設計反應譜之譜形,將有別於現行耐震設計規範之建議,但是能 反映台灣垂直向地震動特性的設計反應譜。

關鍵詞:垂直向設計反應譜、V/H 頻譜比值、ASCE 7, 非線性效應

一、前言

國際上垂直向設計反應譜的發展, ASCE/SEI 7-16 (2016)已參考 V/H 頻譜比 值模型建立一垂直向係數(Vertical Coefficient, Cv),將水平向譜加速度參數轉 换垂直向譜加速度參數; 並定義了垂直向 反應譜公式,是有別於水平向設計反應譜 的譜形。在過去, Newmark et al. (1973b)以 當時的觀測資料提出 V/H 頻譜比值可保守 取自水平向的 2/3。然而, 隨著觀測資料的 增加, Bozorgnia et al. (1996)以 1992 年加 州北嶺地震的資料進行分析,說明軟弱土 層資料所呈現在不同距離下,短週期 V/H 頻譜比值是高於 2/3。同時, V/H 頻譜比值 會隨著週期改變, 並受到規模、距離改變 而影響(Bozorgnia and Campbell, 2004)。同 樣的,取台灣規模 6.5 以上地震,距離 10-30 公里的觀測紀錄,台灣 V/H 頻譜比值之 趨勢在短週期處呈現高於 2/3 或 1/2 的比 值。故現行耐震設計規範(內政部營建署,

2022)對於垂直向設計反應譜的要求中, V/H 頻譜比值在近斷層區域取 2/3、一般區 域取 1/2 的設定需進行檢討。

為使耐震設計規範對於垂直向設計反 應譜的考量,能合理反映台灣的垂直向地 震動特性,本研究將分階段建立台灣垂直 向反應譜的譜型與譜值,第一階段先建立 垂直向反應譜譜型,第二階段將完成垂直 向設計反應譜公式與轉換係數,提供耐震 設計之參考。

二、台灣垂直向地震動特性

在探討垂直向地震動特性時,針對地 震紀錄的選用,主要由圖二中的台灣地震 動資料分布中,篩選相符於水平向設計地 震的控制震源:規模 7.0/距離 10 公里的地 震紀錄,進行垂直向反應譜的譜型的討論。 除此外,由圖二中的資料分布顯示,台灣 地區主要歷史地震集中在 Mw 5.0-6.5 的地

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

震,對於大規模的地震紀錄僅有 1999 年 Mw7.6 的集集地震。因此為能對於規模 6.5 以上地震有更多的描述,本研究另採用了 台灣兩個地震動評估經驗模型,分別為分 別為 Chao et al.(2019)及 Phung et al.(2021; 2022)。



圖一 台灣地震紀錄呈現的 V/H 頻譜比值 分布



圖二 台灣淺層地震之地震動資料分布

圖三比較不同地盤條件下,規模 6.5、 距離 10 公里的條件下所篩選資料的平均 地震動反應譜與經驗模型的評估結果,圖 中顯示台灣垂直向地震動與水平向相似, 具有強烈的非線性行為。另一方面,由圖 中的比較顯示,Chao et al.(2019)反映出台 灣重直向地震動的非線性場址效應與水平 向有強型建立,另外也統計垂直向 地震動資料發現非線性特性中 S 波的貢獻 會大於 P 波的貢獻,驗證了垂直向非線性 的效應與水平向接近(Chao et al., 2019);而 Phung et al.(2021)在模型建立時,有鑑於台 觀測資料,因此相對顯示其模型垂直向的 非線性不顯著。

針對 V/H 頻譜比值的探討,在同樣條 件,觀測 V/H 頻譜比值與經驗模型評估結 果之比較如圖四所示。圖中顯示不同經驗 模型對觀測 V/H 頻譜比的描述在 Vs30 ≧ 360m/s 以上的地盤條件,均有相近的擬合 度。反觀在軟弱地盤上,Phung et al.(2021) 呈現較高的 V/H 頻譜比值,主要是隱含了 國外垂直向紀錄的特性。因此,由台灣觀 測資料來看,雖大部分的垂直向資料非線 性效應顯著,但為能考量大地震所呈現的 垂直向地震動特性,故分析過程中同時將 兩個垂直向經驗模型納入討論。



圖三 台灣不同地盤條件下的地震動反應 譜比較,左圖為水平向反應譜,右圖為垂 直向反應譜



圖四 觀測 V/H 頻譜比值與經驗模型評估 值之比較

三、垂直向反應譜譜型發展

本研究參考 ASCE/SEI 7-16 的垂直向 反應譜譜型公式,以前述提及資料與經驗

模型,發展台灣垂直向反應譜譜型。主要 考量之重點如圖五所示,包括反應譜平台 段代表週期之決定、轉角週期、長週期地 震動之衰減速率、平台段與極短週期間的 比值等四個決定反應譜譜型參數。執行過 程簡述如下:

(1)反應譜平台斷代表週期:主採用正規化 的垂直向反應譜進行討論。圖六以水平向 控制震源為參考,比較了特定條件下觀測 紀錄平均結果與估算反應譜,正規化的參 考值為 0.01 秒之譜值。由正規化後觀測平 均反應譜與估算反應譜,可發現台灣垂直 向反應譜代表週期落在 0.1 秒左右。該代 表週期與 ASCE/SEI 7-16 垂直向反應譜所 參考週期一樣。

(2)轉角週期:在圖六所呈現的正規化反應 譜中,不同地盤條件之轉角週期均落在0.2 秒左右,因而垂直向反應譜之譜形其轉角 週期可被定義。

(3)長週期地震動之衰減速率:在 ASCE/SEI 7-16 中,垂直向反應譜在轉角 週期後的譜加速度值隨著隨週期的倒數衰 減,設定的速率為 0.5。比較台灣正規化的 反應譜,不同規模所反映出之垂直向反應 譜,長週期的地震動隨 1/T 衰減的速率設 定為 0.5 時,可涵蓋多數的地震動紀錄。

(4) 垂直向極短週期與平台代表週期之頻 譜比值:圖七以 Chao et al.(2020)及 Phung et al.(2021)的垂直向經驗模型的評估值, 探討極短週期與平台代表週期之頻譜比值。 由比較結果說明,不同地震動等級對應的 控制震源,呈現垂直向反應譜中極短週期 的譜值約為 0.1 秒代表週期譜值的 0.375 倍。故,在發展垂直向設計反應譜時,在 0.01 秒的譜值可被定義出。

依據上述討論與比較,可發展台灣垂 直向設計反應譜,如同圖五中所定義之公 式,最後當 0.1 秒週期的垂直向譜值被估 算後,則可決定設計用之垂直向設計反應 譜。







圖六 不同地盤條件下,觀測與估算的正規 化垂直向反應譜

四、不同規範之比較

在 ASCE/SEI 7-16(或 7-22)中垂直向 反應譜的分析流程,主以水平向反應譜之 平台段代表週期 0.2 秒為依據,配合 V/H 頻譜比值經驗模型,求得垂直向係數 Cv。 該係數與水平向 0.2 秒岩盤條件的譜值及 地盤條件有關,因而可將不同地盤條件的 水平向反應譜轉為對應的垂直向反應譜。 在本研究中,對於垂直向反應譜譜形之討 論,主以觀測資料為主所建立,以為反映 台灣控制地震下垂直向地震動特性。圖八 以正規化方式比較本研究所提出之垂直向 反應譜譜形與 ASCE7-16 的建議,圖中設 計參數為取475年回歸期Ss=0.5、Vs30=360-760 m/s 的地盤條件。結果顯示台灣垂直向 的地震動特性與美國相較之下,雖兩者在 代表週期相近,但場址效應不同,應用觀





圖七 垂直向極短週期與平台代表週期之 頻譜比值比較



圖八 本研究與 ASCE7-16 正規化垂直向 反應譜之比較

五、結論及未來工作

由於實際的地震動紀錄所呈現的 V/H 頻譜比值,反映出短週期之比值高於現行 耐震設計規範對於垂直向設計反應譜所設 定為水平向設計反應譜的 1/2 或 2/3 倍。 本研究有別於 ASCE/SEI 7-16 的做法,以 觀測資料為主,並用台灣的 V/H 頻譜比 值的經驗模型為輔,發展台灣垂直向設計 反應譜形。以台灣豐富的地震動資料庫, 本研究提出之垂直向反應譜公式,在轉角 週期段將針對水平向反應譜的 0.3 秒短週期 譜加速度係數為參考,建立水平向與垂直 向在代表平台段譜值的轉換係數 Cwh,完成 台灣垂直向設計反應譜的規範建議。

參考文獻

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

臺灣地震動分布評估系統

林哲民1 趙書賢2 呂學敏3 許喬筑4

摘要

本研究整合本土化之先進地震動預估模型、震源模型、場址參數及空間內插技術, 結合中央氣象局與本中心之實測地震觀測數據,開發全自動化高精度地震動推估技術, 於地震後立即評估全臺地震動強度分佈,並透過 WebGIS 網頁地理資訊系統展示介面, 建立「臺灣地震動分布評估系統」(Taiwan ShakeMap Assessment System)網頁服務平台, 提供視覺化查詢介面,除作為本中心震後災情評估及救災應變之參考,也供大眾查詢參 考。「臺灣地震動分布評估系統」在氣象局公告顯著有感地震發生後,基於地震震源資訊 及實測地震動數據,可於 10 至 20 分鐘內產出臺灣全島之高精度地震動大小分布圖,包 括地表最大加速度、最大速度、0.3 秒週期反應譜及 1.0 秒週期反應譜,各地之推估地震 動大小可透過座標及地址簡易查詢;各地震觀測站之實測三分量地震波形及加速度反應 譜,並透過與現行建築物耐震設計規範要求之設計反應譜相比對,作為地震致災評估之 參考。

關鍵詞:地震動分布圖、地動預估模型、網路地理信息系統

一、前言

國家地震工程研究中心基於震後災情 評估及救災應變之任務需要,整合歷年研 發之本土化先進地震動預估模型、震源模 型、場址參數及空間插值技術,結合中央 氣象局(CWBSN和TSMIP地震網)與本中 心(SANTA及校園 EEWS 地震網)之實測 地震觀測數據,開發全自動化高精度地震 動推估技術,於地震後立即評估臺灣全島 之地震動強度分佈,並透過 WebGIS 地理 資訊展示介面,建立「臺灣地震動分布評 估系統」(Taiwan ShakeMap Assessment System, SMAP)網頁服務平台,提供視覺化 查詢介面。

二、全台強震測站資料

由於臺灣的高地震活動度,全臺佈設 有多種不同類型之地震觀測網提供豐富的 地震觀測資料。「臺灣地震動分布評估系統」

基於使用需求採用四個即時強震觀測網所 提供之自由場加速度強震資料。其中兩個 測網是交通部中央氣象局所運作之中央氣 象局地震觀測網(Central Weather Bureau Seismographic Network, CWBSN)及臺灣強 地動觀測網 (Taiwan Strong Motion Instrumentation Program network, TSMIP). CWBSN 觀測網專責於臺灣地震定位發報 工作,並逐步納入各類新型態地震觀測資 料成為高效之現代化觀測網;TSMIP 觀測 網則是自 1991 年起開始建置,其包含 700 多個自由場強震站,近年也逐步升級為即 時測站。CWBSN 及 CWB 觀測網之地震資 料皆可透過中央氣象局與中央研究院地球 科學研究所合作開發之「臺灣地區地震與 地球物理資料管理系統」下載使用。另外 兩個則是國震中心自有之強震觀測網,國 震中心全臺地震陣列 (Seismic Array of NCREE in Taiwan, SANTA) 是包含 37 個測站 之複合型觀測網,提供包含強震加速度及 寬頻速度觀測資料;另一個則是包含近百

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兼組長

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技術師

個測站以提供全臺校園地震預警服務之國 震中心地震預警網(NCREE Earthquake Early Warning System, NCREE EEWS)。

圖一是四個觀測網之測站分布圖。這 些觀測網可提供全臺密集且高品質之即時 強震資料。當地震發生時,中央氣象局之 地震報告會觸發「臺灣地震動分布評估系 統」啟動地震資料蒐集作業以產製地震動 地圖。



圖一 「臺灣地震動分布評估系統」使用 其地震資料之全台強震站分布

三、高精度地震動地圖之製作

「臺灣地震動分布評估系統」為了確 保每次地震之地震動地圖能呈現臺灣各地 之真實地震動特徵,並反映其震源、路徑 與場址效應,採用結合各地實際觀測資料 與臺灣之地震動預估式(Chao et al., 2020) 的方式製作地震動強度地圖。

地震動推估時,依目標位置與地震觀 測站之間的距離計算地震動強度觀測與預 估差異的空間相關性(Sokolov et al., 2011), 以此決定採用觀測值或地震動預估式預估 值的占比,以隨機高斯程序分佈假定進行 空間內外差,若該距離越近則相關性越高, 地震動強度越接近觀測值,反之相關性越 低,地震動強度則越接近地震動預估式的 預估值。以此分析模式掌握觀測與預估之 差異量的空間分佈,提升地震動推估之解 析度與準確度,並確保具實際觀測資料之 位置的地動值等同於觀測數值(Chao et al., 2021)。

本系統在地震動分析時,首先會計算 各強震站之實測三軸向加速度反應譜,週 期涵蓋0.01秒至10秒間共181個週期點。 基於這些實測譜加速度值套用前述地震動 推估模式計算全台 500 公尺網格點的地震 動強度,求得全臺17萬餘個位置之地表加 速度峰值、地表速度峰值與181 個週期之 譜加速度等地震動數值,進而繪製為高精 度地震動地圖。而由於實測地震動資料之 取得時間不同,本系統會依據資料更新時 序自動重新計算產製更精確之地震動地圖, 且為加快初期之產製速度,初版地震動推 估之震源設定採點震源模式進行分析,後 續之推估則會納入面震源模式重新分析。 如此,結合實測資料及反映震源、路徑與 場址效應之地震動預估式共同進行考量空 間相關性之地震動推估,產出全臺之高精 度地震動地圖。

四、網頁地理資訊系統查詢平台

為了方便大眾於地震後查詢地震動分 布及自身所處位置之地震動強度,採用地 理資訊系統(GIS)展示介面建立「臺灣地 震動分布評估系統」之網頁服務平台。

本網頁平台如圖二所示以單一頁面形 式呈現,左側畫面為主要查詢及功能欄位, 右側畫面為地震動分布地圖展示,並包含 簡易地圖操作功能鍵;網頁版面也支援手 機或平版等行動設備之直向畫面展示。系 統預設顯示最新一筆地震事件或是近期規 模 5.5 以上之地震,地震相關資訊皆是引 用中央氣象局所發布之地震報告。使用者 可透過畫面左側功能欄位選取所欲查詢之 地震事件,並選擇欲查詢之地震動類型, 包含地表水平最大加速度(PGA)、地表水 平最大速度(PGV)、0.3 秒週期反應(SA0.3) 及 1.0 秒週期反應譜 (SA1.0), PGA 及 PGV

是常用於判斷地震動強度之主要參數,也 用於氣象局地震規模之分級; SA0.3 及 SA1.0 是短週期及長週期之地震動強度,在地震 工程上可分別代表低矮建物及高樓建物之 結構反應,也是臺灣之建築物耐震設計規 範之重要參數。地圖畫面可透過滑鼠游標 自由移動或縮放以查看全臺各地地震動分 布,並可透過點擊地圖、讀取使用者位置 或輸入座標及地址簡易查詢等多種方式查 詢推估地震動數值(圖三),也提供底圖選 擇、地圖截圖及距離尺規等功能鍵。左側 功能欄位下,提供前述四種之全臺地動分 布圖之下載(圖四),也可查詢該地震於各 地地震测站之實測地震動波形及加速度反 應譜,並透過與現行建築物耐震設計規範 要求之設計反應譜相比對(圖五),作為地 震致災評估之參考。此外,本系統也提供 各類重要參考圖資可供套疊比較,包括氣 象局 TSMIP 強震站之場址分類 (Kuo et al., 2012)、臺灣活動斷層分布(林啟文等人, 2021) 及各級行政區劃分等資訊。



圖二「臺灣地震動分布評估系統」之網頁 查詢介面



圖三 「臺灣地震動分布評估系統」查詢 2022 年 9 月 18 日台東池上地震之近震央 區域地表加速度值分布的系統截圖



(a) SA_{0.3}
 (b) SA_{1.0}
 圖四「臺灣地震動分布評估系統」所產製
 供下載之全臺四種地震動分布圖

五、結論與展望

「臺灣地震動分布評估系統」在氣象 局公告顯著有感地震發生後,基於公告之 地震源資訊及實測地震動數據,結合臺 灣之地震動預估式及空間相關性之內插, 可於 20 分鐘內產出全臺之高精度地震動 大小分布圖,包含地表水平最大加速度、 最大速度、0.3 秒週期反應譜及 1.0 秒週期 反應譜之分布圖,並透過 GIS 地理資訊展 示介面,建立本系統之網頁服務平台,提 供視覺化查詢介面,供大眾查詢。

經過近一年之內部測試及 111 年 9 月 台東關東地震及池上地震的運作經驗,本 系統已於 111 年 12 月 30 日正式對外公開 服務(https://seaport.ncree.org/smap/),歡 迎各界使用參考。



圖五 中央氣象局 ECB 強震站於 2022 年 9 月 18 日台東池上地震所觀測到之三分量 加速度歷時(上圖),以及對應之加速度反 應譜與與現行建築物耐震設計規範之設計 反應譜的比對(下圖)

參考文獻

- 1. Central Weather Bureau (CWB, Taiwan). Central Weather Bureau Seismographic Network [Data set]. International Federation of Digital Seismograph Networks, 2012.
- Chao, S. H., Chiou, B., Hsu, C. C. and Lin, P. S., "A horizontal ground-motion model for crustal earthquakes and subduction earthquakes in Taiwan", Earthquake Spectra, 36(2), 2020, pp 463-506.
- Chao, S. H., Lin, C. M., Huang, J. Y., and Kuo, C. H., "Development of High-Resolution and High-Accuracy Shake-Map for Earthquakes in Taiwan by Implementing H/V Fourier spectral

ratios", 2021 Taiwan-Japan-New Zealand Workshop on Earthquake Hazard, 20-21, Dec., 2021, Taiwan.

- Kuo, C. H., Wen, K. L., Hsieh, H. H., Lin, C. M., Chang, T. M., and Kuo, K. W., "Site classification and Vs30 estimation of free-field TSMIP stations using the logging data of EGDT", Engineering Geology, 129-130, 2012, pp 68-75.
- Sokolov, V., Wenzel, F., Jean, W.Y. and Wen, K.L., "Uncertainty and spatial correlation of earthquake ground motion in Taiwan", Terr. Atmos. Ocean. Sci., 21, 2010, pp 905-921.
- 林啟文、劉彥求、周稟珊、林燕慧 (2021),「臺灣活動斷層調查的近期發 展」,經濟部中央地質調查所彙刊,第 34號,第1-40頁。

以簡化非線性數值模型估算建築的受震反應

林瑞良1、莊明介1

摘要

以簡化的非線性模型估算建築的受震反應的優點在於能夠提供對於結構的整體認知 與計算效率。因此這類模型常用於結構的初步設計與大量建築物的受震模擬。廣義建築 模型(GBM, generalized building model)以一個純剪力型式變形的桿與一個純撓曲型式變形 的桿組合而成,具有 N 個集中質量,在先前的研究中已經成功地被應用於模擬彈性的 N 層樓建築。本研究將建立這兩根桿的各樓層的非彈性性質,以使廣義建築模型能夠應用 於建築的非線性反應歷時分析。以一棟三層樓鋼筋混凝土建築與一棟九層樓鋼構建築的 有限元素模型的分析結果與 GBM 的分析結果做比較,以驗證此增強型廣義建築模型的有 效性。

關鍵詞:非線性建模、數值模型、受震反應分析、廣義建築模型

一、前言

使用簡化的數值建模有利於識別關鍵 結構參數,設計師可以通過這些參數有效 地掌握結構特徵。因此, 簡化數值建模特 別適用於建築結構的初步設計和參數化研 究。此外,使用簡化的數值模型還可以快 速評估包含大量建築物的人口稠密城市的 地震風險。簡化數值模擬在地震工程中的 探索與應用得到全面開展。例如由於非線 性分析需要高計算成本和高分析技能,因 此開發了等效框架模型來替代無鋼筋磚造 建築的有限元素模型(Lagomarsino 等人, 2013 年)。由於土壤-結構互制(SSI)模擬涉 及大量自由度和非常大的計算成本, 還開 發了簡化的建模技術來模擬 SSI 效應 (Grange 等人, 2009 年)。上述研究表明, 在處理地震工程中涉及的各種問題時,需 要簡化數值模型。

為了模擬彈性高層牆框架建築的複雜 行為,在1960年代提出了連續梁模型 (圖1a)(Rosman,1967)。質量沿梁長度 連續分佈的連續梁模型由兩個通過軸向剛 性連桿相互連接的連續梁組成(圖1a)。 兩個連續梁中的一個是彎曲梁,它以純彎 曲型式變形。另一個連續梁是剪力梁,其 變形為純剪力型式。通過調整剪力梁的抗 剪剛度與抗彎梁的抗彎剛度的比值,連續 梁模型能夠模擬高層建築的剪彎耦合變形。 Miranda 和 Taghavi (2005)利用連續梁模 型來估計彈性或基本彈性建築物在地震作 用下的樓地板加速度。

受連續梁模型(圖 1a)廣泛應用的啟 發,Lin(2019)提出了廣義建築模型(GBM), 它由一根剪力桿和一根彎曲桿組成(圖 1b)。GBM 允許樓層質量和樓層勁度沿建 築物高度的不規則分佈。相比之下,連續 梁模型(圖 1a)模擬的建築物僅具有沿建 築物高度的樓層質量和樓層勁度的規則 (例如:均勻、線性或拋物線)分佈。而 且,由於質量沿梁長連續分佈,連續梁模 型一般只適用於模擬高層建築。在樓層處 具有離散(即集中)質量的 GBM 適用於 模擬具有任意樓層數的建築物。

然而,儘管與連續梁模型相比,GBM 的適用範圍更廣,但現有的 GBM 僅適用 於模擬彈性或基本上彈性的建築物。因此,

1國家地震工程研究中心

本研究旨在通過結合非彈性特性來擴展現 有的 GBM,以便這種增強的 GBM 可以 用作估算建築物非線性地震反應的簡化數 值模型。這項研究的結果希望提供一種簡 化建築物非線性建模的替代方法,不受變 形類型、樓層數和樓層質量分佈或樓層勁 度沿建築物高度分佈的限制。



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 h_r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 $u = [u_N u_N.$ 1 ... u_1]^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 κ_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

$$\mathbf{K}_{b} = \mathbf{F}_{b}^{-1} \tag{3}$$

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

$$f_{ij} = \frac{e_{ij}}{k_{b,1}} \tag{4}$$

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_{ii} (式 4)為

$$e_{ij} = \begin{cases} \sum_{r=1}^{N+1-i} \frac{1}{\kappa_r} \begin{cases} \overline{H}_{N+1-j}^r \overline{H}_{N+1-i}^r (\overline{H}_r^r - \overline{H}_{r-1}^r) - \\ \frac{(\overline{H}_{N+1-j}^r + \overline{H}_{N+1-i}^r)}{2} \Big[(\overline{H}_r^r)^2 - (\overline{H}_{r-1}^r)^2 \Big] + \\ \frac{1}{3} \Big[(\overline{H}_r^r)^3 - (\overline{H}_{r-1}^r)^3 \Big] \\ e_{ji}, \quad i < j \end{cases}, \quad i < j \end{cases}$$
(5)

其中 $H_{s}^{r} = H_{s}/h_{r}$, 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 3) 可以表示為:

$$\mathbf{K}_{b} = k_{b,1} \mathbf{E}_{b} \tag{6}$$

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:

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_{s} + \mathbf{K}_{b} = k_{s,1}\mathbf{E}_{s} + k_{b,1}\mathbf{E}_{b} = k\left[\alpha\mathbf{E}_{s} + (1-\alpha)\mathbf{E}_{b}\right]$$
(7)

其中

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

明顯地,參數α的值介於0與1之間(式8)。 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。因此,排除速度項的 N 層 GBM 的運動方程可以表示如下:

(8)

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \frac{k_1}{m_1} \Big[\alpha \mathbf{E}_s + (1 - \alpha) \mathbf{E}_b \Big] \mathbf{u} = -\mathbf{M} \mathbf{u} \ddot{u}_s$$
(9a)

其中 M 是質量矩陣,如下所示:

	μ_N				-]	
		·.		0			
M =			μ_r				
		0		·.			(9b)
					μ_1	N M	

 μ 為第 r 層質量(記為 m_r)與第一層質 量(記為 m1)之比,1為影響向量,0代 表上下三角零矩陣。式9中的 M 和 [αEs + (1 - α) Eb] 是無單位的。通過以特定增量 (例如,0.01) 將α的值從 0 變為 1, 創建一組 GBM。計算該組中每個 GBM 的前三個模態振型(式 9a), 並與從 FEM 獲得的振型進行比較。從這些 GBM 中, 採用對應模態形狀與從 FEM 獲得的模態 形狀最一致的 α值。振型一致程度的指標 是 GBM 和 FEM 的前三個正規化振型之間 差異的加權均方根之和,並且有效模態參 與質量比被用作權重因子。然後確定 k_1/m_1 的值,使對應於選定的 α 值的 GBM 的第一個振動週期與等於 FEM 的第一個 振動週期。

當使用結構分析程式建立彈 GBM 時, 需要斷面屬性(例如,斷面慣性矩)和材 料屬性(例如,楊氏模數)。式 8 顯示第 一層勁度是依據 α 的值分配給兩根桿。 此外,GBM 保留了連續梁模型的重要優勢, 該模型使用單個參數來有效表徵 N 層建築 物的整體變形類型,而不是使用 N 個參數 來表徵 N 個樓層的變形類型。因此,第 r 層勁度,其中 r = 1 到 N,也依據 α 的值 分佈至純剪力桿和純彎曲桿。很明顯,第 r 層勁度受楊氏模量、斷面慣性矩和層高 的影響。因此,將純剪力桿和純抗彎桿的 第 r 層截面慣性矩的相對值分別設定為 hr³ks,r和 hr³kb,r。然後選擇楊氏模數值,使 GBM 的第一個振動週期等於 FEM 的第一 個振動週期。

三、廣義建築模型的非彈性性質

GBM 每層的兩根桿被模擬為梁柱元 素,其頂部和底部具有集中塑性。這種梁 柱元素對於建築結構的工程設計和分析來 說是常見且直接的。GBM 第 r 層的兩根桿 的整體力-變形關係要能反映 FEM 第 r 層 的力-變形關係。GBM 的兩根桿的非彈性 特性通過以下過程獲得:

步驟1:若因考慮 P-Δ效應,在 N 層建 築的有限元素模型中存在倚靠柱,則需在 GBM 模型中建立倚靠柱,並且透過剛性連 桿與 GBM 連接。建築每層的重力荷載放 在倚靠柱對應層的頂部。否則,跳過此步 驟。

步驟 2:設 r=1,其中 r 表示樓層 編號。

步驟 3:反覆側推 FEM 的第 r 層, 同時固定 r 層以下的樓層。據此得到第 r 層的力-變形關係和屈服位移(Δyr)。

步驟 4:彈性 GBM 的第 r 層被單向 側推,而 r 層以下的樓層是固定的。對應 於位移Δyr 的第 r 層的兩根桿的頂部和底 部的彎矩即設定為它們各自的降伏彎矩。

步驟 5:GBM 的第 r 層被反覆側推, 而 r 層以下的樓層被固定住。並且調校第 r 層兩根桿所用的非線性材料的參數值, 直到 GBM 第 r 層的力-變形關係與步驟 3 得到的 FEM 的力-變形關係盡量一致。

步驟 6:如果 r<N,則令 r=r+1,回 到步驟 3。否則,停止迭代。換句話說,每 個樓層都執行一次步驟 3 到 5。

建立增強型 GBM 的架構如圖 2 所示。一旦建立增強型 GBM 後,即可以對

GBM 而不是 FEM 進行 NRHA 來快速估 計 N 層建築物的地震反應。從步驟 3 和 步驟 4 可以清楚地看出,降伏位移 (Δyr) 是用來確定桿的降伏彎矩的中間參數,這 對於非彈性結構分析至關重要。受輸入地 震影響的工程需求參數似乎不適合用於建 立簡化數值模型的參數。值得注意的是, 本研究中處理的非線性建模著重於結構材 料降伏所導致的非彈性行為。導致非線性 結構反應的其他因素 (例如:大變形、摩 擦、非線性邊界條件等)則不在本研究的 範圍之內。



圖二 建立增強型廣義建築模型的架構。

四、數值驗證

經由兩棟示範例建築(一棟三層樓鋼 筋混凝土建築與一棟九層樓鋼構建築),驗 證本研究所提出的簡化數值模型於估算建 築受震反應的有效性。詳細的數值驗證結 果請詳見 Lin and Chuang (2023)。

五、結論

本研究提出在原有的彈性廣義建築模型上建立非彈性性質的方法。透過一棟三層樓立面不規則的鋼筋混凝土建築與一棟九層樓抗彎矩構架的鋼構建築驗證了此一增強型廣義建築模型的有效性。此簡化模型有效地估算該鋼筋混凝土建築在921 集集地震TCU052 地表加速度作用下,從 彈性至崩塌各狀態的受震反應。此簡化模型亦有效地估算該鋼構建築在一組二十個 475 年回歸期地震紀錄作用下的受震反應。 應。 廣義建築模型第 r 層樓的受力與變形 關係是由反覆側推該建築的有限元素模型 的第 r 層樓而得。當側推有限元素模型 的第 r 層樓而得。當側推有限元素模型的 第 r 層樓時,第 r 層樓以下的樓層必須固 定住(鎖住)。由於鋼筋混凝土建築的受力 與變形關係具有強度衰減、勁度衰減、與 變形關係具有強度衰減、勁度衰減、與 能的特性,故廣義建築模型採用一種退 化材料以反應此一特性。由於鋼構建築的 授一種硬化材料以反應此一特性。驗證結 用一種硬化材料以反應此一特性。驗證結 果顯示廣義建築模型具有高度的適用性的 建築。因此,廣義建築模型可被預期應用 於建築密集的都市地區的地震災損評估。

參考文獻

- 1. Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., and Cattari, S. (2013), "TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings", *Engineering Structures*, 56, 1787–1799.
- 2. Grange, S., Kotronis, P., and Mazars, J. (2009), "A macro-element to simulate dynamic soil-structure interaction", *Engineering Structures*, 31, 3034–3046.
- 3. Rosman, R. (1967), "Laterally loaded systems consisting of walls and frames", *Tall Buildings*, Pergamon Press, Ltd., London, England, 273–289.
- 4. Miranda, E., and Taghavi, S. (2005), "Approximate floor acceleration demands in multistory buildings I: formulation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(2), 203–211.
- 5. 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.
- Lin, J.L., and Chuang, M.C. (2023), "Simplified nonlinear modeling for estimating the seismic response of buildings", *Engineering Structures*, 279, 115590.

高拉螺栓連結貼附式構架補強之面外試驗

鄧凱文¹、邱聰智²、鍾立來³、李梓綸⁴

摘要

外加構架補強工法有工期短、噪音少與震動少,且施工過程並不會去影響到既有結 構物內部的優點,梁瀞方於 2021 年 驗證了貼附式外加構架於面內方向之補強效果,測 試結果顯示,外加構架補強於新舊構架之梁構件接合方式,無論採用植筋接合或高強度 錨栓接合,皆可有效提高既有構架的側向強度與變形能力,新舊構架之柱構件有無植筋 接合,於面內方向之補強效果並無顯著差異。但是於外加構架面外方向是否仍有理想之 補強效果,即為本試驗之主要測試重點。本試驗設計一座未補強試體與三座補強試體, 於國家地震工程研究中心之反力牆進行反覆載重試驗,試驗結果顯示貼附式構架補強於 面外方向確實也能提升構架之耐震能力,且在新舊構架之柱構件有無植筋接合情況下亦 有效果,但在面外方向有高額補強需求情況下,則建議新舊構架之柱構件間設計植筋連 結。

關鍵詞:貼附式外加構架、面內方向、面外方向、植筋接合,高強度錨栓 接合

一、前言

傳統補強工法如擴柱、翼牆與剪力牆, 其施工過程會影響既有建築物的運作功能, 也可能會影響建築物之通風、採光及室內 裝修,所以無法運用在具重要設備或需持 續運作之建築物,例如住宅、醫院或工廠 等,而外加構架補強工法因具有不影響建 物內部運作之優點,即為適用上述建物之 最佳補強工法。

有關外加構架工法之文獻,分別有 2015 林聖學[1]參考日本建築防災協會[2] 中,外加 RC 構架補強案例提出之研究、 2016 賴昱志[3]、 2017 賴濤[4] 、2018 葉 先峰[5]等從設計方法、樓版傳遞側力等試 驗,驗證外加構架之補強效果、2021 梁瀞 方[6]則進一步以門型構架試驗,驗證了外 加構架於面內方向即沿騎樓方向之補強效 果,測試結果證實,外加構架補強於新舊 構架之梁構件接合方式,無論採用植筋接 合或高強度錨栓接合,皆可有效提高既有 構架的側向強度與變形能力;新舊構架之 柱構件有無植筋接合,在面內方向的補強 效果並無顯著差異。本研究為進一步了解 外加構架面外方向之行為,共設計一座未 補強試體與三座補強試體,於國家地震工 程研究中心反力牆進行反覆載重試驗,用 以比較面外方向之補強效果、施作柱介面 植筋之必要性及外加構架柱箍筋種類對於 植筋施工性之差異。

二、試體規劃

本試驗於國家地震工程研究中心實驗 場之反力牆進行往復載重試驗,目標測試 既有構架與外加構架間之梁採螺栓接合的 連結效果與柱介面有無植筋接合的行為差 異,設計單柱延伸兩端懸臂梁之 T型構架, 並於 T 型構架上端設置一塊上部施力混 凝土塊連接既有構架柱與施力 L 型鋼梁, 於 T 型構架下端設置一塊下基礎連接整體 構架與強力地板。構架示意圖如圖一所示, 試體尺寸斷面參考現有外加構架施工案例,

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研究員;台灣科技大學營建系合聘副教授

³國家地震工程研究中心榮譽顧問

⁴國立台灣大學土木工程學系 碩士

試體全高為470cm,梁單邊懸臂淨長度為 120cm。本試驗一共規劃四座T型構架柱, 三座補強構架與一座既有構架。PT-O 為 未補強之既有構架;AB-O 為柱無界面植 筋連結之補強後構架;ABPCU-O 為柱有植 筋連結且外加構架柱箍筋為組合式箍筋之 補強後構架;ABPCH-O 為柱有植筋連結且 外加構架柱箍筋為閉合式箍筋之補強後構 架。編號 O 為面外方向;PT 為 Portal type, AB 為 Anchor in Beam, PC 為 Postinstalled Rebar in Column, U 為 U-type Combined,HoopH 為 Closed-type Hoop, 梁柱斷面配筋及不同柱箍筋施作方式示意 圖如圖二及三所示。



(a)	傳統閉合箍筋	(b)U型組合式箍筋
圖	三 不同柱箍筋方	拖作方式示意圖

三、側向反復載重試驗

本試驗於國家地震中心實驗場9公尺 反力牆進行反覆載重試驗,測試佈置圖如 圖四所示,測試佈置分為固定系統、施力 系統及測試佈置之組裝與構架拆換三個部 分。

本試驗使用兩支垂直向制動器對試體 之既有構架施加42 頓軸力,於上部施力混 凝土塊安裝 Temposonics 位移計,該量測 之位移量作為試驗控制之位移,並由兩支 水平向制動器推動施力L型鋼梁來帶動試 體進行反復載重試驗。本試驗過程中側力 加載方式採位移控制,以試體之層間變位 角(Drift Ratio)做為系統控制參數。根據 ACI 374.1-05[7]之規定,加載程序採三角形位 移波輸出,如圖五所示,各階段最大層間 變位角依序為 0.25%、 0.375%、 0.5%、 0.75% \ 1% \ 1.5% \ 2% \ 3% \ 4% \ 5%、6%、8%、10%及12%,藉由控 制長向致動器輸出力至層間變位角對應之 位移並定速加載,每個層間變位角執行兩 個迴圈後,再進行下一階段層間變位角。





(a) 測試佈置測試圖(b) 測試佈置照片圖四 測試佈置圖及測試佈置照片



四、試驗結果

各試體之試驗結果詳述如下,其中側 力-位移遲滯迴圈圖中力量(Force)為兩隻 水平油壓制動器施力於施力L型鋼梁之總 合力,層間位移角(Drift Ratio)為上部施力 混凝土塊之水平位移與試體高度350cm之 比值。

1. PT-O 試體

試體 PT-O 當層間變位角到+3%時試體 於正方向發展出最大側力強度+17.69 tf。 試體於層間變位角+6%時既有構架柱底發 生軸向挫屈使構架喪失垂直承載能力,遂 試驗終止,最後側力為+16.08 tf tf。試體之 側力-位移遲滯迴圈如圖六所示,試驗照片 如圖七所示。





圖六 (a) PT-O 試體之側力-位移遲滯迴圈

圖七 PT-O 試體之試驗照片

2. AB-O 試體

試體 AB-O 當層間變位角到+1.5%時試 體於正方向發展出最大側力強度+39.2 tf。 試體於層間變位角+6%時因高強度螺栓已 全數斷裂,遂試驗終止,最後側力為+24.45 tf tf。試體之側力-位移遲滯迴圈如圖八所 示,試驗照片如圖九所示。









(a)最大側力狀態

(b)極限側力狀態

圖九 AB-O 試體之試驗照片

3. ABPCU-O 試體

試體 ABPCU-O 當層間變位角到+5%時 試體於正方向發展出最大側力強度+47.4 tf。試體於層間變位角+10%時既有構架柱 底發生軸向挫屈使構架喪失垂直乘載能力, 遂試驗終止,最後側力為+43.17 tf tf。試體 之側力-位移遲滯迴圈如圖十所示,試驗照 片如圖十一所示。



圖十 ABPCU-O 試體之側力-位移遲滯迴圈





(a)最大側力狀態

(b)極限側力狀態

圖十一 ABPCU-O 試體之試驗照片

4. ABPCH-O 試體

試體 ABPCH-O 當層間變位角到+3%時 試體於正方向發展出最大側力強度+50.24 tf。試體於層間變位角+8%時既有構架柱底 發生軸向挫屈使構架喪失垂直乘載能力, 遂試驗終止,最後側力為+44.22 tf tf。試體 之側力-位移遲滯迴圈如圖十二所示,試驗 照片如圖十三所示。







(b)極限側力狀態

圖十三 ABPCH-O 試體之試驗照片

五、結論

- 1. 依試驗結果顯示,最大側力強度由 PT-O原始構架試體的 17.69tf 提升至 AB-0 僅梁以高強度螺栓連接試體的 39.2tf,表示僅梁有連接時,強度即可 提升。
- ABPCU-O 試體最大側力強度為47.4tf, 2. ABPCH-O 試體最大側力強度為 50.24tf, 表示若同時梁有螺栓連接及柱有連接 時, 強度可由 AB-O 試體之 39.2tf 再 提升。
- AB-O 試體於 6%之層間變位時螺栓已 3. 全面斷,由此現象之觀察結果建議, 若於面外方向高額補強需求時,新舊 構架之柱構件間應設計植筋連結,但 若需求不大,則可不必連接。

六、致謝

感謝科技部提供的研究計劃和經費補 助(項目編號:110-2625-M-492-016-), 使本研究得以順利進行。

参考文獻

- [1] 林聖學,「校舍結構外加 RC 構架補強 耐震分析」,國立臺灣大學土木工程研 究所碩士論文,2015。
- [2] 日本建築防災協會,「耐震補強工法事 例集」, 平成 20 年(2008)。
- [3] 賴昱志,「外加RC 構架補強之試驗研 究及其於公共建物之應用」,國立臺灣 大學土木工程研究所碩士論文,2016。
- [4] 賴濤,「既有中高樓層建築之耐震評估 與補強-外置 RC 構架暨剪力牆複合工 法」,國立臺灣大學土木工程學系碩士 論文,2017年。
- [5] 葉先峰,「樓版剪力強度試驗應用於外 加 RC 構架補強」,國立臺灣大學土木 工程學系碩士論文,2018年。
- [6] 梁瀞方,「以高強度錨栓連接外加 RC 構架之補強工法」,國立臺灣大學土木 工程研究所碩士論文,2021年。
- [7]ACI Committee 374, "ACI 371.1-05 : Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, " American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, 9 pp, 2006.



國震中心增建大樓既有結構與新建服務核樓地板接合分析

莊明介¹ 林昱成² 林冠泓² 蔡克銓³ 林瑞良⁴ 吴安傑¹

摘要

國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)為因應未來的發展,在既有研究大樓的六層樓 鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)建築上,增建七層樓成為十三層 RC、鋼骨鋼筋混凝土 與鋼結構的複合結構。本研究探討增建大樓二樓至七樓新建服務核樓板及鋼梁與既有 RC 結構接合處的分析與設計。本研究以直托架式接合為基礎,考慮梁腹側角鋼加勁方式,托 架有無封板等不同條件的四種接合設計型式,分別建立 Abaqus 有限元素模型並進行一系 列結構分析。研究團隊使用 PISA3D 結構分析軟體建立國震中心增建大樓的結構模型,其 中二樓至七樓新舊樓板採雙質心雙剛性樓板的設定,並用 6 自由度接點元素來分析新舊樓 板交界面接頭的受力。本研究以 PISA3D 結構模型進行 16 組地震的非線性反應歷時分析, 綜整設計地震等級的歷時分析結果可得二樓至七樓新建服務核與既有 RC 結構交界處之 單一梁端最大軸力以及最大層間位移角,分別為 165 tf 以及 1% rad。本研究以保守方式, 在不考慮樓板的貢獻,以上述力量和變形作為接頭的加載條件,對四個接合設計進行 Abaqus 有限元素分析。Abaqus 有限元素分析結果顯示以雙腹側角鋼加勁及直托架封板切 角式為最佳方案,除了能符合受力與變形的設計需求,可使梁發展出韌性較好之彎矩塑 鉸,並具可供未來檢視錨栓的開孔。

關鍵詞:耐震設計、接頭補強、有限元素模型分析、非線性反應歷時分析

一、前言

考量國家地震工程研究中心(簡稱國震 中心)未來的發展需求,因此啟動增建大樓 的計畫。幸得潤泰集團總裁尹衍樑博士捐 贈 增建工程,由 潤 弘 精 密 工 程 事 業 股 份 有 限公司進行規劃、設計以及承建,並且委 由創緯工程顧問有限公司進行增建大樓的 耐震能力評估與補強設計,在原本研究大 樓的六層樓鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)建築(圖一)上增建七層樓,大樓增建後 為包含 RC 結構、鋼骨鋼筋混凝土(steel reinforced concrete, SRC) 結構,以及鋼結 構(steel structure, SS)的十三層樓複合結構 (圖二、圖三),建築基地面積也向北側擴 大,以容納新增的「鋼結構服務核」,將 原本六層樓研究大樓內的電梯、樓梯、管 道間等集中於此,讓整體空間使用更為完

整。為了提升大樓的耐震能力,如圖三、 圖四所示,服務核中所設置國震中心自行 研發之制震元件一挫屈束制支撑 (buckling-restrained brace, BRB)以及鋼板 阻尼器 (steel panel damper, SPD), 在彈性 階段也可以提供適當的側向勁度來抑制不 規則平面,或是既有 RC 結構與新建鋼結 構服務核勁度差異等原因所導致的扭轉效 應。再者,承蒙臺灣劦承精密股份有限公 司、美國 Taylor Devices 公司暨臺灣代理商 國科企業有限公司,與日本 KYB 株式會社 捐贈油壓阻尼器(fluid viscous damper. FVD),在部分增建樓層(七樓至十一樓)裝 配 FVD,可降低大樓受震反應提升舒適 度。綜上所述,國震中心增建大樓是一個 包含既有 RC、新建 SRC 與鋼結構,並且 搭配 BRB、SPD 與 FVD 三種阻尼器來提 升耐震能力的複合建築結構。

¹ 國家地震工程研究中心建物組副研究員

² 國立臺灣大學土木工程學系結構工程組 前研究助理

³ 國立臺灣大學土木工程學系講座教授

⁴ 國家地震工程研究中心建物組研究員兼組長



圖一 6 層樓 RC 結構



圖二 13 層樓複合結構



圖三 PISA3D 結構模型



圖四 阻尼器現地安裝照片

國震中心增建大樓結合了跨越 1999 年 921(集集)大地震前後,在不同年代與遵循 新舊設計規範所興建的建築物,為了滿足 現行耐震設計規範較高的要求,增建工程 需要對既有 RC 結構的耐震能力進行強化 作業,搭配 BRB、SPD、FVD 提升耐震能 力,也需要克服既有 RC 結構與新建鋼結 構兩者銜接的挑戰。因此,為了確保增建 大樓在地震的侵襲下,二樓至七樓新建服 務核與既有 RC 結構交界面的接合具備 足夠的耐震能力,本研究以直托架式接合 為基礎,考慮梁腹側角鋼加勁方式,托架 有無封板等不同條件的四種接合型式(表 一),分別進行深入的分析與研究。

	衣 按日主式			
Scheme	Type 1 直托架式 (Basic)	Type 2 雙腹側角鎬加勁 及直托架式 (DS)	Type 3 雙腹側角鋼加 勁及直托架 封板切角式 (DS-CP)	Type 4 單腹側角鋼加 勁及直托架 封板切角式 (SS-CP)
straight bracket	1	4	1	1
stiffened steel angle		double-sided (DS)	double-sided (DS)	single-sided (SS)
cover plate (CP) with angular cuts	-	-	4	4

表一 接合型式

二、PISA3D 非線性反應歷時分析

本研究採用國震中心研發的 PISA3D 結 構分析軟體[Lin et al., 2009]來建立增建大 樓的結構模型(圖三),應用多種 PISA3D 所 提供的元素與材料模型來模擬各個結構桿 件的受力行為,二至七樓新舊樓板採雙質 心雙剛性樓板的設定,並用 6 自由度接點 元素來分析新舊樓板交界面接頭的受力。 各類構件的模擬方法與操作細節,請詳閱 參考文獻[林冠泓等人, 2021;林昱成等 人, 2023]。

本研究採用 PISA3D 進行反應歷時分析 (response history analysis, RHA)來求取國震 中心增建大樓新舊結構交界面傳遞的力量 與變形的需求,同時驗證整體結構的耐震 性能。研究人員從我國中央氣象局資料庫 選取十六組地震歷時資料,透過定比方法 [簡文郁等人,2020; 劉勛仁等人,2020]調 整地震的強度,得到對應於中小度地震 (service level earthquake, SLE)、設計地震 (design basis earthquake, DBE)(圖五)、最大 考量地震(maximum considered earthquake, MCE)等三種地震危害度的地表加速度歷 時,接著進行一系列的非線性反應歷時分 析(圖六與圖七)。根據 PISA3D 歷時分析結 果。在不考慮樓板貢獻的保守假設下,綜 整 DBE 等級地震的歷時分析結果可得二至 七樓服務核與既有 RC 結構交界處之單 一梁端最大軸力以及最大層間位移角,分 別為165 tf 以及 1% rad。



圖五 十六組地震與 TAP042 地震之放大後 水平向幾何平均譜加速度與設計反應譜



圖六 MCE 等級地震(TCU042_MCE)變形 圖與 RC 構件反應(20 倍放大變形反應)



圖七 MCE 等級地震(TCU042_MCE)變形 圖與阻尼器反應(20 倍放大變形反應)

三、Abaqus 有限元素分析

根據前述 DBE 等級地震作用下,新舊結 構交界處接頭的受力變形需求,研究團隊 對於直拖架式接合以及提出的三種強化接 合設計,分別進行 Abaqus 有限元素分析。 經由 Abaqus 有限元素分析的結果(圖八) 可知,雙腹側角鋼加勁及直托架封板切角 式之接合方式,可滿足 DBE 等級地震侵襲 下的受力、變形需求,並且可以藉由封板 使端部錨栓受力分布相對均勻(圖九), 亦可讓梁發展出韌性較好之彎矩塑鉸。此 外,在封板角落可切除短邊長為 200 mm 之 等腰直角三角形低應力區塊,有利於未來 錨栓受震後的安全性檢查(圖十)。各式 接合設計的細節與模擬方法,請詳閱參考 文獻[林昱成等人,2023]。



圖八 雙梁腹側角鋼加勁直托架封板切角 式接頭的應力分布



圖九 雙梁腹側角鋼加勁直托架封板切角 式接頭的錨栓受力分布



圖十 雙梁腹側角鋼加勁直托架封板切角 式接頭的現場照片

四、結論

經 PISA3D 歷時分析結果可得二至七樓 新建服務核與既有 RC 結構交界處之單 一梁端,在 DBE 等級地震侵襲下可能發生 的最大軸力以及最大層間位移角,分別為 165 tf 以及 1% rad。經由 Abaqus 有限元素 分析,結果顯示雙腹側角鋼加勁及直托架 封板切角式之接合方式,可滿足 DBE 等級 地震侵襲下的受力與變形需求,故此接頭 型式普遍應用於國震中心增建大樓既有結 構與新建服務核樓地板的重要接合處。

參考文獻

1. Lin, B.Z., Chung, M.C. and Tsai, K.C., (2009). "Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework", *Advances Software*, **40**(1): 66-82.

 2. 簡文郁、劉勛仁、張志偉、張毓文 (2020),「臺北盆地耐震設計基準地震反應 譜研究」。中華民國第十五屆結構工程研 討會暨第五屆地震工程研討會,臺南,臺 灣,論文編號:104。

3.劉勛仁、簡文郁、張毓文 (2020),「臺 灣泛域工址設計用實測地震歷時篩選研 究」。中華民國第十五屆結構工程研討會 暨第五屆地震工程研討會,臺南,臺灣, 論文編號:143。

4.林冠泓、莊明介、蔡克銓、林瑞良 (2021),「國家地震工程研究中心十三層增 建大樓耐震性能分析」,結構工程,36(4), 51-84。

5. 林昱成、莊明介、林冠泓、鄧彬斌、蔡 克銓、蔡青宜、吳安傑、林瑞良 (2023), 「國家地震工程研究中心新建與既有樓板 接合分析與設計」,結構工程,38(1), 31-62。

鋼結構同心斜撐構架之動力歷時分析耐震能力評估

林敏郎1 黄昭勳2 張惠瑜3 周德光4 邱聰智5 鍾立來6

摘要

本研究針對鋼結構同心斜撐構造以非線性動力歷時分析進行耐震能力評估。鋼柱及 鋼梁採用 Kinematic 遲滯模型,同心斜撐則採用 Pivot 遲滯模型。考量傳統接頭及改良式 接頭,研擬建議之性能目標。本研究使用國震中心所研發的台灣工址輸入地震查選平台 (INMOST)進行地震歷時選取。並且,進行十五層同心斜撐鋼構造建築之動力歷時分析, 來說明評估流程及探討評估結果,以供工程實務參考。

關鍵詞:鋼構造、同心斜撐構架、耐震能力評估、非線性動力歷時分析

一、前言

台灣鋼構造建築多用於中高樓層的建 案,現行建築結構之耐震評估多採用非線 性側推分析,對於低矮樓確有其準確性, 但卻無法考慮中高樓結構高頻振態效應, 因此,中高樓結構以非線性動力歷時分析 進行耐震能力評估將有其必要性,或是同 時採用非線性靜力側推分析及非線性動力 歷時分析進行評估,可能是較為完善之做 法。

本研究參考臺灣鋼筋混凝土結構耐震 評估非線性動力分析手冊(TEASDA 1.0)[1] 的分析流程進行非線性動力歷時分析, 說 明如何挑選工址附近之地震歷時, 探討 ETABS 非線性遲滯模型之選擇與參數設 定,研擬建議之性能目標, 最後以十五層 之同心斜撐鋼構造建築進行結構耐震性能 之評估。

二、地震歷時選擇

本研究使用國震中心所研發的台灣工 址輸入地震查選平台 (Input Motion Selection for Taiwan, INMOST)[2]進行分 析所需之地震歷時選取,於網頁平台輸入 建案工址,並選擇地震紀錄分量及輸入所 需的地震紀錄個數、評比週期的範圍等, 耐震設計規範要求為 0.2T1 至 1.5T1(T1為 基本振動週期)。輸入基本資料後, INMOST 平台按照均方誤差 MSE 的大小, 由小到大進行排序,即可得到所對應的測 站代碼及定比係數(Scale Factor),選取之 地震歷時以定比係數以小於 5.0 左右較為 合宜,否則可能導致地震歷時反應不真實。

INMOST 平台所選的地震歷時以下述 方式進行檢核,以使所選歷時滿足耐震規 範之要求。地震歷時挑選完成後,將已挑 選的地震歷時乘上定比係數(Scale Factor) 進行縮放,並與設計反應譜進行比較,使 其位於 0.2T1 至 1.5T1 週期範圍內之譜加 速度平均值不得低於設計譜加速度值之平 均值,以及在該週期範圍內,任一譜加速 度平均值不得低於設計譜加速度值的 90%。

三、遲滯模型設定

執行非線性動力歷時分析,必須定義

¹國家地震工程研究中心副研究員

² 國立臺北科技大學防災所副教授

³ 國立臺北科技大學防災所碩士

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研究員

⁶國家地震工程研究中心榮譽顧問

構件非線性鉸的遲滯行為模型,並依據構 件的結構行為,選定合適的模型參數,方 可有效地反映構件的受力與變行行為。

本研究透過國內實際的鋼構造構件試驗,包括區瑋衡(2010)[3]試體編號UH1620 的斜撐構件、陳冠維(2019)[4]試體編號 HBC-20-25 的柱構件及李智民(2006)[5]試 體編號 PN 的梁構件,使用 ETABS 程式進 行構件模擬。經由測試不同的遲滯模型, 探討各遲滯的卸載(unloading)和再加載 (reloading)的特性,以選取能與實驗的遲滯 迴圈較符合的遲滯模型,測試的遲滯模型 包含 Isotropic、Kinematic、Takeda 以及 Pivot Model 等。

UH1620 斜撐構件測試結果如圖一所 示。可觀察同心斜撐遲滯迴圈具有受拉與 受壓不對稱之行為特性,其遲滯迴圈特性 採用 Pivot Model 來模擬最為合適。Pivot Model 為具多邊形的遲滯模型; α 為控制 卸載的參數,數值範圍介於 1 到 10 之間, α 1 定義從正向作用力卸載, α 2 定義從負 向作用力卸載; β 為控制再加載的參數, 數值範圍介於 0 到 1 之間, β 1 定義從 力量零點往正向再加載; β 用來定義到達塑性 段之後彈性勁度的衰退程度,數值範圍介 於 0 到 1 之間。

依據 UH1620 斜撐構件的測試結果, 並透過反覆的進行參數調整,對於斜撐構 件,本研究建議 Pivot Model 的參數為: α 1=10、 α 2=1、 β 1=0.1、 β 2=1 以及 η =0。



圖一 UH1620 斜撐 P-∆遲滯迴圈 HBC-20-25 柱構件與 PN 梁構件之實

際試驗遲滯迴圈圖如圖二及圖三所示。由 圖中可觀察到鋼柱及鋼梁之遲滯迴圈呈現 在受拉與受壓兩側具有對稱性且遲滯迴圈 相當飽滿,此種遲滯迴圈的特性,本研究 選用 Kinematic Model 可獲得良好的模擬 結果。另外, Kinematic Model 並不需要額 外的設定參數。



圖二 HBC-20-25 柱 M-θ遲滯迴圈



四、性能目標及模型檢核

於1994 年美國北嶺地震發生後,檢視 破壞的鋼結構,發現其梁柱接頭發生脆性 破壞,部分梁柱接頭之塑性變形角度不及 0.015 弧度,後續的試驗研究也證實,這些 老舊傳統梁柱接頭的變形能力是較差的。 且改善韌性能力的梁柱接頭陸續被提出及 並於工程上使用,因此,在進行評估時, 將依接頭形式區分為傳統梁柱接頭與改良 式梁柱接頭兩類,本研究建議的性能目標 基準如表一所示,分為整體準則及構件準 則兩類進行探討。

整體準則:所研擬的性能目標,整體準則 依接頭類型分為傳統接頭及改良接頭兩類。 傳統接頭參考 ASCE 7-10[6],用途係數 I=1.5,容許層間變位角為 1%;用途係數 I=1.25,容許層間變位角為 1.5%;用途係 數 I=1.0,容許層間變位角為 2%;而改 良接頭具有較佳的變形能力,容許層間變 位角評估基準為傳統接頭的兩倍,如表一 所示。

構件準則:主要垂直力承載構件發生破壞 或抗側力強度完全喪失。

	1 1 1		
田冷伦县	性能目標		
用述係数	傳統接頭	改良接頭	
I=1.0	2%	4%	
I=1.25	1.5%	3%	
I=1.5	1%	2%	

表一 對應 475 年設計地震性能目標準則

由 ETABS 軟體執行分析所得之結果 必須進行檢核,以確保耐震評估結果之合 理性,本研究建議進行以下4項的檢核。

- 1. 非線鉸設定位置之確認
- 2. 最大基底剪力強度之檢核核
- 3. 構件之遲滯迴圈模型之檢核
- 4. 地表加速度反應之檢核



圖四 評估案例之整體模型

五、十五層鋼構建築評估案例

本研究以十五層同心斜撐鋼構造建築 做為評估案例,建築物在長向(X 軸)與短 向(Y 軸)均為3個跨度。建物的長向與 短向之跨度分別為8.5 m 與8.25 m。建築 物 1F 高度挑高為 5.1m, 2F 至 15F 高度為 3.4m,因此,建築總高度為 52.7m。整體 建築模型如圖四所示。本案例設定建物工 址位於台北二區,為供公眾使用(用途係數 I=1.25)之第三類建築。

利用 INMOST 平台, 輸出台北二區的 30 筆地震記錄。其次,扣除定比係數(Scale Factor)大於5的記錄。再者,挑選出均方 誤差最小的前七筆紀錄,並檢核所選紀錄 是否满足設計規範之要求。規範要求位於 0.2T1至1.5T1週期範圍內之譜加速度平均 值不得低於設計譜加速度值之平均值,以 及週期範圍內,任一譜加速度平均值不得 低於設計譜加速度值的90%。最後挑選出 七筆地震歷時為:TAP025、TAP006、 TAP021、TAP041、TAP012、TAP026以及 TAP019, 地震強度調整倍率分別為 3.13、 4.78、3.1、4.58、4.35、4.53、4.05,即可 以此倍率分别進行動力歷時分析,七組地 震歷時紀錄縮放後與規範反應譜如圖五所 示。



圖五 七組地震歷時紀錄縮放後與規範反 應譜圖

本研究對評估案例進行三方向(東西、 南北、垂直)的非線性歷時動力分析。以 TAP025 地震歷時紀錄為例,其三向的歷時 加速度輸入紀錄如圖六所示。柱塑鉸設定 每根柱構件有4個非線性鉸,分別是位於 柱頂及柱底的彎矩非線性鉸 M3、M2;梁 塑鉸設定每根梁構件有2個非線性鉸,分 別是位於梁兩端的彎矩非線性鉸 M3;斜 撐塑鉸設定每根有1個非線性鉸,位於斜 撐中點的軸力非線性鉸 P。鋼柱及鋼梁的 遲滯模型選用 Kinematic Model,斜撐則選 用 Pivot Model。



圖六 TAP025 地震歷時紀錄

以 TAP025 地震歷時為例, 縮放後地 表 加速度 PGAX=253.615gal、PGAY = 325.492gal、PGAZ=161.899gal, 結構在完 成 105 秒非線性動力時程分析之後; X 向 最大層間相對側向位移角為 1.17%, Y 向 最大層間相對側向位移角為 1.55%, X 向 發生在第8層樓, Y 向發生在第3層樓, 其結果如圖七及表二所示。



圖七 最大層間相對側向位移角

本案例 14 筆 X 向絕對最大值之平均 值為 1.45%, Y 向絕對最大值之平均值為 1.43%(表 2),均小於其限制要求的 1.5%, 且垂直承載構件尚未發生破壞,因此本案 例之耐震能力足夠。

表二 性能目標結果

測立	占代碼	TAP025		
7	方向	X Y		
容許層 間相對 側向位	Max	1.17%	1.55%	
	Min	1.13%	0.97%	
移角	Abs Max	1.17%	1.55%	
十四筆約 (Abs Mai	邑對最大值 x)之平均值	1.45%	1.43%	

六、結論與建議

本研究提出鋼結構同心斜撐構架以非 線性動力歷時分析進行耐震能力詳細評估 程序,本研究已完成十五層樓同心斜撐鋼 構造建築案例之詳細評估,並說明評估流 程及探討評估結果,可供工程實務參考。

參考文獻

- 蕭輔沛、蔡仁傑、翁樸文、沈文成、 徐侑呈、周德光、翁元滔、簡文郁、 林佳蓁、劉勛仁(2021)。臺灣鋼筋混凝 土結構耐震評估非線性動力分析手冊 (TEASDA 1.0),國家地震工程研究中 心報告,NCREE-21-001。
- 台灣工址輸入地震查選平台 INMOST。 網址: http://seaport.ncree.org/inmost/
- 區瑋衡(2010)。斜撐面內挫屈之特殊 同心斜撐構件與構架耐震行為研究。 國立台灣大學工學院土木工程學系碩 士論。
- 陳冠維(2019)。高強度箱型柱之耐震 試驗與背骨曲線發展。國立台灣大學 工學院土木工程學系碩士論文。
- 李智民(2006)。H型鋼柱接擴翼鋼梁 抗彎接頭之耐震行為與設計。國立交 通大學土木研究所碩士論文。
- 6. ASCE/SEI 7-10, Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, 2010.

纖維斷面模型於 ETABS 的應用研究

周德光¹ 於積瑨¹

摘要

以套裝軟體 ETABS 探討如何模擬彈塑性行為,使用的模型有塑性鉸、纖維鉸、牆 鉸等,本文基於 ETABS 軟體的梁、柱、剪力牆單元,對纖維模型和非線性鉸模型進行探 討。基於纖維斷面模型如何操作建模程序,在考慮能執行軸力彎矩互制柱以及梁、剪力 牆等元素基於纖維斷面模型之中高層結構非線性分析,從而能完整無誤的建立結構模型, 建立軟弱底層建築的耐震評估方法。

關鍵詞:耐震詳細評估、纖維斷面模型、非線性鉸模型、ETABS

一、前言

如何模擬彈塑性行為,通常使用的模 型有塑性鉸、纖維鉸、牆鉸、分層壳等種 類。ETABS[1]軟體基本上皆可模擬,當然 不同種類有其適用範圍,由 TEASPA 或 SERCB 耐震詳細評估方法採用塑性鉸,相 對於纖維鉸、牆鉸、分層壳目前則並未使 用,但於 ETABS 軟體已將該功能選項列 入其功能。本文將對於纖維鉸、牆鉸以相 當篇幅介紹,至於塑性鉸對於 TEASPA 或 SERCB 為其自動生產生,故以 RC 梁介紹 如何使用 ETABS 內建自動生成,至於分 層壳廣泛用於模擬壳面對象彈塑性行為的 一種模型,目前 ETABS 與 SAP2000 皆具 備該選項功能,但由於篇幅本文暫不討論。 基於 ETABS 軟體的梁、柱、剪力牆單元, 對纖維模型和非線性鉸模型進行探討,基 於纖維斷面模型如何操作程序,在考慮能 執行軸力彎矩互制柱以及梁、剪力牆等元 素基於纖維斷面模型之中高層結構非線性 分析,從而能完整無誤的建立結構模型, 建立軟弱底層建築的耐震評估方法。

二、纖維斷面介紹

纖維單元模型又稱斷面離散單元 (Discretized-Section Model),是鋼筋混凝土 構架結構非線性分析中最為細化並接近實 際結構受力性能的分析模型,應用範圍較 廣;其原理是將構件縱向分割成若干段, 以每一段中間某一斷面的變形代表該段的 變形,在此斷面上又劃分成若干混凝土纖 維和鋼筋纖維,纖維單元的受力狀態僅為 一維,依據平斷面假定來確定纖維的應變, 通過沿斷面的各子塊或層的積分得到斷面 的內力和相應變形之間的廣義剛度關係, 然後得到構件單元的勁度矩陣

ETABS 提供梁柱纖維斷面模型[2],對 於梁纖維斷面模型只考量斷面一個方向的 纖維劃分,因此只能考慮單向的壓彎互制 作用(P-M),斷面扭轉、剪力及平面外彎曲 假定為彈性,專用於模擬梁斷面的單向非 線性彎曲;至於柱纖維斷面模型則可以考 慮兩個方向的纖維劃分,因此可以考慮雙 向的壓彎互制作用(P-M-M),同樣斷面扭 轉、剪力皆假定為彈性,主要用於柱斷面 的雙壓彎模擬。

ETABS 中,先定義非線性應力-應變 曲線(對於材料纖維),及其對應的遲滯模 型,之後再定義所需纖維斷面之柱或梁斷 面鋼筋,再由 ETABS 程式中可根據設定 之斷面及其配筋,可自動生成纖維斷面鉸, 及自動分配纖維鉸於斷面上,此種纖維斷 為 Fiber P-M2-M3,將構件的力與變形關 係與材料的應力與應變關係聯結起來。故 可同時考慮軸力和彎矩的互制關係及建構 遲滯消能行為,理論上有較高的精度,特 別適用於軸力變化較大的情況,如中高樓 層建物;但其缺點為工作量較大,耗費大

量計算時間。

三、ETABS 的非線性建模

在 CSI ETABS 中降伏和降伏後行為 使用離散的用戶定義 "鉸"建模[3]。鉸可 以分配給框架元素沿元素淨長度的任何位 置。每個鉸代表一個或多個自由度的集中 降伏後行為。鉸僅影響非線性靜態和非線 性時程分析中結構的行為 除非將鉸建模 為鏈接,否則鉸行為不會影響非線性模態 時程 (FNA) 分析。可以使用以下兩種基 本類型的鉸。圖一列出 ETABS 中所有非 線性鉸的種類

- 1. 非耦合力矩、扭轉、軸向力和剪切鉸
- 耦合 P-M2-M3 鉸,降伏基於鉸位置 處的軸向力和雙軸彎矩的相互作用。



圖一 ETABS 非線性鉸種類

這些塑性鉸的可能包括 P-M2、P-M3 和 M2-M3 行為。可以定義纖維鉸 P-M2-M3,它們是斷面上的材料點的集合。 每 個點代表一個支流區域,並有自己的應力 應變曲線。並假設平面斷面保持平面,這 將材料點的行為聯繫在一起。纖維鉸通常 比力力矩鉸更真實,但計算量更大。

同一位置可以存在多種類型的框架鉸,

例如,可以將 M3(力矩)和 V2(剪切) 鉸分配給框架元素的同一端。鉸屬性可以 根據 ACSE 41-13 標準從單元材料和斷面 屬性自動計算。

對於鋼筋混凝土構件,相互作用的 P-M-M 鉸可用於模擬 RC 柱, P-M 鉸可用 於剪力牆,非耦合力矩旋轉鉸可用於梁。 如果還需要考慮剪切行為的非線性,也可 以使用單獨的剪切鉸。或者在剪切行為旨 在保持彈性的情況下,可以根據該構件的 剪切能力,以手動方式檢查每根構件中的 剪切力需求。這也可以在 CSI ETABS 中 通過在構件中使用受力控制的剪切鉸(具 有給定的剪切力容量)來自動化。分析後 可以檢查鉸結果,以確認剪切行為在整個 加載持續時間內保持彈性。在ETABS 中, 分配給垂直剪力牆的鉸是"纖維 P-M3" 類型,並且總是作用在殼單元的中心。當 剪力牆殼單元中存在鉸時,垂直膜應力行 為由鉸控制,而水平和剪力膜應力以及平 面外彎曲行為由殼單元的屬性控制。

四、使用纖維建模方法對柱進行

為柱斷面定義 P-M2-M3 纖維鉸之前, 第一步是定義所有材料的非線性應力-應變 曲線。在定義 P-M2-M3 纖維鉸[3]時,這 些曲線將分配給單個材料纖維。定義柱的 P-M2-M3 纖維鉸的過程。 鉸可以手動定 義,也可以使用程序的自動功能定義。對 於纖維鉸的手動定義,選擇每個橫斷面並 使用手動將其分成若干混凝土和鋼纖維。 對於 P-M2-M3 纖維鉸的自動定義,首先 應為每個柱斷面定義實際配筋。一旦為每 個柱斷面定義了鋼筋,就可以直接定義纖 維鉸並將其分配給這些斷面。 軟件會自動 為每個斷面定義混凝土和鋼纖維,並分配 相應的應力應變曲線。在鉸長度選項中, 可以根據絕對長度或相對長度來指定纖維 長度。塑性區(或塑性長度)在過去一直 是詳細研究的領域。有幾個準則可用於估 計可以假設集中非彈性作用的長度或區 域。常使用參考為 Priestley [4]準則如下。
$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_{ve} d_{bl} \ge 0.044 f_{ve} d_{bl}$$
(MPa)

定義對柱纖維建模完成後,如圖二所示。

Overlay Frame Section on Plot Section			1		•
Make All Fibers Gray					
ber Defin	tion Data				
Fiber	Area in ^a	Coord3 in	Coord2 in	Material /// Stress Strain Curve	1
1	0.44	10.4795	-10.4795	A615Gr60 /// SSC1	
2	0.44	10.4795	-6.9863	A615Gr60 /// SSC1	
3	0.44	10.4795	-3.4932	A615Gr60 /// SSC1	
4	0.44	10.4795	0	A&15Gr60 /// SSC1	
5	0.44	10.4795	3.4932	A615Gr60 /// SSC1	
6	0.44	10.4795	6.9863	A615Gr60 /// SSC1	
7	0.44	10.4795	10.4795	A615Gr60 /// SSC1	
8	0.44	-10.4795	-10.4795	A615Gr60 /// SSC1	
9	0.44	-10.4795	-6.9863	A615Gr60 /// SSC1	
10	0.44	-10.4795	-3.4932	A6150r60 # SSC1	1
			Show Prop	perties	

圖二 定義顯示柱纖維

五、使用塑性鉸建模方法對 RC 梁

ETABS使用塑性鉸建模[3]方法對 RC 梁進行非線性建模。其中涉及到對於手動 定義 RC 梁 M3 塑鉸,塑性鉸的自動定義, 描述了使用 ETABS 中的非耦合 M3 鉸對 建築物中的 RC 梁進行建模的分步過程。 未耦合的 M3 鉸可以手動定義,也可以通 過 ETABS 中實現的自動程序定義。對於 手動定義,應手動定義這些鉸的屬性並將 其分配給每個梁。對於自動定義,首先應 為每個梁橫斷面定義實際鋼筋。通常對於 線彈性建模(用於初始分析和設計),若實 際的梁鋼筋未知,或是在 ETABS 中未定 義。如果打算使用鉸的自動定義,這將成 為必要的步驟。定義對梁塑性鉸建模完成 後,如圖三所示。

Hinge Props					Click to:
Name	Type	Sehavior	Generated	From	Add New Property
911	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.	Add Copy of Property
122911	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	FH1	
322H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	FH1	Modify/Show Property
					Delete Property
					Show Hinge Details
					Show Generated Props
					OK

圖三 定義顯示梁塑性鉸

六、使用纖維鉸建模方法對剪力牆

對於剪力牆,適當的方法是將膜和彎 曲行為都建模為非線性。在這種情況下, 類似於柱將剪力牆的纖維應在兩個方向上。 然而這種方法複雜、耗時並且可能不切實 際。為簡單起見,可以假設剪力牆中的面 外作用保持彈性,並且通常僅在一個方向 (即就面內方向)考慮非彈性作用。考慮 到這一點,提出了一個的剪力牆模型。力 矩僅在一個方向與軸向荷載的相互作用使 用相互作用的 P-M3 纖維鉸進行建模。在 此本章中,將針對剪力牆的整個長度定義 纖維鉸,因為非彈性作用可能發生在建築 物高度的任何位置。這樣的模型可能適用 於柱狀行為支配的較高剪力牆。在假定作 用保持線性的情況下,應用開裂剛度修改 器來考慮開裂。

在定義剪力牆斷面的 P-M3 纖維鉸 [3]之前,第一步是定義所有材料的非線性 應力-應變曲線。對於 P-M3 纖維鉸的手動 定義,首先是定義鉸屬性,接著為指定 P-M3 纖維鉸。若要 P-M3 纖維鉸的自動定 義,則為先定義剪力牆配筋,同樣的再為 指定 P-M3 纖維鉸即可。定義對柱纖維建 模完成後,如圖四所示。



圖四 定義顯示剪力牆纖維

七、結論

構件非線性行為常見的結構構件有梁、 柱、支撐、剪力牆、樓板等,在 ETABS 中 對應為框架對象與壳面對象。對於框架對 象,ETABS 用塑性鉸或纖維鉸來類比其非 線性行為。對於壳面對象,ETABS 用牆鉸 或分層壳來模擬其非線性行為。

塑性鉸為力與變形關係的型式,體現 了構件斷面的力學屬性。根據受力方式, 塑性鉸可分為彎矩鉸(M鉸)、剪力鉸(V 鉸)、軸力鉸(P鉸)和軸力彎矩(P-M或 P-M-M)鉸。故構件上布置的鉸類型必需 與該構件的主要受力狀態相符。塑性鉸也 區分延性鉸和脆性鉸,前者監控變形指標 (如轉角),後者監控力指標(如剪切強度)。

纖維鉸是基於材料的非線性組成律和 斷面纖維劃分來確定構件的非線性行為。 對於指定了纖維鉸的構件,根據斷面特性 自動劃分纖維、並賦予相應的材料。 ETABS內置了常用材料的非線性組成律 曲線,組成律模型也可自訂。

本報告依據 ETABS 軟體,收集相關 資料,從非線性建模、柱纖維鉸、梁塑性 鉸、剪力牆纖維鉸等不同方面介紹以 ETABS 非線性化建模及性能化設計的功 能特性。用以探討比對塑性鉸、纖維斷面 模型的合理性與準確性,綜合可得到以下 結論:

- 如何適當的搭配使用塑性鉸、纖維鉸、 牆鉸等不同非線性模型,運用於不規 則及高層建築結構建築上,如何兼顧 將會有效的增加分析的精確度與節省 時間效率成本。
- 基於 ETABS 軟體的梁、柱、剪力牆單 元,對纖維模型和非線性鉸模型進行 探討,包括操作程序,使用 ETABS 軟 體能快速幫助使用者完整無誤的建立 結構模型。
- 纖維斷面與 PM 非線性鉸的彎矩強度 能反應軸壓力變化而改變,反之塑性

鉸則無法改變,纖維斷面模型能夠確 切模擬 PM 非線性鉸,並可自由設定 結構元件動力遲滯行為,並確實反應 構件軸力在地震歷時中的變化,可用 於軟弱底層建築及中高樓層建築的耐 震評估程序。

4. 纖維斷面模型必須對斷面的材料組成 和位置進行分割劃分成數個纖維,然 後基於平面保持平面之假設,將構件 的力與變形關係與材料的應力與應變 關係聯結起來。故可同時考慮軸力和 彎矩的互制關係及建構遲滯消能行為, 理論上有較高的精度,特別適用於軸 力變化較大的情況,如中高樓層建物; 但其缺點為工作量較大,耗費大量計 算時間。不論是柱、梁、剪力斷面的 纖維採用其 ETABS 程式自動生成, 不論是於學術研究或工程實務案例, 皆能帶來極大的便利性與精確性。

参考文獻

- CSI, ETABS: Integrated Building Design Software, Version 2016, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2016.
- 2. Graham H. Powell (2010), Modeling for Structural Analysis, Computers and Structures Inc., ISBN-10: 0923907882.
- 3. CSI Analysis Reference Manual (SAP 2000, ETABS and CSI Bridge), Computers and Structures Inc., USA.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley & Sons, New York, 1996.



建置維運新南向國家整合式災害情資決策系統 與智慧防震技術輸出—印尼校舍補強計畫

翁樸文1林佳蓁2 蕭輔沛3 Erwin Lim 4 黃世建5

摘要

國震中心推動建築物之耐震評估與補強多年,發展之耐震評估亦應用於高中職及國 中小校舍耐震補強計畫,且利用國震中心大型結構實驗室,發展多項耐震補強工法之開 發與驗證。為了將相關重點技術推廣至新南向國家,於印尼進行耐震評估與補強技術之 推展,建立相關補強示範案例,並利用示範案例之推動過程,進行雙方耐震設計、評估 與補強技術與研究交流,規劃將技術推廣至印尼校舍建築。本文將介紹印尼校舍計畫之 成果-印尼校舍建築結構耐震補強工法技術研究,未來將利用該技術,建立校舍補強示範 案例,並與產業界交流耐震評估與補強技術,拓展我國之耐震評估補強技術推廣範圍。

關鍵詞:耐震評估與補強、校舍建築、耐震補強工法、Ferrocement、翼牆

一、前言

印尼是世界上地震最頻繁的國家之 一,每年都會發生數百次地震。由於缺乏 地震規劃和減災措施,常因此導致災難。 許多房屋和建築物因地震而倒塌,造成人 員傷亡和經濟損失。大多數損壞和倒塌的 結構都是非工程(non-engineered)建築,即 在沒有建築師或結構工程師的投入或投入 極微的情況下建造之建築。這種結構在開 發中國家很普遍,並且被證明極易受到地 震的影響。從工程的角度來看,印度尼西 亞超過三分之二的建築是非工程建築,其 中大部分是一或兩層樓結構(Kusumastuti 等人,2008)。這些建築物大多是私人住宅, 但也有學校、清真寺和其他人們聚集的場 所。無圍束、部分圍束或圍束的 1/2B 磚牆 是印尼最常見的非工程建築設計。1/2B 磚 牆砌體結構通常缺乏有效的耐震性。然而, 許多磚石建築在地震後仍有相當之倖存率 (Nguyen, 2011), 特別是那些採用圍束砌 體結構(confined masonry, CM)做法建造的

低矮建築。

印尼許多建於 1980 年代或 1990 年代 左右的老舊學校建築在設計時並未考慮耐 震需求。這些建築物通常沒有適當的鋼筋 配置(例如,使用小號光面鋼筋和疏鬆之 箍筋間距)和耐震細則(例如,伸展長度 不足)。從以往的地震中可以觀察到它們的 表現,如印尼 2016 年 Pidie Java 地震、2018 年 Lombok 地震、2018 年 Palu 地震三大地 震期間,有許多校舍嚴重受損、部分倒塌 或全部倒塌(Build Change, 2018b, 2018a; Build Change 等人, 2016)。結構無法抵抗 側向力(地震力)的主要原因是耐震細節不 合格。根據過去的勘災報告,這種類型的 結構在地震期間容易發生故障,一些典型 的破壞如圖一所示,例如牆的面外破壞和 屋頂倒塌。歸納出在印尼校舍常發現到不 利建築耐震之因素包括:

1. 束制柱(tie column)、束制梁(tie beam)之
 鋼筋尺寸不當。

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副技術師

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ Institut Teknologi Bandung 助理教授

⁵ 國立臺灣大學土木工程系教授

2.梁、柱、牆及其連接圍束構件細節設計不 充分。

3.材料和建築工法的品質不佳。



圖一 印尼校舍建築典型破壞模式

防止地震造成學校建築之倒塌至關重 要,因為可能導致大量人員死亡,尤其是 在大多數是兒童的小學。而且在很多地方, 學校是城鎮中唯一的大型公共建築,因此, 校舍之耐震需求相當重要(Boen, 2014)。 印尼學校建築必須減少地震破壞的可能 性。由於重建所有現有的非耐震校舍將極 其昂貴, 耐震補強可能是一個可行的替代 方案。臺灣自2009年起推動校舍計畫,改 善校舍的耐震能力,近年來之災害地震已 較少有校舍建築發生嚴重損毀或倒塌的情 況,證明耐震補強確實能有效提升耐震能 力。在印尼,亦有少數的學校建築耐震補 強已經實施並證明是成功的 (Kusumastuti 等人,2008)。

二、耐震補強工法實驗研究

本研究計畫總共進行了四個試體的實 驗測試,其中兩個試體是未補強的標準試 **體**,而另外兩個是補強後的試體。用於實 驗的試體是採用全尺寸的設計(3m x 3m), 試體規劃及設計圖說如表一中所述和圖二 中所示。

試體代表典型圍束或部分圍束的磚 牆,常見於印尼的一或兩層樓學校建築物。 試體 CM-G-BM 為標準試體, 束制柱和束 制梁的尺寸分別為 20 cm x 15 cm 及 15 cm x 15 cm, 主筋採用 4 支 D10 光面鋼筋, 箍筋則採用 D8 光面鋼筋且間距為 15 cm, 束制柱與束制梁的配筋採用耐震彎鉤,磚 牆使用印尼當地之黏土磚(磚塊尺寸約為

55 mm x 100 mm x 205 mm), 沿東制柱與 砌體牆間每六層磚均有良好錨定。同時為 了比較不良配筋之影響,試體 CM-P-BM 是一個細節較差的試體,束制柱和束制梁 的尺寸均為15 cm x 15 cm, 主筋採用4支 D10 光面鋼筋, 箍筋則採用 D8 光面鋼筋 且間距為 20 cm,其中束制柱和束制梁之 間沒有延伸主筋以提供足夠的接頭連接 性,也沒有沿著磚牆及束制柱的錨定。試 體 CM-P-FC 和 CM-P-WW 分別是不良配 筋試體分別進行 Ferrocement 補強或翼牆 (wing wall)補強方案的試體。試體的尺寸 和材料規格是根據印尼的常見建築所設計 (Kusumastuti 等人, 2012; Suarjana 等人, 2012; Wijaya 等人, 2011)。

表一 試體規劃表

No	試體名稱	說明
1	CM-G-BM	良好配筋細節之圍東磚 牆
2	CM-P-BM	不良配筋細節之圍東磚
3	CM-P-FC	不良配筋細節之圍束磚 牆-Ferrocement 補強
4	CM-P-WW	不良配筋細節之圍束磚 牆-翼牆補強



圖二 試體設計圖

三、實驗規劃

34

圖三為實驗之測試布置。通過施加面 內擬靜態反覆載重進行側推實驗。側向載 重由連接反力牆與頂部梁柱接頭的油壓千

斤頂產生。試體通過螺桿鎖固在強力地板 上,基礎及鎖固螺桿數量設計須考量可提 供抵抗側向力之足夠摩擦力。

LVDT 位移計設置於頂部和底部位 置,以測量試體的相對側向變形,並在垂 直於加載方向兩個位置設置位移計,以測 量面外變形。此外,應變計布設於束制柱 及束制梁的縱向鋼筋和箍筋上,以測量其 鋼筋應變變化。



圖三 測試布置規劃

根據頂部和底部 LVDT 位移計的相對 側向變形,實驗使用位移控制方式施加側 向載重,如圖四所示,根據 ACI 374.1-05 (ACI, 2005)建議進行加載歷程,實驗一直 進行到結構倒塌或強度低於最大強度的 80%。



圖四 測試加載歷程

四、試驗結果

由實驗結果之側力位移包絡線顯示, 具有良好細節的砌體牆試體(CM-G-BM) 之最大側力強度為 60.4 kN。相較於不良配 筋細節之試體(CM-P-BM),其強度僅有 37.3 kN,僅約良好配筋細節試體的 1/2。 然而,如果使用 Ferrocement 補強和翼牆 補強工法,對不良配筋細節之試體進行補 強,其強度將可分別增加到 136.2 kN 和 123 kN,約可提升3倍以上之強度。另一方面,就變形能力而言,不良配筋細節的 試體(CM-P-BM)於未補強前變形能力最 差。此外,無論不良配筋細節的試體經過 Ferrocement 工法或翼牆工法補強,其整體 之變形能力仍比良好配筋的試體不佳。最 後,良好配筋的試體(CM-G-BM)具有最好 的變形能力,所有側力位移包絡線的比較 可以在圖五中找到。同時,圖六顯示了試 體的破壞裂縫照片,可以發現不良配筋細 節的試體經過 Ferrocement 工法或翼牆工 法補強後,其大幅減低牆體破壞裂縫寬度, 顯示補強對牆體的面外破壞具有一定之抑 制效果。







CM-P-WW

CM-P-FC

圖六 試體破壞照片

五、結論與展望

本文旨在概述採用不同方法補強圍東 砌體牆進行之實驗研究。該實驗在評估不 同補強技術在改善圍束砌體牆體耐震性能 的有效性,內容涵蓋試體的設計、測試規 劃和測試結果。試體是根據常見之印尼典 型校舍結構設計建造的,並進行了一系列 測試以評估其在地震載重作用下的性能。 從反覆載重測試中獲得的結果顯示,使用 Ferrocement 補強和翼牆補強工法均可有 效提升不良配筋細節砌體牆試體之側力強 度。實驗結果可供產學研界共同參考使用, 未來也將利用此補強工法建立校舍補強示 範案例,望能更有效探討印尼校舍建物耐 震補強之應用,作為後續耐震能力提升之 依據。

參考文獻

- Boen, T. (2014). "Challenges and Potentials of Retrofitting Masonry Non-Engineered Construction in Indonesia." Graduate School of Global Environmental Studies, Kyoto University, Japan. 227 pp.
- Build Change. (2018a). "Earthquake and Tsunami Reconnaissance Report: 31 October 2018 - 8 November 2018, Palu
 Indonesia." Build Change, Denver, USA. 85 pp.
- Build Change. (2018b). "Earthquake Reconnaissance Report: 4-7 September 2018, Lombok - Indonesia." Build Change, Denver, USA. 38 pp.
- Build Change, AARGI, & EERI. (2016).
 "Earthquake Reconnaissance Report: M6.5 Pidie Jaya Earthquake, Aceh, Indonesia on December 7, 2016." Build Change, AARGI, & EERI. 25 pp.
- Kusumastuti, D., Pribadi K.S, & Rildova. (2008). "Reducing Earthquake Vulnerability of Non-Engineered Buildings: Case Study of Retrofitting of School Building in Indonesia." The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China. 8 pp.
- Kusumastuti, D., Suarjana, M., Pribadi, K. S., & Lie, T. H. (2012). "Experimental Study on Typical Confined Masonry Structure under Cyclic Lateral Load." The 15th World

Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September, Lisbon, Portugal. pp. 7290-7299.

- 7. Nguyen, L. (2011). "Confined Masonry: Theoretical Fundamentals, Experimental Test, Finite Element Models, and Future Uses." PhD dissertations, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, USA. 152 pp.
- Suarjana, M., Kusumastuti, D., & Pribadi, K. S. (2012). "An Experimental Study on the Effect of Opening on Confined Masonry Wall Under Cyclic lateral Loading." The 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September, Lisbon, Portugal. pp. 13413-13422.
- Wijaya, W., Kusumastuti, D., Suarjana, M., Rildova, & Pribadi, K. (2011). "Experimental study on wall-frame connection of confined masonry wall." Procedia Engineering, vol. 14, 2094– 2102. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.0 7.263
- ACI Committee 374 (2005). "ACI 374.1-05: Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA. 9 pp.

OpenFresco 於七層樓 RC 構架多物理子結構之複合實驗應用

蕭輔沛1 盧煉元2 葉士瑋3 黃炫文4 許博策4 鄭弘5

摘要

由於 RC 結構之力學行為較為複雜,不易以有限元素軟體精確模擬其地震力作用下 之結構行為,若改以振動台實驗進行測試又需花費大量的時間與金錢建立實驗試體。有 鑑於此,本文擬發展複合實驗技術(hybrid testing)以改善上述 RC 結構耐震研究方面的問 題。複合實驗技術為結合數值模擬與結構試驗技術之研究方法,此技術可大幅減少實驗 所需之成本,又可反應真實 RC 構材之複雜力學行為。而本文擬建立適合於 RC 結構之 複合實驗平台,該平台係結合開放式有限元素軟體 OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)、中介軟體 OpenFresco (Open source Framework for Experimental Setup and Control)與 MTS 公司所開發之實驗控制軟體 MTS CSIC(Computer Simulation Interface and Configurator)。為了解近斷層震波對於中高樓 RC 建物之影響,國家地震中 心台南實驗室曾進行 1/2 縮尺七層樓 RC 結構之振動台實驗,而本文擬透過所發展之複 合實驗平台以該重現七層樓 RC 結構之振動台實驗結果。本文建立七層樓 RC 結構之 OpenSees 數值模型及 OpenFresco 複合模型,並據以進行 RC 結構之複合實驗。最後再 將複合實驗結果分別與數值模型模擬結果進行比較。複合實驗結果顯示,其與數值模型 模擬結果相當吻合,且在多物理子結構,能以 Generic 元素成功模擬,故可驗證本文複合 實驗技術於大型 RC 結構應用上之可行性。

關鍵詞:複合實驗技術、OpenFresco、OpenSees、Generic 元素、鋼筋混凝土

一、前言

為探討或測試整體結構物於地震力下 之結構反應與特性,時常使用之研究方法 可概略分為數值模擬與振動台實驗。前者 由於僅於數值分析軟體中進行模擬,因模 型誤差其分析結果可能具有與實際結構差 異過大之缺點;而後者雖可真實反應出整 體結構之行為特性,但往往需花費大量金 錢與時間去建造實尺寸結構或是縮尺結構 來進行實驗。尤其在RC結構中之實驗中, 振動台實驗成本更是昂貴,因此面對大型 結構物時,經常需要付出極大之實驗成本。 有鑑於此,本文擬發展複合實驗技術 (Hybrid testing)以避免上述兩種研究方法 之缺點,期以更經濟有效之方式,獲取複 雜大型 RC 結構於地震力下之力學行為與 結構反應。而此技術為結合了數值分析與 結構試驗兩大技術之先進實驗技術,其方 式是將結構中較易預測及分析的子結構部 分以數值模擬處理,而對於結構中具有較 複雜力學行為之子結構則以結構實驗進行。 複合實驗技術已廣泛應用於國內外之地震 工程研究中,但將此技術應用於大型 RC 結構之研究則相對較為缺乏。此外,對於 大型結構之複合實驗,文獻中通常以簡化 其自由度之方式建立複合實驗,文獻中通 常以簡化其自由度之方式建立複合實驗所 需之模型,較少是以有限元素軟體建立多 自由度結構之方式進行複合實驗,因此本 文將藉由美國加州柏克萊大學泛太平洋地 震工程研究中心(PEER)所開發之有限元

¹ 國家地震工程研究中心研究員兼組長、國立成功大學土木工程系合聘教授

² 國立成功大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心兼任研究員

³ 國家地震工程研究中心臺南實驗技術組副技術師

⁴ 國立成功大學土木工程系碩士

⁵ 國立成功大學土木工程系研究生助理

素軟體 OpenSees、中介軟體 OpenFresco 及 MTS 公司所開發之 MTS CSIC 軟體以 執行大型 RC 結構之複合實驗,期能重現 大型 RC 結構振動台實驗之結果。

本研究之動機發展於國震中心台南實 驗室在2018年7月及11月進行的六柱七 層樓 RC 構架振動台實驗,試體採用1/2 縮 尺之模型,總樓高為12.73公尺,一樓淨 高為300公分,其餘每層淨高皆為150公 分;柱尺寸分為兩種:左邊的柱尺寸為 30x30公分,右邊的柱尺寸為30x75公分; 另外,基礎柱斷面為115x75公分,樓板厚 度10公分,梁斷面尺寸均為25x45公分, 整體構件之混凝土抗壓強度為21MPa,且 三層樓以上均有剪力牆,厚度為15公分, 以模擬中高樓結構之軟弱層效應。

二、目標結構-七層樓鋼筋混凝土構 架

本次複合實驗試體為七層樓鋼筋混凝 土構架,由物理子結構及數值子結構組成。 其中,一樓六桂為物理子結構(圖一),以中 間跨之門形構架進行實驗(圖二),其餘部 分為數值子結構,以OpenFresco建立模型 作為數值模擬。本次實驗輸入震波為 50、 100、200gal 之 CHY063 及 100gal 之 El Centro、TCU075、Kobe 震波,文末會以 CHY063 200gal 繪圖比較實驗結果。

三、OpenFresco 複合實驗方法

圖三為本次複合實驗控制及集錄流程 示意圖,採用之軟硬體設備是以OpenSees 和OpenFresco建立複合模型,接著再透過 MTS CSIC 輸出複合模型分析出之位移命 令至 MTS 793 控制軟體,以驅動致動器施 加位移於試體上,最後複合模型再經由回 授之反力分析出下一步之位移命令。資料 集錄方面,是以 MGCPlus 資料擷取系統集 錄致動器之實際命令與回授訊號。

OpenFresco作為一個數值世界與真實 世界的橋樑,分別包含實驗元素 (Experimental Elemet)、 實驗場 (Experimental Site)、 實驗配置
(Experimental Setup)及實驗控制系統
(Experimental Control),並與MTS CSIC溝通。

本次實驗之實驗元素使用 Generic 元 素,Generic 元素可定義任意節點及自由度 數量,藉此可將七層樓 RC 構架之一樓六 根柱以單一實驗元素建立,以達成多頻道 複合實驗之目標。

由圖三可知,本次複合實驗僅控制試 體之單向自由度,其餘自由度則是由複合 模型進行模擬,故為配合此實驗配置,本 文乃假設七層樓 RC 結構模型為雙曲率 撓曲構件之剪力屋架。另外,為確保數值 模型中一樓其餘兩跨門形構架之結構反應 與實際實驗之結果相同,本文假設一樓三 跨門型構架之結構反應均相同,並以擴增 虛擬頻道及調整回授力係數之方式達成此 目的。

此次實驗之數值模型將會輸出一樓六 根柱之柱頂位移命令,先分別傳送至 MTSCSIC中,再傳送至FT-100控制器所 建立之六個頻道,而此六個頻道分別為「不 會傳送命令至致動器的五個虛擬頻道」以 及「實際輸出至致動器並推動試體的單一 真實頻道」。其中虛擬頻道之回授力均設定 為與真實頻道相同,而一樓六根柱之位移 命令則基於剛性樓板假設也為相同數值, 故可隨意採用任一根柱之位移命令作為真 實頻道之輸出。接著,因為經由致動器回 授之反力為整體構架之反力,所以需藉由 OpenFresco之程式指令調整回授力之係數 大小,而此係數可由大小柱之勁度來決定。

四、實驗結果與討論

圖四為 CHY063_200gal 之複合實驗 結果與數值模擬比較,HT 表示複合實驗, Virtual HT 表示全數值模擬,比較發現兩 者非常擬合,而子圖(d)之一樓遲滯迴圈因 為混凝土試體有些微損壞,因此 HT 複合 實驗出現軟化再硬化之束縮(pinching)效 應。

38

表一為複合實驗與虛擬複合實驗分析 之最大反應比較表,在 CHY063 不同 PGA 之比較中可以發現,較大的 PGA 誤差比會 略為放大;在同 PGA 但不同震波的比較 中,可以發現誤差比較為接近,但整體而 言,誤差比仍屬可接受範圍,證實此次複 合實驗相當成功。

五、結論

本複合實驗使用 OpenSees 及 OpenFresco 搭配 MTS CSIC 進行慢速複 合實驗,並配合國震中心台南實驗室之硬 體設備,確認其可行性。由分析結果可發 現,複合實驗結果與數值模擬結果差異並 不大,可確認本複合實驗之正確性,並成 功利用 Generic 元素進行多柱為物理子結 構之三維複合實驗,且根據 Generic 元素 之特性設定任意節點及自由度數量,確定 多頻道控制之可行性及正確性,能透過真 實及虛擬頻道進行慢速複合實驗。

参考文獻

- Andreas H. Schellenberg, Hong K. Kim, Yoshikazu Takahashi, Gregory L. Fenves, and Stephen A. Mahin (2009), "OpenFresco Command Language Manual".
- Andreas H. Schellenberg, Stephen A. Mahin, Gregory L. Fenves (2009), "Advanced Implementation of Hybrid Simulation" PEER, 09-104.
- Maikol Del Carpio Ramos, M. Javad Hashemi, Gilberto Mosqueda (2013), "Large-Scale Hybrid Simulation of a Steel Moment Frame Building from the Onset of Damage Through Collapse" 5th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Taipei, Taiwan.
- M. Javad Hashemi, Yassamin Al-Ogaidi, Riadh Al-Mahaidi, Robin Kalfat, Hing-Ho Tsang, John L. Wilson (2016),

"Application of Hybrid Simulation for Collapse Assessment of Post-Earthquake CFRP-Repaired RC Columns" Journal of Structural Engineering, ASCE. 143(1).

- 黃炫文(2021)。OpenFresco 於鋼筋混 凝土構架複合實驗之應用及驗證。國 立成功大學土木工程學系碩士論文。
- 黃炫文、許博策、盧煉元、蕭輔沛、 葉士瑋(2021)。開放式地震工程模擬 系統(OpenSees)於含塑鉸非線性結構 之分析應用。國家地震工程研究中心。

表一 複合實驗與虛擬複合實驗分析 之最大反應比較表(六柱物理子結構)

	PGA (gal)	頂層最大相對位移(mm)		一樓最大層間位移(mm)			
		HT	Vir HT	誤差比	HT	Vir HT	誤差比
CHY063	50	12.37	11.53	-0.07	8.15	7.82	-0.04
	100	23.22	23.06	-0.01	14.59	15.64	0.07
	200	46.13	40.15	-0.13	24.76	31.28	0.26
El Centro	100	27.73	27.46	-0.01	17.93	18.54	0.03
TCU075	100	24.83	24.17	-0.03	16.26	16.48	0.01
Kobe	100	24.85	24.57	-0.01	15.97	16.67	0.04
平北	句			-0.04			0.06



圖一 七層樓 RC 構架複合模型子結構



圖二 門形構架試體



圖四 複合實驗及數值模擬結果比較圖(六柱物理子結構, CHY063, 200gal)

ABAQUS 快速建模之研究

許家銓1 周光武2 洪曉慧3

摘要

本文簡單介紹 ABAQUS 快速建模的定義和目的,優點和局限性,以及建立幾何模型、 定義邊界條件和負載、選擇適當的元素類型和材料屬性、創建網格、設置分析和求解的步驟, 並透過 ABAQUS PDE 進行 Python 指令稿編寫及執行。

關鍵詞:ABAQUS、Python

一、前言

ABAQUS 快速建模是一種使用 ABAQUS 有限元分析軟體快速建立模型的 技術。其目的是為了更快速地生成有限元 模型,從而縮短模擬分析的時間和成本, 並可提高模擬結果的準確性和可信度。 ABAQUS 快速建模通常適用於中小型問題 和快速原型設計,以及應用於快速評估概 念設計,或進行敏感度分析和優化設計。 此外,ABAQUS 快速建模還可用於快速評 估某些場景的可行性和關鍵工藝參數,從 而幫助設計工程師在產品開發過程中更快 地作出更準確的決策。

ABAQUS 快速建模使用先進的模型生成技術、算法和工具,能夠快速創建有限 元模型,節省了模擬分析的時間和成本, 並透過快速生成高精度的有限元模型,提 高模擬結果的可信度。此外,ABAQUS 快 速建模能夠在不同的分析場景下使用,包 括熱力學、機械、電磁、流體等領域,具 有廣泛的應用性。而 ABAQUS 快速建模的 界面和操作流程都相對簡單,易於學習和 使用。 然而,ABAQUS 快速建模也有其限制, 當模型複雜時,ABAQUS 快速建模可能無 法有效處理,需要進行手動建模和網格生 成,且其精度可能無法與手動建模和網格 生成相媲美。此外,ABAQUS 快速建模的 成功與否取決於使用者對軟件和工具的熟 練程度和適用性。

總結快速建模的優點與限制, ABAQUS快速建模在處理中小型問題、快速模型設計和快速評估等方面具有優勢, 但在複雜模型建模和高精度要求的情況下 可能需要其他更複雜的模擬方法。

二、ABAQUS 建模基本步驟

ABAQUS 可以使用多種方式建立幾何 模型,包括使用 ABAQUS CAE (Computer-Aided Engineering)建模(如圖一所示)、使 用 Python 編程語言及使用外部 CAD 軟體。 在 這三種建模方式中,使用 ABAQUS CAE 進 行建模相對比較容易學習和使用,而使 用 Python 進行建模則需要一定的程式語言 技 能,但具有更高的自由度和可擴展性。 使 用外部 CAD 軟件建模則需要額外學習外 部軟體的操作方法,但可以方便地從外部軟 體中匯入幾何模型。

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



圖 — ABAQUS CAE

在建立模型後,通常會針對模型特性 定 義邊界條件和負載,邊界條件包括如位 移 約束、固定約束、旋轉約束等節點約束; 如平面約束、法向力約束、剪切力約束等 面約束;及如重力、熱膨脹、空氣流動等 外部邊界條件。定義邊界條件後即可模擬 多種負載類型,如壓力、拉力、剪力、力 矩、溫度等。在定義邊界條件和負載時, 需要考慮模型的實際應用場景和目的,以 確保模擬結果的準確性和可靠性。除此之 外,邊界條件和負載的定義方式也與建模 方法密切相關,如使用 ABAQUS CAE 建模 軟件時,邊界條件和負載可以通過圖形界 面進行定義;而使用 Python 編程語言時, 邊界條件和負載需要通過腳本進行定義。 在 ABAQUS 中,選擇適當的元素類型 和材 料屬性是模擬分析中非常重要的一個步驟 選擇不當會導致模擬結果的不準確和不可 靠。選擇元素類型和材料屬性的基本原則 如下:

 1. 元素類型: ABAQUS 提供了多種不同的元素類型,如線性元素、非線性元素、 樑元素、板元素、殼元素、體元素等,分 析時需要根據模型的幾何形狀和物理特性 選擇適當的元素類型。

 材料屬性:ABAQUS 可以模擬多種 材料的行為,如彈性材料、塑性材料、複
 合材料、橡膠材料等。在選擇材料屬性時, 需要考慮材料的實際力學特性和材料的行 為模型。 網格密度:網格密度是指模型中的網 格數量和分布情況,網格密度對模擬結果的 準確性和計算效率都有影響。一般情況下, 網格密度應根據模型的幾何形狀、物理特性 和分析精度選擇適當的網格密度。

在實際應用中,選擇元素類型和材料屬 性需要結合實際情況進行綜合分析和判斷。 ABAQUS 提供了多種工具和功能,如自動網 格生成、材料測試和校正等,可以幫助使用 者選擇適當的元素類型和材料屬性。

在 ABAQUS 中,網格生成是模擬分析的 重要步驟之一,它可以將模型表面或體積分 成微小的單元,用來進行有限元素分析。在 ABAQUS 中創建網格時首先需要定義網格控 制參數,如網格密度、單元尺寸、網格品質 等,這些參數可以影響網格生成的品質和效 率。定義好網格控制參數後,可使用 ABAQUS 中的自動網格生成工具或手動創建 網格。自動網格生成工具可以根據定義的參 數自動生成網格,手動創建網格需要使用者 手動添加節點和單元,可以更加靈活地控制 網格質量和細節。在網格生成完成後,需要 對網格進行檢查和修正,以保證網格的準確 性。ABAQUS 提供了多種檢查和修正工具, 如網格檢查器、網格優化工具等。

生成網格後,將進行分析和求解。在定 義分析類型、定義分析步、設置輸出結果、 設置求解器和求解控制參數後,即可開始執 行求解。ABAQUS 會根據設置的參數進行求 解,並在求解完成後輸出相應的結果文件。

三、ABAQUS 快速建模案例

使用者完成 Python 指令稿後,通常會使 用下列任一方法於 ABAQUS 中執行指令稿: 指令區 KCLI (Kernel Command Line Interface)、 於 CAE 中 使 用 Run Script、ABAQUS Command 或 ABAQUS PDE (Python Development Environment)。本研究透過 ABAQUS PDE 進行 Python 指令稿編寫以進行 快速建模案例分析(如圖二所示)。

42



圖二 ABAQUS PDE

Python 指令稿的編寫步驟與手動建模 的 步驟 相 似 ,因 此使用者必須熟悉 ABAQUS 手動建模的步驟。首先,使用者 需要建立模型資料相關物件(MDB),接著 開始透過幾何資訊建立基礎幾何元素物件 (Sketch),進而建立如圖三所示構成整體模 型的構件物件(Part)。



因為整體模型的每個構件可能有不同 的材料和斷面特性,所以必須針對每個構 件設定其材料參數(Material)和斷面特性 (Section)。當建立完構件物件、設定其材料 和斷面特性後,就可以進行構件組裝 (Assembly)和設定分析步(Step)。邊界條件 (Interaction)和負載(Load)的設定必須在分 析步之後進行。最後,完成有限元素設定 和網格分割(Mesh)後,Python 指令稿便大 致完成,並且可以使用 ABAQUS PDE 快速 生成模型(如圖四所示)。 生成模型後,使用者還需要透過 ABASUQ CAE 確認模型內容,並修正指令稿 直至模型無錯誤。



圖四 ABAQUS 快速建模生成之模型

四、結論

ABAQUS 快速建模是一種強大的工具, 可以幫助使用者快速構建模型,從而節省建 模時間和成本。通過提高建模效率和精度, ABAQUS 快速建模可以顯著提高分析結果的 精度和可靠性。這項技術適用於各種分析場 景,包括結構分析、流體分析、熱分析等等。

然而,ABAQUS 快速建模也有一些限制 需要注意。由於 ABAQUS 快速建模旨在節省 時間和成本,因此在一定程度上可能會犧牲 精度。這意味著在使用快速建模時需要謹慎, 並在精度和效率之間做出適當的權衡。此外, 儘管快速建模通常適用於建構簡單模型,但 對於更複雜的模型,可能需要在快速建模之 後進行手動校正,以確保分析結果可靠。

ABAQUS 快速建模的一個關鍵好處是可 以幫助使用者更快地完成項目。這項技術可 讓使用者更有效地創建模型,並直接用於分 析。此外,快速建模減少了繁瑣和耗時的手 動建模過程,這可以節省使用者寶貴的時間, 降低項目成本。

ABAQUS 快速建模的另一個優點是可以 幫助使用者提高建模精度。在手動建構模型 時,總會存在人為錯誤的可能性。ABAQUS 快速建模有助於消除這種風險,因為模型是 通過程式計算生成的。這意味著生成的模型 是一致、可重複和準確的,從而降低錯誤 的風險,提高分析結果的可靠性。

然而, ABAQUS 快速建模技術不是一 種適用於所有情況的解決方案。使用者需 要了解快速建模的限制,並在使用這項技 術時在精度和複雜性之間做出適當的權衡。 在某些情況下,可能需要在快速建模之後 進行手動校正,以確保生成的模型是準確 的。

参考文獻

- 1. ABAQUS. Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.14, Dassault Systèmes Simulia Corp.
- 蘇景鶴、江丙云。ABAQUS + Python 讓 CAE 如虎添翼的雙倍能量,佳魁資訊, 2020。
- 曹金凤、王旭春、孔亮。Python 语言在 ABAQUS 中的应用,机械工业出版社, 2011

NCREE

44

桁架式複合材料橋梁之局部結構試驗

葉芳耀¹ 陳君隆² 蕭勝元³ 江奇融³ 周光武⁴ 許家銓⁵

摘要

颱風洪水地震常造成橋梁損毀,2009年莫拉克颱風造成100餘座橋梁被土石流沖斷, 造成山區住宅被孤立,導致緊急救災不易與人員物資難以運送。為能在緊急災變發生時 提供快速救援,需開發救災用輕便橋及施工技術,提供短時間內容易組裝的簡便橋梁, 作為緊急疏散及運送救災物資用。本文針對53米跨度模組化桁架式複合材料橋梁之設計 成果、橋梁節塊之設計強度及複材橋梁局部結構之破壞模式進行研究。研究結果顯示: (1)桁架式複材橋梁節塊在設計彎矩與3.33倍設計剪力載重組合作用下,局部結構之變位 及應變大致維持在線彈性範圍,符合設計要求;(2)桁架式複材橋梁局部結構在1.5倍設 計彎矩與5倍設計剪力載重組合作用下,結構於第三節塊之豎桿產生壓裂之剪力破壞。

關鍵詞:桁架式複合材料橋梁,模組化橋梁節塊,局部結構,載重試驗

一、前言

近年來由於極端氣候之影響,颱風洪 水已成為我國歷年來最大天然災害,如 2009年發生的八八水災造成全國100餘座 橋梁被土石流沖斷,造成山區住宅社區成 為孤島,導至救災不易與人員物資難以運 送。為能在緊急災變發生時提供快速搶通 與救援,需開發災區緊急搶通使用之裡 約 北、易組裝及可重覆使用之複合材料輕量 化便橋,縮短道路搶通及人員救援時間。 以滿足災時快速救援之需求,有效掌握 金救援時刻,降低人民生命財產損失。[1]

本文目標為:(1)驗證 53 米跨度模組 化桁架式複合材料橋梁之設計成果。(2)確 認桁架式複合材料橋梁節塊之設計強度。 (3)瞭解桁架式複合材料橋梁之破壞模式。

二、模組化桁架式複材橋梁研發

本研究為開發救災用便橋之模組化技術,項目包括,桁架式複合材料救災便橋

之設計與桁架式複合材料節塊試驗與驗證。

2.1 桁架式複合材料橋梁設計

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

臨時救災用橋梁主結構由 GFRP 複合 材料組成,接頭部分使用鋼結構。文中複 合材料結構採用美國農業部(USDA)林務 局的設計規範[2],鋼結構設計遵循交通部 頒布之公路橋梁設計規範。53 米跨度桁架 式複合材料橋梁有限單元(Finite Element Method, FEM) 模型及設計結果如圖一,橋 型使用模組化桁架式主梁,橋梁跨度較小 時使用單桁架主梁,跨度較大時使用雙桁 架主梁,桁架主梁由 GFRP 拉擠成型之 410×18×200×20 mm 之 H 型材及 101.6× 101.6×6 mm 方管組成,每個節塊長度 5.3 米,全橋為 10 個節塊。本文橋梁淨跨度為

¹ 國家地震工程研究中心研究員兼橋梁組組長

² 國家地震工程研究中心專案助理技術師

³ 國家地震工程研究中心副技術師

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

53 米,換算其容許撓度為 13.25 公分(即跨徑的 1/400),設計剪力為 25 kN,設計彎矩為 662.5 kN-m。考量設計運送物資之車輛載重為 5 噸,根據影響線觀念進行分析,獲得複合材料橋梁主跨最大變位為 13.19 公分,符合設計條件之要求(如圖二所示)。



圖一 53 米跨度桁架式複合材料橋梁有限 單元模型及分析結果



2.2 桁架式複材橋梁局部結構試驗規劃

本研究採用局部結構進行橋梁載重試 驗,選取全橋 10 個節塊中的 3 個節塊組 成局部結構,局部結構之設計圖及試驗時 之感測器(位移計及應變計)配置規劃如圖 三。預計於第二節塊中央施加載重,由 D1~D7 位移計量測局部結構之變形,由配 置於上弦材、下弦材及腹桿之應變計,量 測局部結構受力時之應變值。



圖三 局部結構實驗規劃與感測器配置

三、試體準備與實驗設置

複合材料橋梁由 H 型材、方管及接頭 組成桁架主梁,再由桁架主梁及 H 型材橫 梁組成橋梁節塊,組裝方法說明如下。

3.1 複合材料桁架主梁與節塊組裝

使用吊車輔助進行複材橋梁桁架主梁 組裝,步驟如下:(1)將接頭與H型材組成 桁架主梁之下弦材,(2)將接頭與H型材組 成桁架主梁之上弦材,(3)經由腹桿(豎桿及 斜撑)將上弦材與下弦材結合,組成桁架主 梁,(4)將組合完成之桁架主梁堆疊放置, 組裝過程之照片如圖四。



圖四 桁架式複合材料橋梁之主梁組裝

使用吊車輔助進行複材橋梁節塊組裝, 步驟如下:(1)將桁架主梁吊至定位,加以 固定。(2)將3支H型材橫梁插入桁架主梁 之接頭,進行固定。(3)經由橫梁將左側桁 架主梁與右側桁架主梁結合,組成橋梁節 塊。(4)將組合完成橋梁結塊,組成局部結 構,以便進行試驗,組裝過程照片如圖五。



圖五 桁架式複材橋梁節塊與試體組裝

3.2 試驗儀器配置與試驗步驟

依規劃安裝位移計及應變計,並將感 測器與資料搜集器及控制主機連線,複材 橋梁局部結構之實驗裝置如圖六。載重試 驗步驟為(1)測試機台啟動並確認油壓穩 定狀態。(2)以位移控制施力座,使試體呈 現預壓狀態。(3)以位移控制施力座,位移 增率為 1mm/min。(4)施力分別為 50 kN、 100 kN、150 kN、200 kN、持續加載至試 體產生破壞、卸載至 50 kN 及完全卸載。



圖六 複材橋梁局部結構試驗之實驗裝置

四、桁架式橋梁局部結構試驗結果

本研究為驗證 53 米跨度桁架式複合 材料橋梁之橋梁節塊受力行為及破壞模式, 利用桁架式複合材料橋梁之局部結構,取 3 個節塊組成桁架式複合材料橋梁之局部 結構進行載重試驗,試驗結果說明如下。

4.1 局部結構之力量與變形行為分析

圖七為複材橋梁局部結構跨度中央施 加50~250 kN的荷載下桁架主梁的變形形 狀,實線為加載過程之量測結果,虛線為 卸載過程之測量結果。結果顯示施加 50~200 kN的荷載下,結構大致維持左右 對稱之變形形狀。施加至 250 kN 時,結構 右側產生較大變形,D5 點的最大變位為 151.6 mm,第三節塊之豎桿產生壓裂之剪 力破壞,破壞模式如圖八。卸載至0 kN 時, 結構右側仍有較大之殘餘變形,D5 點的最

大殘餘變位為 14.9 mm。







圖八 局部橋梁結構試體之破壞模式

圖九為複材橋梁局部結構跨度中央施 加 50~250 kN 的荷載下桁架主梁 D1~D7 點位的力量變位曲線關係。結果顯示施加 50~100 kN 時,結構維持左右對稱,力量 變位為直線關係。施加至 150 kN 時,結構 維持左右對稱,力量變位曲線之斜率變小, 進入非線性關係。施加至 200 kN 時,結構 大致維持左右對稱,力量變位曲線之斜率 繼續變小,進入更高階之非線性關係。施 加至 250 kN 時,結構產生左右不對稱變 形,力量變位曲線之斜率更為平緩。卸載 至 0 kN 時, D1~D7 點均有殘餘變形, D5 點的最大殘餘變位為 14.9 mm。



圖九 橋梁局部結構試體之力量變位曲線

4.2 局部結構之應變分析

圖十顯示橋梁局部結構試體下弦材之 應變與載重關係,結果顯示施加 50~200 kN時,應變與載重幾乎維持線性關係,除 編號 S3-LCL-Bottom 之應變計,施加至 50 kN時,即產生高度非線性行為。局部結構 下弦材最大張應變為 851×10⁻³,位於第三 節塊下弦材左側 H 型材之下緣,應變計編 號為 S3-LCL-Bottom。



圖十 橋梁局部結構試體下弦材之應變與 載重關係

圖十一顯示橋梁局部結構試體上弦材 之應變與載重關係,結果顯示施加 50~150 kN時,應變與載重幾乎維持線性關係。局 部結構上弦材最大壓應變為 -567×10⁻³,位 於第二節塊上弦材右側 H 型材之上緣,應 變計編號為 S2-UCR-Top。



與載重關係

圖十二顯示橋梁局部結構試體第二節 塊之應變與載重關係,結果顯示施加 50~150 kN時,應變與載重幾乎維持線性 關係。局部結構第二節塊最大張應變為 749×10⁻³,位於下弦材右側H型材之下緣, 應變計編號為S2-LCR-Bottom。局部結構 第二節塊最大壓應變為-567×10⁻³,位於上 弦材右側H型材之上緣,應變計編號為S2-UCR-Top。



六、結論

研究結果顯示:(1)桁架式複材橋梁節 塊在設計彎矩與3.33倍設計剪力載重組合 作用下,局部結構之變位及應變大致維持 在線彈性範圍,符合設計要求;(2)桁架式 複材橋梁局部結構在 1.5 倍設計彎矩與 5 倍設計剪力載重組合作用下,結構於第三 節塊之豎桿產生壓裂之剪力破壞行為。

參考文獻

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

鋼橋墩耐震性能研究(II)

洪曉慧¹ 周光武² 許家銓³ 梁恩齊⁴ 黃仲偉⁵

摘要

本研究目的為透過分析與試驗,針對鋼橋墩之耐震性能進行研究,以建立鋼橋墩合 理之塑鉸性質定義公式,並回饋於設計規範中。執行方法為先調查國內外鋼橋墩耐震相 關規範和研究,包括台灣、日本和美國的規範,另外也搜尋國內常見鋼橋墩型式、設計 細節,再進行試體設計與施工,以試驗方式確認與比較其耐震性能,同時搭配結構模擬 分析,以試驗結果校正鋼橋墩非線性模型,再以校正後之分析模型進行參數分析。本研 究於本年度完成兩座單柱式圓形鋼橋墩試體之反覆載重試驗,兩座試體鋼結構部分具相 同設計,但其中一座試體為空心圓柱試體,另一座則於內部填充低強度混凝土。透過反 覆載重試驗結果,比較兩座試體耐震行為之差異,以探討內填充混凝土對鋼橋墩非線性 性能的影響。此外也透過柱底錨碇座之受震行為觀察,檢討錨碇座強度對鋼橋墩耐震行 為的影響。

關鍵詞:鋼橋墩、反覆載重試驗、側推分析

一、前言

921 地震後,交通部高速公路局、公 路總局及各縣市政府等橋梁主管機關皆針 對國內既有橋梁進行橋梁耐震性能評估與 補強,也於民國 110 年頒布公路橋梁耐震 評估與補強設計規範[1]。其中有關鋼筋混 凝土橋墩之耐震評估與補強,因國內外皆 有眾多相關研究或規定可供參考,故可進 行有效且務實的橋墩補強設計和施工,但 對於鋼構橋墩耐震性能評估與補強方面, 由於國內相關試驗報告尚屬缺乏,也較無 明確研究案例可循,所以大多參考日本的 案例和規範[2]。考量鋼結構橋墩的耐震性 能和施工細節息息相關,國外的研究成果 不見得適用於國內工程環境。另一方面, 鋼構橋墩由於具有重量輕、強度高、韌性 佳、製作加工容易、施工工期短等優點, 國內很多高架橋梁皆採用鋼結構橋墩,尤 其是市區高架橋,鋼結構橋墩的比例更高 於鋼筋混凝土橋墩,所以本土化鋼橋墩耐

1 國家地震工程研究中心研究員

震性能研究刻不容緩。有鑑於此,本計畫 針對國內常見型式之鋼橋墩耐震性能進行 研究,研究方法包括分析與實驗,透過不 同配置鋼橋墩之耐震性能試驗,驗證剛橋 墩設計與評估方法之準確性,以期能建立 本土化鋼橋墩塑鉸性質設定方式,以及鋼 橋墩耐震評估方法,研發成果未來將可提 供實務設計公司參考。本計畫分年執行, 本年度主要針對單柱式圓形鋼橋墩進行研 究,設計兩組鋼橋墩試體,並進行反覆載 重試驗,最後針對兩座試體試驗結果進行 比較與探討。

二、試體設計

依據國內鋼橋墩相關設計規定[3],以 及日本之規範[2],本研究設計兩組圓形鋼 橋柱試體,分別命名為試體A和試體B。 如圖二所示,兩組橋柱試體尺寸相同,試 體總高為5.3m,其中柱身3.7m,柱頭0.6m, 基礎高1m。鋼柱直徑D=0.8m,鋼板板厚

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 中原大學土木工程學系研究生

⁵ 中原大學土木工程學系教授

t=1.4 cm,鋼板材質為 SN490B,對應之徑 厚比為 57,以鋼板設計降伏強度 F_y =3.5tf/m²進行計算,可得對應於日本規 範[2]之 R_i 參數值為 0.081。試體 A 為中空 橋柱,內無填充混凝土,試體 B 則內填充 混凝土至柱內加勁板處。加勁板位於鋼柱 底板上 2 m 處,而內填充混凝土之設計抗 壓強度 f'_c =140 kgf/cm²。為使鋼橋柱得以穩 定固接於鋼筋混凝土基礎內,試體依國內 鋼橋墩設計慣例,於基礎內設計鋼製錨定 基座,並以 16 根 3.8 cm Ø錨碇螺栓和鋼 柱底進行接合。錨錠螺栓材質為 JIS G4051-1979 S45C(N)。



三、試體試驗

本研究針對是體 A 和試體 B 分別進 行反覆載重試驗,圖二所示為試驗配置, 其中水平力透過油壓制動器進行加載,加 載位置為基礎頂上方 4 m 處,以模擬單柱 式橋柱於地震下之受力行為。此外,試驗 過程中,4 組千斤頂透過四支垂直向高拉 力鋼棒和水平轉接梁施加定軸力 1780 kN 於鋼橋墩試體,以模擬上部結構之重量。 以鋼材設計強度 $F_y=3.5$ tf/m²進行計算,試 體之軸力比 N/N_x 為 0.15。

反覆載重試驗採位移控制,圖三所示 為試驗之位移歷程。依據計算,空心鋼柱 試體(試體A)之初始降伏位移約為2cm, 對應之側向位移比(drift ratio)為0.5%。 本試驗取此降伏位移比之 1/2 為反覆載重 試驗之第一迴圈位移,故試驗之位移歷程 依序為側向位移比 0.25%、0.375%、0.5%、 1.0%,之後採用之位移比則為 0.5%逐步遞 增,在側向位移比≤1.0%時,每一位移比 進行三次迴圈,之後則為每一位移比進行 兩次迴圈。



圖二 反覆載重試驗配置





四、試驗結果

圖四為兩座試體試驗所得之遲滯迴圈, 其中縱軸為側推力,橫軸為側向位移比, 而圖五所示為兩座試體試驗結束後之破壞 相片。如圖四(a)所示,試體A最大強度約 為800 kN,在位移比達4%時,由於柱底 鋼板產生如圖五(a)所示之嚴重外鼓挫曲, 所以強度逐漸下降。試驗在位移比達6% 後停止,此時強度降至約300 kN。圖四(b) 所示之內填充混凝土試體B最大強度亦是 約800 kN,但由於柱底錨定螺栓承受之軸 力大於其降伏強度,所以試體主要破壞為 如圖五(b)所示之柱底錨定螺栓降伏,遲滯 迴圈亦呈現旗桿形狀。試驗結束時鋼柱本 身雖然亦降伏並進入非線性,但展現良好 韌性。在位移比達8%時,柱底因內填充混 擬土之支撐,鋼板僅呈現些微外鼓狀態, 整體強度亦無折減。



圖四 試體之遲滯迴圈圖:(a)試體A;(b) 試體B



圖五 試體試驗結果相片:(a)試體A;(b) 試體B

為量測試體不同位置在試驗過程中之 應變量和位移量,兩座試體在試驗前皆在 柱底塑鉸區之不同側沿著柱高配置應變計 和影像量測系統接收器。圖六和圖七分別 為兩座試體於 E 側和 W 側在不同側向位 移比作用下量測所得之垂直向應變分布, 其中 E 側和 W 側相對於試驗側推方向之 方位如圖二所示, E 側為反覆載重正推時 之受壓側, W 側則為反覆載重負拉時之受 壓側。此外, 圖示之縱軸為量測點與柱底 鋼錨碇座之距離, 而量測應變值涵蓋垂直 向定軸力之貢獻。



圖六 試體塑鉸區沿著 E 側柱高之垂直向 應變分布:(a)試體 A;(b)試體 B

首先觀察圖六之 E 側應變分佈,空心的 試體 A 在側向位移比為正值時,意即側向 位移為朝 E 向外推時,最大壓應變發生在 位移比為 3.0%時,之後由於鋼柱柱底的下 壓外鼓挫曲,應變值突然下降;而在側向 位移比為負值時,即側向位移為朝 W 側拉 回時,E 側除了位移比小於 1%時應變值為 正值(受拉)外,之後之應變皆呈現受壓狀 態,而最大受壓應變亦是發生在側向位移 比為 3%時,此結果顯示試體 A 即使在側 向反覆載重之拉力側,仍因垂直載重之作 開而承受壓應力。反觀內填充混凝土之試 體 B,在側向位移比為正值時,應變量可 穩定增加至位移比達 6%。當位移比達 6.5%

51

時,由於柱底鋼板些微挫曲與外鼓而使應 變值降低;而在側向位移為負值時,在離 柱底鋼製錨定座上方超過 20cm 處之鋼板 應變量有穩定朝拉力側增加之跡象,表示 鋼板有充份發揮其韌性,在離錨定座上方 20 cm 內鋼板之應變雖為負值,但其承受 應變量也明顯小於相同側向位移比下之試 體 A。圖七所示之試體 W 側應變分佈呈現 和 E 側相同的趨勢,試體 A 之應變在側向 位移比大於 3%後驟減,試體 B 之應變則 可穩定成長至側向位移比達 6%,明顯呈現 較佳的韌性。



圖七 試體塑鉸區沿著 W 側柱高之垂直向 應變分布:(a)試體 A;(b)試體 B

影像量測系統所量得之柱底塑鉸區垂 直變位量繪於圖八和圖九,其中圖八和九 分別為試體E側和S側在不同側向位移比 下之量測結果。圖例中E和S後面之數字 代表量測點與柱底錨定座間之距離,而 E 側和S側之方位如圖二所示,E側為反覆 載重正推時之受壓側,S側則在斷面中性 軸上。如圖所示,試體A在側向位移比達 4%後無論側向位移比為正值或負值皆明 顯呈現下壓狀態,因為此時試體已嚴重外 鼓挫曲,而試體B垂直向位移則和位移比 呈正相關,在中性軸處的S側位移量也很 小,此結果再次顯示內填充混凝土之試體 B之韌性優於試體 A,且試體 B之挫曲變 形亦不若試體 A 嚴重。



圖八 試體於 E 側之垂直向位移變化比 較:(a)試體 A;(b)試體 B



圖九 試體於 S 側之垂直向位移變化比 較: (a)試體 A; (b)試體 B

五、結論

本計畫今年度完成兩座鋼橋墩之反覆 載重試驗,試驗結果確認內填充混凝土對 鋼橋墩之韌性明顯優於空心之鋼橋墩。空 心之鋼柱試體在側向位移比大於 3%後呈 現明顯的外鼓挫曲,並在側向位移比達 4 %後強度逐步降低,而內填充混凝土之鋼 柱試體則在位移比達 8%時挫曲程度仍不 若空心鋼柱明顯,強度也未折減。

參考文獻

- 交通部,2021,公路橋梁耐震評估與補 強設計規範。
- 日本道路協會,2012,「道路橋示方書 同解說・V 耐震設計編」。
- 交通部,2018,「公路橋梁耐震設計規 範」。

2022 年台灣關山地震與池上地震橋梁損壞勘查報告

李政寬1 洪曉慧2 江奇融3 蕭勝元3 林世榮4

摘要

2022 年 9 月 17 日 21 時 41 分與 9 月 18 日 14 時 44 分分別於臺東關山和臺東池上發 生芮氏規模 6.4 與 6.8 地震(稱為關山地震與 池上地震)。中央氣象局表示規模 6.8 為主 震,規模 6.4 為前震。兩次地震之震央均鄰近池上斷層,最大震度皆達 6 強,最大地表加 速度達 607gal,造成花東地區建築物和橋梁倒塌等災情。震後翌日,國震中心隨即派員 前往災區勘察災損,本報告紀錄與分析花東縱谷內五座橋梁的震損情況與震害原因。

關鍵詞:近斷層橋梁、脈衝波效應、橋梁落橋、地表永久位移

2022年關山和池上地震災損調查,國 震中心橋梁組勘查了五座橋梁,其中包括 兩座倒塌的橋梁。這五座橋梁從南到北依 次為寶華橋、崙天橋、新秀姑巒溪鐵路橋、 玉里大橋和高寮橋。圖一顯示了這些橋梁 的位置和鄰近斷層。這些橋梁大多是橫跨 南北向縱谷[1]呈現交通東西走向建造的, 唯獨新秀姑巒溪鐵路橋是南北走向。圖 句指對雲睛的情況相似[2~5],包括擋土牆 破壞而導致道路下陷、橋墩剪力破壞、伸 縮縫破壞、橋面倒塌、道路舖面擠壓損壞、 附掛在橋梁上的管線挫曲和止震器破壞。

寶華橋

寶華橋是預力混凝土橋梁,1984 年建 成完成,橋梁全長 680 米,由 17 個跨度組 成。寶華橋先後受到關山地震和池上地震 的地震襲擊,圖二顯示了寶華橋的損壞情 況,包括大梁的縱向和橫向滑移,附屬的 柔性軟管壓縮破裂和路面鋪面擠壓破壞。 附近的 GPS 站點 ERPN [6] 顯示,關山地震 對地面造成的永久性位移約為 200 毫米, 池上地震則約為 249 毫米,方向大致都向 西。在這兩次地震發生之前,該橋已增設 橋面防落鋼支架加固。整體而言,橋梁只 有輕度損壞,數日後,路面和橋欄杆完成 修復,寶華橋暫時性開放給當地交通,但 限制車輛載重。

崙天橋

崙天橋完工於1982年,全長450米, 是一座板梁橋,橋柱高約7米。池上地震 發生後,崙天橋的西側部分橋梁向北崩塌, 如圖 3 所示。在橋的東側方, 附近 GPS 站 DCHU[6] 顯示地面永久位移大約為708毫 米,朝西北方向;在西端附近,GPS站GE53 [6] 顯示地面永久位移大約為 974 毫米, 朝向南方。圖三顯示橋柱斷裂並與沉箱分 離。橋柱的縱向主筋,使用#7 鋼筋,箍筋 間距約為45厘米,顯然橋柱柱底的圍束不 足。從圖三中傾斜的柱子可以觀察到梁和 柱之間的支承結構:該橋使用了一個「鉸 接-滾支承」(pin-roller) 結構系統。右側的 支撐座上裝有孔洞、橡膠墊和鋼棒,提供 鉸接功能;左側的支撐座沒有孔洞和鋼棒, 提供滑動功能。東側道路進橋前,發現破 裂的路面,符合圖一所示的池上斷層線。

新秀姑巒溪鐵路橋

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副技術師

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

新秀姑巒溪鐵路橋位於東里火車站的 北邊旁,鐵路橋完工於 2007 年,總長度為 580 公尺。此橋由預應力混凝土梁和單墩 柱組成(圖四)。近鐵路橋的 GPS 站 YUL1 [6] 顯示,永久地表位移大約為向南 696 毫 米。地震發生後,如圖四,電力線立柱與 橋體主梁碰撞而底部斷裂、主梁從支承座 上滑落,因此伸縮縫兩側之間的間隙擴大 和高度落差、相鄰的兩個橋面間的最大橫 向位移為 56 厘米。地震後工程師為搶修通 車,使用了鋼架和油壓千斤頂調整梁的位 置,約地震發生後 100 天,修復工作完成, 鐵路交通重啟。

玉里大橋

玉里大橋的兩向橋梁分別於 1977 年 和 1994 年完成。該橋長 575 米,兩次地震 前橋墩基底已經鋼板補強。在公路橋的西 側,近 GPS 站 YUL1 [6] 顯示永久性地面位 移大約向南方 696 毫米;公路橋的東側, 臨近 GPS 站 E333 [6] 顯示永久性地面位移 大約前向西北方 500 毫米。地面運動的東 西向分量導致附掛鋼管的挫曲破壞與路面 鋪面擠壓損壞(請見圖五)、主梁之間推擠 導致了東西向的錯位而險些落橋,且由於 梁的橫向撞擊而止震塊破裂。另外,在距 離公路橋南向約兩百米的地方,玉里舊鐵 路橋上也發現了類似的橋損(險些落橋)。 上述兩橋梁的損壞位置與圖一所示的池上 斷層線位置大致符合。

高寮大橋

高寮大橋完工於 1991 年,總長 880 公尺, 是一座具有單柱的預力混凝土橋梁,橋東 端距離池上斷層線約 95 公尺(見圖一)。 在池上地震觀測,最接近橋梁的強震觀測 站 EYUL 和 HWA054 觀測到 73-124 公分/秒 的長週期速度脈動 [7]。橋東側附近的 GPS 站 JINP [6] 顯示地面永久位移約 677 公厘, 朝西北方向;橋西側附近的 GPS 站 YUL1 [6] 顯示地面永久位移約 696 公厘,朝向南方。 圖六顯示了橋梁的損壞情況,包括橋柱剪 力破壞向北傾倒、引道擋土牆和地面裂縫、 變形倒塌的擋土牆導致的路面下陷。河床 中的橋柱箍筋間距約為 20 公分,在東端橋 柱箍筋約為 35 公分,箍筋無彎鉤固定在核 心混凝土而紛紛落在地表面上,使核心混凝土的圍束力不足。另外還發現,箍筋内 部縱向鋼筋急遽滑动,如圖六子圖(e)所示, 據此判断鋼筋與混凝土的握裹力不良。

結論

橋梁災害調查總結以下地震損害的原 因。首先,強烈近斷層速度脈衝 [7],顯示 地震力超出了設計預期。第二,舊橋梁的 地震設計,斷層附近的地面位移特性以及 地震波的空間變化未被考慮。第三,近斷 層的老舊橋梁其防落長度不足。第四,老 舊橋梁的施工細節,包括彎鉤、箍筋間距、 主筋搭接、止震器,設計細節和建造不良。 第五點,輕忽了擋土結構系統耐震性的重 要性。

從倒塌的兩座橋梁-崙天橋和高寮橋 可知,強烈的地表速度脈衝波加劇橋柱的 剪力破壞。為了避免這種弱點,可以在上 部結構,應用鋼梁以減少慣性質量對橋柱 產生的應力。其次,近斷層橋梁設計應將 地表永久位移分配到每個跨度予以吸收, 或給予適當的防落橋設計,如本文寶華橋。 總之,近斷層的橋梁設計應同時考慮地表 加速度、脈衝速度和地表永久位移的效應。

參考文獻

[1] 陳文山、吳逸民、葉柏逸、賴奕修、柯明淳、 柯孝勳、林義凱,"臺灣東部碰撞帶孕震構造", PP.123-156,構造地質與活動大地構造專輯,經濟 部中央地質調查所特刊,第三十三號,2008年11 月。

[2] 921 集集地震橋梁震害線上史料館, https://www.ncree.org/921_bridge_project/

 [3] 黃景川、陳昱宏、周禮輝,"公路擋土系統在 強震下之變位與補強對策",地工技術,第88期(民 國 90 年 12 月) PP. 57-68 頁。

[4] 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,第111 期,PP.124-135,2016年7月。

[5] 王豐裕,「公路橋梁耐震補強原則及工法」,中 興工程,第113期, PP. 79-86,2011年10月。

[6] 中央地質調查所,「20220917 關山地震、0918
 池上地震地質調查報告-大地測量地表變形觀測結果」,2022-12-15,經濟部。

[7] 周中哲、吴俊霖、柴駿甫、姚昭智,(2022) 2022 年台灣關山地震及池上地震勘災報告(網路版), 國震中心。





圖二 寶華橋的地震損害:(a) 東端橋梁的梁柱縱向和橫向相對滑移;(b) 第二次池上地 震時附掛柔性軟管壓縮破壞,水花四溢;(c) 舖面擠壓和護欄破損;(d) 東端橋梁橋面 扭轉







圖三 崙天橋的地震損害:(a) 第一跨橋面與橋台縱向位移,第二跨橋面落橋;(b) 橋梁 西側的柱子倒塌,主筋稀疏,箍筋間距45厘米;(c) 帽梁支承結構;(d) 進橋前的東端 地表破裂,與池上斷層線符合



圖四 新秀姑巒溪鐵路橋地震損壞情況:(a) 電力線柱因與梁碰撞而倒塌;(b)因梁從支 承座滑落,伸縮縫兩側的高度和間隙破壞;(c) 第5墩柱上的電纜槽水平位移56厘 米;(d) 鋼支架和油壓千斤頂用來調整梁的位置



圖五玉里橋損壞情況:(a) 附掛鋼管挫曲破壞;(b) 橋面舖面擠壓破壞;(c)止震器破裂但限制了梁的横向位移,右側主梁幾乎快落入 河中;(d) 玉里舊鐵路橋的損害情況類似。鳥瞰圖取自交通部觀光局網站。



圖六 高寮橋損害情況:(a) 防波堤表面開裂;(b) 柱子剪力破壞, 向北倒塌, 柱的箍筋間距為 35 厘米且沒有彎鉤, 縱向主筋搭接同一 平面上 (c) 地面和擋土牆開裂;(d)擋土牆變形倒塌, 道路路面下陷;(e) 箍筋內核心混凝土的主筋滑移, 顯示主筋與混凝土握裹力不佳



高架鐵路列車遭遇地震之行車風險研究

郭振銘1 邱裕翔2

摘要

透過有限元素結構分析軟體 Abaqus 進行高架橋樑遭遇地震時之動力歷時分析,獲得 橋上地震反應,做為輸入1:5 縮尺車輛轉向架模型之振動台量測橋上列車運行中遭遇地 震之輪軌接觸力。導入輪軌接觸與脫軌理論,探討地震下運行中之軌道車輛動態反應, 藉由分析理論及軟體模擬歸納速度、震度及橋樑特性對脫軌係數之影響,輔以縮尺模型 試驗,建立脫軌係數量測技術並與模擬分析結果互相驗證調校,探討兼顧行車安全、營 運效率的應變機制與降低行車風險的橋梁設計觀念,以實測方式驗證軌道系統面臨地震 與系統損壞時之反應,提出在考量軌道系統運輸品質與安全性下的綜合建議。

關鍵詞:地震應變措施、縮尺車軌模型、橋梁地震響應

一、前言

本計畫自110年起開始執行,預期三 年工作內容包含建立軌道車輛運動分析模 型及1:5 縮尺車軌實體模型,以振動台實 測數據修正分析模型參數,透過模擬與實 測探討列車遭遇地震之行車穩定性。

目前於 111 年上半年完成轉向架 1:5 縮尺模型與滾動軌道模擬平台開發實作, 下半年接續透過有限元素結構分析軟體 Abaqus 建立高架鐵路橋梁模型,並進行高 架鐵路橋梁遭遇地震時之動力歷時分析, 獲得橋上地震反應,再將此地震反應輸入 1:5 縮尺車輛轉向架模型之振動台,以量 測橋上列車運行中遭遇地震之輪軌接觸力。



(一) 高鐵橋梁型式

本計畫選擇以臺灣高速鐵路橋梁為模型進行後續研究,其橋梁型式為箱型梁橋 (圖一)[1]。



圖一 箱型梁橋斷面圖(單位: cm)[1]

高鐵之橋梁型式較為簡單,主要由混 凝土梁橋為主,鋼桁架橋及複合式鋼橋為 輔,當跨距小時多半採用混凝土橋梁,跨 距過大時則採用另外兩種,因此主要考量 到地形限制,使橋梁型式略有差異,其中 以預力混凝土橋梁所占之比例較高,上部 結構為預力混凝土箱型梁,下部結構為鋼 筋混凝土橋墩,參數如下表一,其中混凝 土彈性模數依據混凝土結構設計規範 1.9 節計算[2],公式如下:

$$E_c = w_c^{1.5} 4,270 \sqrt{f_c'} \tag{1}$$

¹ 國立成功大學土木工程學系教授 暨 國家地震工程研究中心兼任研究員

² 國立成功大學土木工程學系碩士生

材料參數	鋼筋混凝土	預力混凝土
單位重Wc	$2.4tf/m^{3}$	$2.5tf/m^{3}$
抗壓強度 f_c'	280kgf/cm ²	350kgf/cm ²
彈性模數E _c	$265660 kgf/cm^2$	315770 <i>kgf/cm</i> ²

表一 混凝土基本參數表

墩柱以場鑄為主,其主要型式為方柱, 斷面尺寸為長 2.5 公尺、寬 2.5 公尺、高 5~10 公尺不等,主線上以單柱為主,車站 附近之墩柱多為雙柱、三柱或多柱,其中 單柱之帽梁主要以長 5.2 公尺、寬 5.2 公 尺、高 2 公尺作為一般區域之帽梁(圖 二)[3]。跨距部分以預力混凝土橋梁為例, 主線上之簡支梁橋標準跨距以 30 公尺為 主,若有跨越道路、鐵路或河川等,則為 較大之跨距,其中參數主要參考交通部高 速鐵路工程局所出版之「高速鐵路土建工 程橋梁其他工法概述」[1]與「高速鐵 路土建工程橋梁其他工法概述」[4]。



圖二 高鐵帽梁示意圖[3]

(二)模型建立

為了研究高架鐵路橋梁在地震作用下的橋上反應,透過有限元素結構分析軟體 Abaqus 建立標準跨徑(30m)的三跨簡支梁 橋,箱型梁斷面及橋梁有限元模型如圖三 及圖四所示。



圖三 箱型梁斷面圖



圖四 全橋有限元模型

三、地震力

本計畫地震力選擇發生於民國 99 年3 月4日上午8時18分,於高雄地區發生 一起芮氏規模 ML6.4之地震,震央位置在 北緯22.97度、東經120.71度(甲仙地震站 東偏南方約17.0公里),震源深度22.64公 里的甲仙地震(又稱高雄地震)(圖五)[5]。 該地震事件為高雄地區近年來規模較大的 地震,嘉義縣大埔地區及臺南市的楠西地 區最大震度皆達到六級。依據中央氣象局 之統計,在主震發生後28小時內,約有 275次的餘震發生,最大的餘震達到規模 5.7。地震當下彰化與臺南間共有六輛臺灣 高鐵列車運行中,其中編號110車次北上 列車,車頭轉向架發生脫軌事故。

針對該地震之 CHY099 強地動測站 (位於臺南市善化區善化國小)歷時資料(圖 六)進行後續模擬實驗研究。時間間隔 0.005 秒,總時程為 90 秒,其中 10~60 秒 出現較大峰值,分別為垂向 37.563gal、縱 向 76.147gal、側向 107.7gal。



向量加速度歷時圖

四、橋梁地震響應

王少林[6]透過建模分析了解地震作 用側向影響明顯大於垂向及縱向,對行車 安全影響及大,由圖中比較三方向地震力

在橋上之傳遞,可看出三方向在橋墩點皆 與甲仙地震相近,但在橋中心側向地震力 為原先的 2.07 倍, 垂向地震力為原先的 3.28 倍,放大程度顯著;而縱向地震力於 橋中心則與甲仙地震相近,無明顯放大。

為考量成大單軸向地震模擬振動台實 驗,僅能選擇其中一方向振動輸入,本研 究後續暫採用相對於行車安全影響較大的 側向地震反應歷時進行後續實驗。





圖九 橋梁縱向地震反應歷時

五、結論與日後工作內容

截至民國 111 年 12 月 31 日,已完成 滾動軌道模擬平台及 1:5 縮尺全轉向架實 體模型及有限元素結構分析模擬。後續將 於民國 112 年 5 月 31 日完成縮尺轉向架 與滾動測試平台於成大土木系進行單軸向 地震試驗,利用傳遞路徑分析(transfer path analysis, TPA)量測 1:5 轉向架縮尺模型 運轉下之連續輪軌接觸力,並使用 Simpack 多體動力學分析軟體建立 1:5 轉 向架縮尺電腦模擬模型計算輪軌接觸力, 透過比較實驗與模擬之輪軌接觸力探討以 傳遞路徑分析法評估軌道車輛輪軌接觸力 之可行性。

参考文獻

- [1] 交通部高速鐵路工程局, "高速鐵路 土建工程橋梁全跨預鑄吊裝工法概 述," 2006.
- [2] 中國土木水利工程學會,"混凝土結構設計規範,"2011.
- [3] 鍾賢慶 et al., "台灣高速鐵路橋梁 通過斷層之設計考量," 亞新工程 顧問股份有限公司, 2004.
- [4] 交通部高速鐵路工程局, "高速鐵路 土建工程橋梁其他工法概述," 2006.
- [5] 宋裕祺 et al., "2010 年 0304 高雄甲 仙地震事件勘災報告," 國家地震 工程研究中心, 2010.
- [6] 王少林, "地震作用下高速列車-線
 路-橋梁系統動力響應," 西南交
 通大學學報, 2011.

矩形儲槽受震引致液體潑濺體積實驗研究

高翊鈞1 徐瑋鴻2 柴駿甫3 林凡茹4

摘要

核電廠非結構系統評估中,其中一項評估準則為儲槽振盪而導致儲水潑濺於槽外,因此不僅 儲槽本身耐震能力為必須考量的性能目標外,同時須評估震後緊急應變措施,避免用過燃料池殘 餘水量於 72 小時內被燃料棒之餘熱所蒸發,進而減少對環境與社會之二次災害。本研究透過近 斷層地震輸入至矩形儲槽,瞭解儲槽液體受震引致潑濺體積並有效評估之研究。為探討大型儲槽 設計之參數應用,本研究透過潑濺水高計算式與儲槽液體為單自由度系統之假設,以線性模擬之 簡化模擬評估,討論核電廠耐震評估規範 SPID 提出之頻率與阻尼比參數,推估潑濺體積之保守 度與精確度。

關鍵詞:振動台試驗、儲槽試驗、潑濺體積、簡化模擬評估

一、前言

國內外大型儲槽相關之地震研究中, 主要考量為流體-結構互制效應,檢視過往 地震紀錄中,部分災害因極端的流體-結構 互制效應所引起,造成大型儲槽損壞或內 部液體流失。於核電廠耐震評估規範 SPID (EPRI, 2013), 若是地震造成用過燃料池內 冷卻水潑濺,則有可能導致冷卻功能下降 甚至喪失,使燃料棒暴露,放射性物質外 洩。因此,核電廠需減少震後對於環境的 二次災害及避免衍生的巨大經濟損失。

由於大型儲槽相關規範所預估潑濺水 量相當保守,因此本研究旨在探討儲槽受 近斷層地震擾動下引致液體對流模態之有 效評估潑濺體積法與討論規範 SPID 提出 之頻率與阻尼比參數,推估潑濺體積之保 守度與精確度。因此,本研究以方矩形儲 槽縮尺模型進行振動台試驗,設定儲槽水 深為50公分,輸入脈衝特性之近斷層地震 資料激發水體潑濺反應,藉此探討儲槽受 強震引致潑濺體積之有效評估潑濺體積方 式。

二、國外 ACI 與 SPID 規範

根據學者 Housner (Housner, 1963)提 出儲槽內部液體模態可分為衝擊模態 (Impulsive mode)和對流模態(Convective mode) 雨部分,衝擊模態由儲槽壁與流體 同步運動所引致,對流模態則為液體震盪 所產生較低頻率之模態。為評估對流模態 所引起的耐震需求, 規範 ACI 350.3-06 (ACI, 2006)評估矩形儲槽對流模態頻率之 計算公式,公式如下:

$$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh\left[3.16\left(\frac{H_{liquid}}{L}\right)\right]}$$
(1)
$$T = \left(\frac{2\pi}{L}\right)\sqrt{L}$$
(2)

(2)

動方向之邊長、T為對流模態之自然週期。

規範SPID評估用過燃料池(Spent Fuel Pool, SFP)元件是否因地震事件而失效,及 預估因地震產生之潑濺效應所流失的儲水 量,其對於主要潑濺模態之預測潑濺高度, 計算式如下:

$$h_{st} = 0.5L\left(\frac{SA_{c1}}{g}\right) \tag{3}$$

國立臺灣科技大學營建工程系碩士生

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副主任暨設備管線組組長

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

式中, SA_{c1}為 0.5%阻尼比水平設計之地表 或樓板譜加速度。考慮強震下高模態與非 線性潑濺效應,可將式(3)計算潑濺高度增 加 20%,計算公式如下:

$$h_{st} = 0.6L \left(\frac{SA_{c1}}{g}\right) \tag{4}$$

規範 SPID 提及估算潑出水量的公式, 在一維輸入下頻率對應之譜加速度推估的 最大潑濺水高,扣除槽頂至液面之距離後, 乘以液面的面積,以長方體形式潑出,其 計算公式表示如下:

$$V_{st-1D} = \left(h_{st} - h_f\right) L_1 L_2 \tag{5}$$

式中, h_f為儲槽內液面至槽頂之距離、L₁ 和L,非別為儲槽之X向和Y向長度。

在二維輸入下,對流模態頻率對應之 反應譜譜加速度可獨立推估 X 方向和 Y 方向的最大潑濺水高,取兩方向最大潑濺 高度之 SRSS 可推算出總潑濺水高,對此 採用相同於一維輸入下估算潑濺水量的方 式,代入式(5)潑濺水高項次,計算潑濺體 積式如下:

$$V_{st-2D} = \left(\sqrt{h_{stx}^2 + h_{sty}^2} - h_f\right) L_1 L_2$$
 (6)

三、試驗設計

本研究為研究不同水平向邊長比之尺 寸效應與潑濺行為之相關性,設計各兩種 高度之方形儲槽和矩形儲槽,安裝於振動 台上同時進行強震試驗。主要透過高儲槽 量測受震之潑濺水高,透過矮儲槽計算受 震之潑濺水量,儲槽視為剛性儲槽,其尺 寸列於表一。四個儲槽外皆設有接水槽以 防止水潑濺至振動台上,如圖一所示。強 震試驗設計水深為50公分,水面至矮桶槽 頂之餘裕為20公分。強震試驗中,以靜止 水面為高程零點,水面中心為原點,磁環 式位移計紀錄水面振盪歷時,其編號和相 對座標如圖二所示。

根據設計水高與儲槽邊長比 (H_{liauid}/L)對應之規範計算頻率約為 0.82Hz 和 1.2Hz,自 PEER NGA West 數據 庫內挑選 13 筆地震紀錄,其垂直斷層分向 (fault-normal, FN)之速度脈衝週期 (T_p) 及 譜速度峰值週期 (T_{sv}) ,如表二所示。由式 (3)和(4)可知最大潑濺水高主要受對流模 態頻率對應之譜加速度值影響,本研究將 地震歷時之 FN 分量或平行斷層(faultparallel, FP)分量於 0.82Hz 或 1.2Hz 之譜加 速度值縮放至 1.0g。

表一 試驗儲槽尺寸

方	槽	矩槽			
$(L_1 \times L_2)$	$(L_H)(m)$	$(L_1 \times L_2 \times L_H)(\mathbf{m})$			
矮儲槽	高儲槽	矮儲槽	高儲槽		
$1 \times 1 \times 0.7$	$1 \times 1 \times 1.5$	$1 \times 0.5 \times 0.7$	$1 \times 0.5 \times 1.5$		

表二 輸入地震基本資料

RSN	Event	Station	Tp (sec)	Tsv (sec)
1050	Northridge-01	Pacoima Dam (downstr)	0.48	0.45
568	San Salvador	Geotech Investig Center	0.85	0.65
1051	Northridge-01	Pacoima Dam (upper left)	0.9	0.73
451	Morgan Hill	Coyote Lake Dam (SW Abut)	0.95	0.69
1063	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	1.22	1.06
459	Morgan Hill	Gilroy Array #6	1.23	1.13
1120	Kobe, Japan	Takatori	1.63	1.28
1119	Kobe, Japan	Takarazuka	2.62	1.21
828	Cape Mendocino	Petrolia	2.81	0.73
900	Landers	Yermo Fire Station	7.58	1.37
1481	Chi-Chi, Taiwan	TCU 038	8.33	6.08
1529	Chi-Chi, Taiwan	TCU 102	9.39	2.54
1550	Chi-Chi, Taiwan	TCU 136	10.92	0.94



圖一 振動台上儲槽配置


四、估算潑濺體積法

當潑濺事件發生時,必有潑濺水高超 過餘裕,進而產生潑濺體積。若發生潑濺 事件,則分次增高餘裕,以模擬振動台試 驗槽內水量減少之狀況。本研究提出之估 算潑濺體積法流程如圖三所示,依據振動 台實驗配置,本研究以儲槽中心點為原點, 標定水位計之座標,輸入水位計量測之水 高位移歷時。透過修正擬合平面法計算, 求得每一時間點之模擬潑濺平面(fitting sloshing plane),若模擬潑濺平面與餘裕面 產生任兩交點,並且兩交點落於槽壁範圍 內,則代表發生潑濺事件。透過三種幾何 體積計算法進行潑濺體積計算,分別為四 面體計算法、四面體扣除法及不規則形計 算法。持續計算潑濺事件內每一瞬間之潑 濺體,直到兩平面不產生交點為止,以求 得潑濺事件之潑濺體積歷時。將此歷時中 潑濺體積最大值Vmax 作為此潑濺事件之潑 濺體積,潑濺體積除以儲槽面積 Area, mk 轉 換為餘裕增加高度 H_f ,增加餘裕面高度, 以模擬實驗水體潑濺至槽外與水面下降之 行為。餘裕上升後, 需判別是否發生下次 潑濺事件,若持續發生,則持續計算潑濺 體積歷時,求得單一潑濺事件之潑濺體積 與餘裕增加高度;若無發生下次潑濺事件, 則加總各潑濺事件之潑濺體積與餘裕增加 高度,求得總潑濺體積VTatal 與總餘裕增加 高度 $H_{f,Total}$,相關計算式如下:

 $H_f = V_{max} / Area_{tank} \tag{7}$

$$V_{Total} = \sum V_{max}$$
(8)
$$H_{f,Total} = \sum H_{f}$$
(9)

本研究假設潑濺事件發生之模擬水面 為線性平面,並限制模擬潑濺平面必定通 過實際水面最高處,即每一時間點以最高 點位移為束制條件,其餘位移計之測量水 高則進行最小平方法迴歸,進而計算出模

擬潑濺平面,計算式如下:

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J \end{bmatrix}$$
(10)

$$[K] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{n} (x_i - x_h)^2 & \sum_{i=1}^{n} (x_i - x_h)(y_i - y_h) \\ \sum_{i=1}^{n} (x_i - x_h)(y_i - y_h) & \sum_{i=1}^{n} (y_i - y_h)^2 \end{bmatrix}$$
(11)
$$[J] = \begin{bmatrix} -\sum_{i=1}^{n} (x_i - x_h)(z_h - z_i) \\ -\sum_{i=1}^{n} (y_i - y_h)(z_h - z_i) \end{bmatrix}$$
(12)

$$c = z_h - ax_h - by_h \tag{13}$$

其中,a、b及c分別為Z = aX + bY + c之 模擬潑濺平面係數, x_h , y_h , z_h 為最高位移 點位之座標值, x_i , y_i , z_i 為位移計之座標值, n為位移計數量。



圖三 估算潑濺體積法流程圖

五、結果與討論

本研究進行 SPID 參數探討時,將一 維強震加速度歷時與規範頻率輸入至阻尼 比 0.5%之單自由度系統,所得之譜加速度 歷時代入 SPID 潑濺水高計算式之譜加速 度項次,即式(4)中 SA_{cl}項次,以推估儲槽 正運動方向之水高歷時。透過座標平面進 行線性內插,模擬一維輸入線性平面,推 估槽壁與角落處之潑濺水高歷時。二維輸 入強震試驗之X向與Y向加速度歷時,分 別輸入至單自由度系統,並分別進行線性 內插,模擬二維輸入之X向與Y向線性平 面。將兩線性平面進行線性疊加,所得為 二維輸入之模擬潑濺平面,推估二維輸入 下槽壁與角落處之潑濺水高歷時。將所得 之一維與二維模擬潑濺水高歷時輸入至本 研究提出之估算潑濺體積法,則可推估無 實驗數據之潑濺體積。



圖五 二維輸入之模擬潑濺體積比較

將振動台試驗矮桶紀錄之潑濺體積 V_{Test} 、高桶位移歷時推估之潑濺體積 $V_{Fitting}$ 單自由度系統推估之潑濺體積 $V_{SDOF,0.6}$ 與 規範 SPID 計算之潑濺體積 $V_{SDOF,0.6}$ 一同比 較,評判本研究估算潑濺體積法之保守度。 如圖四和圖五所示,橫軸為試驗矮桶紀錄 之潑濺體積,縱軸為不同計算方式所得之 體積。紫色線段代表 V_{Test} ,斜率為1.0;藍 色線段代表 $V_{Fitting}$;綠色線段代表 $V_{SDOF,0.6}$; 紅色線段代表 $V_{SPID,0.6}$ 。由圖四及圖五所示, 試驗高桶量測潑濺水高計算之潑濺體積 V_{Fining} 之斜率略高於 1.0,斜率之差異原因 有三點:一、本研究以線性平面進行模擬, 實際水面可能為曲面;二、潑濺體積歷時 以最大值進行計算,實際潑濺體積需經由 有線元素法計算;三、部分實際潑濺體積 有機率因儲槽的反向運動,而沒有潑濺於 儲槽外。SPID 計算之 $V_{SPID,0.6}$ 多數高於振動 台試驗之潑濺體積 V_{Test} ,代表保守度相當 高,斜率高達 6 倍以上。將 SPID 之潑濺 水高計算式配合本研究之估算潑濺體積法, 則可有效增加精確度且不失保守性。

六、結論

本研究以方矩形儲槽縮尺模型進行振動台試驗,探討強震作用下之儲槽內液體 潑濺體積之估算方式,透過試驗潑濺水高 歷時進行驗證。後續採用 SPID 之頻率與 阻尼比 0.5%,輸入至單自由度系統,配合 本研究之估算潑濺體積法,較 SPID 有效 又精確,且不失保守性地推估潑濺體積。

參考文獻

- 1. The Electric Power Research Institute (EPRI) "Seismic Evaluation Guidance: Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic", 2013.
- Housner, G.W. "The Dynamics Behavior of Water Tanks", Bulletin of the Seismological Society of America. 53(2):381-387. February, 1963.
- 3. ACI Committee 350.3-06, "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary", 2006.



非結構物耐震測試標準需求比較

黄百誼1 柴駿甫2 陳威中1 林凡茹3

摘要

非結構物涵蓋建築物內之設備、管線與非結構構材等,可說建築物機能多來自非結 構物供應,因此一旦發生非結構物震損,建築物機能即可能停擺、甚至造成人員損傷, 而此類震損發生於諸如能源或醫院等關鍵設施,則災損金額或影響程度更難以估量。相 較於非結構物震損與修復成本之直接損失,以及建築物無法使用所致之間接損失,於設 計階段確保非結構物具備充足耐震性能為十分有利之投資。惟目前國內鮮有適用於非結 構物耐震性能驗證之標準或測試方法,兼之非結構物之種類繁雜,安裝環境與條件大相 逕庭,如何獲取合理之非結構物耐震性能資訊莫衷一是,遇測試需求時往往採用國際慣 習之測試標準或方法。本研究比較主流耐震測試標準中地震需求之異同,期能落實非結 構物耐震設計。

關鍵詞:非結構物、耐震性能測試標準、振動台、樓板反應譜

一、前言

早期建築物如房舍、橋樑等,只要確 保其結構系統完整即可發揮其機能,因此 建築物耐震設計的發展起源可追溯至千百 年前,發展至今已漸趨完善。兩百餘年前 的五業革命為現代化之濫觴,此後建築物 的功能漸趨複雜化,而電力、資訊及網通 約此改變人類活動模式。 因應現代化生活所需之建築物機能的重要設 備,使用者端之建築物內亦需佈設大量管 線與的支持,是以非結構物一旦震損,其 影響未必僅止於單一建築物,關鍵設施失 能亦可能造成大範圍的嚴重災損。

近代著名致災型地震事件中,1971年 美國 San Fernando 地震突顯醫院與電力震 損,導致災區緊急醫療能量驟降以及大規 模停電的問題,故在加州多次致災型地震 後,美國國會通過法案並建立國家地震危 害抑低計畫(NEHRP),其中亦包含非結構 物耐震性能相關研究;1999 年臺灣集集地

震中,部份鄉鎮因交通、電力與通訊中斷 而形成孤島效應,災損與求援資訊無法即 時且正確地傳遞,嚴重影響救災策略擬定 與指揮效率;2011年的東日本大地震及後 續海嘯所致的核災影響至今尚未消弭,探 究其發生原因,緊急應變系統等非結構物 失效是可能的因素之一。Steinbrugge 等 (1973)分析商用大樓之震損調查資料,發 現結構震損金額僅佔 3%; Miranda 等(2003) 比較不同類型建築物之總投資金額,當建 築物機能越趨複雜,其內所包含之非結構 物所佔之建置成本比例越高,如醫院之建 築成本甚至低於一成,可見非結構物建置 成本高、震損之影響不容小覷,因此於設 計階段確保非結構物具備充足耐震性能至 關重要,然往往因不熟悉非結構物耐震性 能而未能落實。

二、非結構物耐震設計要求

臺灣關於非結構物耐震設計之相關規 定,乃基於建築技術規則第42條「...非結 構構材與設備...應設計、建造使其能抵禦 任何方向之地震力 (內政部營建署,2021),

¹國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼副主任

³ 國家地震工程研究中心副研究員

故於建築物耐震設計規範及解說第 4.1 節 中說明,「附屬於建築物之結構物部分構體 及附件、永久性非結構構材及附件以及支 承於結構體之設備的附件均須按 4.2 規定 之地震力設計之」(內政部營建署,2022), 亦即非屬主要抗力系統的結構元件、不影 響結構行為的裝配物、永久性設備與管線 等,均須依式(1)計算最小設計水平總橫力, 並依質量分配至質心點後,檢核固定系統 之強度或相對位移量是否符合設計目標, 或是否有傾倒之危害。

$$F_{ph} = 0.4S_{DS}I_p \frac{a_p}{R_{pa}} \left(1 + 2\frac{h_x}{h_n}\right) W_p \qquad (1)$$

式(1)中非結構物之地震力乃將地表 加速度依樓高比 h_x/h_n 放大後,考慮非結構 物自身之重要性 (I_P) 、共振特性 (a_p) 、韌性 (R_{pa}) 與操作重量 (W_p) 而得,故為考量非結 構物共振反應之受力,則式(1)之地震力上 下限分別為 1.6 與 0.3 倍之 $S_{DS}I_pW_p$ 。美國 ASCE/SEI7 最新版本中,非結構物之水平 地震力公式更新如式(2),其上下限同為 1.6 與 0.3 倍之 $S_{DS}I_pW_p$ (ASCE, 2022)。

$$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p W_p \left[\frac{H_f}{R_{\mu}} \right] \left[\frac{C_{AR}}{R_{po}} \right]$$
(2)

式(2)中 Hf為建築物週期與樓高比 z/h 之多項式函數,當週期不明時亦可以 1+2.5z/h 值估計之。相較於式(1),樓高放 大效應雖有增加,然另考慮結構物之韌性 折減係數 R_µ,其值至少為 1.3,故整體而 言樓板加速度需求較式(1)略低。與 a_p、R_{pa} 相似,與非結構物特性相關之參數 CAR 及 R_{po} 同樣由該規範查表而得,則該比值分佈 由 0.33 至 1.87。然而前述公式僅為設計地 震力,實際應用時需透過模擬分析、耐震 測試報告或經驗資料等方式證明非結構物 之耐震性能符合需求,因此 ASCE 7 於第 13 章解說中引用 AC156 振動台測試準則 作為獲取非結構物耐震容量之方法。

三、非結構物耐震測試標準

以振動台進行耐震性能測試之概念可 追溯至十九世紀末期,於1970年代因應核 電廠設備等非結構物之安全驗證,開始應 用 6 自由度振動台進行耐震測試(Severn, 2011),並納入美國核電廠主動機械設備與 電氣組件驗證標準之 ASME QME-1 與 IEEE 344 等標準中,兩者皆可採分析、測 試、相似性或經驗數據等直接或間接方法 進行非結構物之耐震性能驗證,而 IEEE 近 期則與 IEC 共同發布 IEC/IEEE 60980-344 標準,使國際間核電廠設備測試驗證程序 趨於一致(IEC/IEEE, 2020)。然而核電廠安 全要求極高,測試驗證方法複雜而精確, 需依據各核電廠及設備安裝條件而定,不 易應用於安全等級較低之電力設備,故 IEEE 另發布 IEEE 693 標準作為變電站建 築物與設備耐震設計與驗證之建議措施, 其於附錄中說明較 IEEE 344 簡化之振動 台測試驗證要求與程序(IEEE, 2018)。

同樣於 70 年代,貝爾實驗室為提昇網 路設備建置系統(NEBS)之可靠度,以確保 網路通訊系統可穩定運作,研擬其空間規 劃、運輸過程、環境影響之通用要求於 GR-63-CORE 標準中,其中包含機架與機櫃之 耐震性能要求(Telcordia-NIS, 2017),其地 震環境條件雖基於北美環境,但仍廣為全 球各地製造商所引用。國際電工協會基於 電子電器設備之可靠度驗證需求發布 IEC 60068 系列環境測試方法,其中包含正弦 波、正弦拍、時間歷時等不同振動測試方 法,並於1991年發布第一版 IEC 60068-3-3 耐震測試指南,說明如何應用上述振動 測試方法進行電子電器設備之耐震性能測 試(IEC, 2019),由於 IEC 為國際公認之標 準化組織,故該標準建議之測試程序廣為 各區域或國家標準所引用,但測試參數則 可能因地制宜,例如電力系統元件即可能 參照 IEEE 693、網通設備則參照 GR-63-CORE 等業界指標標準之參數。

美國建築法規(International Building Code, IBC)於 2000 年版第 17 章首度納入 非結構物耐震性能證明之要求,於最新版 本中,位於特定震區之非結構物需由合格

70

人員提交證明其耐震性能之文件(ICC, 2020)。為因應非結構物耐震性能評估的需求,ICC-ES於2000年發布第一版振動台 測試準則AC156,可適用於建築、機械、 電機及其他各式固定於結構物上、基本振 動頻率高於1.3 Hz之非結構元件(ICC-ES, 2020),而後加州政府進一步於當地建築法 規(California Building Code)中直接敘明特 定非結構物需以AC156進行認證,並成立 全州衛生規劃和發展辦公室 OSHPD(後改 為衛生保健部門 HCAI)主理,使該準則廣 為人知。因 AC156 為通用測試準則、測試 參數根源於 IBC、ASCE 7 等建築物設計規 範,故廣為產官學界採用為測試標準,如 國際標準化組織發布之 ISO 13033 標準乃 用以提供非結構物耐震設計規範之架構, 其附錄G說明用於振動台測試之樓板反應 譜譜型即與 AC156 相似(ISO, 2013)。

衣 时辰州武标千小千时而小风恐喑兴 乙二 化找								
標準	IEC 60068-3-3	IEEE 693 High performance level	AC156	GR-63-CORE Zone 4				
適用標的	電子設備、通用	電力設備	通用(≧1.3 Hz)	NEBS				
阻尼比	2, 5, 10 %	2~20 %	5 %	2 %				
增幅平台範圍	$2 \sim 11.7 \; \mathrm{Hz}$	1.1~8 Hz	1.3~8.3 Hz	2~5 Hz				
增幅平台 譜加速度	5×ZPA, $\zeta = 2 \%$ 3×ZPA, $\zeta = 5 \%$ 2.24×ZPA, $\zeta = 10 \%$	3.24 g, $\zeta = 2\%$ 2.50 g, $\zeta = 5\%$ 1.94 g, $\zeta = 10\%$	A _{FLX} =(1+2z/h) S _{DS} 上限 3.2 g 或 1.6 S _{DS}	5 g				
ZPA 頻率	>35 Hz	>33 Hz	>33 Hz >33.3 Hz					
ZPA	$ZPA=a_g \times K \times D \times \alpha \times G$	1.0 g	$A_{RIG} = 0.4 S_{DS}(1 + 2z/h)$	1.6 g				
垂直向折減	D=0.5~1.0	0.8	$A_{FLX}=0.67S_{DS}, A_{RIG}=0.27S_{DS}$	1.0				

71

表一 耐震測試標準水平向需求反應譜與 ZPA 比較

四、耐震測試需求比較

前述耐震測試標準皆以振動台測試進 行非結構物耐震性能之驗證,大致皆將測 試分為系統識別測試與震波測試兩部份, 前者用以獲取測試件之自然振動頻率等特 性參數,後者則為確認測試件是否可耐受 指定振動級別之震波作用。為定義輸入震 波之振動級別,多數測試標準咸以多折線 形式之需求反應譜(RRS)作為產生人工地 震之相符目標,包含因柔性非結構物共振 所致之增幅平台段、對應剛性非結構物之 零週期加速度(ZPA)段,以及增幅平台前後 之銜接段,則各標準之 RRS 比較如圖一與 表一所示。由於 RRS 與阻尼比相關, 增幅 平台段之譜加速度值並不能直接類比,故 圖一選擇與臺灣耐震設計規範設計反應譜 相通之 5%阻尼比進行比較,其中 IEC 60068-3-3 依其參數設定流程合理假設 ZPA 為1g,則增幅平台之譜加速度為3g。 由於GR-63-CORE僅提供2%阻尼比RRS, 故仿效 IEEE 693, 依據式(3)所示之彈性設 計反應譜放大係數 α_A (Chopra, 2012),轉 換不同阻尼比 $\zeta \ge RRS$ 。則 GR-63-CORE 對應 5%阻尼比之 RRS 如圖一虛線所示, 其增幅平台之譜加速度值為 3.86 g、ZPA 仍為 1.6 g。

$$\alpha_A = 3.21 - 0.68 \ln \zeta \tag{3}$$





版ASCE7及式(1)一致,其文件中說明,

假設於震波測試時非結構物發揮韌性之效 果與重要性因子互相抵銷,故(Ip / Rpa)=1, 而 ASCE 7 給定剛性與柔性非結構物之最 大共振放大因子 ap 分別為1 與 2.5,故其 ZPA、或稱 ARIG-H 為 0.4×SDS×(1+2z/h), 增 幅平台振幅 AFLX-H 則為(1+2z/h)×SDS,若假 設震區參數 SDS 為台灣地區最高之 1.136g、 樓高比 z/h=1,則 ZPA 為 1.36g, 增幅平台 則受上限控制為1.82g,此時平台僅為ZPA 之1.33倍,落差遠小於其他標準之RRS。 增幅平台與 RRS 設定之阻尼比及上限值 相關,而 ZPA 則可視為樓板加速度或振動 台檯面加速度峰值,兩者皆可作為地震需 求比較之指標。由圖表中可見, GR-63-CORE 之地震需求最高、垂直向亦不折减, 屬最為嚴苛的測試標準之一,但其譜型較 偏向低频,推测該標準認為相關設備安裝 之建築物受震反應較為低頻。

五、結論與展望

本文比較國際主流非結構物耐震測試 標準之地震需求,由於各標準適用之標的 物特性或安裝考量各異,故其需求反應譜 之頻率範圍與譜型等在所不同,建議使用 者依據產品類型、考量工址地震參數等, 選擇合適標準與測試參數。另一方面,自 前相關標準皆採振動台測試為主,較適用 於加速度敏感型之非結構物,對於位移敏 感型之非結構物則少有著墨。由於非結構 物種類繁雜、特性各異,耐震性能相關資 料取得不易,尚待產官學研各界投入研發 能量,以期能全面提昇非結構物耐震性能。

參考文獻

- 1. 內政部營建署(2021)。建築技術規則構 造篇。
- 內政部營建署(2022)。建築物耐震設計 規範及解說。
- 3. ASCE (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. (ASCE/SEI 7-22)
- 4. Chopra, Anil K. (2012). "Dynamics of

Structures – theory and applications to earthquake engineering" 4th edition, Prentice-Hall.

- ICC-ES (2020). Acceptance Criteria for Seismic Qualification by Shake-table Testing of Nonstructural Components and Systems. (AC156)
- 6. ICC (2020). 2021 International Building Code. (2021 IBC)
- IEC (2019). Environmental testing Part 3-3: Supporting documentation and guidance - Seismic test methods for equipment. (IEC 60068-3-3:2019)
- 8. IEEE, IEC (2020). Nuclear facilities -Equipment important to safety - Seismic qualification. (IEC/IEEE 60980-344:2020)
- 9. IEEE (2018). *IEEE Recommended Practice for Seismic Design of Substations*. (IEEE 693-2018)
- ISO (2013). Bases for design of structures - Loads, forces and other actions - Seismic actions on nonstructural components for building applications. (ISO 13033:2013)
- Miranda, E. and Taghavi, S. (2003). *"Response assessment of non-structural building elements."* PEER 2002/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Severn, R.T. (2011). "The development of shaking tables – a historical note". Earthquake Engineering Structure Dynamic, Vol. 20, pp. 195-214.
- 13. Steinbrugge, K.V. and Schader, E.E., (1973). "Earthquake damage and related statistics In San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971," edited by Leonard Murphy. Volume 1A, pp. 709-710 and 713. National Oceanic and Atmospheric Administration, Washington D.C.
- Telcordia-NIS (2017). NEBSTM Requirements: Physical Protection. (GR-63-CORE Issue 5)

懸吊式匯流排系統之振動台實驗

陳威中1 柴駿甫2 林凡茹3 黃百誼4

摘要

近年來地震經驗顯示儘管建築結構體之抗震能力充足而無倒塌之虞,惟建築物內許 多非結構物卻因無良好耐震設計導致在地震中嚴重損毀,不但引致巨大經濟損失亦對使 用者之生命造成威脅,同時也導致許多重要關鍵設施於震後喪失使用機能。懸吊式匯流 排系統作為主要電力傳輸裝置,應須達到震後能正常操作之性能設計水準,惟因其構造 形式係由許多不同性質構件所組成,導致目前難以評估匯流排系統之耐震能力,亦無從 提供相關耐震施工標準供使用者遵循。為能實際瞭解國內懸吊式匯流排系統之耐震性能 與動態反應,本研究於日本兵庫縣耐震實驗室(E-Defense)進行一系列全尺寸匯流排系 統之振動台實驗。本文將介紹實驗配置情形以及匯流排系統之破壞模式。

關鍵詞:懸吊式匯流排系統、裝甲型匯流排、模鑄式匯流排、振動台實驗

一、前言

傳統機電之規劃設計中,電力傳輸一 般係以電纜線作為主要供電系統。雖然電 纜線具備有成本經濟、配置簡單及保養方 便等特性,但卻存在配置空間較大、容易 負載不平衡且無法靈活擴充等問題,尤其 在遇到高電力需求時,線徑粗大之電纜線 其施工相當不易。匯流排系統係以銅或鋁 為導體,在其表面上被覆絕緣材料,裝入 密閉型槽體或絕緣體內,並以標準化長度 規劃成各種直線段及彎頭等構件,不僅導 電為迅速簡單。是以近年來匯流排系統已 逐漸取代電纜線,廣泛應用於智慧型大樓、 數據中心及高科技廠房等需要大電力且彈 性供電之關鍵設施。

根據歷年來之地震勘災報告可以發現 懸吊式匯流排系統之震損案例時有所聞, 常見輕度破壞包括匯流排外殼變形或吊架 損害,但並不影響整體系統之功能性;較 為嚴重者則因導體表面絕緣材磨損而引致 電力短路,迫使整棟建築物喪失使用機能, 如圖一所示。由於匯流排系統係由許多性 質不同之構件組合而成,接合方式亦有所 差異,因此難以單純就構造型式評估其耐 震容量。為能實際瞭解懸吊式匯流排系統 之受震反應,本研究於日本兵庫縣耐震實 驗室(E-Defense)進行一系列全尺寸匯流 排系統之振動台實。本文將介紹實驗配置 情形以及在各階段測試中所觀察到匯流排 系統之破壞模式。



圖一 接頭受震彎折致使內部導體短路

二、實驗配置

2022 年台日四方簽訂研究合作協議

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼副主任

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

書,規劃於2023年2月假日本 E-Defense 振動台上搭建10層樓鋼結構(圖二)進行 實驗。此結構之平面尺寸為8m×12m,每 層樓高度為2.6m,總高度為27m。在本 次實驗中國震中心於6樓及7樓各設置2 組匯流排試體,如圖三所示。每組匯流排 試體總長約14.7m,足以有效呈現國內實 務上匯流排系統之配置狀況。



圖二 10 層樓鋼結構





圖三 匯流排試體平面圖及 3D 透視圖

圖四說明匯流排試體配置情形,6 樓 為規格 2000 安培之裝甲型和模鑄式匯流 排試體,7樓則為規格 3200 安培及 1250 安培之裝甲型匯流排試體。為能與 2021 年 台灣實驗進行比較,本次實驗中柔性吊架 與匯流排構件間之固定件使用傳統夾具 (圖五(a))和箍圈(圖五(b))兩種型式, 剛性支撐架則係以交叉斜撐進行補強(圖 五(c));同時亦透過電腦數值模型模擬匯 流排試體之受震反應,於振動量較大處設 置單向或雙向斜撐吊架(圖五(d)),以測試 其耐震效用。



圖四 匯流排試體配置情形







(c)





圖五 匯流排試體施工細節



圖六 加速規配置情形

本次實驗共使用單軸加速規96 組、 拉線式位移計36 組與攝影機12 台,藉以 觀察及量測匯流排試體之受震反應。圖六 及圖七分別說明每組匯流試體上單軸加速 規(24 組)與拉線式位移計(9 組)之安 裝位置和方向。



圖七 位移計配置情形

三、實驗結果

本次實驗以神戶地震中 JMA 測站所 量測之地表加速度歷時紀錄作為振動台輸 入波,依序由 25%、50%、75%及 100%之 原始震波進行測試,並於每階段測試後針 對匯流排試體進行檢查,據以記錄其損壞 情況。



圖八 傳統夾具震損情形



圖九 匯流排破壞情形 (50% JMA)

實驗結果顯示在 25% JMA 地震下, 匯流排試體並沒有發生明顯震損情形。而 在 50% JMA 地震下,匯流排試體已有明 顯位移振動量,並且絕大部分柔性吊架與 匯流排構件間之傳統夾具已破壞,甚至出 現殘餘縫隙於匯流排與柔性吊架間,顯示 該柔性吊架已失去支撐垂直力之作用,如 圖八所示。模鑄式匯流排使用箍圈作為柔 性吊架與匯流排構件間之固定件,雖箍圈 並沒有明顯滑移錯位,並造成匯流排材料破 損,如圖九(a)所示。此外,剛性支撐架之 斜撐接合處螺栓發生旋轉並有滑移現象 (圖九(b)),從攝影機錄製影片中可以觀 察到,儘管是在有設置斜撐之面內方向上, 剛性支撐架其自身仍有明顯位移量。

在 75% JMA 地震下,由於柔性吊架 與匯流排構件間之固定件已失去效用,導 致匯流排撞擊柔性吊架和剛性支撐架,造 成柔性吊架之吊桿斷裂以及剛性支撐架變 形,如圖十(a)及圖十(b)所示。此外,在此 階段中模鑄式匯流排試體於盤面接頭處以 及轉角彎頭處已出現嚴重材料碎裂,致使 內部導體外露,如圖十一所示。



圖十 匯流排試體破壞情形(75%)



圖十一 模鑄式匯流排材料破裂

相較於模鑄式匯流排試體,雖然裝甲 型匯流排試體在此階段中並沒有發生嚴重 材料破壞,於轉角彎頭處可觀察到匯流排 外殼變形,如圖十二(a)所示,但在測試後 匯流排整體結構已呈現波浪狀,如圖十二 (b)所示。



圖十二 匯流排破壞情形(75% JMA)

最終在100%JMA 地震下,多數剛性 支撐架與斜撐吊架皆已受損變形,如圖十 三所示,不僅構件自身變形嚴重及接合處 破壞外,錨定處甚至遭拔出,如圖十四(a) 所示。此外,在此階段中柔性吊架、剛性 支撐架以及斜撐吊架與匯流排構件間之固 定件皆已替換成箍圈並以自攻螺絲進行鎖 固,實驗後可以發現箍圈已變形且自攻螺 絲遭拔出,如圖十四(b)所示。



圖十三 剛性支撐架與斜撐吊架破壞情形



圖十四 匯流排破壞情形 (100% JMA)

四、結論

實驗結果顯示目前國內匯流排系統於 中小度地震下其水平位移量已不容小覷, 而主要原因則歸咎於自身結構系統。圖十 五說明匯流排試體於地震中之動態反應, 可以發現垂直立管與配電箱之固定處其運 動行為猶如鉸接(節點1),導致立管末端 端垂直彎頭處(節點2)能在水平方向上 自由擺動,並且整體振動反應在節點3與 節點4處進一步放大,造成吊架系統(柔 性吊架、剛性支撐架和斜撐吊架)與匯流 排構件間之固定件失去束制效用,致使匯 流排構件在水平向上滑移並撞擊吊架系統, 或是在垂直向上跳動導致匯流排整體結構 呈現波浪狀。



圖十五 匯流排系統之受震反應

本研究建議在工程實務上,首先須注 意吊架系統與匯流排間之固定方式,其次 可多加利用剛性支撐架作為耐震補強措施, 並於匯流排系統之水平或垂直彎頭處設置 斜撐吊架,可有效提升匯流排系統之耐震 性能。

參考文獻

 Wei-Chung Chen, Zeng-Wei Zeng, Fan-Ru Lin, Juin-Fu Chai. (2022), "Experimental study of suspended busway systems," 8ACEE, Taipei, Taiwan.



NCREE

剪力型耐震間柱之耐震性能研究

莊勝智1 林克強2 紀凱甯1 吳昌叡3 蘇名浥3 陳垂欣4

摘要

耐震間柱通常作為抵抗側向力系統(seismic force-resisting system, SFRS)中消釋地震 能量的主要構件,本研究探討的剪力降伏型耐震間柱通常為H型鋼斷面且由兩端連接段 與中間的腹板剪力降伏核心段組合而成。本研究參考過去有關間柱設計的文獻,設計四 組間柱試體,利用靜態反復載重實驗,驗證間柱試體的耐震性能與設計方法的可行性。 由本試驗的結果可得知間柱核心段最大剪應變主要由腹板短邊寬厚比控制,因此僅配置 縱向或橫向加勁板效果相同。另透過本實驗數據與其他參考文獻之間柱試驗結果可利用 線性迴歸獲得核心段腹板寬厚比限制與最大剪應變之間的關係。而本研究之間柱連接段 端部使用塑性彎矩作為設計容量,可確保核心段剪應變至少發展至最大剪應變,並透過 實驗所獲得的耐震性能確認間柱之核心段腹板、加勁板及間柱與梁接合處的銲接細節, 本研究之間柱的設計程序與銲接細節建議可做為實務工程之參考。

關鍵詞:耐震間柱、核心段、寬厚比、剪應變

一、前言

剪力降伏型耐震間柱通常為 H 型鋼 斷面且由兩端連接段與中間的腹板剪力降 伏核心段組合而成,如圖一所示,與彎矩 降伏型耐震間柱由上、下兩端產生彎矩降 伏相比,其消能段可集中於中央單一區域 並易順利發展消能效果,且無需發展端部 彎矩塑鉸所需的側向支撐問題。過去相關 試驗結果顯示,剪力型耐震間柱在不受軸 力作用下,配置適當加勁板與銲接細節, 其腹板核心段能穩定提供消能行為。對於 剪力消能段相對短的耐震間柱,可容易符 合此間柱在抗彎構架中的設計要求,但在 相當小的層間相對變形下即驅動剪力塑性 行為。根據「建築技術規則」建築構造編 第42條第一款規定,「耐震設計之基本原 則,係使建築物結構體在中小度地震時須 保持在彈性限度內,設計地震時得容許產 生塑性變形...,因此,在過去實際工程中, 工程師往往忽略耐震間柱在法規設計地震 力作用下的勁度與強度貢獻,僅作為建築 結構的消能元件。本研究設計4支高度2.5 m 的實尺寸間柱試體,於國家地震工程研 究中心大型結構實驗室之多軸試驗系統 (MATS)進行反復載重試驗,其主要目標在 研發於法定 0.005 弧度的層間位移角限制 內維持彈性,超過此限制能發揮塑性變形 能力的耐震間柱,以於建築工程中,同時 提供具強度與消能性能之耐震間柱 (Seismic Stud Column, SSC)的設計方法與 建議。



78

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立陽明交通大學土木系碩士

⁴ 國立陽明交通大學土木系副教授

二、研究方法

本研究主要以試驗方式驗證間柱耐震 性能,共進行四組實尺寸耐震間柱反復載 重試驗。四組間柱試體的尺寸如圖二所示, 高度均為 2.5 m,以模擬配置於樓高 3.3 m、 梁深為 0.8 m 的耐震間柱高度。間柱試體 採用降伏強度為 345 MPa 之 A572 Gr.50 鋼材的 H 型鋼製作。試體製作時,將其 H 型鋼中央對應核心段高度之腹板切除,先 銲接上、下兩片加勁板,並於加勁板內裝 入降伏強度為 250 MPa 之 A36 鋼板,依核 心段受剪降伏腹板寬厚比(b/t)、加勁板配 置方向(平行或垂直受剪方向)等研究參 數,於 A36 鋼板兩側加銲加勁板,其中上、 下端部加勁版與核心段腹板加勁板均採用 A572 Gr.50 鋼板材質。

四組試體依據本研究主要研究參數分 別命名為 B1C06D20、B1C06D60、 B2C10D35與B2C12D35,其中,前兩文字 B1 與 B2 分別代表使用 H 型鋼斷面 H588x300x12x20與H608x306x18x30製作 間柱試體;中間由 C 開頭的三個文字代表 核心段腹板厚度,C06、C10與C12之 核心段腹板厚度分別為6、10與12 mm; 最後面由D開頭的兩個文字代表核心段高 度與耐震間柱整體淨高之比值δ,以百分 比表示。

所有間柱試體之上、下端模擬與梁構 件相接的抗彎接合,其翼板與腹板均採用 單側開槽之全滲透銲接合,設計的銲接細 節是根據美國銲接規範(AWS, 2010)建議, 開槽角度與根寬分別為 30 度與 10 mm。 其中, 試體 B2C12D35 於設計時, 將其端 部的接合彎矩需求與容量比控制約為1.0, 以驗證其單側開槽全滲透銲接合的適用性。 另外核心段腹板與翼板及端部加勁板間的 銲接,及腹板上之單側加勁板與腹板、翼 板或端部加勁板間的銲接均採用雙側填角 銲銲接。本試驗於多軸向試驗系統(Multi-Axial Testing System, MATS)進行, 試體與 上、下夾具高度共 3500 mm, 耐震間柱試 體上端與下端以適當數量之預力鋼棒分別 固定於 MATS 系統之反力架與載重平台上,

並於試體南、北兩側各配置一支 1200 kN 的垂直千斤頂。對試體施加剪力之力源來 自兩支水平擺設的油壓伺服制動器,制動 器一端與載重平台相接,另一端固定於反 力牆上。由 MATS 控制系統控制制動器, 對固定試體下端之載重平台施加 AISC 341-16 中梁柱彎矩接合試驗層間位移載 重的方式進行試驗,在試驗過程中,試體 之垂直軸力維持零力量,其間柱試驗整體 配置如圖三所示。試驗中,除採用光學影 像量測系統(NDI)及應變計量測特定點的 位移與應變外,亦透過側向位移計量測核 心段上、下端點的水平位移差,並將此位 移差除以核心段長度以求得核心段的剪力 變形角y。在試驗過程中,也觀察試體各部 發生降伏的時機與過程,並量測與記錄核 心段腹板在受剪力下拉力場發生的角度與 過程。





三、試驗結果與討論

試驗結果顯示,本研究四組試體的破 壞模式,均於核心段腹板發生拉力場後, 經反復受拉與受壓挫屈作用下,核心段腹 板發生凹摺破裂,其破裂位置分別發生於 腹板子框格的腹板中央或邊緣銲道上,四 組試體的破壞狀況及變形與力量的遲滯迴 圈圖如圖四至七所示。本試驗的最大變形 為整個試驗加載歷程中,其試驗強度維持 耐震間柱最大試驗剪力強度的 80%以上, 且至少經歷一完整迴圈時的最大層間位移 角。由於本研究之耐震間柱主要變形由核 心段的塑性剪力變形貢獻,因核心段腹板 之拉力場發生後,其強度性能可能不易掌 控,故忽略該核心段腹板發展拉力場後的 剪力變形貢獻。試驗結果顯示,試體 B1C06D20、B1C06D60、B2C10D35 與 B2C12D35的最大層間位移角分別為3%、 5%、5%與7%弧度;間柱核心段發展至拉 力場(或拉力場發生受壓挫屈前)的最大剪 力變形角分別為 12.8%、4.8%、10.5%與 14.7%弧度。

由各組試體之試驗強度結果顯示,核 心段腹板降伏剪力強度以 Vy=0.48Fytwd 計 算尚能準確估計其試驗降伏強度。另以試 驗最大剪力強度除以該試體核心段實際塑 性剪力強度,可得核心段腹板剪力應變硬 化因子,分別為1.61、1.30、1.62與1.41, 此與拉力場角度(與水平軸的夾角)的比較 發現,拉力場角度越大其應變硬化因子有 越小的趨勢。由四組試體試驗結果也顯示, 核心段腹板的受剪塑性變形行為,主要由 加勁板與翼板所構成之子框格的短邊寬厚 比控制。另由試體 B2C12D35 結果顯示, 其試體的上、下端部的試驗最大彎矩與實 際塑性彎矩的比值(撓曲應變硬化超強因 子)達1.10,且未在此端部發生任何破壞, 此證實本研究所採用之端部銲接接合細節 適用於此剪力型耐震間柱構入梁構件的彎 矩接合。

除本研究之試驗結果,另收集其他文 獻中 6 組剪力型耐震間柱試體的試驗資 料,共計 10 組的試驗資料,利用線性回歸 方式可發現,核心段腹板在發展拉力場前 的剪力變形容量(γ)與短邊寬厚比(b/t)關係 約呈線性關係,如圖八所示,其兩者關係 為γ=-0.46(b/t)+24.2,代表核心段腹板的短 邊寬厚比越小,其剪力變形容量越大。而 核心段剪力變形需求γdem 可由層間變形需 求θdem 與核心段長度佔耐震間柱淨長的比 例δ間的關係(γdem=θdem/δ)估計求得。透過 前述的剪力變形容量(γ)與短邊寬厚比(b/t) 關係式,可準確地設計剪力型耐震間柱的 核心段加勁板,以提供有效的剪力變形能 力。



圖四 試體 B1C06D20 之破壞狀況及變 形與力量的遲滯迴圈圖



80



- 10.5% -11.35 0 11.35 Panel Drift (%, radian) -22.7 22. 圖八 間柱短邊寬厚比與最大剪應變之關 係

四、結語與建議

orce 0

Jear -1500

-3000

1. 本研究與所收集剪力型間柱試體之核 心腹板受剪變形容量的分析結果顯示, 在約達挫屈極限狀態(拉力場未顯著發 展)時,間柱核心段腹板的挫屈行為如 預期受短邊寬厚比控制,故加勁板配置 縱向或橫向對剪力變形容量差異不大。

- 2. 由本研究實驗數據及參考文獻可得知 核心段腹板寬厚比限制與最大剪應變 成負斜率關係,且利用線性迴歸可建議 雨者間的關係為 $\gamma = -0.46\frac{b}{t} + 24.2$,此 可獲得間柱核心段腹板寬厚比需求。
- 3. 間柱連接段端部使用塑性彎矩作為設 計容量,可確保核心段剪應變至少發展 至最大剪應變,且設計需求可參照許宸 唯(2020)建議的核心段應變硬化塑性剪 $\hbar V_{csh} = 0.6\omega F_v t_w d \circ$
- 4. 間柱核心段腹板接合建議採用填角銲, 且有效喉深需考量間柱達應變硬化時 所承受的最大剪力。
- 5. 由實驗結果可知,核心段長度介於 0.2 至 0.6 的淨樓高均能發揮剪力降伏消 能。

參考文獻

- 1. AISC (2016), Seismic Provisions for structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- 2. 內政部營建署 (2011), 鋼結構極限設 計法規範及解說。
- 3. ASCE (2016), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Structures, ASCE/SEI Other 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- 4. 金步遠 (2017),「鋼板阻尼器構架耐震 設計分析與擬動態試驗研究」,國立台 灣大學,碩士論文。
- 5. 許仲翔、李昭賢、金步遠、蔡克銓 (2017), 「含鋼板阻尼器構架耐震設計與分析」, 結構工程,第三十二卷第二期,5~34頁。
- 6. 許宸唯 (2020),「剪力消能耐震間柱之 耐震行為與設計建議,,國立交通大學, 碩士論文。

等斷面桁架圍束式挫屈束制支撐試驗研究

吴安傑1 莊明介1 蔡克銓2

摘要

挫屈束制支撑(buckling-restrained brace, BRB)能經濟且有效地提升結構勁度、強度、韌 性與消能行為,已廣泛運用於建築結構系統。桁架圍束式挫屈束制支撑(truss-confined BRB, TC-BRB)為新型 BRB,特點在中央圍束鋼管外再配置由特定數量、方向及尺寸之桁架系統, 並與中央鋼管共同構成圍束單元,提供所需之撓曲剛度。此種桁架圍束系統可使中央鋼管與 內灌砂漿之斷面需求大幅下降,能減少自重但仍維持需求設計強度;此優勢特別利於長跨與 高軸力需求之應用。本研究規劃兩組 1/3 縮尺之等斷面 TC-BRB 試體,設計長度約為 6.3 米, 降伏強度分別約為 105 噸與 90 噸,採用國震中心多軸向試驗系統進行反覆載重試驗。試驗結 果顯示,適當設計與製造之等斷面 TC-BRB,可符合美國 AISC 規範之 BRB 試驗合格標準。

關鍵詞:挫屈束制支撐、桁架圍束單元、等效剛度、挫屈強度

一、前言

桁架圍東式挫屈束制支撑 (truss-confined buckling-restrained brace, TC-BRB)為近期所提出之新型 BRB,其消 能機制、軸向強度及勁度之計算與傳統 BRB 相同,如圖一所示,其主要特點為在中央 圍東鋼管外新增一桁架圍東系統,可由選 定數量、方向與尺寸之剛性桁架構架所組 成,與中央鋼管並聯共同構成圍東單元, 提供整體所需之抗撓曲剛度。藉由將圍束 構材遠離中性軸之幾何配置,可提高斷面 相對於形心之面積慣性矩,能更有效率地 發揮所能提供之等效撓曲剛度。因桁架圍 束系統為非實心斷面,可減少材料用量降 低自重,進而減少因自重導致的初始變形 缺陷。如圖二所示,當應用於超大型結構 或長跨斜撐構架時,TC-BRB 的優勢更加顯 著;且TC-BRB 獨特的桁架外型,當斜撐桿 件外露時不僅能達成結構減震需求,亦能 符合建築美觀要求[1-4]。

二、試驗計畫

為模擬TC-BRB實際應用於高層建築結構,考慮斜撑採約45度單斜配置於橫跨四層樓之構架系統中,每層樓高接近4m,建

築設計概念如圖二所示。由於試驗設備容 量限制,巨型斜撑構架系統中之原型 TC-BRB 以約 1/3 比例進行縮尺,使斜撐試 體總長度 LB 為 6270mm (圖一)。兩組等斷 面 TC-BRB 試體 CT 及 2CT 之核心單元採用 25mm 厚之 SN490B 鋼材組成,設計降伏強 度分別約為1015kN及850kN;試體核心兩 端分別藉由端部構件與接合板進行樞軸接 合。中央圍東鋼管採用斷面為 139.6×4mm 之 STK490 鋼材, 且內灌設計強度為 56MPa 之無收縮水泥砂漿。試體 CT 及 2CT 桁架構 架跨中高度 h0 分別為 200mm 及 220mm),桁架構架配置為 12 組桁架單 元,使任兩相鄰直桿間距 Ls 均等,各桁架 桿件均採用 STK490 鋼材。試體 CT 弦桿與 直桿設計斷面為 42.5×3mm, 而試體 2CT 則 為48.4×3.2mm;兩組試體斜桿與橫桿分別 均為 26.9×2.5mm 及 33.8×2.8mm。

本試驗採用國家地震工程研究中心多 軸向試驗系統(multi-axial testing system, MATS)[5]進行反覆載重試驗,試體兩端利 用鋼造托座分別與反力牆及 MTAS 加載平 台鎖固,並提供接合板合適的邊界束制條 件。為量測實際軸向變形量,試體兩端各 利用兩組位移計記錄核心端部構件與圍束 單元端部相對位移;為記錄試體面內及面

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立台灣大學土木工程系教授

外變形量,試驗採用光學量測系統沿試體 軸向佈設反射光點,以求得各光點在三維 空間內的座標移動歷時。試驗加載歷程參 考美國規範建議採反覆漸增之位移控制歷 時[6],包含標準歷時及延增歷時。標準歷 時由試體核心初始降伏變形量開始加載, 再以 0.5%~2%構架側向位移角(lateral drift ratio, LDR)所對應之軸向變形量接續施 載,各變形階段均進行兩個完整循環。延 增歷時先以2% LDR所對應之軸向變形量進 行五個迴圈的加載,以滿足規範累積非線 性變形量(cumulative inelastic deformation, CID) 需達200 倍斜撐降伏變形量之要求; 為使試體承受更高的軸力,以激發可能的 不穩定行為,最後再對試體施加對應於 3%~5% LDR 之軸向變形量,直至破壞為止。



三、試驗結果

BRB 初始缺陷可能來自於製造誤差與 自重造成之變形。各組試體利用影像量測 系統校正水平與垂直度後,反射光點與中 心軸線於面內及面外距離即為試體沿軸向 之初始變形缺陷,如圖三所示;其中,面 內朝重力方向為負,面外向西為正。

試體CT及2CT計算所得之實際降伏強 度 Py 分別為 1191kN 及 1042kN。如圖四所 示,試體 CT 於標準歷時第一個 1%受壓的 加載過程中發生面內整體撓曲挫屈破壞, 如圖五所示;試體發展之最大拉力 Tmax 與壓力強度 Cmax 分別為 1375kN 及 1378kN。試體 2CT 在標準歷時加載過程中 受力變形反應良好穩定,且無任何破壞發 生;在 2% LDR 的施載下核心應變 εc 達 1.4%,各加載迴圈計算所得之抗拉與降伏 強度比(PT/Py)及抗壓與抗拉強度比 (PC/PT)最大值分別為 1.35 及 1.12。試 體在延增歷時五個迴圈的 2% LDR 施載過 程仍維持穩定消能行為,但於接續的 3% LDR 加載過程中受壓發生明顯的面內整體 撓曲挫屈破壞(圖五);試體發展之 Tmax 及 Cmax 分別為 1447kN 及 1635kN,計算 所得之 CID 值超過 205 倍降伏變形量。

83



圖二 跨樓層 TC-BRB 應用於構架示意圖



84



圖四 試體軸力與軸向位移關係圖



圖五 試體破壞情形

四、結論

研究結果顯示,等斷面TC-BRB 具高度 可行性與實用性;當應用於高軸力容量與 長跨斜撐構架時,其新穎的桁架圍束系統 在有效撓曲剛度、降低自重與建築外觀等 方面具有顯著優勢。試驗結果顯示,經適 當設計與製造之TC-BRB 具優良的耐震性 能,可滿足 AISC 規範對 BRB 試驗的相關規 定。本研究所得之等斷面TC-BRB 構件性能 試驗結果,可供後續參數分析研究與實務 設計分析使用。

參考文獻

- 陳雋、林昱成、吳安傑、陳律安、蔡克 銓,長跨桁架圍東式挫屈束制支撐之研 究,結構工程 2021,第36卷,第2期, 第5-50頁。
- 陳律安、吳安傑、陳雋、蔡克銓,變斷 面桁架圍束式挫屈束制支撐設計分析與 試驗研究,結構工程 2022,第 37 卷, 第 3 期,第 27-47 頁。

- 3. Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA. Numerical studies of cyclic behavior and design suggestions on triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 146: 1-17.
- 4. Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA, Tong JZ. Experimental and numerical studies of hysteretic response of triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 148: 157-174.
- 5. Lin TH, Chen PC, Lin KC. The multi-axial testing system for earthquake engineering researches. Earthquakes and Structures 2017; 13 (2): 165-176.
- 6. American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16). AISC: Chicago, Illinois, 2016.

雙軸向動態試驗系統之動態特性識別與探討

林旺春1 游忠翰2 楊卓諺3 林晉丞4 彭聖凱5 汪向榮6

摘要

2017 年國家地震工程研究中心於臺南實驗室啟用的雙軸向動態試驗系統(Bi-Axial dynamic Testing System, BATS),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,有助於隔震技術研發與隔震元件測試。然而,對於雙軸向動態試驗系統提供研究與測試服務而言,勢必須先對其動態特性有更為清楚之瞭解與掌握,例如系統摩擦力及慣性力。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,以及不同振動頻率與位移振幅的正弦波循環載重試驗,建立系統摩擦力(係數)與水平速度的關係式,並識別慣性力。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,進行一系列的三角波與正弦波循環載重試驗,其目的為求得試驗系統於垂直向空載下,對應不同水平速度之系統摩擦力(係數)與慣性力(等效質量);(2)第二階段為針對試驗系統進行平面滑動摩擦隔震支承試驗,於施加垂直軸向荷載為10 MN 下,分別進行三角波與正弦波 之循環載重試驗,進行參數識別分析,以獲得在10 MN 垂直軸向荷載時,對應不同水平速度下之系統摩擦力(係數);(3)執行隔震支承試驗,並與直接剪力量測系統之試驗結果進行比較探討,以證明本研究識別之系統參數,具有一定之合理性與適用性。

關鍵詞:雙軸動態試驗系統、動態特性、系統識別、隔震支承

一、前言

目前全球大型壓剪試驗機,尤其是具 有動態控制能力者,無論是美國加州大學 聖地牙哥分校六自由度結構構件動態測試 設施[1],或政府與私人企業建置之試驗設 施,皆鮮少公開甚至不曾提供動態性能檢 核與系統參數識別的 研究報告。國家地震 工程研究中心在臺南實驗室的雙軸向動態 試驗系統[2],其由反力構架、載重平台、 油壓致動器與基礎組成,配置示意圖見圖 一所示。其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±6.25 cm, 最大 速度為±15 cm/s,施加於試體之最大軸壓力 為 60 MN,包括 30 MN 靜態載重與 30 MN 動態載重,亦可施加最大 8 MN 軸拉力於 試體上,進行反覆軸向拉壓動態試驗。因此

在對外提供研究與測試服務之前,勢必須 先對其動態特性有更清楚之瞭解與掌握, 例如系統摩擦力(係數)與慣性力(等效質 量)。故規劃與執行一系列三角波與正弦波 循環載重試驗,並透過試驗結果進行系統 參數識別與比較驗證,以探討所獲得系統 參數之適用性與其穩定性。



- ¹ 國家地震工程研究中心副研究員, welin@ncree.narl.org.tw
- ² 國家地震工程研究中心副研究員, chyu@ncree.narl.org.tw
- ³ 國家地震工程研究中心副研究員, cyyang@ncree.narl.org.tw
- ⁴ 國家地震工程研究中心助理技術師, chincheng@ncree.narl.org.tw
- ⁵ 國家地震工程研究中心專案助理研究員, skpeng@ncree.narl.org.tw
- ⁶ 國家地震工程研究中心兼任研究員, sjwang@ncree.narl.org.tw

二、研究方法

於雙軸向動態試驗系統進行隔震支承 試驗時,依據其載重平台之自由體圖(見圖 二),平衡方程式可表示為式(1):

$$P(t) = F_{R}(t) + F_{I}(t) + F_{F}(t)$$
(1)

其中, P(t)為試驗系統水平致動器合力; FB(t)為隔震支承水平力; FI(t)為載重平台 慣性力; FF(t)為載重平台摩擦力; t 為時間 步幅, 其總步幅為 n。

$$F_B(t)$$
、 $F_F(t)$ 與 $F_I(t)$ 可分別表示如下:

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

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

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

其中, $\mu(t)$ 為載重平台摩擦係數;N為載重 平台自重、垂直致動器提供之荷載,及下 壓軸承與側向軸承出力下所受之總正向 力;meff為載重平台等效質量; $\dot{x}(t)$ 與 $\ddot{x}(t)$ 分別為載重平台速度與加速度。若隔震支 承採用平面滑動摩擦支承,其水平力可表 示為式(2),則 μ B(t)為摩擦支承摩擦係數, 且其承受之垂直荷載為NB。



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 $F_I(t)=0$ 與 $F_B(t)$ =0,可得其平衡方程式如式(5):

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

其中, $\mu_0(t)$ 為垂直空載下之載重平台摩擦 係數,故令載重平台所受之總正向力為N= N_0 。整理式(5),將所得之 $\mu_0(t)$ 依其步幅 數取平均,計算得 $\mu_{0,avg}$,並假設在不同水 平速度激振時,對應的載重平台摩擦係數 方程式,如下所示:

$$\mu_{0,avg}(v, N_0) = av^b, \quad \text{when } v \le v_0 \text{ mm/s}$$
(6)

$$\mu_{0,avg}(v, N_0) = cv^2 + dv + e$$
, when $v \ge v_0$ mm/s (7)

其中,a、b、c、d、e與vo為待識別參數,

利用最小平方法求解最佳化參數。

(2)垂直空載下之正弦波循環載重試驗

因試驗系統載重平台加速度不為零, 故載重平台摩擦力可表示為式(8):

$$F_F(t) = P(t) - m_{eff} \ddot{x}(t)$$
(8)

考慮載重平台摩擦係數可由式(6)與式 (7)求得各水平速度對應之 µ0, avg,故依式 (3)亦可得載重平台摩擦力如下所示:

$$F'_F(t) = \mu_{0,avg}(t) N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))$$
(9)

假設式(8)等於式(9),採用最小平方法 可求得載重平台等效質量 meff為

$$m_{eff} = \sum_{t=1}^{n} \frac{P(t)\ddot{x}(t) - \mu_{0,avg}(t)N\operatorname{sgn}(\dot{x}(t))\ddot{x}(t)}{\left(\ddot{x}(t)\right)^{2}}$$
(10)

考慮不同振動頻率與位移下,可求得 對應之等效質量 meff,取其平均即可獲得 載重平台平均等效質量 meff, avg。

(3)垂直荷載下之三角波循環載重試驗

進行平面滑動摩擦支承於三角波循環 載重試驗時,可將式(1)改寫為下式: $P(t) = F_{R}(t) + F_{E}(t)$ (11)

令試驗系統施加於隔震支承之垂直軸 力為 N_B ,則 $N = N_0 + N_B$,將式(2)與式(3) 代入後,整理式(11),可得支承於該試驗速 度下之摩擦係數 $\mu B(t)$,並計算其平均摩擦 係數 $\mu B, avg$,假設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下式:

 $\mu_{B,avg}(v,N) = fv^{g}, \text{ when } v \leq v_{1} \text{ mm/s}$ (12) 其中, $f \cdot g \not p_{1} v_{1}$ 為待識別參數,亦可以最 小平方法求解最佳化參數。

(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,即令 $\mu B(t)$ = $\mu B, avg(t)$ 與 $m_{eff} = m_{eff, avg}$,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)

若正弦波試驗歷時中之最大與最小試 驗速度發生時間點 tk 共計 p 個,可分析該 試驗速下載重平台平均摩擦係數為:

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

本研究假設進行第一次分析時,以垂 直空載下之分析結果(即式(6)與式(7))代入 式(11),進而逐步求得式(14)之 μavg,同時 假設在不同水平速度激振時,對應之載重 平台摩擦係數方程式為式(6)與式(7),由迭 代分析至收斂,以識別於特定垂直荷載下, 系統平均摩擦係數與速度之關係式。

三、試驗結果與分析

本試驗採用之平面滑動摩擦支承之摩 擦材料直徑為1130mm,最大承壓應力為 4 kg/mm²,相關試驗照片如圖三。其中, 垂直空載與垂直荷載為 10 MN 之三角波 與正弦波加載試驗項目如表一,並令 No=11889.72 kN。依垂直空載與垂直荷載 10 MN 試驗結果,可得系統平均摩擦係數 與速度之關係式如圖四所示,同時計算獲 得的平均等效質量 meff. avg 為 96.69 ton。由 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,然而,當擾動速度大 於 736.8 mm/s 時, 平均摩擦係數則發生相 反之趨勢,以及當速度約小於 60 mm/s 時, 兩者的平均摩擦係數並無太大之差異。此 外,當垂直荷載介於0至10MN,其對應 之平均摩擦係數可以內差求得。



(a) BATS 試驗組立
 (b) 平面摩擦材
 圖三 試驗組立與摩擦材之照片



 $(N_B = 0: a = 4.94 \times 10^{-3}, b = -0.32, c = 3.9 \times 10^{-9}, d$ = 3.69×10⁻⁸, e = 1.23×10⁻³, v₀ = 76.29) $N_B = 10$ MN: a = 5.16×10⁻³, b = -0.33, c = 5.82×10⁻⁹, d = -9.95×10⁻⁷, e = 9.45×10⁻⁴, v₀ = 165.96)

圖四 BATS 系統摩擦係與速度之關係

表一 反覆載重試驗

N _B (MN)	Horizontal loading wave	Displacement amplitude (mm)	Excitation rate (mm/s) or Maximum excitation rate (mm/s)		
	Triangular	40, 80,160, 300, 400, 500, 700, 800, 900, 1000	5, 10, 20, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 600		
0	Sinusoidal	40, 80,160, 300, 400, 500 600, 700, 800, 900, 1000	5, 10, 20, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 1000		
10	Triangular	100, 125, 200, 250, 300, 500, 700, 1000	5, 10, 20, 40, 50, 100, 300, 500, 800		
	Sinusoidal	100, 300, 700, 1000	20, 50, 100, 300, 500, 800		

四、隔震支承試驗之應用與驗證

本研究為驗證所識別系統參數之適用 性與合理性,將與國家地震工程研究中心 近年於雙軸向動態試驗系統建置直接剪力 量測系統[3]進行比較與探討。直接剪力量 測系統的目的為當進行小型試體試驗時, 可直接排除慣性力與摩擦力之影響,即時 量測試體於試驗過程中之水平剪力,得以 進一步提升雙軸向動態試驗系統應用之精 度與廣泛性,如圖5所示。剪力量測系統 與試體(此處以鉛心橡膠隔震支承為例)互 相串聯,其由天然橡膠支承、連接板、四 根預力螺桿及反力框架所組成,其中後三 者之組合可參見圖 5(b)之設計圖。剪力量 測系統透過連接版與試體相連,連接版再 向外以四根兩端鉸接之預力螺桿與反力框 架相接,反力框架則向上延伸與雙軸向動 態試驗系統系統之反力座鎖固。試驗過程 中, 試體之垂直力透過天然橡膠支承傳遞 至反力座,剪力則由試體傳遞至四根預力 螺桿與天然橡膠支承並聯之系統。預力螺 桿之端部串接有荷重元以監測螺桿之受 力。經由計算在並聯系統中,預力螺桿之 勁度佔比約 99.7%。因此,透過荷重計可 計算得到大部分之剪力值。

本研究採鉛心橡膠支承墊進行試驗, 其具有一直徑 100 mm 之鉛心,其由 20 層 厚度為 4.5 mm 之橡膠層及 19 片厚度為 4 mm 之鋼板組合而成。試驗項目則列於表 二。為探討剪力量測系統之量測結果,選取 試驗 2(剪應變 100%、頻率 0.25 Hz)與試驗

88

8(剪應變 200%、頻率 0.387 Hz), 觀察比較 其出力情形,如圖六所示。圖中 Ffeedback 為 雙軸向動態試驗系統水平向致動器之回饋 數值(即含有摩擦力與慣性力之原始數據), Fidentified 為利用經驗修正公式將 Ffeedback 進行 誤差修正後之結果, Fdirect 則為剪力量測系 統所量測之數據(包含方向修正後之荷重 元數值,以及依據變位計算而得的 NRB 理 論出力值)。由試驗 2(圖六(a))可以觀察出, 當進行慢速且低剪應變之試驗時,Fidentified 及 Fdirect 較 Ffeedback 扣除了摩擦力之影響, 且 Fdirect 所扣除之摩擦力明顯較多,此狀況 可能由於經驗修正公式於低速下,對於速 度較為敏感所致(圖四)。由試驗 8(圖六(b)) 可以觀察出,當進行高速且高剪應變之試 驗時,剪力量測系統之量測值則與經驗公 式修正值相似,且由圖中可以觀察出,除了 摩擦力之修正外,扣除慣性力後使遲滯迴 圈產生逆時針旋轉之現象。

表三 支承試驗項目

Vertical compressive stress (MPa)	N _B (MN)	Frequency (Hz)	Amplitude (mm)	Shear strain (%)
20	3.927	0.25, 0.387	45, 90, 135, 180	50, 100, 150, 200



(b) 連接板設計圖 圖五 直接剪力量測系統



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, 於雙軸向動態試驗系統執行垂直空載與荷 載10 MN 的試驗,經分析與回歸得其平均 等效質量,以及於 10 MN 垂直荷載下,考 慮不同水平速度激振時對應之平均摩擦係 數方程式。最後透過剪力量測系統之量測 值則與經驗公式修正值相似,可證明本研 究識別之系統摩擦力(係數)與慣性力(等 效質量),具有一定之合理性與適用性。

参考文獻

- 1. Shortreed JS, Seible F, Filiatrault A, Benzoni G. Characterization and testing of the Caltrans seismic response modification device test system, *Phil. Trans. R .Soc.* 2001; 359(1829): 1829-1850.
- 林旺春、劉瓊琳、賴以安、汪向榮、游 忠翰、楊卓諺、林晉丞、盧煉元、黃震 興、張國鎮,雙軸向動態試驗系統之基 本參數研究與探討,國家地震工程研 究中心研究報告,2022。
- 游忠翰、林旺春、熊思閔、汪向榮、楊 卓諺,"雙軸向動態測試系統量測技術 精進",國家地震工程研究中心110年 度研究成果報告,pp.55-58,2022。

廣義建物模型更新之實際建物動力特性解析

盧恭君¹ 林旺春²

摘要

廣義建物模型更新包含兩大階段作業,其一為廣義建物模型建置與修正其二為目標 實際建物之結構動力特性解析。本文以動物中心為例之實際建物動力特性解析,其中包 含微振試驗、微振資料彙整、資料檢核。

關鍵詞:微振試驗、結構振動資料彙整、結構振動資料檢核

一、前言

本報告係通用建物模型更新(GBM Updating)計劃之前段工作成果。以動物中 心微振試驗為基礎佐以振動研究分析概念, 針對其取得之振動訊號進行探討,尤其針 對各別資料紀錄器取得之訊號時間同步檢 核。提供可靠的分析結果為後續研究之用。

二、微振試驗說明

本章將詳細說明該試驗之內容,其中 分別以試驗規劃與執行、試驗成果。

a. 規劃與執行

因應本中心規劃建置動物中心結構振 動監測系統,並邀請該領域專家羅俊雄教 授等人參與,羅教授於會議期間提議於正 式監測前先進行全棟微振量測,因此於 2022.05.06 報告微振規劃內容;並於 2022.05.15 依據專家建議完成微振規劃定 稿並報告。隨後於 2022.07.05 展開為期兩 日的動物中心微振量測試驗。目前正陸續 呈現試驗內容與分析成果。

以下將呈現本案針對動物中心所規劃 之微振量測內容。內容可概略分為三項試 驗其分別為浮動地板微振試驗、自由場微 振試驗、全棟結構微振試驗。其中關於浮 動地板微振試驗之詳細規劃如圖一所示; 自由場微振試驗如圖二所示;全棟微振試 驗如圖三所示。



圖一 浮動地板之微振規劃



圖二 自由場之微振規劃

浮動地板位於六樓,功能用以乘載大 量振動機械(空調)並將其振動隔絕,本試 驗乃管線設備組提出之概念其目的在於顯 現該浮動地板之功效。因此選定鄰近之幾 何位置分別量取浮動地板及本體結構之振

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

動訊號且同時評估長期監測所選定之測點, 因此如圖一所示共呈現兩組測點,綠色為 長期監測選定的側點;紅色為微振試驗所 選定之。採用不同測點之考量在於確保感 測器穩固臨時安裝之考量。

為釐清環境擾動之頻率內涵藉此判讀 非結構特性引致的振動特性,因此規劃自 由場微振試驗,藉此取得自由場之背景振 動。本案選擇結構基礎外且鄰近結構之素 地,詳如圖二所示。測點位於卸貨平台外 側之草地。



圖三 全棟微振規劃

全棟微振試驗則為本試驗之核心,目 的為取得目標結構之模態特性。本規劃盡 可能完整測點布置,但受限於設備及空間 之限制而折衷具體可行之規劃如圖三所示。 整體概念選擇 ST16 及 ST17 為佈線作業及 設點空間並分別採用獨立之監測系統,利 開梯間容易貫通所有樓層最小化佈線障礙。 監決定,結果如圖三右側所示。又為產生 兩套監測資料之時間軸參考關係,特別規 劃兩套系統於四樓有一處共點量測,藉此 共點振動一致之特性於後處理推算兩套資 料之時間差。

b. 試驗成果

本試驗已於 2022.07.05~2022.07.06 順 利完成。以下將呈現實際試驗之過程、取 得之資料統計及解說。

試驗原則上依規畫進行,其真實過程 說明如下:

於 7/5 上午(11:00)進行六樓浮動地板 微振量測,共計取得 5 筆資料。

隨後展開全棟結構微振儀佈放(ST16、 ST17),於下午四點完成佈放,逐一確認訊

91

號無誤後,於六點開始記錄正式資料至隔日(7/6)上午 10:37,共計取得 17 筆資料。

於 7/6 上午確認成功取得監測資料後, 開始收撤監測系統,完成收徹後於 11:00 進行自由場振動量測,共計取得5筆資料。

本次試驗取得之資料彙整如圖四所示:

試驗名稱	筆數	單筆長度 (200Hz,Kine)	資料檔名	備註
浮動地板	5	300秒	6floor1.dbl~6floor5.dbl	
全棟微振	17	1小時	ST16:220705170000.dbl ~220706100001.dbl ST17:220705160000.dbl, 220705160600.dbl~2207 05160617.dbl	ST16與 ST17檔名 規則不一 須核對 dbl檔案 時間
自由場	5	300秒	ambtest1.dbl~ambtest5. dbl	

圖四 試驗資料彙整結果

須注意兩套系統之時間參考需觀察四 樓共點之量測結果,且兩特系統之檔案命 名規則相異,建議以檔案建立時間再次確 認對應檔案之關係。

三、微振資料彙整

本段落將針對欲探討之對象將試驗取 得之資料進行彙整與修正。受限設備狀況, 本次試驗為完整量測全棟各樓層之振動反 應;且分別採用兩台資料紀錄器進行紀錄 而造成時間非同步之缺憾。以上細節將詳 細考量後加以處理。



另,為統一後續分析,將依據試驗成 果擬定一適當之結構簡化圖及節點編號方 式。簡化圖將僅呈現有完整量測之樓層且 樓層平面依結構設計圖簡化將平面視為一 L形,如圖五及圖六所示,於節點編號中以 方位、樓層及方向進行編名,其中 ST16 位 於南邊以"S"代稱; ST17 位於北邊以"N"代 稱。各樓層分別以 ISO(隔震層地板)、1F、 2F、3F、6F、RF1 表示之,部分樓層因其資 料未完整而未列入。

其中時間差之修正將以 2022070517005 資料之相關函數 (correlation)分析[1]為例說明。於分析前須 將訊號進行零偏移(zero mean)處理再進入 相關函數 (correlation)分析,於其分析結 果圖中取其最大值之步進差位置則可表示 共點訊號在此步進差下呈現最高相關性, 並依此一步進差進行時間修正。



圖六 結構模型圖及其結點之編號

為將結構微振量測資料與結構模型圖 對應,茲將結構平面以一L形簡化,一個 平面共含六個節點,每個節點含三個方向 (X、Y、Z)。



為避免資料取用時之對應關係錯誤, 茲將以一圖表如圖七所示,完整呈現資料 之關係網路。其中試驗資料於彙整(時間差 修正完成)後安排於一資料矩陣,各別量測 資料歷時以列依次排列於資料矩陣中,其 中 ID 則表示其位於矩陣的第幾列,Logger NO、Channel NO 則分別表示其所屬之資料 紀錄器編號及量測通道編號,其中資料紀 錄器編號 17 表示位於北側之 ST17 樓梯間 之 SPC51 資料紀錄器;資料紀錄器編號 16 表示位於南側之 ST16 樓梯間之 SPC52 資 料紀錄器。DOF No 與 DIR NO 則表示其所 對應之結構模型的節點編號與方向編號。 其中 NAN 表示未存在對應編號。紅色字體 表示將不列入結構動力特性分析之用,其 不予採用之原因將於資料檢核章節中依圖 說明。Name 則為對應結構形式之名稱。以 NRF1-X 為例說明,其表示為北側 RF1 樓地 板之 X 方向。

四、振動內涵檢核暨研析

動物中心全棟微振試驗所取得之長期 監測數據(7/5 17:00:00 ~ 7/6 09:00),其共 計 17 小時且每小時紀錄為一檔案(DATA0 ~ DATA16)。為清楚呈現整體取得之資料狀況, 首先將兩資料紀錄器之資料進行時間校正 並將各別訊號進行偏移修正(Zero mean)後 整併,再以時域波形及時頻域內涵對資料 進行判讀。

a. 時域檢核

本段將針對試驗中可呈現之 17 張歷 時圖進行判讀並說明訊號中隱含之現象。 首先以圖八為例說明歷時圖內容,其橫軸 為時間軸以秒為刻度,歷時長度為一小時 (3600 秒);其垂直軸為速度(Kine),並依次 堆疊北端 14 通道訊號及南端通道訊號。排 列規則與總表(圖七)一致。並以紅、綠、藍 分別呈現X、Y、Z 向之資料。茲將觀察所 得之現象條列如下:

南端較北端易出現局部震盪之訊
 號,研判可能原因為人員或機具頻繁影響
 所致。

 2. RF1 南北端之訊號皆呈現穩定振幅 之持續震動,亦即無法察覺其時間軸之相 對變化。依據試驗前現勘選點所了解之實 況,該樓層機械密度高且可明顯感受機械 引致之樓板振動。於此背景震動下將不利 於微振儀感測結構振動成分,因此建議於 結構動力分析中先將其排除再進行分析。

 SISO-X及SISO-Y之波形於所有時間 皆呈現異常(明顯上下不對稱),於取用訊 號時需格外注意。



圖八 訊號歷時圖(DATAO)

4. S4F-Y 與 S4F-Ya 為四樓南端測點之 共點量測,其分別由南端及北端資料紀錄 器量得。由於 S4F-Ya 以較長之訊號線(多 100 公尺)回傳至北端資料紀錄器,可於波 形特徵處觀察到其波形失真現象。另於多 處特徵波形出現處可比對其兩者之時間差 異於此時間尺度下為一致。依此可顯示時 間校正成功。更精細之時間尺度檢核將於 結構動力特性分析中呈現。

5. 南端測點訊號於 7/5 17:15 後載入 一明顯干擾訊號成分。惟,共點之 S4F-Ya 並無此現象,因此研判南端之資料紀錄器 存在不明特性與北端明顯相異。此一現象 持續至 7/6 00:00:00 後消失。此一現象於 後續資料判讀必須注意其影響層面。

b. 時頻域檢核

本段將針對實驗資料之時頻圖組進行 判讀,每一時頻譜圖包含五張子圖,其依 次為時頻譜全貌、時間歷時圖、0~0.8Hz 局 部放大圖、0.8~1.8Hz 局部放大圖、1.8~8Hz 局部放大圖。此一安排用意為方便觀察, 並將觀察所得之現象條列如下:

1. 於圖九的 N1F-X 中概略掌握訊號特 徵內涵位於,位於 0.4Hz、1.4Hz、3Hz、4Hz 及許多高頻內涵,其中 0.4Hz 的特徵隨時 間之關係較為分散;1.4Hz 及 4Hz 的特徵 隨時間之分布較為集中。約略於五秒處出 現之時間域衝擊訊號,其對應時間之時頻 譜圖呈現寬頻能量現象。

2. 比較 X 向與 Y 向訊號之內涵(N1F-X 與 N1F-Y)其中於 1.4Hz、3Hz 與 4Hz 之頻率 位置均呈現 X 向有一條穩定特徵; Y 向有 兩條穩定特徵且位於 X 向特徵之上下側。 北端其餘樓層之 X 向與 Y 向皆吻和此一描 述;南端則較不明顯。

 於北端隔震層之三方向(NISO-X、 NISO-Y、NISO-Z)均含有一明顯之連續調頻
 訊號,研判該位置存在一機械振動干擾源。

4. 於 DATAO 之 SISO-X 與 SISO-Y 首先 出現不明干擾訊號成分,其於時頻域呈現 之特性為 20、40、60、80Hz 之倍頻能量分 布且隨時間軸為穩定僅強弱變化。此一訊 號成分存在於 7/5 17:15 至 7/6 00:00。



圖九 時頻圖(N1FX)

五、結論與展望

本研究已初步完成動物中心微振試驗 之試驗內容說明及資料彙整。本試驗成功 取得有效之分析訊號,因應廣義建物模型 更新計畫內容,後續將以此為例進行結構 動力特性解析並供模型校正之用。

致謝:在此特別感謝成就本研究之動物中 心微振試驗執行團隊成員、林憲忠先生、 羅俊雄教授及動物中心相關協助同仁。

參考文獻

1. https://panoradio-sdr.de/correlation-fortime-delay-analysis/

93

鋼筋混凝土構件之鋼筋握裹性能試驗研究

紀凱甯1 林克強2 莊勝智3 周秉憶4

摘要

本研究採用梁端偏心拉拔之試驗形式進行 30 組梁端鋼筋握裹力試驗,模擬具適當橫 向圍束鋼筋之受撓鋼筋的直線握裹行為,並探討鋼筋在設計伸展長度下,不同鋼筋節形 與鋼筋握裹性能之關聯性。研究結果顯示,鑽石形竹節鋼筋及光面鋼筋在本研究配置之 劈裂指數下,其鋼筋握裹性能未符合設計之預期效益,平行四邊形竹節鋼筋及螺紋節鋼 筋則達預期效益,另外,建議鑽石形竹節鋼筋相對節面積應予以折減係數進行性能評估。

關鍵詞:伸展長度、竹節鋼筋、劈裂指數、握裹性能、相對節面積

一、前言

鋼筋與混凝土間的握裹為鋼筋混凝土 複合材料的主要性質,且為影響結構安全 的重要因素之一,其中鋼筋與混凝土力學 行為包括兩者間的磨擦、黏結與承壓等力 學機制,然而這些機制中竹節鋼筋表壓等力 學機制,然而這些機制提供鋼筋與混凝土 間主要的握裹強度,目前 CNS 560 對於節 高與節距制定最大與最小值,並無考慮兩 者間的比值關係,從過去試驗得知,當節 高際以節距(相對節面積 *R*_r)比值越高時, 握裹強度也會隨之提高。

過去曾對竹節鋼筋及螺紋節鋼筋於混 凝土之握裹性能進行探討(紀凱甯,2017; 李伯達,2019;林垣諺,2021)。整合前述 成果,本文的目的在探討斷筋條件下,兩 節形鋼筋於不同設計條件下之握裹性能, 以獲得受拉伸展長度需求與適用的設計公 式建議納如下:不同鋼筋節形之相對節面 積與握裹力之關聯性、圍束箍筋降伏強度 與節形對鋼筋握裹性能之影響、劈裂指數 與混凝土破壞形式之關聯性。

二、鋼筋受拉伸展長度設計模型

公式(1)與(2)分別為美國 ACI 規範於 2014 年與 2019 年(ACI, 2014; 2019)建議 之鋼筋受拉直線伸展長度設計公式,其中, 劈裂指數為保護層指數 cb、橫向鋼筋圍束 指數 ktr、及鋼筋直徑 db之關係式,於伸展 長度計算時不得超過 2.5。另外,考量鋼筋 強度對握裹性能之影響,ACI 318-19 年於 鋼筋受拉伸展長度中加入鋼筋強度放大因 子 Ψ_o (詳公式(2))。

台灣現行的「混凝土結構設計規範」 (內政部營建署,2019)中,有關竹節鋼筋受 拉伸展長度規定,乃沿襲2003年版的「結 構混凝土設計規範」(內政部營建署,2003) 的相關規定,仍沿用公式(1)之相關規定, 比較台灣與ACI 318-19 規範顯示,除橫向 鋼筋指標 ktr 與鋼筋強度放大因子Ψg的規 定略有不同外,鋼筋伸展長度與劈裂指標 規定均公式(1)。

$$L_{d,ACI318-14} = 0.9 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b})} d_b$$
(1)
$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} + 1.0 \le (\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}) \le 2.5$$

¹ 國家地震工程研究中心 助理研究員

² 國家地震工程研究中心 研究員 國立臺灣科技大學營建系 合聘教授

³ 國家地震工程研究中心 助理研究員

⁴ 國立中央大學土木系 碩士生

$$L_{d,ACI318-19} = 0.9 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \qquad (2)$$

其中, ktr為橫向鋼筋圍束指數(mm), cb為 混凝土保護層指數(mm)。

三、直線鋼筋拉拔握裹試驗計畫

本試驗研究採用梁端偏心拉拔試驗方 法與試體進行試驗(詳圖一),模擬具有適 當橫向圍束鋼筋之受撓構件中竹節鋼筋的 直線握裹行為,探討鋼筋在臨界斷面處發 展斷筋伸展長度下,其握裹應力與不同鋼 筋節形間的關係。試體寬度、高度及長度 分別為 180 mm、450 mm 及 1000 mm,並 於欲試驗之鋼筋受力端及自由端配置 100 mm 與 300 mm 之 PVC 塑膠管,以隔絕 邊緣混凝土與鋼筋之握裹機制,且能方便 控制及調整握裹長度,同時受力端之 PVC 管亦可防止鋼筋受拉時,混凝土產生錐形 破壞,如圖二所示。



圖二 試體尺寸圖

本研究共進行 30 組梁端鋼筋握裹力 試驗,試體主要研究參數為握裹鋼筋表面 節形(竹節鑽石形、竹節平行四邊形、螺紋 節及光面)、橫向箍筋節形(平行四邊形、光 面)、箍筋強度(420 MPa、790 MPa)、混凝 土強度(28 MPa、42 MPa)、橫向箍筋間距 (150 mm、300mm)及劈裂指數(*cb*+*Ktr*)/*db* (2.87、3.40)。試體之斷面與試體長度配置 皆相同,握裹主筋使用#10 鋼筋,埋置長 度 La 為 600 mm,主筋中心至頂層混凝土 深度 cb,top 為 75 mm,主筋中心至兩側混凝 土深度 cb,side 為 90 mm,箍筋採用#4 鋼筋, 並於斷面內配置 4 支擴頭撓曲鋼筋,以滿 足梁斷面之彎矩需求,設計參數詳表一。

試驗時採力量控制進行,利用配置於 伸展鋼筋水平兩側的油壓千斤頂以同步等 壓推動雙腹板型鋼,對位於中央的伸展鋼 筋施加單向拉力。試驗加載增量以筋標稱 降伏拉力強度 Py 為基準,每階段增加 0.05Py,如圖三所示。鋼筋所受拉力是由位 於水平兩側千斤頂與雙腹板型鋼間的兩荷 重計疊加而得。在伸展鋼筋受力自由端端 部配置位移計量測鋼筋自由端相對於端部 混凝土的滑動位移量。當試體混凝土發生 劈裂破壞伸展鋼筋受力迅速下降、伸展鋼 筋與混凝土產生明顯滑移而造成強度明顯 衰減、或伸展鋼筋受力端接合元件發生非 預期斷裂等狀況時,實驗結束。

表一 試體設計參數一覽表





圖三 試驗加載歷時

四、結果與討論

公式(1)與(2)的直線拉力伸展長度公

式中,限制劈裂指數(cb+Ktr)/db 範圍介於 1.0至2.5,當劈裂指數在範圍內時,混凝 土破壞模式為劈裂破壞;當超過此範圍時, 破壞模式由劈裂模式轉為拉拔破壞。從破 壞模式觀察得知,本研究在試體設計劈裂 指數 3.87 與 4.92 條件下,並無發生拉拔 破壞,而試體破壞模式主要為延握裹主筋 方向之劈裂破壞,其破壞情形如圖四所示。



圖四 鋼筋握裹劈裂破壞示意

為比較握裹性能之效益比,將試體實際設計參數代入公式(2)計算鋼筋直線握 裹需求長度,如表二所示,其中, $L_{d,l}$ 為試 體鋼筋實際埋置之握裹長度, $L_{d,a}$ 為公式(2) 採實際混凝土強度所計算之鋼筋伸展需求 長度, R_p 為鋼筋握裹強度比 P_{test}/P_y 、 R_d 為 鋼筋握裹長度供需比 $L_{d,l}/L_{d,a}$, R_{eff} 則為鋼 筋握裹效益比 R_p/R_d 之比值,當比值大於 1.0 時,即代表鋼筋實際握裹長度能有效 發展至鋼筋預期強度。

表二 梁端偏心鋼筋拉拔試驗結果

NO	specimen	fca	f_s	R_r	P_y	Ptest	R_p	Ld,t	L _{d,a}	R_d	Reff
	1	(MPa)	(MPa)	(mm)	(kN)	(kN)	P_{test}/P_{v}	(mm)	(mm)	$L_{d,t}/L_{d,a}$	R_p/R_d
SP1	DC4A4S1V	48.7	420	0.14	342	452	1.34	600	397	1.45	0.92
SP2	DC4A4S3V	48.7	420	0.13	342	377	1.11	600	506	1.14	0.98
SP3	PC4A4S0V	48.7	420	0	342	56	0.16	600	641	0.90	0.18
SP4	PC4A4S1V	48.7	420	0	342	42	0.12	600	366	1.57	0.08
SP5	AC4A4S1H	49.7	420	0.10	342	448	1.33	600	462	1.30	1.02
SP6	AC4A4S3H	49.7	420	0.10	342	411	1.22	600	589	1.02	1.19
SP7	TC4A4S1H	49.7	420	0.18	342	451	1.33	600	472	1.27	1.05
SP8	TC4A4S3H	49.7	420	0.18	342	356	1.05	600	600	1.00	1.06
SP9	AC4A8S1V	51.6	420	0.09	342	497	1.47	600	454	1.32	1.11
SP10	AC4A8S3V	51.6	420	0.09	342	411	1.22	600	578	1.04	1.17
SP11	TC4A8S1V	51.6	420	0.20	342	517	1.53	600	463	1.30	1.18
SP12	TC4A8S3V	51.6	420	0.19	342	395	1.17	600	589	1.02	1.15
SP13	AC4A4S0V	50.9	420	0.09	342	328	0.97	600	800	0.75	1.29
SP14	AC4A4S1V	50.9	420	0.10	342	564	1.67	600	457	1.31	1.27
SP15	AC4A4S3V	50.9	420	0.09	342	415	1.23	600	582	1.03	1.19
SP16	TC4A4S0V	49.0	420	0.17	342	291	0.86	600	832	0.72	1.20
SP17	TC4A4S1V	49.0	420	0.18	342	498	1.47	600	475	1.26	1.17
SP18	TC4A4S3V	49.0	420	0.19	342	425	1.26	600	605	0.99	1.27
SP19	AC4P4S1V	49.2	420	0.08	342	444	1.31	600	465	1.29	1.02
SP20	AC4P4S3V	49.2	420	0.09	342	411	1.22	600	592	1.01	1.20
SP21	TC4P4S1V	49.2	420	0.19	342	417	1.24	600	474	1.27	0.98
SP22	TC4P4S3V	49.2	420	0.20	342	380	1.13	600	603	0.99	1.13
SP23	AC2A4S1V	40.5	420	0.09	342	465	1.38	600	512	1.17	1.17
SP24	AC2A4S3V	40.5	420	0.09	342	378	1.12	600	652	0.92	1.22
SP25	TC2A4S1V	40.5	420	0.19	342	469	1.39	600	522	1.15	1.21
SP26	TC2A4S3V	40.5	420	0.19	342	356	1.05	600	665	0.90	1.17
SP27	AC2P4S1V	41.2	420	0.09	342	464	1.37	600	508	1.18	1.16
SP28	AC2P4S3V	41.2	420	0.07	342	382	1.13	600	647	0.93	1.22
SP29	TC2P4S1V	41.2	420	0.18	342	433	1.28	600	518	1.16	1.11
SP30	TC2P4S3V	41.2	420	0.19	342	318	0.94	600	659	0.91	1.03

將表二之試驗結果彙整於圖五,該圖 之橫軸為鋼筋握裹長度供需比,縱軸為鋼 筋握裹強度比,若資料點落於45度對角線 上方,則代表該試體所配置之握裹長度符 合公式(2)之預期握裹效益,反之則未達預 期。觀察圖5得知,鑽石形主筋及光面鋼 筋者皆落於對角線下方,顯示其鋼筋握裹 性能不足,其餘者皆達到預期以上之效果。



圖五 鋼筋握裹強度與伸展長度比值關係

部分試體使用無節理之光面箍筋,其 鋼筋實際強度為 308 MPa,實際代入 ACI 委員會於 2008 年提及之橫向鋼筋圍束指 數公式 Ktr=Attfyt/10.34sn (mm)計算時,可 得到較接近公式(2)之預期握裹效益比,故 建議橫向鋼筋降伏強度低於 420 MPa 時, 應考慮圍束指數公式 Ktr之箍筋強度 fyt 以 實際使用強度計算,結果如圖六所示。



圖六 鋼筋握裹效益比與相對節面積比值 (考量光面箍筋實際材料強度)

過去研究((紀凱甯,2017;李伯達, 2019;林垣諺,2021)指出,鋼筋表面節面 積 Rr值越小,鋼筋受拉下越可能形成拉拔 破壞,如光面鋼筋,反之,鋼筋節面積 Rr 值越大,在適當的鋼筋受拉伸展長度下, 越能發揮應有之鋼筋握裹性能,形成混凝 土劈裂破壞或鋼筋斷裂。為探討不同鋼筋 節形對握裹應力之影響,將各試體之鋼筋 握裹效益比 Reff與相對節面積 Rr值作圖後, 如圖七所示。圖中得知,鑽石形竹節鋼筋 的相對節面積雖然大於平行四邊形竹節鋼 筋者,但握裹效益比並無明顯增大,代表 鑽石形竹節的相對節面積 Rr 值不符合其 能提供之貢獻,應予以折減。



圖七 鋼筋握裹效益比與相對節面積關係

從過去研究中發現,平行四邊形竹節 鋼筋與鑽石形竹鋼筋相比,其脊的部分較 鑽石形衝鋼筋者突出,較高的脊讓平行四邊 形竹節鋼筋之節理性質與面積更為飽滿, 而鑽 石形竹節鋼筋則節理形狀與混凝土交 錯複雜,且因較低的脊使其周圍竹節抵抗 握裹應力的支承面積與抗剪面積較小,其 握裹性能較難以掌握。本研究以量別節 之真實節理面積,並考慮其造成的鋼 筋與混凝土之握裹強度折減後,建議鑽石 形竹節鋼筋之相對節面積 Rr 值折減係數 以 0.75 計算,如圖八所示。



圖八 鋼筋握裹效益比與相對節面積關係 (鑽石形鋼筋 Rr 值折減)

五、結論

 本次試驗配置單一主筋試體的劈裂指 數(cb+Ktr)/db 大於公式(2)規定之上限
 2.5者,破壞模式仍維持劈裂破壞,且 鋼筋握裹強度隨劈裂指數增加而提升, 故建議規範可將指數限制抬升至4.92。

- 鑽石形竹節鋼筋及光面鋼筋在本研究 配置之劈裂指數下,其鋼筋握裹性能 未符合設計之預期效益,平行四邊形 竹節鋼筋及螺紋節鋼筋則達預期效益。
- 建議橫向鋼筋降伏強度 fyt 低於 420 MPa 時,應考慮圍束指數 Ktr 公式以 公式 Ktr=Attfyt/10.34sn (mm)計算。
- 4. 依照 CNS 560 建議之標準量測鑽石形 竹節鋼筋的節理性質與相對節面積 R, 值後,得知鑽石形鋼筋的 R,值高於平 行四邊形竹節鋼筋者,但其所發揮的 握裹性能並無較優,意即該 R,值不符 合預期(詳圖 7)之效果,故應予以適當 折減,本研究建議鑽石形竹節鋼筋之 相對節面積 R,值應以折減係數 0.75 進行評估。

參考文獻

- ACI Committee 318 (2014, 2019) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan.
- Kai-Ning Chi, Chien-Kuo Chiu, Ker-Chun Lin (2018), "Study on straight development length of tensile threaded bars in high-strength reinforced concrete members," Construction and Building Materials, Volume 183, 20 September 2018, Pages 661-674. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.201 <u>8.06.180</u>
- 中華民國國家標準(2018),「鋼筋混凝土 用鋼筋, Steel bars for concrete reinforcement」, CNS 560, 中華民國經 濟部標準檢驗局, April 12, 2018。
- 李柏達(2019),「竹節鋼筋於鋼筋混凝土 之直線握裹行為研究」,國立台灣科技 大學營建工程學系碩士學位論文,指導 教授:林克強。
- 林垣諺(2021),「高強度竹節鋼筋於混 凝土之直線劈裂握裹行為研究」,國立 中央大學土木工程學系碩士學位論文, 指導教授:王勇智。

RC 梁柱接頭之彎鉤與擴頭鋼筋耐震伸展長度建議

林克強1 紀凱甯2 莊勝智2

摘要

ACI 318 規範於 2019 年對彎鉤與擴頭鋼筋的錨定伸展做大幅度的修訂,然而本研究 綜合檢視與比較發現,該規範之彎鉤與擴頭鋼筋的伸展長度規定有不一致的趨勢。該規 範認為,在強度設計條件下,擴頭鋼筋有較佳的性能,其伸展長度較短,為彎鉤鋼筋者 的 0.73 倍;而在耐震設計條件下,卻提供相反性能的設計結果,擴頭鋼筋約與彎鉤鋼筋 伸展長度比約介於 0.94 至 1.29 之間。另外,對於彎鉤鋼筋,耐震設計與強度設計的伸展 長度比約介於 0.71 至 0.98 之間,但對於擴頭鋼筋,耐震設計與強度設計的伸展長度比為 1.25。檢視過去梁柱接頭耐震試驗研究成果證實,梁擴頭主筋採用 $f_y d_b/(62.5\sqrt{f_c})$ 伸展長 度的耐震梁柱接頭,可獲得 4%弧度的變形容量;且梁彎鉤主筋採用前述擴頭鋼筋伸展長 度的 1.25 倍時,其梁柱接頭亦可獲得相同 4%弧度的變形容量。因此,本研究建議,當 耐震梁柱接頭的轉角變形需求為 4%弧度時,擴頭與彎鉤鋼筋的耐震設計伸展長度應分別 建議為 $f_v d_b/(62.5\sqrt{f_c})$ 。

關鍵詞:伸展長度、耐震梁柱接頭、擴頭鋼筋、彎鉤鋼筋、強度設計、耐震設計

一、前言

國內鋼筋混凝土建築結構物的設計規 範主要沿襲美國混凝土協會(American concrete Institute, ACI)出版之 ACI 318 規 範而制定。ACI 318 規範於 2019年(ACI 2019)提出大幅度的修訂,在這些修訂中, 除了將耐震設計的鋼筋強度等級使用上限 由 420 MPa 提高至 550 MPa 外,彎鉤與 擴頭鋼筋的錨定伸展也做大幅度的修訂。 國內「混凝土工程規範與解說」(土木 401-110)於 2021年(中國土木水利學會 2021) 依據 ACI 318-19 作出相應的修訂,做為台 灣新版「混凝土結構設計規範」的基礎。

ACI 318-19 規範在第 25 章 "強度設計(strength design)"中,對彎鉤鋼筋(hooked rebar)與擴頭(Headed rebar)鋼筋的伸展長度做出較大幅度的模型修訂,將其伸展長度公式由 318-14 規範為鋼筋 直徑 d_b 的函數,修訂為鋼筋直徑 $d_b^{1.5}$ 的函數。然而,在第 18 章 "耐震設計(seismic design)"中,彎鉤鋼筋伸展長度公式維持

ACI 318-14 的規定, 隨鋼筋直徑 d_b 變化, 但擴頭鋼筋引用第 25 章伸展長度依鋼筋 直徑 $d_h^{1.5}$ 變化, 且以 1.25 f_v 取代 f_v 。

本文的目的主要探討 ACI 318-19 之 彎鉤與擴頭鋼筋伸展長度在強度設計與耐 震設計間的一致性議題,同時引用過去的 試驗結果,提出適用的擴頭與彎鉤鋼筋耐 震設計伸展長度公式建議。為避免單位換 算的差異,以下均使用英制單位進行比較 討論。

二、ACI 318-14 與-19 之彎鉤與擴頭 鋼筋伸展長度與比較

為方便討論,以下比較均假設公式中 的修正因子為1.0,且僅考慮常重混凝土。

2.1 ACI 318-19 鋼筋伸展長度

ACI 318-19 規範用於強度設計之彎鉤 鋼筋與擴頭鋼筋伸展長度 lahs,19 與 lats,19 公式分別如下:

¹國家地震工程研究中心研究員、國立台灣科技大學營建工程系合聘教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

$$l_{dhS,19} = \frac{1}{55} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} \tag{1}$$

$$l_{dtS,19} = \frac{f_y}{75\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \tag{2}$$

其中, f_c' 為混凝土抗壓強度, f_y 為鋼筋降伏 強度, d_b 為欲伸展之鋼筋直徑。用於耐震 設計之彎鉤鋼筋與擴頭鋼筋伸展長度 $l_{ahE,19}與l_{dtE,19}公式分別如下:$

$$l_{dhE,19} = \frac{1}{65} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$
(3)

$$l_{dtE,19} = \frac{1.25f_y}{75\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \tag{4}$$

特別注意, l_{dhS,19}、l_{dtS,19}與l_{dtE,19}為鋼筋直徑db^{1.5}的函數,僅l_{dhE,19}為db的函數,此為力學模型並不一致。此伸展長度公式列於圖1之內部區域,上、下區分彎鉤與擴頭鋼筋, 左、右區分為強度設計與耐震設計。

2.2 ACI 318-14 鋼筋伸展長度

ACI 318-14 規範用於強度設計之彎鉤 鋼筋與擴頭鋼筋伸展長度 *l*_{dhS,14} 與 *l*_{dtS,14} 公式分別如下:

$$l_{dhS,14} = \frac{1}{50} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \tag{5}$$

$$l_{dtS,14} = \frac{f_y}{62.5\sqrt{f_c'}} d_b \tag{6}$$

其中, f_c' 為混凝土抗壓強度, f_y 為鋼筋降伏 強度, d_b 為欲伸展之鋼筋直徑。用於耐震 設計之彎鉤鋼筋與擴頭鋼筋伸展長度 $l_{dhE.14}與l_{dtE.14}$ 公式分別如下:

$$l_{dhE,14} = \frac{1}{65} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \tag{7}$$

$$l_{dtE,14} = \frac{1}{62.5} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$$
(8)

特別注意, l_{dhS,14}、l_{dtS,14}、l_{dtE,14}與l_{dhE,14} 均為d_b的函數。此伸展長度公式列於圖 1 之外部區域。

2.3 ACI 318-19 鋼筋伸展長度比較

(A)相同設計條件下彎鉤與擴頭鋼筋伸展 長度比較

就ACI 318-19 規範而言,分別在相同 強度設計與耐震設計條件下,擴頭與彎鉤 鋼筋的伸展長度比lats,19/lahs,19與latE,19/ lahE,19分別為 0.733 與 1.048db^{0.5} (#6~#11 鋼筋之比值介於 0.938~1.288),如圖一所 示。此比較結果顯示,在強度設計的圍束 條件下,擴頭鋼筋可提供較彎鉤鋼筋佳的 錨定性能,然而在耐震設計的圍束條件下, 卻獲得幾乎相反的結論,此與下節的試驗 結果不符。

(B)彎鉤與擴頭鋼筋之強度與耐震設計伸展長度比較

在ACI 318-19 規範中, 擴頭與彎鉤鋼 筋分別在不同設計圍束條件下的伸展長度 比 lahE.19/lahS.19 與 latE.19/latS.19 分 別 為 0.846 d_b^{-0.5} (#6~#11 鋼筋之比值介於 0.977~0.712)與1.25,詳圖1。強度設計 與耐震設計的主要差異在於橫向鋼筋所提 供的 圍 束條件不同, 在梁柱接頭中, 強度 設計所考慮的圍束條件較不充分,而耐震 設計通常提供充分的圍束條件。由規範規 定伸展長度的比較結果顯示,與強度設計 者相較,經耐震設計之梁柱接頭所增加的 圍束效應,對彎鉤鋼筋的錨定伸展效益遠 高於擴頭鋼筋者。相反地,對擴頭鋼筋而 言,耐震設計所增加的圍東效應不僅無法 提供正面效益,反而為負面效益,其需求 伸展長度較強度設計者長。此彎鉤與攟頭 鋼筋之伸展長度對於耐震設計所提供圍束 條件顯然有顯著的不一致效應與趨勢。



Map of development lengths between headed and hooked bars for ACI 318-14 and -19

圖一 ACI 318-14 與-19 在強度設計與耐震設計時彎鉤與擴頭鋼筋伸展長度與比較

三、過去相關試驗研究成果

國震中心近年來致力於擴頭鋼筋應用 的相關研究,其擴頭鋼筋的耐震伸展長度 l_{ahE}^{*} 是依 ACI 318-14 的伸展長度公式為基 礎, l_{dtE}^{*} 如(9)式所示:

$$l_{dtE}^{*} = 0.8 \frac{f_{y}}{50\sqrt{f_{c}'}} d_{b} = \frac{1.0f_{y}}{62.5\sqrt{f_{c}'}} d_{b} \quad (9)$$

$$l_{dhE}^* = \frac{1.25f_y}{65\sqrt{f_c'}} d_b = \frac{1.0f_y}{52\sqrt{f_c'}} d_b \tag{10}$$

(A)林克強等(2020)「採用 SD550W 鋼筋之 RC 構件試驗研究」

該研究針對 SD550W 擴頭鋼筋應用於 梁柱接頭之耐震性能研究,該研究共進行 3 組試體,分別為試體 JE1、JE2 與 JE3, 以 SD 420W (f_y =60ksi) 彎鉤鋼筋為比較 基礎,試體混凝土強度採用 42MPa (6000psi)。試體 JE1 之上、下層分別採用 SD420W 之#10 彎鉤與擴頭鋼筋,試體 JE2 之上、下層分別採用 SD550W 之#8 彎鉤鋼

筋與擴頭鋼筋,試體JE3之上、下層均採 用 SD550W 之 #8 擴頭鋼筋。擴頭鋼筋之 伸展長度是依據公式(9)計算,分別為 SD420W 鋼筋的 12.4d_b與 SD550W 鋼筋的 16.3dh。彎鉤鋼筋之伸展長度是依公式(10) 為基礎,分別為 SD420W 鋼筋的 15.0db與 SD550W 鋼筋的 19.7d_b, 然而, 試體中彎 鉤鋼筋實際配置的埋置長度為擴頭鋼筋者 的 1.25 倍。試驗之受力變形結果詳圖二所 示。比較擴頭與彎鉤鋼筋在 4%弧度與極 限轉角變形下的耐震行為顯示,在 4%弧 度轉角變形下,配置長度較短之下層正彎 矩擴頭鋼筋的耐震性能與配置長度較長之 上層負彎矩彎鉤鋼筋者相當;在 6%弧度 轉角變形下,使用擴頭鋼筋之強度衰減較 彎鉤鋼筋者小。此結果證實,在不大於6% 弧度的相同轉角變形需求下時, 擴頭鋼筋 的伸展長度僅需約彎鉤鋼筋者的 0.8 倍。

(B)林克強與李宏仁(2023)「鋼筋混凝土 梁柱接頭擴頭鋼筋伸展長度研究」

此研究主要驗證梁柱接頭之梁擴頭主

筋採用公式(9) 伸展長度的適用性,本研 究共進行13 組外柱梁柱接頭試驗,所有試 體均採用#11 擴頭鋼筋,其伸展長度依公 式(9)計算。所有試體均能提供至少4%弧 度的轉角變形。本研究僅選取接頭剪力需 求/容量比均約為1.0 之試體N5、M5 與 H5,其梁主筋分別採用SD420W、SD550W 與SD690強度之鋼筋,且混凝土強度分別 為28、42與70MPa。試驗結果顯示,在 4%弧度之轉角變形下,此三組試體之梁端 彎矩強度均未發現明顯衰減,詳圖三所示, 此結果證實,在耐震接頭中,公式(9)之擴 頭鋼筋伸展長度適用於梁擴頭鋼筋的錨定 伸展,且可提供4%弧度之轉角變形。

四、結論與建議

- 相關試驗結果顯示,擴頭與彎鉤鋼筋分 別以公式(9)與公式(10)計算求得之伸 展長度,可提供梁柱接頭4%弧度的轉 角變形容量。
- 2. 梁主筋在梁柱接頭採用擴頭鋼筋錨定

時,在相同圍束條件與變形需求下,採 用擴頭鋼筋設計之伸展長度應可較彎 鉤鋼筋者短,約為0.8倍。

 本研究建議,當梁柱接頭之轉角需求為 4%弧度時,擴頭與彎鉤鋼筋的耐震伸 展長度應至少分別依公式(9)與公式(10) 求得。

参考文獻

- 1. ACI Committee 318 (2014, 2019), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills.
- 中國土木水利學會(2021),「混凝土工程設 計規範與解說」(土木 401-110),科技圖書 公司,台北市,中華民國 110 年 4 月。
- 林克強、紀凱甯、莊勝智、陳勇亲、劉志國 (2020),「採用 SD 550W 鋼筋之 RC 構 件試驗研究,國家地震工程研究中心 NCREE 技術報告(NCREE-20-007)。
- 林克強與李宏仁(2023),「鋼筋混凝土梁柱 接頭擴頭鋼筋伸展長度研究」,國家地震工 程研究中心研究報告。







圖三 梁主筋採用不同強度擴頭鋼筋且配置公式(9)伸展長度之梁柱接頭的耐震行為(林 克強與李宏仁 2023)

一維軸向波分離方法

張為光1 楊炫智1 張哲瑜2

摘要

應變波分離可以藉由本研究提出之三點位移量測與一簡單關係式達成。三點位移量 測在桿件一端,利用三點位移變化可計算得到能量衰減係數,而後代入本文提供之簡單 關係式,即可在時間域下分離應變波。此方法可以應用在動態打樁上下行波之分離,可 以考慮樁頭段能量衰減的影響,方便與準確判讀波在樁體中傳遞及與樁周之間相互關係。 同時也可應用在分裂霍普金森桿試驗中,使加載延時可以更長,也能更精準計算應變值。

關鍵詞:Wave Equation、Longitudinal Wave、Wave Separation、PDA、Split-Hopkinson Bar

一、前言

本研究目的為分離軸向桿件中傳遞之 應變波,使其分離成為上行與下行之應變 波歷時,其有利於判讀應變波傳之情況與 後續應用。

基樁動態試驗之應用上,分離應變波 可有利於訊號分析與比對,進而使推演與 判斷樁土互制情況與基樁性能評估更準確。 在分裂霍普金森桿試驗(Split-Hopkinson Bar),分離應變波可突破輸入應變延時之 限制,因此有大量研究針對此一議題提出 分離方法。

因本研究主要應用目標在基樁動態試驗,因此考量基樁試驗量測儀器之設置與方便性,僅需於桿件一側(樁頭)量測位移信號,便可藉以推算阻尼係數(damping coefficient)與應變波傳遞方向及含量。

二、應力波分離相關研究

波可在介質中傳遞能量,同時具有兩 波相遇後互不影響之特性,因此波經常被 設計來傳遞訊息。第一位研究弦樂器傳遞 美妙訊息之研究者為 d'Alembert(1746), 並 同 時 發 現 One dimensional wave equation, 並針對此一方程式提出 d'Alembert Solution。後續相關波傳研究推 廣至多維與提出相關解。

在應用方面,波傳相關應用非常廣泛, 例如動態試樁、非破壞性檢測、地球物理 探測,甚至海底地形、底質探測、遠距遙 測與地震工程研究都是在波的基礎上來進 行研究與應用。

在現實的應用中,波雖在交會後不相 互影響,但在觀測環境中也同時存在各式 各樣的干擾波,所以很多研究提出的解決 方法不外乎提高信噪比或者使信號具有獨 特性[1],作為識別方法。上述兩種方法, 在觀測域較信號長度比大的情況下,如 底」」,問題就很嚴重;為降低信號重 一過、就顧問題就很嚴重;為降低信號重 一過大而使傳遞介質發生破壞;為使局部 應變變化變小而降低振福,又會使得能量 不足無法有效傳遞訊息。

目前的研究中,鮮少有討論如何將波 分離。雖 d'Alembert 有提出分離變數法求 解,卻不能反向將其分離。目前搜集到最 類似的相關研究分別為 PDA(Pile Dynamic

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
Analyzer)在動態打樁[1][2][3][4][5]與分裂 霍普金森桿試驗(Split-Hopkinson Bar)的研 究及應用[6][7][8]。

PDA(Pile Dynamic Analyzer)動態打樁 計算邏輯為,先判斷上行波與下行波,由 上行波調整基樁與土壤參數,使上行波信 號與計算結果吻合,從而決定土壤與基樁 參數。在判斷上下行波時,引入阻抗 (Impedance)作為分離上下行波之參數[2]。 PDA 分離上下行波之公式與本研究得出之 公式類似,但其並未考慮波傳遞時能量消 散的情況,會與實際情況有些出入,但是 可以計算繪製上下行波的輪廓與範圍,尤 其在能量衰減小的情況。本研究所提出的 方法可考慮能量衰減之影響,因此適用性 更廣與更精確。

分裂霍普金森桿試驗的研究中,有一 部分也是在討論如何將上下傳遞之波分離。 其方法多利用波傳之特性與多量測位置計 算推演上下行波;另一部分會在頻率域中 做計算,利用一系列計算程序來實現上下 行波之分離。因霍普金森試驗之波傳介質 距離短、質量好且試驗時間短,所以討論 中皆無引入消能之影響。除此之外,相關 波分離方法無非需要多觀測點與推演;或 需要繁複且大量的計算,有時又會在頻率 域、多模態與時間域做轉換。本研究提出 的方法較為簡單,直接在時間域下,一條 公式計算即可。

三、應力波分離方法

應變波於軸向桿件中傳遞之示意圖如 圖 3.1 所示。假設應力波於桿件中傳遞之 位移符合波傳方程式,則位移通解如 Eq3.1 所示。

 $u(x,t) = \sum_{n} \left(e^{-\delta x} A_n e^{ik_n(x-ct)} + e^{\delta x} B_n e^{-ik_n(x+ct)} \right)$ Eq. 3.1

式中x與t分別為空間軸向與時間座標, δ 為衰減係數,k與c分別為波數與波速。

量測觀察應力波在桿件中傳遞時,並 無法直接得到位移通解中的衰減係數δ, 使計算分離應變波受阻。因此分離應變波 過程分成兩步驟,先計算得到衰減係數, 而後計算分離上傳與下傳應變波。其相關 推導與計算過程如下

3.1 計算衰減係數

研究中會取桿件任意位置與前後相鄰 各一點,共三點位置量測位移。示意如圖 一,圖中紅色點為觀測點,各點位移可以 表示為

$$u^{i,j} = u_u^{i,j} + u_d^{i,j}$$
 Eq. 3.2
式中 $u^{i,j} = u(x,t), i$ 是空間代數, j 是時
間代數,則位移函數可拆解為上行 $(u_u^{i,j})$
與下行 $(u_d^{i,j})$ 位移,如
 $u_u^{i,j} = \sum_n e^{\delta x} B_n e^{-ik_n(x+ct)}$ Eq. 3.3
 $u_d^{i,j} = \sum_n e^{-\delta x} A_n e^{ik_n(x-ct)}$ Eq. 3.4
其中 $u_d^{i+1,j}$ 與 $u_d^{i,j-1}$ 關係可寫成
 $u_d^{i+1,j} = du_d^{i,j-1}$ Eq. 3.5
式中
 $d = \sum_n e^{-\delta \Delta x} e^{ik_n(\Delta x - c\Delta t)}$ Eq. 3.6

圖一 波傳與量測點式意圖

經整理後,三個觀測點之時間與空間關係 可以圖二表示。



圖二 三個觀測點之時間與空間關係

由圖中觀察可得, $u^{i-1,j}+u^{i+1,j}$ 相等於 $du^{i,j-1}+\frac{1}{4}u^{i,j+1}$,可整理為

 $u^{i-1,j} + u^{i+1,j} = du^{i,j-1} + \frac{1}{d}u^{i,j+1}$ Eq. 3.7

解 Eq. 3.7, 可得

$$\frac{d}{\frac{-(u^{i-1,j}+u^{i+1,j})\pm\sqrt{(u^{i-1,j}+u^{i+1,j})^2-4u^{i,j-1}u^{i,j+1}}}{2u^{i,j-1}}}$$

Eq. 3.8

將d代回 Eq. 3.6,則可得衰減係數 δ 。

3.2 應變波分離

波傳方程式位移通解如 Eq3.1,其對時 間微分一次與兩次,分別為速度與加速度 方程式,可表示如下

$$v(x,t) = \sum_{n} -ik_{n}ce^{-\delta x}A_{n}e^{ik_{n}(x-ct)} - ik_{n}ce^{\delta x}B_{n}e^{-ik_{n}(x+ct)}$$
Eq. 3.9

 $a(x,t) = \sum_{n} -(k_{n}c)^{2} (e^{-\delta x} A_{n}e^{ik_{n}(x-ct)} + e^{\delta x} B_{n}e^{-ik_{n}(x+ct)})$ Eq. 3.10

波傳方程式位移通解 Eq. 3.1,對空間 微分一次為應變方程式,可表示如下

$$\begin{split} \varepsilon(x,t) &= \sum_{n} -\delta \left(e^{-\delta x} A_{n} e^{ik_{n}(x-ct)} - e^{\delta x} B_{n} e^{-ik_{n}(x+ct)} \right) + \\ ik_{n} \left(e^{-\delta x} A_{n} e^{ik_{n}(x-ct)} - e^{\delta x} B_{n} e^{-ik_{n}(x+ct)} \right) \\ & \text{Eq. 3.11} \\ & \text{將波傳方程式位移、速度與應變通解} \end{split}$$

整理可得

$$(\varepsilon(x,t) + u(x,t)\delta)c + v(x,t) =$$

$$\sum_{n} B_{n}e^{-ik_{n}(x+ct)}(-2ik_{n}+2\delta)e^{\delta x}c \quad \text{Eq.}$$
3.12

 Eq.
 3.12
 中

 $\sum_n B_n e^{-ik_n(x+ct)} (-2ik_n+2\delta) e^{\delta x} c$ 為
 Eq.

 3.11 中上行應變分項的兩倍乘以波速,重
 新整理可寫成

$$\varepsilon_u = ((\varepsilon(x,t) + \delta u(x,t))c + v(x,t))/2c$$

Eq. 3.13

而下行波傳應變分項則可寫成

經由上述一系列計算,則可藉由桿件 任意位置之連續三個量測點的位移資料, 計算獲得衰減係數與分離上下行波。

四、數值案例

在數值案例中,設計一桿件如圖三所 示。桿長 L=20 m,波速 c=2000 m/s,單位 長度質量 10 kg/m,阻尼係數 d=100 N/m/s。 桿件為一端固接(L = 0 m),一端為自由端 (L = 20 m)。施力位置在自由端,力函數 為 unit step function,延時 10ms, p = 1 N。



圖三 數值案例模形圖

此一數值案例位移解u(x,t)可以分離 為上傳 $u_u(x,t)$ 與下傳 $u_d(x,t)$,分別表示 為

$$\begin{split} u_u(x,t) &= \sum_{n=1'3'}^{\infty} H_n(-\sin(x\beta_n) + e^{-t\xi_n\omega_{dn}}(\sin(x\beta_n - t\omega_{dn}) + \cos(x\beta_n - t\omega_{dn})) + e^{-t\xi_n\omega_{dn}}(\sin(x\beta_n - t\omega_{dn}) + \cos(x\beta_n - t\omega_{dn})) \end{split}$$

$t\omega_{dn}(\xi_n)$ Eq. 4.1

 $\begin{aligned} u_d(x,t) &= \sum_{n=1'3'}^{\infty} H_n(-\sin(x\beta_n) + e^{-t\xi_n\omega_{dn}}(\sin(x\beta_n + t\omega_{dn}) - \cos(x\beta_n + t\omega_{dn})\xi_n)) & \text{Eq. 4.2} \end{aligned}$

$$u(x,t) = u_u(x,t) + u_d(x,t)$$
 Eq.
4.3

式中:

 H_n $= -\sin(\beta_n L)p/(\rho(1 + \xi_n^2)\omega_{dn}^2 L), n = 1,3,5, \dots, \beta_n = \frac{n\pi}{2L}, n = 1,3,5, \dots, \infty$ $\omega_n = \beta_n \ c, n = 1,3,5, \dots, \infty$ $\xi_n = \frac{d}{\rho\omega_n}, n = 1,3,5, \dots, \infty$

 $\omega_{dn} = \omega_n \ \sqrt{1 - \xi_n}, n = 1, 3, 5, \dots, \infty$

數值案例之位移u(x,t)、上傳 $u_u(x,t)$ 、 下傳 $u_d(x,t)$ 位移函數微分後為應變。圖四 為桿件 10m 位置之各應變函數歷時圖,分 別為應變($\varepsilon(x,t)$)橘線、下傳應變($\varepsilon_d(x,t)$) 與上傳應變($\varepsilon_u(x,t)$)。



圖四 桿件 10m 位置之各應變函數歷時圖

圖中應變(粉色線)在時間 5ms 抵達桿 件中點(L=10 m),矩形應變延時 20ms,其 與施力延時 10ms 不同,是因傳至底部後 之回波疊加所致。但可在時間 15ms 觀察 到有些微差異,其可視為兩個不同波接續。 隨時間增加,波在桿件中傳遞與能量消耗, 因此波幅隨時間遞減。若僅以此圖要推演 應變在桿件中傳遞的過程,需要豐富經驗 與不失真的應變紀錄方可完成。若能將下 傳與上傳應變分離開,則可清楚方便解釋 與推演應變傳遞行為與傳遞過程中遭遇的 情況,同時亦有一定程度之量測訊號容錯 與抗噪。

上述數值案例之下傳與上傳應變可藉 由理論解得,如圖中黑線與藍線。下傳的 黑線在 5ms 記錄到應變抵達,時間 15ms 應變結束,延時10ms。下一個應變在25ms 發生,一樣在 10ms 延時後結束,振幅形 狀相反。振幅形狀相反,為第一個(5ms)應 變下傳至固定端回傳至自由端後再次抵達 桿件中點。此一應變一共傳遞了2.5L距離, 所以應變發生時間為 25ms(2.5L/c=25ms)。 振幅形狀相反是因自由端須滿足應變為零 所以入射與反射應變相反。同時,在應變 傳遞中,下傳黑線的歷時中並無紀錄應變 遇到固定端回傳之應變,即在時間15ms無 應變反應。此一回傳之應變可以在藍色上 傳應變歷時圖觀察到,15ms 開始,歷時 10ms 結束。下一應變紀錄為第一個應變繼 續上傳遇到自由端波形相反,再繼續下傳 遇到固定端反射至觀測位置,移動距離為 2L,時間為 20ms,所以時間距離第一個應 變紀錄間隔 20ms,發生時間開始在 35ms, 同樣延時 10ms。

藉由上述之討論可知,單純以觀測應 變來推論波在桿件傳遞,需要有一定的經 驗與推論技巧,方能完整解釋波在桿件傳 遞過程與特性。藉由研究中分離應力波方 法,可計算得到下傳與上傳應變歷時圖, 則波傳遞過程與特性變化可以清楚推論與 知曉。

利用前一節推導的分離波公式,代入 波速 c,單點量測記錄之應變、位移與速 度,及計算得到之阻尼比,則可將應變分 離成獨立之上傳與下傳應變歷時。其分離 結果與理論解比較,比較結果如圖五所示。

由圖中結果比較可知,解算結果與理 論解幾乎相同。其代表,分離波公式可以 有效分離應變波,使其方便作為後續波的 應用與討論之用。



圖五 應變歷時之分離結果與理論解比較

五、結論與展望

藉由桿件單側三點位移量測,可計算 波傳能量衰減關係,同時也能利用本研究 提出之簡單關係式將上下應變波分離。實 現方便架設觀測紀錄點與精簡量測設備之 需求。

藉由簡單關係式可知,現行分離波方 法,若無量測位移,僅適用於能量衰減小 的受測系統。因此,簡單關係式可以考慮 波傳時能量衰減之影響,能更精確計算得 到應變隨時間變化。

参考文獻

- Lester R. LeBlanc, Larry Mayer, Manuel Rufino, Steven G. Schock and John King, (1992), "Marine sediment classification using the chirp sonar", The Journal of the Acoustical Society of America 91, 107.
- 2. "PDA-W Manual of Operation", (Feb. 2009), Pile Dynamics, Inc.
- Rausche, F., Likins, G., Liang, L., and Hussein, M., (2010), "Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching", The Art of Foundation Engineering Practice, pp. 534-553.
- 4. Deeks, A.J. and Randolph, M.F., "Analytical Modeling Of (1993),Impact For Pile Driving", Hammer Num. and Anal. Int. Journal of Methods Geomechanics, 17:279in 302.
- 5. Quoc Ahn Tran, Bastien Chevalier, Miguel Angel Benz-Navarrete, Pierre Breul and Roland Gourve's, (2019), "Numerical verification of the continuous

calculation method for tip stress during the driving process of the dynamic penetration test", Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 2019, 59 (6), pp.2348-2355.

- Zhao PJ and Lok TS, (2002), "A new method for separating longitudinal waves in a large diameter Hopkinson bar", J Sound Vib 257:119–130
- Casem, D., Fourney, W. and Chang, P., (2003), "Wave separation in viscoelastic pressure bars using single-point measurements of strain and velocity", Polym. Test. 22 (2), 155–164.
- Othman, R. (2018), "Wave Separation Techniques", In: Othman, R. (eds) The Kolsky-Hopkinson Bar Machine. Springer, Cham

聯合共振與動三軸對海床土壤動態性質之量測研究

倪勝火1 陳家漢2 紀佳好3 徐羽柔3

摘要

台灣政府近年來一直致力於推廣可再生能源。借助西海岸豐富的天然風能資源優勢, 海上風電的開發備受關注。由於台灣地處環太平洋地震帶,地震多發,風機的機械振動 和海浪的拍打能夠對地基土壤造成衝擊。因此,土層的動力特性對工程設計來說具有極 大的重要性。本研究利用從彰化附近海域鑽取的薄管之海床土壤。根據三組細粒含量 (15%、30%和50%)、三組孔隙比(0.7、0.8和0.9)和四種飽和度(15%、30%、60% 和100%)使用濕搗實技術重組試體。在位移控制條件下,在三個有效圍壓應力(20、80 和320 kPa)下進行 Stokoe 型固定自由型共振柱與動態三軸試驗。本研究取共振柱之低 振幅試驗與動三軸之高振幅試驗,進行資料整合成一含低高振幅之海床土動態性質之完 整曲線。並通過合理的討論分析,明確地闡明了孔隙比、細粒含量、飽和度和有效圍壓 對砂質海床土壤動力曲線特性的影響。

關鍵詞:共振柱試驗、動態三軸試驗、剪力模數、阻尼比、動態性質

一、前言

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

本成果試驗使用之共振柱儀與動態三

軸儀器為皆英國 GDS 公司製作,其中共振 柱儀為 Stokoe 固定-自由端型式儀器,儀器 主要利用 NdFeB 合金電磁鐵,以銅線圖精 密纏繞的電磁驅動系統,可對試體頂部進行 簡諧扭轉振動試驗,而剪應變量測有別於傳 統共振柱系統由加速度積分而得,本系統採 用近接感測器(proximeter transducer)利用渦 電流對反射板進行直接量測剪應變,降低積 分造成的誤差。透過電磁驅動進行水平扭轉 振動、自由振動衰減,獲得土壤試體之剪力 模數與阻尼比。

二、試驗材料和方法

2-1 試體準備

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

¹ 國立成功大學土木工程學系教授 暨 國家地震工程研究中心兼任研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立成功大學土木工程學系研究生

通過將潮濕土壤分層壓實至所需乾單位重 量的選定百分比來進行。所有飽和試樣都要 求達到 B 值 ≥0.95。表一總結了不同細料 粒含量試體性質,粒徑曲線也如圖一所示。

2-2 試驗方法

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

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

	Specific	Liquid	Plastic	USCS
Specimens	Gravity	Limit	Limit	Class
	(Gs)	(%)	(%)	
FC < 5%	2.650	N.L.	N.P.	SP
FC=15%	2.705	N.L.	N.P.	SM
FC=30%	2.713	N.L.	N.P.	SM
FC=50%	2.721	N.L.	N.P.	ML

表一 細料粒含量試體性質



圖一 試體粒徑分布曲線

三、結果與討論

本文使用動力三軸儀為中至大應變之 室內試驗,剪應變範圍約 10-2%至 3%,而 共振柱儀為小應變試驗,剪應變範圍約 10-4%至 10-2%,將兩種試驗相互配合應用就 可獲得完整的動態特性曲線。本文祝主要將 動力三軸與共振柱兩種所有試驗結果顯現, 未來嘗試建立彰化近海土壤動態特性曲線。

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

圖二為動力三軸與共振柱試驗數據擬 合之正規化剪力模數衰減曲線。其中,圖二 (a) 為有效圍壓與正規化剪力模數衰減曲線 之關係,於小應變下有效圍壓影響較顯著, 排列趨勢為 320 kPa > 80 kPa > 20 kPa。圖 二(b)為飽和度與正規化剪力模數衰減曲 線之關係,當飽和度提升至 60%時,衰減曲 線出現明顯右移的現象,故飽和度對剪力模 數影響不可忽略。圖二(c)為孔隙比與正規 化剪力模數衰减曲線之關係,曲線隨孔隙比 增加而右移。圖二 (d) 為細粒料含量與正 規化剪力模數衰減曲線之關係,於大應變下 細粒料含量影響較顯著,曲線隨細粒料含量 增加而左移,圖中兩條實曲線為 Seed and Idriss (1970)彙整砂質土壤於正規化剪力模 數衰減曲線之範圍。

共振柱與動力三軸試驗分析皆得材料 阻尼比,阻尼比曲線採直接連接,動力三軸 數據於剪應變約 0.05%銜接共振柱數據,建 立完整阻尼比曲線,如圖三所示。

共振柱試驗是以自由振動衰減曲線法 求得小應變下之黏滯阻尼比,試驗方法為函 數產生器產生與試體共振頻率相同頻率之 電壓,驅動試體振盪數個週期後關閉振動能 量,並由加速度計量測能量衰減情形,系統 即會擷取自由振動衰減曲線求出對數遞減 率(logarithmic decrement)與計算試體阻尼 比。

圖三(a)為有效圍壓與阻尼比曲線之 關係,圍壓上升,阻尼比曲線隨之右移,與 前人研究結果相同。

圖三(b)飽和度與阻尼比曲線之關係, 小應變與中至大應變之趨勢不一致,小應變 下之阻尼比曲線隨飽和度上升而些微右移; 中至大應變下之阻尼比曲線則為左移。

圖三(c)孔隙比與阻尼比曲線之關係, 小應變與中至大應變之趨勢並不相同,孔隙 比上升,小應變下阻尼比隨之下降,中至大 應變下阻尼比則一同上升。

圖三(d)細粒料含量與阻尼比曲線之 關係,細粒料含量增加,阻尼比曲線左移, 於中至大應變下趨勢較明顯。

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



圖二 動力三軸與共振柱試驗數據擬合之正 規化剪力模數衰減曲線



圖三 動力三軸與共振柱試驗數據擬合之正 規化阻尼比曲線

四、結論

- 高細粒料含量之試體阻尼比趨勢為隨飽 和度上升、隨孔隙比增加而上升。
- 阻尼比曲線隨飽和度和孔隙比增加而出現趨勢,達到飽和度 60%與孔隙比 0.9時,曲線排列順序為細粒料含量 50%最大、細粒料含量 30%次之、細粒料含量 15%最小。
- 有效圍壓增加、飽和度提升、孔隙比上 升及細粒料含量下降,皆會使完整正規 化剪力模數衰減曲線右移。
- 有效圍壓增加、細粒料含量下降,完整阻 尼比曲線呈現右移現象;飽和度與孔隙 比影響趨勢則有待進一步驗證。

參考文獻

- ASTM D3999, "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus," *ASTM International Standard Methods*, Vol. 91, No. Reapproved, pp. 1–16, 2013.
- GDS, "The GDS 2Hz/5Hz/10Hz Dynamic Testing System Hardware Handbook," *GDS Instruments Ltd.*, pp. 1–30, 2006.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," *Report* No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970

管線系統數值模擬與元件測試

林凡茹1 陳維豪2 劉昀桐2 廖文義3 柴駿甫4

摘要

本研究以消防撒水系統為例,基於前人針對因甲仙地震而管線受損之嘉南地區某醫院消防灑水系統,利用數值分析軟體 SAP2000 建置之數值模型,並進行非線性動力分析。 此外,本研究進一步針對管線穿越隔間牆處之防火泥裝置,完成材料測試並提出簡化數 值模型,基於該材料可於穿孔處增加一些束制,可以避免掉管線與隔間牆之碰撞,故以 此為研究方向,希冀可將此列為小尺寸管線穿牆之補強方案選項之一。

關鍵詞:消防撒水系統、振動台試驗、耐震補強、數值分析、防火泥

一、前言

國震中心於 2019 年以 2010 年中等規 模醫院於甲仙地震時六樓消防管線系統受 **損洩水為例**,於台南實驗室完成該院消防 管線系統局部區域模擬受震之振動台實驗 [1],陳雋育[2]以數值模擬比對結果發現, 試體會因為管線在與隔間牆碰撞後造成螺 紋接頭處因抗剪抗彎能力較差而產生破壞, 也經過數值模型驗證,若將管線與隔間牆 之間距放大,則可以避免管線因碰撞而使 得螺紋接頭處之彎矩獲得下降。本研究擬 使用防火泥於穿管處,對管線產生束制, 避免管線與牆體進行碰撞而產生洩水之情 形發生,得到較佳之耐震性能。為了解防 火泥元件進行材料試驗,藉由實驗得知其 力學行為與相關之耐震強度,求得防火泥 元件軸向勁度等參數,以便輸入到數值模 型中進行模擬。

本文介紹防火泥軸向壓力試驗與反覆 載重試驗,並透過 SAP2000 建立防火泥之 模型,以模擬鋪設在管線上的情形,透過 分析其應力與應變的關係,進而以彈簧 Multilinear Plastic 的方式應用於案例醫院 消防管線數值模型當中,據以評估防火泥 應用於小尺寸管線穿牆固定之耐震效益。

此外,本文亦透過建立國震中心之13 樓之消防水撒水系統之數值模型與輸入真 實地震歷時,來擴大應用之消防管線系統 類型,進一步比較管線系統在現實中與數 值模型中之頻率反應;並依照建築物耐震 設計規範來放大至475年與2500年回歸 期強度下之地震,來預估消防管線系統在 受到強震下會有那些損傷,以評估其強度。

二、防火泥元件受壓測試

本研究採用普遍市售之兩款凝固型防 火泥進行試驗,第一款為鎮熱牌 CH-952 凝 固型防火泥。第二款為 3MCP25WB+水性 凝固型防火泥。試驗目的為量測防火泥在 垂直載重下,所造成之垂直位移與側向膨 脹位移量,從而分析其力與位移曲線、應 力應變曲線及波松比。試驗分為單向前 加處變載重測試,元件測試配置如圖 如所示,防火泥圓柱試體置於萬能試驗機並加 入些微預壓力,本試驗因需於試體四周架 設位移計,且須考慮到位移計之極限加 斷,以手動之方式進行實驗終止,避免位

¹國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台北科技大學土木工程系碩士生

³ 國立台北科技大學土木工程系系主任暨教授

⁴ 國家地震工程研究中心副主任暨組長

移計受到損傷。後續為得到防火泥之完整 受力資料,所以在到達位移計極限後,撤 掉試體四周之位移計,繼續施以 0.1mm/s 之位移直到試體高度降為 20mm 或萬能試 驗機之極限壓力 30 公噸。



圖一 防火泥擬靜態壓載實驗

反覆載重試驗配置如同單載試驗,並 依次輸入每一迴圈所需要之位移量,並設 定迴圈數為3次。反覆載重試驗為測試多 次反覆受力下之力學行為,並利用線性回 歸等方式,求取防火泥之彈性範圍內之勁 度與彈性模數,以及於非彈性範圍之遲滯 行為。經過試驗資料之觀察,發現於軸向 位移 3mm 後,歷時圖中已出現非線性之 變化,故線性階段之定義為 3mm,並當做 極限位移,後續 E 值之計算則取用 3mm 前 之區間進行計算得到。經過上述試體尺寸 之計算,方可得防火泥受壓力量與位移關 係(圖二)。比較單壓試驗與反覆載重實驗 可知反覆載重下防火泥強度低於單壓試驗, 且單壓實驗結果較為不穩定。因為吾人元 件測試後之數值須應用於面對地震歷時反 應下之輸入,且需從試驗之圓柱模型等效 至防火泥填塞穿牆管線縫隙之數值模型, 故後續數值分析模擬中會以反覆載重下得 到之彈性模數當作材料參數輸入其中。



圖二 防火泥擬靜態壓載實驗與彈簧模擬

由於兩種品牌之防火泥在勁度與強度 上存在相當大的差異,經過實際在國震中 心大樓中走訪各層樓防火泥之實際鋪設情 形,發現實際應用之防火泥案例偏向較為 堅硬的材質,故本研究先使用呈現固態之 防火泥試體實驗數據進行後續數值分析。

三、防火泥元件數值模擬

由於吾人所做之擬靜態壓載試驗為圓 柱試體,並不符合實際上防火泥填塞管線 於穿牆處的空隙配置,故須以先以 SAP2000 非線性彈簧元件模擬測試中的防 火泥圓柱試體,透過面積等值求得非線 彈簧元件之數值參數。該數值參數經驗證 後,方可將該材料參數應用於穿牆空隙配 置數值模型。透過穿牆空隙配置數值模型 的簡化,吾人最終以非線性彈簧來模擬穿 牆空隙防火泥行為,後續在管線數值分析 中,可在管線上下左右側各設置一彈簧來 進行束制,每個彈簧僅具有 U1 方向的非 線性行為。

受壓防火泥之遲滯迴圈行為近似於 SAP2000所定義之 Concrete 非線性材料型 態,該材料行為模擬混凝土在受壓後會有 殘餘變形,此種特性與防火泥受壓行為相 似,故選定該材料為後續模擬之基礎。在 元素選定方面,研究初期以 Solid 元素為材 質建立模型,但因其無法表現出非線性行 為,而板元素無法呈現防火泥於實際實驗 中所發生之情形,故不採用。最終本研究 為採用 SAP 非線性彈簧模型,如圖二與圖 三所示,依據各階段迴圈平均最大強度與 位移建立數值模型之背骨曲線,並利用防 火泥反覆載重實驗之 F-D 遲滯迴圈求出能 量參數 f,輸入數值模型。

基於上述求取而得的 Concrete 非線性 材料參數,本研究以 Shell 元素模擬填充穿 牆孔隙之防火泥數值模型(圖四),而得數 值分析之總反力與總變形之 F-D 關係(圖 五)。由於管線可能有主支管之區別,會有 不同管徑之尺寸存在,故本分析針對 1、 2、4、6 吋之穿牆管線情境,建置填充穿

牆孔與穿牆管線的防火泥數值模型(圖四), 而使防火泥模擬數據庫更加完整,後續研 究可依內插得到所需尺寸之防火泥參數。



圖三 以面積相等轉換求取 f 參數



圖四 防火泥數值模型 E22 應變



圖五 不同管徑對防火泥總反力 F-D 圖

三、國家地震中心管線數值分析

本研究選取位於國家地震研究中心 13 樓消防自動撒水系統為新的案例對象, 以數值模擬軟體(SAP2000)進行消防管線 數值模型之建置,探討不同邊界設定之影 響。如圖六與圖七所示,由於該管線系統 主管穿牆處並不多,當管線穿牆處設定鉸 支承或防火泥非線性彈簧,其模態頻率、 振形與模態質量占比差異不大。本研究另 以111年0103地震作為輸入歷時,分別以 耐震設計規範之 475 年與 2500 年回歸期 地震下之樓板反應加速度等效峰值放大 0103 地震之樓板歷時,以檢核本案例於設 計地震中是否受損,檢核項目包括吊桿構 件、吊桿錨定點、一吋管彎矩與防火泥。 在輸入放大至 0.72g 與 0.96g 的樓板歷時 後,在配置下僅有1處吊桿有損壞,且都 位在相同位置。其位於通往廁所處的一吋 迴水管上的吊桿,因為此段一吋管跨度相 當長,但吊桿數量卻較少,甚至有部分吊 桿鬆脫之情形。另外,從一吋管彎矩最大 值來看,在此區段會有較大之彎矩內力產 生。一吋管本就是管線系統中較為脆弱之 處,若束制不得當易造成弱點。



圖六 鉸支承設定之 Y 向模態振形 (10.97Hz,質量參與比例 0.31)



圖七 防火泥設定之Y 向模態振形(頻率

10.86Hz, 質量參與比例 0.31)

四、案例醫院管線數值分析

本研究透過SAP2000建置實際產生破 壞的案例醫院消防管線數值模型,並在設 計地震輸入歷時下之反應最大值做各性能 點檢核,包含吊桿構件(圖八、圖九)、吊桿 錨定點、天花板粉塵掉落塵、螺紋接頭漏 水(圖十、圖十一)、斜撐連接裝置、補強鋼 線、防火泥等構件容量檢核。

若比較 SXF(主管加設斜撑、小管穿牆 處設置軟管)與 SBH(主管加設斜撐、支管與 撒水頭加設鋼線)配置,SBF 可以解決一吋 管彎矩漏水,又可以使數值模形中不穩定 的元件達到穩態,但對吊桿可能會發生多 處挫曲反應,雖不會導致立即的支撐系統 崩落,但是後續會促使吊桿的耐震性能降 低,跟SBH 比較起來在吊桿損壞與降低螺 紋接頭彎矩各有優劣。若於一吋管線穿牆 處佈設防火泥,則可降低 SBH 與 SXF 的吊 桿損壞、一吋管螺紋接頭彎矩。圖八與圖 九為 SBH 與 SXF 在設計地震下吊桿損壞位 置,黑色圈標註處則為於穿牆處塗佈防火 泥後因而避免損壞的吊桿。由圖八與圖九 可知,一吋管透過防火泥固定於穿牆處, 可有效抑制 SXF 配置之支管末端處的吊桿 破壞。



圖八 全模型吊桿損壞位置-SBH



圖九 全模型吊桿損壞位置-SXF



圖十一一吋管螺紋接頭彎矩性能點_SXF

五、結論與展望

本研究進行之防火泥元件測試,為求 取防火泥基本參數如波松比、彈性模數 E 值,而數值模型中也僅考慮其軸向反應, 在剪力與材料黏滯性均予以忽略簡化,並 進一步將防火泥單軸試驗結果透過面積等 效方式,求取 SAP2000 程式之 Concrete Hysteresis Model 相關參數。由國震 13 樓 與案例醫院消防管線系統數值分析結果可 知,管線於穿牆處塗佈防火泥與否的動態 特性影響,取決於穿牆處數量與管徑尺寸。 而根據案例醫院案例數值分析結果,可知 小管穿牆處之防火泥塗佈,使管線系統更 加穩定,進而減少管線與隔間牆碰撞造成 峰值的出現,而得更好之耐震補強效果。

参考文獻

- + 整 甫、林凡茹、林震宇、曾 劭 鉤, 醫 院 消 防 撒水系統 耐震行為之研究, NCREE-2021-017,國震中心報告, 2021。
- 陳雋育,消防撒水系統之耐震性能驗證 及簡化評估,碩士論文,國立臺北科技 大學土木與防災研究所,2021。
- 3. NFPA13 Installation of Sprinkler Systems, > 2010 •

含慣質斜面滾動隔震支承研發

游忠翰1 賴以安2 汪向榮3 林旺春1

摘要

斜面滾動隔震支承最獨具之控制特色為固定的水平向傳遞加速度反應,然其水平向 隔震位移控制性能仍有改善餘地。本研究提出具慣質之斜面滾動隔震支承機構設計,希 冀藉由慣質設計能夠在部份保留水平向傳遞加速度之控制能力前提下,提升其水平向隔 震位移控制能力。依照慣質本身之機構設計進行區分,分為外加型定慣質設計、外加型 變慣質設計、外加型離合器定慣質設計。採用水平向單頻正弦波歷時擾動進行參數分析, 並透過數值分析測試其水平向最大傳遞加速度及隔震位移表現;考慮水平向遠域地震歷 時擾動,以及具長週期速度脈衝之水平向近斷層地震歷時擾動。初步驗證在相同擾動條 件之前提下,具慣質設計相較於傳統設計之斜面滾動隔震支承,有較佳的水平向隔震位 移控制性能,變慣質設計與離合器定慣質設計皆優於定慣質設計,然考量水平向最大傳 遞加速度表現,變慣質設計不及離合器定慣質設計之表現。

關鍵詞:斜面滾動隔震支承、慣質、參數設計、離合器。

一、前言

為解決中小地震中,高科技產業、通 訊網路產業、銀行、防救災單位等的大型 電腦主機、伺服器主機、資料儲存設備、 網路與通訊設備,發生在地震中無法正常 運作之問題,隔震設計不失為一種非常有 效的控制方法。目前台灣常用於保護精密 儀器的兩種隔震支承,分別為斜面滾動隔 震支承(sloped rolling-type bearing, SRB)以 及摩擦單擺隔震支承(friction pendulum bearing, FPB)。斜面滾動隔震支承之力學行 為於隔震設計上佔有獨特優勢,不論其受 到任何類型、大小、頻率之外力擾動,最 大傳遞加速度永為定值。為求斜面滾動隔 震支承利用既有優勢並發揮更大效益,其 機構設計仍有空間加以改良以精進其隔震 性能。

根據過往於斜面滾動隔震支承設計之 研究中可發現:(1)若可更有效降低其隔震 位移需求,將可大幅降低空間成本;(2)單 一斜面角度與阻尼力設計參數,可能無法

二、機構設計

慣質應用於隔震系統中,可調整系統 的慣性力。由於在動態平衡式中慣性力方 向與系統運動方向相反,因此適當之慣性 力,可有效抑制隔震系統位移反應。若更 進一步,將慣質運動方式由水平運動轉 進一步,將慣質運動方式由水平運動轉 進一步,將慣質運動方式由水平運動轉 進一方,將慣質運動方式由水平運動轉 進一方,將慣質運動方式由水平運動轉 進一方,將慣質運動方式由水平運動轉 進一方,將慣質運動方式由水平運動轉 進一方,將慣質運動方式由水平運動轉 進一方,將慣質運動方式由水平運動轉 為下意)增加慣質(飛輪)轉速,不僅在力學 行為上「有效提升慣質力,機構設計上亦 可大幅縮減慣質質量及活動空間。本研究 採「外加型慣質設計」,其優勢為不與斜面 滾動隔震支承內部零件相依,其慣質機構

有效應對各式不同地震外力擾動造成之隔 震位移反應;(3)若震後具有不可忽略的殘 餘變位,需花費人力資源重新將其復位等。 為求精進其效能,本研究將試驗並探討所 有可行之參數與機構設計方法,同時提出 了慣質機構(inerter)應用於斜面滾動隔震 支承之設計,並以數值分析進行驗證,望 改善斜面滾動隔震支承隔震位移控制能力。

¹國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣科技大學碩士

³ 國立台灣科技大學教授

之運動方程式可依照齒輪箱設計獨立推導。



圖一 變速齒輪箱示意圖

「含慣質斜面滾動隔震支承設計」為 考慮安裝方便性及空間限制,以不改變斜 面滾動隔震支承原機構設計為原則,將價 質機構加裝於斜面滾動隔震支承外部,其 部件包含齒條、齒輪箱及質量塊。齒條連 接斜面滾動隔震支承上版及齒輪箱,使其 與上版同步運動,並促使裝有慣質之飛輪 轉動,進而產生慣質力,施加於斜面滾動 隔震支承。進一步透過飛輪機構之設計, 可依照慣質力與飛輪角速度相依與否,區 分為定慣質設計及變慣質設計,示意分別 如圖二及圖三。其中定慣質與變慣質設計 上,最大的差異在於飛輪外緣質量塊與圓 心的連接機構。定慣質系統的連接機構為 剛性設計,因此當飛輪轉動時,半徑固定, 轉動慣量為定值;而變價值機構則以彈簧 取代剛性連接構件,因此當飛輪轉速越快 時,離心力增加,連帶使得彈簧伸長,半 徑增加,導致轉動慣量增加。



圖二 定慣質齒輪箱示意圖



圖三 變慣質齒輪箱示意圖 然根據相關研究發現,在隔震系統之 速度反應下降時, 若系統無法控制慣質轉 速同時下降,則會發生慣質對系統帶來額 外位移反應之負面影響,建議可於慣質機 構中加入離合器以改善此現象。離合器為 動力傳動裝置(圖四),機構內分內圓與外 圓,為動力傳動之輸入與輸出,且兩圓之 間具有卡榫機構,切換內圓與外圓之間的 帶動與空轉狀態。以斜面滾動隔震支承與 外加型慣質機構為例,內圓連接斜面滾動 隔震支承上板,外圓連接慣質機構,離合 器將斜面滾動隔震支承上板之相對速度輸 入至慣質。若上板輸入慣質之轉速小於慣 質本身具有之轉速(上版加速度與速度乘 積小於零,即在一個完整正弦波運動下的 第一及第三個四分之一循環),離合器內外 圓之間產生空轉,慣質不參與運動;若上 板輸入慣質之轉速大於慣質本身具有之轉 速(上版加速度與速度乘積大於零,即在一 個完整正弦波運動下的第二及第四個四分 之一循環),則離合器將剛接於慣質並帶動 慣質轉動,使慣質參與運動。



(c) 整體機構設計示意圖圖四 外加型離合器定慣質設計示意圖

三、數值分析結果

定義 β 為廣義等效慣性質量B與隔 震支承受保護標的質量m之比值(即 $\beta = B/m$)以進行參數分析,其中B為四 倍的慣性質量,其值與飛輪系統之質量及

轉動慣量有關。比較不同 β 值對於定慣質 設計之影響,將 β 值由 0.5 以 0.1 為增幅 上升至 1.4 之遲滯迴圈繪於圖五。由圖中 可以觀察出,隨 β 值愈大,遲滯迴圈順時 針旋轉程度愈明顯,隔震位移控制能力愈 佳。 β 值為 1.1 時,恰好超出最大傳遞加 速度之設計值(以不含慣質之傳統設計為 參考),於同時考慮慣質機構設計加工之可 行性下,建議有效且合理之 β 值應介於 0.8 至 1.1。



圖五 不同β值對於定慣質設計遲滯行為 之影響

以固定正弦波擾動最大加速度之前提 下,將擾動週期T由 0.1 秒以 0.1 為增幅 上升至10秒,針對不具慣質、定慣質與變 價質三種設計進行分析。將不同擾動週期 造成之最大隔震位移反應以及最大傳遞加 速度反應分別繪製於圖六與圖七。由圖六 中可明顯看出,最大隔震位移隨擾動週期 T之上升而增加,其中以變慣質設計之位 移控制能力較佳。而由圖七中可觀察出, 擾動週期尚未大於 0.4 秒時,隔震支承之 位移仍處中央曲面滾動範圍,即並未達到 最大傳遞加速度之斜面範圍。當擾動週期 超過 0.4 秒後,定慣質設計之最大傳遞加 速度反應為定值且皆小於不具慣質設計。 然而變慣質設計之最大傳遞加速度反應於 擾動週期超過 0.8 秒後就高於不具慣質設 計,且於擾動週期3秒後反應為定值,其 原因為擾動週期 0.8 秒至 3 秒間,變慣質 設計中彈簧長度與轉動慣量於增加階段, 而 3 秒以後彈簧長度達預設之極值(為避 免分析與實際設計上之不合理狀況),等同 較大之定慣質反應。



圖六 不同擾動週期下最大位移反應比較





針對外加型離合器定慣質設計進行數 值分析,並進一步透過與定慣質設計及與 不具慣質之一般設計進行比較,以觀察離 合器於遲滯行為上之特點。圖八為進行遇 期1秒、振幅 0.3g之單頻正弦波擾動結 果,由圖中可觀察出:(1)離合器設計之加 速度反應介於另外兩種設計之間,隨離合 器空轉與否而有不同的力學行為,可於一、 三象限部分保有固定傳遞加速度之優勢; (2)圖形並非對稱,負向位移反應較小;(3) 消能面積較具定慣質之斜面滾動隔震支承 大,然其位移反應卻較大。



圖八 單頻正弦波擾動遲滯迴圈比較圖

挑選 25 筆遠域地震紀錄與 41 筆近斷 層地震紀錄,針對一般設計、定慣質設計

以及含離合器定慣質設計進行動力歷時分析。其中由遠域地震(TCU074)與近斷層地 震(HWA063)之分析結果中(圖九)皆可觀察 出,含慣質設計之最大加速度,皆會大於 一般設計;然含離合器定慣質設計對於位 移之控制則優於定慣質設計。



為進一步觀察統計所有地震歷時之分 析結果,定義加速度性能指標 R_a 與位移性 能指標 R_a ,兩者之公式如下所示:

$$R_a = \left(\frac{SRB_{ai}}{SRB_a} - 1\right) \times 100\% \tag{1}$$

$$R_d = \left(1 - \frac{SRB_{di}}{SRB_d}\right) \times 100\%$$
 (2)

其中 SRB_{ai} 與 SRB_{di} 分別為含定慣質設計 (包含離合器設計)分析結果之最大加速度 與最大位移; SRB_a 與 SRB_d 分別為一般設 計分析結果之最大加速度與最大位移。 R_a 代表含慣質(包含離合器設計)分析結果中, 相較於一般設計所增加之最大加速度比例, 其值越大,代表加速度超越一般設計越多; 而 R_d 則代表含慣質(包含離合器設計)分析 結果中,相較於一般設計所折減之位移比 例,其值越大,代表對於位移之控制越佳。

將遠域地震分析結果之 $R_a 與 R_d$ 統計 於圖十,同時將近斷層地震分析結果之 R_a 與 R_d 統計於圖十一。比較加速度反應,25 筆遠域地震擾動中,定慣質設計及離合器 設計分別有 12 及 11 筆分析結果之 R_a 大 於 50%;41 筆近斷層地震擾動中,定慣質 設計及離合器設計有 15 筆分析結果之 R_a 大於 50%,且近斷層地震擾動造成之最大 傳遞加速度較大。比較定慣質設計及離合 器設計之隔震位移反應,25筆遠域地震擾 動中,有19筆分析結果顯示離合器設計之 隔震位移控制能力較佳,其最多可折減 41%不具慣質設計之隔震位移反應;41筆 近斷層地震擾動中,有36筆分析結果顯示 離合習可折減30%不具慣質設計之隔震位移 反應。多數加裝離合器之間質設計在隔震位移 反應多數加裝離合器之慣質設計在隔震位 移上表現較佳;於單頻正弦波擾動下之簡 度 位移穩態結果顯示,加裝離合器之慣質 設計釋了地震擾動下暫態反應控制較佳之 現象。



參考文獻

- Smith, M. C., "Synthesis of Mechanical Networks: The Inerter", *IEEE Transactions on Automatic Control*, 2002, 47(10), pp. 1648-1662.
- 2. Makris, N., & Kampas, G., "Seismic protection of structures with supplemental rotational inertia", *Journal of Engineering Mechanics*, 2016, 142(11), 04016089.
- Wang SJ, Yu CH, Lin WC, Hwang JS, Chang KC., "A generalized analytical model for sloped rolling-type seismic isolators", *Engineering Structures*, 2017, 138, pp. 434-446.

圖神經網路於線性靜力分析之應用

周遠同1、黎光曜2、郭柏志1、張慰慈3、黄尹男4、陳俊杉5

摘要

結構設計是朝向最佳化的迭代過程,目前多依賴結構工程師過往的經驗結合結構分 析的結果完成。結構最佳化設計需反覆進行結構分析,如何加速結構分析則是重要的突 破關鍵。本研究使用深度學習模型作為線性靜力分析之代理模型,提供快速即時且精準 之結構反應預測。因著結構物之空間幾何關係與圖資料結構之間之相似性,本研究將結 構物表達成圖,並以圖神經網路模型去學習結構物所受之外力與結構物反應之間的關係。 在透過由結構軟體所生成包含隨機樓層數、跨數、樑柱長度,以及隨機大小的側向外施 載重之結構分析資料集訓練後,圖神經網路模型不僅顯示了其在預測位移以及力具有良 好之表現,模型也具有很好之泛化能力,能夠預測在訓練時從未接觸過的、更高的結構 物。在特徵重要性分析中也顯示模型所學習到之特徵具有一定之物理意義。

關鍵詞:圖神經網路、線性靜力分析

一、前言

結構分析在結構工程中扮演著舉足輕 重的角色,然而結構分析中如側推分析及 非線性歷時分析所花費之時間將在結構設 計的迭代過程中造成一定的時間成本,進 而使結構之設計往往無法被最佳化,如何 有效計最佳化之關鍵突破點。本研究使用 的深度學習(deeplearning)模型為機器學 習之子領域,其優異之擬合能力且平行化 之計算使得預測時間能夠比傳統有限元素 法快上許多,且仍能保有良好的準確度。

深度學習模型或稱神經網路,藉由多 層隱藏層(hidden layers)的疊合,可具有 擬合複雜非線性函數之能力[1]。透過反向 傳播演算法(back propagation algorithm) [2]計算預測值與真實值之間誤差之梯度 值(gradients)作為神經網路中參數之更新 量,使參數更新後可以進一步減少誤差之 值、提高準確率。其中圖神經網路(graph neural network, GNN)以圖資料結構(graph data structure) 為基礎之資料表示型態,由 節點(node)以及邊(edge)所構成,圖之 節點與影像中之像素雖然在資料表示時皆 有相鄰之節點或是像素之概念,但影像中 之像素以像素所在之座標作為判斷像素是 否相鄰之依據,而圖之節點則不被二維空 間座標所限制,節點以點與點之間是否有 邊作為是否相鄰之依據,使得圖之輸入並 不會像影像需要裁切成相同尺寸,而因此 輸入之圖可以包含任意的節點、邊數量, 擁有良好的表示能力及彈性。本研究提出 將不同幾何形狀之鋼結構物表示為圖,並 利用訊息傳遞層模擬外力傳遞方向及結合 結構物多樣的斷面資訊,進而預測結構物 之反應。

二、研究方法

圖 (graph) 為一種常見之資料結構型 態,由節點以及連結於節點之間的邊所組 成,而結構則由樑柱以及樑柱之間之接頭

¹國立臺灣大學土木工程學系碩士班學生

² 國立臺灣大學土木工程學系大學部學生

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國立臺灣大學土木工程學系副教授;國家地震工程研究中心兼任副研究員

⁵國立臺灣大學土木工程學系、材料科學與工程學系暨研究所特聘教授;國家地震工程研究中心兼任研究員

所組成。因著圖及結構在幾何空間組成之 相似性,本研究將結構物以圖來表示,其 中結構中之接頭對應了圖的節點,而樑柱 則對應圖之邊。在將結構描述成圖時,結 構之接頭與樑柱所包含之幾何以及物理意 義可被定義在圖之節點特徵與邊特徵上 (圖二)。節點特徵包含結構跨數、樓層數、 節點所在之網格座標、自由度、所受自重 以及所受之外施載重。而對應到結構樑柱 之邊,則包含了特徵例如此桿件為樑或是 柱、樑柱斷面資訊及樑柱之長度。本研究 預測的輸出為各接頭各面之位移、彎矩以 及剪力,而輸出特徵都被定義在圖之節點 上。為模擬結構模型中同層樓之節點耦合 之情形,本研究於每一層樓皆設立一虛擬 節點 (pseudo node) (圖三),以作為剛性 樓板之代表。虛擬節點以虛擬邊 (pseudo edge)與同層樓之其他結構節點,以及不 同樓層之虛擬節點相連。虛擬邊皆為單方 向之邊,從樓層中之虛擬節點指向同層樓 之其餘結構節點,以及下方樓層之虛擬節 點。

本研究使用之 GNN 模型主要由三個 部分所組成(圖一):(a)編碼器(encoder) 將圖中的每一個節點特徵所形成的 11 個 維度之特徵矩陣轉換成 1024 個維度的隱 藏嵌入向量(hidden embedding),能幫助 提升模型之表現;(b)訊息傳遞層(messagepassing layers)一層之訊息傳遞包含了「訊 息生成」和「節點狀態更新」兩階段,兩 個階段皆利用單層感知器作為產生訊息用 途之訊息函數以及更新節點用途之更新函 數;(c)解碼器(decoder)匯集經歷數層的 訊息傳遞後所有節點目前和起初的隱藏嵌 入向量並轉換成目標輸出,包括位移(X方 向和Z方向)、彎矩(Y方向和Z方向)、 剪力(Y方向和Z方向),對於每一個輸出 都有其對應的解碼器。

在 GNN 之訊息傳遞層中,節點將接 收相鄰節點以及邊之訊息,並用以更新自 身。透過一層訊息傳遞層,節點可以接收 到來自一個節點距離之節點之資訊。本研 究中外施載重作用在結構之頂層之虛擬節 點上。因此透過訊息傳遞層可以將頂樓所 受到之載重傳遞之下方樓層。由於虛擬節 點連結著同層樓之所有結構節點,作用如 自虛擬節點傳遞至下方,同樓層之結構節 點傳透到其重之特徵,因此同層 樓之節點會有相似之結構反應輸出,類似 於結構模型中耦合之效果。





圖三 設有虛擬節點的結構圖

本研究利用十層樓以內的結構作為 GNN 模型的訓練資料 (training data) 和外 插测試資料 (extrapolated testing data)。外 施載重是同時以兩個水平方向施加在結構 頂樓的節點上。訓練資料為 2,000 個二至 六層樓之結構圖,其中90%資料作為訓練 資料集(training dataset), 10% 資料作為驗 證資料集 (validation dataset), 用以避免模 型在訓練過程中出現過度擬合 (overfitting) 之情形。為了檢驗模型在訓 練後是否具有泛化能力,本研究設計生成 了外插测試資料集,包含 500 個七至九層 樓之結構圖,評估模型能否將從低樓層結 構所學習到的載重傳遞方式應用於模型未 曾接觸過的高樓層結構物。結構樑柱斷面 種類使用了共十四種尺寸不同的斷面種 類。本研究使用之結構分析軟體為國家地 震工程研究中心所開發之結構非線性分析 平台 (Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D systems, PISA3D) [3], 由 PISA3D 所產生之靜力分析反應將在本研 究中作為真值 (ground truth),為GNN 模 型學習之目標對象。

三、結果

透過模型訓練時之學習曲線(learning curve)及損失曲線 (loss curve),可以幫 助評估模型整體預測能力之發展以及過度 擬合之程度。以下也透過模型在各個資料 及以及各個目標輸出項目之準確度進行分 析。GNN 模型預測與 PISA3D 結構軟體分 析所需時間之比較中,在產生相同數量之 分析結果條件下,PISA3D 分析 2,000 棟結 構耗時約 1,444.5 秒,而 GNN 則僅需約 28.3 秒,效率為 PISA3D 的 50 倍。在準確 率方面的比較則如表一所示,訓練及驗證 資料的準確度均可達到 95%以上,外插資 料的準確度在位移可達到 93%,彎矩及剪 力則為 85%至 87%之間。

表一 本研究預測位移與內力之準確率

項目	訓練	驗證	外插
整體	97.4%	95.5%	87.2%
X向位移	98.2%	97.0%	93.2%
Z向位移	97.9%	96.8%	94.3%
Y向彎矩	96.5%	93.3%	85.5%
Z向彎矩	97.6%	96.0%	86.2%
Y向剪力	97.5%	95.8%	86.3%
Z向剪力	97.4%	95.0%	87.4%

即使模型有能力在給定一輸入之情況 下準確地預測各節點之反應,但模型究竟 是如何根據這些輸入來進行運算仍然是未 知的。因此本研究利用積分梯度(integrated gradients)之方法[4],藉由在輸入特徵之 微小改變量,分析各個特徵對於預測結果 之影響程度,即特徵之重要性。本研究使 用準確度最高之輸出項目—X 方向位移 作為特徵重要性分析之目標,其分析結果 為重要性最高之四個特徵分別是樓層數、 節點自由度、節點 y 座標以及 X 方向跨數 (圖四)。在資料集當中,由於同層樓之節 點位移反應相似、越高樓層之節點位移越 大,因此結構之樓層數以及目前節點所在 之樓層位置為預測位移之重要特徵。除此 之外,由於自由度被設定為固定之節點位 移為 0,此特徵也有被模型所學習到。而

模型也學習了X方向跨數與位移之間之關 係,當X方向跨數越大時,結構在X方向 等值水平向勁度增加,造成較小之位移。

五、結論

本研究透過線性靜力分析資料集,訓練圖神經網路模型,在結構物之驗證資料 集皆可達到約92%的準確度。除此之外, 此圖神經網路模型更可以針對在訓練過 程中未接觸過、更高的結構物進行預測, 並且也能夠達到約85%的準確度,顯示 出模型有能力學習結構在多樣的斷面組 合下之受力分佈。此外,透過特徵重要性 分析,可以看出模型有學習到結構分析之 重要特徵,其在預測位移時所使用其看重 之特徵皆具有一定的物理意義。在預測時 間方面,圖神經網路模型僅為結構軟體之 1/50。雖然由於結構分析軟體中有限元素 方法所提供關於分析結果之完整性以及 可信賴度,使得圖神經網路並無法取代分 析軟體在結構分析上之表現,但圖神經網 路可被視為一預測特定反應之快速替代 方法。其即時性的預測能力在實務上可幫 助工程師更好的節省時間。

本文為 2002 年發表於「結構工程」之 論文「圖神經網路於線性靜力分析之應 用」之部份內容,讀者若需要請自行參閱 該論文之內容[5]。



參考文獻

- 1. S. Chen and S.A. Billings. (1992) "Neural Networks for Nonlinear Dynamic System Modelling and Identification," *International Journal* of Control, 56(2): 319-346.
- D. Rumelhart, G. Hinton, and R. Williams. (1986). "Learning Representations by Back-propagating Errors," *Nature*, 323: 533-536.
- 3. B.Z. Lin, M.C. Chuang, and K.C. Tsai. (2009). "Object-oriented Development

and Application of A Nonlinear Structural Analysis Framework," *Advances in Engineering Software*, 40(1): 66-82.

- M. Sundararajan, A. Taly, and Q. Yan. (2017). Axiomatic Attribution for Deep Networks, Proceedings of the 34th International Conference on Machine Learning, 70, 3319-3328.
- 5.周遠同、黎光曜、郭柏志、張慰慈、黃 尹男、陳俊杉(2022)「圖神經網路於 線性靜力分析之應用」,結構工程,第 37卷第4期,第27至40頁。

應用深度學習及電腦視覺於橋梁表面劣化檢測之初步研究

張庭維1 張家銘2

摘要

由於老化問題和自然災害,具有結構缺陷的橋梁成為土木工程中的一項迫切任務。 為了了解橋梁的現況和功能,對橋梁進行現場目視檢查非常重要。然而,傳統的橋梁檢 查非常耗時,且有許多限制,如缺乏可用的專業檢查員和相應工具,甚至部分構件不具 可及性。因此,本研究初步提出了一種結合深度學習與電腦視覺相結合之橋梁視覺檢測 系統。在此框架中,主要可分為三個主要任務,如圖像定位、缺陷識別和損傷量化。圖 像定位通過特徵匹配和圖像變換從整體橋梁圖像中定位近景圖像,同時進行橋梁部件分 割以將橋梁從整體圖像中分離出來,且分離成上部結構和下部結構。缺陷識別則利用深 度學習,自動亮顯和分類表面損傷於照片紀錄中。為了量化這些表面缺陷,損傷量化藉 由本研究提出之量化方法,可提取出幾何相關資訊,並產生缺陷的幾何特性,例如混凝 上剝落面積、裂縫長度等。由實例驗證所示,本研究提出的系統可更有效進行橋梁目視 檢測,並能以準確的方式提供表面損傷位置和特性。

關鍵詞:橋梁檢測、電腦視覺、深度學習、劣化辨識、構件分割

一、前言

大量老化的橋梁需要進行詳細檢查, 以確保使用性和安全性。橋梁檢測通常是 高度仰賴人力且耗時的,因此研發橋梁檢 測的有效工具是具有其必要性。在過去檢 測的有效工具是具有其必要性。在過去檢 測方法[1],所有這些方法都以視覺相關 算法為中心,以增強工程師對橋梁的檢查 算法為展包括收集、處理和評估記錄的關 設備或高效能相機收集的圖像;也可以應 用無人機圖像[2]、光達圖像或消費級相 機類為非接觸式方法,允許工程師通過分 析現場獲得的圖像和視頻,調查和記錄橋 梁狀況。

此外,傳統的基於電腦視覺的方法、 基於人工智慧的方法是近年來的另一個研 究分支。2019 年,Dung 等人 [3] 利用 FCN 架構構建裂縫檢測網絡,Dung 使用 在各個校園建築中收集的混凝土圖像來訓 練,建立可預測混凝土表面裂縫的分割模型。2021 年 Liu 等人[4] 應用遷移學習技術,調整 U-Net 網絡並檢測裂縫定位。除了裂縫檢測,2017 年 Hoskere [5] 使用多尺度深度卷積神經網路,識別橋梁的各種損傷類型(例如,剝落、腐蝕、疲勞裂紋等),其中該研究從 VGG19 和 ResNet 修改的模型,建構結構損傷神經網絡。 Hoskere [5] 提出了一種基於 CNN 的模型, 用於基於視覺的自動化結構檢測,並且能夠檢測多種類型的損壞。

本研究主要研發和驗證基於視覺的相 關技術和深度學習模型,以應用構件分割 和缺陷識別,並使用消費級相機產生之圖 像,建立橋梁檢測策略。為了建構該橋梁 檢測策略,檢測過程主要分為三個主要模 組:圖像定位、橋梁缺陷識別和損傷量化。 對於圖像定位模塊,採用模型合成來改善 橋梁構件的分割結果,特別是對於粗邊界 的分割,該合成來自於四種類型的語義分 割模型與軟投票(soft voting)方法相結合。 對於缺陷識別模組,兩種類型的實例分割

¹ 國立台灣大學土木工程學系研究生

² 國立台灣大學土木工程學系副教授

模型(即 Mask R-CNN 和 SOLOv2)當作缺 陷分割模型。為了確保能夠準確識別所有 目標損傷類型,採用了圖像切割和資料增 強手段。對於損傷量化模組,使用了兩種 基於輕量級視覺的量化方法(即圖像校正 和立體相機模型)。為了驗證所提出的橋梁 檢測方法,收集了三座橋梁(即一座高架 橋和兩座人行天橋)的圖像,並將其作為 現場測試的對象。通過組合所有模組的結 果,可獲得完整之橋梁整體缺陷資訊與紀 錄。

二、應用電腦視覺與深度學習之橋 梁目視檢測架構

橋梁檢測架構由圖像定位、橋梁缺陷 識別和損傷量化三大部分組成。如圖一所 示,逐步檢查架構可幫助巡檢人員,利用 消費級相機收集圖像,並評估橋梁的當前 狀況。



圖一 橋梁目視檢測之架構

在圖像定位模組中,採用 GPS 校正、 圖像匹配和橋梁組件分割來收集與記錄圖 像的位置屬性。首先,修正相機記錄的 GPS 位置,以提供橋梁上的實際照片位置。 基於特徵提取技術的圖像匹配,將包含橋 梁部件細節缺陷的特寫圖像,覆貼於橋梁 外觀的遠景圖像。至於構件分割,主要基 於 Swin Transformer [6] 骨幹的 UPerNet 的分割方法,區分橋梁的上部結構和下部 結構。

於本研究中,利用實例分割模型,如 Mask R-CNN [7] 和 SOLOv2 [8],作為目視 檢測架構中的缺陷識別模型。三種損傷類 型,即裂縫、鋼筋外露、混凝土剝落,為 本研究中要識別的目標。訓練模型時,採 用數個實際橋梁目視檢查案例的圖像成果, 透過人工標記的方式,作為模型訓練與驗 證用的資料。為了提高裂縫等小目標的辨 識能力,本研究應用圖像識別模型的分塊 效應,並利用基於圖像分塊之資料增強, 提高裂縫識別能力。

損傷量化是橋梁檢測不可或缺的一環。 為了更好地得知損傷之程度,採用了兩種 使用電腦視覺方法的輕量級損壞鑑定方法, 如仿射校正和立體相機模型。仿射校正方 法中,將橋梁構件的期望平面變換為正交 圖像,校正圖像中物體的透視畸變;使用 已知的參考比例,可以從圖像中的佔據像 素中,估計檢測缺陷的幾何資訊與特性。 立體相機模型是本研究中使用的另一種輕 量級損傷量化方法,以解決仿射校正方法 對橋梁構件多平面的局限性。由相鄰兩幅 圖像重疊區域的匹配特徵點,計算投影矩 陣,可得立體相機模型;之後進行三角測 量,構建物理世界的相對坐標系。根據計 算出的資訊,巡檢人員可評估損壞的尺寸, 如面積或長度。

三、實際場域驗證

為了驗證所提出的橋梁檢查策略,選 擇一座人行天橋,作為檢查目標來實施檢 查過程。該人行天橋位於一所高中旁邊, 作為連接校舍和操場的設施。地理位置如 圖二所示,該橋屬梁式橋,全長19.1 米, 最大淨寬2.3 米,且人行天橋採用鋼筋混 凝土建造。





為了收集橋梁的圖像資料,使用了兩 種類型的視角,如遠景圖像和特寫圖像。 較短的焦距用於拍攝包含橋梁位置資訊的 遠景圖像,而較長的焦距用於拍攝記錄缺 陷細節的特寫圖像。在拍攝過程中,需要 固定圖像的焦距,並確定與紀錄相機之相 關參數,以利於後續的標定,且市售的消 費級相機能夠滿足設備要求。在本研究中, 選擇具有兩個變焦鏡頭的 Nikon 數位相機, 焦距範圍為 18 至 200 毫米,以收集現 場資料。對於現場案例研究,完整採集了 所選橋梁的圖像,包括梁、柱、橋面板、 橋下等。

應用圖像定位方法校正 GPS 屬性,提 取圖像中的橋梁構件,並對收集資料中的 遠景圖像,定位橋梁的上部結構和下部結 構。通過 GPS 校正方法,可以校正拍攝圖 像的 GPS 資訊。圖三顯示了 GPS 校正的 結果,並呈現了從橋梁的四個側面拍攝位 置,精確拍攝圖像的外觀。所提出方法的 結果,非常依賴於拍攝照片的記錄 GPS 屬性的品質,通過所提出的 GPS 校正方 法,可以將從橋梁的四個側面拍攝圖像的 位置屬性,投影到確切的橋梁位置。



圖三 GPS 校正之展示

橋梁構件分割和特寫圖像匹配對於闡 明圖像中的橋梁成分至關重要,如圖四所 示。該圖展現所選橋梁的構件分割和圖像 匹配結果,不同部位的缺陷對橋梁狀況具 有不同之影響。根據所選橋梁的構件分割 結果,模型可以正確區分圖像中的構件; 然而,背景中的雜訊會導致預測出現邊界 中斷,而樹木等類似柱狀的物體,也會混 淆模型,從而導致預測錯誤。

圖像定位模組提供兩類圖像之間的關 係,並對遠景圖像進行成分分割。為了檢 測橋梁缺陷,特寫圖像則透過缺陷識別組, 辨識三種劣化。本研究利用 Nikon 數位單 眼相機採集圖像,圖像分辨率為 4000× 6000 像素。為了適應採集圖像的分辨率, 多尺度裁剪尺寸設置為 512×512、1024× 1024、2048×2048 和 4000×6000 像素。三 個選定橋梁的圖像結果如圖五所示,通過 融合多尺度作物尺寸的預測結果,經過訓 練的缺陷識別模組,精確預測微小裂縫和 大面積剝落。



圖四 構件分割成果展示



圖五 缺陷辨識成果

最後,將檢測到的缺陷,透過損傷量 化模組,對缺陷程度進行評估。橋梁以對 稱和重複的建築形式建造,因此很容易應 用所提出的圖像校正方法,校正圖像以獲 得幾何訊息。於該案例中,由於對稱的建 築形式,應用仿射校正方法來檢索缺陷的 程度;使用已知的參考比例,即柱的寬度 和帽梁的高度,計算缺陷的尺寸。在圖六 中,圖像包含上層建築立面上的兩個剝落。 缺陷佔據 0.0144 m²,這是根據像素大小 計算的, 等於 0.00321 像素/m。

四、結論與展望

本文介紹了研發的橋梁檢測方法,該 方法利用深度學習和電腦視覺技術。目視 檢測方法包括圖像定位、缺陷識別和損傷 量化。這三個模組可產生有關位置、損壞 類型和損壞大小的資訊,並透過各模組產 生的結果,可完成詳細的檢查報告。在現 場驗證中,該方法顯示了橋梁目視檢查的 潛力,通過提出的預測增強和圖像定位方 法,可以亮顯和定位橋梁立面上的缺陷, 由輕量級方法的損傷量化結果,有助於評 估橋梁的健康狀況,最後綜合所有的結果, 可做為目視檢測之報告所用。



圖六 針對特定構件之損傷量化表

参考文獻

- 1. McCrea, A., Chamberlain, D., & Navon, R. (2002). Automated inspection and restoration of steel bridges—a critical review of methods and enabling technologies. *Automation in Construction*, 11(4), 351-373.
- Tan, Y., Li, S., Liu, H., Chen, P., & Zhou, Z. (2021). Automatic inspection data collection of building surface based on BIM and UAV. *Automation in Construction*, 131, 103881.
- 3. Dung, C. V. (2019). Autonomous concrete crack detection using deep fully convolutional neural network. *Automation in Construction*, 99, 52-58.
- Liu, Z., Cao, Y., Wang, Y., & Wang, W. (2019). Computer vision-based concrete crack detection using U-net fully convolutional networks. *Automation in Construction*, 104, 129-139.
- 5. Hoskere, V., Narazaki, Y., Hoang, T., & Spencer Jr, B. (2018). Vision-based structural inspection using multiscale deep convolutional neural networks. *arXiv preprint arXiv:1805.01055*.
- 6. Ze Liu, Yutong Lin, Yue Cao, Han Hu, Yixuan Wei, Zheng Zhang, Stephen Lin,

Baining Guo. (2021). Swin transformer: Hierarchical vision transformer using shifted windows. *In Proceedings of the IEEE/CVF International Conference on Computer Vision*, 10012-10022.

- 7. He, K., Gkioxari, G., Dollár, P., & Girshick, R. (2017). Mask R-CNN. In Proceedings of the IEEE International Conference on Computer Vision, 2961-2969.
- Wang, X., Zhang, R., Kong, T., Li, L., & Shen, C. (2020). SOLOv2: Dynamic and fast instance segmentation. *Advances in Neural Information Processing Systems*, 33, 17721-17732.



5D 智慧城市防救災平台與智慧實驗室(一)

王仁佐1 陳志賢2 林瑞綿2

摘要

國震中心開發之 5D 智慧平台技術可匯入不同類型圖資,並採用真實地球 TWD97 座 標資訊,可整合戶外硬體設備 GPS 座標以及室內設備現地座標資訊。目前除了運用於智 慧建築維運管理系統外,為落實國震中心實驗室之智慧化管理,已導入資料庫管理的概 念開發了 5D 智慧實驗室管理平台。此外,為強化城市防救災能量,運用在電腦中建構真 實城市的數位分身,整合災害歷史與即時資料及未來災害潛勢推估,開發了 5D 智慧城 市防救災平台,使防災減災更加智慧化,更進一步提升救災行動之效率。

關鍵詞: 3D GIS、智慧城市、智慧實驗室、智慧防救災平台

一、前言

國震中心獨立開發之 5D 智慧平台是 結合 3D 城市模型、臺灣衛星影像、數值高 程模型(DEM),融入時間資訊成為第 4D, 並透過網路將訊息傳送至第 5D 智慧化數 位空間,使 5D 數位化空間成為真實世界 的數位分身。此外更可持續強化增加 5D 智 慧平台於不同運用情境下之擴充模組,加 發 5D 智慧平台之運用效能。本研究即開 發 5D 智慧平台之運用效能。本研究即開 發 5D 智慧平台之運用效能。本研究即開 發 5D 智慧平台之運用效能。本研究即開 發 5D 智慧平台之速用效能。本研究即開 發 5D 智慧平台之速用效能。本研究即開

二、5D 智慧城市防救災平台

5D 智慧城市防救災平台運用 5D 智慧 數位化空間打造出具有多元的城市建物與 多樣的城市景觀之虛擬城市。重要的是, 此虛擬城市整合了國震中心各項土木工程 專業知識與演算法,包括結構與橋梁監測 系統、台灣地震損失評估系統 TELES 等, 可以評估地震對城市建築物、橋梁等可能 造成的損壞情形。同時平台可整合各式感 測器資訊,並利用 3D 視覺化的方式呈現。 例如常見的加速度計,可直接將加速度轉 換成視覺化的結構搖晃情形,如圖一所示。



圖一 建築物隨地震搖晃的情形

在災前防減災部分,本平台整合5D市 政建物資訊,包含建築物高度資訊、建築 物建造年代與材料性質、結構系統特性、 地籍資料與稅籍資料等,提供災前模擬建 物及提供損害評估使用。整合 TELES 模擬 分析技術推估各地區的災害潛勢,並透過 平台直接觀察災損情形,可針對災害高敏 感光台可 3D 可視化呈現城市的多種大數 線、醫院、避難所位置和導航路線圖等, 在震後緊急應變部分可於災害發生後依據 實際地震紀錄推估城市弱點區域,規劃防 救災道路路線,快速指引民眾疏散至防救 災避難場所,以及提供救災單位救災路線

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

避開道路中斷區域,如圖三所示。



圖二 整合地震災害道路中斷潛勢資料



圖三 提供防救災道路路線

5D 智慧城市防救災平台亦開發橋梁 結構安全監測功能模組及建築結構安全監 測功能模組,整合結構防災監測平台系統, 於地震發生後,可查詢受監測結構之地震 反應,同時整合 3D GIS 資訊以及 3D 結構 物建築資訊模型(BIM),在 5D 智慧平台中 記錄重要結構安全監測資訊。

在橋梁結構安全監測功能模組下,可 記錄橋梁構件資訊並且各別獨立顯示,詳 圖四;同時也可以紀錄加速度計的詳實位 置資訊,如圖五;以及監測橋梁地震事件 反應事件資訊,如圖六所示。此外,在建 築結構安全監測功能模組下,可記錄建築 的各結構構件及重要設施資訊,詳圖七; 以及加速度計等感測器資訊,詳圖八所示。



圖四 紀錄橋梁構件資訊



圖五 紀錄加速度計設備資訊



圖六 查詢橋梁地震事件資訊



圖七 平台紀錄建築結構及設備資訊



圖八 平台查詢結構安全監測資料

三、5D 智慧實驗室管理平台

國震中心於台北與台南均設有地震模擬實驗室,利用大比例尺或足尺寸靜動態 試驗方式,提昇與落實地震工程之研究。 台北實驗室成立較早,主要實驗系統包含 六大項,分別為(1)地震模擬振動台系統, (2)反力牆與強力地板系統,(3)高性能 消能元件測試系統,(4)多軸向試驗系統, (5)比較式低頻加速規校正系統,(6)小 型結構實驗系統。台南實驗室主要實驗系 統則包含五大項,分別為(1)長衝程高速 度地震模擬振動台系統,(2)雙軸向動態 測試系統,(3)反力牆與強力地板系統, (4)土壤靜/動力學實驗系統,(5)MAST 設施試驗系統。

南北實驗室主要實驗系統共計 11 大 項,每項主系統下又包含數項子設備,每 項設備均有其規格資訊,在維護管理方面 又有維修保養記錄、校正記錄等資料。

實驗室設備維護和管理通過長期的資 料累積,可以從下列資料管理的角度進行 下列措施。

- 設備追蹤:通過收集和記錄設備的狀態和使用情況,可以追蹤設備的狀態和可用性,並在需要時進行維護和維修。
- 維護計劃:通過數據分析,可以建立 維護計劃,根據設備的使用頻率和狀 態安排維護和維修時間。
- 故障記錄:通過收集和記錄故障記錄, 可以分析設備的故障原因和頻率,並 採取適當的措施降低故障率。

- 用量統計:通過統計和分析設備的使 用量,可以確定設備的使用效率和消 耗情況,並採取適當的措施提高效率。
- 資料儲存和備份:通過將設備的資料 存儲在安全的地方並定期備份,可以 確保資料的完整性和可靠性。

但實驗室長久以來採用傳統檔案方法 管理資料,使資料不易有效率地收集、保 存、查詢、更新和使用,如改以資料庫方 式來管理資料(數據)可提高資料的可用 性,對實驗室的管理與決策將產生助益。 為此,5D智慧實驗室管理平台導入資料庫 管理的概念,與實驗室管理人員討論後, 依據實際需求來規劃平台功能,再依據所 需功能規劃平台架構,選擇適合的開發工 具。

考量實驗室實際管理需求以及常見的 實驗室介紹導覽需求,5D 智慧實驗室管理 平台乃規劃網頁及 3D 顯示的 5D 平台兩 種介面。針對實際管理需求,可採用網頁 介面進行操作,實驗室管理人員對於實驗 室各項設備均相當熟悉,使用網頁介面較 為便捷。針對實驗室介紹導覽需求可採用 視覺化的 5D 平台介面,讓來賓可以充分 了解實驗室的各項設備。

管理平台架構規劃如圖九所示,依據 實驗室管理所需的表單來設計資料庫,相 關設備資料、規格、維護記錄及校正記錄 等資料均儲存於伺服器端資料庫中,其功 能為提供資料的查詢、修改、新增及刪除, 使用者可透過網頁或 5D 平台介面使用本 平台。

網頁介面開啟畫面如圖十所示,目前 已完成北部實驗室六項實驗系統的基本組 成及規格資料建置、維護記錄功能模組, 使用者依據權限設定可執行不同的資料操 作指令。5D平台介面開啟畫面如圖十一所 示,與網頁共用相同的資料庫,是一個高 度可視化的操作介面。使用者透過點選設 備可查詢設備規格、組成等相關資訊如圖 十二所示,同時對設備的外觀、位置、尺 寸等訊息能直觀地連結起來。



圖九 5D 智慧實驗室管理平台架構



圖十 5D 智慧實驗室管理平台-網頁介面



圖十一 5D 智慧實驗室管理平台-5D 平 台介面



圖十二 5D 智慧實驗室管理平台-設備資 訊顯示

四、結論與展望

5D 智慧城市防救災平台未來將建置 地震動監測與歷史測站數據功能模組,整 合國震中心地震觀測網資訊,監測全台地 震動強度。同時建置國震大樓非線性反應 歷時分析功能模組,擴充現有建築結構安 全監測功能。此外於 5D 智慧實驗室管理 平台部分將繼續建置國震中心實驗室其餘 實驗系統,並持續深化功能模組,強化實 驗室進行智慧化的維護管理。



近期災害性地震之地震動模擬與檢討

黄李暉¹ 葉錦勳²

摘要

為反映新蒐集之地震動資料特徵和新式地震動預估模型之研究成果,精進台灣地震 損失評估系統 TELES 之地震動預估模式(Ground Motion Prediction Equation,簡稱 GMPE), 國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)採用趙書賢所開發之地震動預估模式 Chao19, 並研發對應的廣域場址效應修正模式,完成可應用於廣域震損評估的新版地震動預估模 式,並將其整合於 OpenGIS 平台的新版 TELES 軟體。本研究透過比較近期災害性地震 的地震動推估結果和測站實際量測結果,以驗證檢討新版地震動預估模式的合理性和適 用性。結果顯示新版地震動預估模式可區分斷層破裂機制(正/逆/平移斷層),推估結果更 能符合實際之地震動情況。

關鍵詞:地震動預估模式、廣域震損評估、適用性

一、前言

國震中心在執行台灣核能電廠之高 階地震危害度評估計畫(SSHAC Level3, 2018 年)時,重新蒐集以往各地震事件之 地震記錄,彙整歷史地震事件之震源類別 (地殼地震和隱沒帶地震))斷層破裂幾何、 斷層機制(正、逆、平移斷層)和震矩規模 等資訊,並彙整各測站之場址特性和至歷 史地震斷層錯斷面之距離資訊,如:R_{nun}、 R_{ih} 、 R_{r} ,建置我國本土之強地動資料(flat file), 據以建立 12 個適用於台灣地區之新 式 GMPE。為反映新蒐集之地震動資料特 徵和新式 GMPE 之研究成果, 精進 TELES 之地震動預估模式。進一步研究各種新式 GMPE 於廣域震損評估的適用性,最終選 用趙書賢所開發之地震動預估模式 Chao19,固定其場址效應參數 V_{s30}=760 m/s 作為參考岩盤,並考慮孕震 區頂部深度與斷層破裂面頂部深度Ztar之 關係,作為 TELES 新版 GMPE 的岩盤震 動強度衰減律。另再研發對應此岩盤震動 強度衰減律的廣域場址效應修正模式,完 成新版可應用於廣域震損評估的 GMPE。

二、新版地震動預估模組開發

由於商用軟體 MapInfo 更改與外部應 用軟體整合介接的方式,未來將無法供 TELES 介接使用。為持續提供震災境況模 擬技術,滿足我國各種地震防災規劃、整 備、演練與風險管理之需求,國震中心運 用開源程式庫 Spatialite 與 MapWinGIS 等 資源,取代 MapInfo 資料庫管理、圖形運 算與地圖展示等地理資訊系統(GIS)功能, 開發 OpenGIS 平台的新版 TELES。

新版的 TELES 整合前述新版的地震 動預估模式,將可直接應用於 TELES 各項 子系統,如 Tgbs、Thighway、Twater 等。 為瞭解新版地震動預估模式之適用性和合 理性,本研究應用新版地震動預估模式推 估近期災害性地震測站的地震動,並與測 站實際量測紀錄相較,以確認新版地震動 預估模式的研發成果。

三、近期災害性地震的震源參 數設定

中央地質調查所(以下簡稱地調所)對 規模較大的致災性地震,皆會進行震源陸 域的野外調查、大地測量和地表地質調查

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼任組長

等工作,並發佈調查成果報告,供大眾了 解地表破裂分布範圍與活動斷層的相關性, 以及地表變動的範圍與程度,並評估陸上 活動斷層是否為地震的發震構造,研判可 能的震源機制。

本研究參考地調所的地震地質調查報 告,以及中央氣象局公布的地震報告和斷 層面解,設定近年三個災害性地震的震源 參數,主要包含2016/02/06 高雄美濃地震、 2018/02/06 花蓮地震和 2022/09/18 池上地 震。藉以推估三個地震事件下測站的地震 動強度,比較與實測紀錄之差異。以下說 明進行地震動模擬時所參考之資訊以及設 定的震源參數。

2016/02/06 高雄美濃地震

根據地調所 20160206 地震地質調查 報告,研判「此地震的發震構造係一個深 度超過 10 公里,呈東西走向,向北方傾 斜的深部發震構造,與鄰近區域已知的旗 山斷層、新化斷層、左鎮斷層、後甲里斷 層等西南部地表淺部之活動斷層無關。」



圖一 美濃地震震源參數和斷層破裂面之 水平投影

氟象局之地震報告顯示芮氏規模為 6.6,震源深度為14.6公里,震央位於高 雄美濃,震源機制為方向273度、北傾41 度逆衝兼具平移之斷層。而此地震主要災 情位於台南市,研判地震由高雄美濃發震 向西北西方向破裂。據此,設定一東西走 向,向北傾41度之斷層面,震央在地表 矩形投影之東南隅,且深度約為14.6公 里,斷層面向西延伸,如圖一所示。

2018/02/06 花蓮地震

根據地調所 20180206 花蓮地震地質 調查報告,研判「此地震乃是一條位於地 下淺處約 6 公里,呈現近北東走向、向西 北傾斜約 60 度的海域發震構造所致。本 次地震的地表變形行為無法單以米崙斷 層與嶺頂斷層誘發本次地震解釋,地震的 震源機制、震源深度及主、餘震分布亦無 法與米崙斷層和嶺頂斷層比對,因此研判 米崙斷層與嶺頂斷層並非誘發本次地震 的震源斷層。」

氣象局之地震報告顯示芮氏規模為 6.2,震源深度為6.3公里,震源機制為方 向209度、傾角73度之左移斷層。此次 地震災情主要沿米崙斷層與嶺頂斷層分 布,顯示災情與斷層活動確實相關。目前 TELES 之境況模擬技術尚無法模擬地震 誘發斷層活動之情境,由於斷層沿線災情 嚴重,因此假設以米崙斷層錯動進行模 擬,為較佳之選擇,如圖二所示。



圖二 花蓮地震-震源參數和斷層破裂面之 水平投影

2022/09/18 池上地震

根據地調所 20220917 關山地震、 0918 池上地震地質調查報告,「由前震、 主震及餘震分布的斷層面解等資料,研判 917 關山地震、918 池上地震的發震構造 與歐亞板塊、菲律賓海板塊擠壓有關,是 由一個呈北北東走向且向西高角度傾斜 的左移斷層活動所致,模擬可能的斷層面 走向為 015 度,深度約 0 至 15 km,斷層 面向西傾斜,傾角約 80 度。」 氟象局之地震報告顯示芮氏規模為 6.8,震源深度為7.8公里,震源機制為方 向203度、傾角69度之左移斷層。據此, 設定 TELES 境況模擬採用之震源參數, 如圖三所示。



圖三 池上地震-震源參數和斷層破裂面之 水平投影

四、地震動推估與實測紀錄比 較

利用 TELES 新版和既有的地震動預 估模式,以前小節設定之震源參數推估三 個歷史地震事件各測站的地震動強度,包 含最大地表加速度 PGA、短週期譜加速 度 Sa03和一秒週期譜加速度 Sa10,比較 三種地震動強度參數的推估結果與測站 實際量測值的差異。

2016/02/06 高雄美濃地震

圖四、圖五和圖六分別為PGA、Sa03 和Sa10兩種 GMPE 測站推估結果與實際 量測值的比較,橫軸為測站至斷層破裂面 之距離,縱軸為推估值與實測值取對數後 之差(以下稱為殘差),等於零表示推估值 與實測值相同,負值表示推估值大於實測 值,亦即高估地震動強度,反之,正值為 低估。

整體而言,兩種 GMPE 的地震動推 估結果差異不大,皆高估實際之地震動, 既有 GMPE 的 Sal0 推估結果較新版 GMPE 推估結果明顯較大一些。

此地震震央位於高雄美濃, 而災情主 要位於台南市, 研判實際地震動有明顯的 震源方向效應, 由於目前之地震動預估模 式尚無法考慮震源方向效應,因此新舊模 式推估結果皆與實際之地震動有明顯差 異。



圖四 美濃地震測站 PGA 推估結果與量測 值差異



圖五 美濃地震測站 Sa03 推估結果與量測 值差異



圖六 美濃地震測站 Salo 推估結果與量測 值差異

2018/02/06 花蓮地震

比較測站三種地震動強度之推估值 與實際量測值,如圖七、圖八和圖九所示。 由於花蓮地震實際震源位於花蓮市東北 方海域,米崙斷層被觸動而有地表破裂跡 象,並非發震震源。而模擬之震源情境並 非實際發震震源,因此新版和既有 GMPE 推估結果皆與實際量測值差異頗大,且變 異性高。既有 GMPE 推估結果皆大於新 版 GMPE。



圖七 花蓮地震測站 PGA 推估結果與量測 值差異



圖八 花蓮地震測站 Sa03 推估結果與量測 值差異



圖九 花蓮地震測站 Salo 推估結果與量測 值差異

2022/09/18 池上地震

比較池上地震測站三種地震動強度之 推估值與實際量測值,如圖十、圖十一和 圖十二所示。池上地震主要之震源機制為 平移斷層,由於新版 GMPE 可區分斷層破 裂機制,較能準確推估釋放之能量,因此, 新版 GMPE 之推估結果與實際量測值較 為接近。而既有 GMPE 推估結果則高估許 多。



圖十 池上地震測站 PGA 推估結果與量 測值差異



圖十一 池上地震測站 Sa03 推估結果與量 測值差異



圖十二 池上地震測站 Salo 推估結果與量 測值差異

五、結語

實際地震動具有不確定性,GMPE主要依據距離預估地震動衰減的趨勢,因此 GMPE 推估結果不可能與實際地震動完全 一致。

一般而言,相同規模和距離下,逆斷 層引致之地震動較大,平移段層次之,正 斷層最小。新版的 GMPE 可區分斷層破裂 機制(正/逆/平移斷層)引致的地震動差異。 逆斷層之情境下,既有和新版 GMPE 兩者 推估結果約略相同。2022/09/18 池上地震 之錯動機制主要為平移斷層,新版 GMPE 推估結果較符合實際地震動之趨勢。應用 於廣域震損評估,進而可提升震損評估結 果之準確度。

參考文獻

1 Shu-Hsien Chao, Brian Chiou, Chiao-Chu Hsu, Po-Shen Lin, 2019, "Development of Horizontal and Vertical Ground Motion Models for Crustal Earthquakes and Subduction Earthquakes in Taiwan," NCREE-19-003.

2 葉錦勳,2003,「台灣地震損失評估系統-TELES」,國家地震工程研究中心研究報告,NCREE-03-002,台北。

20160206 美濃地震地質調查報告」。

4 經濟部中央地質調查所,2018, 「20180206花蓮地震地質調查報告」。

 5 經濟部中央地質調查所,2022,
 「20220917 關山地震、0918 池上地震地 質調查報告」。

一般建築物震損評估系統之精進與驗證

洪祥瑗1 葉錦勳2

摘要

一般建築物地震損失評估系統(Tgbs)為「台灣地震損失評估系統(TELES)」子系統之一, 已完成以開源程式庫 Spatialite 與 MapWinGIS 取代震損評估所需 GIS 空間分析與地圖展 示功能之移轉與更新。同時為精進震損評估模組,整合新一代強地動預估模式於推估地 震動強度與土壤液化機率的地震災害潛勢分析模組中,更新一般建築物損害評估模組中 之模型建物分類,完成一般建築物地震損失評估子系統(Tgbs)之測試及驗證。

關鍵詞:Tgbs、震損評估模組

一、前言

「台灣地震損失評估系統(TELES)」原 先是藉由商用軟體 MapInfo 的資料庫管理、 圖形運算與地圖展示等地理資訊系統(GIS) 功能,進行地震損失評估與分析結果展示。 但因 MapInfo 更改外部應用軟體與其整合 介接的方式,未來將無法供介接使用。為 改善此一問題,開發以開源程式庫為基礎 的新版一般建築物地震損失評估子系統 (Tgbs),可進行任一想定地震之境況模擬以 協助防災規劃與風險管理。

新版 Tgbs 以原本 TELES 的既有系統架 構與資料流為基礎,以開源程式庫 SpatiaLite 與 MapWinGIS 之功能來取代原 先商用軟體 MapInfo 功能。整合 SpatiaLite 之資料庫管理與圖形運算、分析功能,以 及 MapWinGIS 的地圖展示、圖層控制與主 題圖繪製等使用者介面功能,以取代原先 震損評估所需之 GIS 功能,完成一般建築 物地震損失評估系統(Tgbs)各項模組的 GIS 功能移轉與整合。同時為精進震損評估模 組,也更新部分震損評估模組之模式與參 數,並整合新式地震動預估模式,以完成 一般建築物地震損失評估系統(Tgbs)各項 模組的 GIS 功能之精進。

二、Tgbs 系統與程式庫之整合

Tgbs 系統中包含多個震損評估模組, 如推估地震動強度與土壤液化機率的地震 災害潛勢分析模組、一般建築物損害評估 模組以及人員傷亡與經濟損失的模組,震 損評估模組需要整合 Spatialite 編輯、儲存、 查詢圖形物件等功能,運用其幾何分析與 圖形運算功能,以完成震損評估模組之GIS 功能移轉與更新。

Tgbs 架構以及與開源程式庫間的相互 關係可參見圖一所示。除了自行開發的各 類震損評估模組外,GIS 空間分析運算與 地圖展示功能是應用現成的開源程式庫 SpatiaLite 與 MapWinGIS 之功能。由 SQLite 與 SpatiaLite 程式庫提供資料庫管理、資料 儲存查詢與空間分析運算功能,而 MapWinGIS 程式庫提供地圖展示、圖資套 疊等功能。

由於開源程式庫不像商用軟體已有成 熟的使用者介面,需要以 MapWinGIS 開發 圖資展示與使用者溝通平台,如在地圖展 示部分須開發圖層控制對話框,在想定地 震事件設定部分,就需要在地圖視窗中展 示地震事件或斷層圖資,並在選取後回傳 使用者所選取的圖形物件資訊,以完成想

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼組長

定地震事件對話框內之參數設定。而基本 資料與模擬結果之表格瀏覽與地圖展示、 圖層控制、主題圖繪製等功能,需要整合 Spatialite 資料庫處理與 MapWinGIS 地圖 展示之功能。由於 Tgbs 系統中所使用的 Spatialite 資料庫內容大部分都是加密的, 為了讓使用者可以自行選取要瀏覽的加密 資料庫檔案內容與圖形物件地圖展示,還 需開發資料庫查詢介面。圖一中所顯示的 使用者對話框、資料庫查詢介面、主題圖 繪製、圖層控制視窗、物件之屬性展示視 窗等功能,皆為重新研發製作之成果。



圖一 Tgbs 系統架構

使用 SpatiaLite 可以有效提升運算效率,由於以往 MapInfo TAB 檔案與 Tgbs 溝通時,檔案內容都須先讀出後再以文字方式轉換成所需格式,才能在程式中使用; 但 SpatiaLite 資料庫可以直接以 Binary 方 式讀寫資料,更有效率。且 SpatiaLite 資料 庫可在記憶體資料庫中完成所有讀取計算 分析後再一次性地匯入檔案,不需一直重 複讀取寫入動作,可以大幅減短程式分析 運算的時間。目前新版 Tgbs 在批次震災境 況模擬之運算時間已由既有 Tgbs 所需的 5 小時縮短至一小時即可完成,證明使用 SpatiaLite 確實可以提升運算效率,減少程 式運作時間。

三、震損評估模組之精進

在精進震損評估模組方面,新版Tgbs 更新地震災害潛勢分析模組與一般建築物 損害評估模組之部分模式與參數,如地震 災害潛勢分析模組已更新廣域場址效應修 正係數並應用新式地震動預估模式,而一 般建築物損害評估模組則更新模型建物分 類系統、耐曲線與易損曲線參數,並微調建 築結構之損害狀態與損失比之轉換關係, 以期能更符合實際地震動強度分布與災損 情形。

新式地震動預估模式採用國震中心趙 書賢(2019)所開發之 Chao19 作為岩盤震動 強度衰減律,其綜合考量規模飽和效應、 距離效應、場址效應、震源效應、斷層上 /下盤效應等,並區分地殼地震與隱沒帶地 震所引致的地震動特性差異,以符合台灣 地區不同的震源特性。考慮上盤效應,反 映上、下盤的差異應用在斷層破裂機制, 可更明確的區別出正、逆、平移斷層模式 之地震動特性差異。採用震矩規模是因為 地震動強度隨地震規模變大會有飽和現象, 震矩規模較能反映個別地震所釋放能量的 大小,利用各地區能量累積與釋放的速率, 進而推估未來發生地震的大小和可能性, 能配合後續震源機率模型之需求,以能量 守恆觀點設定斷層震源之活動參數。廣域 場址效應修正係數有更細緻的區分場址效 應程度,凸顯局部區域場址效應細微之差 異,如臺北盆地、嘉南平原、花東縱谷、 宜蘭平原等。

模型建物分類系統更新部分主要為增 加超高樓層部分,模型建物分類原則主要 考慮建築材料、構造類別與抗橫力系統以 評估建物之強度與韌性,而個別模型建物 之耐震等級會進一步依據所在村里之震區 劃分與土壤類別、建造年代之耐震設計規

範與用途分類等參數設定,以區別模型建 物之耐震能力,更新的耐震等級同時考慮 韌性水準與強度係數的影響,需設定多種 能耐曲線和易損曲線參數組合配合。

建築結構在不同損害狀態所需的修復 費用變異性極大,導致不同損害狀態引致 之損失比範圍較大,且彼此間有重疊的現 象。新版 Tgbs 參考 2016 美濃地震、2018 花蓮外海地震與 2022 池上地震之震災經 驗,依據上述原則微調建築結構之損害狀 態與損失比之轉換關係,以期能更貼近實 際災害損失情形。

四、Tgbs系統驗證

Tgbs 系統更新完成後需要測試應用程 式使用介面各項功能,確認軟體之穩定性 和運算效率,並藉由匯入相同基本圖資、 分析參數和相同想定地震事件設定,比較 既有以 MapInfo 為基礎的 Tgbs 和新版 Tgbs 的各項震損評估結果,以測試及驗證新版 Tgbs 的正確性。以下以 921 集集地震與 0206 花蓮外海地震做為案例,應用 Tgbs 建 物損害和人員傷亡推估模式,比較既有 Tgbs 和新版 Tgbs 之全半倒建築物損壞與 人員傷亡災損推估結果,並與實際情境比 較。



圖二 集集地震之震源參數

根據財團法人住宅地震保險基金之災 情統計,19990921 集集地震造成 715 人重 傷、2,494 人失蹤死亡,半倒房屋 54,380 户,全倒房屋 52,269 户。Tgbs 之全半倒建 築物損壞推估結果是以棟為單位,較難直 接比較,但整體來看既有與新版 Tgbs 的 推估結果都高估了。集集地震的模擬情境 斷層錯動至地表,新版 Tgbs 推估低矮樓層 建物損害較既有 Tgbs 嚴重,而中高樓層則 為既有 Tgbs 推估結果較為嚴重,建築物全 半倒楝數總數雖是新版 Tgbs 的推估結果 較多,但主要是低樓層建物。人員傷亡主 要由建物損壞造成,中高樓層損害造成的 人員傷亡數量會遠高於低矮樓層建物損害, 因此既有 Tgbs 人員傷亡推估結果數量較 多。但整體而言,兩者之震損推估結果差 異不大,約莫在相同級距內。

表一集集地震全半倒建築物損壞推估結果

	低樓層 (1-3)	中樓層 (4-7)	高樓(8- 18)	超高樓 (19+)	總計
既有 Tgbs	31,911	9,325	442	13	41,691
新版 Tgbs	37,296	8,134	347	11	45,788

表二 集集地震人員傷亡推估結果

	輕傷	中傷	重傷	死亡	傷亡和
既有 Tgbs	13,645	6,398	4,099	3,018	7,117
新版 Tgbs	12,099	5,494	3,486	2,570	6,056

20180206 花蓮外海地震造成 17 人死 亡 295 人受傷, 4 間房屋倒塌,建物損壞 紅單 15 件、黃單 15 件,同時有多處校園、 道路與橋梁受損。比較災損推估結果整體 數量,由於新版 Tgbs 之地震動預估模式推 估的地震動強度分布與實際的地震動強度 分布約略一致,因此新版 Tgbs 的災損推估 結果之數量雖有略微高估,但仍與實際災 損較為接近。而既有 Tgbs 之全半倒建築物 損壞與人員傷亡災損推估結果則都明顯偏 高。



圖三 花蓮地震之震源參數

表三花蓮地震全半倒建築物損壞推估結果

	低樓層 (1-3)	中樓層 (4-7)	高樓(8- 18)	超高樓 (19+)	總計
既有 Tgbs	1,045	379	15	0	1,440
新版 Tgbs	86	38	1	0	125

表四 花蓮地震人員傷亡推估結果

	輕傷	中傷	重傷	死亡	傷亡和
既有 Tgbs	484	213	135	99	234
新版 Tgbs	36	12	7	5	12

比較既有以 MapInfo 為基礎的 Tgbs 和 新版 Tgbs 的震損評估結果,以 921 集集地 震來說評估結果在同一個級距中相差不多, 但以 0206 花蓮地震的評估結果來說,新 版 Tgbs 的震損評估結果明顯較小,也比較 符合實際狀況,這是由於新版 Tgbs 地震動 預估模式有區分斷層破裂機制之差異,正、 逆、平移斷層有不同的地震動特性。而既 有 Tgbs 的地震動推估模式沒有區分斷層 破裂機制,其推估結果較接近新版 Tgbs 的 逆斷層推估結果,因 921 集集地震之車籠 埔斷層為逆斷層,因此兩者評估結果較接 近,但 0206 花蓮地震是平移斷層,因此新版 Tgbs 的推估結果會較小,但也比較接近 實際情形。

五、結論

Tgbs程式運用開源程式庫Spatialite的 資料庫管理、空間分析運算功能與 MapWinGIS的地圖展示功能,完成既有震 損評估模組與GIS軟體之更新及整合,以 進行地震損失評估與分析結果展示。未來 Tgbs的維護更具彈性,推廣時也不再受限 於商用軟體之版權和成本限制,更有助於 地震風險評估、管理與防災教育等實務應 用與推廣。

目前已完成一般建築物地震損失評估 系統(Tgbs)之各項模組的 GIS 功能移轉、更 新與模式之精進,整合新式強地動預估模 式以精進震損評估模組,整合 MapWinGIS 與 Spatialite 程式庫,研發製作使用者介面 以完成使用者對話框、SQLSelect、主題圖 繪製、圖層控制視窗等功能。同時也以數 個模擬地震事件案例比較既有以 MapInfo 為基礎的 Tgbs 和新版的 Tgbs 的各項震損 評估結果,整體來說在逆斷層的模擬地震 事件中兩者之震損推估結果差異不大,約 莫在相同級距的合理範圍內,但在正斷層 或是平移斷層的模擬地震事件中新版 Tgbs 由於斷層破裂機制的更新,可區分不同斷 層型式造成的影響,因此可解決既有 Tgbs 在正斷層或是平移斷層的模擬結果普遍高 估的問題,新版 Tgbs 的推估結果更接近現 實的災損情形。

參考文獻

1. Shu-Hsien Chao, Brian Chiou, Chiao-Chu Hsu, Po-Shen Lin (2019). Development of Horizontal and Vertical Ground Motion Models for Crustal Earthquakes and Subduction Earthquakes in Taiwan. NCREE-19-003.
結合結構震損於非結構物損壞評估

林祺皓1 林祐萱2

摘要

大規模地震發生後,醫院的急救醫療量能主要取決於震後的非結構系統功能性。過去,許多研究已投入於非結構損壞評估的方法建立。然而,結構物震損對非結構物產生的間接損壞卻較少被提及討論。為考量結構損壞對非結構物損壞產生的疊加影響,本研究提出一個新的評估方式,將結構物視為非結構物故障樹分析上的組成物件,與所有非結構物連結。因此,非結構的系統損壞機率便是結構物與非結構物件兩者的函數。此外,本研究考慮損壞狀態於非結構物損壞分析,不同的損壞狀態對應不同的易損性曲線。以山腳斷層錯動導致芮氏規模 6.6 地震為例,採用本研究提出的評估方式,評估台北市一家中度級急救責任醫院的病床與手術房損壞機率。結果顯示,若是沒有考慮建物損壞對非結構物的間接影響,將得到低估的損壞評估結果。

關鍵詞:非結構損壞評估、結構損壞、損壞狀態、易損性函數

一、前言

醫療機構的震後緊急救護功能性一直 是決策者、從業者、與相關研究人員於災 難管理與減災領域關注的問題。為了預測 地震衝擊下可能發生的功能性減損並且為 此做好整備,過往許多研究已投入於發展 震後醫療功能性評估方法,尤其針對醫院 結構與非結構的震後損壞與恢復。這些評 估需考量緊急醫療功能性相關的物件和子 系統的組成關係,甚至是包含外部維生管 線與道路交通系統,這些部件與系統之間 擁有極高的相依性,為此課題更添挑戰性 (Hassan et al., 2018; Hassan et al., 2019; Yu et al., 2019; Shang et al., 2020)。建築物的嚴 重及完全損壞代表一家醫院已完全失去功 能,因此其醫療供給能力亦完全消失。然 而,當建築結構遭受中度或以下程度的損 壞時(如:根據 FEMA(2020)定義,中度損 壞可能呈現牆面或梁柱龜裂與剝落),對醫 療供給的影響尚未得到充分討論並納入損 壞分析研究之中。

由於非結構物放置於結構物內部,建 物損壞除了可能導致醫院完全喪失醫療功 能之外,其組成非結構物件亦承受結構物 引致的間接損壞。掉落碎片、大裂縫、扭 曲牆面與柱體應有特定機率對非結構造成 影響。

為填補過往非結構物損壞分析的欠缺, 本研究將提出新的評估方法。本文中將詳 述如何使用損壞狀態相關的易損性分析, 結合結構物損壞機率於非結構物損壞機率 推估。非結構物主要可分為加速度敏感型 與位移敏感型,本文僅討論加速度敏感型 物件的損壞分析。

二、損壞狀態相關的非結構物易損 性分析

易損性描述損壞機率與地震動強度的 關係。該關係的描述通常使用對數常態分 佈函數,並包含中子與標準差兩個參數。 Hazus 技術手冊(2020)假設在同一耐震等 級且結構類別相同的建築物內,非結構物 均有共同的易損性,並提出非結構物易損 性的通用參數。Zolfaghari 等人(2012)則是 以模擬的方式,模擬醫院中的獨立式物件

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心佐理研究員

(如:病床)因不同強度的地動而發生翻 覆與滑移的機率,由此得出易損性參數。

易損性的通用參數可以在應用時擔任 輔助的角色,以解決專用參數缺乏的情況。 圖一以擺放於 C1H 建物內的非結構物為例 展示通用的易損性曲線。曲線代表的是不 同最大樓板加速度強度(PFA)作用下,對應 的超越損壞機率。



圖一 高、中、低耐震的通用易損性曲線

本研究採用並調整 Zolfaghari 等人 (2012)提出的病床專用易損性參數(如圖 二所示)於病床評估,同時使用通用易損 性參數於其他非結構功能物件的評估。



圖二 高、中、低耐震病床專用易損性曲線

三、醫院非結構系統的配置與擺放 位置假設

本研究的評估標的為四樣功能性單位, 包含緊急供電系統、手術室、實驗室、病 床。在緊急供電系統方面,本研究參考過 去研究並將研究紀錄中的醫院資料視為基 礎框架,假設同等級的醫院應與此基礎框 架相互匹配。醫院等級以急救能力分為三 級,重度級、中度級、一般級。重度級急 救責任醫院以國立台灣大學醫學院附設醫 院作為基礎框架;中度級急救責任醫院以 台北市聯合醫院中興院區最為基礎框架; 一般級急救醫院則是以台中榮民總醫院埔 里院區做為基礎框架。

其他功能性物件的配置與擺設位置則 是依據觀察與常識做出的合理推測。舉例 來說,有鑑於醫院病房較少設立於低矮樓 層位置的觀察,本研究便假設醫院病床位 置均設置於總樓層數的 3/4 樓層。而當一 家醫院有多棟建築物時,功能性物件擺放 的建築物除了需要符合同等級基礎框架醫 院對於該物件擺放於耐震能力較高的建築物, 也就是較新建的建築物。

四、故障樹與非結構物損壞分析

故障樹描述非結構物件組成系統的關 係,根據不同的連結方式,各個物件的損 壞對整體系統的損壞機率有獨立或共同的 影響 (如圖三所示)。以「或」(or)連結的 物件必須確保所有物件功能性同時存在才 能支持上層事件的運作;也就是,只要有 一個物件損壞,則上層事件將停止運作。 如圖三a展示手術室的故障樹,所有的組 成物件(包含空間與設備)均必須保持正 常運作,方能使手術室正常運作。若是物 件以「和」(and)連結,則任一物件保持運 作便能支持上層事件運作;也就是,最少 只要一項物件運作正常,便能使上層事件 運作正常。如圖三b展示的實驗室故障樹, 如果 X 光或血液/尿液檢查兩項中,其中一 項能正常運作,則實驗室亦能正常運作。



圖三 手術室(a)與實驗室(b)故障樹

若是物件以已「或」連結,則上層事 件的故障機率可由以下算式求得:

$$P[u] = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P[l_i])$$
(1)

若是物件以「和」連結,則上層事件的故 障機率可由以下算式求得:

$$P[u] = \prod_{i=1}^{n} P[l_i] \tag{2}$$

為引入損壞機率的概念於非結構物損 壞評估,每個物件的損壞機率P[li]應由超 越輕微損壞機率代替,因此上層事件的故 障機率應修改為:

$$P'[u] = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P_{ds} [l_i])$$
(3)

$$P'[u] = \prod_{i=1}^{n} P_{ds2}[l_i]$$
(4)

由上述算式求得之P'[u]僅傳達系統損 壞的機率,損壞嚴重程度應由各物件在不 同損壞狀態下的損壞機率決定。換言之, 我們僅能從P'[u]得知該系統有多大的機率 會損壞,至於損壞嚴重或輕微則不得而 知。

五、考慮結構損壞影響的非結構物 損壞評估

為表現結構物對非結構物產生的間接 損壞,結構以「或」連結各非結構物件。 不同於非結構物,任何損壞狀態均可能對 整體系統造成直接影響,當結構物損壞並 對非結構物系統造成間接損壞時,結構物 應經歷至少中度以上的損壞(根據 Hazus (2020)的定義,中度損壞特徵為大裂縫、扭 曲、與剝落)。因此,在考慮間接損壞並重 新計算非結構物損壞機率時,應使用結構 物超越中度損壞機率:

 $P'_{ds2}[l_i] = 1 - (1 - P_{ds3}[s])(1 - P_{ds2}[l_i])$ (5)

算式中 1 減去結構物超越中度損壞機率 Pds3[s],取得結構物損壞對非結構物不造成 顯著影響的機率。也就是,輕度損壞以下 被視為對非結構物不造成任何影響。

接著,便能使用已考慮結構損壞影響 後取得的非結構物損壞機率P'ds2[li]於非結 構系統損壞評估中(套入 Eq. 3-4)。須注意 的是,由於非結構物的損壞機率已與未考 慮結構損壞時不同,為重新得到非結構物 件在不同損壞狀態下的損壞機率,計算原 始(Pds2[li])與調整後(P'ds2[li])機率兩者之間 的差,再將其平均分配到其他超越損壞機 率中,以求得考慮結構損壞後,非結構物 件處於各損壞狀態的機率(P'ds3[li], P'ds [li], P'ds5[li]):

$$= P'_{ds} [l_i] - P_{ds} [l_i]$$

(6)

(7)

$$P'_{ds(j)}[l_i] = P_{ds(j)}[l_i] + \frac{2(6-j)}{4}, 3 \le j \le$$

5

六、案例研究結果

為示範本文提出的評估方法,以下將 以一個示範例研究展示結構物損壞對非結 構物的影響。以山腳斷層 6.6 地震為情境, 評估台北市大同區的一家中度級急救責任 醫院,推估該醫院所在場址最大地表加速 度(PGA)為 0.41g。建築物超越中度損壞機 率為 0.179。在此情境下,病床與手術室的 損壞評估結果列於表一。與手術室不同, 病床在這裡被視為獨立設備,而非由多個 物件組成的功能系統。從結果可以看出, 在沒有考慮結構損壞對非結構物造成間接 影響的情況下,非結構系統的損壞機率有 被低估的風險。

表一 示範案例評估結果

	P[u]	P'[u]	
病床	0.971	0.977	
手術室	0.992	0.998	

七、討論

本研究主要的貢獻在於:(1)損壞狀態 相關的損壞評估方法與(2)包含結構損壞 導致非結構物間接損壞的評估方法。首先, 區分不同損壞狀態可以幫助提升醫院停運 與修復時間推估的精細度,針對不同損壞 狀態與不同物件分別設定時間參數。醫療 **韌性研究一直是熱門的研究主題,尤其是** 對於震損與修復導致資源動盪以及傷患大 量湧現的情況。其中一個研究方向為將功 能損失納入人流研究,檢視需求增加但供 給減少時可能造成的後果(Favier et al., 2019; Romani, 2021)。然而,較少研究考慮 到功能損失的時間長短與損壞嚴重程度有 相關。區分不同損壞狀態的損壞評估結果 將有助於以更有彈性的方式描述現實世界 震後醫療供給情況,必且更完整得知震後 傷患人流狀態。

另一方面,加入結構物損壞影響於非 結構損壞評估中,強調了非結構物與結構 物的上下關係。就算醫院結構免於過於嚴 重的損壞,不需要撤離並停止收治傷患等 措施,功能性物件仍可能因結構損壞受到 間接影響。本研究提出的結構物與非結構 物的共同評估方法,可以很容易套用到以 蒙地卡羅法為基礎的人流研究(如 Lin et al., 2020)。在該研究方法下,結構物對醫院量 能的影響可藉由多次抽樣決定,建物損壞 評估結果,在隨機抽樣過程下,得到醫院 完全停運或者是間接損壞導致非結構物損 壞機率提升等結果。

八、結論

本文介紹損壞狀態相關的損壞評估方 式,結合結構損壞於非結構損壞機率評估。 此方法將結構損壞視為影響非結構功能的 一項威脅。透過示範例研究結果發現,若 是不考慮結構損壞對非結構的間接損壞, 損壞機率有低估的可能性。此外,本方法 為損壞狀態相關。得出各組成物件於各損 壞狀態的損壞機率能賦予應用與研究更多 彈性,如應用於考慮醫療供給中斷的傷患 人流分析研究。由於醫院詳細資料的欠缺, 包含設備物的配置、擺放位置等,本研究 只能採取過度方法解決計算設備物損壞機 率時面臨的問題,包含計算最大樓板加速 度的參數設定與建構系統故障樹。未來, 相關醫院資料可以透過問卷或實地調查方 式詳細調查與記錄,以提升評估結果的可 靠性。

參考文獻

- 1. Favier, P., Poulos, A., Vásquez, J.A., Aguirre, P. and DeLa Llera, J.C. (2019), "Seismic risk assessment of an emergency department of a Chilean hospital using a patient-oriented performance model", *Earthquake Spectra*, 35(2), 489-512.
- 2. FEMA (2020), Hazus earthquake model technical manual.
- 3. Hassan, E. M. and Mahmoud, H. (2018), "A framework for estimating immediate interdependent functionality reduction of a steel hospital following a seismic event", *Engineering Structures*, 168, 669-683.
- 4. Hassan, E. M. and Mahmoud, H. (2019), "Full functionality and recovery assessment framework for a hospital subjected to a scenario earthquake event", *Engineering Structures*, 188, 165–177.
- 5. Lin, Y. X., Lin, C. H. and Lin, C. H. (2020), "A challenge for healthcare system resilience after an earthquake: The crowdedness of a first-aid hospital by non-urgent patients," *Plos One*, 16(4), e0249522.
- 6. Romani, G. M. P. (2021), "Evaluating postearthquake functionality and surge capacity of hospital emergency departments using discrete event simulation," The University of British Columbia.
- 7. Shang, Q., Wang, T. and Li, J. (2020), "A quantitative framework to evaluate the seismic resilience of hospital systems," *Journal of Earthquake Engineering*, 26(7), 3364-3388.
- 8. Yu, P., Wen, W., Ji, D., Zhai, C. and Xie, L. (2019), "A framework to assess the seismic resilience of urban hospitals", *Advances in Civil Engineering*, 2019, 1-11.
- Zolfaghari, M. R. and Jahanbakhsh, S. (2012), "Development of seismic fragility curves for hospital equipment," the 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012, September 24-28 in Lisbon Portugal (15 WCEE).

都會區災害救援路網 QGIS 嵌入式套件開發

楊承道¹ 曹雅筑² 吳文元³ 朱易昌⁴

摘要

針對都會區災害救援路網,本計畫開發一個 QGIS 嵌入式套件,旨在建立一個標準 資料模型與軟體工具,以協助推廣救援道路規劃之研究成果。目標產品為可應用於台灣 六大都會區的救援道路規劃軟體工具,本軟體整合救援道路規劃理論、防災需求與 GIS 軟體介面,並預計以兩年(111 年至 112 年)完成軟體開發,第一年為建立資料模型與軟 體實作,第二年配合地方政府應用進行驗證。本年度(111),已建立適用救援路網規劃的 關聯式資料庫模型並且完成嵌入式套件的原型程式實作。透過與地方政府的消防局、交 通局、工務局等部門進行交流,收集基礎資料庫所需的數據,包括歷年耕耘累積的資訊 以及本年度的校正更新。現已完成台北市與新北市的市管橋樑、建物、人口分布、關鍵 救援據點等重要救援資料之彙整。本軟體以 Python 程式語言進行 QGIS 的嵌入式套件編 撰,用於實現理論模型、防災需求與使用者介面之整合。本計畫已完成救援據點與數值 路網管理、救援道路規劃與地震境況下阻斷風險檢視等功能之雛形,並以大台北地區為 例實現初步驗證。

關鍵詞:救援道路、地震風險、軟體研發、嵌入式套件

一、前言

都會區為人口、建物、基礎設施(交 通路網、消防隊、急救醫院等)密集之區 域,大型都會區震災管理需綜合考慮維生 線與關鍵設施相互間的依存關係,以有效 推估大規模地震引致的各種可能情境,避 免因部分設施或系統損害,導致連鎖效應 而擴大災情。本計畫「都會區災害救援路 網QGIS 嵌入式套件」的研發,旨在針對 人口密集都會區的地震救援整備與防災規 劃需求,建立一個具備(1)自動化規劃地區 救援路網與(2)推估想定地震境況下救援 道路之阻斷風險工具軟體。

救援路網為災前整備與災後救援之重 要環節,都會區災害救援路網 QGIS 嵌入 式套件開發,主要為建立一個標準資料模 型與軟體工具,以協助推廣救援道路規劃 之研究成果,更應用於台灣六大都會區。 本軟體整合救援道路規劃理論、防災需求 與 GIS 軟體介面,主要利用 Python 程式語 言進行撰寫,以 PyQt 套件來設計圖形使 用者介面(GUI),並透過 QGIS 提供的 Python 應用程式介面(API)與 QGIS 互動, 目前版本管理以及發佈乃利用 Git/GitHub 進行。

QGIS 是一個自由軟體(Free Software) 的 GIS 桌面應用,提供地理資訊顯示、編 輯和分析功能。由於 QGIS 支援的檔案格 式非常廣泛,可有效支援本計畫研發需求, 便於處理大量地理資訊與基礎資料。本年 度(111),已建立適用救援路網規劃的關聯 式資料庫模型,並且完成嵌入式套件的原 型程式實作。透過與地方政府的消防局、 交通局、工務局等部門進行交流,取得基 礎資料庫所需的資訊,包括歷年耕耘累積 的資訊以及本年度的校正更新等,並已完 成台北市與新北市的市管橋樑、建物、人 口分布、關鍵救援據點等重要救援資料之

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

³ 國立臺灣大學土木工程學系學生

⁴ 國家地震工程研究中心 前專案佐理研究員

彙整,可用於實現理論模型、防災需求與 使用者介面之整合。本計畫現已完成救援 據點與數值路網管理、救援道路規劃與地 震境況下阻斷風險檢視等功能之雛形,並 以大台北地區為實例完成初步驗證。為利 於後續推廣本軟體予政府與學術單位使用 本研發團隊於本原型程式完成的同時,也 將軟體開發過程、累積之經驗與部分程式 碼註解整理成技術手冊[1],供後續程式開 發者參考。

本工作報告旨在說明作者於 111 年度 之災害救援道路相關研發項目進展,故所 有內容節錄自之前已完成的相關報告;第 二節與第三節內容節錄自[1],簡要說明本 套件的使用者介面設計與軟體架構設計; 第四節,摘錄自楊承道[2]國科會專題研究 計畫報告,為新竹地區的應用實例;最後 為本系列研究的結論與後續發展。

二、使用者介面

本嵌入式套件命名為 ROSA, 在從 QGIS 載入 ROSA 時, 會創建一個實體 (instance),並將介面內嵌入 QGIS 的工具 列中,如圖一。ROSA 的開發整合包括 QGIS、SpatiaLite、PyQt 等開放軟體套件。 在 ROSA 各個功能以 globalvar 物件作為 橋樑,讓儲存在其中的變數可不僅在嵌入 式套件中存取,亦可透過 QGIS 內的 Python console 進行存取,方便程式開發者 進行協作。

各按鈕之對應功能由 PyQt 的 Signal 進行連接,各式功能對應的介面(如 Dock、 Dialog)則會在開啟功能後生成 QWidget 的實例,並將該功能中所需進行的所有操 作交由該 QWidget 控制。在實際使用時, ROSA 功能觸發點有二,一為工具列 Plugins 中之 ROSA,二為透過工具列中的 各指定圖示開啟使用 ROSA 的功能,各指 定圖示及其功能如圖二所示。



圖一 ROSA 使用者介面

Icon	Function	Description
Ċ	Project management	switch all the executing functions in ROSA.
ŝ	Layer setting	Set the required layer files and save them together.
0	Rescue node management	View, select, and edit POIs (e.g., shelters and fire stations).
Z	Candidate route management	Set information about road network levels.
	Administrative district management	Set a mask for the area outside the administrative district that you want to highlight.
THE A	Rescue route planning	Rescue route planning between between rescue nodes and severely-stricken areas
	Check table schema	Check the format of input data.

圖二 ROSA 介面功能清單

三、軟體架構

Python 內建提供的使用者圖形介面 (GUI)套件為tkinter,而QGIS本身的程式 介面是以Qt建立的,故在QGIS的API中 亦內建調用Qt物件的函數。Qt本身是利 用C++語言撰寫,PyQt則是Qt以Python 包裝的框架,使用Python便可調用Qt功 能,並不需要使用C++撰寫。Rosa中會用 到各式QWidget,並以Signal的概念進行 介面與功能的連接,而介面的設計利用Qt Designer 繪製 xml格式的.ui檔案,透過Qt 提供的pyuic 指令將其轉為Python 可讀取 的格式,此外,在Qt中需要使用到的圖片 須利用 pyqrc 指令編譯為Qt 可讀取的 resource 才能顯示。 在 QGIS 讀取 ROSA 時,首先執行檔 案__init__.py,創建在 rosa.py 中類別 (class)ROSA 的實例(instance),此為 QGIS 和嵌入式套件溝通的固定方式,而在 rosa.py 中的類別(class) ROSA 為本嵌入式 套件中各功能與 QGIS 嵌入式套件介面溝 通的中樞,如圖三所示。



圖三 ROSA 內部物件關聯圖

四、應用實例-新城斷層想定地震

ROSA 除救援道路規劃的功能外,配 合國科會專題計畫[3],與朱易昌等人之想 定地震境況下道路阻斷分析模式[4-6],衍 生發展出「想定地震境況下高風險街廓與 救援路線識別軟體原型」。

本計畫執行之初以台北盆地為研究區 域,已完成大台北地區山腳斷層想定地震 境況模擬。為驗證本模式可應用於其他研 究區域,故本節將以新城斷層為應用於其他研 究區明。新城斷層規模想定地震採芮明 作說明。新城斷層規模想定設定,在此情境 (新竹地區最大震度之設定,在此情境 下新竹地區最大震度達六弱,主要分布 在新城斷層南側,新竹縣市其餘部分亦有 五級以上震度。一般建物於想定地震下的 震層南部的新竹縣地區,部分街廓內預朝 有4棟以上建築物倒塌,而倒塌建物可能 對於鄰近道路造成阻斷風險,請參考圖四。

在本次新城斷層想定地震境況下,首 先以ROSA進行主要道路篩選與規劃,接 著以「想定地震境況下高風險街廓與救援 路線識別軟體原型」進行主要道路的地震 阻斷風險分析。由於新竹縣寶山鄉、竹東 鎮、芎林鄉等行政區較鄰近斷層,受震損 建物影響路段主要集中在此區域,地震過 後可能造成交通阻斷,如圖五所標示之高 風險路段,此狀況可能引致該區服務水準 降低或中斷服務;其中,標示黃色路段代 人服務水準下降,經過此路段時須減速慢行; 標示紅色部分路段表示此路段至少有一個 以上載事先針書高風險路段規劃替代道路, 於大規模地震發生時才能維持道路互相 援及聯外等功能,而本次新城斷層分析結 果已提供予消防署,作為「國家防災日」 之地震損失推估參考資料。



圖四 想定地震下街廓內建物完全損壞棟 數



圖五 新竹縣市道路阻斷風險標示範例

145

五、結論與後續發展

本年度(111年)ROSA之開發過程,利 用雙北地區的基礎資料為實例,建立適用 救援路網規劃的關聯式資料庫模型,並已 完成台北市與新北市的市管橋梁、建物、 人口分布、關鍵救援據點等重要救援資料 之彙整,本資料庫除有利於後續發展救援 路網規劃套件以外,亦可直接提供給地方 政府、研究單位或者工程單位,進行災害 防救等課題之加值應用。而軟體介面之實 作,已利用 Python 程式語言,實作 QGIS 的嵌入式套件(Plugin),實現理論模型、防 災需求與使用者介面之整合。目前本軟體 處於原型程式階段,現在完成的功能包含: 圖層樣式設定、救援據點管理、候選路線 管理、專案功能管理、行政區管理、替代 道路規劃、據點與道路連結、救援路線規 劃與道路地震阻斷風險分析等功能。

後續,第二年(112年)之工作重點主要 為推廣應用與軟體工具優化,擬以既有救 援路網規劃研究成果為案例,針對使用者 (台北市消防局、新北市消防局)回饋之 應用需求,提供整合街廓地震風險識別地 圖、救援路網規劃工具、街道改善影響評 估等 GIS 主題應用功能,進行在地化研發 應用與驗證。

参考文獻

- 楊承道、曹雅筑、吴文元、朱易昌,2022。 救援路網規劃與震損風險評估原型軟 體發展 QGIS Python Plugin 開發者技術 手冊(第一版),國家地震工程研究中心 報告(NCREE-22-019)
- 楊承道、曹雅筑、朱易昌、吴文元,2022。
 關鍵設施之設備與非結構構件耐震評 估與性能提升策略整合研究一都會區 想定地震境況下高風險街廓與救援路 線識別研究與軟體工具研發(子計畫十 二) (I) (II),國科會專題研究計畫報告 (MOST-110-2625-M-492-013、 MOST-111-2625-M-492-006)。

- 朱易昌、林偲妘、楊承道、曹雅筑,2021。
 台北市救援道路受震損建物殘骸阻斷
 風險分析,營建工程與管理學術研討會
 暨國際會議,台北,台灣。
- 4. Yi-Chang Chu, and Szu-Yun Lin, 2022. Post-Earthquake Risk and Vulnerability Assessment of Rescue Roads, 12th National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Salt Lake City, UT.
- 5. Yi-Chang Chu, 2022. Post-earthquake Risk and Vulnerability Assessment Road System. Master thesis, National Taiwan University, Taipei, Taiwan.
- Yi-Chang Chu, Cheng-Tao Yang, Chin-Hsun, Yeh, and Szu-Yun Lin, 2022. Multiindex assessment for seismic risk and vulnerability of road system — A case study of Taipei City. (manuscript submitted to International journal of disaster risk reduction in September).



住宅耐震補強之技術推廣與應用成果

許芯茹¹ 林敏沁¹ 高靖¹ 許嘉雯¹ 張舒涵² 邱聰智³ 鍾立來⁴ 楊元森⁶ 林敏郎³ 翁元滔³ 涂耀賢⁷ 鄭維中⁵ 許丁友⁸

摘要

臺灣地理環境特殊,時常發生的地震可能造成建築物的毀損和人民的傷亡。行政院 於 2022 年 11 月 29 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫(111-114 年)」, 規劃推動補助私有建築物「耐震弱層補強」措施,協助建物所有權人在等待整合全數區 分所有權人意見進行全面性補強或拆除重建之前,提供短期緊急性之處理措施。

關鍵詞:私有建築物、耐震弱層補強、耐震補強、執行成果

一、前言

自 1999 年 921 大地震後,政府積極 推動「建築物實施耐震能力評估及補強方 案」,針對公有建築物全面提升其耐震能力, 經歷地震考驗,補強成效斐然。

然而,對私有建築物推動拆除重建或 實施耐震補強卻困難重重,其因乃由於多 重私人產權、擔心工程經費過高、施工期 間居民安置問題等,因此不易達成共識等。 但是,大地震的到來無法預測,防災整備 刻不容緩。為此,行政院於 2022 年 11 月 29 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重 建補強計畫(111-114 年)」,規劃推動補助 私有建築物耐震弱層補強措施,協助建物 所有權人在等待整合全數區分所有權人意 見進行全面性補強或拆除重建之前,提供 短期緊急性之處理措施。

國家地震工程研究中心(以下簡稱國 震中心)受內政部營建署委託,執行「私有 建築物耐震弱層補強專案辦公室」委託技

¹國家地震工程研究中心專案助理技術師 ²國家地震工程研究中心專案技術員

- 3國家地震工程研究中心研究員
- 4國家地震工程研究中心兼任榮譽顧問
- 5國家地震工程研究中心資訊組組長
- 6國立臺北科技大學教授
- 7私立宏國德霖科技大學副教授

術服務案(以下簡稱本案),成立耐震弱層 補強專案辦公室(以下簡稱專案辦公室), 協助辦理耐震弱層補強之宣導推動,並且 建立補強設計審查機制、提供耐震補強專 業人員教育訓練及提供民眾耐震弱層補強 相關資訊與協助。期望在下次大地震來臨 時,大幅提升全國私有建築物的耐震能力, 降低建築物倒塌風險,減少人命與財產損 失。

二、補強經費補助

依據「主動輔導辦理建築物耐震能力 初步評估及弱層補強經費補助執行作業要 點」規定,凡是非單一所有權人之私有住 宅皆可以申請補助。依個案採取補強方案 A 或方案 B,以並補強施作層面積計算補 助金額。補助金額最高可以達到新台幣 450 萬元,但補助比率不可超過總補強費 用的 45%(表一)。若申請案件屬具潛在危 險疑慮建築物,經執行機關審查同意者, 補助上限得提高為「新臺幣 450 萬元,並

⁸回上去燃付出上留到机场并到久

⁸國立臺灣科技大學副教授兼副系主任

以不超過總補強費用 85%為限」。此外,若 其建築物為非公寓大廈者,個案可採取補 強方案 C,依實際修繕金額補助,補助上 限為新臺幣 50 萬元。

表一 耐震弱層補強之補助金額與比率

類型	施作層 面積	補助金額及補助比率
	未満 <u>500 m²</u>	補助上限為 <u>新臺幣 300 萬元</u> ,並以 不超過總補強費用 <u>45%</u> 為限。
補 済 条 A	<u>500 m²</u> 以上	基本補助上限新 <u>臺幣 300 萬元</u> ,以 500 m ² 為基準,每增加 50 m ² 部分, 補助增加新臺幣 10 萬元,不足 50 m ² 者,以 50 m ² 計算。補助上限不 超過 <u>新臺幣 450 萬元</u> ,並以不超過 總補強費用 <u>45%</u> 為限。
補強 方案 B	不限	補助上限為 <u>新臺幣 450 萬元</u> ,並以 不超過總補強費用 <u>45%</u> 為限。

三、耐震弱層補強推動成果

專案辦公室以實際開發示範案例的經 驗,設計教材說明技術面、法規面與執行 面等相關問題,讓參與本計畫的專業人員、 政府官員及民眾,有最具體的學習對象, 達到推廣弱層補強的目標,並將邀請業界 具豐富工程經驗之專業人員,共同編撰講 習會的課程內容,或擔任講師向與會者分 享實際補強經驗與專業知能,以提高教學 品質。從108年6月4日至112年2月22 日執行計畫期間,專案辦公室已辦理作業 技術講習會場次累計 24 場,參訓人次為 1,975人次。期間多次與土木、結構、建築 三大公會合作辦理技術講習會,其講習會 辦理照片如圖一所示。



圖一 作業技術講習會辦理照片

此外,為推動各縣市耐震弱層補強之 設計或施工示範例,特舉辦觀摩活動,使 當地民眾能更直接了解補強後之成果,觀 摩活動累計辦理共計7場次,參與人數為

319 人次,其活動辦理照片如圖二所示。



圖二 觀摩活動辦理照片



圖三 社區說明會辦理照片

而鄰里說明會於全台辦理情況,累計 辦理148 場次,服務 5,739 人次,鄰里說 明會辦理照片如圖四所示。





圖四 辦理鄰里說明會照片

專案辦公室為強化大眾對防災耐震知 能,與宣導耐震弱層補強計畫,特與社區 大學合作辦理「地震防災知能工作坊」活 動。利用國震中心開發之學習教材,透過 實做模型進行地震模擬體驗方式,讓民眾 理解提高住宅耐震能力之必要性,與強化 地震防災的危機意識,進而了解住宅補強 後之附加價值。活動共計辦理4場次,參 與人次為176人次,辦理活動照片如圖五 所示。



圖五 地震防災知能工作坊辦理照片

為確保設計審查品質以及審查流程之 順暢,完成設計後之個案皆會辦理補強設 計審查會議,從108年6月4日至111年 3月30日執行計畫期間,累計辦理15件 設計審查會議,其中12件已通過審查,設 計審查會議照片如圖六所示。



圖六 召開補強設計審查會議照片

專案辦公室輔導全國申請弱層補強案 件至 112 年 3 月 30 日止,已累計申請數 量為 41 件,其中包含臺北 8 件、新北 9 件、臺中 1 件、屏東 6 件、臺南 6 件、宜 蘭 2 件、花蓮 3 件、雲林 1 件、臺東 5 件 (以核定棟數計算)。前述案件中,累計已竣 工案件有 8 件,分別為花蓮 3 件、台南 2 件、台北 1 件、台中 1 件,其中 111 年新 增竣工 3 件,案例補強竣工照片詳如圖七 所示。



案件編號:A01100(宜蘭)



案件編號:A01200(臺中)



案件編號:A00600(臺北) 圖七 111 年案例補強竣工照片

四、結論

專案辦公室自 108 年 6 月 4 日執行計 劃起,除辦理既有作業技術講習會、現地 觀摩、地震防災知能工作坊等活動,以提 升專業人員與施工廠商補強設計、工法等 專業知能與宣導地震防災知能外,於 111 年計劃執行期間,與臺北市危老推動師合 作推動弱層補強案件,推動案件成效頗佳。 未來將規劃招蘇對耐震弱層補強計劃有興 趣之專業技師、建築師、危老推動師、都 更推動師、不動產從業相關人員、社區管 補強為首要目標,協助民眾改善居 住安全。

參考文獻

- 邱聰智,鍾立來,楊元森,林敏郎,涂 耀賢,翁樸文,宋嘉誠,林筱菁,蕭玉 舒,張樂均,李育樺,張耕豪,「108 年 度『私有建築物階段性補強專案辦公室』 委託技術服務案結案報告書(上冊/下 冊)」,內政部營建署,台北,2020。
- 邱聰智,鍾立來,楊元森,林敏郎,涂 耀賢,王裕仁,林筱菁,賴昱志,蕭玉 舒,闕立奇,張耕豪,沈薇,彭瑞龍, 王佳憲,李成邦,「109 年度『私有建 築物階段性補強專案辦公室』委託專業 服務案結案報告書(上冊/下冊)」,內政 部營建署,台北,2021。
- 3. 邱聰智,鍾立來,林敏郎,楊元森,涂 耀賢,王裕仁,許丁友,林筱菁,林敏 沁,許芯茹,高靖,闕立奇,蕭玉舒, 彭瑞龍,張舒涵,「110年度『私有建 築物階段性補強專案辦公室』委託專業 服務案結案報告書(上冊/下冊)」,內政 部營建署,台北,2022。
- 4. 鍾立來,邱聰智,涂耀賢,林煜衡,陳 幸均,何郁姍,翁樸文,李翼安,沈文 成,蕭輔沛,江文卿,楊耀昇,許庭偉, 楊智斌,黃世建,「單棟大樓階段性補 強技術手冊(評估與設計技術篇)」,內

政部營建署,台北,2019。

 5. 鍾立來,邱聰智,涂耀賢,張耕豪,陳 恩霆,張樂均,翁樸文,蕭輔沛,江文 卿,楊智斌,許庭偉,林宜靜,,楊耀 昇,黃世建,「單棟大樓階段性補強技 術手冊(施工及監造篇)」,內政部營建 署,台北,2021。



臺灣建築物耐震設計反應譜查詢平台-Sederes

劉勛仁1 呂學敏2 張毓文3 簡文郁3

摘要

我國內政部營建署最新修正之「建築物耐震設計規範及解說」自民國 111 年 10 月 1 日起 正式施行。為協助規範使用者能在統合、可靠的工具上,便捷地取得新制的耐震設計反應譜, 國家地震工程研究中心順應推出「臺灣建築物耐震設計反應譜查詢平台」服務網站 (https://seaport.ncree.org/sederes),簡稱 Sederes,其重點特色有:(1)整合活動斷層跡線、行 政區界等最新地理圖資;(2)提供經緯度、行政區、門牌地址及在地圖上點選共 4 種工址定位 方式;(3)適地的最大值近斷層設計反應譜;(4)提供大臺北與內飛地工址之合適震區;(5)詳列 所有反應譜參數。Sederes 具備直觀且實用的操作介面,呈現詳細的新制規範設計反應譜資訊, 並可有效落實在工程實務、學術研究及科普教育。

關鍵詞:Sederes、建築物耐震設計規範、設計反應譜、地理資訊系統

一、緣起與構想

我國建築結構耐震設計的官方規定, 由內政部營建署首先於民國 63 年 2 月 15 日發布施行。隨著地震工程新知的增進以 及社會經濟發展的需要,歷經民國 71 年、 78 年、86 年、88 年、95 年、100 年及近期 111 年共計七次修訂,促使設計地震(design earthquake)的制定依據參數與流程,愈趨完 整、合理以及細節化。

目前內政部營建署最新修正之「建築物耐震設計規範及解說」自民國111年10月1日起正式施行。然,面對規則條文修訂、設計參數調整、活動斷層新增、行政分區改制等多項異動,造成規範使用者在係數查詢、設計反應譜計算以及圖資管理等方面,產生諸多困擾與不便。

與此同時,雖過去曾有針對 103 年、 108 年草案版修訂規範分別開發之「臺灣規 範反應譜查詢介面」單機版軟體(劉勛仁等 2014)與「臺灣耐震設計反應譜查詢系統」 內部網站(嚴楚寒等,2019),惟在 111 年正 式版修訂規範發布後,國內仍需一套最新、 穩定的公開工具,可供各界人士便利查詢 與下載需求地點之設計基準地震反應譜。

為協助規範使用者能透過一個統合、 可靠的服務平台,便捷地取得目標工址之 設計基準地震反應譜,國家地震工程研究 中心順應推出「臺灣建築物耐震設計反應 譜查詢平台」,簡稱 Sederes (Seismic Design Response Spectra based on Taiwan Building Code),其開發的核心目標為:(1)建構可廣 泛普及使用的線上服務平台、(2)結合地理 資訊系統(geographic information system, GIS)、及(3)提供統一且長期的規範設計地 震服務;而在運用規劃上,服務內容以提供 111 年版規範設計反應譜的完整資訊為主, 服務範圍可適用在全臺各地位置,服務模 式需具備直觀易用及多元定位的操作功能。

二、平台建構方法與內容

除了依 111 年版規範第二章內文設立 耐震設計參數資料庫與設計反應譜建置邏 輯,Sederes 主要應用 GIS 進行建構,整合 的最新地理圖資及來源包括:(1)臺灣行政 區劃,其基於數位發展部「政府資料開放平 臺」提供之 1100928 版村里界圖資;(2)活

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心專案助理技術師

³ 國家地震工程研究中心研究員

動斷層跡線,其基於經濟部中央地質調查 所公告之2021年版臺灣活動斷層分布圖; (3)地址定位功能,其介接內政部「內政地 理資訊圖資雲整合服務平台」提供之全國 門牌地址定位雲端服務;(4)臺灣地區電子 地圖,其採用全世界廣用的開放街圖應用 程式介面(OpenStreetMap API)。

如圖一所示, Sederes 在結構上為 GIS 圖台,上方標題區設有功能指引、平台簡介 及相關資訊的提示選單;左半部為工址定 位區,配有地圖與定位選項;右半部為反應 譜資訊展示區。進入 Sederes 前,敬請使用 者在入口視窗提供服務單位與職稱兩個簡 單資訊(僅作為內部用量統計),並同意網站 使用規則後,即可開始使用。

三、平台特色功能

Sederes 展現的簡潔頁面設計、直觀操 作方式、及迅速查詢回應,能提供順暢的使 用感受。以下介紹 Sederes 的六大特色功能。

3.1 整合式地圖服務

藉由整合臺灣街圖、行政區劃界、活動 斷層跡線以及臺北盆地範圍線,可助於使 用者迅速檢視工址定位是否正確,亦可一 目了然所查工址的周遭地理狀況、相對位 置以及所屬震區範圍。 Sederes 提供 4 種工址定位方式:(1)在 地圖上釘點、(2)經緯度(TWD97 座標系統)、 (3)行政區劃、及(4)門牌地址;後者可依門 牌關鍵字,自動列出若干預測地址供挑選。

當完成定位後,即彈出訊息視窗顯示 設計反應譜的工址資訊、預設值與定譜參 數。其中,預設值的地盤分類以及工址至斷 層距離,使用者可依需求自由調整,定譜參 數亦將隨之更新。定譜參數在此指工址短 週期與一秒週期之水平譜加速度係數(Sos、 So1; SMS、SM1)以及短、中週期分界之轉換 週期(T^D₀; T^M₀)。當完成查詢後,可按「繪製 /儲存查詢結果」續做資料詳讀與輸出。

3.3 適地性近斷層設計反應譜

為對應 111 年版規範第 2.4 節解說之 最新規定, Sederes 採用最新 2021 年版之 斷層跡線,且搜尋出工址半徑 14 公里範圍 內的規範指定斷層以及其與工址之最短水 平距離;若工址鄰近兩條或以上之活動斷 層時, Sederes 可主動評估出最大值之近斷 層區域震區短週期與一秒週期水平譜加速 度係數 $(S_s^p, S_1^p; S_s^M, S_1^M)$ 。

對於斷層距離,使用者亦可自由調整。 考量到斷層跡線位置不確定性、活動斷層 地質敏感區等因素,建議對 Sederes 提供的 斷層距離,實務上或可縮減至少 300 公尺, 以茲保守。須特別說明,111 年版規範是依



3.2 多元工址定位方式

圖一 Sederes 服務網站

2012 年版活動斷層制定近斷層設計係數, 其未含 2021 年版新增之車瓜林斷層,該斷 層之相關規定需待主管機關的後續制訂與 公告。此外,為反映規範對花東縱谷斷層的 地震序列特徵考量以及大甲、彰化斷層的 同時破裂設定,故 Sederes 列有第二類活動 斷層之利吉斷層與嶺頂斷層,且以連續線 形之大甲、彰化斷層跡線計算斷層距離。

3.4 大臺北工址之震區再定位

Sederes 地圖上繪有同規範圖 2-1 之臺 北盆地範圍界線,以利工址位置比對。對於 大臺北地區之工址,常依規範表 2-6 查得 對應之震區類別,有一般震區以及臺北盆 地微分區臺北一、二、三區。規範表 2-6 係 依據早年官方圖資所建,若對應在現今的 行政區劃地圖,與規範圖 2-1 之臺北盆地 設計地震微分區圖相比,有部分地區兩者 相左。經查有新北市新店區寶福里,以及新 北市汐止區之大同里、山光里、秀山里、忠 山里、東勢里、金龍里、康福里、福安里、 福德里、興福里與環河里,於表 2-6 列為一 般震區,惟於圖 2-1 對應為臺北三區。

對於以上情事, Sederes 亦提出依據圖 2-1 之查詢結果,以反映工址位置實際對應 的震區類別。此外,對於未列在表 2-6 之大 臺北地區里名,如新北市新莊區祥鳳里, Sederes 同樣依圖 2-1 提出適當的震區類別。結果圖表,便利使用者直接進行參數取值、



圖二 Sederes 臺北工址查詢例

3.5 飛地工址之震區定位

飛地意旨在某個地理區內有一塊它地 的區域。臺灣有部分的內飛地(enclave),因 門牌地址名稱與所在地理名稱相異,致使 兩方的震區譜加速度係數有所不同。以屏 東縣瑪家國中為例,其地址為屏東縣瑪家 鄉三和村三和巷 16號,依地理位置是在屏 東縣內埔鄉之內飛地,故 S^{D} 與 S^{M} 應是內埔 鄉的 0.6 與 0.8, 而非瑪家鄉的 0.7 與 0.9。

以 GIS 為基礎的 Sederes,可依據規範 圖 C2-2 至圖 C2-5 之全臺震區水平譜加速 度係數分布圖,對內飛地提出適切的數值。



圖三 Sederes 內飛地工址查詢例

3.6 詳細反應譜資訊展示

Sederes 可展示多筆的設計反應譜查詢 譜值比較以及資料儲存。

對於反應譜圖,主要的特色功能有:(1) 譜形可選擇長週期段呈 0.4 Sps 或 0.4 Sms之 下限值,或續呈週期倒數(T⁻¹)之衰減趨勢; (2)可點擊任一圖例,以顯示或隱藏指定的 反應譜;(3)游標置於譜圖時,可顯示最近 之單一(一)或全部(〓)反應譜值;(4)可任意 擷取反應譜圖存成 PNG 檔案(◎)。

對於反應譜列表,可自設顯示、隱藏或 刪除任一儲存結果。點選「詳細資訊」(→), 展示有設計地震(回歸期 475 年)與最大考 量地震(回歸期 2500 年)之完整反應譜內容 資訊,包括:(1)工址經緯度、(2)震區行政 區劃、(3)震區類別(一般震區、近斷層震區、 臺北一區、臺北二區或臺北三區)、(4)一般 區域震區之水平譜加速度係數 $(S_s^D, S_1^D; S_s^M)$ 、 S_1^{M} 、(5)鄰近斷層名稱及水平最短距離、(6) 各個斷層及最大值之近斷層區域震區水平 譜加速度係數、(7)地盤分類(第一、二或三 類地盤)、(8)工址放大係數(F_a 、 F_v)、(9)工 址水平譜加速度係數(S_{DS} 、 S_{D1} ; S_{MS} 、 S_{M1})、 (10)等效地表加速度峰值(EPA)係數、以及 (11)反應譜較短、短、中、長週期分界之轉 換週期($0.2T_0$ 、 T_0 、2.5 T_0)。

使用者按下「輸出勾選結果」時,上述 資訊併同 101 個對數等間距週期點之長週 期有、無下值受限之工址水平譜加速度 (SaD; SaM),即可全部下載存成 CSV 檔案。 若為近斷層工址,各個鄰近斷層之反應譜 資訊亦詳列在 CSV 檔。參數值皆經過四捨 五入,除了斷層距離與經緯度分別取至小 數點後第2、4位,其餘參數取至小數點後 第3位,顯示 N/A 則表示該參數毋須考慮。

四、結語及建議

「臺灣建築物耐震設計反應譜查詢平 台」服務網站,簡稱 Sederes,完全由國家 地震工程研究中心自行設計與開發,其具 備便捷、實用的操作介面,提供最新111年 版規範設計反應譜之線上查詢服務,可有 效應用在工程實務、學術研究及科普教育。

實務上,對於 Sederes 提供的工址至斷 層距離,建議或可縮減至少 300 公尺,以 保守地應對斷層位置不確定性的議題。此 外,藉由 Sederes 查得之工址水平譜加速度 係數,使用者可快速續用「臺灣工址輸入地 震查選平台」(INMOST)(劉勛仁等,2022; https://seaport.ncree.org/inmost)設定標的反 應譜(target spectrum),進而取得歷時分析所 需之實測地震紀錄與定比係數(scale factor)。

Sederes 已正式於 2022 年 12 月 30 日 公開上線(<u>https://seaport.ncree.org/sederes</u>), 歡迎各界人士的踴躍使用、回饋與推廣。

參考文獻

- 內政部營建署,(2022)。建築物耐震設計 規範及解說。民國 111 年 6 月 14 日台內 營字第 1110810765 號令。
- 2. 劉勛仁、呂學敏、簡文郁,(2022)。臺灣 工址輸入地震查選平台。110 年度國家 地震工程研究中心研究成果報告,第 213-216頁。
- 劉勛仁、簡文郁、張毓文,(2014)。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,編號:1126,高雄。
- 4. 嚴楚寒、劉勛仁、張毓文、簡文郁,(2019)。 臺灣耐震設計反應譜查詢系統網之發展 與應用。國家地震工程研究中心技術報告,編號:NCREE-2019-005,臺北。

11年版規範 ~ 行政區定"		Luca Luca	「キートに同時	前回	_		~	
	水平反	反應譜參數資訊 - 序號10 (工址經緯度:120.7878,	24.3528)				神範圍及尺規	
	THE - Inc	地震水準 / 回歸期	設計地	震 / 475年	最大考量地	震 / 2500年	0.0 ~ 10.0 ; 總社	生尺規 🗸
	県 -火	反應譜參數之對應週期	短週期	1秒週期	短週期	1秒週期	0.0 ~ 1.4 ; 總位	主尺現∨
•		基本資語	R				(106) (二) (二) (二) (二) (二) (二) (二) (二) (二) (二	-17 sc 401
	1	工址水平譜加速度係數(S _{aS} 、S _{a1}) - 苗栗縣大湖鄉」近斷層震區 第一類地望	0.911	0.539	1.101	0.699	 二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二二	(Arran)
	2	等效地表加速度峰值(EPA)係數 (=0.4×S _{aS})	(0.364	0.	440	[][一般展画][第一類地盤]	-
	3	短週期與中週期分界之轉換週期70 (=Sa1/SaS;秒)	(0.592	0.	635	(][近斷層微重(職大值)][第一	一類地盤
	4	較短週期與短週期分界之轉換週期 (=0.2×T0;秒)	(0.118	0.	127	 [近斷層震질(乘大值)][第一 (][近斷層震질(乘大值)][第一 	- 類地盤 - 類地盤
·	5	中週期與長週期分界之轉換週期 (=2.5×T0;秒)		1.480	1.	587	[近斷層奏直(與大值)][第一	一類地盤
		詳細資言	R				8 9	
/	A-1	一般區域震區譜加速度係數 - 苗葉懸大湖鄉	0.800	0.450	1.000	0.550	山 輸出	勾選網
1	A-2	近斷層區域震區譜加速度係數 (S _S 、S ₁) - 最大值	0.911	0.539	1.101	0.699		詳細
, ANT	A-2.1	- 三義斷層:4.66公里	0.815	0.475	1.059	0.619	『斷層(5.96km);車籠	Ð
A	A-2.2	- 屯子腳斷層: 5.96公里	<u>0.911</u>	0.536	<u>1.101</u>	0.666	₩層(4.12km)·大茎	-
	A-2.3	- 車離埔斷層:7.07公里	0.849	0.539	1.089	0.699	Carried () (Frankling) ()	2
	В	工址放大係數 (F _a 、F _v) - 第一類地盤	1.000	1.000	1.000	1.000	3、彰化與鐵砧山斷	Ð
1 5191 14	С	工址水平譜加速度係數 (S _{aS} · S _{a1})	0.911	0.539	1.101	0.699	i斷層(3.83km);屯子	Ð

圖四 Sederes 近斷層工址之反應譜參數資訊詳表

旗山斷層傾角分布與統計

陳冠宇¹ 范秋屏² 李宥葭³ 張毓文⁴ 張志偉⁵ 劉勛仁¹

摘要

斷層傾角是用來描述斷層幾何形貌的關鍵參數之一,其對評估破裂面積、水平/垂直 滑移量、工址至斷層面距離等影響甚鉅。在眾多地質與地球物理調查結果顯示,斷層沿 線上的傾角常具有較大不確定性。本研究目的為藉由統計分析,且資料近於常態分佈, 採用三點近似法(three-point approximations)取得傾角的上界值、中值與下界值以及相對 應之權重,以此來排除主觀評估造成的偏差。

本研究針對台灣南部地區的旗山斷層,經由兩種的三點近似評估法,旗山斷層的傾 角模式可表示為:(1)採用 ESM (Extended Swanson-Megill)法,傾角為41、61、81度,權 重分別為0.3、0.4、0.3;(2)採用 EPT (Extended Pearson-Tukey)法,傾角為36、61、86度, 權重分別為0.2、0.6、0.2。

關鍵詞:旗山斷層、斷層傾角、三點近似法、權重

一、前言

在蒐集台灣機率式地震危害度評估結 果時,發現不同團隊建立的斷層傾角模型 之中值、範圍及權重各異。以旗山斷層為 例,傾角有 75 度(Shyu et al., 2016; 2020); 或 50/58/65,搭配權重 0.2/0.6/0.2(胡植慶 等, 2016);或 70/75/80,權重為 0.2/0.6/0.2(NCREE, 2019);或 30/35/65,權 重為 0.3/0.4/0.3(顏銀銅等, 2020)。此現象 顯示此模型評估過程中,強烈受控於評估 團隊的主觀設定。

在評估孕震深度時,前人研究透過統 計震源隨深度分布,選取不同的統計區間 (D1-99,D5-95,D10-90)量化出台灣活動斷層 孕震深度(Wu et al., 2017)。因此,本研究 如法炮製,亦採用統計的方法。首先透過 斷層傾角資料收集,將資料表格化及圖形 化後建立斷層傾角資料庫,再透過統計分 析,確認資料為常態分佈,便可依常態分 佈曲線之特性,使產出之模型與對應權重 皆以資料分佈為依歸,使結果更具客觀性,

2 國家地震工程研究中心專案助理研究員

4 國家地震工程研究中心研究員

降低人為主觀設定而產生偏差。



圖一 臺灣南部活動斷層分布圖。本文討論 之內容為圖幅中間的旗山斷層 (圖引自林

¹ 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

⁵ 國家地震工程研究中心助理技術師

啟文等,2009)。

二、斷層簡介

早先旗山斷層分為南北兩段,以旗山 鎮為分界,北至三民鄉,為內英斷層,總 長40公里(飯塚保五郎,1928);南至烏山頂 地區,為旗山斷層,總長30公里(吉田要, 1932)。早期研究認為內英斷層跟旗山斷層 是可連結狀態,便將兩斷層統稱為旗山斷 層(鳥居敬造,1933),持續很長時間,在臺 灣活動斷層圖建立之初(張徽正等,1998; 林啟文等,2000),仍沿用此定義。

在後續調查結果顯示,旗山斷層南北 段特性不同,北段富有緊密的背斜與向斜 構造,明顯與南段僅有逆衝構造不同,不 應為相連斷層(陳文山等,2005)。目前旗山 斷層的定義為旗山鎮以南的部分。斷層面 與剪切面上的擦痕顯示其為一逆移帶左滑 之斷層(陳柏村等,2005;陳柏村等,2009)。 旗山斷層截切 7,200 年前的階地堆積物, (陳柏村等,2009),判定屬於第一類活動斷 層(林啟文等,2009;林啟文等,2012;林啟 文等,2021),是台灣南部重要的活動斷層。



圖二 旗山斷層條帶地質圖。北起旗山鎮南 延至烏山頂區,長度約為 30 公里長(林啟

文等,2009)。

三、斷層地質與地球物理資料

首先蒐集已發表之國內外文章、報告 書及博碩士論文等,並找出引用之原始文 獻減少資料的錯引或誤用。將參考文獻的 傾角結果統整成斷層傾角參數表(篇幅有 限,參數表無法放入此精簡報告中,詳情 請參閱 112 年的年度報告),內容包含:參 考文獻、調查方法、探查角度及備註說明 測線、鑽井及點位名稱。

套疊參考文獻內之地質(野外調查、鑽 井、槽溝)與地球物理資料(反射震測、地電 阻測)等圖,將調查位置沿斷層標記(圖三 左),同時標註該調查點的傾角數值(圖三 右),除可藉此觀察斷層傾角沿斷層的變化 外,可便於後續統計。



四、統計方法

1.常態分佈檢定

我們採用偏度(skewness)來檢視數值 分布是符合常態分佈之特性。,其公式表 示為:

其中,Xi 為各資料數值;x 為計算平均數; S 為標準差;n 為資料數量。資料數量必須 大於2,也就是至少三筆資料才可計算。

理論上,偏度為零,代表資料平均分布在

均值兩側,分布曲線對稱性高。但在實際 情況上,偏度很難恰等於零,因此前人研 究(Bulmer, 1979)提出經驗法則:

1.偏度介於±0.5 之間資料分布幾近對稱, 可視為常態分佈。

 2.偏度介於-1~-0.5與0.5~1之間,資料分 布曲線為中等偏度(moderately skewed)。

3.偏度小於-1 及大於 1,資料分布曲線為 高偏度(Highly skewed)(圖四)。



圖四 分佈曲線偏度檢驗。偏度介於±0.5 之 間資料分布幾乎對稱,我們視為常態分佈 (圖中),偏度為正值為負偏態(或稱左偏 態)(圖右),偏度為負值,為正偏態(或右偏 態)(圖左)。

2.常態分佈三點法評估

當資料所呈現的偏度介於±0.5 之間, 我們將此分布視為常態分佈。而常態分佈 所對應的數值、範圍及權重之選取則參照 Hammond and Bickel (2013) 結合前人研究 (Pearson and Tukey, 1965; Megill, 1977)提出 的三點近似法(Three-point approximations) 評估: (a)ESM 法(Extended Swanson-Megill method),以第十、第五十及第九十個百分 位(percentile)的值為資料的上界、中值及 下界(此範圍為常態分布 80%的信心區間, 對應為正負1.282 個標準差),對應權重為 0.3/0.4/0.3(圖五綠色標記); (b)EPT 法 (Extended Pearson-Tukey method),以第五、 第五十及第九十五個百分位的值為資料的 上界、中值及下界(此範圍為常態分布 90% 的信心區間,對應為正負1.645個標準差), 對應權重為 0.185/0.63/0.185(通常用 0.2/0.6/0.2) (圖五藍色標記)。





五、統計結果與對比

旗山斷層傾角的統計分析結果:偏度 為-0.2(資料可視為常態分布)、均值為 61、 標準差為 15.4,ESM 法所對應的斷層傾角 下界值/中值/上界值為 81/61/41(圖六藍 色長條),權重為 0.3/0.4/0.3;EPT 法所對應 的斷層傾角下界值/中值/上界值為 36/61/86(圖六黃色長條),權重為 0.2/0.6/0.2。對比其他團隊的斷層傾角設 定,我們可以發現不同團隊的中值與範圍 之設定皆不盡相同,且資料分布分別位於 不同區間(圖六)。我們認為此現象顯示在 此模型的評估過程中,模型的中值與不確 定性範圍的設定強烈受控於評估團隊的主 觀意識,亦即所謂的認知不確定性 (Epistemic Uncertainty)。



六、後續工作

陸續完成全台斷層(地調所公布為主) 之文獻彙整與傾角統計。後續加入峰度 (Kurtosis)探討資料分布呈高狹峰型 (leptokurtic)或低闊峰型(platykurtic),及其 應採用的百分位選取及權重分配。

參考文獻

- 吉田要(1932) 高雄州旗山南西部由田調查報告 及旗山南西部由田地質圖。比例尺三萬分之一, 台灣總督府殖產局,第610號,宮162頁。
- 林啟文,劉彥求,周稟珊,林燕慧 (2021)臺灣
 活動斷層調查的近期發展。經濟部中央地質調 查所彙刊第34號,第1-40頁。
- 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正 (2000) 台灣活動斷層概論,五十萬分之一台灣活動斷 層圖說明書,第二版。經濟部調查所特刊,第十 三號,共122頁。
- 林啟文、盧詩丁、陳文山(2012)臺灣活動斷層分 布圖 2012 年版說明書。經濟部中央地質調查所 特刊,第26號,第1-30頁。
- 5. 林啟文、陳文山、劉彥求、陳柏村 (2009) 台灣 東部與南部的活動斷層,二萬五千分之一活動 斷層條帶圖說明書。經濟部中央地質調查所特 刊,第二十三號,共178 頁。
- 6. 胡植慶、劉啟清、楊燦堯、景國恩、鄭錦桐 (2016) 斷層活動性觀測研究第三階段-斷層整合性觀 測與潛勢分析。經濟部中央地質調查所第三階 段總結報告書(二),共468頁。
- 張徽正、林起文、陳勉銘、盧詩丁 (1998)臺灣
 活動斷層概論-五十萬分之一台灣活動斷層分 布圖說明書。經濟部中央地質調查所特刊第10 號。
- 張徽正、林啟文、陳勉銘、盧詩丁 (1998) 台灣
 活動斷層概論,五十萬分之一台灣活動斷層圖
 說明書。經濟部調查所特刊,第十號,共103頁。
- 陳文山、黃能偉、游能悌、周飛宏、顏一勤、宋 時驊、楊志成、楊小青(2005) 地震地質調查及 活動斷層資料庫建置計畫一槽溝開挖與古地震 研究計畫(4/5)一旗山與龍船斷層條帶地質圖說 明書。經濟部中央地質調查所報告第94-08-2 號, 共48頁。
- 10.飯塚保五郎(1928)臺灣油田地質概查報告-第 六區油田。日本海軍省出版,第115-146頁。
- 11. 顏銀桐、徐澔德、李易叡、謝寶珊、謝銘哲、莊 怡蓉 (2020) 臺灣活動斷層潛勢圖精進與震源 構造特性評估。經濟部中央地質調查所 109 年

度委託技術服務執行,總結報告書,共423頁。

- 12.陳柏村(2005)旗山斷層南段變形特性研究。國立 成功大學地球科學研究所碩士論文,共 109 頁。
- 13. 陳柏村、林啟文、江婉綺、劉彥求、林慶偉(2009) 臺灣南部旗山斷層的構造特性研究。經濟部中 央地質調查所彙刊,第22號,第63-98頁。
- Bulmer, M. G. (1979) Principles of Statistics. Dover. New York. Chapra, S.C. and R.P. Canale (2010). Numerical Methods for Engineers, McGrawHill, 6 edition.
- 15. Hammond, Robert & Bickel, J. (2013). Reexamining Discrete Approximations to Continuous Distributions. Decision Analysis. 10. 6-25. 10.1287/deca.1120.0260.
- 16. Megill, R. E. 1984. An Introduction to Risk Analysis, Second edition. PennWell, Tulsa, OK.
- 17. NCREE (National Center for Research on Earthquake Engineering) (2019) Reevaluation of probabilistic seismic hazard of nuclear facilities in Taiwan using SSHAC level 3 methodology. NCREE Report-Volume 2: Seismic Source Characterization Technical Report. Available at: http://sshac.ncree.org.tw
- Pearson, E. S., J. W. Tukey. 1965. Approximate Means and Standard Deviations Based on Distances between Percentage Points of Frequency Curves. Biometrika 52(3/4) 533-546.
- Shyu, J. B. H., K. Sieh, Y.-G. Chen, and C.-S. Liu (2005) Neotectonic architecture of Taiwan and its implications for future large earthquakes. J. Geophys. Res., 110, B08402, doi:10.1029/2004JB003251.
- 20. Shyu, J. B. H., Y.-R. Chuang, Y.-L. Chen, Y.-R. Lee, and C.-T. Cheng (2016) A new on-land seismogenic structure source database by the Taiwan Earthquake Model (TEM) project for seismic hazard analysis of Taiwan, Terr. Atmos. Ocean. Sci. in this vol.
- Shyu, J. Bruce, Yin, Yu-Hsuan, Chen, Cheng-Hung, Chuang, Yi-Rung, Liu, Sze-Chieh. (2020) Updates to the on-land seismogenic structure source database by the Taiwan Earthquake Model (TEM) project for seismic hazard analysis of Taiwan. Terrestrial Atmospheric and Oceanic Sciences. 31. 469-478. 10.3319/TAO.2020.06.08.01.
- 22. Wu, W. N., Yen, Y. T., Hsu, Y. J., Wu, Y. M., Lin, J. Y., and Hsu, S. K. (2017) Spatial variation of seismogenic depths of crustal earthquakes in the Taiwan ref-21 region: implications forseismic hazard assessment. Tectonophysics 708 (20), 81-95.

台灣通用波速剖面建置

王允佑1 張毓文2 許尚逸3

摘要

本研究為探討深、淺層剪力波速剖面對地盤放大效應的影響,彙整台灣實測波速剖 面以及深部地球物理逆推成果,建立不同地盤條件,且深度達地質基盤的通用地盤模型。 所發展之模型配合各土層適切土壤動力性質曲線,以大地工程領域常用之等值線性地盤 反應分析方法求得不同地震動境況之下各類場址的線性與非線性場址放大效應。經分析 發現場址非線性效應在軟弱場址(VS30小於360m/s)與強地動下(PGA約0.1g)尤其顯著, 另外,在不同場址下,整體速度構造的差異亦影響了放大效應,且短週期與長週期訊號 的響應行為也不盡相同。

關鍵詞:地震動評估模型、通用波速剖面、地盤反應分析

一、前言

地震危害度分析已廣被使用於評估建 築物耐震設計需求,而其分析過程中所採 用的地震動評估模型(GMPE),對於不同地 盤之放大效應模型僅採用近地表 30 公尺 平均剪力波速(Vs30)作為場址指標,也隱含 放大效應是對應一組代表性的淺層波速剖 面。然而,實際上 VS30 非為優良的控制地 盤放大函數的物理參數,深部的速度構造 對於場址放大效應仍有顯著貢獻,意指僅 使用 VS30 作為場址參數描述場址放大效 應,GMPE 會在不同工址評估出同樣的地 震動值,無法實際反映出工址隨著整體波 速剖面變化的地盤反應。為能得到合理的 評估值,則評估模型必須考量到整體波速 剖面所引致的地盤反應。本研究擬彙整現 階段台灣具有實測波速剖面的場址,建立 不同地盤條件下深度達地質岩盤的完整波 速剖面,以探討整體速度構造對放大效應 模型之影響。

二、不同地盤條件整體波速模型建 置

本研究在場址條件未達工程基盤面標

準 $(V_{S30} \leq 760 \text{ m/s})$ 的沖積層區域,考量 NEHRP 以 V_{S30} 分類之場址,發展 V_{S30} 為 180,360,540,760 m/s,總計4個目標場址 條件下之通用地盤速度模型。同時,考量 到資料的代表性,參考 Kamai et al. (2016) 之建議將各目標 V_{S30} 之±15%範圍以作為 篩選基準並挑選合適資料,以期求得適切 通用地盤模型。

建置通用地盤剖面之資料來源與建置 架構係參考 Kuo et al. (2021),根據資料特 性,將全剖面依深度概分為極淺層、淺層、 中層、及深層。極淺層資料參考強震測站 場址工程地質資料庫 (EGDT: https://egdt.ncree.org.tw/)內近地表 30 公尺 內懸盪式波速井測資料; 淺層則參考中央 氣象局新一代地表及井下強震觀測網速度 剖面及大型微地動陣列量測成果,該成果 之整體資料可反映數百公尺至數公里內的 速度特性; 中層深度範圍主要針對深度數 公里內,依據表面波逆推或噪訊地震學等 地球物理逆推方法所得之區域性一維速度 構造作為參考;深層範圍則使用三維層析 成像剪力波速度模型, 並根據極淺層測站 位置以取得各測站一維速度剖面作為依 據,以期了解尺度較大且較深的地體構造

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研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

形貌,並反映於通用模型中。

各層所彙整用於發展通用地盤波速模 型之資料分布如表一所示。經統計後可求 得各層模型的中值及標準差,再將各層剖 面進行接合,以求得由地表至地質基盤(Vs = 3 km/s)之中值速度剖面。圖一以 Vs30 = 540 m/s 為例,顯示各層調查資料分布(灰 線)、中值剖面(藍色實線)及標準差(藍色虛 線)。在資料接合過程中,考量各深度的資 料量分布、不同資料的解析深度合適範圍、 及各層深度間中值模型接合處的平滑程 度。中層因資料量相對稀缺而致部分目標 場址的中值模型之標準差太小,無法實際 反應模型離散性。本研究藉由不同標準差 另進行敏感度分析,並根據前人研究之經 驗,給定中層標準差為0.2。此外,中、深 層間接合不佳的問題亦會影響後續地盤反 應分析,因此本研究於中、深層間新增一 層過渡層,過渡層根據中層與深層資料個 別給定權重,而求得其權重後之中值與標 準差,以作為中、深層間的接合模型,本 研究發展之4組不同地盤條件之通用地盤 模型建置成果如圖二所示。

針對通用地盤模型的土層特性所應採 用的土壤動力性質曲線,蒐集大地工程上 常用,包括 EPRI(1993)、Stokoe and Kim (2020)。各深度土層採用之曲線如圖三所 示,其中單位重以經驗關係推估(Brocher, 2005),主要考量台灣沖積層地區於通用條 件下,受到不同地震動強度時所引致土體 特性(剪力模數、阻尼比)改變,以量化非線 性場址效應的影響。

三、通用地盤模型地盤反應分析

地盤反應分析使用大地工程領域常用 地盤反應分析軟體 Strata (Kottke and Rathje, 2008)進行分析。於地質基盤面(Vs= 3 km/s)深度給定由小至大的輸入地震動, 並根據不同地盤條件之通用地盤模型,進 行單向度一維波傳分析。以等值線性 (Equivalent-linear)方法推估受剪狀態下的 土壤動態性質,使模擬過程更加貼近實際 波傳情形,探討輸入地震經地層間垂直傳 遞與多重複反射的成果,以探討通用地盤 模型放大效應。

表一 通用岩盤模型各層資料數量統計

	V _{S30}				
	180	360	540	760	
極淺層	45	41	144	30	
浅層	29	34	28	13	
中層	1	2	4	4	
深層	181	165	577	132	



圖一 Vs30 = 540 m/s 各深度所選用資料分 布、中值剖面及其一倍標準差範圍

分析時的輸入地震係採用點震源型態破裂,並假設不同境況的震源參數 (Mw4.0~9.0)模擬地震動由小至大。且考量 台灣實際孕震深度、排除路徑上橫向傳遞 的距離衰減(*Repi*=0 km),詳細輸入地震所 需之震源參數如表二所列。輸入運動之輸 入位置於地質基盤面,分析時考量波速的 不確定性,分析過程中依據標準差產出 200 組隨機剖面進行分析。

Parameters of Point Source Theory					
Magnitude (Mw)	4.0~9.0				
R _{epi} (km)		0			
Depth (km)	15				
Stress drop ($\Delta \sigma$)		80 bars			
Path Attenuation:	a	80			
$Q(f)=a*f^{b}$	b 0.9				

3.2

2.8

0.012

Shear velocity (km/s)

Site attenuation (κ_0)

Density (g/cc)

表二 輸入地震製作所需之點震源參數



圖二 依據資料所建立的 4 個通用岩盤剪 力波速度剖面與各深度標準差分布



圖三 本研究使用的岩土非線性曲線

以 Vs30=360 m/s 為例,圖四顯示不同 地震動強度下經等值線性分析後之地表反 應譜中值,說明輸入地震強度越強,反應 譜峰值漸往長週期移動,且因為土壤阻尼 效應越發強烈而使得短週期段的壓抑行為 也越明顯。由放大函數(圖五)(通用地盤 Vs30=360 m/s 地表露頭相對於參考岩盤 面: Vs30=760 m/s 地表露頭反應譜)亦顯示 0.1~1 秒間之放大倍率隨著輸入地震強度 而有顯著改變,顯示非線性行為在 Vs30= 360 m/s 下受到深度剖面已有顯著影響。

計算各地盤模型的地表反應譜值相對 於參考岩盤面($V_{S30} = 760 \text{ m/s}$ 地表露頭)的 放大函數中值,經網格化後的放大倍率可 推估特定週期下,不同軟弱沖積地盤(Vs30 =180~760 m/s)對應輸入地震強度時(PGA) 的放大倍率。圖六、圖七分別為短週期(0.1 秒)與長週期(2.0秒)的放大倍率分布,其中 週期 0.1 秒(圖六)顯示整體放大倍率多半 小於 1,主因為土壤阻尼效應引致短週期 反應壓抑所致,且低 Vs30(< 360 m/s)及強 地動(>0.1g)範圍,為壓抑效應最強之處, 堅硬地盤處則略呈線性;週期2.0秒(圖七) 則顯示整體倍值均大於1,同樣在低Vs30(< 360 m/s)及強地動(>0.1 g)範圍反而呈現劇 烈放大效應,推測是因為場址顯著週期隨 地震強度越強而往長週期移動所致。

四、結論及建議

本研究根據台灣豐富鑽探及地球物理 探勘資料建立不同地盤條件的通用地盤模 型,並依據所發展的模型進行不同地震動 境況下的地盤反應分析,以推估台灣地盤 放大行為,期望合理考量強地動下,整體 波速剖面引致的場址非線性效應。分析結 果發現非線性效應對於短週期與長週期的 放大行為及特性並不一致,在不同的地震 動強度之下也有不一樣的放大或壓抑放大 反應,因此應審慎評估非線性效應針對軟 弱場址之影響。

由發展之土壤剪力波速剖面模型及放 大效應成果,除了能提供台灣現地地質調 查紀錄較不完整的工址參考外,使用不同 的強地動境況地震設定亦能探討台灣地震 動實際歷時紀錄較稀缺的範圍,並提供予 地震動評估模型(GMPE)進行適切的場址 項線性與非線性效應修正。



圖四 通用地盤 Vs30 = 360 m/s 經等值線性 地盤反應分析後之地表露頭反應譜



圖五 通用地盤 Vs30 = 360 m/s 地表露頭相對於參考岩盤面露頭之放大函數中值



圖六 短週期(0.1 秒)隨輸入地震強度 PGA 值與 Vs30 相依之放大倍率中值分布



圖七 長週期(2.0 秒)隨輸入地震強度 PGA 值與 Vs30 相依之放大倍率中值分布

參考文獻

- Electric Power Research Institute (EPRI), 1993, Guidelines for determining design basic ground motions. EPRI Report TR-102293.
- Kottke, A. R. and Rathje, E. M. (2008). "Technical Manual for Strata," PEER Report 2008/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, February, 84 pp.
- Stokoe, II, K. H., and Kim, G., 2020, "Development of Reference G/Gmax – log γ and D – log γ Relationships for Each Rock Category," presentation at Working Meeting #7, Taiwan GMRS Development Project.
- 4. Brocher, T., 2005, Empirical Relations between Elastic Wavespeeds and Density in the Earth's Crust. Bulletin of the Seismological Society of America. 95. 2081 - 2092.
- 5. Kuo, C. H., Abrahamson, A., Rathje, E., Stokoe, II, K. H., Sun, J. I., and Wen K. L., 2021, Taiwan Generic Rock Velocity Profile, Site Response Analysis and GMRS Development for Nuclear Power Plants in Taiwan. Volume II: Final Report of GMRS and FIRS. Appendix 2-1.

短周期地震觀測網的觀測與應用

黄有志1 林哲民2 温士忠3

摘要

短周期地震儀的體積小、重量輕、操作簡易,方便攜帶至野外快速佈放,再加上價 格相對便宜,透過大量採購,可在研究區域進行密集觀測,提高研究成果的解析能力。 因此,短周期地震儀被廣泛應用在地震觀測及斷層監測,探測地下構造與監測地滑與山 崩,以及結構物的健康狀況監測。以近期參與的無線震測試驗,及雲嘉地區的地震活動 觀測進行簡介。說明短周期地震儀成為無線震測的重要工具,相較於傳統震測更為省時、 省力,且較不易受到地形和地物的影響。另外也改善背景地震活動和淺層速度構造的準 確性與解析能力,增進對斷層帶淺部構造的剖析,提供地動潛勢與災損評估之參考依據。

關鍵詞:短周期地震儀、地震活動、震測、速度構造、解析度

一、短周期地震儀簡介

隨著科技日新月異,及研究試驗需求 的增加,短周期地震儀經過不斷改良,已 具備體積小、重量輕、靈敏度高、耗電量 低、操作簡易,方便攜帶至野外快速佈放, 提高工作效率等優勢(林欽仁,2020)。經 過測試,即使在惡劣的環境條件下,仍能 正常運作(郭陳澔等,2021)。再加上價格 相對於傳統地震儀較為便宜,可以透過大 量採購,在研究區域進行密集觀測,能夠 在短時間內完成地震資料收集,並提高研 究成果的解析能力。

近年來,短周期地震儀常以密集陣列 方式,廣泛應用在地震觀測及斷層監測, 了解研究區域地震活動的時空分布,並提 供斷層的活動度等相關重要參數與訊息 (Su et al., 2019;温士忠,2021)。此外, 還可應用於探測地下構造與資源分布等地 球物理勘探工作,地滑與山崩地質敏感區 的監測和預警(Lee et al., 2019),以及高 樓、橋梁及水庫等重要結構物的振動、變 形與健康狀況監測。因此,短周期地震儀 的觀測與應用,已成為國內外的地球科學 及土木工程等相關領域,重要的研究主題 之一。

但是短周期地震儀記錄的地震波頻率 範圍難免有所限制,比較適合記錄高頻的 地震訊號,對於長週期的地震紀錄可能會 失真,分析前必須經過儀器響應修正。另 一方面,地震紀錄也相對容易受到儀器所 近自然及人為活動的干擾,例如風、降雨、 交通等因素,導致在訊號分析之前,可能 需要先進行濾波處理。以下內容,就近期 參與的短周期地震儀在震測試驗,以及在 雲嘉地區麓山帶的地震活動觀測等進行說 明。

二、震測試驗

震測是地球物理勘探的一種方法,通 常應用在探查淺部地殼的地下構造,以及 石油、礦產和地下水等資源。透過規劃及 佈放受波器來構建測線,並分析記錄到由 主動式人工震源(例如鐵鎚、炸藥、震盪 震源車及空氣槍等)產生的訊號。通過觀 察地震波在不同地層的折射和反射情況, 進一步分析數據來推斷地層界面的位置, 了解速度和密度等參數,並獲取有關地下 構造的資訊。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立中正大學地球與環境科學系副教授

2022年在取得22臺短周期地震儀後, 進一步拿到戶外進行簡易的測試與無線震 測試驗,確定所有儀器都能正常運作(圖 一至圖三)。另外在2021年,也曾協助參 與中正大學地環系在高雄市仁武區,國道 10號附近的無線及有線震測試驗,並進行 震測試驗結果的比對與解釋,確定短周期 地震儀可運用在無線震測試驗(圖四;李 宜瑄,2021)。



圖一 無線震測試驗



圖二 無線震測試驗的記錄波形



圖三 無線震測試驗分析處理後的走時結 果





圖四 中正大學地環系於高雄仁武的無線 震測試驗及測線 C 的分析結果(李宜瑄, 2021)。

三、雲嘉麓山帶地震觀測

透過導入短周期地震儀陣列觀測與相 關分析技術的研發,希望能提高監測區域 背景地震活動和淺層速度構造的準確性和 解析能力,同時增進對斷層帶淺部構造的 解析。根據目前觀測到的地震活動和斷層 分布,針對在地震站密度較低或包覆性不 佳的地區,以及地震災害潛勢高的區域 與活動斷層等潛在孕震構造,規劃並設置 更為密集的地震觀測網。試圖提高測站設置 度及增加波線密度,改善側向解析能力, 提升背景地震活動和速度模型的解析度, 並建的地震活動,並獲得更高解析度的背 景地震活動分布,與淺部地殼三維速度模 型。

在西部平原的都會區,除了人口密集 之外,仍然存在許多老舊且未補強加固的 建築。加上地表鬆軟的沖積層會放大地震 波振幅,同時也容易引發土壤液化等災害。 過去在雲嘉地區發生的災害歷史地震。 多是淺。雲嘉也區發生的災害歷史地震危害 潛勢,除了常見的進衝斷層之外,還有橫移 斷層,而盲斷層則可能潛伏在沖積一原 漸層,在同的遊衝斷層之外,還有橫移 斷層,在同的遊衝斷層之外,還有橫移 斷層,在同的邊衝斷層之外,還有 續 時 徵各不相同。因此,需要評估每條斷層 的活動程度與彼此之間的關聯性,以了解 是否會相互觸發活動,從而導致更嚴重的 災情。

為了更深入了解雲嘉地區麓山帶的地 震活動特性,根據地震活動、斷層及現有 的地震站分布情形,選定了18個地點,測 站間距約5-10公里,設置一個較為密集的 臨時性短周期地震觀測網(圖五)。該地震 觀測網於2021年10月開始進行架設,並 規劃每3至5個月進行測站維護與資料下 載。目前有1個測站使用交流電,2個測 站使用電池供電,而其他15個測站則安裝 太陽能相關設備提供電力(圖六),但皆未 安裝即時資料傳輸系統。

在觀測網運作期間,發生了三個顯著 有感地震事件,分別為中央氣象局編號 111002、111017和111047,恰巧都發生在 地震網的東側邊緣。其中在2022年3月 19日、編號111017的規模最大(圖七), 有發生幾個前震,震源機制解顯示為走向 滑移特性。初步針對一些地震事件進行定 位,發現觀測網偵測到許多地震活動,且 震央位在觀測網內。大部分的地震規模約 在 1~3,深度小於 20 公里,位於大尖山及 觸口斷層的上盤,嘉義市附近也有些地震 活動(圖八)。



圖五 雲嘉地區麓山帶短周期地震觀測網 及較大規模震央分布。



圖六 短周期地震站的相關配置。

藉由分析地震活動與孕震構造之間的 關係,進一步與已知的活動斷層、孕震構 造和地下水分布等相關資訊進行比對,釐 清並綜合評估地震潛勢的變化與差異,提 供地震災損評估的參考和後續相關應用。 這些研究成果,將與場址參數等特性結合, 用於地震動模擬和災損評估,以提供區域 地震防災資訊和基礎研究的支持,期待能 减輕未來地震可能帶來的危害。



圖七 中央氣象局編號 111017 的地震資訊 及後續發生密集的餘震。



圖八 雲嘉地區短周期地震網初步偵測到 的地震活動。

四、未來展望

總結來說,短周期地震儀因操作簡易, 方便攜帶至野外快速佈放等優點,在地球 科學領域具有重要的應用價值。可用於無 線震測試驗及地震活動觀測等,了解地下 構造,建立斷層的相關參數,提供後續地 動潛勢與災損評估之基礎與參考依據,期 望能減輕地震可能帶來之危害。部分研究 成果,已發表於學術研討會及科技部計畫 報告。

參考文獻

- 1. Lee, E. J., Liao, W. Y., Lin, G. W., Chen, P., Mu, D., and Lin, C.-W., Towards automated real-time detection and location of large-scale landslides through seismic waveform back projection, Geofluids, 1-14, 2019.
- Su, P. L., Chen, P. F. and Wang, C. Y., High-resolution 3-D P wave velocity structures under NE Taiwan and their tectonic implications, J. Geophys. Res., 124, 11601-11614, 2019.
- 李宜瑄,有線與無線反射震測法於泥 貫入體區域之施測與結果比較,國立 中正大學碩士論文,96頁,2021。
- 林欽仁,短周期陣列儀器測試報告, 台灣地震科學中心通訊,第29期,1-3頁,2020。
- 温士忠,地球放大鏡—高解析度的地 震儀陣列,台灣地震科學中心通訊, 第34期,5頁,2021。
- 郭陳澔、管卓康、Giletycz, S. J.、Sobota
 I.,北極圈斯瓦爾巴群島跨域調查,台 灣地震科學中心通訊,第34期,6-7
 頁,2021。

大油坑地區近期的異常活動

李曉芬1 賴雅娟1 史旻弘1 林正洪1'2 劉進興1 鄧嘉睿1 邵騰揚1

摘要

大屯火山群 (TVG) 是位於台灣北部的一座活火山。由於鄰近台北都會區,火山活動 可能會產生重大影響。結合近期地球化學指標變化和地震事件監測結果,2017-2018 年火 山活動相對平靜。2018 年底出現深部熱液上升流,此時全區噴氣中氯化氫成分開始增多。 同時,2019 年地震活動增多,在 TVG 地區發生多起大範圍、深震源地震事件。2020 年 觀察到大油坑地區的溫泉水中的陽離子濃度急劇增加,這現象可能是由於大量深部熱液 湧出造成。同時大油坑的地殼變形結果顯示自 2020 年起在垂直方向上有很明顯的跳動, 對比長時間的點位透空圖初步排除是周圍遮蔽影響,極有可能是下方岩漿/熱液頻繁活動 造成。2021 年在大油坑地區持續出現噴氣與溫泉水異常,12 月時,監控錄像顯示大油坑 地區主噴氣孔上方出現新的噴氣孔,並在約 20 天後消失。地表環境特徵也顯示這一時期 有大規模泥漿飛濺現象。同時段噴氣中的的幾個重要參數,包括 SO₂/H₂S·HCl/CO₂·He/Ar 比值也觀察到顯著變化,溫泉水中陽離子濃度也達到最高峰,地殼變形結果在此區段也 觀察劇烈跳動。根據這些變化,推測於 2021 年底在大油坑地區可能發生了一次小型的熱 液噴發事件。本研究建議,持續監測應更多關注未來火山活動趨勢變化,以及熱液活動 可能引發的災害。

關鍵詞:大屯火山群、火山監測、地震、地球化學

一、前言

大屯火山群為台灣北部火山活動帶 (NTVZ)中分布最廣泛的火山群,並緊鄰擁 有超過 700 萬人口居住的台北盆地都會 區,透過火山噴發物的觀察,研判大屯火 山的噴發時間可能持續至六千年前 (Belousov et al., 2010)。而利用火成岩中磁 鐵礦²²⁶Ra²³⁰Th,以及斜長石²³⁸U²³⁰Th 的 定年結果顯示分別為~1370 年和<7 萬年 (Zellmer et al., 2015), 顯示近代仍有火山活 動,符合國際火山學會的「活火山」定義, 並非為休火山。大屯火山群是否會再度活 動是台灣一個非常關鍵性科學與災防的新 興議題,利用密集地震網紀錄之資料,已 辨識出大屯火山群岩漿庫的形貌與火山主 要熱液的位置(Lin, 2016; Haung et al., 2021),同時觀測到多項全球首次發現的重 要活火山特徵,例如火山心跳(Lin, 2017b)、 火山通道(Pu et al., 2020)、火山地鳴(Lin, 2017a; Lin et al., 2018)等等。Pu et al. (2020) 發現有一垂直地震密集帶分佈在大油坑, 可能為岩漿或熱液在高溫作用下產生的水 蒸氣、二氧化碳、硫化物等氣體向上竄升 所造成的地震帶,這樣的地層通常相對脆弱,可能為未來噴發時的火山通道。

火山氣體,例如氦同位素,其通量組 成隨時間的變化提供了有關岩漿運動的訊 息。氣體監測被認為是最直接的預測火山 噴發參考依據,前人研究顯示氦同位素比 值、火山氣體成分變化等,皆顯示岩漿庫 活動尚未停止 (Song et al., 2000; Yang et al., 1999; Yang et al., 2005),且在大油坑地 區發現強烈的火山特徵。Pu et al. (2021) 認為火山蒸氣量的變化與微震的震源機制 變化有明顯的關係存在,在火山氣體大量 噴發的幾個月之前,比較深部的地震從原 本的逆斷層機制。大屯火山群的噴發機制,

¹ 國家地震工程研究中心研究人員

² 中央研究院地球科學研究所

與日本別府的 Tsurumi volcano 火山的噴 發機制很類似,皆為兩次大規模噴發中, 具有多次小規模的噴發事件(Fujisawa et al., 2002),表示區域內的熱液活動,可作 為蒸氣式噴發之可能指標。本研究主要藉 由觀測 2018-2023 年之間大油坑噴氣孔的 地球化學監測結果,加上火山地震訊號, 地表變形及監視器結果來辨識在大油坑地 區蒸氣式噴發的可能,並對未來的火山噴 發威脅進行提前準備。

二、監測方法

大屯火山觀測站在過去十年間持續進 行數種監測火山活動的方法,包括地震監 測、地球化學分析、地殼變形與地溫量測 等,本研究主要為針對地球化學監測結果 進行討論。

觀測站在大屯火山群區域內,沿山腳 斷層分佈的6座主要噴氣口(小油坑、大 油坑、四磺坪、八煙、硫磺谷、焿子坪; 圖一),做每月一次的噴氣及溫泉水採樣。 氟體樣品主要分析其成分組成,包含氦、 氫、甲烷、乙烷、丙烷、氫氣、氧氣、 二氧化硫、硫化氫、氯化氫、二氧化碳、 水蒸氣等;而水體標本則是現地測量溫度、 導電度等參數後,將標本過濾帶回實驗室 分析主要陰陽離子成分。

圖一中並標示出目前在大屯火山地區 設置之高密度寬頻地震網。近40個地震測 站可提供七星山、大油坑、小油坑及八煙 等處良好的解析包覆度,可即時監測各種 微小地震訊號並進行詳細地震定位。

三、監測結果與討論

監測結果顯示在 2018 年底至 2022 年 之間,在地化監測的結果改變相當劇烈, 在幾個主要噴氣口的氣體成分上都有發現 明顯變化有所改變,包括氣體中的氦氣及 氯化氫的異常增加,而大油坑的變化是其 中最顯著的一個。另外在大油坑地區的水 質監測資料自 2020 年下半年起強烈改變, 因此本文將作著重討論大油坑近期的變化。 大油坑有園區內最高的氦同位素比值 (~6.7RA),這樣高的氦同位素值顯示大油 坑有可能(1)接近岩漿庫,或者是(2)底下流 體的通道較其他噴氣口順暢。由於地震分 析結果已知岩漿庫位置與大油坑還有一段 距離,所以推斷大油坑底下的流體通道可 能遠比其他的噴氣口順暢,因此該處的氣 體與溫泉水質變化最能反映岩漿或熱液系 統的活動。



圖一 地震地化採樣點分布圖

在之前的研究報告已指出,2019年年 初時在大屯火山地區有兩個較大規模的地 震發生,在地震前已經先觀察到全區有氣 化氫增加的現象,而在地震過後則明顯觀 察到區域內噴氣的氦氣濃度增加。這些變 化一直延續到 2022 年,其中又以大油坑的 變動最為重要。因此我們進一步將大油坑 地區的噴氣組成中幾個重要指標的變化列 出,包括了He/Ar,CO2/CH4,HCl/CO2, Stotal/CO₂, SO₂/H₂S, 以及溫度變化(圖二)。 這些指標主要是依據國際上火山監測的經 驗,當岩漿活動增加時極為可能有所變動。 圖二中可以看出,大油坑地區在 2018 至 2023 年間,除了 Stotal/CO2 沒有明顯變動之 外,其他指標基本上都有所變動。值得注 意的是 2021 年年底時大油坑噴氣中的 SO₂/H₂S 變化。SO₂/H₂S 是國際上常用來區 分岩浆活動或熱液活動的重要指標。SO2 是岩漿性來源,H₂S 則是熱液來源。大油 坑地區是大屯火山群區域中少數可以量測 到較高數值的 SO2 區域之一,除了八煙與 大油坑之外,其他噴氣口氣體成份中的 SO2 都相當低,硫化物主要以 H2S 為主。 而在過去的經驗中,在 2004 至 2006 年之 間大油坑也曾相當活躍,當時所觀察到 SO2/H2S 比值可接近 4,而在 2021 年年底 時觀察的數值竟高達 14。



圖二 大油坑噴氣氣體中幾個重要指標隨時間變化圖。虛線為 2021 年底時新噴口 出現時間

大油坑的水質監測結果在近期也有相 當明顯的變化。自2019年開始,大油坑溫 泉水的氯離子濃度便開始有所增加,這與 噴氣中氦氣發現異常現象的時間點一致。 在2020年下半年時,溫泉水中開始檢測出 大量的陽離子,同時陰離子也有劇烈變動。 大量的陽離子可能是由更深部的流體攜帶 而來。大油坑水質中的陽離子(除了鐵離子) 在2021年11月中左右達到最高值,12月 過後水質中陽離子則相當迅速的降低。鐵 離子和其他陽離子表現略有差異,高峰落 在12月中過後才突增,推斷是鐵離子來不 及沉澱/氧化才在水中被檢測出來。



圖三 大油坑溫泉水陰陽離子隨時間變化圖

除此之外,比對地表變形的監測結果 發現,大油坑的 GPS 觀測結果顯示自從 2020 年左右開始在垂直方向上有很明顯 的跳動,在對比長時間的點位透空圖初步 排除是周圍遮蔽影響,地殼變形的變動極 有可能是下方岩漿/熱液頻繁活動造成。值 得注意的是,在2021 年底至2022 年年初 時有一個相當大的跳動,這結果與氣體和 水質異常的結果相當一致。



圖四 大油坑地殼變形觀測結果時序圖

2021年11月28日時大油坑發生一個 特殊的地震,就在地震過後主要噴氣口的 水質變得相當泥質,並且在2021年12月 14日發現原噴氣口上方有疑似一處新噴 口出現。在比對監視器畫面後顯示新噴口 極可能在 12 月 12-14 日之間形成。這個小 噴口大概維持了 20 天左右便消失不見(圖 五)。



圖五 大油坑監視影像圖。2021/12/13 在 主噴口上方出現一新噴口,約維持 20 天

從前述的大油坑噴氣的氣體參數、以 及水質中離子的劇烈變化來看,2019 至 2022 年之間大屯山地區的火山活動變得 較過往劇烈,特別是在2021 年年底。結合 地表變形的監測資料以及新噴口的出現, 大油坑地區極有可能發生過一次小型蒸氣 噴發活動,時間就在2021 年12 月期間。 目前大油坑的新噴口於 2023 年 7 月左右 再度出現,而在 9 月多時新噴口噴煙已有 所減弱。整體而言在2022 年下半年以來火 山活動相對減弱,但仍不可掉以輕心。目 前監測重點將會持續關注後續是否有較多 的岩漿訊號,或是有再次蒸氣噴發事件發 生。

参考文獻

 Belousov, A., Belousova, M., Chen, C. H., Zellmer, G. F., 2010. Deposits, character and timing of recent eruptions and gravitational collapses in Tatun Volcanic Group, Northern Taiwan: Hazardrelated issues. J. Volcanol. Geotherm. Res., 191, 205-221.

- Fujisawa, Y., Okuno, M., Nakamura, T., & Kobayashi, T., 2002. Eruptiveactivities of Tsurumi volcano in Japan during the past 30,000years. Journal-geological Society of Japan, 108, 48–58.
- 3. Huang, HH., Wu, ES., Lin, CH. et al., 2021. Unveiling Tatun volcanic plumbing structure induced by post-collisional extension of Taiwan mountain belt. Sci Rep 11, 5286.
- 4. Lin, C.H., 2016. Evidence for a magma reservoir beneath the Taipei metropolis of Taiwan from both S-wave shadows and P-wave delay, Scientific Reports, Vol. 6, 39500.
- Lin, C.H., 2017. Dynamic triggering of drumbeat seismicity at Tatun volcano group in Taiwan, GEOPHYSICAL JOURNAL INTERNATIONAL, vol. 210, 354-359.
- Lin, C.H., 2017. Probable dynamic triggering of phreatic eruption at the Tatun volcano group in Taiwan, JOURNAL OF ASIAN EARTH SCIENCES, Vol. 149, 78-85.
- Lin, C.H., Y.C. Lai, M.H. Shih, C.J. Lin, J.S. Ku and H.C. Pu, 2018. Extremely similar volcano sounds from two separated fumaroles at the Tatun volcano group in Taiwan, SEISMOLOGICAL RESEARCH LETTERS, 89(6), 2347-2353. doi: 10.1785/0220180090
- Pu, H. C., Lin, C. H., Lai, Y. C., Shih, M. H., Chang, L. C., Lee, H. F., Lee, P.T., Hong, G.T., Li, Y.H., Chang, W.Y., Lo, C. H., 2020. Active Volcanism Revealed from a Seismicity Conduit in the Long-resting Tatun Volcano Group of Northern Taiwan, Scientific Reports, 10.
- Pu, H. C., Lin, C. H., Lee, H. F., Lai, Y. C., Chang, L. C., Shih, M. H., 2021. Ascending Volcanic Fluids Portended by Spatiotemporal Variations of the Earthquake Mechanisms in the Tatun Volcano Group in Northern Taiwan, Geophysical Research Letters 48(9).
- Song, S.R., Yang, T.F., Yeh, Y.H., Tsao, S.J., Lo, H.J., 2000b. The Tatun volcano group is active or extinct? J. Geol. Soc. China, 43, 521–534.
- 11. Yang, T. F., Sano, Y., Song, S. R., 1999. ³He/⁴He ratios of fumaroles and bubbling gases of hot springs in Tatun Volcano Group, North Taiwan. Il Nuovo Cimento Soc. Ital. Fisica C, 22, 281-286.
- 12. Zellmer Georg F., Kenneth H. Rubin, Christian A. Miller, J.Gregory Shellnutt, Alexander Belous ov and Marina Belousova., 2015. Resolving discordant U–Th–Ra ages: constraints on petrogenetic processes of recent effusive eruptions at Tatun Volcano Group, northern Taiwan. Geological Society, London, Special Publications, 422 (1): 175

矩形鋼筋混凝土水池結構耐震設計與評估之探討

劉季宇1

摘要

自來水系統包含大量水池結構,例如分布各地的配水池,以及淨水場內的不同水池。 大規模地震引致之動態水壓載重,可能導致水池結構損壞,影響供水。因此,對於水池 結構的耐震設計與評估,了解並合理掌握動態水壓載重的設定,至關重要。本文旨就矩 形鋼筋混凝土水池結構,參考美國 ACI 350.3-20 耐震設計規範,介紹動態水壓的設定方 式,主要在於反應修正係數的決定;其次,探討水池結構之地上或地下配置,以及是否 具有內牆下,在耐震設計上如何合理設定反應修正係數;最後,就既有水池之耐震評估, 本文亦建議折減之反應修正係數,以反映老舊水池耐震能力之不足。

關鍵詞:鋼筋混凝土、水池結構、耐震分析、反應修正係數

一、前言

自來水系統包含大量水池結構,例如 分布各地的配水池,以及淨水場內的不同 水池。配水池用於調節配水滿足用水需求, 並維持貯水以備應急。淨水場內之氣曝、 加藥、混合、膠羽、沉澱、快濾、清水需 不同水池,乃基於淨水程序之必要設施。 水池,了基於淨水程序之必要設施。 水池,含擋水牆的結構體,整個結 構包含擋水牆必須耐受所有水壓載重面不 發生龜裂。然而,大規模地震引致之動態 水壓載重,可能導致水池結構的耐震設計與 評估,了解並合理掌握動態水壓載重設定, 其重要性不言而喻。

本文針對矩形之鋼筋混凝土造水池結 構,介紹目前耐震設計規範中,對於動態 水壓的設定方式,主要在於反應修正係數 之決定;其次,探討水池結構在不同配置 及內牆設置條件下,耐震設計上如何合理 設定反應修正係數;最後,就既有水池之 耐震評估,本文亦建議折減之反應修正係 數,以反映老舊水池耐震能力可能之不足。

二、地震引致之動態水壓

水池中地震引致之動態水壓,具代表 性研究始於 Housner (1963),其模型假設具 剛性擋水外牆與底板的水池,解析受震下 的流場反應,並簡化為等效彈簧-質量系統, 將流場拆解為衝擊模態(impulsive mode)與 對流模態(convective mode)兩部分,前者同 於剛性固接於兩側池牆的水體,後者同於 受震盪而作晃動的水體,透過等效彈簧連 接於兩側池牆。

水池結構之耐震設計,一般採靜力分 析法。美國 ACI 350.3-20 耐震設計規範(ACI, 2020)引用 Housner 研究成果,將水體總重 W分配至代表衝擊、對流模態之等效重量 W_i及W_c,以決定相應模態力P_i及P_c,作用 於前後池牆。池牆因此可區分為前行部 (leading half)及尾隨部(trailing half),前行部 池牆受地震力方向之推擠力,尾隨部池牆 則受地震力方向之拉曳力。

三、反應修正係數之一般設定

類比於建築物耐震設計中,總橫力取 為反應譜係數與結構重量之乘積,水池結 構的兩種模態力,按 ACI 350.3-20 取為:

¹ 國家地震工程研究中心研究員

$$P_i = C_i I \cdot \frac{W_i}{R_i} \qquad P_c = C_c I \cdot \frac{W_c}{R_c}$$
(1)

其中1為重要係數; C_i及C_c為兩種模態之 反應譜係數(模態週期之函數); R_i及R_c則 為兩種模態之反應修正係數,亦即建築結 構耐震設計中之韌性係數,目的在於整體 考量水池結構之韌性、能量消散與贅餘度 時,允許耐震需求作適度之折減。



圖一 水池結構不同配置條件示意圖

如圖一所示,ACI 350.3-20 以底版頂部 高於或同於地面者為地上式水池,以高水 位之水面仍低於或同於地面者為地下式水 池,反應修正係數設定如表一所列。至於 介於二者之間的半地下式水池,則以線性 內插方式設定:

$$R_i = 2.25 + \frac{H_G}{H_L} \le 3.25$$
 (2)

表一 水池結構耐震設計不同配置條件下 之反應修正係數值(ACI 350.3-20)

	配置條件	係數值
D	地上式	2.25
R _i	地下式	3.25
R _c		1.00

不同配置水池之衝擊模態反應修正係 數如表一所列,差異頗大,主要係地下式 水池之池牆受圍束土壤支持,ACI350.3-20 規範就其耐震需求,較地上式允許更大的 折減,而仍能承擔衝擊模態的地震側向力。

試比較相同尺寸之地下式、地上式兩 座水池,衝擊模態力之比例,按式(1)應為

$$\frac{1}{3.25}:\frac{1}{2.25}=1.00:1.44=0.69:1.00$$
 (3)

换言之,地上式水池之衝擊模態力高於地

下式 44%,反之地下式水池衝擊模態力低 於地上式 31%。因此,進行水池結構耐震 設計與評估時,合理設定反應修正係數可 謂至關重要。

由於對流模態是假設剛性水池內受震 盪而作晃動的水體反應,與水池結構之韌 性、能量消散無關,故其反應修正係數為 定值1.00。

四、反應修正係數之特殊考量

前述 ACI 350.3-20 規範將水池配置條 件,區分為地上式、地下式、半地下式三 類,分別設定反應修正係數值。然而,實 際設計水池時,其配置方式可能較規範分 類為複雜,須特別留意。

圖二所示為配置於不平整地面之水池, 左端條件為地下式水池,右端條件為地上 式水池,若按 ACI 350.3-20 規範將無所適 從。以保守考量言,或可假設此為一地上 式水池結構,而一律以較高之衝擊模態力 進行耐震設計;然而,對於既大且高的水 池而言,左端池牆恐有過度設計而造成浪 費之嫌。此時,不妨按各池牆之不同條件, 設定左端池牆之衝擊模態力時,以地下式 水池視之,而設定右端池牆之衝擊模態力 時,則以地上式水池視之,如此進行耐震 設計,或更為合理。



圖二 配置於不平整地面之水池示意圖

其次,矩形水池常需設置內牆。圖三、 圖四所示分別為含分隔牆、導流牆之地下 式水池。設置分隔牆之目的在使左、右二 池可獨立運作,增加配水靈活度,並能分 別空池以進行維修;設置導流牆之目的, 在於強迫進水至出水之間的水流路徑延長, 避免發生短流(short flows),乃確保水質的 有效手段之一。 不論分隔牆或導流牆,除連接水池外 牆處之外,均無任何面外(out-of-plane)的 支持,邊界條件實與地上式水池之外牆無 異。進行分隔牆或導流牆耐震設計時,倘 因屬於地下式水池一部份,而一體取3.25 作為衝擊模態反應修正係數,必有低估衝 擊模態力之嫌。反之,應以地上式水池之 池牆視之,統一取2.25 作為設定分隔牆或 導流牆衝擊模態力之反應修正係數,方為 合理。



地面

圖四 含導流牆之地下式水池示意圖

五、含內牆水池之水體劃分

對於含內牆之水池結構,不論是地上 式或地下式,不論是分隔牆或導流牆,內 牆對於流場的受震反應而言均可能構成實 體障礙,端視地震力方向而定。

茲舉圖四所示含導流牆之矩形水池為 例,從上視圖來看,所有導流牆均平行於 水池短邊之方向。參考圖五,若地震力平 行於水池短邊方向,在不計導流牆厚度之 假設(通常合理)下,導流牆並不會干擾流 場之受震反應,此時以 ACI 350.3-20 規範 (Housner 解)分析各模態力時,所應使用之 水池長度,為此水池之短邊長度;反之, 若地震力垂直於水池短邊方向,則導流牆 對於受震流場為實體障礙,此時必須將池 內水體按「障礙」劃分成圖中所示水體一、 水體二、水體三...,分割後諸水體沿地震力 方向的長度,才是按規範分析(作用於各牆 面)兩種模態力時,所應使用之「水池長度」。



圖五 含導流牆水池考慮不同地震力方向 之水體劃分示意圖

六、既有水池之特殊考量

以上討論係針對新建水池之耐震設計, 採 ACI 350.3-20 規範,探討在不同配置及 內牆設置條件下,如何合理設定反應修正 係數與水體單元劃分,以正確決定作用於 不同牆面上的兩種模態力。新建水池由於 滿足最新規範與新式施工要求,結構韌性 得以確保,確可達到 ACI 350.3-20 規範之 反應修正係數(韌性係數)而無虞。

然而,對於既有水池而言,所依據之 早期規範與技術細相對較不完備,致使耐 震性能可能較有疑慮。進行既有水池耐震 評估時,亦須按新版耐震設計規範(如 ACI 350.3-20)所指定的兩種動態水壓模態力, 以檢核其耐震性能。此時,衝擊模態力的 大小與其反應修正係數有關,設定係數值 時,應綜合考慮既有水池的實際結構條件, 進行專業判斷,而非一味沿用新版規範表 定值(專為新建水池而設),方為合理。

針對既有水池的老朽程度,包含竣工 時期(規範及年代因素)、材料品質(混凝土 與鋼筋之劣化或鏽蝕程度)等,本研究建議 概分為良好、普通、低劣等三種不同結構 條件,並應分別折減其反應修正係數值, 如表二所建議,,以反映老舊水池耐震能 力之不足。

表二 既有水池耐震評估不同結構條件下 之反應修正係數值(本研究建議)

	町里佐州	不同結構條件之係數值			
	配直除什	良好	普通	低劣	
D	地上式	2.25	2.00	1.75	
R_i	地下式	3.25	3.00	2.75	
R_c		1.00	1.00	1.00	

其次,水池結構屬環境工程混凝土結 構物,有長期工作性之要求,構件須具備 適合的水密性。因此,需求強度須乘以耐 久性因子(durability factor),以降低鋼筋所 承受應力,避免因承受過高應力造成混凝 土開裂。參考 ACI 350-01 規範(ACI, 2001), 耐久性因子乃針對不含地震載重之常時載 重下的結構反應,就以下三類鋼筋應力分 別規定不同因子值如下:

> 撓曲應力:1.3 直接與環箍拉應力:1.65 剪應力:1.3

新建水池之耐震設計中,須針對各個 常時載重為主的載重組合作用下結構反應, 求取各構件所需之最大撓曲鋼筋量與剪力 鋼筋量,再以耐久性因子直接放大其鋼筋 量;但同時須檢視不同載重組合下構件若 有產生軸向拉應力者,則以耐久性因子直 接放大主筋量。

進行既有水池之耐震評估時,因包含 地震載重之載重組合,原本即因非屬常時 載重,自然也就不需要考慮耐久性因子。 然而,對於不含地震載重之載重組合(屬常 時載重)的鋼筋應力檢核,本研究主張耐震 評估時不須追溯使用耐久性因子,原因一 則既有水池已然建成,即便鋼筋不足亦為 既成事實,無法改變,二則既有水池若不 幸發生混凝土開裂,影響水密性,其解決 之道應非重新放大鋼筋量作裂縫控制,而 是應採填縫或塗裝等止漏工法。

七、結語

新建水池結構之耐震設計,須設定合 理之動態水壓,尤其是衝擊模態力,按美 國 ACI 350.3-20 規範係取決於該模態之反 應修正係數。本研究主張:(1)配置於不平 整地面之水池,各外牆應按不同條件(地上、 地下或半地下配置),分別設定不同全反應 修正係數;(2)水池設有分隔牆、導流牆等 內牆時,應(視同地上式水池之池牆)取 2.25 作為衝擊模態之反應修正係數;(3)考 量不同地震力方向,當內牆成為受震流場 之實體障礙時,水體應作合理分割,以決 定各水體之「水池長度」與相應之(作用於 各牆面)兩種模態力。

既有水池之耐震評估,亦須按新版耐 震設計規範所指定動態水壓模態力,檢核 其耐震性能。本研究主張:(1)可概分結構 條件為良好、普通、低劣等三種結構條件, 並分別建議使用不同折減之反應修正係數 值;(2)不須追溯使用新版規範之耐久性因 子,只需按實際混凝土開裂漏水情況,慎 擇填縫或塗裝等止漏工法即可。

參考文獻

- 1. American Concrete Institute, ACI 350-01 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary, 2001.
- 2. American Concrete Institute, ACI 350.3-20 Code Requirements for Seismic Analysis and Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary, 2020.
- 3. Housner, G. W., "Dynamic Pressure on Fluid Containers," TID-7024, Chapter 6 and Appendix F, U.S. Atomic Energy Commission, 1963.

174
挫屈束制斜撑鋼構架非線性行為分析及加載歷時研究

劉郁芳¹ 周中哲² 彭冠儒³ 陳冠儒⁴

摘要

國內多以美國 AISC 規範中抗彎矩構架梁柱接頭加載歷時作為鋼構試驗之參考,並未 制訂挫屈束制斜撑構架(BRBF)之載重歷時,但因不同構架加載歷時對於結構的非線性行 為無法真實反應,且一樓柱在反應建築物行為上最具代表性,因此提出建立 BRBF 的一樓 柱側向位移往覆加載歷時。並台灣受到近斷層地震機率相當高,若參考美國規範標準載 重歷時,將無法反應國內近斷層效應帶來的破壞,因此提出一套涵蓋台灣地理特性考量 之鋼構造加載歷時乃十分必要。本研究已完成不同週期 BRBF 的非線性動力歷時分析,瞭 解 BRBF 在地震作用下力學行為,並提出 BRBF 之加載歷時建議,期望能作為未來國內鋼 結構研究之參考依據。。

關鍵詞:加載歷時,近斷層地震,非線性動力歷時分析,挫屈束制斜撐

一、前言

美國 AISC 規範中均是以梁柱接頭歷 時加載進行試驗,並無提供一樓柱的側向 變位歷時加載或是針對近斷層地震歷時加 載建議。劉郁芳等人(2020)發現近斷層地 震比遠域地震對高樓建築物有更高的變形 需求,由於台灣近斷層地震為常見地震, 因此為深入近斷層效應對結構物的危害性 及檢討現行規範對於近斷層相關規定之合 理性,國內必需發展柱的側向變位歷時加 載研究以作更進一步的探討。以 AISC 規範 的抗彎矩構架梁柱接頭歷時加載進行挫屈 束制支撑構架試驗,無法真實反應地震作 用下的非線性行為。另外一樓柱在反映構 架力學行為時最具代表性,因此本研究藉 由非線性動力歷時分析的結果,制定出挫 屈束制支撑構架一樓柱的側向變位歷時加 載建議,供未來國內相關試驗參考。

之挫屈束制支撑構架(圖一,表一),以瞭解 短、中、長週期挫屈束制支撑構架一樓柱 在地震力作用下的力學行爲。本研究設定 工址位於臺南第二類地盤,其距離新化斷 層約 3.5 km,依據台灣建築物耐震設計規 範計算結構物之地震力。而考量中高樓層 相較於低矮建築物高模態的參與比例增加, 需進行非線性動力歷時分析才能準確預測 不同週期構架之受震行為(劉郁芳等人, 2022)。數學模型使用 PISA3D (Lin 等人, 2009)進行構架非線性動力歷時分析,梁柱 以應變硬化 3%之雙線性梁-柱元素模擬。 挫屈束制斜撑構件則以具應變硬化材料特 性之桁架元件進行模擬,並以剛性元件模 擬斜撐與梁柱銲接之角板,構架的阻尼為 3%, 並考慮由垂直載重引起的 P-Delta 效 應。梁柱使用 ASCE 41-17 (2017)建議之塑 鉸。

二、挫屈束制斜撑構架設計

為了全面考慮不同週期的建築物,本研究分別建立三、七、十五及二十五層樓

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主任;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學士生

⁴ 國立台灣大學土木工程學系學士生



表一 各構架樓高及設計載重

Model	Story heig	ht (m)	Design load (kPa)			
3-story	1F-3F	3	DL=18.13			
7 - 4	1F	4	DL=8.8			
/-story	2F-7F	3.5	LL=2.9			
15	1F	4	DL=8.8			
15-story	2F-15F	3.5	LL=2.9			
	1F	4	DL=8.8			
25-story	2F-15F	3.5	LL=2.9			

三、非線性動力歷時分析

在ASCE/SEI 7-16 中規範非線性動力歷 時分析至少需要11條以上的地震歷時,因 此本研究分別挑選國內各 11 組具代表性 的近斷層地震進行非線性動力歷時分析 (Kuo 等人, 2019; Shahi 和 Baker, 2014; Kottke 和 Rathje, 2008)。目標以 11 條地 震平均反應譜最接近 475 年回歸期設計反 應譜,最後挑選出以集集、花蓮、甲仙地 震為主的最適合地震歷時,有主震也有餘 震,經過統計方法並取算術平均後,都能 貼合 DBE 等級設計反應譜。集集地震為台 灣歷史上的大地震,具有高水平地表加速 度峰值及相當明顯的速度脈衝,並有明顯 的地表永久位移,為台灣相當具有代表性 的地震,本研究目的希望能夠製作出具國 內近斷層特性之加載歷時,因此後續產出 之位移加載歷時都能具有良好的代表性, 能夠確切反應國內地震之特性。選取之地 震歷時因原始 PGA 大小有差異,為了符合 本工址的設計反應譜,依據 ASCE/SEI 7-10 中 16.2 節規定將各地震歷時平均調整至 DBE 等級之地震(表二,圖二)。

表二 地震歷時與調整因子

		Event	Station	Original PGV	Original PGA	Scale factor (DBE)			
	No.					3-	7-	15-	25-
				(cm/s)	(g)	story	story	story	story
	NF1	Chi-Chi 1999	CHY101 EW	72.65	0.34	1.34	1.34	1.29	1.2
	NF2	Chi-Chi 1999	TCU029 FW	35.16	0.16	2.6	2.55	2.71	2.96
	NF3	Chi-Chi 1999	TCU029 NS	55.38	0.2	2.31	2.32	2.43	1.98
	NF4	Chi-Chi 1999	TCU031 EW	53.72	0.11	3.7	3.54	3.12	2.74
	NF5	Jiasian 2010	CHY058 EW	41.53	0.28	1.19	1.15	1.21	1.34
	NF6	Chi-Chi 1999	TCU054 EW	41.75	0.15	2.39	2.14	2.22	2.34
	NF7	Chi-Chi 1999	TCU065 EW	140.45	0.79	0.82	0.63	0.61	0.61
	NF8	Chi-Chi 1999	TCU075 EW	97.67	0.33	1.25	1.23	1.21	1.2
	NF9	Chi-Chi 1999	TCU101 EW	44.3	0.21	1.67	1.59	1.76	1.87
	NF10	Hualian 2018	HWA028 NS	42.21	0.39	1.25	1.2	1.29	1.37
	NF11	Hualian 2018	HWA062 NS	58.66	0.2	2.28	2.04	1.73	1.64





本研究將調整之地震歷時再放大至 2500 回歸期地震等級(MCE)進行非線性動 力歷時分析。先施加 1.0DL + 0.5LL 垂直載 重再輸入地震加速度歷時。由圖三可見, 近斷層地震具速度脈衝特性,導致結構物 產生嚴重殘餘變形。三層樓構架在近斷層 地震一樓層間變位最大為 1.24%;七層樓 構架最大為 1.34%,十五層樓構架最大為 3.95%,二十五層樓構架最大為 2.83% (圖 三)。因速度脈衝特性,除了導致層間變位 放大,並導致結構物產生嚴重殘餘變形。 十五層樓在 NF4 及 NF8 地震下,除了在其 週期處對應較大的 Sa 值,其速度脈衝也是 相當明顯,層間變位已到達將近 4%(NF4), 殘餘變形也達到 3% (NF8)。



四、挫屈束制斜撑構架軸力-變位曲 線

圖四為十五層樓模型一樓柱的軸力位 移關係圖,C2、C3 柱之初始軸力為 0.31Py 及 0.21Py,初始軸力之差異為負擔靜載與 活載範圍不同造成。近斷層地震歷時分析 顯示 C2 柱之柱軸力比介於-0.1 至-0.7 間, C3 柱之柱軸力比介於 0.3 至-0.84 間。與挫 屈束制支撐連接之柱在受到較大地震力, 因 C1 及 C2 雖負擔較大的靜活載,但外柱 及斜撐造成的勁度集中引致更高的軸力。 NF4 和 NF8 也造成十五層樓構架一樓最大 層間變位,分別為 3.95%與 3.53%。

本研究參照 Lin 等人(2009)的研究,於 PISA3D 中以應變硬化材料模型與對應之 參數來模擬 BRB 桿件,並將其設定為 truss element,只承受軸壓力與軸拉力。BRB 會 影響相鄰兩柱的力學行為,由於 BRB 在一 樓與二樓之擺放角度不同(圖一),因此兩 支 BRB 都會給予外柱(C3 柱)軸壓力分量, 而給予內柱(C2 柱)軸拉力分量,因此導致 柱軸力 - 層間變位曲線中 C2 與 C3 柱呈現 不同相位(圖四(a)和(b))。在近斷層地震的 作用下,也同樣可看出 BRB 在近斷層的作 用下有明顯的殘餘變形(圖五(a)和(b))。



五、一樓柱側向位移歷時加載

基於 Liu 等人 (2022)選取加載歷時的 方法,整理四棟構架各 11 條的地震歷時非 線性分析結果,再取算術平均並加上一倍 標準差,以涵蓋地震之變異性,得到本研 究的加載歷時如圖六。



六、結論與展望

本研究透過擷取各條近斷層地震在不 同週期之挫屈束制斜撐構架的反應,最後 得到加載歷時,此加載歷時包含了近斷層 效應造成的殘餘永久變形,能在實驗中反 映出結構及桿件在近斷層地震下的真實行為。相較於抗彎矩構架(Krawinkler 等人, 2000)的加載歷時,挫屈束制斜撐構架的加載歷時最大值較低,因含斜撐構架之建築物勁度更大,層間變位較小之緣故。與 Lin 和 Chou (2022)相較,因本研究涵蓋了短到長週期,以四棟結果挑選比較,並且地震平均反應譜非常貼近設計反應譜,故本研究對於台灣近斷層地震下 SN490B 鋼材(Fy=325MPa)之挫屈束制斜撐構架位移加載歷時建議,具有相當的代表性。

致謝

本研究感謝國家科學及技術委員會「專題研究 計畫」(109-2625-M-492-010-及110-2625-M-492-005-)支持。

參考文獻

- AISC 341-16 (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL
- ASCE/SEI 7-16 (2017), Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- 3. ASCE/SEI 41-17 (2017), Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers; Reston, VA.
- ASCE/SEI 7-10 (2010), Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Kuo, C. H., Chao, S. H., Hsu, C. C., and Lu, X. M. (2019). Database of near-fault pulse-like time history, Technical Report NCREE-19-010, pp. 137.
- Kottke, A. and Rathje, E.M. (2008), "A Semi-Automated Procedure for Selection and Scaling of Recorded Earthquake Motions for Dynamic Analysis," Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, 24(4), 911-932.

- Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., & Luco, N. (2000), "Loading histories for seismic performance testing of SMRF components and assemblies," SAC Joint Venture, Report no. SAC/BD-00/10, Richmond, CA.
- 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.
- 9. Lin, T. H., and Chou, C. C. (2022), "Highstrength steel deep H-shaped and box columns under proposed near-fault and post-earthquake loadings." Thin-Walled Structures, Volume 172.
- Liu, Y.F., Chou, C.C.*, Peng, G.R. and Chen, K.J. (2022)."Development of Near-Fault Loading Protocols for First-Story Steel Columns in Dual Systems with BRBs." Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol 46, Issue 1, Pages 39-52. DOI: 10.1080/02533839.2022.2141343.
- 11. Liu, Y.F.*, Chou, C.C., Peng, G.R. and Chen, K.J. (2022). "Lateral Displacement protocol of the first-story Steel Column in **Buckling-Restrained** Braced Frames under Near-Fault Earthquake Motions." National Conference The 12th in Engineering, Earthquake Earthquake Engineering Research Institute, Salt Lake City, UT. 2022.
- Shahi, S. K. and Baker, J. W. (2014), An efficient algorithm to identify strongvelocity pulse in multicomponent ground motions, Bulletin of the Seismological Society of America, 104(5), 2456-2466.
- 13. 劉郁芳*、周中哲、彭冠儒、陳冠儒 (2022),「挫屈束制斜撐鋼構架近斷層 地震反應:一樓柱側位移及柱軸力加載 歷時發展」,結構工程,第三十七卷, 第一期,108-132頁。
- 14. 劉郁芳、周中哲 (2020),「ETABS 非 線性動力評估既有鋼筋混凝土高層建 築結構補強效益」,中華民國第十五屆 結構工程研討會暨第五屆地震工程研 討會,109年9月2-4日,臺南。

以虛擬複合模擬法探討一樓柱挫屈縮短 對七層樓鋼結構整體受震反應之影響

王孔君1 黄丞偉2 周中哲3

摘要

本研究使用虛擬混合仿真 (VHS) 來研究首層柱縮短對由抗彎框架和挫屈約束支撐 框架組成的雙開間七層鋼雙系統的整體地震響應的影響。 近故障接地激勵。 創建了詳 細的 ABAQUS 模型,以研究在先前系列的混合模擬中觀察到的試體初始勁度和極限強度 較小的原因。 開發和描述了 VHS 的詳細實施,其中可以考慮不同的測試參數和注意事 項。 測試參數和考慮因素包括內部柱子縮短的幅度、重力二階效應以及兩個外部首層柱 子底端的邊界條件。

關鍵詞:複合模擬試驗、虛擬複合模擬、箱型柱、柱挫屈、ABAQUS分析

一、簡介

鋼造箱型柱能在地震力和風力作用下 同時提供兩個水平方向的勁度與強度,因 而在在高層建築中得到了廣泛的應用。然 而,尤其是在承受高軸向載荷並伴隨著較 大的水平向位移時(Chou et al. 2022), 較 低樓層的箱形柱可能會發生挫屈,從而導 致柱子發生縮短,進而影響整體結構的受 鎮反應,特別是在相鄰柱之縮短量在地震 中因傾覆效應 (overturning effect) 而有所 不同時。雖然吾人可用如 ABAQUS (2011) 等有限元素分析 (FEA) 軟體來研究上述 行為,但該法非常耗時,尤其是在使用較 小元素以能求解足夠準確的結構反應時。 另一方面,儘管如 PISA3D(Lin et al. 2009) 和 OpenSees (McKenna et al. 2009) 等傳 統結構分析軟體可為廣泛的議題提供滿意 的分析結果與效率,但其並不支援直接模 擬挫屈現象(尤其是局部挫屈)。以使用傳 統的實驗方法也不切實際,此乃因需以實 尺寸試體進行測試,並在實驗室中模擬出 試體在真實世界中的邊界條件(BC)。然而 幸運的是,結合了數值模擬和實驗模擬優 點的混合模擬 (HS) 法是解決此問題的有

效工具。前人的一項研究(Wang 等人, 2023 年)對實尺寸樑柱子構架進行了兩 次以 PISA3D 為分析引擎的 HS 測試,研究 柱挫屈對整體結構(如圖一所示)受震反 應之影響。



圖一 七層樓鋼構雙系統、PISA3D 模型、 試體與實驗架設

圖一(c)所示中的試體為圖一(b) 中以點線框標出的部分。雖然該試體為十

¹ 國家地震工程研究中心正工程師

² 國家地震工程研究中心專案助理技術師

³ 國家地震工程研究中心主任、國立臺灣大學土木工程學系教授

字形子構架,但在 HS 中之物理子結構 (physical substructure, PS) 僅為一樓柱,所 有其他構件都被視為 PS 提供真實 BC 的 夾具。該測試中,對不同的自由度以不同 的控制模式施加位移或力量:水平自由度 為位移控制, 垂直自由度為力量控制。旋 轉自由度則不進行控制。PS 的縮短量為試 驗中實際量測而得,兩根外柱的縮短量則 是以離線 ABAQUS 模擬估計。試驗中藉由 應用疊加原理,將柱縮短量納入 HS 的 PISA3D 分析中。關於詳細概念和施做細節, 請參見 (Wang et al. 2023)。試驗中發現試 體的初始勁度小於 PISA3D 分析的預測值。 测試結果顯示,在考慮柱縮短的情況下, 某些系統反應(如樓層水平位移)可增加 14% - 35%。 然而因預算限制,只有一 個試體可用,因此僅能對少數幾組試驗參 數之影響進行評估。

本文為上述實驗計畫的後續研究。在 本研究中,以ABAQUS 模擬研究了試體初 始勁度較小的原因。本研究採用虛擬混合 模擬(virtual hybrid simulation, VHS)的方法 研究柱縮短對整體構架受震反應之影響, 考慮範圍廣泛的測試參數,包括:(1) 不同 的柱縮短量;(2)重力二階效應 (P-Delta effect);(3)柱底部與基礎相連之邊界條件。

二、中央柱底旋轉

在實驗中觀察到的較小的初始勁度, 其原因可能可歸因於實驗室試體底座的柔 性邊界條件,因此,如圖二所示,本研究 建立了一個名為"Actual BC model"的 ABAQUS 模型來研究這個問題。在使用先 前實驗結果校正材料參數後,便進行靜態 分析,分析結果如圖三所示。可以看出, 除了遲滯行為外,該 ABAQUS 模型亦可正 確捕估計初始勁度。這證明了試體在實驗 中所擁有的較小初始勁度的原因,可能是 由於其在實驗室中沒有牢固地連接到底板 上。



圖三 ABAQUS 靜力分析結果

除了上述實際 BC 模型外,還構建了 兩個 ABAQUS 模型,即「固定基座模型」 和「旋轉彈簧模型」,以研究 BC 對試體遲 滯行為的影響。分析結果發現,固定基座 模型的初始勁度大於試驗中所觀測到的勁 度。旋轉彈簧模型可相當準確地估計初始 勁度,但當柱底發生挫屈而導致強度退化 後,便無法提供準確的強度估計。這是因 為在本模型中,柱子永遠不會挫屈。

三、虛擬複合模擬

圖四顯示 VHS 軟體架構和軟體間相關 資料的流向。VHS中的大多數構件與HS 相 同,只是在 VHS 中是以「力模擬器」以提 供 PS 的剪力、彎矩和軸力。力模擬器是 國震中心開發的 Software Framework for Quasi-static Structural Testing (SFQSST) (Wang 等人, 2011 年、2015 年)所提供 的 C++物件,其為 NCREE 實驗設施控製程 式之一部分。在定義由多個線性段組成的 遲滯迴圈背骨曲線後,使用者可以 MultilinearKinematic 力模擬器以走動硬 化規則計算對應於給定位移之遲滯力。在 每個執行步中,使用兩個力模擬器分別計 算柱頂的彎矩和剪力。柱軸向力的則簡單 以軸力命令作為反饋。關於柱縮短, SFQSST 支援以檔案讀取的方式來輸入使用者指定 之柱縮短量歷時。以此方式即可透過使用

不同的遲滯迴圈和所需的柱縮短歷時,可 以在不使用真實試體的情況下研究各種結 構體系的抗震性能。



圖四 虛擬複合模擬之軟體架構

四、中央柱縮短之影響

本研究考慮四種不同水平的虛擬中央 柱縮短(10、20、40和80mm)以進行 了一系列的VHS,研究一樓柱縮短對整體 結構性能之影響。此外,亦考慮了其他參 數的影響,包括重力二階效應(P-Delta effect)和外柱柱底旋轉。方法是先進行對 外住進行 ABAQUS 靜態分析以求得對應 於不同量值柱縮短量的柱的遲滯行為,然 後再以力模擬器將此外柱之遲滯行為提供 於VHS分析使用。

圖五為一樓中央柱柱頂部水平位移和 垂直位移之歷時圖。以在 HS 中,中央柱縮 短所對應的位移值為參考,在第一個位移 峰值,相對應於中央柱虛擬縮短量為 10、 20、40 和 80 mm 時,一樓水平位移分別 增加了 33.05%、47.91%、50.79%和 57.12%。 在第二個位移峰值,相應的增幅分別為 31.14%、33.73%、34.33%和 30.85%。分析 結果顯示,當中央柱發生更顯著的縮短現 象時,整體結構表現出更大的水平位移。 此外,分析結果亦顯示,二樓樑的彎矩會 發生更為顯著的改變,但外柱和挫屈束制 支撐(buckling restrained brace, BRB)的遲滯 行為僅顯示出微小變化。



圖五 一樓柱頂位移歷時圖

五、重力二階效應

在 HS 中並未考慮重力二階效應(P-Delta effect)。本研究以修改後的 PISA3D 模型進行了一系列 VHS,以探討重力二階 效應之影響。

圖六比較了在不同柱縮短水平下考慮 重力二階效應的一樓水平位移歷時。可以 發現在有考慮重力二階效應的情況下,會 產生較大的一樓水平位移。當水平位移達 到第二個峰值時,考慮重力二階效應可讓 一樓水平位移,在0、10、20、40、和 80mm 的中央柱縮短量下,分別增加了 3.38%、-1.82%、-1.64%、-2.96%和 2.59%。



影響

六、外柱柱底旋轉

在 HS 試驗中,可觀察到試體柱底旋 轉: 柱底端板與以之鎖固於強力地板街的 轉接板在試驗過程中,隨著水平位移的變 化,發生開合現象。雖非預期,但實際上 相當程度地代表了現實世界中可能發生的 真實情況。亦即在 HS 中,中央柱與整體結 構的受震反應較之於傳統數值模擬顯得更 加真實。然而,兩支外柱在 HS 的 PISA3D 模擬計算中仍然保持與地面完美剛性連接。 因此,本研究進行了一系列 VHS 來研究 包含兩個外部柱的底部旋轉的影響。如圖 七所示,本研究在兩支外柱底部添加旋轉 彈簧,並假設其旋轉勁度與中央柱相同。 藉此研究一樓柱底在地震作用下其與基礎 之連結可能並非剛性之現象。





圖八顯示 VHS 分析結果,可看出對於 0、10、20、40 和 80 mm 的中央柱縮短量, 一樓水平位移分別增加了 5.47%、3.57%、 7.07%、6.44% 和 11.25%,表示若同時考 慮重力二階效應以及外柱底部旋轉,當中 央柱發生顯著縮短量時,樓層水平位移的 增量加可以超過 10%。



圖八 考慮外柱柱底旋轉之一樓水平位移

七、結論

本研究使用 ABAQUS 分析和 VHS 進一 步探討對鋼造箱型柱梁子構架進行的 HS 的實驗結果。結果發現,被廣泛接受的柱 與基礎間固定連接的假設會導致對柱的初 始勁度和極限強度的高估。本研究亦透過 ABAQUS 静態分析求得一樓柱在若干柱垂 直縮短量假設下之遲滯行為,並藉由使用 力模擬器將其考慮於 VHS 中,以研究當有 顯著柱縮短發生時,其整體構架受震反應 的影響。VHS 結果顯示,當中央柱的縮短 量較大時,二樓梁的遲滯行為會受到顯著 影響,而其對柱和 BRB 的影響較小。VHS 分析結果亦顯示,如果考慮重力二階效應, 一樓水平位移的增加量小於10%,但若同 時再考慮外柱與基礎間之連結並非剛性, 在中央柱有顯著縮短量發生時,一樓水平 位移的增加輛可達10%以上。

参考文獻

- 1. ABAQUS-FEA/CAE. (2011). Dassault Systemes Simulia Corp., RI.
- Chou, C.-C., Lai, Y.-C., Xiong, H.-C., Lin, T.-H., Uang, C.-M., Mosqueda G., Qzkula, G., El-Tawil, S., McCormick, J.P. (2022). "Effect of Boundary Condition on the Cyclic Response of I-Shaped Steel Columns: Two-Story Subassemblage versus Isolated Column Tests," Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Lin, B.Z., Chuang, M.C. and Tsai, K.C. (2009). "Object-oriented Development and Application of a Nonlinear Structural Analysis Framework." Advances in Engineering Software, 40, pp. 66-82.
- McKenna, F., Scott, M. H., and Fenves, G. L., (2009). "Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition," J. Comput. Civ. Eng., vol. 24, no. 1, pp. 95–107, Dec. 2009.
- Wang, K.-J., Chou, C.-C., Huang, C.-W., Shen, H.-K., Sepulveda, C., Mosqueda, G., Uang, C.-M., (2023). "Hybrid Simulation of a Steel Dual System with Buckling-Induced First-Story Column Shortening: a Mixed Control Mode Approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2023, DOI: 10.1002/eqe.3944
- 6. Wang, K.-J., Tsai, K.-C. (2015). "A uniform method to integrate test equipment for large-scale quasi-static structural testing", Proceedings of the 6th International Conference on Advances in Structural Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign, United States, 2015.
- 7. Wang, K.-J., Tsai, K.-C. (2011). "A software framework for quasi-static structural testing. NCREE technical report, NCREE-11-007, Taipei, Taiwan, 2011.

182

基於模態特徵之風力機監測可行性研究

張家銘1 周肇昱2 莊奕婕3 楊卓諺4

摘要

隨著政府能源政策之發展趨勢,風力機於再生能源扮演重要之角色,於台灣沿岸與 近海區域已規劃大面積之風力發電場域。然而,風力機之建置、運作、維護必須仰賴監 測之手段,方得確保風場內之風力機的運轉及安全符合規範要求及設計性能。因此,本 研究基於現地長期量測技術,建立一套風力機監測手段,並探討該方法之可行性。於本 研究中,首先針對風力機動態量測反應,萃取風力機相關模態特徵,諸如自然頻率與模 態振形等,並持續追蹤上述特徵與風力機轉速、風速間之關係。另外,上述監測之結果, 亦可配合數值模型與識別之模態特徵相互驗證。由本研究之成果可見,風力機的低頻率 模態具有一定程度之穩定性,較高頻率之模態會受風速與轉速影響較大。

關鍵詞:風力機、結構健康監測、系統識別、模態分析

一、前言

「風力機」於其生命週期中,大致可 拆分為幾個階段,包含設計規劃、建造、 運維與退役。在四個階段中,最主要發揮 其經濟效益的就屬運維(運轉維護)。以風 力機服務年限約莫25至30年間,其勢必 需要經歷相當程度的地震力作用、海水侵 **蝕與老化之影響,不單影響其運轉,甚或** 可能進一步造成風力機毀損或倒塌,不可 不慎。然,不同於一般陸域之結構或風力 機,離岸風力機常時並不會有人員進駐, 日常維護可能受到天候海象之影響甚鉅。 有鑑於此,對於離岸風力機而言,適度裝 配運轉與結構安全監測,乃一較為便捷且 經濟之方式。相應的量測資料,除了可供 風力機安全與運轉狀況評估管理之用,亦 可作為後續國內相應風力機耐震、耐風設 計之基礎,可謂一舉數得。

因此,本研究主要探討應用現地長期 量測技術,建立一套風力機監測手段,並 探討該方法之可行性。於本研究中,首先 針對風力機動態量測反應(如風力機不同

二、風力機感測器配置

本研究標的乃商借一位處於林口一帶 之陸域風力機,扣除風力機本身,圓形斷 面之鋼構塔柱高度約為67m,斷面直徑約 莫4至2m不等,隨高度縮減,版厚5至 2cm不等,視設計需求變化。經計算後並

¹國立台灣大學土木工程學系副教授暨國家地震工程研究中心兼任副研究員

² 國立台灣大學土木工程學系博士

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

考慮上部風力機重量,總重約莫360tf。感 測器的部分,包含10顆加速規、4顆應變 計與1支溫度計,加速規平面雙向量測, 點位分布於鋼構塔柱的五個高程上。原則 上,量測所定義之X與Y向,符合物理上 之南北與東西向,惟高程G.L.+10.48m處, 受內部空間影響,與物理上的正東方起始, 順時針方向夾了約莫60度角。再者,4支 應變計與1支溫度計,同樣配置於高程G.L. +10.48m處,用以量測垂直向之應變量與 風力機內部環境溫度。

三、系統識別與理論分析

本研究使用改良式 SSI-DATA 方法來獲 取風力機之模態頻率與模態形狀。由於過 去文獻中指出,傳統式 SSI-DATA 需要仰賴 穩態圖來確定模態參數[1],而改良式方法 提取模態的方法主要依照模態出現的順序, 依序提取模態,最終迭代至所有關注的模 熊都被提取出來時停止,將能有效提升系 統識別的效益,同時亦具有與傳統式 SSI-DATA 相符之準確性[2]。針對風力機上所佈 設,位於五個高程上,水平兩向合計10顆 加速規之量測,以SSI-DATA 識別方法,可 對平面兩方向進行模態識別。於系統識別 方法中,由於離散時間步長為0.01秒,且 估計第一自然頻率為 0.4 Hz, 故 SSI-DATA 識別方法中的 Hankel Matrix 之 L 必須大於 1,255,本研究採用 1,300 [3]。以本研究提 出之改良式方法資料進行隨機子空間識別 法,可至少得出4個穩定輸出的模態。由 20 天之實際監測資料共 790 筆,識別出之 平面 X 向之自然頻率為 0.4099 Hz、3.4508 Hz、8.7902 Hz、13.8964 Hz 及 34.8767 Hz, 且具有相對穩定的模態振形(圖一)。類似 地,Y向上的自然頻率識別結果為 0.4076 Hz、3.4620 Hz、9.2043 Hz、13.9236 Hz 及 36.1508 Hz。另外,X 向之 1.7051 Hz、1.7465 Hz、3.8670 Hz 及 25.9800 Hz 與 Y 向之 1.6210 Hz、3.7238 Hz、24.3428 Hz 彼此間具有互 制效果,主要都與風力機擺角位置和撓曲 行為有關。由觀察得知,越高頻率的模態 具有較大的變異性,且最低高程位置之加

速度易受底部機台運作之影響,也會影響 識別之成功率,而最高高程加速度亦會受 到風力機行為,造成模態振形改變。



184





觀察風速與風力機轉速對加速度頻率 域反應之影響,圖二展現最高位置加速度 之功率譜密度分布,其中考慮五種風速區 間,如 0-2 m/s (風速一區)、2-7 m/s (風速 二區)、7-11 m/s (風速三區)、11-13 m/s (風 速四區)及13-25 m/s (風速五區),以及五種 轉速 0-2 rpm (轉速一區)、2-9 rpm (轉速二 區)、9-10.5 rpm (轉速三區)、10.5-16 rpm (轉速四區)及 16-18.5 rpm (轉速五區)。由 該圖得知,若風速與轉速改變時,接近於 3.8 Hz 與 20-25 Hz 間之能量會增加, 可預 期模態特徵亦會有相應的變化,且此兩個 頻率區間具有前述之兩向互制效果。因此 於追蹤主要模態變化時,應避免使用這些 頻率之模態;反之,若要觀察風速與風力 機轉速對模態之影響,則可著重於這兩個 頻率區間之模態振形。



(a)



圖二 (a)風速與(b)風力機轉速對最高位置 加速規功率譜密度分布(X向)

若將風速與風力機轉速對自然頻率做 圖,其結果如圖三所示,圖中橫軸分別為 風速與風力機轉速,而縱軸皆為識別後自 然頻率,同一顏色的點屬於同一模態。由 觀察得知,當風速大於12m/s,即風速四 區與五區,20-25 Hz 間之自然頻率會有往 上抬升的現象,且風力機轉速大於13 rpm, 即轉速四區與五區,具有相同之趨勢。因 此,風力機模態特徵亦會受到風速或風力 機轉速之影響,在進行風力機之結構健康 監測時,必須考慮該兩項影響因子。



圖三 (a)風速與(b)風力機轉速對識別之自 然頻率關係(X 向)

四、結論與展望

本研究針對現地量測技術於風力機監 測,探討其長期監測可行性。藉由一陸域 風力機之量測結果,透過初步系統識別結 果,成功取得風力機之基本振動頻率與模 態振形兩重要之動力特徵。不單如此,更 進一步的考慮風力機轉速對識別結果之影 響。相對於現地量測之識別結果,亦藉由 簡化之風力機理論模型,採傳統模態分析 之方法,同樣取得理論之基本振動頻率與 模態振形供相互佐證。其結果顯示,識別 結果與模態分析結果相符,足證明識別與 理論模型之合理性與正確性。隨後,更深 入的透過理論模型與模態分析方法,探討 風力機角度對振動頻率與振形之影響。由 分析結果顯示,風力機角度對高模態的影 響顯著。透過識別與分析結果,初步證明 現地量測技術應用於風力機長期監測之可 行性。

參考文獻

- Peeters, B., and De Roeck, G. (2001). "Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review ." ASME. J. Dyn. Sys., Meas., Control. December 2001; 123(4): 659–667. https://doi.org/10.1115/1.1410370
- 周肇昱、張家銘、莊奕婕、楊卓諺、 宋裕祺、蘇進國、林世豪、翁偉誠, 「基於模態特徵之風力機監測可行性 研究:以一林口風力機為例」,中國土木 水利工程學刊; 34卷4期 (2022/06 /01), P307-318
- 3. Van Overschee, P. and De Moor, B. (1991). Subspace Algorithm for the Stochastic Identification Problem. In Proceedings of the 30th IEEE Conference on Decision and Control, 1321-1326.

186



NCREE



NARLabs

財團法人國家實驗研究院 國家地震工程研究中心 106219 台北市辛亥路三段 200 號 電話:(02)6630-0888 傳真:(02)6630-0858 https://www.ncree.narl.org.tw