

財團法人國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

國家地震工程研究中心

101年度  
國家地震工程研究中心  
研究成果報告



# 目錄

- 1 耐震設計規範之檢討與改進對策**  
邱世彬、鄧崇任、柴駿甫、簡文郁、林克強、翁元滔、邱俊翔、洪曉慧、劉光晏、林瑞良、許尚逸、汪向榮、張毓文、林凡茹
- 5 耐震性能設計規範改進中期研究(二)**  
鄧崇任、翁元滔、邱世彬、柴駿甫
- 9 台灣木構造建築抗側力設計法規之研擬構想**  
翁元滔、林敏郎、林法勤
- 13 平面不對稱結構側推分析研究**  
林瑞良、蔡克銓、莊明介
- 17 校舍耐震詳評資料庫之應用-發展街屋耐震快速評估法**  
邱聰智、黃世建、宋嘉誠
- 21 基於容量震譜法之側推分析安全因子之探討**  
葉勇凱、周德光
- 25 考慮震損影響下鋼筋混凝土建築物之耐震能力詳細評估**  
蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞
- 29 高樓及不規則結構之側推分析方法**  
蕭輔沛、蔡優光、歐昱辰
- 33 以簡易側推分析檢核現地試驗校舍結構之耐震能力**  
鍾立來、吳賴雲、楊耀昇、顧丁與、賴勇安、黃鈞鼎
- 37 低矮型鋼筋混凝土牆之鋼筋配置暨補強研究**  
黃世建、吳炳昀、邱聰智
- 41 以現地試驗檢核校舍結構耐震能力之初步評估**  
鍾立來、吳賴雲、林琨偉、楊耀昇
- 45 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版**  
蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、邱聰智、周德光、楊耀昇、翁樸文、沈文成、趙宜峰、黃世建
- 49 大直橋橋梁安全監測示範計畫**  
李政寬
- 53 河川橋梁之洪水下穩定性能研究(II)**  
洪曉慧、陳筱安、黃仲偉
- 57 橋梁結構受冲刷後之耐震行為研究(II)**  
張國鎮、王修駿、劉光晏、翁作新、陳家漢、陳正興
- 61 醫院耐震評估補強準則之研擬(二)**  
柴駿甫、黃震興、林凡茹、劉光晏、蕭輔沛、翁元滔、郭耕杖、林震宇、張洵
- 65 MCC電氣盤體之盤內反應譜與數值模型分析**  
柴駿甫、賴姿妤、林凡茹、林震宇、周佩芳、陳明毅
- 69 膨脹螺栓之反覆載重行為研究**  
柴駿甫、廖文義、林凡茹、林震宇、鄭皓澤
- 73 開發智慧型感測系統於橋梁健康診斷**  
盧恭君、羅俊雄、林沛陽
- 77 相位控制半主動式調諧質塊阻尼器於基底振動下之減振**  
鍾立來、賴勇安、顧丁與、吳賴雲
- 81 斜面式滾動隔震支承之振動台試驗研究**  
汪向榮、蕭佳益、林旺春、黃震興、張國鎮
- 85 箱型柱內橫隔板電熱熔渣鐸之超音波檢測與製作細節建議**  
林克強、莊勝智、李昭賢、林志翰

- 89 **智慧型碳纖維混凝土於結構監測應用之可行性研究**  
葉芳耀、張國鎮、連婉佑、廖文正
- 93 **地工構造損傷評估技術發展 (II)–新竹舊中正橋基礎檢測**  
柯永彥、許雅涵
- 97 **傾斜地盤中模型樁振動台試驗**  
陳家漢、翁作新、陳正興
- 101 **運用ANSYS/LS-DYNA探討用過核燃料乾式貯存設備之受震反應**  
陳正興、楊炫智、柯永彥、許尚逸
- 105 **以離心振動台試驗探討加勁土堤之動態反應**  
洪汶宜、邱益增、黃俊鴻、李崇正、邱俊翔
- 109 **嘉南地區活動斷層地震潛勢評估參數 (II)**  
林哲民、張道明、謝宏灝、張議仁、郭俊翔、溫國樑
- 113 **高屏地區之微地動場址特性分析**  
郭俊翔、溫國樑、林哲民、謝宏灝
- 117 **工程應用之實測地震歷時篩選研究**  
劉勛仁、簡文郁、張毓文
- 121 **地震動潛勢評估-土氣資料前處理法：天候因子對土氣濃度影響之濾除**  
瓦里亞、亞耳文、艾若拉、林世榮、張效賢、楊燦堯、溫國樑
- 125 **累積絕對速度 (CAV) 與地震動參數相關性研究**  
張毓文、簡文郁
- 129 **由P波衰減特性探討2006年台東地震 (M6.2)**  
張議仁、溫士忠、陳朝輝、溫國樑
- 133 **利用地震初達波特徵及支撐向量法之現地型強震即時警報技術**  
許丁友、黃謝恭、張毓文、郭俊翔、林哲民、張道明、溫國樑、羅俊雄
- 137 **過斷層地下管線變形行為之數值模擬與縮尺實驗**  
林祖榕
- 141 **鐵路系統地震損害暨損失評估與資料建置**  
葉錦勳、劉季宇、黃李暉、張錫宏
- 145 **自來水延性鑄鐵管耐震試驗程序與分級之研究**  
洪祥瑗、周寶卿、鍾立來、劉季宇
- 149 **自來水延性鑄鐵管耐震性能試驗研究**  
周寶卿、陳家乾、周志雄、鍾立來、劉季宇
- 153 **自來水系統地震早期損失評估資訊服務之研發**  
陳志欣、洪祥瑗、葉錦勳、劉季宇
- 157 **考慮負水壓處理之自來水管網震損模擬**  
周光武、劉季宇、葉錦勳
- 161 **向量式有限元薄殼結構大變位分析**  
王仁佐、王仲宇、陳詩宏
- 165 **橋梁沖刷易損性曲線試驗初步研究**  
陳俊仲、張國鎮、沈明毅、林其穎
- 169 **核能電廠一次圍阻體之模態特性分析**  
趙書賢、吳俊霖、楊炫智、張國鎮
- 173 **核能電廠機率式地震風險評估研究**  
張長菁、沈盈琇、黃尹男、張國鎮

# 耐震設計規範之檢討與改進對策

邱世彬<sup>3</sup> 鄧崇任<sup>1</sup> 柴駿甫<sup>1</sup> 簡文郁<sup>1</sup> 林克強<sup>1</sup> 翁元滔<sup>2</sup> 邱俊翔<sup>2</sup>

洪曉慧<sup>2</sup> 劉光晏<sup>2</sup> 林瑞良<sup>2</sup> 許尚逸<sup>2</sup> 汪向榮<sup>2</sup> 張毓文<sup>3</sup> 林凡茹<sup>3</sup>

## 摘要

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

關鍵詞：耐震設計規範、規範修正建議、規範研究發展委員會

## 一、前言

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

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

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

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

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

## 二、101 年度研議討論之議題

101 年度所討論之議題，綜合 100 年度尚未定案之議題，共有 3 項，分述如下：

### 1. 速度型被動消能元件試驗與檢核項目：

隨著近年來地震工程技術日益創新，在重要建築或是高單價建築使用相關制震之先進地震工程技術者愈來愈多，消能元件的使用數量大幅增加，與此有關的試驗及測試需求也日益增多。目前在設計上技師雖能按照耐震設計規範之規定施行，但這類消能元件在安裝前之測試規定與檢核項目在規範上仍未明定，完全依照設計者

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

自訂。

本中心近年來針對此類消能元件進行過數量繁多之試驗，發現許多技師提出的試驗需求及項目類型以國內的測試容量並無法達到，或是測試內容不符國內特殊的環境需求，因此，本中心彙整國內測試經驗，並參照國外規範之規定，重新擬定速度型被動消能元件之試驗與檢核項目，列於耐震設計規範與解說中，提供技師以及工程顧問公司在消能元件之實體試驗與性能保證試驗之依據。

實體與性能保證試驗基本原則，在實體試驗部分，必須確認供應器具足夠能力製造生產，在製造生產前，確認地震行為與設計相符，國內試驗容量若無法滿足試驗要求，可由製作供應商原廠進行試驗，並提出試驗報告。在性能保證試驗部分，於現場安裝前，必須確認力學特性與設計相同或在容許誤差範圍，並且在國內的試驗單位進行試驗，若供應商於近年有與設計相似型式與尺寸之消能元件實體試驗報告且合格者，得不進行實體試驗，仍應進行性能保證試驗。

表一 實體試驗與性能保證試驗項目

| 試驗項目   | 實體試驗 | 性能保證試驗 |
|--------|------|--------|
| 衝程試驗   | √    |        |
| 基本性能試驗 | √    | √      |
| 頻率試驗   | √    | √      |
| 溫度試驗   | √    |        |
| 風力試驗   | √    |        |
| 疲勞試驗   | √    |        |
| 耐久性試驗  | √    |        |
| 極限試驗   | √    |        |

本次委員會之會議結論為：

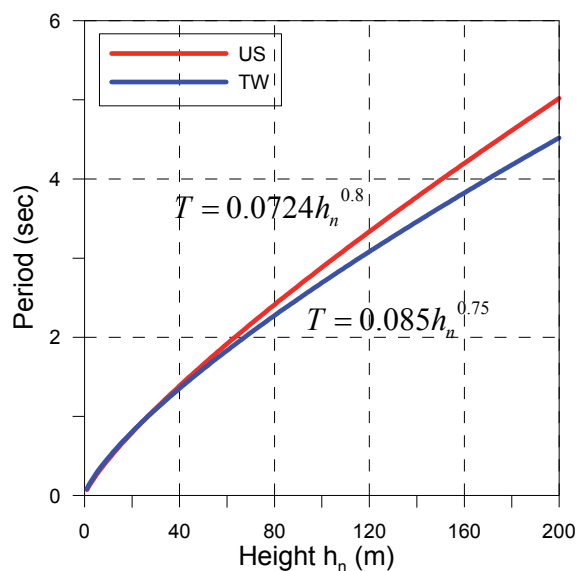
- 1.實體試驗可由設備生產廠商提供相關測試認證。
- 2.性能保證試驗至少須做基本性能試驗以及頻率試驗，其餘可依技師要求決定。

3.性能保證試驗之認證應由具公信力之測試單位提供。

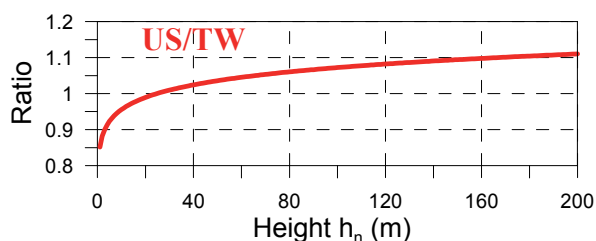
4.各委員於會後提供有關本議題之意見及針對消能元件試驗與檢核項目之建議。

## 2. 建築物耐震設計規範基本振動週期規定之檢討：

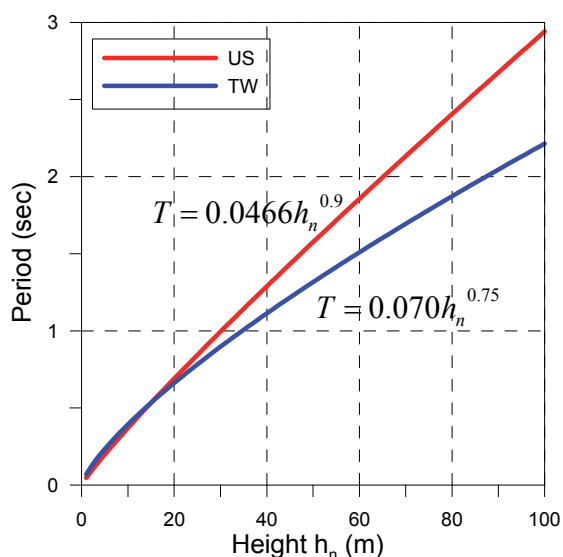
我國之耐震設計規範歷經 1974、1982、1988、1997、1999、2005 以及 2011 年改版，建築物之基本振動週期規定亦多有變革，相關規定大多參照美國規範修訂而來，然而國內規範在 1997 年版存在之具有剪力牆構造物之基本振動週期公式，於 2005 年改版刪除後至今仍未有相關針對具有剪力牆構造物之週期規定，以至於國內技師大多使用「其它類」建築物設計，造成週期計算上誤差較大，如此則大幅影響結構物的設計地震力，造成不保守的情況。因此，本中心於規範研究發展委員會上建議參考美國規範規定，將具剪力牆構造物之相關規定納入，並針對國內之特殊情況修訂之。



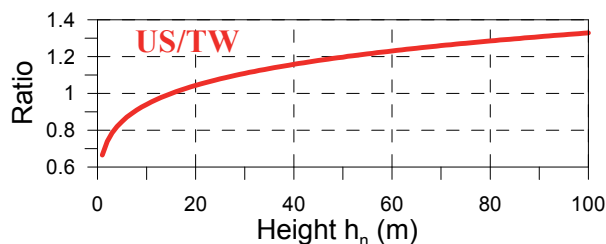
圖一 美國規範與台灣規範週期公式比較 (Steel MRF Buildings)



圖二 美國規範與台灣規範公式之比值 (Steel MRF Buildings)



圖三 美國規範與台灣規範週期公式比較 (RC MRF Buildings)



圖四 美國規範與台灣規範公式之比值(RC MRF Buildings)

依據本次委員會討論結論，建議於規範中納入含剪力牆結構之週期經驗公式，相關參數可參考美國規範，與目前國內之設計值比較，並參考中央氣象局結構物強震資料之分析結果(或相關報告)與目前規範之差異。

### 3. 建築物耐震設計規範有關垂直地震力之檢討：

目前現行版有關垂直地震力之規定為：

#### 2.18 垂直地震力

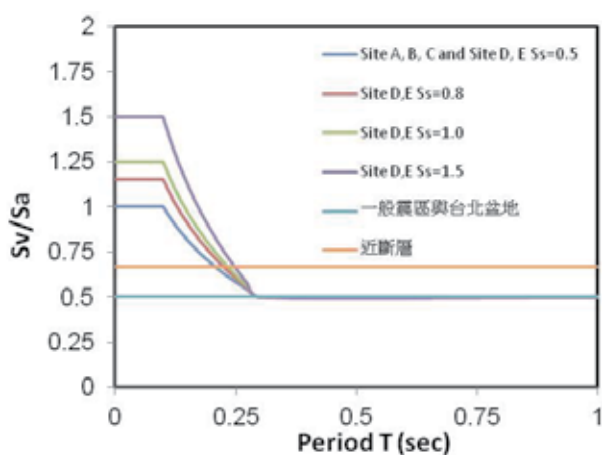
為提升建築物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量。水平懸臂構材與水平預力構材等尤其應就垂直地震效應做適當的考慮。垂直向之設計譜加速度係數  $S_{aD,V}$  可藉由水平向之設計譜加速度係數  $S_{aD}$  定義為：

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

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

2.10 節中小度地震與最大考量地震之設計垂直地震力可修正計算之。

國內規範僅將水平向之設計譜加速度乘以 1/2(一般震區與臺北盆地)或是 2/3(近斷層區域)，參考美國規範針對垂直地震力之規定，於極短週期有放大之效果，國內規範並無相關規定，因此建議參考美國規範修訂。



圖五 我國規範一般震區與台北盆地及近斷層區域垂直地震力與美國規範比較

依據本次委員會討論結論，因水平向反應譜已考慮部分放大係數，故擬暫時沿用目前規範之結果，並未對本項議題進行修正。

### 三、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 101 年底為止，共召開過 22 次會議，討論之議題共有 23 項，研議後皆已送請內政部營建署審議通過，後續擬定研議之議題尚有：

- 1、土壤－結構互制效應檢討
- 2、平面、立面不規則性檢討（含不規則水平雙向效應檢討）
- 3、增加穩定性因子  $\theta$  之規定檢討
- 4、具消能元件系統之韌性設計檢討
- 5、非建築結構物用途係數  $I$  值訂定
- 6、設計反應譜增加長週期分界點  $T_L$  的規定檢討
- 7、超強因子可行性檢討
- 8、鋼結構設計規範

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

本計畫透過召開「規範研究發展委員會」討論規範相關議題，規範委員會之成員除了邀請國內研究耐震設計規範之專家學者、政府研究部門（如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所）外，依據不同議題內容，亦邀請包括結構、橋梁、建築、鋼結構、鋼筋混凝土、大地、隔制震、地震危害度分析等不同專業領域之研究人員、技師公會代表與工程顧問公司之執業人員共同參與討論，以求提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容，對於國內之耐震設計規範之修訂提出具體貢獻，期望藉由本計畫之繼續執行，能逐步推動我國之耐震設計相關法規以臻完備。

### 參考文獻

1. 「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」，2002，內政部建築技術審議委員會。
2. 「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，民國 94 年 3 月。
3. FEMA-273, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
4. FEMA-274, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
5. FEMA-356, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. FEMA-357, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

# 耐震性能設計規範改進中期研究（二）

鄧崇任<sup>1</sup> 翁元滔<sup>2</sup> 邱世彬<sup>3</sup> 柴駿甫<sup>1</sup>

## 摘要

「耐震性能設計規範改進先期研究」為四年期之研究計畫，其研究目的在於提出由現行傳統力法設計演進至性能設計之耐震設計規範銜接版本，該計劃於 96 年度提出「耐震性能設計規範銜接版本之建議設計流程」，於 97、98、99 年度則先後完成該銜接版本之章節條文與解說(建議版草案)以及設計示範例。而從 100 年度開始執行為期四年之「耐震性能設計規範改進中期研究」則係針對所提出之「建築物耐震設計規範及解說(建議版草案)」進行檢討與改進。首先，於 100 年度之孫項計畫研究中針對工程師常用之「非線性靜力分析程序」進行改進以擴大該程序之適用範圍以及增加該程序之性能鑑別度，研究中分別以六層樓之 RC 結構以及九層 SAC 鋼造抗彎構架製作示範例以驗證檢討改進前以及改進之後所建議耐震評估程序之差異性以及改進後之可行性。而本(101)年度之孫項計畫研究成果則是接續提出改進後之機率式耐震性能檢核流程與檢核示範例。

關鍵詞：非線性靜力分析程序，桿狀模型，地震輸入運動之選擇

## 一、前言

鑒於習見的非線性靜力分析程序常無法有效考慮地震的動力效應及結構不對稱效應或較高振態之影響，本中期改進研究針對中高樓層建築物之非線性靜力分析程序提出改進建議方案以提昇該程序之適用性。其中建議使用分析軟體進行側推分析用以建立建築物簡化桿狀模型（stick model）的層間非線性彈簧背骨曲線，桿狀模型比等效單自由度系統更可以適當反映高階模態對受震反應之影響；其次，為考慮地震輸入運動之不確定性，本研究建議直接採取一組經調整後與危害度分析控制地震拆解相符合的地震記錄當成是建築物桿狀模型之輸入運動以求取各層間變位之最大受震反應變異分佈，然後即可利用統計檢驗以判別建物在地震下的最可能之性能點在允許性能標準範圍內的機率是否為可以接受的程度。在此以一座九層 SAC 鋼造抗彎構架製作示範例以驗證檢討本研究所建議耐震評估程序之可行性。

## 二、改進後之機率式性能檢核流程

改進後的機率式耐震性能檢核流程如圖 1 所示，其中建議非線性靜力分析程序改以簡化之 Stick 模型來模擬結構物以取代原先過分簡化之等效單自由度系統，即每一樓層以單一之自由度來模擬，採用 Stick 模型首先需將每一樓層之樓層剪力與層變位關係求出，本改進後之流程範例以由側推分析取得之各樓層力與變位曲線為每一樓層自由度之容量包絡曲線，利用此些曲線輸入於分析程式中，並以 Takeda model 為樓層力與變位之遲滯關係進行簡化之 Stick 模型之歷時動力分析。然後利用分析所得之各層間變位角分布數據來示範進行假設檢驗，檢驗其性能是否可被接受。

以下分別針對在所提出之機率式耐震性能檢核流程中的每一步驟分別以示範例來作一詳細說明其作法。但是由於其中所建議的一組經調整後與危害度分析控制地震拆解相符合的地震記錄以作為建築物桿狀模型之輸入運動尚待於 102 年度才能完

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

成，因此示範流程中之輸入運動暫時以 SAC 專案計畫中所用 LA01 記錄為基準，進行簡化之 Stick 模型之歷時動力分析。最後再用機率式的統計檢驗之方式以決定是否接受此设计方案之耐震性能表現。

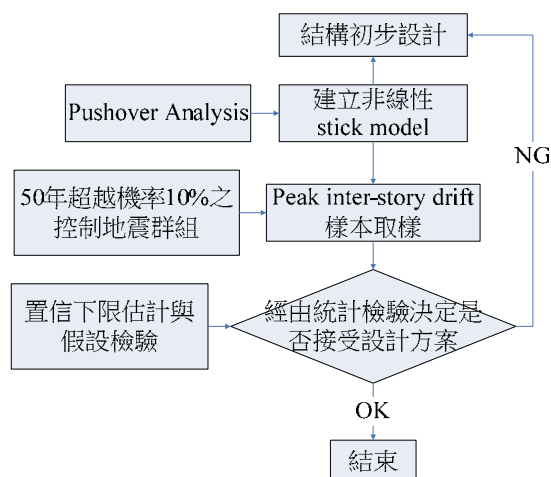


圖 1 改進後的機率式耐震性能檢核流程

### 三、建立非線性桿狀模型示範例

在此所引用的一棟九層樓鋼造抗彎構架，其工址位於美國洛杉磯(以下簡稱 LA)，該棟建築物是依據美國 UBC 規範 1994 年版進行結構設計，並參照 FEMA 267 (1995)技術報告中有關美國發生北嶺地震後針對鋼造抗彎構架之修正建議，此棟建物之用途為美國常見之鋼造辦公大樓，工址地盤分類為堅硬地盤(Stiff soil)。，此棟建築之抗側力系統為外圍抗彎構架(Perimeter Moment Resisting Frame)，其結構平面及立面圖如圖 2 所示，而該工址對應於 10%in50yr 地震危害等級之設計平滑化反應譜曲線如圖 3 所示，此棟結構物柱構件皆使用 A572 Gr.50 材料( $F_y=0.345 \text{ kN/mm}^2$ )，梁構件則使用 Dual Grade A36 Gr.50 ( $F_y=0.340 \text{ kN/mm}^2$ )。改進後之非線性靜力分析程序改以簡化之 Stick 模型來模擬結構物以取代原先過分簡化之等效單自由度系統，即每一樓層以單一之自由度來模擬，採用 Stick 模型首先需將每一樓層之樓層剪力與層變

位關係求出，本改進後之流程範例以由側推分析取得之各樓層力與變位曲線為每一自由度之容量包絡曲線，圖 4 中所示範例構架長向各樓層之層剪力與層變位圖，利用此些曲線輸入於分析程式中，並以 bilinear model 為樓層力變位之遲滯關係進行分析。

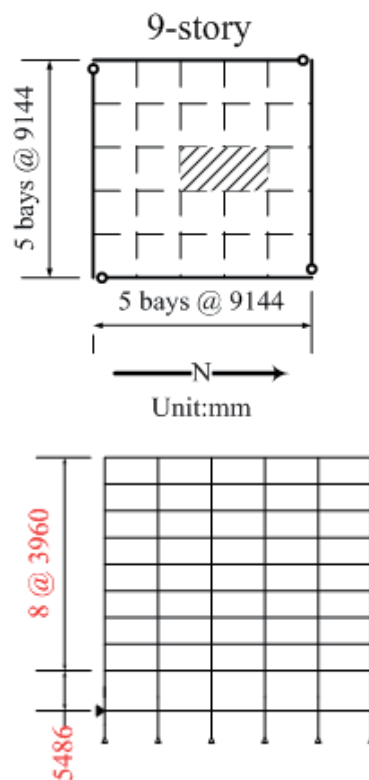


圖 2 LA 9-story 範例構架之平面及立面圖

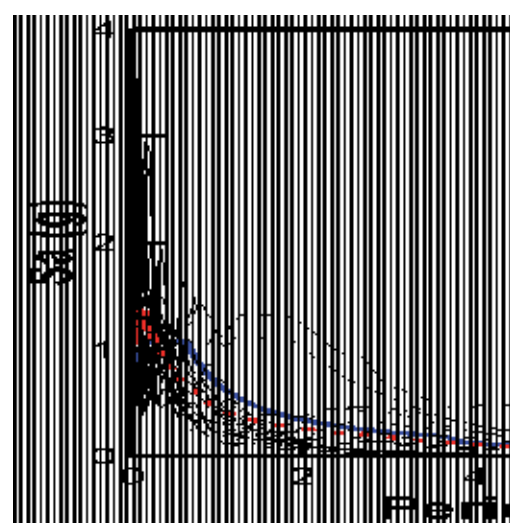
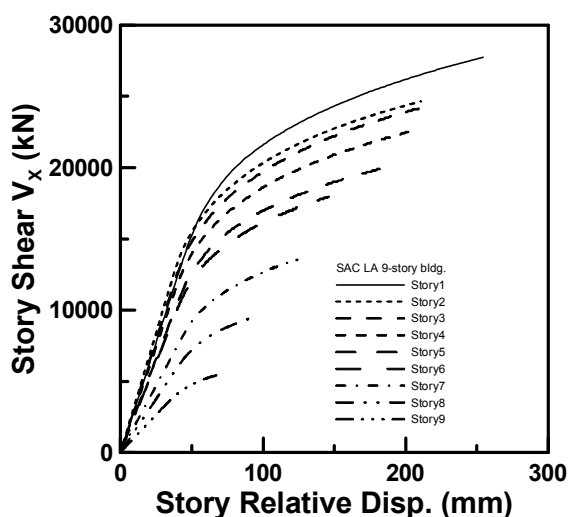
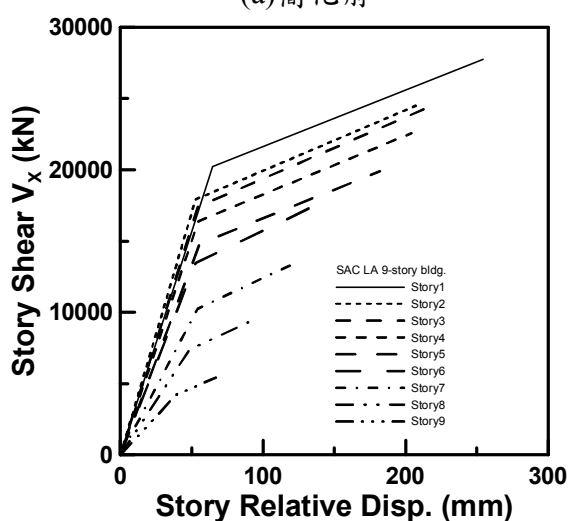


圖 3 LA 9-story 範例構架之設計反應譜及其 10%in50yr 等級自然地震反應譜曲線



(a)簡化前



(b)簡化後

圖 4 簡化前後的樓層剪力與層間相對位移關係曲線

#### 四、簡化模型歷時動力分析示範例

由於所建議的一組經調整後與危害度分析控制地震拆解相符合的地震記錄當成是建築物桿狀模型之輸入運動尚待於 102 年度才能完成，因此示範流程中之輸入地震部份暫時以 SAC 專案計畫中所用 LA01 記錄為基準，進行歷時動力分析。圖 5 顯示原始三維模型與簡化模型中一樓的樓層剪力與樓層側位移角關係曲線之比較，可知兩者相當近似，亦即簡化模型應足以代表原始三維模型；圖 6 為分別輸入 SAC 專案計畫中針對 LA 9-story 範例構架之對應於 10%in50yr 等級的 20 筆地震記錄群組，

進行歷時動力分析後所得之各樓層最大樓層側位移角分佈，根據 FEMA-273 所訂特殊抗彎構架的樓層側位移角不得超過 2.5% 弧度，由圖 6 可評估範例構架各樓層之側向變位可信度至少可達約 85%。

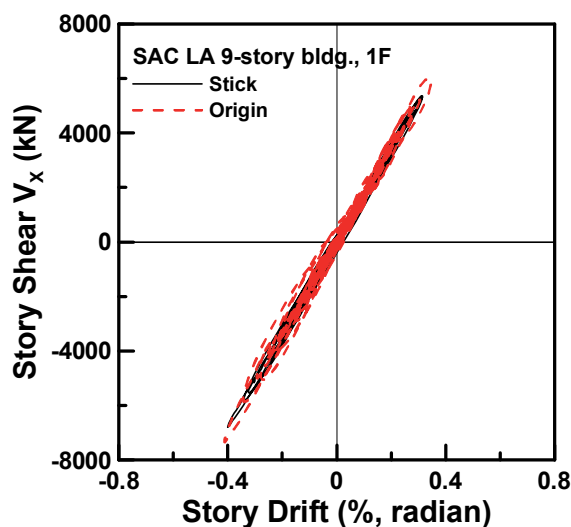


圖 5 原始三維模型與簡化模型中一樓的層剪力與樓層側位移角關係曲線

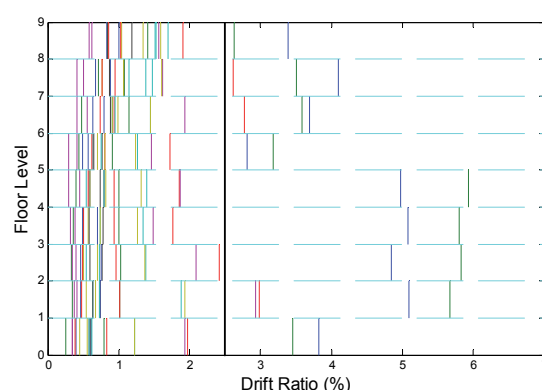


圖 6 用 20 筆地震記錄群組進行歷時動力分析後所得之各樓層最大樓層側位移角分佈圖

#### 五、機率式性能統計推估示範例

在 FEMA-440 附錄 F 中提供了一個稱為 NDP 的機率式改進方案，可以校核非線性靜力分析程序的精確性。在分析多自由度案例當中，若用非線性靜力側推分析來估計反應量值(樓層變位角、樓層剪力、抗傾倒彎矩、樓板位移)，其準確度會較非線性動力分析低，而非線性動態程序(Nonlinear Dynamic Procedure, NDP)為先將地震歷時

放大至屋頂剛好會產生目標變位角(D%)之大小，此屋頂變位角(D%)是由規範定義所給定之，利用 n 筆會使屋頂變位達到相同位移量的地震歷時去分析，即可得到 n 組之反應量值。因此，由樣本的平均值  $\bar{x}_n$  與標準差 s 可推估母體的  $\mu + \kappa\sigma$  值。另外，需注意為了保守估計此量值，因此樣本均值  $\bar{x}_n$  都加上  $\kappa$  倍的標準差 s，若反應量值為常態分布時，則量值  $c(1+\kappa\text{COV})\bar{x}_n$  會超過  $\mu + \kappa\sigma$ ，而 c 值可由(1)式計算得到

$$c = \frac{1}{1 - \left( \Phi^{-1}(\alpha) \right) \frac{\text{COV}}{\sqrt{n}}} \quad (1)$$

上式中  $\Phi_{t,n-1}^{-1}(\alpha)$  為在信心等級  $\alpha$  下 n-1 個自由度之 t 標準分布，而 COV 表示變異係數。

在本研究當中，我們將上述推估方法應用於九層樓鋼造抗彎示範構架長向用 20 筆地震記錄群組進行歷時動力分析所得之各樓層最大樓層側位移角分佈樣本。將範例構架進行非線性動態分析所得之樓層側位移角數據求取各樓層之樣本均值  $\bar{x}_n$  與標準差 s 以及 c 值之後，即可得到預測之  $\mu$  與  $\mu + \sigma$  分別如圖 7、圖 8 所示。

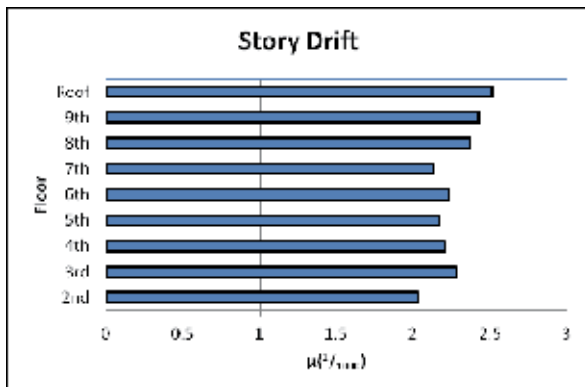


圖 7 由樣本均值與標準差所預測之各樓層最大樓層側位移角均值

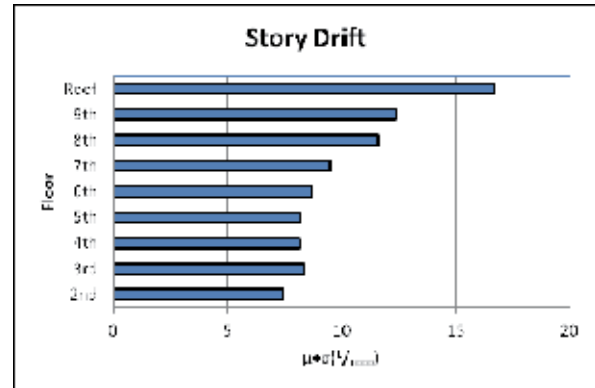


圖 8 由樣本均值與標準差所預測之各樓層最大樓層側位移角均值加一倍標準差之值

## 六、結論與展望

將耐震性能設計理念落實在現行耐震設計規範的過程當中，還有很多工作尚未完善，其中最重要的工作是改進非線性層間相對位移之估計以及在最大考量地震作用下如何進行耐震性能檢核（特別是防止倒塌之性能）。本研究預計於下一年度計畫執行後將可初步建立可操作性的非線性靜力分析程序改進建議方案以提高該法的適用性與性能鑑別度以及機率式耐震性能檢核流程，並且為未來之機率式耐震性能設計規範奠定基礎。

## 參考文獻

1. FEMA-450 (2003), Building Seismic Safety Council. Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures Part1: Provisions, Washington DC, Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences.
2. Applied Technology Council (ATC). (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures." Rep. No. FEMA-440, Washington, D.C.
3. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，「耐震性能設計規範改進先期研究（三）」，國家地震工程研究中心研究報告，NCRE-10-013，2010

# 台灣木構造建築抗側力設計法規之研擬構想

翁元滔<sup>1</sup> 林敏郎<sup>1</sup> 林法勤<sup>2</sup>

## 摘要

鑒於例如木構造此類之生態綠建築系統未來在台灣會逐漸推廣應用，其相關的設計與施工技術法規須因應而生，但國內的木構造設計與施工技術規範未臻完備，故本計畫主要目的在於研修木構造設計之抗側力設計特別規定之條文與解說草案版本，並規劃相關的構架試驗或木建築結構振動台試驗以驗證該草案之可行性，以協助國內產業推動例如木構造此類之生態綠能建築及綠建材之應用。

關鍵詞：框組壁工法、剪力牆、抗側力設計、木建築

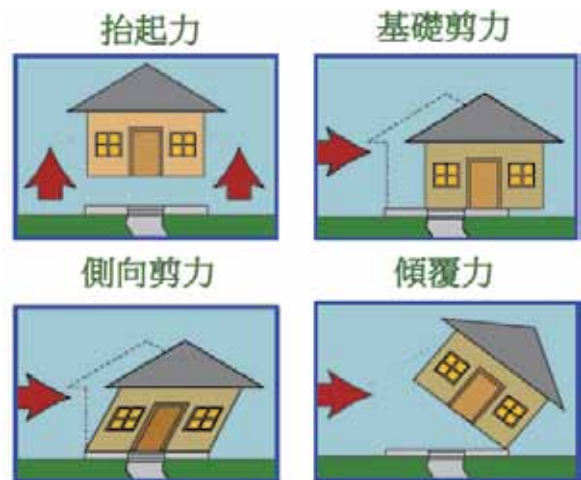
## 一、前言

由於台灣地屬太平洋地震帶上，且屬颱風高風險區域，在結構設計時須嚴謹考慮抗震及耐風兩種抗側力設計之要求，但目前台灣木建築設計所依循之「木構造建築物設計及施工技術規範」中，有關抗側力設計要求之部份，主要呈現在「框組式構造」之規定中，但此類規定中，既未論及耐風設計之規定，亦未與台灣現行的建築物耐震設計規範與建築物耐風設計規範同步進行修訂與適當連結，故實有必要參酌國內外有關木構造設計規範中有關抗側力設計規定之演進，逐步研擬增修與更新台灣木建築設計法規內容，使木構造更能有效地在台灣被使用與推廣。有鑒於此，國家地震工程研究中心已開始逐步研擬木構造設計規範中有關抗側力設計特別規定之架構與內容，期能使台灣的木構造設計程序更加完備且合理可行。

## 二、現行台灣木建築抗側力設計相關規定之評述

台灣現行的木建築設計與施工技術規範主要參照日本的木結構設計與施工規範的內容與架構，設計方法以往常較流行的

工作應力法為主，而近三十年來例如像鋼結構設計或鋼筋混凝土結構設計等結構設計方法，亦已紛紛採用以結構或然率理論和可靠度分析為基礎之極限設計法，而此類設計法亦早已出現在美國木結構設計規範中而被工程師廣泛使用。



圖一 側向力作用下木建築可能產生的破壞模式

目前木建築的結構系統分類主要為輕型承重構架或輕型建築構架系統，圖一為木結構承受風力或地震力兩類側向力時可能產生的主要破壞模式：抬起力、基礎受剪力、房屋承受剪力及傾倒破壞。木結構用以抵抗側力的構件主要為剪力牆及橫隔

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國立台灣大學森林學系助理教授

版，並以有無橫檔及覆蓋板鋪設方向來區分剪力牆及橫隔版之型式及設計要求。在現行台灣木建築設計規範中，已針對使用框組壁工法所組構的剪力牆及橫隔版構件，明訂有關於抗震設計之規定及相關細部要求，這些規定與要求以木構造建築之基本振動周期估算方式、剪力牆及橫隔版之最大高寬比限制、錨定與接合要求、抗剪強度估算方法、弦材設計要求、釘接間距或邊距、最低必要剪力牆量估算方法等項目為主，但例如含開口剪力牆(Perforated shear wall)或橫隔版之強度估算方法及其細部設計要求、懸臂樓板、有關不規則建築之設計要求等均未詳加考慮；另外，該規範亦未針對風力荷載規定其相對應之必要剪力牆量、剪力牆倍率基本要求及計算方法等，這些規定與要求就是為了在抗側力設計上適度避免如圖一所示的破壞模式。

### 三、新近美國木建築抗側力設計架構

由於位處於北美洲的美國與加拿大為工程木材的主要生產國，尤其當膠合材生產製造的技術已趨完備之後，不僅可有效回收資源，亦可因應不同尺寸或強度、耐久性上各種功能的需求。其次，在北美洲的建築是以木構造為主流，故其設計規範的架構與內容較為完備，且有計畫性地定期更新與研擬，以求讓該規範與相關法規能與時俱進。美國木結構設計規範已針對耐風與耐震設計訂定出抗側力設計之相關條文與解說 Special Design Provisions for Wind and Seismic (ANSI/AF&PA, 2008)，其中包含一般性抗側力要求、構件與接合、抗側力系統要求等主要部份，設計方法採用容許應力法與極限設計法兩者並行，相較於台灣現行木構造設計規範中關抗側力設計之部份，美國規範則更加詳細考量有關樓版與剪力牆有開口及撓度控制的要求、懸臂樓版和風力載重引致水平剪力與上舉力聯合作用的問題，其或針對位處於中低震區或強震區亦在接合、弦材設計與覆蓋板材等級上明訂出不同的要求。以下簡介美國木結構抗側力設計規範之特

色及相異於台灣木結構規範特有的部份：

#### (1) 剪力牆或屋頂覆板面外強度之要求：

牆覆板或屋頂覆板承受面外風載重時，須考慮覆板材料等級、跨距及覆板強軸與支承方向平行或垂直等因素。

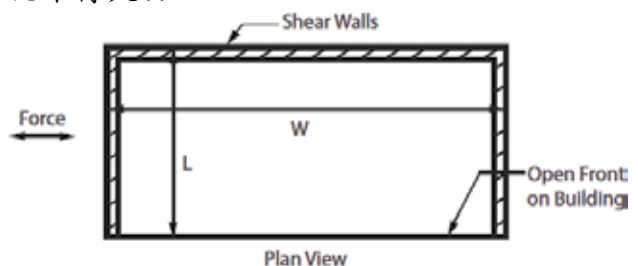
#### (2) 樓板或剪力牆撓度計算

樓板撓度應考慮彎矩、剪力所造成之變形，以及扣件變形與弦材接合變形等，該規範亦已提供樓板或剪力牆之簡易撓度估算公式以檢核樓板或剪力牆撓度是否超過最小容許限制。

#### (3) 水平剪力分佈：

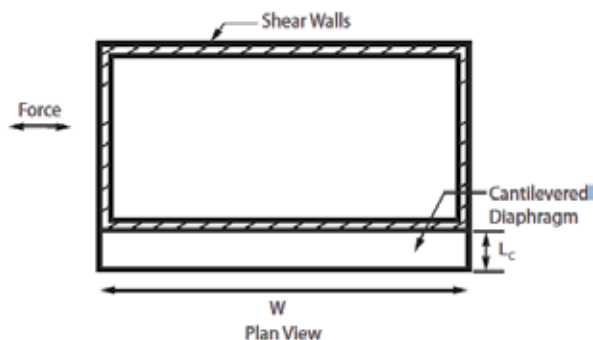
當樓版視作柔性樓版時，樓版承受的剪力應均勻分配至所屬區域週邊之垂直構件上；當樓版視作剛性樓版時，樓版承受的剪力應依該樓層所有垂直構件之側向勁度之比例分配至各個垂直構件上；當任一樓層某一邊角的最大樓層側位移角大於任二個樓層邊緣最大側位移角之平均值的1.2倍時，即須滿足以下有關扭轉不規則效應之要求：

單層樓的樓版長寬比( $L/W$ )不得大於1.0，多層樓的樓版長寬比不得大於0.67；其次，針對如圖二所示之前開式結構，樓版長度 $L$ 不得超過25呎，且該樓版長寬比( $L/W$ )不得大於1.0，多層樓的樓版長寬比不得大於0.67。



圖二 前開式結構(Open front structure)  
平面示意圖

若有如圖三所示之懸臂樓版部份，該樓版必須為剛性樓版，且懸臂長度 $L_c$ 不得大於25'或 $2W/3$ ，



圖三 懸臂樓版結構平面示意圖

另外，有關開口剪力牆之強度計算方式應採用如下表所示之剪力強度修正因子  $C_0$  來考量剪力牆體開門或開窗對抗剪能力之影響。

表二 開口剪力牆之剪力強度修正因子  $C_0$

| Wall Height, H                | Maximum opening height                   |      |      |      |      |
|-------------------------------|------------------------------------------|------|------|------|------|
|                               | H/3                                      | H/2  | 2H/3 | 5H/6 | H    |
| 8' wall                       | 2'8"                                     | 4'   | 5'4" | 6'8" | 8'   |
| 10' wall                      | 3'4"                                     | 5'   | 6'8" | 8'4" | 10'  |
| Percent Full-Height Sheathing | Effective Shear Capacity Ratio ( $C_0$ ) |      |      |      |      |
| 10%                           | 1                                        | 0.69 | 0.53 | 0.43 | 0.36 |
| 20%                           | 1                                        | 0.71 | 0.56 | 0.45 | 0.38 |
| 30%                           | 1                                        | 0.74 | 0.59 | 0.49 | 0.42 |
| 40%                           | 1                                        | 0.77 | 0.63 | 0.53 | 0.45 |
| 50%                           | 1                                        | 0.80 | 0.67 | 0.57 | 0.50 |
| 60%                           | 1                                        | 0.83 | 0.71 | 0.63 | 0.56 |
| 70%                           | 1                                        | 0.87 | 0.77 | 0.69 | 0.63 |
| 80%                           | 1                                        | 0.91 | 0.83 | 0.77 | 0.71 |
| 90%                           | 1                                        | 0.95 | 0.91 | 0.87 | 0.83 |
| 100%                          | 1                                        | 1    | 1    | 1    | 1    |

#### (4) 剪力牆高寬比之限制與相關要求

如下圖所示含開口剪力牆之  $h/b_s$  比值應符合表三之限制，若其高寬比超過 3.5，在耐震設計上須考慮剪力牆勁度明顯降低的效應，故其剪力強度應乘上  $2 b_s / h$ 。值得注意的是：目前台灣現行木構造規範中對含開口剪力牆或不同板材特性訂出高寬比的限制要求，僅針對橫檔、釘接或覆板鋪設方式來區分高寬比限制。

#### (5) 剪力牆系統相關要求

美國木結構設計規範中將剪力牆系統分成：a. 木結構板剪力牆、b. 木結構板與石膏板複合剪力牆、c. 粒板剪力牆、d. 結構纖維板剪力牆、e. 石膏牆板、熟石膏飾板、防水性石膏背板、石膏覆板、熟石膏條貼板、波特蘭水泥貼敷板剪力牆系列、f. 對角方向鋪設覆蓋版-單層剪力牆、g. 對角向鋪設覆蓋版-雙層剪力牆、h. 水平向鋪設覆蓋版-單層剪力牆、i. 含垂直向側邊剪力牆，一共九種主要的剪力牆系統，

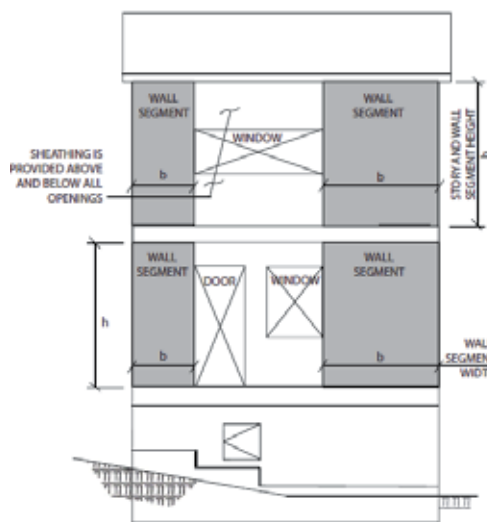
每一種剪力牆系統在覆蓋板尺寸與板厚、釘距、板材特性、工址所在震區、螺栓大小與間距等各有相對應之要求。

表三 剪力牆區塊高寬比之限制

| Shear Wall Sheathing Type         | Maximum $h/b_s$ Ratio |
|-----------------------------------|-----------------------|
| Wood structural panels, unblocked | 2:1                   |
| Wood structural panels, blocked   | 3.5:1                 |
| Particleboard, blocked            | 2:1                   |
| Diagonal sheathing, conventional  | 2:1                   |
| Gypsum wallboard                  | 2:1                   |
| Portland cement plaster           | 2:1                   |
| Structural Fiberboard             | 3.5:1                 |

#### (6) 風力載重引致水平剪力與上舉力聯合作用之相關要求

考慮風力載重引致水平剪力與上舉力聯合作用時，在設計時須考慮板材之接合、開口、覆板錨碇、釘距、伸縮縫等要求，例如當採用 7/16" 覆板時在風力載重引致水平剪力與上舉力聯合作用下時應滿足表四所示有關釘距的詳細要求。



Note:  $b_s$  is the minimum shear wall segment length,  $b$  in the perforated shear wall.

圖四 剪力牆區塊高寬比示意圖

#### 表四 風力載重引致水平剪力與上舉力聯合作用下有關釘距的詳細要求

|  | Nail spacing required for shearwall design                         |     |     |                                                             |     |     |                                                             |     |     |                                                              |     |      |      |
|--|--------------------------------------------------------------------|-----|-----|-------------------------------------------------------------|-----|-----|-------------------------------------------------------------|-----|-----|--------------------------------------------------------------|-----|------|------|
|  | 6d common nail<br>6 panel edge spacing<br>12' field spacing        |     |     | 8d common nail<br>6 panel edge spacing<br>12' field spacing |     |     | 8d common nail<br>4 panel edge spacing<br>12' field spacing |     |     | 10d common nail<br>6 panel edge spacing<br>12' field spacing |     |      |      |
|  | Alternate nail spacing at top and bottom plate edges               |     |     |                                                             |     |     |                                                             |     |     |                                                              |     |      |      |
|  | 6'                                                                 | 4'  | 3'  | 6'                                                          | 4'  | 3'  | 6'                                                          | 4'  | 3'  | 6'                                                           | 4'  | 3'   |      |
|  | Uplift capacity (plf) of Wood Structural Panel Sheathing or siding |     |     |                                                             |     |     |                                                             |     |     |                                                              |     |      |      |
|  | Nails single row                                                   | 0   | 168 | 336                                                         | 0   | 216 | 432                                                         | NA  | 0   | 216                                                          | 0   | 262  | 524  |
|  | Nails double row                                                   | 336 | 672 | 1008                                                        | 432 | 864 | 1296                                                        | 216 | 648 | 1080                                                         | 524 | 1048 | 1572 |

#### 四、新近開口剪力牆施工技術的發展

在台灣現行木建築設計規範中，僅列出區塊式剪力牆(Segmented shear wall)的相關設計規定，並未提及任何有關開口剪力牆的相關規定，僅提及：「剪力牆上有開口時，開口處應以構材及連結件補強，上述補強應以合理之力學原理為之，以順利傳遞開口周圍之應力」，但亦未有任何詳細解說或建議。在木構造剪力牆體上有開口，在承受側向力較易產生破壞，尤其破壞常因應力集中之故發生在開口的角落處為多，為克服此類問題，新近出現一種開口周邊力傳遞機制(force transfer around opening，以下簡稱 FTAO )的新型施工方法，此工法在開口的上下緣額外覆蓋上強度高的鐵片幫助其傳遞力量，此工法亦可應用於木造剪力牆補強設計。目前設計師可參考使用例如支柱法(Drag strut method)、懸臂梁法(Cantilever beam method)與 Diekmann 等方法可簡易估算 FTAO 施工之木造開口剪力牆的剪力強度。

#### 五、結論與展望

本文介紹並比較目前台灣與美國現行木建築設計與施工技術規範中有關抗側力設計的發展現狀、特色與架構，未來在研擬抗側力設計規定時所須考量之要點與方法，期能在未來能減少木結構設計程序缺漏或窒礙難行之處，更可以提昇木結構設計與施工的品質，使木結構此類具備健康永續特性之構造系統，更能順暢地被推廣應用。綜整總結與未來展望如下：

1. 目前台灣現行建築物耐震設計規範中將木建築歸屬於具剪力嵌板之輕構架牆系統，其相應之建物高度限制為 12 公尺，未來應可參照而美國現行耐震設計規範中將此一高度限制調整至約 20 公尺。
2. 考量台灣屬颱風高風險區域，在此類區域內木結構設計常易由風力荷載所控制，故應將相關之耐風設計要求適切融入台灣現行木結構設計規範中。
3. 近年來有關木造剪力牆之開口周邊力傳

遞機制的新型施工方法已逐步應用至實際工程案例中，顯示此一新式施工法已趨向成熟，未來在木結構設計與施工技術規範中應可開始研擬相關配套的設計方法與施工細節規定。

對於木建築在改建或翻新時，利用合板或定向粒片板作為抗側力的剪力牆，並將屋頂結構連接在一起，可有效提昇其抗震及耐風能力。

#### 參考文獻

1. ANSI/AF&PA, "Special Design Provisions for Wind and Seismic", SDPWS-2008, ASD/LRFD, 2008.
2. APA - The Engineering Wood Association, "Evaluation of Force Transfer Around Openings- Experimental and Analytical Study", Final Report, USDA Joint Venture 09-1111133-117, 2011.
3. 內政部建築研究所，木構造建築物設計與施工技術規範，1995。

# 平面不對稱結構側推分析研究

林瑞良<sup>1</sup> 蔡克銓<sup>2</sup> 莊明介<sup>3</sup>

## 摘要

本研究探討目前文獻中所提到的雙向平面不對稱建築受雙向地震力作用下的四個旋轉效應趨勢的原因。研究發現振態偏心距及振態平移與旋轉不成比例發生是解釋這些旋轉效應趨勢的關鍵。振態平移與旋轉不成比例發生造成旋轉效應隨著結構塑性變形增加而減少。本研究並且提出一種稱為 COSO 的新型振盪器，可以有效應用於多層樓平面不對稱建築的非線性歷時分析。基於正確性與簡易性的要求，本研究建議對於平面不對稱建築的簡化受震反應分析，可以採用 COSO 代替原結構的有限元素模型以進行增量式動力分析，這是進行側推分析的另外一種選擇。

關鍵詞：側推分析、增量式動力分析、平面不對稱結構、旋轉效應、振盪器

## 一、前言

由於建築美觀與使用功能的需求，平面不對稱建築是一種常見的建築結構。平面不對稱結構在地震力作用下是經常發生破壞的結構型式之一。由於旋轉反應造成平面不對稱建築在同一樓板但不同位置上會有不同的受震反應需求。旋轉效應的定義即為樓板側邊上的位移與質量中心處的位移的比值。相對於平面對稱結構而言，旋轉效應是平面不對稱結構特有的現象。因此確認結構的旋轉效應對於進行平面不對稱結構的受震反應分析，例如非線性靜力分析(側推分析)，是相當重要的一環(Tso and Moghadam 1997; Fajfar *et al.* 2005)。

Fajfar *et al.* (2005)研究雙向平面不對稱建築受雙向地震力作用下的旋轉效應趨勢。在其論文中所提到的旋轉效應趨勢大致可以歸納為：(1)建築結構塑性變形愈大，旋轉效應愈小；(2)在勁度較小方向上的旋轉效應小於在勁度較大方向上的旋轉效應；(3)在勁度側的旋轉效應通常受到多振態與橫向地震力的影響；(4)在勁度側的旋轉效應有可能是放大或是縮小。

然而，似乎不容易單憑一般的直覺就

能夠完全了解造成上述四個旋轉效應趨勢的原因。與旋轉反應有關的整體結構參數有質量慣性矩的旋轉半徑、正規化的偏心距與頻率比等。目前尚無法僅採用這些整體結構參數就能夠有效解釋上述旋轉效應趨勢的原因。但是毫無疑問，如何合理解釋這些旋轉效應趨勢是一個值得關注的課題。因為研究這些原因不僅有助於了解平面不對稱結構的受震反應，也有助於發展評估平面不對稱結構受震反應的方法。本研究從結構振態的層次著手，而非探討整體結構參數對於旋轉效應趨勢的影響。首先採用三自由度振態系統(Lin and Tsai 2008)的彈性與非彈性性質來解釋上述平面不對稱建築的旋轉效應趨勢。預期將可以增進對於平面不對稱建築受震反應特性的了解。

另一方面，非彈性動力分析，亦即所謂的非線性歷時分析，已經被廣泛認為是一種比非線性靜力分析(側推分析)更為可靠的結構受震反應評估方法。然而由於側推分析法在計算上較為簡易，具有較高的計算效率，因此似乎比非線性歷時分析法更廣泛地應用於工程界。Krawinkler *et al.* (2011)清楚的指出：簡化分析模型是推展非

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup>國立台灣大學土木工程系教授

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

線性歷時分析法於工程界的重要工作。Han and Chopra (2006)提出簡化的增量式動力分析法，其中即採用代表第一個振態的單自由度振盪器，以取代多層樓建築的有限元素模型。這也再次驗證了前述 Krawinkler *et al.* (2011)的觀點：一種簡化並且有效的非彈性結構模型是推廣非線性歷時分析不可或缺的條件。因此本研究的另外一個目的即是發展所謂的 COSO (Co-Shape Oscillator)振盪器，以代替用於非線性歷時分析中的多層樓平面不對稱建築的有限元素模型。

## 二、解釋旋轉效應趨勢

本研究採用的坐標系統是兩個水平軸為 X 軸和 Z 軸，Y 軸向上為正。用於以下各方程式中的下標  $x$ 、 $z$  和  $\theta$  分別代表與 X 平移、Z 平移和 Y 旋轉有關的分量。

第一個旋轉效應趨勢是建築結構塑性變形愈大，旋轉效應愈小。考慮一個受到 X 向地震力作用的彈性雙向平面不對稱建築，由第  $n$  個振態造成在第  $j$  層樓柔度側 (flexible side, FS) 與勁度側 (stiff side, SS) 的旋轉效應可以用下列數學式表示：

$$\frac{u_{FS,nj}^{elastic}}{u_{CM,nj}^{elastic}} = 1 + \left( \frac{b}{2} - e_z \right) \frac{\phi_{\theta n,j}}{\phi_{xn,j}} = 1 + \eta_{FS,nj}^{elastic} \quad (1a)$$

$$\frac{u_{SS,nj}^{elastic}}{u_{CM,nj}^{elastic}} = 1 - \left( \frac{b}{2} + e_z \right) \frac{\phi_{\theta n,j}}{\phi_{xn,j}} = 1 + \eta_{SS,nj}^{elastic} \quad (1b)$$

其中  $b$  和  $e_z$  分別是垂直於地震力方向上的樓板尺寸與整體結構的偏心距。 $\phi_{xn,j}$  和  $\phi_{\theta n,j}$  分別是第  $n$  個振態在第  $j$  層樓 X 向平移與 Y 向旋轉的分量。 $\eta_{FS,nj}^{elastic}$  和  $\eta_{SS,nj}^{elastic}$  分別是第  $n$  個振態在第  $j$  層樓柔度側與勁度側的彈性旋轉指標。旋轉指標的絕對值愈大，旋轉效應就愈顯著。在非彈性狀態下，利用所謂的各振態之間具有弱耦合的特性，則由第  $n$  個振態在第  $j$  層樓柔度側與勁度側造成的旋轉效應可以用下列數學式表示：

$$\frac{u_{FS,nj}^{inelastic}}{u_{CM,nj}^{inelastic}} \approx 1 + \left( \frac{b}{2} - e_z \right) \frac{\phi_{\theta n,j}}{\phi_{xn,j}} \frac{\mu_{\theta n}}{\mu_{xn}} = 1 + \eta_{FS,nj}^{inelastic} \quad (2a)$$

$$\frac{u_{SS,nj}^{inelastic}}{u_{CM,nj}^{inelastic}} \approx 1 - \left( \frac{b}{2} + e_z \right) \frac{\phi_{\theta n,j}}{\phi_{xn,j}} \frac{\mu_{\theta n}}{\mu_{xn}} = 1 + \eta_{SS,nj}^{inelastic} \quad (2b)$$

其中  $\mu_{xn}$  和  $\mu_{\theta n}$  分別是 X 向平移與 Y 向旋轉的韌性。 $\eta_{FS,nj}^{inelastic}$  和  $\eta_{SS,nj}^{inelastic}$  分別是第  $n$  個振態在第  $j$  層樓柔度側與勁度側的非彈性旋轉指標。比較彈性與非彈性旋轉指標可知非彈性旋轉指標是相對應的彈性旋轉指標乘以  $\mu_{\theta n}/\mu_{xn}$ 。另外，Lin and Tsai (2008) 指出振態加速度  $A_n$  與振態位移  $D_{xn}$ 、 $D_{zn}$  與  $D_{\theta n}$  可以計算如下：

$$A_n = \frac{V_{bxn}}{\Gamma_{xn}M_n} = \frac{V_{bzn}}{\Gamma_{zn}M_n} = \frac{T_{bn}}{\Gamma_{\theta n}M_n} \quad (3a)$$

$$D_{xn} = \frac{u_{xn,r}}{\phi_{xn,r}}, \quad D_{zn} = \frac{u_{zn,r}}{\phi_{zn,r}}, \quad D_{\theta n} = \frac{u_{\theta n,r}}{\phi_{\theta n,r}} \quad (3b)$$

其中  $\phi_{xn,r}$ 、 $\phi_{zn,r}$  和  $\phi_{\theta n,r}$  分別是第  $n$  個振態在屋頂處三個方向上的分量。 $u_{xn,r}$ 、 $u_{zn,r}$  和  $u_{\theta n,r}$  分別是屋頂三個方向上的位移。 $V_{bxn}$ 、 $V_{bzn}$  和  $T_{bn}$  分別是原多層樓建築結構受到第  $n$  個振態慣性力作用下所得到的兩個基底剪力與一個基底扭力。 $M_n$  是第  $n$  個振態質量。 $\Gamma_{xn}$ 、 $\Gamma_{zn}$  和  $\Gamma_{\theta n}$  分別是第  $n$  個振態三個方向上的振態參與係數。因為振態側推力向量在三個方向上是以等比例不斷的增加，所以振態加速度  $A_n$  在三個方向上亦會是成比例增加 (式 3a)，但是振態位移  $D_{xn}$ 、 $D_{zn}$  與  $D_{\theta n}$  在三個方向上是呈非比例的增加 (Eq. 3b)。由於通常平移方向上的降伏勁度比  $\alpha_{xn}$  是小於旋轉方向上的降伏勁度比  $\alpha_{\theta n}$ ，因此  $\mu_{\theta n,j}/\mu_{xn,j}$  的數值會小於一，並且隨著  $A_n$  增加而減少。所以，非彈性旋轉指標  $\eta_{FS,nj}^{inelastic}$  和  $\eta_{SS,nj}^{inelastic}$  的絕對值會隨著  $A_n$  增加而減少。也就是說，旋轉效應趨勢會隨著建築結構塑性變形增加而減少，因此解釋了第一個旋轉效應趨勢 (Fajfar *et al.* 2005)。

第二個旋轉效應趨勢是在勁度較小 (較弱) 方向上的旋轉效應小於在勁度較大 (較強) 方向上的旋轉效應。Fajfar *et al.* (2005) 定義了所謂勁度較小方向是指建築在該方向上會產生較大的塑性變形。例如，當 Z 平移方向上的降伏勁度比  $\alpha_{zn}$  是大於 X 平移方向上的降伏勁度比  $\alpha_{xn}$ ，X 向即

是所謂的勁度較小(較弱)方向。由式 2 可知非彈性旋轉效應在較強與較弱方向上等於相對應的彈性旋轉效應分別乘上  $\mu_{\theta n}/\mu_{zn}$  和  $\mu_{\theta n}/\mu_{xn}$ 。因為  $\alpha_{zn}$  大於  $\alpha_{xn}$ ， $\mu_{\theta n}/\mu_{zn}$  即會大於  $\mu_{\theta n}/\mu_{xn}$ ，也就解釋了第二個旋轉效應趨勢。

第三個旋轉效應趨勢是勁度側(SS)的旋轉效應通常受到多振態與橫向地震力的影響，因此一般不容易對勁度側的旋轉效應作出一定的結論。為了解釋第三個旋轉效應趨勢，首先就振態偏心的方向與振態位移需求在柔度側與勁度側不一致的情形二者之間的關係討論如下：

很清楚的，平面不對稱結構在樓板柔度側與勁度側不一致的位移需求是由於整體結構的偏心引致旋轉反應所造成。這顯示振態偏心的方向，亦即  $e_{xn}$  和  $e_{zn}$  的正負號，是造成振態位移需求在樓板側邊上不一致的主因。在三自由度振態系統中與集中質量相接的梁端為柔度側，而梁的另外一端則為勁度側。當一個三自由度振態系統的偏心  $e_{xn}$  和  $e_{zn}$  均為正號時，則一個正的 Y 方向旋轉增量會使在 X 向與 Z 向上的柔度側位移分別增加與減少。也就是說，振態偏心  $e_{xn}$  和  $e_{zn}$  均為正時，X 向的柔度側與 Z 向上的勁度側會較同一方向上的另外一側有較大的位移需求。相反地，當振態偏心  $e_{xn}$  和  $e_{zn}$  均為負時，X 向的勁度側與 Z 向上的柔度側會較同一方向上的另外一側有較大的位移需求。

另外，所有的結構振態都會對結構受震反應有所貢獻，每個振態貢獻的程度則是和振態及地震的特性有關，例如地表運動的頻率內涵等。因此可以說明第三個旋轉效應趨勢，亦即對於勁度側(SS)的旋轉效應趨勢很難有一般性的結論，因為該趨勢深受多個振態的影響並且與橫向地震力有關。關於這點更詳細的解釋可見於 Lin et al. (2012)。

第四個旋轉效應趨勢是在一些結構受地震力作用的情形下，在勁度側的旋轉效應趨勢會從縮小漸變成為放大，亦即勁度側的位移需求不一定較質量中心處的位移需求來得小。從第三個旋轉效應趨勢的探

討可知勁度側的位移需求有可能會大於同一方向上柔度側的位移需求，並且勁度側的旋轉效應趨勢深受橫向地震力的影響。由於地表運動的特性是時刻在變，因此在某些結構案例中會發現相較於質量中心處的位移而言，勁度側的位移會有變小再變大的情形。

### 三、Co-Shape Oscillator

每一個 COSO 都是由多層樓單向平面不對稱結構的兩個振態的雙自由度振態系統的特性所構成。這一對振態的振形具有相同數目的不動點(亦稱為節點)，並且具有非常相同的正規化振形。因為這一對振態在振形上具備這些特有的相同性質，所以將本研究利用此種特性所發展出來的振盪器命名為 COSO。要發展 COSO 的第一步工作是必須建立它的物理模型與非彈性性質。第二步工作是建立能夠代表多層樓單向平面不對稱結構其它高模態的 COSO，這樣才能夠以 COSO 考慮原結構的高模態效應。

以 COSO 評估平面不對稱建築結構的受震反應的方法，示意如圖一。COSO 的運動方程式如下：

$$\mathbf{M}^* \ddot{\mathbf{u}}^* + \mathbf{C}^* \dot{\mathbf{u}}^* + \mathbf{K}^* \mathbf{u}^* = -\mathbf{M}^* \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (4)$$

其中

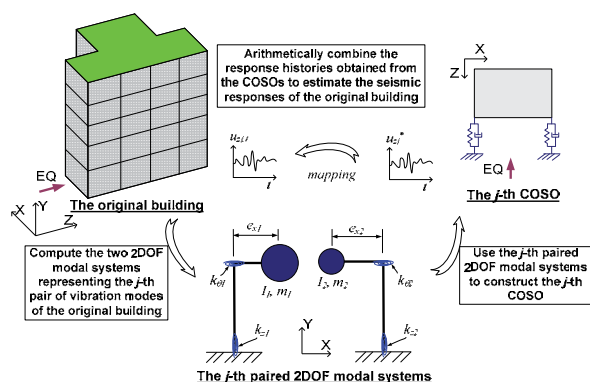
$$\mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} m^* & 0 \\ 0 & I^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u}^* = \begin{bmatrix} u_z^* \\ r^* u_\theta^* \end{bmatrix}, \quad \mathbf{t} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}^* = \begin{bmatrix} m_1 \omega_1^2 + m_2 \omega_2^2 & \text{sym.} \\ -\sqrt{m_1 m_2} (s_2 \omega_1^2 + s_1 \omega_2^2) & I_1 \omega_1^2 + I_2 \omega_2^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

， $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$  為地表加速度歷時， $r^*$  為質量慣性矩的旋轉半徑。參數  $m_n$ 、 $I_n$  和  $\omega_n$ ，其中  $n = 1$  和 2，分別代表原多層樓結構兩個目標振態的質量、質量慣性矩與圓頻率。所謂的兩個目標振態是指原結構第一個平移主控與第一個旋轉主控的振態。對於代表第  $j$  對高模態的 COSO 而言，這兩個目標振態則是指原結構第  $j$  個平移主控與第  $j$  個旋轉主控的振態。 $m_n$  和  $I_n$  計算如下：

$$m_n = \boldsymbol{\varphi}_{zn}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_{zn}, \quad I_n = \boldsymbol{\varphi}_{\theta n}^T \mathbf{I} \boldsymbol{\varphi}_{\theta n}, \quad n = 1, 2 \quad (6)$$

其中  $\mathbf{m}$  和  $\mathbf{I}$  分別是原多層樓結構  $N \times N$  的質量矩陣與  $N \times N$  的質量慣性矩矩陣， $\varphi_{zn}$  和  $\varphi_{\theta n}$  分別是原多層樓結構第  $n$  個振形在平移方向與旋轉方向上的  $N \times 1$  次向量。式 5 中  $s_1$  和  $s_2$  的值等於 1 或 -1，是由兩個目標振態的振形方向所決定。當平移分量  $\varphi_{zn}$  和旋轉分量  $\varphi_{\theta n}$  的方向一致， $s_n$  等於 1。相反的，當  $\varphi_{zn}$  和  $\varphi_{\theta n}$  的方向相反， $s_n$  等於 -1。COSO 模型中的彈簧及阻尼盒的彈性與非彈性參數可以詳見於論文 Lin et al. (2013)。另外，關於如何利用 COSO 的受震反應推求得到原多層樓結構的受震反應，亦即 COSO 的受震反應與原結構的受震反應二者之間的數學關係式亦可詳見於論文 Lin et al. (2013)。



圖一 利用 COSOs 評估平面不對稱建築結構受震反應的示意圖

#### 四、結論

本研究利用三自由度振態系統的特性，對於平面不對稱結構的一些旋轉效應趨勢作出了有效合理的解釋。在三自由度振態系統的全部特性中，以振態偏心的方向及振態平移與旋轉之間呈現非比例變化的特性是本研究能夠獲得這些解釋的關鍵所在。

本研究利用一個單向平面不對稱建築結構的一對振態的特性建構出一個相對應的 COSO。每一個 COSO 是由一個剛性的質量塊與兩組彈簧—阻尼盒系統所構成，質量塊的質量與質量慣性矩均等於一。兩組彈簧—阻尼盒系統各自保有了上述一對振態中的其中一個振態的特性。傳統的單自由度振盪器通常用於表示一個建築結構

的單一個振態，而 COSO 則是同時表示一個單向平面不對稱建築結構的一對振態。很顯然，COSO 具備了傳統單自由度振盪器在計算效率上的優點。

#### 參考文獻

1. Fajfar, P., Kilar, V., Marusic, D., Perus, I. (2005), "Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, 9: 831-854.
2. Han S.W., Chopra A.K. (2006), "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35: 1853-1873.
3. Krawinkler H., Lignos D.G., Putman C. (2011), "Prediction of nonlinear response—pushover analysis versus simplified nonlinear response history analysis", Structures Congress, Las Vegas, Nevada.
4. Lin, J.L., Tsai, K.C. (2008), "Seismic analysis of two-way asymmetric building systems under bi-directional seismic ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37: 305-328.
5. Lin, J.L., Tsai, K.C. and Chuang, M.C. (2012), "Understanding the trends in torsional effects in asymmetric-plan buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10: 955-965.
6. Lin, J.L., Tsai, K.C. and Chuang, M.C. (2013), "Effective Oscillators for the Seismic Analysis of Inelastic One-Way Asymmetric-Plan Buildings", *Engineering Structures*, (accepted).
7. Tso, W.K., Moghadam, A.S. (1997), "Seismic response of asymmetrical buildings using pushover analysis", Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia.

# 校舍耐震詳評資料庫之應用-發展街屋耐震快速評估法

邱聰智<sup>1</sup> 黃世建<sup>2</sup> 宋嘉誠<sup>3</sup>

## 摘要

教育部於民國 98 年開始實施「加速高中職及國中小老舊校舍補強整建計畫」，並委託國家地震工程研究中心提供技術與行政支援。至民國 100 年 4 月已透過工作承攬者完成上傳共 4518 棟校舍之詳細評估結果，這些資料已納入國震中心之校舍耐震資料庫內。本研究藉由整理詳細評估資料庫的大量分析數據，篩選結構材料、系統與型式相近之老舊典型校舍，以統計迴歸直接找尋垂直構材量與校舍耐震性能之線性關係，以及探討樓層數等變因對耐震性能之影響。藉由統計研究，可定義校舍之安全柱量比，而柱量比係指一樓柱總斷面積和相對於二樓以上總樓地板面積之比值。利用本研究建議之校舍耐震能力初步診斷公式，對既有街屋建築結構耐震能力進行評估，進而發展出適用於街屋的耐震能力快速評估法。

關鍵詞：校舍、街屋、耐震初評、快速評估

## 一、研究方法

既有建築物耐震能力評估方法有初步評估與詳細評估，其中初步評估[1]直接考慮各構材極限剪力強度和之疊加折減後即為此校舍之耐震能力。但此方式一則忽略構架韌性之行為，二則與實際整體系統行為為不完全相符；因為實際上校舍各柱承受水平與垂直載重時力分配並非平均，導致各柱無法同時達到極限剪力強度；又當校舍為含磚牆構架時，磚牆為脆性構材，往往比鋼筋混凝土柱之韌性構材提早達到剪力強度而破壞，使柱無法發揮所有強度，應有所折減較為適當。而詳細評估[2]則是以性能設計法模擬實際校舍構架之反覆側推分析曲線，再參考美國 ATC-40[3]的容量震譜法，轉換成校舍耐震能力曲線，此分析方式已經由多次的校舍現地試驗[4]得到驗證，具備可靠與精確性，惟方法複雜，需要校舍各項完整詳細之結構與材料強度等資料，且評估費用遠高於前兩階段篩選。

因此，本研究希望能吸取兩種方法之所長，透過統計迴歸詳細評估資料庫內技

師已完成分析之數據，比較垂直構材與其他參數對耐震能力之影響，再全部轉換成等值柱量方便現地調查統計，最後找尋校舍耐震能力之初步診斷方法，以是否大於安全等值柱量比做為快速篩選結構是否需要進行詳細評估之依據。

## 二、校舍與街屋建築震害特性

### 1. 沿騎樓方向破壞

「典型校舍」通常呈一長排相連之教室配置，並以配置隔間牆來區分各間教室，因此在垂直於走廊方向(短向)能提供較高抵抗剪力之強度；在沿走廊方向(長向)為了通風、採光等需求而大量開門開窗，主要由鋼筋混凝土構架來抵抗耐震能力，故校舍長向抵抗地震能力普遍不足。

街屋建築型態與典型校舍類似，也呈一長排相連之店面配置，各戶之間以隔間牆來區分，因此在垂直於走廊方向(短向)能提供較高抵抗剪力之強度；在沿走廊方向(長向)則力求店面寬敞而盡可能降低牆

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程系教授兼國家地震工程研究中心副主任

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心專案助理技術師

量，形成沿走廊方向為耐震弱向。

## 2. 軟弱底層

校舍與街屋結構型式都類似剪力屋架(shear building)，梁版的勁度與強度皆大於垂直柱，會產生弱柱強梁之行為，導致垂直構材往往先發生破壞。又每層樓柱斷面設計不會隨樓層高低做調整，使每層樓抵抗側力能力相仿，而一樓的垂直載重與水平受力皆為最大，兩相作用之下造成底層的破壞最為嚴重。

## 3. 非韌性配筋構架

校舍與街屋柱斷面設計多採非韌性配筋，箍筋間距超過 20 公分，使用 90°彎鉤，主筋量偏低(校舍柱約 1.7%；街屋柱約 2%)，圍束能力不足，眾多因素造成柱容易發生剪力或撓剪破壞，降低整體構架的耐震能力。

綜合上述幾項破壞特性，可以明顯發現垂直構材量對於耐震能力影響極大，尤其以鋼筋混凝土柱為首，所以柱量的大小為柱抗剪能力大小非常關鍵之變因，計算此類結構一樓的所有柱量及其他垂直構材量相應於其總重量，即可快速評估此校舍整體耐震能力之大小。



(a) 校舍震害照片 (b) 街屋震害照片

圖 1 校舍與街屋具有類似的震害特性  
(照片來源: 蔡萬來技師)

## 三、校舍結構耐震快速評估法

2011 年宋嘉誠[5]取詳細評估資料庫中所有長向純構架校舍，經過適當篩選條件，選取可信賴之 1187 棟校舍進行分析探討。借助 SPSS 統計分析軟體，以柱量比 CFR 為依變數，性能目標地表加速度  $A_p$  與樓層數  $N_f$  為自變數，進行迴歸分析。其中柱量比 CFR(colum-to-floor ratio)可由下式定義，

$$CFR = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} \quad (1)$$

式中， $\sum A_c$  為一樓所有 RC 柱構材斷面積和 ( $\text{cm}^2$ )； $\sum A_f$  為二樓以上總樓地板面積 ( $\text{cm}^2$ )。而性能目標地表加速度  $A_p$  為工程師經過詳細評估的結果，並上傳到校舍耐震資訊網。經迴歸分析可將純構架校舍結構之性能目標地表加速以柱量比 CFR 及樓層數  $N_f$  表示，即

$$\begin{cases} CFR \geq (0.4 - 0.05N_f)\%: \\ A_p = \frac{100CFR - 0.4 + 0.05N_f}{1.62 - 0.24N_f} \\ CFR < (0.4 - 0.05N_f)\%: \\ A_p = 0 \end{cases} \quad (2)$$

其中樓層數  $N_f$  只適用於一至四樓校舍，五樓校舍以四樓校舍計算之。

此外，宋嘉誠篩選長向構架含三面圍束磚牆之校舍 751 棟進行迴歸分析，獲得三面圍束磚牆轉換成等值柱量之關係，即

$$\sum A_{c,eq} = \sum A_c + 0.03 \sum A_{bw3} \quad (3)$$

同時篩選短向構架含四面圍束磚牆之校舍 1540 棟進行迴歸分析，獲得四面圍束磚牆轉換成等值柱量之關係，即

$$\sum A_{c,eq} = \sum A_c + 0.2 \sum A_{bw4} \quad (4)$$

式(3)表示長向構架之一單位的三面圍束磚牆量，可以轉換成 0.03 倍的長向等值柱量，式(4)表示短向構架之一單位的四面圍束磚牆量，可以轉換成 0.2 倍的短向等值柱量。其中， $\sum A_{bw3}$  為一樓所有三面圍束磚牆斷面積和 ( $\text{cm}^2$ )； $\sum A_{bw4}$  為一樓所有四面圍束磚牆斷面積和 ( $\text{cm}^2$ )。將各方向的等值柱量代入式(1)即可求得各方向的等值柱量比，再代入式(2)即可快速計算出該棟校舍之性能目標地表加速度  $A_p$ 。

## 四、街屋結構耐震快速評估法

為了解街屋結構特性，本研究蒐集南投縣集集鎮、高雄市、新北市、彰化縣、台中市、台北市及台南市等區域之街屋建

築資料，總計 146 棟(圖 2)。調查發現，街屋的牆量比校舍多，因此採用宋嘉誠建議的磚牆量轉換等值柱量之關係，並無法顯示出牆量對耐震性能的貢獻，因此本研究另參考郭心怡之建議[6]，將三面圍束磚牆轉換等值柱量比之關係改由式(5)計算

$$CFR_{eq} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 0.444 \frac{\sum A_{bw3}}{\sum A_f} \quad (5)$$

同時也將四面圍束磚牆轉換等值柱量比之關係改由式(6)計算

$$CFR_{eq} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 1.368 \frac{\sum A_{bw4}}{\sum A_f} \quad (6)$$

另外，建議三面圍束之 RC 牆轉換等值柱量比之關係可由式(7)計算

$$CFR_{eq} = \frac{\sum A_c}{\sum A_f} + 4.31 \frac{\sum A_{rcw3}}{\sum A_f} \quad (7)$$

其中， $\sum A_{rcw3}$  為一樓所有三面圍束 RC 牆斷面積和( $\text{cm}^2$ )。

將三面圍束磚牆、四面圍束磚牆及三面圍束 RC 牆之等值柱量比關係代入式(2)即可快速計算出該棟街屋之性能目標地表加速度  $A_p$ 。

以本研究所蒐集的 146 棟街屋建築資料進行耐震能力快速評估所得之  $A_p$ ，除以各棟街屋所在位置的耐震需求  $A_T$ ，定義為快速評估指標  $IS$  值，即

$$IS = \frac{A_p}{A_T} \quad (8)$$

當  $IS$  值小於 1.0 代表耐震能力不符合設計需求，反之  $IS$  值大於 1.0 為符合設計需求。將各棟街屋的快速評估指標  $IS$  值以 0.25 為級距分佈(圖 3)，可以看出累計  $IS$  值小於 1.0 的總棟數為全部數量的 31.5%，表示以此快速評估方法進行街屋耐震評估，約有三成的數量需進行補強。

## 五、結論

本研究開發之快速評估方法，是利用

校舍耐震詳細評估資料庫進行回歸分析而得，由於詳細評估是以性能設計法模擬實際校舍構架之耐震行為，並經由多次的校舍現地試驗驗證，具備可靠與精確性。以此基礎推演出來的快速評估方法，比目前的耐震初步評估法更具準確性，相當適合發展給街屋建築，進行耐震快速評估，為一經濟且方便的評估工具。

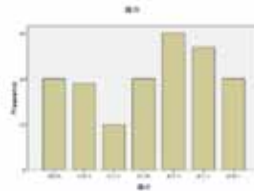


圖 2 街屋資料庫

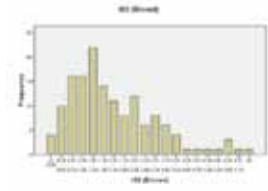


圖 3 街屋資料快速評估結果

## 參考文獻

1. 許丁友、鍾立來、廖文義、邱建國、簡文郁、周德光，「國民中小學典型校舍耐震能力初步評估法」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-03-049，臺北，2003 年 12 月。
2. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啓祥，「校舍結構耐震評估與補強手冊第二版」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-09-023，臺北，2009 年 11 月。
3. Applied Technology Council (ATC), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Report No. ATC-40, California, USA, Nov., 1996.
4. 葉勇凱、沈文成、蕭輔沛、周德光，「側推分析於校舍現地試驗之驗證」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-08-031，臺北，2008 年 7 月。
5. 宋嘉誠，「臺灣中小學校舍結構耐震安全柱量比之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文，黃世建教授指導，臺北，2011 年 7 月。
6. 郭心怡，「RC 學校建築快速耐震診斷」，國立成功大學建築研究所，碩士論文，許茂雄教授指導，臺南，2000 年 6 月。



# 基於容量震譜法之側推分析安全因子之探討

葉勇凱<sup>1</sup> 周德光<sup>2</sup>

## 摘要

目前國內工程界常用的耐震詳細評估程序，係基於容量震譜法的非線性側推分析，以評估所得之性能目標地表加速度與場址 475 年設計地震最大地表加速度比較，作為結構耐震能力是否足夠之依據。FEMA 440 顯示容量震譜法的評估結果過於保守。本文即以單自由度結構系統的非線性動力分析，探討容量震譜法隱含的安全因子，及安全因子與結構彈性勁度、構件遲滯消能及地震歷時特性的關係；結果顯示此安全因子超過 2，且在彈性勁度較低的結構有較大的值，與構件遲滯消能的多寡較無關係，而與地震歷時特性有直接關係。

關鍵詞：耐震詳細評估、非線性側推分析、容量震譜法、非線性動力分析

## 一、前言

既有建築的耐震能力常以耐震詳細評估程序來確認，目前最廣為使用的詳評方法即是運用非線性側推分析來求得建物結構的容量曲線，即建立結構基底剪力與屋頂位移的關係曲線，再依據建物的性能需求，設定性能點於容量曲線上，經由特定程序再尋求具有性能點之屋頂位移反應之設計地震，此性能目標設計地震以 475 年設計地震反應譜及地震歷時最大地表加速度來呈現；上述的特定程序可分成兩大類，一是 ATC 40[1]的容量震譜法(Capacity Spectrum Method)，另一為 FEMA 356[2]的係數法(Coefficient Method)。

我國工程師常用的耐震詳細評估方法，計有國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法(推垮分析)」，及台灣大學蔡益超教授團隊開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統(SERCB)」，此兩方法皆是基於 ATC 40 的容量震譜法。基於容量震譜法之側推分析為一模擬非線性動力分析屋頂位移的近似方法，FEMA 440[3]亦指出 ATC 40 的容量震譜法過於保守；由

於容量震譜法已廣泛應用於我國的既有建物耐震評估補強程序，因此有必要探討容量震譜法隱含的安全因子，及安全因子與結構彈性勁度、構件遲滯消能及地震歷時特性的關係。

由於容量震譜法之分析結果受到側力豎向分配方式及參考模態的選擇的影響[1]，為了單純顯示非線性側推分析與動力分析的關係，本文選擇以單自由度結構系統為標的進行分析，如此可避免側力豎向分配方式及參考模態的選擇。

本文採用國震中心技術手冊第三版的建議設定構件的彎矩非線性鉸，並以國內工程師常用的套裝軟體 ETABS 執行非線性側推分析，非線性動力分析則採用套裝軟體 PERFORM3D。

## 二、容量震譜法介紹

實際結構在 475 年設計地震下的反應已進入非線性階段，要了解建物在地震中的力學行為，最直接的作法，就是進行非線性動力分析；但是以往耐震設計採用的是彈性靜力分析，結構的非線性行為以假設的韌性容量代表，用來折減彈性設計地

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心助理技術師

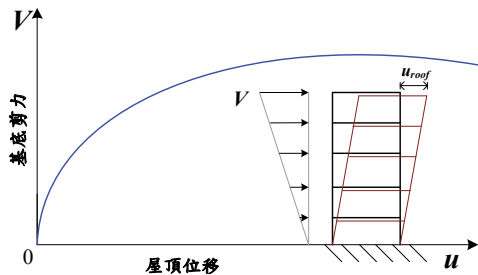
震力，也建立了一套對應的設計地震，以彈性設計反應譜及最大地表加速度來表現耐震需求；工程師較習慣於靜力分析，而不熟習非線性動力分析，再加上現行耐震需求並沒有建立相對應的設計地震歷時資料作為非線性動力分析的輸入地震，因此工程上較常用的耐震評估方法，是以靜力的非線性側推程序，模擬結構在地震中的位移反應。

容量震譜法為美國 ATC 40 建議的耐震評估程序，亦為我國工程界廣泛採用；其係基於平面構架的非線性側推分析，建立結構的容量曲線，在容量曲線上設定性能需求點，求取能引致此性能需求位移的性能目標地震，此性能目標地震的最大地表加速度與 475 年設計地震之最大地表加速度相比，若超過即表示此結構耐震能力滿足需求，在 475 年設計地震作用下，結構的最大非線性位移不會大於設定的性能需求，結構的反應是可被承受的；反之，則需給予結構適當的補強，以限制結構在地震中的非線性位移。

上述之容量曲線係經由非線性側推分析建立，在式(1)之特定側力分佈下進行非線性靜力分析，取得屋頂位移  $u_{roof}$  與基底剪力  $V$  之關係曲線，如圖一所示。

$$V_j = V \frac{m_j \phi_{j1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}} \quad (1)$$

式中  $m_i$  為樓層  $i$  之質量；及  $\phi_{i1}$  為第一模態在第  $i$  樓層的振幅。



圖一 非線性側推分析之容量曲線

再將容量曲線轉換至容量震譜即譜位移  $S_d$

與譜加速度係數  $S_a$  的關係曲線，其轉換公式如下所示，

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (2)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \cdot W} \quad (3)$$

式中  $PF_1$  及  $\alpha_1$  分別為第一模態的參與因數與質量係數；及  $W$  為結構之重量。

容量震譜上任一點可  $(S_{dp}, S_{ap})$  視為不同層級地震在等效單自由度系統的反應，具有等效週期  $T_{eq}$  與阻尼  $\beta_{eq}$ ，尋找通過此點的高阻尼反應譜，此高阻尼反應譜對應的最大地表加速度(PGA)稱之為性能目標地表加速度  $A_p$ ，而性能目標地表加速度  $A_p$  與譜位移  $S_d$  的關係曲線即為耐震性能曲線， $A_p$  可以下式計算之，

$$A_p = \begin{cases} S_{ap} / \left[ 1 + \left( \frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{ap} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{ap} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (4)$$

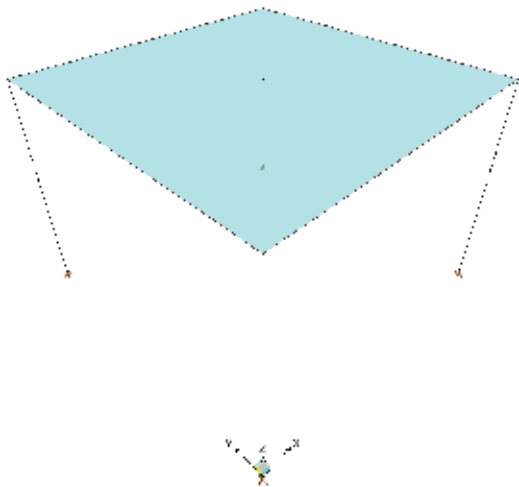
式中  $T_0 = (S_{D1} B_s) / (S_{DS} B_1)$  為短週期與中週期之分界； $S_{DS}$  為工址短週期設計水平譜加速度係數； $S_{D1}$  為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而  $B_s$  及  $B_1$  為設計規範所定之阻尼比修正係數，與等效阻尼比  $\beta_{eq}$  有關。

由於容量震譜法已廣泛應用於我國的既有建物耐震評估補強程序，因此有必要探討容量震譜法隱含的安全因子，及安全因子與結構彈性勁度、構件遲滯消能及地震歷時特性的關係。於本報告中以單自由度結構系統為標的，分別進行非線性側推分析與動力分析進行安全因子的探討。

### 三、單自由度構架系統側推分析

設置如圖二所示之長 450 cm、寬 450 cm 及高 330 cm 四柱四梁單跨單層構架，場址設在台南市東區之第二類地盤，結構

之梁柱參考線皆設在中心線，梁柱交會區設為剛性，梁柱接頭(panel zone)材料性質跟隨柱設定，柱弱軸方向開裂斷面撓曲剛度  $EI$  為  $149.4 \times 108 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ ，梁開裂斷面撓曲剛度  $EI$  為  $573.8 \times 108 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ ，其柱弱軸方向兩端設置彎矩非線性鉸，及梁兩端設置彎矩非線性鉸如圖三所示，樓板厚 12 cm 設為剛性樓板，垂直載重考慮構件自重及樓板均佈載重  $0.01 \text{ kgf/cm}^2$ ；構件質量貢獻的樓層集中質量及質量慣性矩分別為 14850 kg 及  $1.503 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ 。



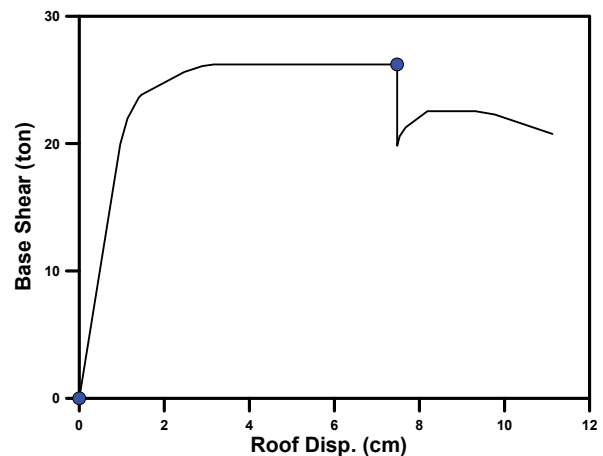
圖二 四柱四梁單跨單層構架



圖三 柱梁兩端彎矩非線性鉸

以套裝軟體 ETABS 建立模型，在力量控制下先施載垂直載重，再於位移控制下施載 X 方向側推力，側推力施在樓層樓板質心位置，分析得容量曲線如圖四所示；選取屋頂位移 7.5cm 作為性能目標，依據容量震譜法，其性能目標地表加速度為 1.156 g，此即表示若於台南市東區第二類地盤發生 PGA 為 1.156g 的地震，此構架的屋頂位移評估為 7.5 cm，而實際上地震的

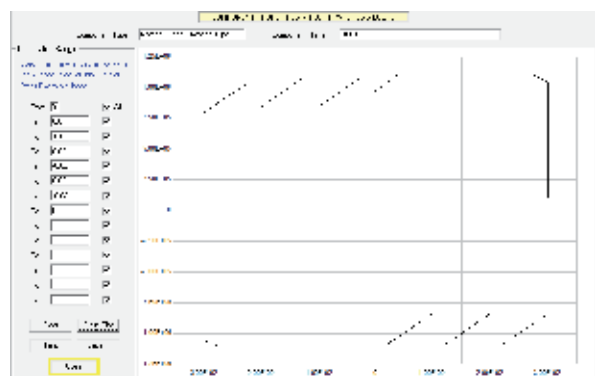
屋頂位移值應較小，前者與後者的比值即本報告探討的安全因子。



圖四 單跨單層構架之容量曲線

#### 四、單自由度構架系統非線性動力分析

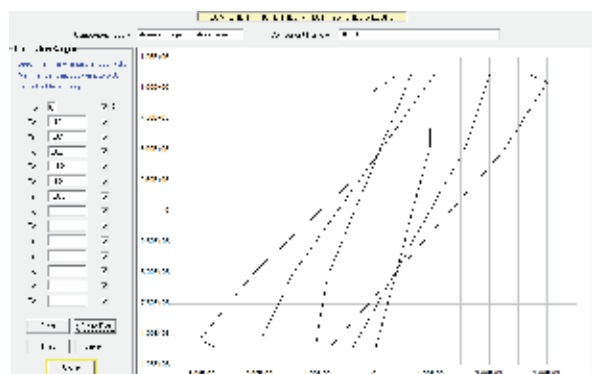
本文以套裝軟體 PERFORM3D 進行非線性動力分析，建立與側推分析的相同構架模型，構件非線性鉸考慮遲滯行為，以計入構件的遲滯消能效應，分析時考慮兩種模型，一是假設非線性鉸遲滯圈數增加時勁度不衰減，如圖五所示為柱非線性鉸的遲滯曲線；另一是假設非線性鉸遲滯圈之勁度會隨圈數增加而衰減，設定衰減面積比為 0.3，如圖六所示為柱非線性鉸的遲滯曲線。



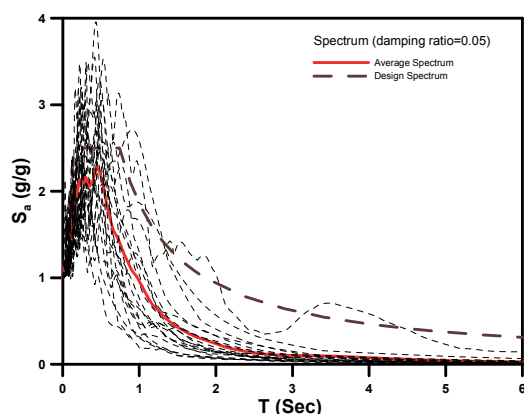
圖五 柱非線性鉸之勁度無衰減彎矩與轉角遲滯曲線

動力分析的輸入地震則由中央氣象局的測站紀錄資料庫，選取位於第二類地盤的測站，震度 6 級以上之較大地震，採用其中的 20 筆地震紀錄，地震的 PGA 介於

250gal 與 550gal 之間，其反應譜、平均反應譜與設計反應譜的比較如圖七所示，由圖中顯示設計反應譜較選用地震的平均值為保守。



圖六 柱非線性鉸之勁度衰減彎矩與轉角遲滯曲線



圖七 選用地震之反應譜比較

如表一所示為分析所得的屋頂位移統計，遲滯勁度沒衰減(No Degradation)的模型其屋頂位移的平均值為 1.64 cm，遠比性能目標位移 7.5 cm 為小，其比值為 4.5 即為其隱含之安全因子；遲滯勁度衰減(Degradation)的模型其屋頂位移的平均值為 1.73 cm，亦比性能目標位移 7.5 cm 為小，其比值為 4.3 即為其隱含之安全因子；由兩者的比較，可觀察出遲滯圈的勁度衰減與否對於容量震譜法的保守程度影響不大。

## 五、結論

本研究結果顯示容量震譜法為一相當保守的方法，而且過於重視遲滯圈的勁度衰減效應。

表一 動力分析之屋頂位移統計

| Earthquake | Disp.(cm)<br>(No Degradation) | Disp.(cm)<br>(Degradation) |
|------------|-------------------------------|----------------------------|
| 21         | 1.12                          | 1.12                       |
| 22         | 1.32                          | 1.59                       |
| 23         | 1.24                          | 1.24                       |
| 24         | 1.76                          | 1.87                       |
| 25         | 1.37                          | 1.52                       |
| 26         | 2.11                          | 2.52                       |
| 27         | 2.28                          | 2.38                       |
| 28         | 1.35                          | 1.41                       |
| 29         | 1.24                          | 1.25                       |
| 30         | 1.40                          | 1.40                       |
| 31         | 2.00                          | 2.00                       |
| 32         | 1.15                          | 1.15                       |
| 33         | 1.85                          | 2.26                       |
| 34         | 1.55                          | 1.54                       |
| 35         | 2.55                          | 2.55                       |
| 36         | 2.50                          | 2.70                       |
| 37         | 1.27                          | 1.29                       |
| 38         | 1.45                          | 1.45                       |
| 39         | 1.83                          | 1.83                       |
| 40         | 1.56                          | 1.56                       |
| AVE        | 1.64                          | 1.73                       |
| STD        | 0.44                          | 0.50                       |

## 參考文獻

1. Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 356), prepared by the American Society of Civil Engineers, Washington, D.C., 2000.
3. Federal Emergency Management Agency (FEMA), FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2005.

# 考慮震損影響下鋼筋混凝土建築物之耐震能力詳細評估

蕭輔沛<sup>1</sup> 邱建國<sup>2</sup> 涂豐鈞<sup>3</sup>

## 摘要

當地震來時，工程師會針對不同損傷程度之建築物即時判定危險程度，進行貼單之動作，但之後若要進行撕單動作，勢必需再進行一次詳細耐震能力評估。目前國內較少探討震損 RC 建築物如何實行耐震能力評估，本研究以台灣中小學震損 RC 校舍建築為標的，依日本現行診斷方式判定柱構件損傷度，使用構件耐震性能折減係數  $\eta$  對損傷構件其塑鉸強度進行折減，結合國震中心之耐震能力評估輔助程式以評估震損後耐震能力，最後再依照日本建築防災協會所制定之耐震性能殘存率  $R$ ，給予其建築物震損程度之判定，可作為工程師評估「震損 RC 建築物」耐震能力之參考。

關鍵詞：損傷度，構件耐震性能折減係數，耐震性能殘存率，建築物震損程度，耐震能力評估

## 一、前言

根據內政部營建署所頒布的「災害後危險建築物緊急評估辦法第六條」規定，建築物經緊急評估結果有危險之虞者，建築物所有權人、使用人或公寓大廈管理委員會、管理負責人依規定期限內辦理修繕、補強或拆除完竣，應檢具相關證明文件，於報請直轄市、縣（市）政府同意後，解除危險標誌。換言之當地震來時，工程師會針對不同震損程度之建築物即時判定危險程度，進行貼單之動作，但之後若要進行撕單動作，勢必需再進行一次詳細耐震能力評估，目前國內較少探討震損 RC 建築物如何實行耐震能力評估，本研究以台灣中小學校舍建築為標的，依文獻折減損傷構件力學性能，並反映於國家地震工程研究中心之耐震詳細評估輔助程式，評估其震損後之耐震能力，最後再依照日本建築防災協會所制定的耐震性能殘率  $R$  (震損後耐震能力/震損前耐震能力)，給予 RC 建築物震損程度之判定。日本建築防災學會災後評估流程與我國判定流程相似，當地震來時對震損建築物進行緊急危險度判

定，並以貼單顏色進行區分，之後再判定其建築物之損傷度以及是否需要補修、補強。

## 二、構件損傷度與建築物震損程度之判定基準

台灣地震頻繁，國家地震中心已發展了一套針對中小學校舍進行耐震評估及補強的輔助程式，但尚未考慮到震損如何再對建築物做耐震能力評估，目前日本建築防災學會已制定一套適用於建築物震損後如何評定其耐震能力與補強之基準，調查震損建築物結構體各種損傷，區分損傷度同時判定是否需要災後復原，因此本研究相關參考文獻，對損傷構件強度折減，評估建築物震損後殘餘耐震能力。

### 2.1 耐震性能殘存率 $R_{pushover}$

在使用構件耐震性能折減係數  $\eta$  之前，需判定柱構件其破壞模式；然而，柱承受側力作用時，可能之破壞模式可分為三類，即撓曲破壞、撓剪破壞及剪力破壞，當構件外觀目視無法判定破壞模式則可依

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國立台灣科技大學營建工程系副教授

<sup>3</sup> 國立台灣科技大學營建工程系碩士

下述公式判定之，若  $V_b < V_n$  為撓曲破壞或撓剪破壞， $V_b > V_n$  則為剪力破壞。亦可參考國震中心耐震能力評估程式之輸出檔判定構件破壞模式。

$$V_b = 2M_n / H \quad (1)$$

式中， $V_b$ ：雙曲率變形下之對應剪力、 $M_n$ ：經斷面分析所得之柱構件標稱彎矩強度及  $H$ ：構件之淨高。

依據美國 ACI 318-05 規範，鋼筋混凝土構件之剪力強度由混凝土所提供之剪力強度  $V_c$  再加上箍筋所提供的剪力強度  $V_s$ ，計算方式如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (3)$$

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (4)$$

式中， $V_n$ ：標稱剪力強度、 $f_{yt}$ ：箍筋降伏強度及  $\alpha$ ：剪力裂縫與柱軸線之夾角(ACI 一般建議  $\alpha$  為  $45^\circ$ )。

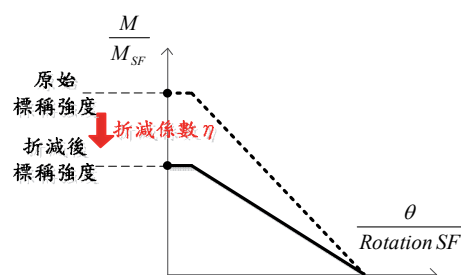
國震中心於塑鉸之設定上，在柱的兩端設置彎矩塑鉸(以表現撓剪或撓曲的破壞模式)；在柱的中間設置剪力塑鉸(以表現剪力破壞)，因此本研究建議在判定完成構件破壞模式後，須對同一構件彎矩塑鉸與剪力塑鉸之強度使用相同的構件耐震性能折減係數  $\eta$  進行折減，避免改變構件原本之破壞模式。一般低矮型 RC 建築物其韌性較低，因此本研究對於震損之柱構件僅對其塑鉸強度進行折減，而其轉角與變位則保持不變，如圖 1 所示。

圖 2 為震損建築物詳細評估流程。本研究使用國震中心耐震能力評估程式評估建築物震損後之耐震能力  $D A_p$ ，並可獲其耐震性能殘存率  $R_{pushover}$  (震損後之耐震能力/震損前之耐震能力)如式(5)所示，給予建築物損傷程度之判定。

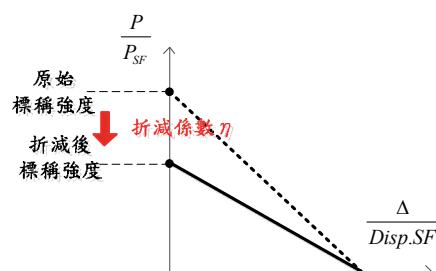
$$R_{pushover} = \frac{D A_p}{A_p} \times 100(\%) \quad (5)$$

其中， $A_p$ ：震損前性能目標地表加速度、

$D A_p$ ：震損後性能目標地表加速度。



(a) 彎矩塑鉸強度折減



(b) 剪力塑鉸強度折減

圖 1 柱構件塑鉸強度折減示意圖

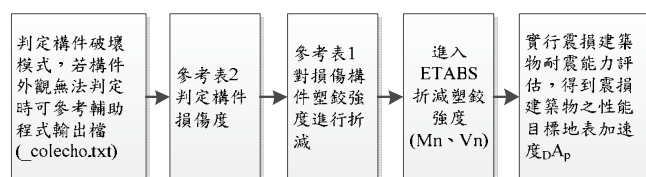


圖 2 震損建築物詳細評估流程

## 2.2 建築物震損程度之區分

表 1 為日本建築防災協會透過耐震性能殘存率  $R$  對建築物震損程度之區分，日本透過略算法統計過去發生震損建築物之耐震殘存率  $R$  略算法，被判定為輕微損傷之建築物其耐震殘存率  $R$  值大概會在 95% 以上，依  $R$  值判定建築物之損傷程度是可行的。耐震性能殘存率  $R$  值之計算也可以考慮不同時期新建之結構，劃分獨立之建築物來進行評估，台灣早期校舍較缺乏整體規劃，因經費不足，以擴充的方式來興建校舍，校舍可能因上述狀況，發生地震時受損集中於某一範圍，因此可依其校舍之興建年代對單獨平面之結構進行調查與判定。

依日本建築防災學會之略算法能夠快

速計算耐震性能殘存率  $R_{略算法}$ ，而本研究之詳細評估方法所計算出之耐震性能殘存率  $R_{pushover}$  可得到震損後之性能目標地表加速度  $DA_p$ ，可作為補修、補強之依據。因此本研究建議依圖 3 進行建築物震損程度評估流程，當地震發生後工程師會進行貼動作，若之後須對震損建築物進行撕單，可使用略算法快速篩選出只須修復之建築物(輕微)、可能需補強之建築物(介於小破-中破)及須拆除之建築物(大破或崩壞)，之後若考慮對震損建築物進行補強，即可實行詳細評估，可作為震損後評估流程之參考。

表 1 建築物震損程度之區分

| 損傷程度之區分 | 耐震性能殘存率 $R$          |
|---------|----------------------|
| 輕微      | $R \geq 95\%$        |
| 小破      | $80\% \leq R < 95\%$ |
| 中破      | $60\% \leq R < 80\%$ |
| 大破      | $R < 60\%$           |
| 崩壞      | 建築構件全部崩壞或已倒塌         |

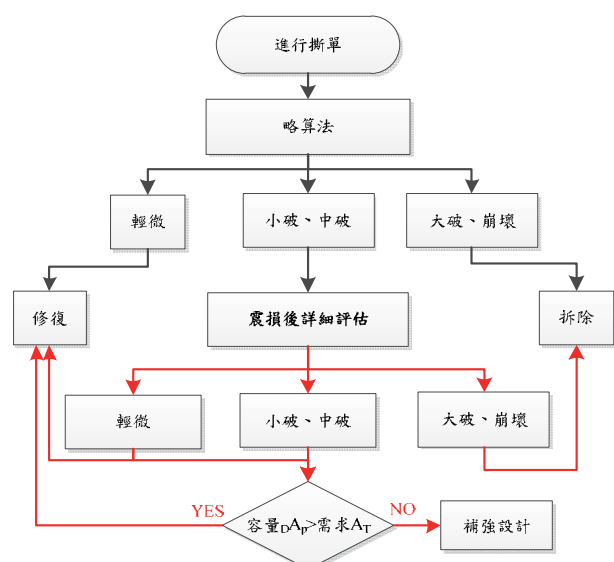


圖 3 建築物震損程度評估流程

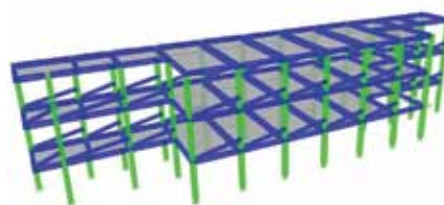
### 三、震損建築物耐震能力評估案例

本研究震損 RC 建築物耐震評估案例，計算  $R_{略算法}$  與  $R_{pushover}$  並且依圖 3 建築

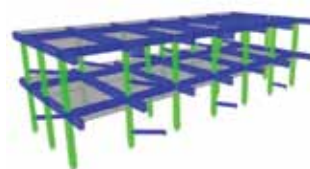
物震損程度評估流程進行判定，可作為工程師於實務應用時之參考依據。本文以三棟校舍案例為評估對象，圖 4 為震損校舍耐震評估模型，由各評估案例損傷度判定結果，可發現台南玉井國中文化樓損傷構件都集中於地面層，中間柱損傷嚴重，其混凝土保護層剝落嚴重，但核心混凝土尚未被壓碎，可被評定為等級IV；東側柱之表面披覆及瓷磚剝落，可評定為損傷程度 III。

依圖 3 建築物震損程度評估流程，首先須計算  $R_{略算法}$ ，經略算法評估結果，此三棟案例皆介於小破與中破，判定為須補強之建築物，因此可進入震後詳細評估。

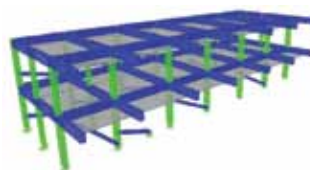
計算  $R_{pushover}$  首先須建立 ETABS 之建築物模型，且使用國震中心耐震能力評估程式，評估其震損前耐震能力  $A_p$ ，分析得到各校震損後容量曲線分別如圖 5、6 及 7 所示，亦可得到震損後耐震能力  $DA_p$ ，如表 2 為震後詳細評估結果，三棟校舍介於小破、中破之間，因此判定為可能需補強之建築物，且震損後性能目標地表加速度  $DA_p$  確實均小於需求  $A_T(0.4S_{DS})$ ，因此可進行補強設計。



(a) 台南玉井國中文化樓



(b) 花蓮新社國小磯崎分校教學教室



(c) 花蓮月眉國小專科教室

圖 4 震損校舍耐震評估模型

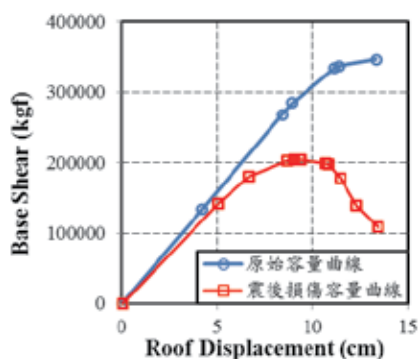


圖 5 震損前(原始)與震損後容量曲線之比較 - 台南玉井國中文化樓

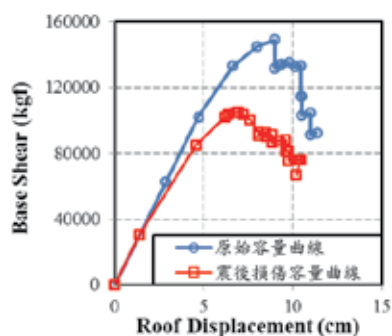


圖 6 震損前(原始)與震損後容量曲線之比較 - 花蓮新社國小磯崎分校教學教室

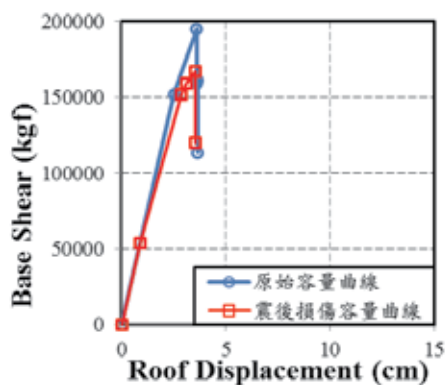


圖 7 震損前(原始)與震損後容量曲線之比較 - 花蓮月眉國小專科教室

表 2 震後詳細評估結果

|          |                               | 台南玉井國中<br>文化樓 |        | 花蓮新社國小<br>磯崎分校教學<br>教室 |        | 花蓮月眉國小<br>專科教室 |        |
|----------|-------------------------------|---------------|--------|------------------------|--------|----------------|--------|
| 震後詳細評估方法 | 性能目標地表<br>加速度                 | $DA_p$        | $A_p$  | $DA_p$                 | $A_p$  | $DA_p$         | $A_p$  |
|          |                               | 0.129g        | 0.197g | 0.187g                 | 0.254g | 0.218g         | 0.238g |
|          | $R_{pushover}$                | 65.48%        |        | 73.62 %                |        | 91.6 %         |        |
| 判定結果     | 震損程度                          | 中破            |        | 中破                     |        | 小破             |        |
|          | 耐震需求<br>$A_T=0.4$<br>$S_{DS}$ | $A_T=0.28g$   |        | $A_T=0.32g$            |        | $A_T=0.365g$   |        |
|          | 補強判定                          | 需補強           |        | 需補強                    |        | 需補強            |        |

#### 四、結論

本研究參考日本建築防災學會所制定之構件耐震性能折減係數  $\eta$ ，對損傷之柱構件其力學性能進行折減，該評估方法假定震損建築物其損傷柱構件之韌性不變，適用於低矮型 RC 建築物之震損評估。當地震發生一段時間後，需要對震損建築物進行擱單動作，可使用本研究建議之略算法可快速判定建築物震損程度，並且篩選出可能需補強之對象。對於可能需補強之建築物再進行震後詳細評估得到考慮震損之性能目標地表加速度  $DA_p$ ，並計算耐震性能殘存率  $R_{pushover}$ ，可作為進行補修、補強之依據。

#### 參考文獻

1. 內政部營建署，災害後危險建築物緊急評估辦法，(2009)。
2. 日本建築防災協會，震災建築物の被災度區分判定基準および復旧技術指針，日本(2001)。
3. 國家地震工程研究中心，校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版，報告編號：NCREE-09-023，台北(2009)。

# 高樓及不規則結構之側推分析方法

蕭輔沛<sup>1</sup> 蔡優光<sup>2</sup> 歐昱辰<sup>3</sup>

## 摘要

側推分析方法(Pushover Analysis)對於對稱或低矮型建築具有簡易使用與高精確性的優點，現已被廣泛運用在性能設計以及耐震評估當中。惟高樓層及不對稱形建築物分別在立面與平面上，具有高模態效應顯著的特性，傳統側推分析方法對於此類建築物易有較大誤差。因此，本研究旨在提出一套改良式側推分析方法，其可同時考量模態與質量參與係數以獲得新側力分布，並採用非線性反應譜分析所得到的修正參數，修正傳統側推分析所得結果，以合理評估高樓層或不對稱建築之耐震反應。

關鍵詞：側推分析、不對稱結構、高樓建築、高模態效應

## 一、前言

側推分析方法(Pushover Analysis)對於對稱或低矮型建築具有簡易使用與高精確性的優點，現已被廣泛運用在性能設計以及耐震評估當中。惟高樓層及不對稱形建築物分別在立面與平面上，具有高模態效應顯著的特性，傳統側推分析方法對於此類建築物易有較大誤差。因此，本研究旨在提出一套改良式側推分析方法，其可同時考量模態與質量參與係數以獲得新側力分布，並採用非線性反應譜分析所得到的修正參數，修正傳統側推分析所得結果，以合理評估高樓層或不對稱建築之耐震反應。

傳統的側推分析方法具有兩項弱點，其一是需要以疊代的方式來計算耐震需求，其二是對於高模態主控的高樓或不對稱結構會有較大的分析誤差。另一方面，非線性歷時分析(Nonlinear Response History Analysis, NRHA)雖可克服前述弱點，但因需要選擇與調整輸入之地震歷時且計算相當耗時，也使得工程師往往望之卻步。

本研究提出的改良式側推分析方法，係採用 N2 方法(N2 method)(Fajfar 1999; Fajfar 2000)作基礎，透過考量非彈性反應譜的方式，不需進行疊代計算即可求得目標位移。相較擴展 N2 方法(Extended N2 method) (Kreslin and Fajfar 2011)採用高模態效應將保持於彈性行為的假設，本研究建立了以 NRHA 分析為基礎的四項高模態效應修正考量，來模擬真實結構的行為。本研究試圖以貼近結構物真實行為的 NRHA 分析結果來發展高模態效應的修正建議，採用 PERFORM-3D 非線性結構分析程式(CSI 2008)進行側推分析、反應譜分析(Response Spectrum Analysis, RSA)及非線性歷時分析。

## 二、NRHA 分析案例

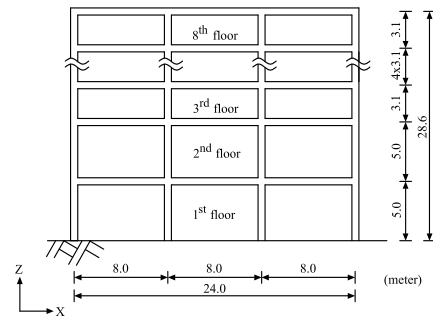
本研究採用 2 樓與 8 樓鋼筋混凝土結構物作為 NRHA 模擬真實結構行為的分析案例，其採用空間抗彎構架系統設計，並設定以 0%、5%、10%與 15%的偏心。如圖 1 與圖 2 所示，分別為分析案例的結構平面圖與結構立面圖，梁柱構材細節與材料性質如表 1 所列。

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心研究助理

<sup>3</sup> 國立台灣科技大學營建工程系副教授

如表 2 所列為進行 NRHA 時所採用之地震紀錄，這些地震紀錄係由美國太平洋地震工程研究中心 (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) 強地震資料庫中選出。本研究採用歐洲規範 Eurocode 8 所建議之反應譜為目標反應譜，並將前述地震紀錄皆調整為與目標反應譜相容。如圖 3 所示，即為原始地震反應譜與調整後之人造地震反應譜，這些目標反應譜的地表加速度值(PGA)即可反應具不同強度大小的地震輸入。本研究並採用所有地震反應之最大值平均的正負一個標準差為範圍，來做為後續修正建議公式的精確度控制。

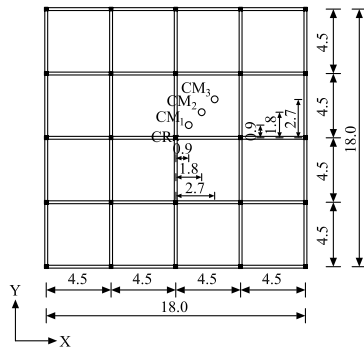


(b) 8 樓

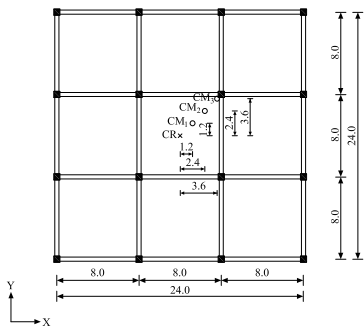
圖 2 非線性歷時分析案例之結構立面圖

表 1 各分析案例之結構構件細節

| 樓層數 | 柱                     |              |      | 梁                     |              |             |
|-----|-----------------------|--------------|------|-----------------------|--------------|-------------|
|     | 尺寸 (cm <sup>2</sup> ) | $f'_c$ (MPa) | 鋼筋   | 尺寸 (cm <sup>2</sup> ) | $f'_c$ (MPa) | 頂層鋼筋 / 底層鋼筋 |
| 2   | 25 x 25               | 25           | 8D16 | 20 x 30               | 25           | 3D16 / 3D16 |
| 8   | 60 x 60               | 25           | 8D25 | 40 x 60               | 25           | 4D22 / 4D22 |

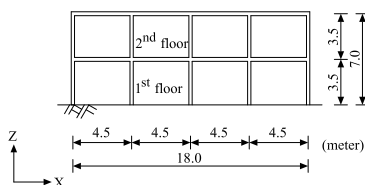


(a) 2 樓

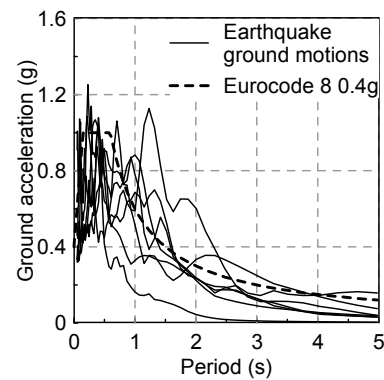


(b) 8 樓

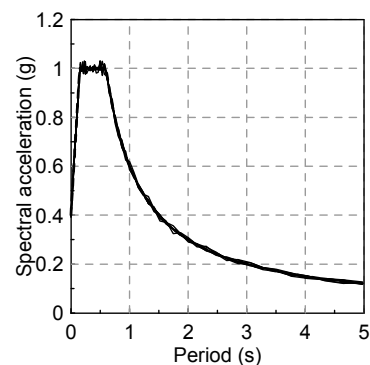
圖 1 非線性歷時分析案例之結構平面圖



(a) 2 樓



(a) 原始地震反應譜



(b) 人造地震反應譜

圖 3 地震反應譜

表 2 地震紀錄列表

| 編號 | 地震事件                   | 測站                 | 場址條件<br>(USGS) | 走向<br>(degree) | PGA<br>(g) | PGV<br>(m/s) | PGD<br>(m) |
|----|------------------------|--------------------|----------------|----------------|------------|--------------|------------|
| 1  | 1979 Imperial Valley 6 | El Centro Array #6 | C              | 140            | 0.376      | 0.631        | 0.269      |
| 2  | 1989 Loma Prieta       | Los Gatos          | A              | 0              | 0.442      | 0.844        | 0.147      |
| 3  | 1992 Landers           | -Lexington Dam     | C              | 0              | 0.151      | 0.290        | 0.228      |
| 4  | 1994 Northridge        | Yermo              | C              | 0              | 0.843      | 1.289        | 0.326      |
| 5  | 1995 Kobe              | Sylmar             | C              | 0              | 0.611      | 1.271        | 0.358      |
| 6  | 1999 Chi-Chi           | Takatori           | D              | 0              | 0.597      | 0.733        | 0.204      |
| 7  | 1990 Upland            | TCU074             | C              | 0              | 0.1860     | 0.104        | 0.011      |

### 三、改良式側推分析方法

本研究根據前述 2 樓與 8 樓案例配合不同地震事件進行 NRHA 模擬分析，擬定以下各項修正，可使傳統側推分析方法結果能趨近 NRHA 所分析之結果。

#### ● 修正一：側向力分布

第一項修正是係針對側向力分布方式。本項修正目的在於考量高模態效應對於質心點在立面上的目標位移之影響。所建議的側力分布如式(1)至(3)所計算，而有效質量因子 $\alpha_i$ 可被用來反應各個模態的貢獻。

$$F_j = \sqrt{\sum_{i=1}^n (m_j \cdot \varphi_{ij} \cdot \Gamma_i \cdot S_{a_i} \cdot \alpha_i)^2} \quad (1)$$

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^k m_j \varphi_{ij}}{\sum_{j=1}^k m_j \varphi_{ij}^2} \quad (2)$$

$$\alpha_i = \frac{(\sum_{j=1}^k m_j \varphi_{ij})^2}{\sum_{j=1}^k m_j \cdot \sum_{j=1}^k m_j \varphi_{ij}^2} \quad (3)$$

其中 $F_j$ 為樓層 $j$ 處的側向載重； $m_j$ 係樓層 $j$ 處的質量總和； $\varphi_{ij}$ 為第 $i$ 模態在樓層 $j$ 處之振態形狀，其中 $\varphi_{ik} = 1$ ； $k$ 為樓層總數； $\Gamma_i$ 為模態 $i$ 之模態參與係數； $S_{a_i}$ 為模態 $i$ 的的譜加速度； $\alpha_i$ 為模態 $i$ 的有效質量比，其等於模態 $i$ 的有效模態質量除與總質量； $n$ 為模態數。如式(1)所列， $(m_j \cdot \varphi_{ij} \cdot \Gamma_i \cdot S_{a_i})$ 表示模態 $i$ 在樓層 $j$ 處的等值載重，前述側向載重採用 $\alpha_i$ 係數與 SRSS 法則來進行各模態的疊加。

#### ● 修正二：扭轉效應

第二項修正係針對質心處的目標位移，如式(4)所計算。此修正的目的在於求得平面上的扭轉效應。

$$d_{tt} = d_{t1} \cdot (1 - 0.8789 \sum_{i=1}^b \alpha_i^T) \quad (4)$$

其中 $d_{tt}$ 為考慮高模態效應之結構頂層目標位移； $d_{t1}$ 為依據第一項修正後進行側推分析，所得之頂層目標位移； $(1 - 0.8789 \sum_{i=1}^b \alpha_i^T)$ 為用以計算目標位移修正係數之線性迴歸分析結果； $\alpha_i^T$ 為扭轉模態的有效質量係數； $b$ 為扭轉模態總數。 $\sum_{i=1}^b \alpha_i^T$ 之值與偏心量成正比，可用來反應扭轉效應之程度。

#### ● 修正三：扭轉係數

第三項修正為對於扭轉係數之修正，如式(5)所計算。扭轉係數係同一樓層柔性側位移與質心處位移之比較值。此項修正目的可用以求得扭轉效應所造成之柔性側之地震反應。

$$CT_{j \text{ proposed method}} = \left( \frac{\mu}{\mu + 0.9} \right)^2 \cdot CT_{j \text{ FO}} + \left[ 1 - \left( \frac{\mu}{\mu + 0.9} \right)^2 \right] \cdot CT_{j \text{ RSA}} \quad (5)$$

其中 $CT_{j \text{ final}}$ 為第 $j$ 樓層所求得之扭轉係數； $CT_{j \text{ FO}}$ 為依第一項及第二項修正進行側推分析，所得之第 $j$ 樓層的扭轉係數； $CT_{j \text{ RSA}}$ 為由線性反應譜分析(RSA)所求得之第 $j$ 樓層的扭轉係數。

#### ● 修正四：最大層間位移

第四項修正可用以計算質心處之層間位移，如式(6)至式(9)所計算。由於無法由 NRHA 所得之最大位移直接求得最大層間位移值。當最大位移發生時，並不代表最大層間位移也會同時產生，必須透過將最大位移放大的方式，來獲得實際層間位移。式(8)與式(9)則是用以計算頂層最大位移之放大係數。式(8)則可計得結構物不同樓層之放大係數。

$$d_{\text{maxdrift-j}} = d_{tj} \cdot \gamma_j \quad (6)$$

$$\gamma_j = \left[ \frac{h_j - 0.25h_t}{0.75h_t} \cdot (\gamma_r - 1) \right] + 1 \quad ; \gamma_j \geq 1 \text{ and } \gamma_1 = 1 \quad (7)$$

$$\gamma_r = 1.03 \cdot \gamma_T - \frac{(\mu - 3)^2}{133.33 \cdot \gamma_T} ; \mu \geq 1 \quad (8)$$

$$\gamma_T = \left[ 0.01 \cdot \frac{T_n}{T_c} \left( 1 + \frac{T_n}{T_c} \right) \right] + 1 \quad (9)$$

其中  $d_{\max drift-j}$  為第  $j$  樓層用以計算最大層間位移的最大位移量； $d_{ij}$  為依據前述第一項及第二項修正進行側推分析，所得之為第  $j$  樓層目標位移； $\gamma_j$  為考量樓層高度、結構韌性與週期影響之放大係數； $h_j$  為第  $j$  樓層高度； $h_t$  為結構物總高度； $\gamma_T$  為頂層之放大係數； $\gamma_T$  為考量基本週期  $T_n$  下之結構勁度影響； $\mu$  為結構韌性； $T_c$  為需求振譜中定加速度轉換至定速度之變換點。

如圖 4 所示，為本文所建議依據第一項至第四項修正之分析流程。

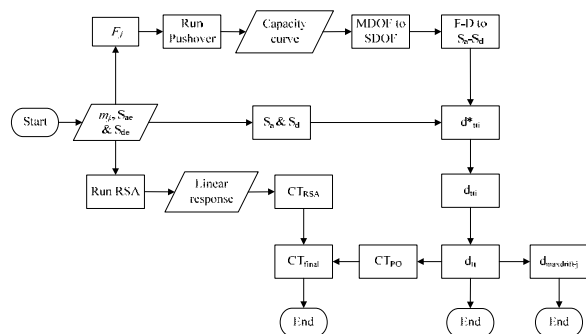


圖 4 本研究建議之分析流程

## 五、結論

本研究建議之改良式側推分析方法的特色如下：

1. 建議方法由於參考 N2 方法採用非彈性反應譜之特點為基礎，可不透過疊代方式便可求得目標位移。
2. 在第一項修正中，透過採用有效質量係數之計算，可求得一合理之側力分布以精確計算目標位移。
3. 在第二項修正中，透過考量扭轉的有效質量係數所求得之折減係數，可有效分析扭轉主控結構的目標位移。
4. 透過結合第一項與第二項修正，將可有效計算不對稱結構的目標位移。
5. 在第三項修正中，本研究透過權重係數來調整側推分析與 RSA 所得之扭轉係數，其中側推分析可考量非線性行為，而 RSA 可考量線性動力行為。相較於

擴展 N2 方法單純採用高模態效應將保持彈性行為之假設，將可獲得較合理之結果。

6. 在第四項修正中，透過針對各樓層最大位移量修正之放大係數方式，應可獲得較佳之最大層間位移結果。

## 參考文獻

1. Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.
2. Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979-993.
3. Kreslin, M., & Fajfar, P. (2011). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 695-715.
4. CSI. (2008). *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment 3D Structures (Version 4.0.4)*. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

# 以簡易側推分析檢核現地試驗校舍結構之耐震能力

鍾立來<sup>1</sup>、吳賴雲<sup>2</sup>、楊耀昇<sup>3</sup>、顧丁與<sup>3</sup>、賴勇安<sup>3</sup>、黃鈞鼎<sup>3</sup>

## 摘要

既有校舍建物之耐震能力不足乃一不爭之事實。國家地震工程研究中心過去執行過四次既有校舍之現地側推試驗，除獲得校舍之容量曲線外，亦記錄了各試驗之破壞模式，發現傳統校舍受側力作用時，破壞主要集中於校舍之底層柱。本文利用各柱構件之側力與側位移關係曲線，以位移量相等之原則疊加而得各樓層之側力強度與側位移關係曲線，再將各樓層之側力強度與側位移關係疊加成建物之容量曲線。經比較現地側推試驗與簡易側推分析所得之容量曲線，簡易側推分析所得之極限強度、初始勁度等均趨於保守，分析所得柱構件之破壞模式亦與試驗相符。故對於低矮樓層之校舍，透過簡易側推分析即可掌握建物之受震反應，亦可提供工程師進行低矮型建築耐震能力評估之參考。

關鍵詞：校舍結構、耐震性能、簡易側推分析、現地試驗

## 一、前言

921地震後，全臺灣共有786所校舍受損，43所校舍倒塌，不幸的是國中小學校舍佔絕大多數，既有校舍之耐震能力不足是不爭的事實。面對這個棘手的問題，需要一經濟有效之方式，將耐震能力較差之校舍挑選出來，目前國內最普及之建築物耐震能力分析方法為側推分析，經過較繁瑣複雜之計算並搭配套裝軟體以求得既有校舍建築之耐震能力。

台灣典型校舍結構為2層至3層之低矮樓層建築，根據921地震之現地觀察，柱因為地震受到很嚴重之破壞，梁僅輕微受損，這種現象稱為強梁弱柱，根據典型校舍結構之強梁弱柱行為，將側推分析簡化得到簡易側推分析方法，其基本假設為因校舍建造時，樓板與梁為一體澆鑄而成，因此梁之勁度較規範需求大，可將梁與樓板視為剛體，當校舍建築受到側向地震力作用，因柱嚴重損壞，假設樓層剪力全部由垂直構件抵抗，只要將垂直構件所提供之側向強度疊加，即可得到該樓層側向強

度，因而得到校舍結構之基底剪力。也因梁與樓板為剛體不會轉動，校舍建築成剪力樓房變形，屋頂位移可由各樓層變位疊加而得。

為印證簡易側推分析之合理性，本文以柱非線性行為來預測典型校舍建築之非線性行為，並以瑞埔國小現地試驗求得之容量曲線(基底剪力與屋頂位移關係曲線)與簡易側推分析方法求得之容量曲線作比較。

## 二、柱之非線性行為及破壞模式

進行簡易側推分析前，必須先決定垂直構件之非線性行為，從921地震校舍建築為強梁弱柱破壞模式來看，柱為主要抵抗側向地震力之構件，基於這個原因，典型校舍建築之非線性行為是以柱之非線性行為組合而成。根據過去研究 [1]，柱的行為可分為開裂、降伏、極限及破壞。而柱的破壞模式分為三種：撓曲破壞、剪力破壞及撓剪破壞。並藉由  $V_m/V_n$  的係數值來判斷柱為何種模式破壞。 $V_m$  為彎矩提供之

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心 研究員暨國立台灣大學土木工程學系教授

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程學系教授

<sup>3</sup> 國立台灣大學土木工程學系研究生

側力，

$$V_m = 2M_n / H \quad (1)$$

$V_n$  為混凝土及橫向鋼筋提供之側力

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

$$V_c = 0.53(1 + P/140A_g)\sqrt{f'_c}bd \quad (3)$$

$$V_s = A_v f_{yt} d (\cot \alpha) / s \quad (4)$$

$P$  為柱承受之軸力， $A_g$  為柱斷面積， $b$  為柱寬， $d$  為有效深度， $A_s$  為橫向鋼筋斷面積， $\alpha$  為剪力裂縫與柱軸線之夾角

$$\alpha = 45^\circ - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{\sigma}{2f_t \sqrt{(1+\sigma)/f_t}} \right) \quad (5)$$

其中  $\sigma = P/A_g$ ， $f_t = 1.06\sqrt{f'_c}$ 。根據過去研究 [1][2]，若  $V_m/V_n < 0.6$ ，柱為撓曲破壞，若  $0.6 \leq V_m/V_n < 1.0$ ，柱為撓剪破壞，若  $V_m/V_n \geq 1.0$ ，柱為剪力破壞，經由柱之破壞模式，可得其相對應之容量曲線，進而進行簡易側推分析。

簡易側推分析方法分析步驟分述如下 [3]:

1. 先求得垂直構件受側向力之力與位移關係。
2. 依據位移相等原則疊加同一樓層垂直構件之側向力，可得各樓層受側向力之力與位移關係，其中基底剪力即1樓樓層剪力。
3. 依照國內耐震設計規範地震力豎向分配，找出各樓層位移，將各樓層位移疊加即可得屋頂位移。
4. 繪出建築物之容量曲線(基底剪力與屋頂位移關係曲線)。

### 三、現地試驗之校舍

為了解老舊校舍受震後之真實行為，國家地震工程研究中心遂利用報廢之校舍，在拆除之前，進行沿走廊方向之現地側推試驗。本文中，以桃園縣瑞埔國小之試驗結果驗證簡易側推分析方法之合理性。由現地試驗實得瑞埔國小容量曲線(如圖1)。而需要注意的是在瑞埔國小現地試驗中，將一棟校舍切割成兩個試驗單元，分別執行單向側推(monotonic)試驗及模擬

真實地震之反覆載重(cyclic)試驗，比較兩者之容量曲線後得知，反覆載重之最大基底剪力為單向側推之97%。

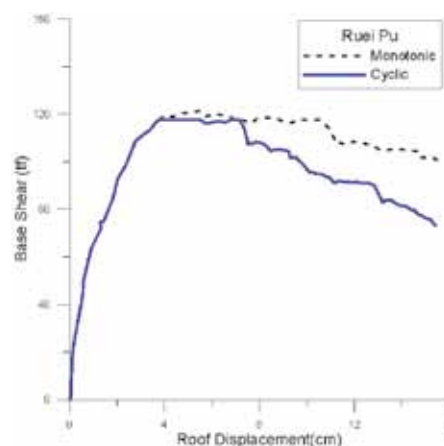


圖1 瑞埔國小現地試驗容量曲線

### 四、簡易側推分析

瑞埔國小原為一層樓磚造平房，於民國 68 年改建為二層樓鋼筋混凝土加強磚造建築物，由瑞埔國小校舍平面圖(如圖 2)可知，每間教室為三跨，每層樓有二間教室，校舍之平行走廊方向長 18.6m，垂直走廊方向深 10.8m，由瑞埔國小校舍正立面圖及背立面圖(如圖 3)可知，校舍一樓高 3.6m，二樓高 3.6m，平行走廊方向之窗台均為 1.5B 磚造，垂直走廊方向有 1B 隔間磚牆。教室外單側有走廊，走廊外無柱。試體之柱斷面尺寸共分為兩種(如圖 4)，分別為 C1 柱 35cm×40cm 及 C2 柱 24cm×40cm。試體之混凝土抗壓強度為 113 kgf/cm<sup>2</sup>，主筋降伏強度為 3204 kgf/cm<sup>2</sup>，箍筋降伏強度為 4386 kgf/cm<sup>2</sup>。

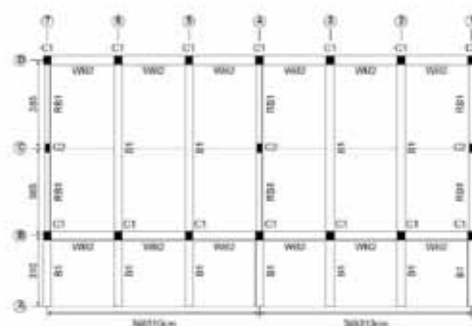


圖2 瑞埔國小校舍平面圖

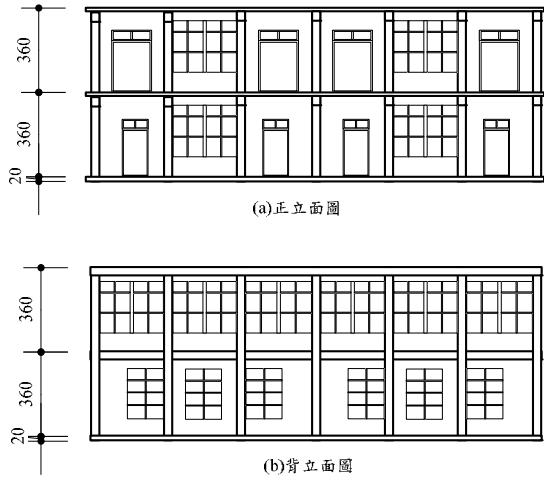


圖 3 瑞埔國小立面圖

| 柱編號 | C1     | C2     |
|-----|--------|--------|
| 斷面  |        |        |
| 主筋  | 8-D19  | 6-D19  |
| 箍筋  | D10@25 | D10@25 |
| 尺寸  | 40×35  | 40×24  |

圖 4 瑞埔國小柱斷面配置圖

根據瑞埔國小校舍單位樓地板面積之重量，可計算各柱承受之軸力，經由柱構件斷面配置，配合其材料強度，實算出各柱構件  $V_m/V_n$  值，進而判斷各柱構件之破壞模式，本文各柱構件  $V_m/V_n$  值皆小於 0.6，為撓曲破壞，為保守估計柱發揮之韌性，以撓剪破壞時柱之容量曲線(如圖 5)作計算。

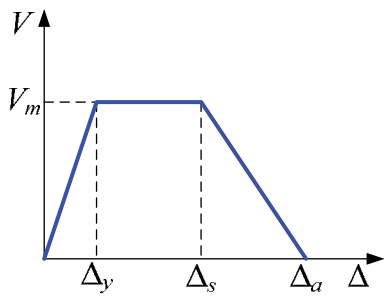


圖 5 柱撓剪破壞力與位移關係曲線

柱構件降伏時之位移  $\Delta_y$  為，

$$\Delta_y = V_m / k \quad (6)$$

$k$  為雙曲率柱勁度， $k = 12(EI)_c / H^3$ ， $H$  為柱淨高度， $(EI)_c$  為混凝土柱開裂斷面之撓曲勁度，RC 柱使用  $0.35E_c I_g$ ， $E_c$  為凝

土彈性模數， $I_g$  為 RC 柱總斷面對其中心軸之慣性矩。

柱端產生撓剪破壞，此時側力強度為  $V_m$ ，側向位移為  $\Delta_s$  可由下式計算，

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (7)$$

式中  $\rho'' = A_{st} / (b \times s)$  為剪力箍筋體積比； $A_{st}$  為剪力筋總斷面積，為箍筋間距( $s$ )內之剪力鋼筋斷面積，單位為  $\text{cm}^2$ ； $b$  及  $s$  分別為柱寬及箍筋間距，單位均為  $\text{cm}$ ；剪應力  $v_m = V_m / bd$ ，單位為  $\text{kgf/cm}^2$ ； $d$  為柱斷面之有效深度，單位為  $\text{cm}$ ； $f'_c$  為混凝土抗壓強度，單位為  $\text{kgf/cm}^2$ ； $A_g$  為柱斷面積，單位為  $\text{cm}^2$ ； $P$  為柱承受之軸力，單位為  $\text{kgf}$ 。

柱端產生軸力破壞，柱體喪失軸向承載能力，此時側力強度為 0，側向位移為  $\Delta_a$ ，計算公式如下，

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (8)$$

式中  $f_{yt}$  為箍筋降伏強度，單位為  $\text{kgf/cm}^2$ ； $d_c$  為柱核心混凝土之深度，由箍筋中心至中心計算，單位為  $\text{cm}$ ； $\theta$  為剪力裂縫與水平之夾角，依文獻[4]建議可定為  $65^\circ$ ，但不可超過  $\tan^{-1}(H/h)$ 。

求得各樓層柱構件受側向力之力與位移關係後，依位移相等原則疊加各柱構件側向力，可得各樓層受側向力時力與位移關係曲線(如圖 6)。

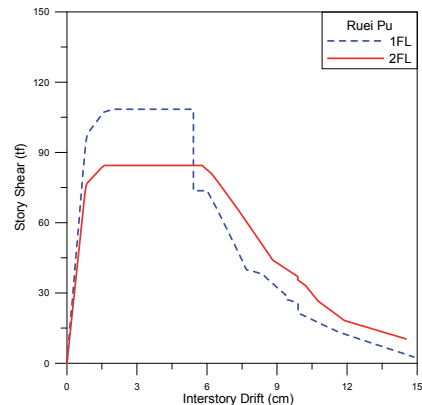


圖 6 各樓層力與位移關係曲線

依據耐震設計規範各樓層地震力豎向分配之側向力比例，計算各樓層在不同基底剪力下所對應之側力強度與側位移，依此可得該校舍結構之容量曲線(如圖 7 紅色曲線)

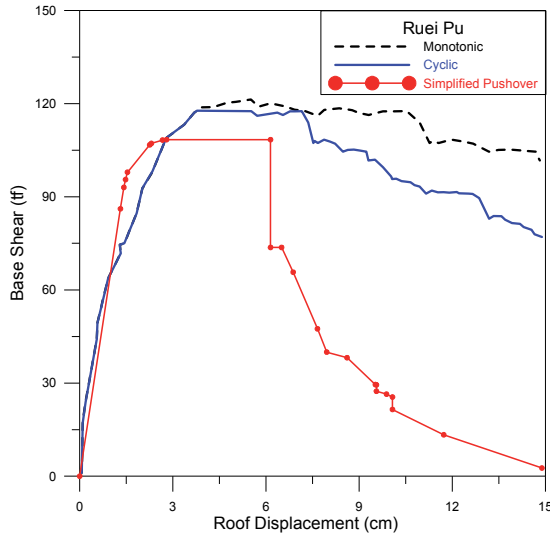


圖 7 現地試驗及簡易側推分析之容量曲線

## 五、分析結果與比較

由分析結果顯示，最大基底剪力  $V_{bs,max}$  為 108.40 tf，此時所對應之屋頂位移  $\Delta_{RF}$  為 2.80cm，結構物之初始勁度為 65.61 tf/cm，產生 0.8 倍最大基底剪力時之屋頂位移  $\Delta_{RF}$  為 6.14cm。

比較簡易側推分析與現地試驗之容量曲線(如圖 7)，

- (1) 簡易側推分析之最大基底剪力約為現地試驗所得最大基底剪力之 92.1%。
- (2) 對應於最大基底剪力發生時之屋頂位移，簡易側推分析之屋頂位移約為現地試驗所得屋頂位移之 74.1%。
- (3) 對應基底剪力強度下降至 0.8 倍最大基底剪力時之屋頂位移，簡易側推分析之屋頂位移約為現地試驗所得屋頂位移之 57.3%。
- (4) 由前述最大基底剪力、屋頂位移及結構韌性可知，簡易側推分析之分析結果係

屬保守。而比較一樓走廊側 RC 柱之破壞模式，現地試驗之破壞模式與理論分析所判斷之破壞模式相同。

## 六、結論

本文利用 RC 柱之側力強度與側位移關係曲線，疊加出各樓層之側力強度與側位移關係曲線，再依結構基本振態之側向力分布，疊加成各校舍試體之容量曲線。經與現地試驗之結果進行比較後，可歸納出以下結論：

- (1) 由簡易側推分析產生最大基底剪力、屋頂位移均較現地試驗值保守。
- (2) 簡易側推分析驗證結果尚屬合理，可提供工程師進行低矮型建築耐震能力評估之參考。

## 參考文獻

1. Elwood, K.J. and Moehle, J.P., "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement," *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.
2. Elwood, K.J. and Moehle, J.P., "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587, 2005.
3. 蔡克銓、黃世建、鍾立來，(2005)，「校舍之耐震評估與補強講習會」，國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-05-014，臺北。
4. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建，(2008)，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-023，臺北。

# 低矮型鋼筋混凝土牆之鋼筋配置暨補強研究

黃世建<sup>1</sup> 吳炳昀<sup>2</sup> 邱聰智<sup>3</sup>

## 摘要

剪力牆由於具有極高之勁度，增設於一耐震構架中可大幅提升整體結構之勁度及抗側力強度，因此對於耐震能力的提升是相當有效的。而在剪力牆補強工法之應用上，植筋鑽孔的數目與其補強效果之相關性仍待探討。本研究共製作六座低矮型剪力牆試體，其中四座為新建一體澆置，剩下兩座為補強方式施作之試體，旨在進行剪力牆牆體鋼筋配置及補強效果之探討。試驗結果可以發現牆體不論是減少水平或垂直剪力筋，其強度差異並不大；以溫度鋼筋配置之 12 公分厚鋼筋混凝土牆，不因鋼筋量較少導致迅速破壞，反而也能發展一定之側向強度；至於使用大號數鋼筋進行單排植筋則同樣能發展出理想之強度，惟須注意植筋之伸展長度及搭接長度。

關鍵詞：低矮型剪力牆、剪力鋼筋、對角剪力破壞、界面滑移破壞、補強、植筋

## 一、前言

美國學者 Fintel 基於 30 餘年之震後勘災經驗指出，鋼筋混凝土剪力牆為最優良之抗震構材，配置剪力牆能使建築物經濟有效地規避地震破壞，並且提升整體結構物之耐震能力，這是由於剪力牆的勁度很大，能提供相當大之抗側力強度，因此經常被應用在結構耐震補強上。然而在既有結構物中填充剪力牆，勢必須進行鑽孔植入鋼筋，由於既有結構物本身內含鋼筋，因此在鑽孔植筋的過程中鑽到鋼筋時而所見，若設計之剪力牆鋼筋量很多，那麼對鑽孔植筋而言是必是個災難，故探討剪力牆內之鋼筋配置及改善植筋方式後之補強效果為本研究之重點所在。

本研究主要針對高寬比小於 2 者之低矮型剪力牆，探討牆體鋼筋配置及改善植筋方式後之補強效果，試驗於國家地震工程研究中心執行，進行靜態反覆載重試驗。本研究六座試體分別對於牆體之鋼筋量多寡、牆厚、植筋方式及增設斜向鋼筋進行變化，期望藉由這些參數的改變，觀

察在側力反覆作用下，其發生之側力強度與側位移關係，裂縫發展及破壞行為。

## 二、試驗規劃

ACI 318-11 規範在剪力牆的設計上認為水平剪力鋼筋為主要傳力機制，不論高型或是低矮型剪力牆，一律都是由水平剪力鋼筋開始設計，接著才依據水平剪力鋼筋來設計垂直剪力鋼筋，對高型剪力牆而言水平筋所扮演的角色的確比垂直筋重要，但隨著高寬比的降低，水平筋之效果將不再顯著，因此，依規範所設計之低矮型剪力牆是否可降低水平鋼筋之配置為本研究其中一個重點。

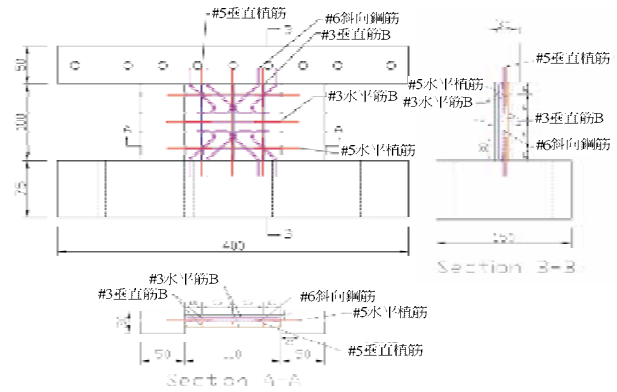
此外，剪力牆牆筋通常又以雙層筋配置為主，在既有構架中增置牆筋，所需鑽孔數量相當可觀，使得施工困難度增加。針對此問題，考慮在相同鋼筋量的情況下，以兩根牆筋對應一根較大號鋼筋植入混凝土內，此種做法可降低一半之鑽孔數量，但實際效果仍有待試驗證實。

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副主任、國立台灣大學土木工程系教授

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程研究所研究生

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

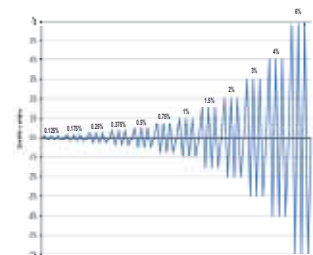
本文之試體將循以下規則命名，每座試體之名稱皆可分成四個部分，首先第一部分為 SW，即為剪力牆英文 Shear Wall 之縮寫；第二部分之命名為代表剪力鋼筋量之高低，H 表示試體含有較高之剪力鋼筋量，L 則表示試體配置較少剪力鋼筋，D 則表示試體配有斜向鋼筋，而依位置順序分別代表水平剪力筋、垂直剪力筋及有無斜向鋼筋；第三部分之數字則是代表試體之牆厚，分成 12 公分之隔間牆與 20 公分之結構牆；最後第四部份代表是否為補強試體，若為補強之試體則以 R 表示。以 SWHH12 為例，即為 12 公分之剪力牆試體，牆體在水平向及垂直向剪力鋼筋為含較高鋼筋量之配置，並將其編號列於表中依序為 1.SWHH12、2.SWLH12、3.SWLL12、4.SWHH12-R、5.SWLL20、6.SWLLD20-R，詳細之規劃如表一，試體尺寸及配筋如圖一。



圖一 試體尺寸及配筋



圖二 測試布置圖



圖三 側力加載歷時

表一 試體規劃表

| 試體編號                           |         | 1     | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    |
|--------------------------------|---------|-------|------|------|------|------|------|
| 牆厚(cm)                         |         | 12    |      |      |      | 20   |      |
| 水平鋼筋根數                         | 牆筋(#3)  | 14    | 4    |      | 14   | 6    |      |
|                                | 植入筋(#5) |       |      |      | 10   |      | 6    |
| 垂直鋼筋根數                         | 牆筋(#3)  | 16    |      | 4    | 16   | 6    |      |
|                                | 植入筋(#5) |       |      |      | 12   |      | 6    |
| 斜向鋼筋根數(#6)                     |         |       |      |      |      | 8    |      |
| 混凝土強度<br>f <sub>c</sub> '(MPa) | 梁柱牆     | 35.4  | 38.9 | 36.5 | 37.1 | 39.6 | 41.3 |
|                                | 補強牆     |       |      |      | 25.2 |      | 23.6 |
| 鋼筋降伏強度<br>f <sub>y</sub> (MPa) | #3      | 493.5 |      |      |      |      |      |
|                                | #4      | 502.1 |      |      |      |      |      |
|                                | #5      | 531.3 |      |      |      |      |      |
|                                | #6      | 441.4 |      |      |      |      |      |

本試驗之測試於國家地震工程研究中心實驗場之 6 公尺高反力牆進行，整體測試佈置如圖二所示，施力系統包括三支主動油壓致動器、施力鋼梁及傳力鋼梁。

本試驗為無軸力之情況下，試體承受側向之反覆載重，以模擬剪力牆之受力行為，試驗之加載方式是採用外部位移控制，以試體之層間變位角(Drift Ratio)做為系統之控制參數：

$$\text{Drift Ratio} = \frac{\Delta}{H_n}$$

其中， $\Delta$ 為外部位移控制計所量測之側向位移； $H_n$ 為試體受力之高度。加載程序採三角形位移波輸出，如圖三所示，各階段最大層間變位角依序為 0.125%、0.175%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%與 6%。

每個層間變位角執行三個迴圈後，再進行下一個層間變位角，在試驗終止之條件上，當層間變位角第一迴圈之強度只剩強度點一半以下時，把三個迴圈做完即可停止試驗，另外考慮試驗之安全性，試驗至後期若有鋼筋斷裂導致試體不穩定時，應立即終止試驗。

### 三、試驗結果

各試體最終破壞情形如圖四。為了進一步探討參數改變對於試體行為之影響，將各試體之載重-位移遲滯迴圈中每個層間位移角第一迴圈對應之最大側力強度以線段連起來繪製成包絡線，以方便後續探討與比較，如圖五，分成鋼筋減量、剪力牆牆厚、植筋方式及增加斜向鋼筋四個參數進行討論。

#### 3.1 降低水平與垂直剪力鋼筋量

由圖五左上 SWHH12、SWLH12 與 SWLL12 三座試體之行為進行探討。從圖中可以觀察到三座試體之行為模式皆差不多，在正向之最大強度由大至小分別為 SWLH12、SWLL12 與 SWHH12，兩座鋼筋減量之試體側力強度皆比標準試體還高；而在負向之最大強度由大至小依序為 SWLH12、SWHH12 與 SWLL12，與正向之結果類似，水平鋼筋減量之試體側力強度略高於標準試體，由於 SWLL12 之邊界構材在層間變位角-0.5%時已出現一切開之滑移裂縫，以至於負向行為無法發展出最大強度，因此側力強度較其他兩座試體低。探討其可能原因，表一中顯示三座試體之混凝土抗壓強度大小依序為 SWLH12、SWLL12、SWHH12，與最大側力強度之順序相符，因此推測於本研究之剪力牆試體，雖然鋼筋減量可能會產生影響但效果不大，反而是混凝土抗壓強度的改變對於側力強度之影響較為明顯。

#### 3.2 剪力牆增加牆厚

由圖五右上 SWLL12 與 SWLL20 兩座試體之行為進行比較與討論。本來對於此兩座試體之設計目的為考慮到鋼筋減量後，所提供之側力強度可能會受到影響而下降，因此希望在低鋼筋量的條件下增加牆厚來達到提升側力強度之目的，由圖中顯示，SWLL20 之包絡線較 SWLL12 略高，表示增加牆厚還是對於提升側力強度有所幫助，但增加之效果不如預期所想，而在層間變位角為-4%時 SWLL20 強度較 SWLL12 低之原因為邊界構材主筋斷裂所

致。

#### 3.3 單排植筋方式在補強上之成效

由圖五左下 SWHH12 及 SWHH12-R 兩座試體之行為進行比較與討論。由圖中可以觀察到，在層間變位角-0.5%至 0.5%之直線斜率，補強試體 SWHH12-R 稍微小於標準試體 SWHH12，表示補強試體之勁度較小，推測可能是牆體與上部結構非一體澆置之關係；而在強度方面，採用本研究建議植筋方式施作之補強試體，其最大側力強度之發展與標準試體差不多，表示此植筋方式對於達強度點時之行為效果還不錯，但對於強度後之行為，補強試體於正向之側力強度衰減較快，與標準試體相比補強試體於後期行為較無法維持強度，根據試驗觀察，牆體中段於後期行為無法有效傳力且逐漸產生一水平滑移面，造成強度快速衰減。

#### 3.4 單排植筋方式搭配斜向鋼筋在補強上之成效

由圖五右下 SWLL20 及 SWLLD20-R 進行比較與討論。在此之設計目的為希望利用斜向鋼筋來達到抑制牆體之滑移現象並比較植筋之效果。由圖中可看出，補強試體之勁度略小於新建試體，與前述之討論相同，表示牆體與上部結構非一體澆置時，整體之勁度會稍微小一點；而在強度表現方面，兩者發展之最大側力強度差不多，但 SWLLD20-R 於後期之強度衰減較 SWLL20 快，不過在負向之測試過程則試 SWLLD20-R 的行為較好。

### 四、結論與建議

本研究之測試量為六座低矮型剪力牆試體，藉由不同參數之改變觀察各試體行為上之差異處，以下將針對本次試驗中之各種特性做總結。

#### 4.1 牆體剪力筋之重要性

根據試驗觀察瞭解到於低矮型剪力牆中，水平剪力筋並非主要傳力機制，隨著高寬比之減少，垂直剪力筋之重要性越趨

重要，因此在進行低矮型剪力牆牆體之設計時，垂直剪力筋之貢獻不容忽視。

## 4.2 牆體厚度

為了方便結構系統之評估，低鋼筋量之鋼筋混凝土隔間牆通常不被納入整體結構分析中，一般認定牆厚 15 公分以下即屬於隔間牆。本試驗中即有一座低鋼筋量且牆厚 12 公分之試體，於試驗觀察中顯示，其同樣能提供相當之側力強度，與同屬低鋼筋量牆厚 20 公分之試體相比，其行為之發展類似，因此於整體結構系統評估時，不宜將鋼筋混凝土之隔間牆忽略。

## 4.3 破壞模式

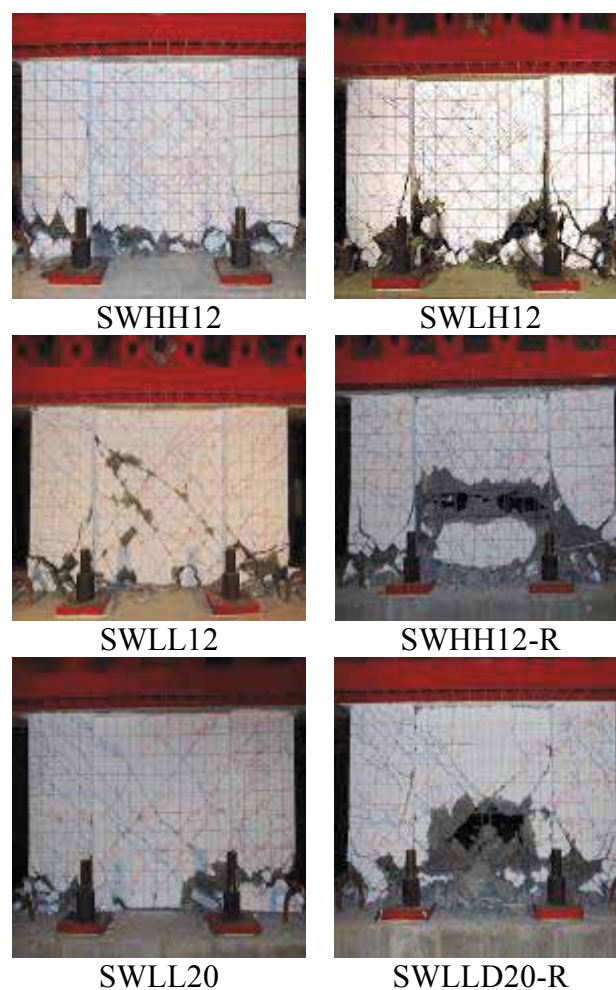
根據試驗觀察顯示，本試驗之六座低矮型剪力牆試體皆為界面剪力摩擦強度不足造成滑移破壞，表示對低矮型剪力牆而言，滑移破壞也為重要之破壞機制，因此除了對角剪力強度之評估外，界面剪力摩擦強度之檢核於低矮型剪力牆試體也需考慮。

## 4.4 單排植筋之補強成效

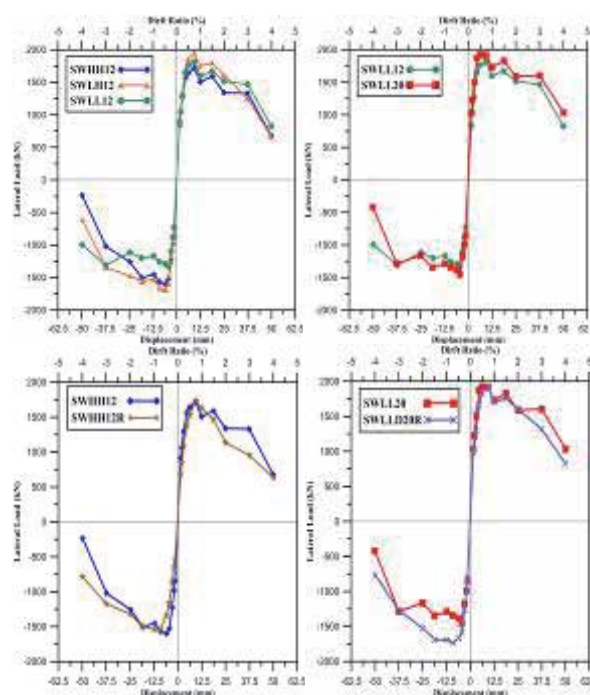
由試驗結果來看，在相同鋼筋量的情況下，以大號鋼筋之單排植筋取代小號鋼筋之雙排植筋施做，在強度上的提供無太大的問題，反而在過強度點後正向之強度衰減較為迅速，此外，於補強施作上也須注意植筋之伸展長度及與牆筋之搭接長度，避免產生非預期性之破壞。

## 參考文獻

1. Fintel, M., "Shear Walls – An Answer for Seismic Resistance?" Concrete International, American Concrete Institute, 1991, pp. 48-53.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318-11R)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.



圖四 各試體最終破壞情形



圖五 試體之載重遲滯迴圈包絡線

# 以現地試驗檢核校舍結構耐震能力之初步評估

鍾立來<sup>1,2</sup> 吳賴雲<sup>2</sup> 林琨偉<sup>3</sup> 楊耀昇<sup>3</sup>

## 摘要

初步評估為校舍耐震能力篩選程序中的一個重要環節，以此簡單、快速、且客觀之方法，可有效縮小校舍耐震問題之規模。初步評估係依據校舍座落之震區、校舍用途、結構及其一樓垂直構件斷面尺寸，估算其耐震容量及耐震需求，再予以評分，倘確有耐震疑慮，則再進入詳細評估。不同於實驗室之試驗，現地試驗能充分反映既有校舍之特性，如材料強度、配筋細節、施工品質及基礎邊界條件等。有鑑於此，本文採用瑞埔國小現地單向側推之試驗結果，從其尺寸及容量曲線(側力與側位移之關係)實測或實算校舍之極限剪力強度、單位樓地板面積之重量、基本振動週期、容許韌性容量及基本耐震性能(耐震容量及需求之比值)，以現地試驗之實測或實算值為基礎，檢核耐震能力初步評估之估算值。經檢核後，該校舍之初步評估結果保守，其基本耐震性能約為現地試驗之 87.47 %

關鍵詞：校舍結構、耐震性能、初步評估、現地試驗

## 一、前言

臺灣位處地震帶，無法全然消弭地震災害，但只要將既有建築及橋梁之耐震性能提昇，必能有效減緩地震災害。本中心致力於校舍結構耐震能力之探討，並提出耐震評估與補強方法，供工程師參考，以共同提昇校舍之耐震性能。

初步評估乃篩選程序之一，具簡單、快速、客觀且保守之特性。在初步評估中，由垂直構件之斷面積及其單位極限側向強度，可估算得極限基底剪力強度；依容許韌性容量，可求得結構系統地震力折減係數；從工址及基本振動週期，可獲得譜加速度；根據校舍作為一般校舍或緊急避難用校舍，取得用途係數；由樓地板面積及其單位樓地板面積之重量，而得結構之全部靜載重。校舍之耐震容量由極限基底剪力強度及結構系統地震力折減係數構成，而其耐震需求則由結構之譜加速度、用途係數及全部靜載重所構成，從而可估算校舍結構耐震容量與需求之比值。

為真實反映老舊校舍之材料強度、基礎邊界、配筋及施工條件等，本中心利用報廢之校舍，在拆除前進行沿走廊方向之現地側推試驗。本文中，以桃園縣瑞埔國小之試驗結果，探討初步評估方法[1]。基於單向側推及反復載重容量曲線之關係，將單向側推試驗之容量曲線，轉換為擬反復載重之容量曲線，進而取得其極限基底剪力強度之實測值。由校舍構件之尺寸，實算校舍之重量，取得其頂樓及二樓單位樓地板面積之重量。根據校舍擬反復載重試驗之容量曲線，得結構之彈性勁度，再配合校舍頂樓及二樓之重量，實算校舍結構之基本振動週期。再將校舍擬反復載重試驗之容量曲線，採用等能量之準則，以完美彈塑性等效之，並取得校舍之等效降伏及極限頂樓位移，實算校舍之容許韌性容量。由現地試驗實測或實算值，檢核校舍結構耐震能力初步評估所估算之極限基底剪力強度、單位樓地板面積之靜載重、基本振動週期、容許韌性容量及基本耐震性能，以確認其保守之程度。

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup>國立台灣大學土木工程學系教授

<sup>3</sup>國立台灣大學土木工程學系研究生

## 二、現地試驗之校舍

瑞埔國小之試體為二層樓鋼筋混凝土加強磚造建築物，每間教室為三跨(圖 1)。經整理後，每層樓有二間教室，校舍之平行走廊方向長 18.6m，垂直走廊方向深 10.8m，各樓層樓高 3.6m，沿走廊方向之窗台為 1.5B 磚造，垂直走廊方向為 1B 隔間磚牆。教室外單側有走廊，走廊外無柱。試體之柱斷面尺寸共分為兩種，分別為 C1 柱 35cm×40cm、C2 柱 24cm×40cm。梁斷面尺寸共分為三種，WB2 梁 40cm×40cm、RB1 梁 24cm×35cm、B1 梁為 35cm×60cm。頂樓樓板厚為 14cm，二樓樓板厚 13cm，頂樓女兒牆高 60cm，二樓女兒牆高 110cm，窗台高 80cm。試體之混凝土平均抗壓強度為 113 kgf/cm<sup>2</sup>，主筋與箍筋之平均降伏強度分別為 3204 及 4386 kgf/cm<sup>2</sup>。

## 三、校舍結構之極限基底剪力強度

地震之本質乃反復施載。瑞埔國小現地試驗即針對同一棟校舍之兩個試驗試體，分別執行單向側推及反復載重試驗，試驗結果顯示，反復載重之最大基底剪力為單向側推之 97%；達最大基底剪力後，反復載重作用之屋頂位移增幅為單向側推之 50%[2]。本文即以轉換為擬反復載重之試驗結果(如圖 2 所示)，檢核校舍耐震能力之初步評估。

初步評估[3]中，極限基底剪力強度  $V_{bs,PE}$  (單位 kgf) 估算為：

$$V_{bs,PE} = \beta(\tau_{CI}A_{CI} + \tau_{CII}A_{CII} + \tau_{CIII}A_{CIII}) \quad (1)$$

其中  $\beta$  為側向強度折減係數，取為 0.9； $\tau_{CI}$ 、 $\tau_{CII}$  及  $\tau_{CIII}$  分別為一樓教室柱、走廊柱及隔間柱單位斷面積之極限側向強度； $A_{CI}$ 、 $A_{CII}$  及  $A_{CIII}$  分別為一樓教室柱、走廊柱及隔間柱之總斷面積。根據文獻[3]，柱單位斷面積之極限側向強度為：

$$\tau_{CI} = 1.8N_F + 4 \quad (2a)$$

$$\tau_{CII} = 1.08N_F + 2.4 \quad (2b)$$

$$\tau_{CIII} = 2.6 \quad (2c)$$

其中  $N_F$  為校舍之樓層數。

瑞埔國小標準試體擬反復試驗之最大基底剪力  $V_{bs,EX}$  為 117.71 tf。該試體一樓有教室柱 14 根，總斷面積 19,600 cm<sup>2</sup>；隔間柱 3 根，總斷面積 2,880 cm<sup>2</sup>；可算得初步評估之極限基底剪力強度  $V_{bs,PE}$  為 140.80 tf，乃試驗  $V_{bs,EX}$  之 119.6%。

## 四、校舍單位樓地板面積之靜載重

初步評估中，由樓地板面積可估算校舍之全部靜載重  $W_{PE}$  為：

$$W_{PE} = \sum_{i=2}^{N_F} w_{iF,PE} A_{iF} + w_{RF,PE} A_{RF} \quad (3)$$

其中  $A_{iF}$  為第  $i$  層之樓地板面積； $w_{iF,PE}$  為第  $i$  層單位樓地板面積之重量。初步評估中，頂層與其他樓層單位樓地板面積之重量分別為  $w_{RF,PE} = 750$  及  $w_{iF,PE} = 900 \text{ kgf/m}^2$ ， $i = 2, 3, \dots, N_F$ 。

實算瑞埔國小校舍頂樓與二樓之總重分別為 145.27 與 168.46 tf，全部靜載重  $W_{EX}$  為 313.73 tf，初步評估之  $W_{PE}$  為 331.45 tf，乃實算之 105.7%。實算各樓層單位樓地板面積之重量分別為  $w_{RF,EX} = 723$  與  $w_{2F,EX} = 839 \text{ kgf/m}^2$ ，初步評估之  $w_{RF,PE}$  及  $w_{2F,PE}$  乃實算值之 103.7% 與 107.3%。

## 五、校舍結構之基本振動週期

假設校舍結構之基本振形為  $\phi_1 = [1 \quad 0.5]^T$ ，由重量矩陣  $\mathbf{W}$ ，可算得基本振模之重量  $\overline{W}_1$  為：

$$\overline{W}_1 = \phi_1^T \mathbf{W} \phi_1 = W_{RF,EX} + 0.25W_{2F,EX} \quad (4)$$

在現地試驗中，頂樓及二樓之側向施力分配為  $F_{RF} : F_{2F} = 1 : 0.5$ ，而側力與側位移之關係為：

$$\begin{bmatrix} F_{RF} \\ F_{2F} \end{bmatrix} = \mathbf{K} \phi_1 \Delta_{RF} = \mathbf{K} \begin{bmatrix} 1 \\ 0.5 \end{bmatrix} \Delta_{RF} \quad (5)$$

其中  $\mathbf{K}$  為結構之勁度矩陣； $\Delta_{RF}$  及  $\Delta_{2F}$  分

別為頂樓及二樓之側位移。在等式之左右兩側，分別以  $\phi_1^T$  乘之，可得：

$$1.25F_{RF} = \bar{K}_1 \Delta_{RF} \quad (6)$$

其中  $\bar{K}_1$  為結構基本振模之勁度。基底剪力  $V_{bs}$  為頂樓側力  $F_{RF}$  及二樓側力  $F_{2F}$  之疊加，可表示為：

$$V_{bs} = 1.5F_{RF} = \frac{1.5\bar{K}_1\Delta_{RF}}{1.25} \quad (7)$$

由前四式可實算結構之基本振動週期為：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1.5(W_{RF} + 0.25W_{2F})\Delta_{RF}}{1.25gV_{bs}}} \quad (8)$$

在校舍結構耐震能力之初步評估中，依規範[4]所定，剛構架、且無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材之鋼筋混凝土校舍，其基本振動週期  $T$  之經驗公式為：

$$T = 0.070h_n^{3/4} \quad (9)$$

其中  $h_n$  為校舍基面至屋頂面之高度。

在現地試驗中，當基底剪力上升至其極限值之 0.7 倍，即  $V_{bs} = 0.7V_{bs,EX} = 82.4$  tf 時，對應之頂樓位移為  $\Delta_{RF} = 1.739$  cm，故可實算基本振動週期為  $T_{EX} = 0.437$  s。在初步評估中，基本振動週期為  $T_{PE} = 0.308$  s，為實算  $T_{EX}$  之 70.4%。

## 六、校舍結構之容許韌性容量

將現地試驗之容量曲線採完美彈塑性曲線等效之。當基底剪力下降至其最大值之 0.8 倍時，視為韌性用盡，此時屋頂位移即為等效極限位移  $\Delta_{RF,u}$ 。當基底剪力上升至最大值之 0.7 倍時，對應之屋頂位移為  $\Delta_{RF,0.7Vmax}$ ，故可算得結構之彈性勁度  $k = 0.7V_{bs,EX} / \Delta_{RF,0.7Vmax}$ 。容量曲線下之面積即為儲存之能量  $U_{VA}$ ，令兩容量曲線之儲存能量  $U_{VA}$  相同，即：

$$\frac{0.7V_{bs,EX}\Delta_{RF,y}}{2\Delta_{RF,0.7Vmax}}(2\Delta_{RF,u} - \Delta_{RF,y}) = U_{VA} \quad (10)$$

韌性容量  $R_{EX} = \Delta_{RF,u} / \Delta_{RF,y}$ ，為等效極

限  $\Delta_{RF,u}$  及降伏位移  $\Delta_{RF,y}$  之比值，其解為：

$$\frac{1}{R_{EX}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2U_{VA}\Delta_{RF,0.7Vmax}}{0.7V_{bs,EX}\Delta_{RF,u}^2}} \quad (11)$$

若校舍座落於第一、二及三類地盤，則結構之容許韌性容量  $R_{a,EX}$  為：

$$R_{a,EX} = 1 + (R_{EX} - 1)/1.5 \quad (12)$$

在瑞埔國小試驗中，對應  $0.7V_{bs,EX}$  時之頂樓位移  $\Delta_{RF,0.7Vmax}$  為 1.739 cm；當基底剪力下降至  $0.8V_{bs,EX}$  時，對應之頂樓位移為  $\Delta_{RF,u} = 10.728$  cm，儲存之能量為  $U_{VA} = 1074.0$  tf-cm，實算得結構之韌性容量及容許韌性容量分別為  $R_{EX} = 4.515$  及  $R_{a,EX} = 3.343$ 。初步評估之容許韌性容量估算為  $R_{a,PE} = 2.2$ ，為實算之 65.8%。

## 七、基本耐震性能

規範[4]規定之結構最小設計水平總橫力  $V$  為：

$$V = \frac{S_{ad}I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (13)$$

其中  $S_{ad}$  為工址設計水平加速度反應係數； $I$  為用途係數； $W$  為結構全部靜載重； $\alpha_y$  為起始降伏地震力放大係數； $F_u$  為結構系統地震力折減係數。經移項後，可得校舍結構耐震容量及耐震需求之比值為：

$$R_{CD} = \frac{1.4\alpha_y V}{S_{ad}IW/F_u} = \frac{V_{bs}}{S_{ad}IW/F_u} \quad (14)$$

為便於表示，將  $R_{CD}$  放大 100 倍，使之成為校舍之基本耐震性能  $E$ ：

$$E = 100R_{CD} = (100) \frac{V_{bs}F_u}{S_{ad}IW} \quad (15)$$

瑞埔國小試體擬反復試驗之極限基底剪力強度為  $V_{bs,EX} = 117.71$  tf；該校舍作為一般校舍， $I = 1.25$ ；校舍全部靜載重為  $W_{EX} = 313.73$  tf；校舍基本振動週期為  $T_{EX} = 0.437$  s；校舍座落於桃園縣楊梅鎮，

震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數為  $S_S^D = 0.6$  及  $S_1^D = 0.35$ ，近斷層調整因子為  $N_A = 1.0$  及  $N_V = 1.0$ 。另假設為第二類地盤，工址放大係數為  $F_a = 1.1$  及  $F_v = 1.4$ ，工址短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為  $S_{DS} = 0.66$  及  $S_{D1} = 0.49$ ，工址反應譜短週期與中長週期之分界為  $T_0^D = S_{D1}/S_{DS} = 0.742\text{ s}$ ，工址設計水平加速度反應譜係數為  $S_{aD,EX} = S_{DS} = 0.66$ ；容許韌性容量為  $R_{a,EX} = 3.343$ ，結構系統地震力折減係數為  $F_{u,EX} = 2.385$ ；可算得結構之基本耐震性能  $E_{EX} = 108.5$ 。

在初步評估中，極限基底剪力強度為  $V_{bs,PE} = 140.80\text{ tf}$ ；校舍全部靜載重為  $W_{PE} = 331.45\text{ tf}$ ；工址設計水平加速度反應譜係數為  $S_{aD,PE} = S_{DS} = 0.66$ ；容許韌性容量為  $R_{a,PE} = 2.2$ ，結構系統地震力折減係數為  $F_{u,PE} = 1.844$ ；初步評估之基本耐震性能  $E_{PE} = 94.9$ ，為實算之 87.5%。

## 五、結論

本文以瑞埔國小現地試驗結果檢核耐震能力之初步評估。初步評估所得極限基底剪力強度略大於實驗值，此乃因混凝土真實抗壓強度低於初步評估之假設值，且部分柱之保護層厚度達 10cm；初步評估之容許韌性容量為實算之 65.8%，甚為保守；初步評估之全部靜載重估算值為實算之 105.7%，初步評估高估其靜載重；初步評估之基本耐震性能為實算之 87.5%，初步評估結果仍屬保守。

## 參考文獻

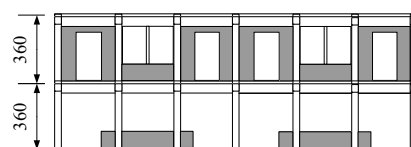
1. 鍾立來、吳賴雲、林琨偉、楊耀昇、連冠華，「以現地試驗檢核校舍耐震能力之初步評估」，中國土木水利工程學刊，第二十四卷，第三期，第 299-311 頁 (2012)。
2. 翁元滔、林克強、黃世建、邱聰智，「桃

園縣瑞埔國小校舍耐震性能現地試驗－標準構架試體擬動態與反覆側推試驗」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-004，台北(2008)。

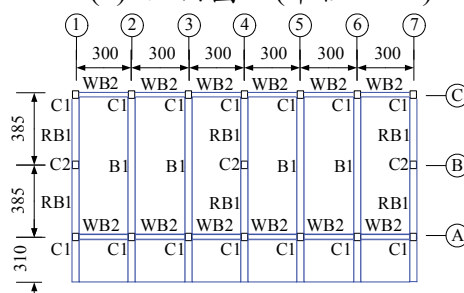
3. 蘇耕立，「台灣中小學校舍結構耐震能力初步評估方法之探討」，國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北(2008)。
4. 內政部，建築物耐震設計規範與解說，內政部，台北(2011)。



(a) 照片



(b) 立面圖 (單位：cm)



(c) 平面圖 (單位：cm)

圖 1 瑞埔國小現地試驗之校舍

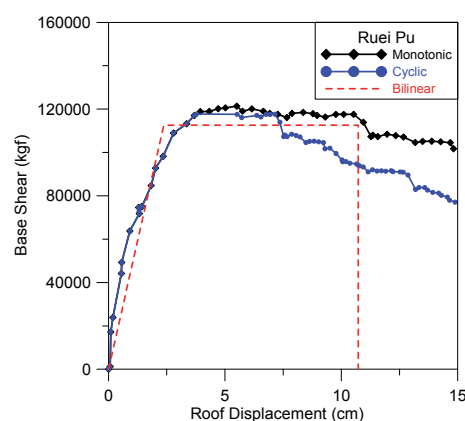


圖 2 瑞埔國小現地試驗之容量曲線

# 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版

蕭輔沛<sup>1</sup> 鍾立來<sup>2,6</sup> 葉勇凱<sup>2</sup> 簡文郁<sup>2</sup> 邱聰智<sup>3</sup> 周德光<sup>4</sup>,

楊耀昇<sup>5</sup> 翁樸文<sup>3</sup> 沈文成<sup>3</sup> 趙宜峰<sup>3</sup> 黃世建<sup>6</sup>

## 摘要

歷來台灣地區發生的幾次強震中，校舍損毀情況相當嚴重，因此，針對中小學校舍進行耐震評估及補強實乃當務之急。本研究團隊前於 97 年出版 08-023 手冊第一版後，陸續辦理多場講習會，並持續收到諸多寶貴意見，故將所得意見彙整，並經過研究探討後，對手冊部份內容進行修正，於 2009 年續以編修為第二版。另教育部於 2009 年起提出「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，持續投入經費補助各縣市政府辦理校舍耐震能力評估與補強作業，計畫執行期間蒙獲業界青睞採用本手冊所建議之評估方法，作為耐震評估與補強之實用工具，三年多來，陸續收集不少業界之經驗回饋，本團隊亦積極籌畫手冊第三版之更新。為使耐震詳細評估方法更為合理並接近實際情形，並針對部份傳統補強工法之標準圖說及施工注意事項加以闡述，出版第三版之技術手冊，此外，針對此手冊所提評估方法之名稱，亦於第三版中予以更名。

關鍵詞：校舍、耐震評估、耐震補強

## 一、前言

歷來台灣地區發生的幾次強震中，校舍損毀情況相當嚴重，乃因傳統校舍多呈一排教室相連之方式，在預算逐年編列之情況下，未能作整體規劃，一排教室往往分期建造，垂直或水平增建，造成耐震缺失，遂帶來耐震不足之後遺症。

本中心前於 2008 年彙整國內外鋼筋混凝土構件實驗及實尺寸結構試驗之相關研究成果，出版校舍結構耐震評估與補強技術手冊(NCREE-08-023)[1]，供工程師參考。手冊發表後，為使工程師了解本手冊之耐震能力詳細評估方法，本團隊舉辦多場講習會，包含技術手冊講習會、詳細評估實作講習會及補強設計實作講習會，收到許多產官學界之意見與提問，故第二版

手冊[2]彙整所得意見，經研究探討後，將手冊內容進行修正，並針對與會人員之提問，以更簡明之敘述呈現至手冊中，使此耐震評估方法更為合理且接近實際情形，亦讓使用者更容易瞭解此耐震評估方法。

教育部於 2009 年起執行「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，持續投入經費補助各縣市政府辦理校舍耐震能力評估與補強作業，期能儘早改善臺灣既有校舍之耐震能力。執行期間蒙獲業界工程師青睞採用本手冊所建議之耐震能力詳細評估方法，作為低矮型鋼筋混凝土校舍進行耐震評估分析與補強能力確認之實用工具，三年多來，陸續收到不少業界之經驗回饋，故本團隊積極籌畫第三版之更新。本中心另邀集專家學者針對數種傳統補強工法，提出擴柱補強、翼牆

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心助理技術師

<sup>5</sup>國立台灣大學土木工程學系研究生

<sup>6</sup>國立台灣大學土木工程學系教授

補強及RC牆補強等工法之標準圖說與施工注意事項，可作為工程師進行補強設計時之參考。

業界習慣稱本手冊所建議評估方法為NCREE法，為避免名稱誤用，故於新版手冊中將正式定名為TEASPA (Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis)，作為與其他評估方法之區隔，並利於日後將此方法推廣國際。第三版手冊預計於2013年度上半年付梓成冊，定稿前將舉辦專家學者座談會，茲以溝通說明，並收納各界對本版新修正內容之意見與建議，避免日後推行之窒礙。本手冊共包含七章，分別介紹歷年地震下之校舍震害、設計地震與補強目標、建築物現況調查與檢測項目、耐震詳細評估方法、適用於低矮型RC校舍之傳統耐震補強工法及耐震資料庫(耐震資訊網平台)。此外，因評估方法之非線性鉸計算略有修正，本團隊所提供之耐震詳細評估輔助分析程式亦隨之更動，對應之文字輸入檔格式亦稍作改變。為使工程師可充分了解手冊中之內容及實務工作中之流程，手冊中輔以三份附錄，分別介紹側推分析軟體、耐震詳細評估輔助分析程式使用說明，以及用一棟三層樓之校舍結構作為示範例，依手冊介紹之評估方法與補強工法進行該示範例校舍之耐震能力詳細評估與補強設計，供工程師使用時參考。

## 二、改版修正內容

本手冊第一版於2008年出版後，歷經改版之手冊第二版，多年來已陸續辦理多場講習會，與產、官、學界先進交流，獲致相當多寶貴意見與建議，今再據以更新為第三版。主要修正部分羅列如下：

- (1) 側力豎向分配：台灣早期校舍常因分期興建或校園規劃，部份校舍在平面或立面上之對稱性不佳，故在進行耐震評估時，若側力之豎向分配均採用倒三角形分布，恐未能真實反映其受地震之作用。故本中心於2010年7月15日邀集專家學者召開「校舍耐震評估方法(側

推分析)諮詢會議」，經與會專家學者充分討論後，建議進行側推分析時，其側力之豎向分配比例應依側推方向之主控模態，計算側力之豎向分配比例，如此可按不同之結構特性，較真實反映其受地震作用下之行為。故本版修改前二版建議之倒三角形分配，改以主控模態振幅於側推方向分量之分配進行側推分析，而各樓層側力則作用於該樓層之質心點。

- (2) RC 構件開裂斷面之撓曲剛度：於手冊第一版(NCREE-08-023)建議 RC 柱構件開裂斷面之撓曲剛度為  $E_c I_{cr}$ 。於第二版(NCREE-09-023)中乃參照美國混凝土結構之規範 ACI318-05[3]，RC 柱構件開裂斷面之撓曲剛度由  $E_c I_{cr}$  修正為  $E_c I_{cr} / 2$ ，梁構件開裂斷面之撓曲剛度由  $E_c I_{cr}$  修正為  $E_c I_{cr} / 3$ ，分析結果更為保守，然卻容易造成在彈性分析時，結構振動週期過大之情形。故本版乃於柱構件側力與側位移關係曲線上  $(0,0)$  點之前新增一降伏彎矩點  $(M_y, \Delta_y)$ ，並將開裂斷面之撓曲剛度調整為  $E_c I_{cr} / 2$ 。如圖一所示。
- (3) 極短柱與極短梁之剪力強度估算：對於鋼筋混凝土構件之剪力強度，前版係採用 ACI 318 規範之建議公式，對於極短柱與極短梁(高寬比或跨深比小於2者)剪力強度之估算並不準確，估算結果恐高估鋼筋所提供之剪力強度貢獻。故本版將採用軟化拉壓桿模式(Softened Strut-and-Tie Model, SST)作為前述剪力強度之計算，供極短柱與極短梁合理之剪力強度估算。
- (4) 梁剪力非線性鉸設定位置：前版已有針對梁剪力非線性行為進行說明，亦在本團隊所提供之耐震詳細評估輔助分析程式中，已自動計算梁之剪力非線性鉸參數，惟未將梁剪力非線性塑鉸直接自動設定至梁上適當位置，乃由工程師判斷是否需將梁剪力非線性鉸加於梁上。因側推過程中可能造成跨深比較大之梁構件產生非線性行為，當梁兩端之彎矩在側推過程中持續增加時，將造成

梁構件之剪力變大。雖然梁產生剪力最大值通常為梁之兩端，但為便於判讀分析結果，本版將補充說明梁剪力非線性鉸可設定於梁之中央處，以反映當梁構件剪力非線性之行為。

- (5) 地梁之基礎模擬方式：工程師執行耐震能力詳細評估時，時常關心基礎與地梁之模擬問題，故本版彙整專家學者之研究與意見，建議一套考慮地梁之基礎模擬方式，可作為耐震能力評估與補強時，對淺基礎之模擬參考，並建議土壤彈簧之計算公式，可適用於校舍結構在進行分析模擬時，一併考慮地梁處側向土壤彈簧之影響，可使分析結果更符合校舍之實際條件。
- (6) 補強圖說與施工注意事項：為提昇校舍耐震補強工程之品質，以凝聚共識並減少爭議，本中心自 2011 年 4 月起，由校舍專案辦公室成立「校舍結構耐震補強工程參考圖說」工作小組，擬定符合力學需求，並兼顧實際施工性之補強圖說與施工注意事項[4]，相關圖說及文件已完成並公告於校舍耐震資訊網，供工程師參考使用。針對工程師最常用之補強方法，包含擴柱補強、翼牆補強及 RC 牆補強等工法，本版手冊配合前述工作小組之建議，納入相關補強圖說及補強施工注意事項，以利業界參考採用。圖二、圖三及圖四分別為擴柱、翼牆及 RC 牆補強斷面之立面圖。
- (7) 示範例：在手冊第二版中，為使工程師了解手冊之評估方法與計算程序，便以一棟三層樓之校舍作為示範例，評估其耐震能力，經確認其耐震能力不足時，即以四種傳統補強工法進行補強設計，並確認其補強後之耐震能力。因第三版手冊已針對分析方法與構件非線性鉸參數略作調整，故第三版手冊之示範例亦針對新版修改內容，重新計算並設定非線性鉸參數、將地梁與基礎納入分析模型，重新執行非線性側推分析。如圖五所示，分析模型中已考慮梁之剪力非線性鉸設定與基礎模擬。

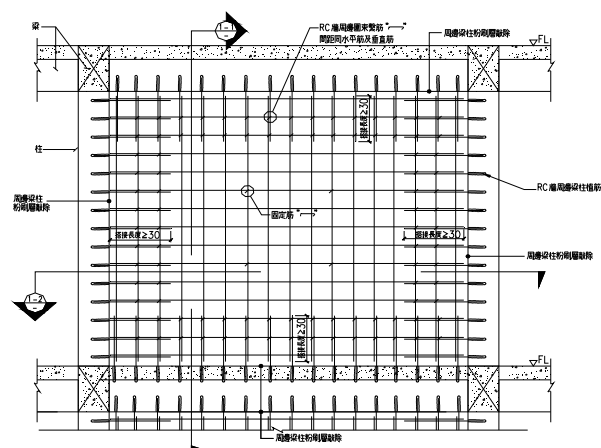
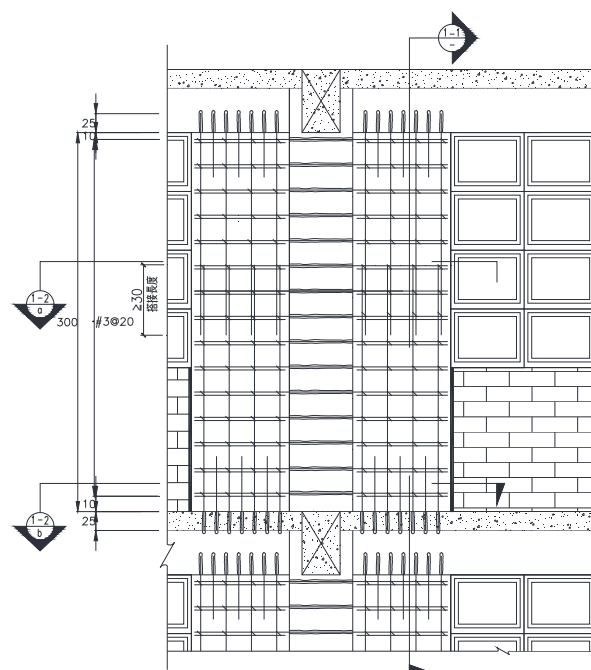
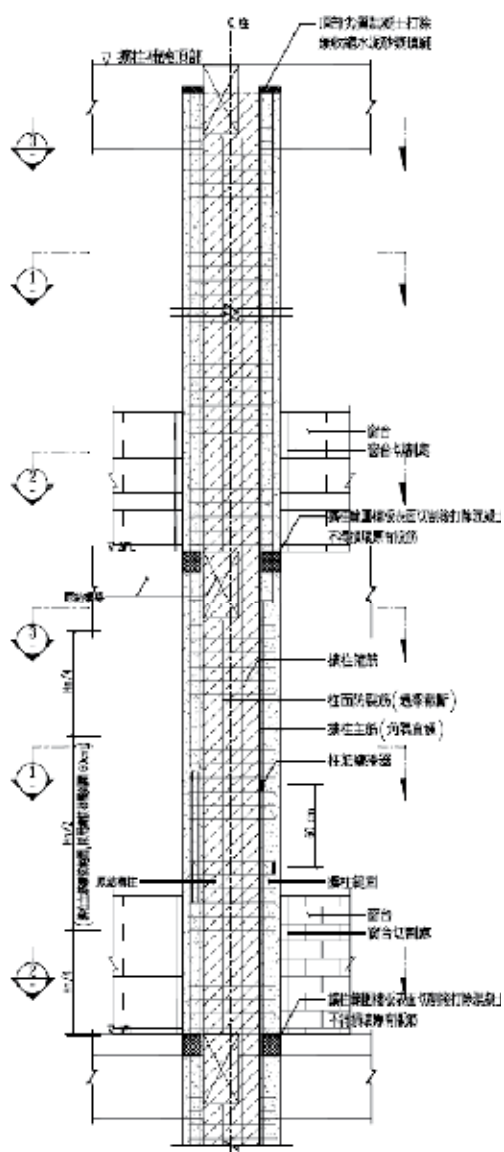
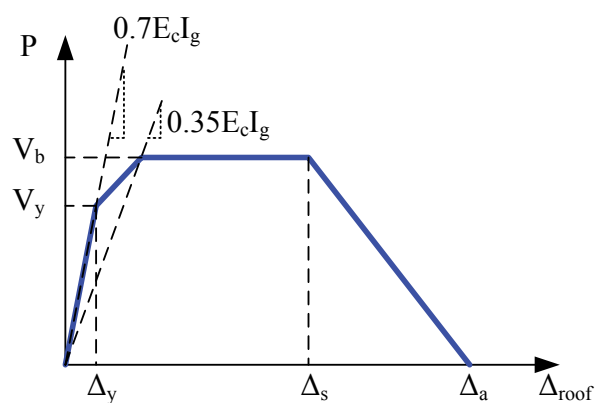
### 三、結語

本團隊自 2008 年起陸續完成「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」(NCREE-08-023)與「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版」(NCREE-09-023)後，並持續舉辦多場一系列之講習會，分別包含有技術手冊、詳細評估(容量震譜法)及補強設計等，並將講習內容進行整合，使舊雨新知均能在最短時間內掌握非線性側推分析之理論與技巧。

第二版手冊推出後，仍廣收各界所提出之建議與意見，故本次改版即以各界所提之建議意見，針對側力之豎向分配方式、RC 構件開裂斷面之撓曲剛度、柱構造之降伏彎矩、極短柱與極短梁之剪力強度估算、梁剪力非線性鉸設定位置、地梁之基礎模擬方式、補強圖說與施工注意事項與示範例，進行編修與改版，期有助於工程師執行耐震評估與補強之業務。本團隊亦將持續接收各界對本手冊之指教與建議，期下版手冊更為便利與準確。

### 參考文獻

1. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-023，2008 年。
2. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啓祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-09-023，2009 年。
3. ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
4. 中國土木水利工程學會，「混凝土工程施工規範(土木 402-94)」，台北，2005 年。



# 大直橋橋梁安全監測示範計畫

李政寬<sup>1</sup>

## 摘要

橋梁安全即時監測技術是橋梁管理機關需要的工具，也是國家地震工程研究中心持續研發的工作項目之一，而如何經濟有效地監測「長距多跨」橋梁的即時狀態，一直是研發工作的最大瓶頸。國震中心近年來在光纖感測儀器製作、光纖熔接技術、以及通訊能力上，有了大幅度的進步，故開始挑戰「長距多跨」橋梁的即時監測。本中心取得了台北市政府同意，在大直橋佈設光纖監測系統，希望以本案為例，向全國的橋梁主管機關介紹新一代的「全方位全橋光纖監測」技術。

關鍵詞：光纖監測、橋梁安全監測、橋梁高程線型、長距多跨橋梁

## 一、橋梁監測需求

台灣目前約有二萬八千多座橋梁，常受地震與颱風威脅，而且又有超載與老劣化問題，耐久性與安全性日益堪慮，所以橋梁安全檢測工作越來越重要。目前的檢測工作可分成三大類。第一類為經常性檢測，如日檢測，檢測橋面以上與行車安全和服務性有關之構件；半年檢測：檢測對橋梁安全性有影響之河道狀況。第二類為定期檢測，每年或每兩年對橋梁所有構件全面檢測。第三類為臨時檢測，颱風、豪雨、地震等天災時，檢測構件劣化情形。因此，有需要發展一套經濟的光纖監測系統，隨時監測橋梁，同時協助橋梁安全檢測工作。為能展示光纖監測之優點，本研究將以台北市大直橋作為示範例。

## 二、大直橋簡介

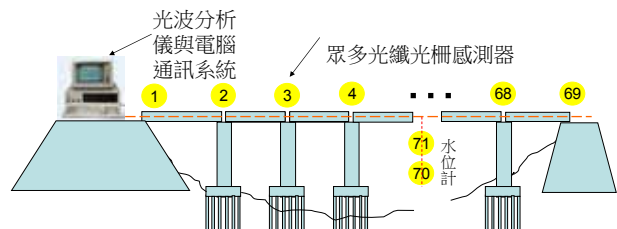
大直橋橫跨基隆河兩岸，南接濱江街，北接大直地區，是台北市中山區的一座重要橋梁。橋梁於2002年6月23日完工通車，米白色的橋梁，共有十一跨：北側三跨為箱型鋼梁；南側五跨為預力混凝土箱型梁；中間三跨為釣竿式斜張鋼梁。斜張橋搭配紅色的鋼纜，醒目耀眼，成為代表台北市之景觀橋梁(圖一)。



圖一 大直橋景觀

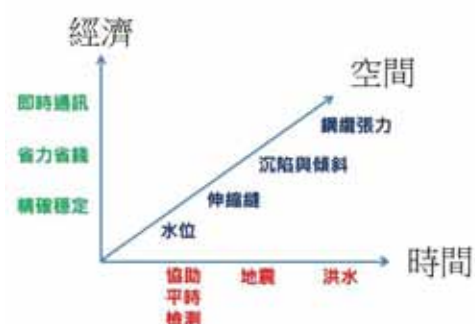
## 三、全方位全橋光纖監測系統簡介

為滿足「長距多跨」橋梁安全監測之需求，國震中心經過數年的研發與整合，開發了「全方位全橋光纖監測系統」，目的是協助橋梁管理者隨時掌握橋梁安全狀態，利如：洪水水位、伸縮縫距離變化、橋梁高程線形、斜張鋼纜張力等等，與安全性最直接相關的監測數據(圖二)。



圖二 「長距多跨」的橋梁安全監測系統

<sup>1</sup> 國家地震工程研究員副研究員



圖三 監測系統特性

「全方位全橋纖監測系統」能監測「長距多跨」橋梁，故可應用於：(1)橋梁平時的

檢測作業。(2)地震時與地震後的橋梁安全監測。(3)洪水時與洪水後的橋梁安全監測。可以說，此監測系統是專為防救災管理而設計的(圖三)。

#### 四、本技術研發關鍵點

本研發之技術關鍵點，在於跳脫以往將光纖光柵作為應變計之想法，而改以接頭製作，再加上結合其他物理原理之應用，成為精密之感測器。表一比較目前商用產品與本研究產品之差異。

表一 目前商用產品與本研究特點之差異

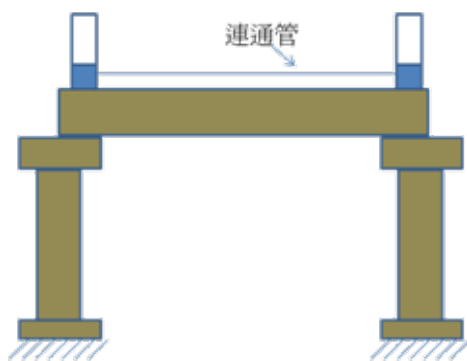
|           | 目前商用產品                                 | 本研究特點                             |
|-----------|----------------------------------------|-----------------------------------|
| 使用示意與使用比較 |                                        |                                   |
|           | 將光柵黏貼或埋入於橋梁，作為應變計。                     | 製作接頭並給予預力，成儀器元件後，再結合其它物理原理，組成儀器。  |
| 光柵數量      | 橋梁現場熔接，因現場環境惡劣，埋設困難，單一光纖之光柵數量超過十個相當困難。 | 提升熔接技術。單一光纖之光柵數量可達三十多個。           |
| 應用特徵與訊號解讀 | 能直接了解局部結構應變，但橋梁大範圍的表現較難掌握。             | 儀器具明確物理量。大量儀器大範圍佈設，較能掌握長橋眾多的安全特徵。 |

#### 五、光纖「沉陷與傾斜」感測計介紹

光纖「沉陷與傾斜」感測計，能監測橋梁高程，是本監測系統的最大特色。它是利用連通管原理與浮力原理，監測橋梁高度的變化(圖四)，根據設計尺寸，儀器可精準至 1mm 等級，高解析度對橋墩是否發生沉陷或傾斜的監測十分有幫助。

#### 六、大直橋「全方位全橋光纖監測系統」佈設

國震中心於大直橋全橋，安裝鋼纜振動計、橋梁高程計、角度計、伸縮縫位移計、水位計等儀器，如表二、圖五說明。



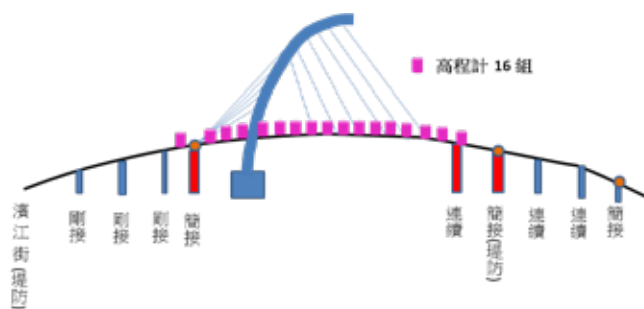
圖四 光纖「沉陷與傾斜」感測計

表二 大直橋全橋，佈設儀器的種類、用途、數量

|       | 用途             | 數量   |
|-------|----------------|------|
| 鋼纜振動計 | 張力分析           | 22 個 |
| 高程計   | 大梁高程形狀<br>橋墩沉陷 | 16 個 |
| 雙向角度計 | 橋墩傾斜           | 3 個  |
| 位移計   | 伸縮縫變位          | 10 個 |
| 水位計   | 警戒水位<br>行動水位   | 2 個  |



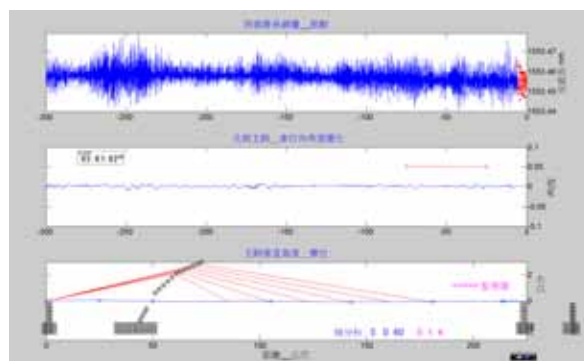
圖五(a) 儀器現場佈設與完成照片



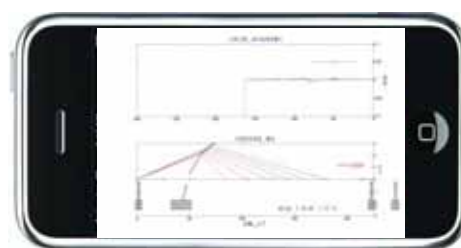
圖五(b) 高程計佈設

## 七、監測數據分析

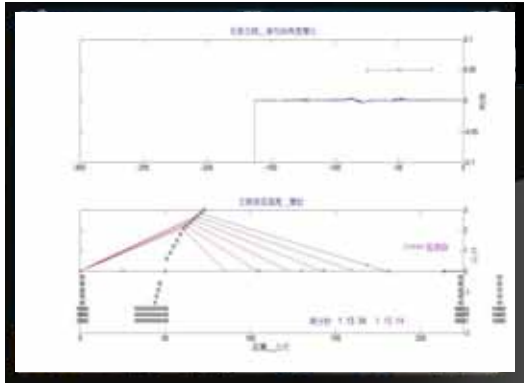
即時的監測數據傳回至國震中心，電腦立即分析數據，繪示如圖六。圖六(a)之上圖為最長鋼纜的振動、中圖為大梁的轉動、下圖為大梁的高程線形。動態訊息即時呈現於電腦畫面。圖六(b、c)展示本系統可結合目前大眾常用的行動手機與平板電腦，即時呈現橋梁安全資訊。



圖六(a) 監測數據繪示：上圖為鋼纜振動、中圖為大梁轉動、下圖為大梁高度



圖六(b) 系統結合常用的行動手機  
橋梁安全資訊即時呈現



圖六(c) 系統結合常用的平板電腦橋梁安全資訊即時呈現

## 八、成本與功效比較

在相同的佈設條件下，本系統的成本約為傳統電子式監測系統之二分之一至三分之一左右。然而，目前電子式監測系統，多為國外引進，甚至多數是軟體亦為國外的工程人員所撰寫，但本系統之各項軟硬體，除資料擷取器外，均由國震中心自行研發製作，而且，高程自動化量測系統、動態變形反應視覺化、眾多鋼纜振動同步量測、長距多跨橋梁之伸縮縫監測，均屬國內首創，目前並無類似產品。

## 九、推廣應用

本系統可推廣應用至高鐵、公路、捷運及台鐵等各式高架橋梁，協助交通系統平時之檢測工作，或災變發生後，交通系統快速自我檢測之作業，以利運輸系統回復正常功能。

## 十、結語

防救災是與時空賽跑的工作，本中心「全方位全橋光纖監測系統」如千里眼，擁有顯微鏡般的能力，能隨時方位即時監測長橋，協助提升用路安全。經過多年的研發與系統整合，國震中心終於能夠自製感測器與整合通訊系統，使得「長距多跨」橋梁安全監測的理想，將逐漸成真。

# 河川橋梁之洪水下穩定性能研究(II)

洪曉慧<sup>1</sup> 陳筱安<sup>2</sup> 黃仲偉<sup>3</sup>

## 摘要

本研究結合分析與試驗探討橋梁結構在不同流速、水深、基礎裸露深度與不同程度漂流物淤積狀態下之耐洪能力。本計畫分三年進行，本報告綜整第二年之研究成果，內容包括實驗與分析兩部分。實驗部分針對沉箱基礎橋墩之單墩進行洪水下穩定試驗，以不同尺寸之木板模擬漂流物淤積於墩前之情況，實驗結果證實漂流物淤積對橋墩穩定性之不良影響。分析部分以 ABAQUS 有限元分析軟體針對實驗所設計之單墩沉箱基礎進行驗證，考慮之參數包括水流速度與漂流物淤積之範圍等，分析結果間接證實當墩前淤積物越大時，橋墩底部的沖刷會越嚴重。

關鍵詞：墩前淤積、沖刷、水流力

## 一、前言

本研究旨在探討河川橋梁在颱風狀態下受水流力作用之穩定性。台灣地區河川坡陡流急，每當颱風挾帶豪雨來襲時，常會對橋墩基礎附近產生局部沖刷，加重基礎裸露程度，而颱風與高速行進之水流與浮木也會對橋體與裸露之基礎作用不小的水平力，進而危及橋梁整體之安全與穩定性。此外，依據過去勘災經驗，已證實橋墩或上部結構附近淤積之漂流物會使橋體所受之作用力產生加乘效果，工程師需仰賴可靠的分析步驟估計此等作用力，才可合理地評估橋梁之安全性。

民國 98 年 8 月莫拉克颱風造成台灣很多橋梁倒塌，經由颱風後之檢測發現很多倒塌的橋梁附近堆積有很多殘留之漂流物，包括浮木、樹枝與垃圾等，因此一些專家相信漂流物淤積應是造成這些橋梁崩塌的原因之一。在實際狀態下，漂流物淤積之程度和沖刷深度及水流速度會互相影響，而建立其彼此間之相互關係需仰賴進一步之實驗，故本研究期望透過實驗將漂流物淤積、沖刷深度與水流速度間之關係明朗化，此外也希望透過數值模擬瞭解漂

流物淤積對橋墩之影響。

## 二、試驗環境與模型建置

本研究第二年度規畫之實驗為針對沉箱基礎橋墩之單墩進行不同速度水流衝擊下之穩定試驗，以不同尺寸之木板模擬漂流物淤積於墩前之情況。本研究亦使用荷重計量測水流力透過墩前淤積之木板對橋墩造成之壓力，故本實驗可獲得不同程度漂流物淤積狀態下，不同流速水流力對橋墩所作用之壓力以及其引致之沖刷深度。

本實驗於台大大型多功能水槽(圖一 a)進行，試驗水槽長 37 公尺，寬 1 公尺。單墩模型之縮尺比例為 1:36，模型總高為 77 cm，含柱身高度 22 cm，帽梁高度 7 cm，沉箱高度 48 cm。試驗以 30×10 cm、40×10 cm 以及 50×10 cm 三種不同尺寸之矩形木板固定於沉箱基礎前方，模擬不同程度之漂流物淤積。由於實驗過程中需即時量測沖刷深度，因此本研究規劃一透明壓克力沉箱基礎橋柱(圖一 b)，其形狀仿照一般混凝土橋墩設計再內填鉛球以使其總重合乎一般混凝土橋墩之自重，並在內部安裝四顆攝影機(圖一 c)以即時監看沖刷情況。本

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>3</sup> 中原大學土木工程學系副教授

研究設計一荷重計及其夾具，此設計可將荷重計安裝於木板與橋墩試體中間(圖一 d)，以此了解當此橋墩受水流力之衝擊時，水流力透過木板對橋墩施加之推力。荷重計之設計為在其環狀處平均黏貼四片應變計，將其接收訊號數據平均後即可得水流力透過木板對橋墩所施加之外力。荷重計安裝方式為將其鎖於客製化夾具以固定於橋墩沉箱基礎前方，並將本試驗所規畫之不同尺寸的木板鎖於荷重計上，即完成橋墩試體整體之配置(圖一 e)。



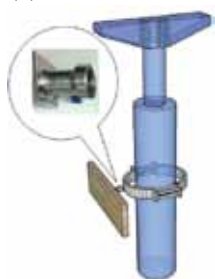
(a) 台大大型多功能水槽試驗模型



(b) 縮尺模型整體



(c) 攝影機安裝位置



(d) 壓力計安裝位置及其放大圖



(e) 橋墩與壓力計結合後之整體模型

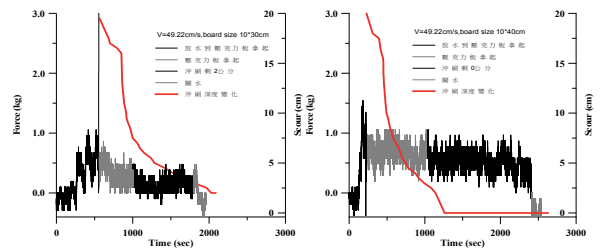
圖一 試驗模型

#### 四、試驗結果與探討

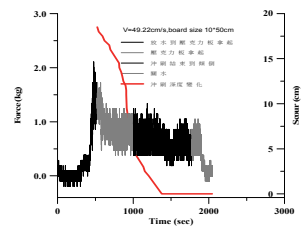
本研究所規劃之試驗除改變木板尺寸外，亦搭配 39.81cm/s、49.22cm/s 以及 56.56cm/s 三種不同的水流速度，再加上無安裝木板搭配三種流速之情況，共計 12

組試驗。每一次試驗結果可獲得三種數據曲線，其一為安裝於橋墩上方速度計之速度反應，其二為水流力透過木板對橋墩所造成之施力變化，其三則是沖刷深度隨時間之變化。

將荷重計所量測到之數據進行資料整理，並將數據分為四階段繪製荷重計量測所得之受力變化曲線，如圖二，以水流速度  $V=49.22\text{cm/s}$  為例。此四階段分別為：(1)放水至水槽水位穩定後將壓克力板拿起；(2)壓克力板拿起後至沖刷深度不再變化；(3)沖刷深度不再變化後至實驗結束；(4)開始卸水。



(a) 木板尺寸 10x30cm (b) 木板尺寸 10x40cm



(c) 木板尺寸 10x50cm

圖二 沖刷深度與受力變化曲線

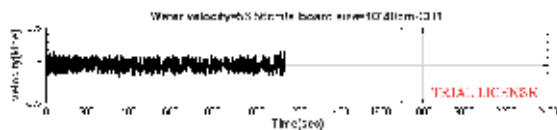
受力變化曲線之第二階段代表阻擋沙面沖刷之壓克力擋板被拿起後，橋墩開始沖刷時木板對橋墩的施力變化。該段受力曲線顯示隨著時間增加，橋墩受力會降低。將受力變化曲線與沖刷深度變化曲線對應比較可發現墩前木板引致之橋墩受力會隨沖刷深度越深而越來越小，且此一現象也會隨著木板尺寸之增大而越為顯著。此現象推斷是因為隨沖刷深度越來越深，沿水深之通水面積變大，故局部流速會較尚未沖刷前之流速小，進而導致水流力透過相同尺寸木板引致之橋墩受力相對減少，但在此需注意的是荷重計所量測之橋墩受力為水流力透過墩前木板所引致之橋墩受力，此受力值並不涵蓋水流直接衝擊

橋墩之外力，若將直接衝擊橋墩之水流外力與透過木板傳遞之外力相加，沖刷較深之橋墩極可能比沖刷較輕微橋墩承受較多外力。另外由表一可發現當木板尺寸越大，荷重計量測所得之力量有越大之趨勢，由此可證明漂流物淤積程度之不同對橋墩所受水流力具有極大的影響，且漂流物淤積面積越大，沖刷越快，也更容易導致橋墩傾倒，影響橋墩整體的安全性。

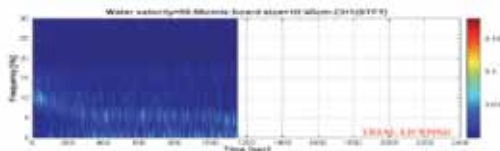
表一 試驗結果

| 木板尺寸      |      | 10×50cm              | 10×40cm             | 10×30cm              | 無木板  |
|-----------|------|----------------------|---------------------|----------------------|------|
| 39.8 cm/s | 平均受力 | 0.12 kg              | 0.50 kg             | 0.10 kg              | -    |
|           | 沖刷深度 | 15公分                 | 16公分                | 13公分                 | 11公分 |
| 49.2 cm/s | 平均受力 | 0.70 kg              | 0.50kg              | 0.12 kg              | -    |
|           | 沖刷深度 | 20公分<br>約21分鐘<br>鐘傾倒 | 20公分                | 18公分                 | 16公分 |
| 56.6 cm/s | 平均受力 | 1.00 kg              | 1.20 kg             | 0.80 kg              | -    |
|           | 沖刷深度 | 20公分<br>約24分鐘<br>鐘傾倒 | 20公分<br>約20分鐘<br>傾倒 | 20公分<br>約21分鐘<br>鐘傾倒 | 16公分 |

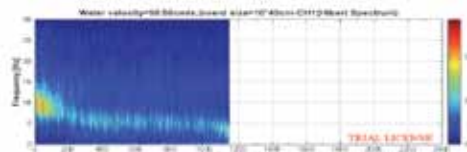
由橋柱帽梁頂安裝之微震儀可量測橋墩在受水流力時的速度反應。將量測所得之速度時間歷時轉換成短時距傅立葉轉換(Short-Term Fourier Transform, STFT)以及透過希爾伯特黃轉換公式(HHT)轉換成瞬時頻率域反應，以木板尺寸 10×40cm、水流速度  $V=56.56\text{cm/s}$ 、水流方向之速度反應為例，轉換結果繪製於圖三。



(a)時間域反應



(b)短時距傅立葉轉換



(c) 瞬時頻率域反應

圖三 微振儀量測結果

比較同一流速下之結果，無論有無安裝木板，橋墩之初始頻率約略相等，其值約為 15Hz，但隨著時間增加頻率有降低之趨勢，且其降低速度隨著木板尺寸之增大而提高。此現象係由於木板尺寸會影響沖刷程度，木板尺寸越大，沖刷速度越快也越嚴重，而沖刷深度越深，橋墩承受砂體之握裹力會相對減小，整體結構勁度降低，進而使得結構頻率降低。接著比較不同速度下之結果可發現，流速越大，頻率隨著時間降低之趨勢更為顯著。本研究發現速度計所得之瞬時頻率域反應在沖刷深度不易量測之情況下，可作為研判橋墩沖刷嚴重性之指標。

上述實驗結果顯示，墩前漂流物之淤積不僅影響橋墩受力，亦影響沖刷深度，進而影響水流速度，即漂流物淤積程度與沖刷深度、水流速度間會交互影響。墩前所淤積木板尺寸之不同除影響所傳遞水流外力外，亦影響沖刷深度。不論流速之大小，沖刷皆隨木板尺寸越大而愈劇烈也愈快速，甚至在流速較大的狀況下，橋墩會因沖刷至掏空而倒塌，由此可再次證明墩前漂流木之淤積對橋墩穩定性之影響有極大的危害。

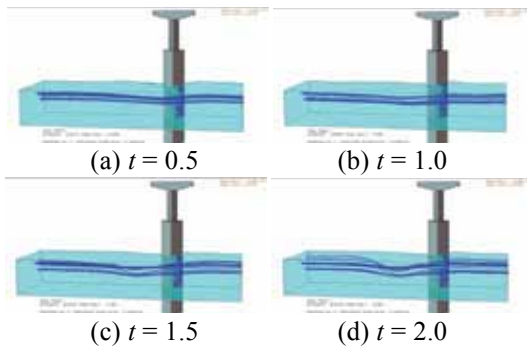
## 五、流固耦合分析

對於包含流體以及存在於流體之中可變形固體的系統而言，模擬的方式必須考慮到流體與固體之間的耦合。本研究以 ABAQUS 軟體模擬流體與固體之間的交互作用。實際建立對應的有限元素模型時，考慮整個水槽系統為左右對稱，為節省計算量，故本文只建立左半部的系統，其對應的模型如圖四所示。為簡化分析，在此暫不考慮沖刷後水槽河床變化造成流場改變的效應，僅先探討不同流速與不同墩前堆積物大小對流場的影響為何。在此要強調的是：利用 ABAQUS 求解得到是流固耦合的瞬態解，隨著時間演進，整個流場的流線分佈皆有所不同。但為方便比較，在此僅列出時間  $t = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$  秒時的水槽流線分佈。

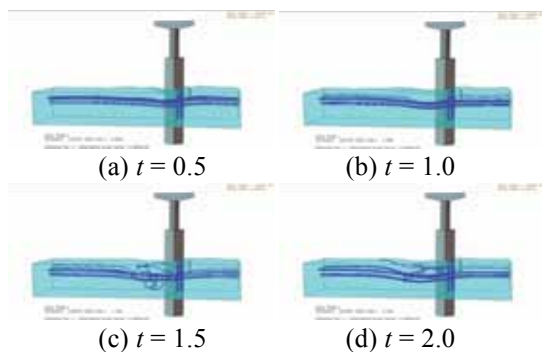


圖四 ABAQUS/ Explicit 水槽模型

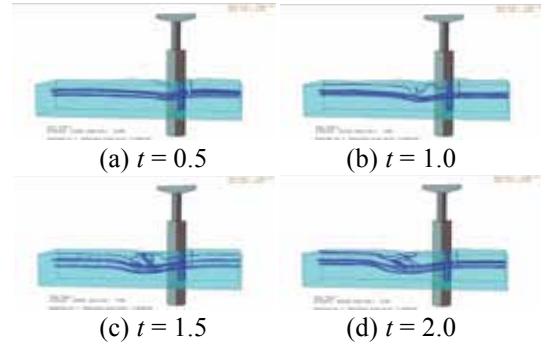
圖五（無木板）與圖六（木板大小為  $30 \times 10$  cm）、圖七（木板大小為  $40 \times 10$  cm）至圖八（木板大小為  $50 \times 10$  cm）為針對同一水槽入流流速（ $V = 39.81 \text{ cm/s}$ ）下，不同墩前淤積物大小的流場歷時流線分佈圖。由這些圖比較可知：當墩前淤積物（木板）越大時，流體越過木板所造成的渦流效應越大，這可用於解釋水槽實驗中所觀察到的現象：墩前淤積物越大時，橋墩底部的沖刷會越嚴重。



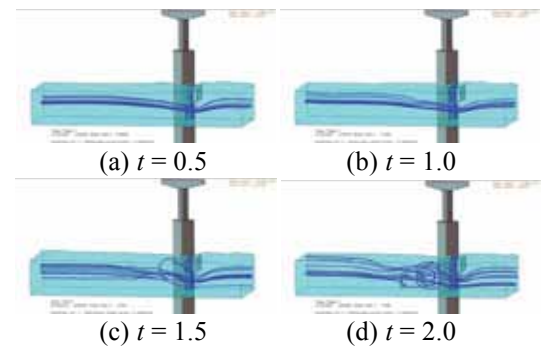
圖五 無木板，流速為  $39.81 \text{ cm/s}$  下之流線分佈



圖六 木板為  $30 \times 10$  cm，流速為  $39.81 \text{ cm/s}$  下之流線分佈



圖七 木板為  $40 \times 10$  cm，流速為  $39.81 \text{ cm/s}$  下之流線分佈



圖八 木板為  $50 \times 10$  cm，流速為  $39.81 \text{ cm/s}$  下之流線分佈

## 六、結論與展望

本研究針對跨河橋梁因漂流物淤積引致之安全問題進行穩定性評估。研究內容包含兩部分，一為水工模型試驗，另一為根據試驗條件進行的數值模型分析。綜整分析和實驗之結果，漂流物淤積對橋梁安全性之不良影響已獲得證實，因此建議未來新建橋梁之設計與既有橋梁之安全評估均須將漂流物淤積之潛在可能性與其影響納入考量。

## 參考文獻

1. AASHTO (2007), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fourth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.
2. Parola, A.C. (2000), "Debris Forces on Highway Bridges", NCHRP 445, National Cooperative Highway Research Program.

# 橋梁結構受沖刷後之耐震行為研究(II)

張國鎮<sup>1</sup> 王修駿<sup>2</sup> 劉光晏<sup>3</sup> 翁作新<sup>4</sup> 陳家漢<sup>5</sup> 陳正興<sup>6</sup>

## 摘要

過河橋梁常因洪水造成基礎局部沖刷，導致橋梁基礎裸露，橋梁基礎沖刷裸露過長，可能造成基礎耐震能力不足或承載力不足，為探討橋梁結構受沖刷後基礎裸露時之耐震行為，本研究將使用大型雙軸向剪力試驗盒，考慮上部結構之土壤-結構互制效應，於飽和砂土中建造單柱式橋梁結構考量基礎裸露之振動台實驗，由實驗之結果，了解飽和砂土中基礎裸露橋梁之耐震性能評估與穩定性檢核。

關鍵詞：基礎裸露、土壤液化、土壤結構互制、振動台試驗

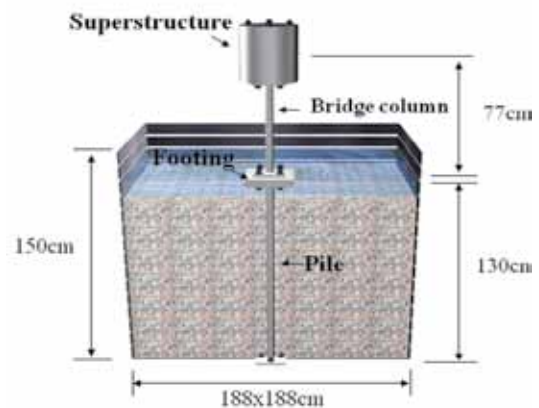
## 一、前言

全球暖化造成氣候變遷，季風與颱風常為臺灣帶來龐大雨勢，引發河水急速暴漲，使得大部分河流中下游之公、鐵路橋梁基礎周圍土壤受大水沖刷產生大量流失，導致基樁裸露，可能造成塑性鉸位置由柱底轉移至樁頂，產生塑鉸對應的總剪力隨裸露深度遞減，因而耐震能力隨基礎裸露深度遞減。橋梁基礎裸露情況日益嚴重，可能造成橋墩基礎產生傾斜導致橋梁損傷，或因橋基沖刷裸露過長，造成基礎耐震能力不足或承載力不足而坍塌。目前文獻上[1~4]，多為針對樁土互制之實驗研究，因此本研究將計畫使用大型剪力試驗盒並考慮上部結構之土壤結構互制效應，建置橋梁基樁於飽和砂中考量基礎裸露且有液化潛能之振動台實驗，探討基礎裸露橋梁之耐震行為。

## 二、實驗規劃

實驗方面，為探討在地震力作用下之橋柱與基礎-土壤互制反應，使用翁作新教

授[5~8]及研究團隊所研發之大型雙軸向多層剪力試驗盒，進行物理模型試驗，以模擬實際地震力作用下土壤-結構互制的受力行為。為探討橋梁基礎受沖刷後之耐震性能，試驗參數為飽和砂試體，主要試驗模型如圖一所示，覆土高度為 1245 mm，水面高度 1280 mm，命名為 WSBF，代表橋柱試體具有飽和砂土之狀態，探討單柱式橋墩因基樁裸露且有土壤液化潛能時之耐震行為。以及 WSBF-WS 為無覆土狀態，以了解試驗模型基本動力參數。



圖一 試驗模型

<sup>1</sup> 國立台灣大學土木工程系教授兼國家地震工程研究中心主任

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程系博士候選人

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>4</sup> 國立台灣大學土木工程系名譽教授

<sup>5</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>6</sup> 國立台灣大學土木工程系教授兼國家地震工程研究中心組長

本研究所採用之試驗構架，其結構元件分為樁、基礎板、柱與模擬上部結構之質量塊。模型樁是以螺栓鎖固的方式固定在剪力盒底部以模擬樁基礎貫入岩盤中之情況，樁與基礎板及柱與基礎板皆為螺栓接合，基礎板重 35.3kg，上部結構以 260kg 之鋼板質量塊模擬於柱頂，不考慮支承磨擦行為對橋柱及基樁受力影響。模型柱材質採用 A36 鋼管，其尺寸為長度 600 mm，外徑為 48.6 mm，厚度為 2.5mm 的空心圓柱，而其降伏強度  $F_y=25.5 \text{ kgf/mm}^2$ ，楊氏模數為  $20389 \text{ kgf/mm}^2$ 。模型樁材質為鋁合金 6063，其尺寸為長度 1300 mm，外徑為 55mm，厚度為 2.5mm 空心圓樁，其降伏強度  $F_y=15\text{kgf/mm}^2$ ，楊氏模數為  $7101 \text{ kgf/mm}^2$ ，其土壤行為部分，使用「飽和砂」模擬，試驗用砂選用進口石英砂，砂土試體準備方式，採實降法準備砂土試體，先在砂箱中儲水，再實落砂土。並施以微幅振動，控制土層相對密度  $Dr=50\%$ 。試體準備完成，如圖二所示。

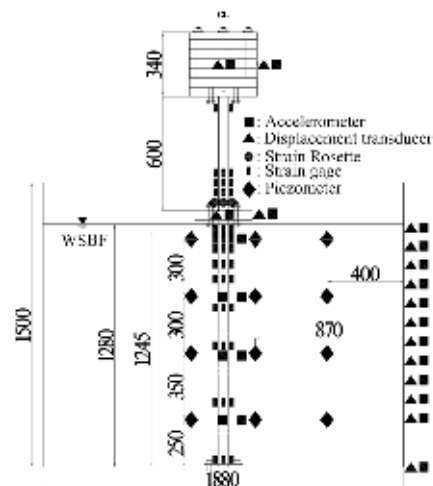


圖二 橋梁模型與砂土試體

### 三、振動台實驗

實驗過程量測不同深度剪力盒內外框 x、y 向的加速度與位移、樁身應變與樁身加速度、柱身應變、基礎板與上部結構質量塊位移以及加速度。此外，為了瞭解震動過程中，飽和砂土內的水壓反應，在樁的遠域處即樁與剪力盒內框之中間位置佈設四個高層水壓計，另於樁的近域處佈置三處，四個高層水壓計，共佈置四處，總計 16 個。儀器配置如圖三所示，量測儀器裝設如圖四所示。並在每次振動前後量測砂面高程，以了解砂土沈陷量與砂土試體

密度的變化。



圖三 試驗量測儀器配置圖



圖四 振動台試驗情形

試驗輸入振動模式分為單向振動與雙向振動。輸入歷時如表一所示，包含 15 秒之正弦波（1Hz~4Hz）與代表性地震記錄，如 El Centro。輸入之地震歷時時間間隔為 0.001 秒。每次振動試驗中皆量測不同深度剪力盒內外框 x、y 向的加速度與位移、水壓反應、樁身應變、樁身加速度與樁頂位移，以及橋柱試體之位移、加速度反應。

表一 振動台試驗項目

| Input Motion | X-Direction (NS) | Y-Direction (EW) | XY-Direction (2D) |
|--------------|------------------|------------------|-------------------|
|              | PGA (g)          | PGA (g)          | PGA (g)           |
| White Noise  | 0.01~0.03        | 0.01~0.03        | 0.01~0.03         |
| Sine Wave    | 0.03 (1Hz~4Hz)   | 0.03 (1Hz~4Hz)   |                   |
| El Centro    | 0.1~0.15         |                  |                   |

### 四、試驗結果

試驗開始時，先進行 White Noise 0.01g 與 White Noise 0.03g 歷時進行系統識別結

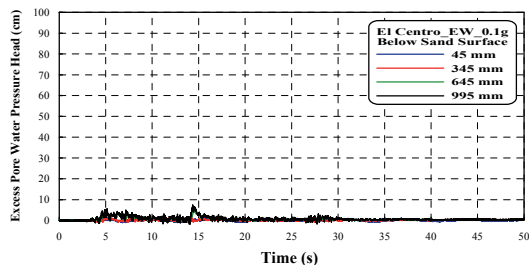
構之基本週期。將輸入至結構的地表加速度歷時和結構頂層質量塊之相對加速度歷時分別作快速傅立葉轉換後求得轉換函數(Transfer function)，試驗結果如表二所示。以 White Noise 0.01g X direction 結果說明，橋柱系統在無砂土時，結構識別之第一模態頻率約為 0.488Hz，而橋柱系統在飽和砂土時之第一模態頻率約為 1.464Hz。

表二 White Noise 試驗結果

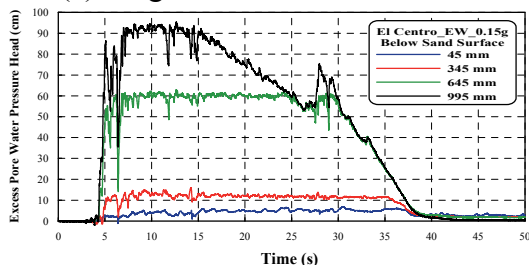
| White Noise Excitation | X-Direction 0.01 g      | Y-Direction 0.01 g | X-Direction 0.03 g | Y-Direction 0.03 g |
|------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Test Specimens         | 1st Mode from T.R. (Hz) |                    |                    |                    |
| WSBF (without sand)    | 0.488                   | 0.488              | 0.488              | 0.488              |
| WSBF                   | 1.464                   | 1.464              | 1.464              | 1.464              |

超額孔隙水壓反應：

圖五顯示，飽和砂土在地震力El Centro作用下，其超額孔隙水壓之反應。如圖五(b)所示，超額孔隙水壓在0.15g El Centro地震作用下之反應，約在5秒孔隙水壓被激發，使砂土的有效應力降低，產生初始液化現象。



(a) 0.1g El Centro 地震力作用

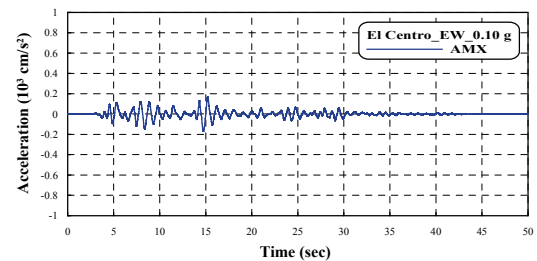


(b) 0.15g El Centro 地震力作用

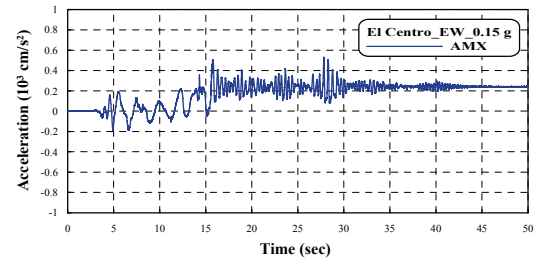
圖五 地震力作用下超額孔隙水壓反應  
頂層質量塊加速度歷時反應：

在El Centro地震歷時下，輸入地震力之PGA為0.1g時，頂層最大加速度反應為0.170g，地震力大小為PGA為0.15g時，由於砂土產生液化現象，造成土壤無法提供

有效的側向勁度，最後約在13秒左右，樁身漸漸進入降伏，導致模型試體發生倒塌。試體倒塌前，頂層最大加速度反應為0.189g，其加速度歷時曲線，如圖六所示。



(a) 0.1g El Centro 地震力作用

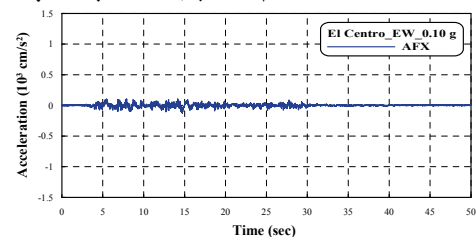


(b) 0.15g El Centro 地震力作用

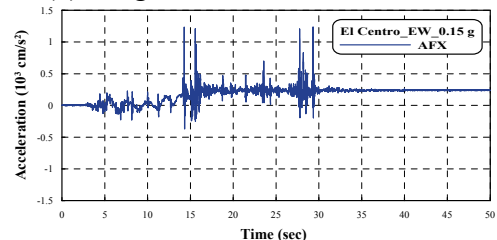
圖六 頂層質量塊中點加速度歷時反應  
(El Centro地震)

基礎版加速度歷時反應：

在El Centro地震歷時下，輸入地震力之PGA為0.1g時，基礎版最大加速度為0.127g，地震力大小PGA為0.15g時，試體倒塌前，基礎版最大加速度0.228g。其加速度歷時曲線，如圖七所示。



(a) 0.1g El Centro 地震力作用



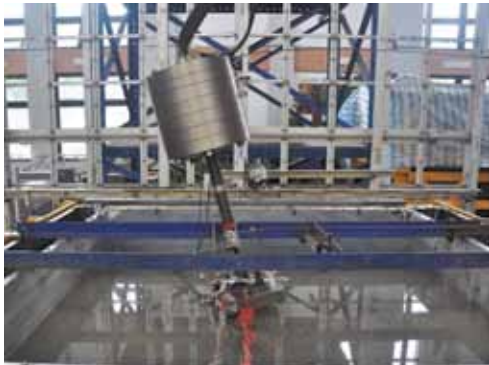
(b) 0.15g El Centro 地震力作用

圖七 基礎版加速度歷時反應  
(El Centro地震)

試體降伏倒塌之情形：

在El Centro 0.15g地震力作用下，土壤

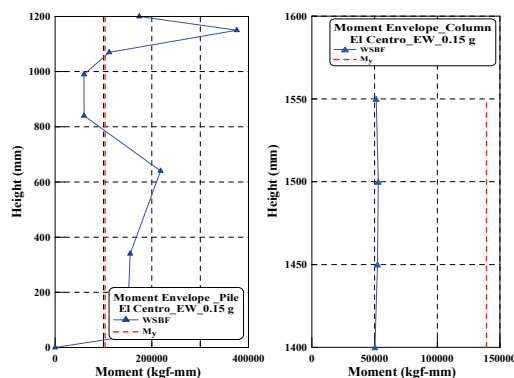
發生液化效應，試體於16秒時倒塌停靠在防落架上，如圖八所示。



圖八 橋柱模型倒塌情形

彎矩反應：

實驗過程中藉由量測橋柱塑鉸區與基樁樁身應變等資訊，可判讀結構是否發生降伏，如圖八所示，為試驗構架於0.15g El Centro地震歷時下之各點最大彎矩分佈曲線。圖中顯示，樁身在此地震歷時下，由於土壤產生液化現象，使樁身喪失側向勁度，造成樁身所受之彎矩超過其降伏彎矩。



圖八 彎矩包絡線分佈圖(左:樁身;右:柱身)

## 五、小結

本研究藉由大型剪力試驗盒應用與振動台試驗，未來將有助於了解橋梁之耐震性能評估。目前，本階段的振動台試驗已完成，由實驗結果顯示，當土壤液化現象發生，此現象將會造成土壤勁度瞬時喪失，使基礎結構無側向承载力，可能導致樁身產生永久變形。

## 參考文獻

1. Abate G, Massimino MR, Maugeri M and Muir Wood D. (2010), "Numerical

modelling of a shaking table test for soil-foundation-superstructure interaction by means of a soil constitutive model implemented in a FEM code", Geotech Geol Eng, pp.37-59.

2. Abdoun, T., Ricardo Dobry, Thomas D. O'Rourke, S. H. Goh (2003), "Pile Response to Lateral Spreads: Centrifuge Modeling", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 129, No.10, pp.869-878.
3. Tokimatsua, K., Hiroko Suzuki, Masayoshi Sato (2005), "Effects of Inertial and Kinematic Interaction on Seismic Behavior of Pile with Embedded Foundation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, pp.753-762.
4. T.S. Ueng (2010), "Shaking Table Tests for Studies of Soil Liquefaction and Soil-Pile Interaction", Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol 41, No.1
5. T.S. Ueng, M.H. Chen, M.H. Wang and W.C. Ho (2001), "Large-Scale Shear Box Soil Liquefaction Tests on Shaking Table (I)—Development of the Large Biaxial Shear Box", National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan. Report No.NCREE-01-011 (in Chinese).
6. T.S. Ueng, C.H. Chen, L.H. Peng and W.C. Li (2003), "Large-Scale Shear Box Soil Liquefaction Tests on Shaking Table (II)—Preparation of Large Sand Specimen and Preliminary Shaking Table Tests", National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, Report No.NCREE-03-042 (in Chinese).
7. 翁作新、陳家漢、陳益成、曾永成 (2008)，「模型樁在砂土中之側推及振動台試驗」，國家地震中心 96 年度成果報告。
8. 翁作新、陳家漢、彭立先、李偉誠 (2008)，「大型振動台剪力盒土壤液化試驗(IV)飽和麥寮砂試體受振行為之探討」，國家地震工程研究中心，No. NCREE-08-011，台北。

# 醫院耐震評估補強準則之研擬(二)

柴駿甫<sup>1</sup> 黃震興<sup>2</sup> 林凡茹<sup>3</sup> 劉光晏<sup>4</sup> 蕭輔沛<sup>4</sup> 翁元滔<sup>4</sup> 郭耕杖<sup>5</sup> 林震宇<sup>3</sup> 張洵<sup>6</sup>

## 摘要

本計畫預計於三年期間，逐年提供衛生署、醫院與工程界參考使用之醫院耐震評估補強準則，提供院方可行之具體技術內容，據以進行耐震評估與補強。本年度工作內容主要為延續第一年成果，預計就醫院建築規劃、使用特性及施工環境條件下，探討適用於醫院結構之補強工法，進而就目前發展成熟之耐震補強工法研擬相關補強策略、施工程序、介面整合及施工細節等。由於目前已研發成熟且常見應用於實務工程之耐震補強工法眾多，但並非所有工法均適用於醫院結構耐震補強，因此，將擬針對國內醫院進行現地訪談，以實際瞭解醫院結構之特殊性以及功能性需求後，以深入探討不同耐震補強工法之優缺點及施工注意事項，藉以擬定各工法適用於醫院結構補強之範圍與分類。

關鍵詞：醫院建築結構、醫院重要非結構物、耐震評估、耐震補強

## 一、前言

根據我國緊急醫療救護法規定，急救責任醫院需辦理的緊急醫療業務，第一項即為『全天候提供緊急傷病患醫療照護』，急救責任醫院應在大地震後仍能執行緊急醫療工作。然由九二一與近年地震經驗可知，醫院應同時提升建築結構體及醫療設備等直接性設施之耐震能力，並提升供電、供水、資訊系統等間接性設施的耐震性能，方能在地震過後提供震後大量湧入的傷患緊急醫療與照護，避免如九二一震後部分災區醫院無法使用醫療空間，甚至人員撤離醫院至戶外進行醫療。

行政院於97年核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」，以推行震災後須維持機能之重要建築物耐震能力評估及補強，如教學醫院及各級醫院等。目前國內署立醫院建築結構及機電設備物已完成初步耐震評估，部分醫院建築結構已完成詳細評估，但尚未評估補強影響救災甚鉅的醫療設備物、機電管線系統等。基於醫院使用機能的複雜性與維持正常營運

之需求，目前國內醫院亟需可行性高之結構與非結構補強準則據以依循。

鑒於上述，本計畫擬於三年內制訂可供衛生署、醫院與工程界參考使用之醫院耐震評估補強準則，並以示範例驗證耐震詳評與補強技術之可行性。計畫內容包括：

1. 醫院耐震性能提昇策略—包括醫院結構與非結構調查分類，並整合醫院管理者與專業人員之意見，依據新修正之緊急醫療救護法，針對擁有重度、中度、一般級等各層級處理急重症能力之急救責任醫院，建立耐震補強性能目標。

2. 醫院建築結構評估與補強準則—針對低矮型署立醫院、中高樓層及不對稱醫院建築物，提出醫院結構耐震詳細評估方法，以及彙整適用於醫院結構之耐震補強工法及隔減震技術。

3. 醫院非結構評估與補強準則—醫院非結構為院區內維持震後緊急醫療機能之非結構物，包含與醫療行為直接相關之醫療設備物、藥品儲存設施，以及間接相關之機電設備、管線系統等。工作內容包括

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup>台灣科技大學營建工程系教授

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>5</sup>台北科技大學建築系助理教授

<sup>6</sup>國家地震工程研究中心專案研究助理

研擬耐震詳細評估方法，以及彙整與研究適用之耐震補強方法。以下將依據上述準則之三大部分，概要介紹本計畫之第二年度執行內容。

## 二、耐震性能提升策略

本項作業之目的在於考量醫院結構與非結構特性，訂定補強後之耐震性能目標，並建議耐震評估與補強原則。

1. 結構與非結構分類：醫院建築結構分類依據現行「建築物耐震設計規範與解說」分為第一類至第四類建築物，建築非結構分類則以美國加州醫院耐震安全法案 SB1953 為藍本，並參考世界衛生組織（WHO）所編列之醫院安全指標評估問卷，就醫院非結構於震後須能提供之醫療服務進行重要空間及其重要非結構物之篩選。重要空間包括重要醫療空間與逃生避難空間。重要非結構物包括支援重要空間之「重要機電設備」與「佈線系統」，以及重要空間中，具生命安全性能或震後醫療機能的「建築裝修構造物」、「醫療設備物」。此外，針對國內現況，依據「緊急醫療救護法」所列之「醫院緊急醫療能力分級評定」原則，將急救責任醫院區分為「重度級」、「中度級」與「一般級」，以突顯非結構對緊急醫療能力影響程度。

2. 性能目標：醫院結構經耐震補強後之性能，係考慮各類型醫院依現行耐震設計規範所定義之地震作用下，造成結構及非結構之損壞，對於安全性、服務性、及修復性影響程度，給予不同等級接受標準。若依性能要求寬鬆至嚴峻排序，醫院結構之耐震性能目標可分為  $PL_A$ 、 $PL_B$ 、 $PL_C$  三種等級，非結構耐震性能目標則分為 NPL1 至 NPL5 等級。目前國內既有醫院均為 NPL1 性能等級，即維持原狀不補強，但大多數非結構物恐不符合耐震要求。

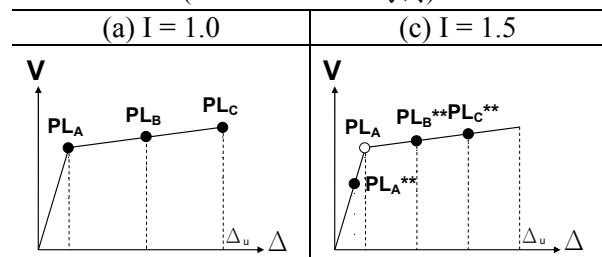
建築耐震性能目標規定如表一與表二所示，表二為以一般級急救責任醫院為例。中度級與重度級之急救責任醫院方面，參考我國緊急醫療救護法與美國加州 SB1953 法案之規定，應考量 NPL5「72 小時獨立運作性能」，亦即斷水斷電情形下

仍能現場供給水、污水儲槽運作，並維持重症照護區的建築電力系統，以及提供放射性醫療服務與現場燃料庫存，供 72 小時急性看護運作所需。

表一 建築物耐震性能目標

| 地震等級   | 用途係數    |          |             |
|--------|---------|----------|-------------|
|        | I = 1.0 | I = 1.25 | I = 1.5     |
| 中度地震   | $PL_A$  | $PL_A^*$ | $PL_A^{**}$ |
| 設計地震   | $PL_B$  | $PL_B^*$ | $PL_B^{**}$ |
| 最大考量地震 | $PL_C$  | $PL_C^*$ | $PL_C^{**}$ |

一般工址之建築物耐震性能目標  
(以 I=1.0、I=1.5 為例)



表二 急救責任醫院(一般級)耐震性能目標

| 地震等級   | 對象  | 耐震性能目標                              |
|--------|-----|-------------------------------------|
| 中小度地震  | 結構  | $PL_A^{**}$ (與地震前醫療機能相同)            |
|        | 非結構 | NPL4(正常運作性能—震後醫院正常運作)               |
| 設計地震   | 結構  | $PL_B^{**}$ (短期搶修可全院或局部恢復醫療機能)      |
|        | 非結構 | NPL3(立即使用性能—維持主要病患照護機能)             |
| 最大考量地震 | 結構  | $PL_C^{**}$ (人員安全撤離，以戶外或轉院方式維持醫療機能) |
|        | 非結構 | NPL2(生命安全性能—影響避難逃生之設備物)             |

3. 設計地震基準：設計地震基準依據現行「建築物耐震設計規範與解說」規定，考量中小度地震、設計地震、最大考量地震等三種地震等級。

4. 性能檢核標準：性能檢核標準根據現行「建築物耐震設計規範與解說」第 8.2 節「耐震能力評估與耐震補強」解說第二點之規定，研擬以「位移—地表加速度曲線」進行耐震性能檢核，比較前述性能點所對應之地表加速度值，與現行耐震設計規範之規定，檢討結構於補強前及補強後是否滿足強度與韌性要求。此外，增列中小度地震及最大考量地震檢核項目，使耐震性能檢核更臻完備。

### 三、結構評估與補強

醫院結構耐震能力詳細評估程序須能合理估算建物在特定地震危害等級之地震作用下構材之內力與變形，以及補強後之效果。有關分析方法之選擇，在此參照現行耐震設計規範有關靜力分析及動力分析之相關規定，以醫院結構之總樓高在 20 公尺以下或樓層數不超過五樓者，進行靜力分析即可；若其樓層數超過五樓且其總樓高在 20 公尺與 50 公尺之間，若其為規則性建物，進行靜力分析即可，但若其為不規則性建物，則須進行動力分析；且其總樓高大於 50 公尺之間，則須進行動力分析。

線性分析程序亦即傳統的結構線彈性分析程序，其中所有材料之應力與應變關係在分析過程皆保持線性，但亦須配合可信的受震反應之非線性特徵去評估結構整體的變形以檢核其是否符合性能水準要求；而非線性靜力分析程序乃是使用側推分析此等簡易分析技術來評估結構受震反應；而非線性動力分析程序(例如非線性歷時動力分析)則需要相當多的判斷及經驗方可得到合理可信的分析結果。一般而言，靜力分析程序適用於較高振態影響不明顯或扭轉放大效應不明顯的建物(例如低矮樓層或較具規則性之建物)，而動力分析程序較適用於高樓層建物或具扭轉不規則性建物，或是現行建築物耐震設計規範所列之非平行結構系統建物。

本綱要規範已包含醫院結構進行線性靜力分析程序、線性動力分析程序、非線性靜力分析程序以及非線性動力分析程序之規定與相關限制。並對於平面不規則醫院結構耐震評估注意事項以及平面不對稱扭轉效應之考慮均有提出相關說明。關於非線性靜力分析程序以及非線性動力分析程序分別敘述如下：

(1) 非線性靜力分析程序：目前學術界與工程界均廣泛採用非線性靜力分析法，或稱側推分析法，以取代較為複雜耗時的非線性動力分析法，來評估結構的受震反應。目前該方法已廣泛應用於低矮型鋼筋混凝土建築之耐震評估上，因該類型結構之主控振動模態多屬於倒三角形型基

本振態，故適合採用非線性靜力分析方法評估其耐震能力。

(2) 非線性動力分析程序：非線性動力分析現已被廣泛認定可「精確」計算結構物在特定地震作用下的結構反應。非線性動力分析也能夠準確地分析不規則建築的結構行為。而相容的人造地震事件即可作為地震選取的一個好選擇，因為相容的人造地震事件具有相同的反應譜，此一相容的人造地震事件亦可透過將振幅均質化而產生，所產生具有相同振幅的人造地震即可用來配合非線性動力分析模擬結構物的非線性反應。

醫院結構構材之補強工法包含強度補強及韌性補強二類，在初步設計階段，可先依強度補強之原則，而視韌性為額外之貢獻，其流程應包含：(1) 既有醫院建築耐震能力評估(2) 設計最大地表加速度及基底剪力 (3) 決定補強桿件數量 (4) 補強桿件規劃 (5) 補強後耐震評估。

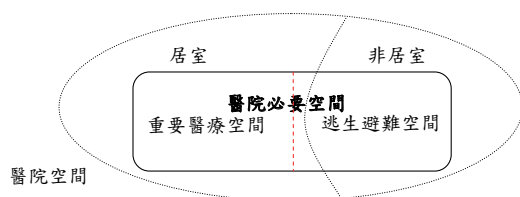
結構耐震補強係針對耐震能力不足的結構物，進行最適當的整體結構加勁或部分構材強度與韌性補強，使結構物至少能夠符合現行耐震設計規範的規定，進而滿足使用功能性的需求。本綱要規範針對目前已研發成熟的耐震補強技術進行初步介紹，內容將分為結構構材補強與結構系統補強兩部分，這些補強工法也廣泛應用於國內外實務工程中。在結構構材補強設計之部分，已包含增設鋼筋混凝土(RC)牆、增設翼牆、鋼筋混凝土(RC)包覆、複合材料包覆等常見傳統補強工法之規定，並對於醫院進行基礎補強設計之適用時機與工法，亦有明確規範。

關於醫院結構採行結構系統補強，本綱要規範對於增設消能裝置、外加構架銜接消能元件及新設隔震支承等常見之工法，亦有詳盡規範其適用範圍、基本原則與模擬分析方式，為使工程師在進行細部設計時，較能掌握結構系統補強之重點與細節，對其設計細部要求、實體試驗與性能保證試驗、補強施工計畫書以及設計施工審查，已有明確要求以避免產生爭議。

#### 四、非結構評估與補強

目前國內醫院尚未評估、補強緊急醫療機能相關非結構物之耐震性能，因此，本準則針對強震後影響醫院機能之重要非結構物，包括使用者生命安全相關之非結構物，以及醫療機能相關之醫療設備物與機電設備。準則內容包括耐震補強項目篩選原則與耐震補強設計與工法。

1. 非結構耐震補強項目篩選原則：為達到「耐震性能提升策略準則」制定之醫院非結構耐震性能目標，應先決定醫院必要空間及其重要非結構物。如圖一所示，醫院空間可分為居室與非居室，並依使用功能篩選出醫院必要空間。非結構物重要性可由 SB1953 與問卷調查判斷，非結構物之易損性則可參考我國耐震規範及 FEMA356【1】等規定。



圖一 醫院空間分類示意圖

2. 非結構耐震補強設計與工法：本準則依據 FEMA356，提出醫院非結構耐震補強設計通則。目前已初步完成 FEMA356 準則之補強設計原則與程序適用性探討，包括狀態評估、補強目標與性能水準、結構體與非結構物的交互作用、加速度控制與位移控制之非結構物特性、修復方法等原則性說明。另提供建築性非結構物、機械、電力與配管設備、傢俱與室內設備等之定義、受震行為與可接受標準。

針對定位型獨立式非結構物之耐震設計，可節省大量非結構構件耐震設計的時間成本。本研究參考 ACI 318-02 附錄 D【2】，擬定一簡化錨定初步設計計算表。當評估人員完成非結構耐震能力檢核與否判斷表，並同步得知非結構耐震需求後，該表將自動計算單一固定繫件所承受之設計地震力，評估人員可藉由調整每個固定繫件的螺栓數量、尺寸、埋入深度等參數，使固定繫件強度滿足耐震需求。若無法在

合理的參數範圍使固定構件強度滿足耐震需求，代表該非結構構件無法只靠螺栓固定來抵抗地震力，而應加設額外斜撐或其他耐震裝置。由於大部分醫療設備物無法直接錨定於地板，本研究亦將 Z 型與 L 型水平擋板設計編寫於設計表中，作為醫療設備物非破壞固定之繫件設計參考。

於分佈式非結構系統方面，本研究引用國內外已趨成熟之耐震設計或工法準則，包括消防自動撒水系統適用之 NFPA 13【3】與 ALA 準則，以及建築物耐震設計規範與解說之附錄 B「輕鋼架天花板系統耐震施工指南」【4】，並探討其於醫院進行補強應用之可行性。由於國內缺乏非結構耐震性能評估相關之基礎性研究，本計畫於今年度針對消防管線系統進行振動台實驗，以了解其振動特性，以及隔間牆與天花板等束制對其耐震性能之影響。

#### 五、結論與展望

為建立醫院耐震評估補強準則，本計畫於執行期間，陸續將國內外近年來醫院結構與非結構耐震相關研究成果進行整合，且完成管線系統振動台實驗等研究，補足目前尚未成熟之領域。另，為提高準則之適用性，國震中心已與台大醫院雲林分院簽署合作備忘錄，並與成大醫院等洽談合作意願，期於未來兩年內，與醫院合作進行調查與專訪、補強設計示範例等，以強化醫院建築地震工程之研究能量，將研究成果有效落實。

#### 參考文獻

1. FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 2000.
2. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02), American Concrete Institute, Detroit, 2002.
3. NFPA 13: Standard for the Installation of Sprinkler Systems, Automatic Sprinkler Systems Committee, 2010.
4. 建築物耐震設計規範與解說，內政部營建署，2011。

# MCC 電氣盤體之盤內反應譜與數值模型分析

柴駿甫<sup>1</sup> 賴姿妤<sup>2</sup> 林凡茹<sup>3</sup> 林震宇<sup>3</sup> 周佩芳<sup>4</sup> 陳明毅<sup>5</sup>

## 摘要

本文以馬達控制中心(MCC)電氣盤體為例，完成三種不同間層數之 MCC 電氣盤體振動台試驗，探討核電廠 MCC 電氣盤體之結構動態特性與櫃內設備耐震需求。依據實驗結果，利用盤內反應譜提出通用且保守的動力放大因子(AF)，便可藉由樓板反應譜推估機櫃內設備的耐震需求，簡化其設計地震力的分析計算程序。本研究亦採用有限元素分析軟體(SAP2000) 建立 MCC 電氣盤體數值模型，並比對振動台試驗結果，以供後續進行參數分析及多盤體模擬之參考。

關鍵詞：MCC 電氣盤體、盤內反應譜、動力放大因子、數值模型

## 一、前言

核能電廠運作原理為讓鈾等元素的原子核分裂，利用核分裂的熱產生大量水蒸氣，再利用水蒸氣轉動發電機發電。一旦發生大地震，核能電廠即自動執行停止核分裂的安全對策。但光此措施無法讓核燃料立即冷卻，一旦喪失冷卻功能，即發生高溫燃料棒融化，造成核子反應爐受損，放射性物質大量釋放到外部的危險。因此，核能電廠皆備有發生災害而喪失冷卻用水時的緊急注水系統。而日本 311 事件中，福島核能電廠在海嘯發生後，因地震切斷其外部的電力供應，該系統的「緊急爐心冷卻系統(ECCS, Emergency Core Cooling System)」卻因海嘯侵襲導致緊急柴油發電機失效而無法順利驅動，最終僅能將海水注入反應爐內以冷卻燃料棒。由此可知，核電廠防災安全措施若無法如期運作而產生爐心融毀，即發生後續不可逆轉的災害。基於前車之鑑，本研究主旨將探討台灣核電廠耐震安全相關設備物之受震行為，以期提昇核電廠抗震能力。

根據龍門電廠的期末安全分析報告(FSAR)，強震過後餘熱移除系統 C 串(RHR-C)失效，為致使電廠爐心熔毀機率提

升之主因。此外，依據國外核電廠抗震經驗，控制系統迴路中之盤內電驛(relay)常為其耐震弱點。為確保餘熱移除系統 C 串於強震後如期運作，本計畫以龍門電廠餘熱移除系統 C 串之馬達控制中心(MCC, Motor Control Center)電氣盤體為研究對象，進行振動台試驗與數值模擬分析，藉由試驗結果與不同參數分析比對，探討變異參數於電氣盤體動力反應之影響。研究成果可作為電氣盤體耐震設計依據，與盤內設備物耐震需求之指標。

## 二、試驗規劃

本試驗比照龍門電廠電氣盤體作為試驗之試體，外觀如圖一所示。其試體外觀尺寸寬(X) 深(Y) 高(Z)分別為 63cm、55cm 與 235cm，空試體重量約為 140kg，共三條，試體含有不同分層規格，分別為 60cm x 3 層、45cm x 4 層、30cm x 6 層。為了有效模擬核電廠機櫃底部接合狀況，採用兩條槽型鋼放置於機櫃底部兩側，並用 M12 螺栓鎖固之，最後將槽型鋼焊接於接合板上模擬核電廠焊接於預埋鋼板。

試驗組別主要分為三組：Test 1 為機櫃間層 60cm(無抽屜)、Test 2 為機櫃間層

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>4</sup>國立台北科技大學土木工程系碩士生

<sup>5</sup>國立台灣大學土木系結構組碩士生

45cm(含抽屜)、Test 3 為機櫃間層 30cm(含抽屜)。Bare 代表空櫃狀態、Mass 代表櫃內含有質量塊，試驗順序如表一所示。電氣盤體之盤內設備物重量採用電廠內機櫃最大重量擺置，每層放置 5kg，依照設備物所在位置，將質量塊鎖固至每層機櫃後板或抽屜後板上。



(a) Test 1 (b) Test 2 (c) Test 3

圖一 MCC 電氣盤體外觀

表一 試驗組別順序

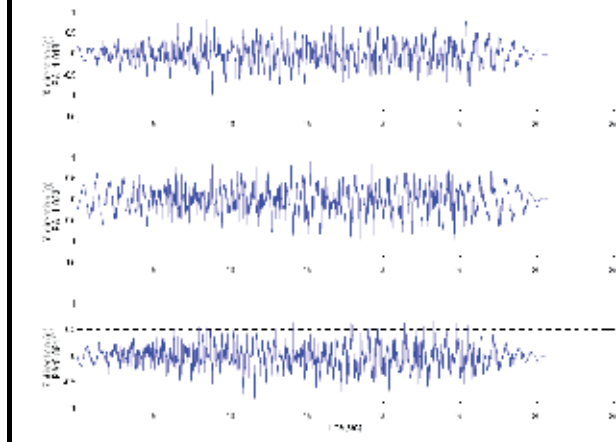
| Test Case |      |                     |                    |                 |
|-----------|------|---------------------|--------------------|-----------------|
| Case      |      | Cubicle height (mm) | Number of cubicles | Added mass (kg) |
| Test 1    | Bare | 600                 | 3                  | 0               |
|           | Mass | 600                 | 3                  | 20              |
| Test 2    | Bare | 450                 | 4                  | 0               |
|           | Mass | 450                 | 4                  | 20              |
| Test 3    | Bare | 300                 | 6                  | 0               |
|           | Mass | 300                 | 6                  | 30              |

本次試驗所探討之變異參數分為：(1) 空櫃(Bare)與含設備物機櫃(Mass)；(2)不同量測位置(即機櫃內部、外部與櫃內不同高程處)；(3)不同輸入波強度；與(4)櫃內無抽屜型式及含抽屜型式之盤內反應譜、動力放大因子與動力特性。

試驗主要地震歷時為三軸向輸入波，採用 IEEE693 【1】之人造地震歷時，各軸向輸入加速度強度規則如表二所示。每次振動試驗中皆量測不同位置之加速度與位移反應峰值，此外，為了掌握機櫃各試驗模型的基本振動週期與模態，在地震歷時試驗前，均執行 X、Y、Z 單軸向 White noise(頻率範圍 1~50Hz，5min)掃頻，觀察結構體特性。掃頻後進行 XYZ 三軸向 Impact pulse 之衝擊載重試驗，藉由機櫃於衝擊試驗後之自由振動反應而得其阻尼比。

表二 輸入地震歷時表

| Test Program              |            |            |           |                |
|---------------------------|------------|------------|-----------|----------------|
| Input Motion              | X-Dir (NS) | Y-Dir (EW) | Z-Dir (V) | Duration (sec) |
|                           | PA(g)      | PA(g)      | PA(g)     |                |
| White noise-X             | 0.05       | -          | -         | 90             |
| White noise -Y            | -          | 0.05       | -         | 90             |
| White noise -Z            | -          | -          | 0.05      | 90             |
| Impact pulse              | 0.1        | 0.1        | 0.1       | 45             |
| IEEE693 artificial motion |            |            |           |                |
| 0.5g_50%                  | 0.25       | 0.25       | 0.2       | 40             |
| 0.5g_75%                  | 0.375      | 0.375      | 0.25      | 40             |
| 0.5g_100%                 | 0.5        | 0.5        | 0.4       | 40             |



### 三、實驗結果分析

#### 1.結構之動力特性：

依據 White noise 頻率搜尋結果建立傳遞函數(Transition function)，可得機櫃之基本頻率。分析結果如表三所示，機櫃結構 X 方向基本頻率略小於 Y 方向，代表機櫃 Y 方向為強軸向，X 方向為弱軸向。當櫃內質量增加，水平兩向頻率差異隨之降低。

利用 Impact pulse 衝擊波之自由振動段衰減反應推算，可求得結構阻尼比(表四)。當櫃內質量增加，阻尼比隨之減少，顯示阻尼比與質量呈反比關係。

#### 2.加速度歷時反應：

機櫃整體結構之加速度量測共放置四組加速度規，於機櫃外部底層與中間層各一組、頂層兩組。機櫃內部則依不同間層數、盤內設備物安裝處佈設加速規，Test 1 三組、Test 2 八組及 Test 3 六組，加速規置於抽屜或面板背部，以得櫃內不同位置之

加速度放大倍率，並探討不同高程與盤內設備物重量於加速度放大倍率之影響。由圖三(a)中可觀察出機櫃質量越大，其櫃內加速度放大倍率越大；而圖三(b)可看出當地表輸入地震強度越強，櫃內加速度放大倍率越小。

### 3.位移歷時反應：

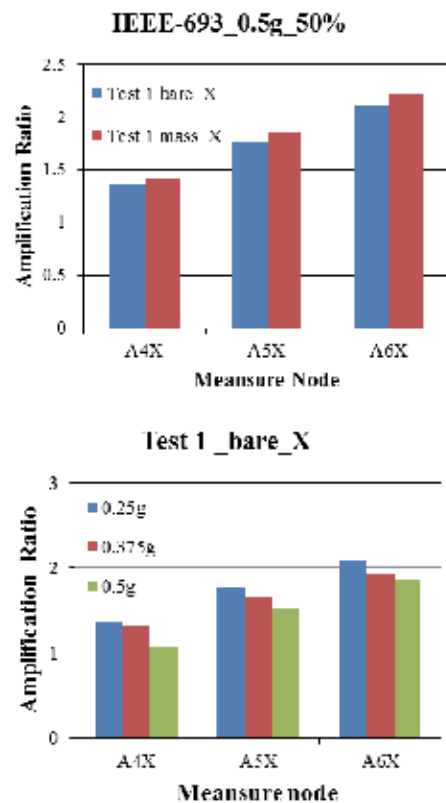
機櫃 X 方向共擺置六組位移計，Y 方向擺置六組位移計，各方向佈設於振動台地面一組、機櫃底部槽型鋼頂部一組、機櫃中間層二組、機櫃頂部二組，據以量測不同高程之間的相對位移量。由試驗結果可知(圖四)，機櫃整體相對位移反應值隨輸入波強度、量測高程而變化，機櫃內部重量與機櫃間層數變化影響較小。

表三 結構基本頻率

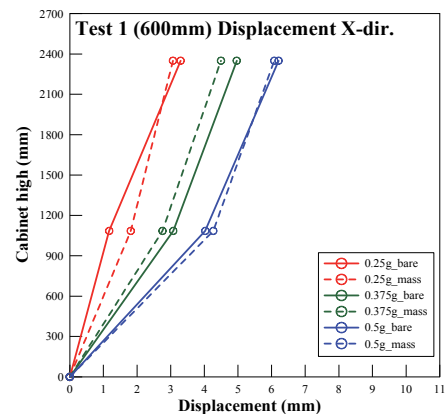
| Structure Dynamic Response |                                        |                                        |
|----------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| Case                       | White noise<br>0.05g X-dir.            | White noise<br>0.05g Y-dir.            |
|                            | 1 <sup>st</sup> Mode<br>frequency (Hz) | 1 <sup>st</sup> Mode<br>frequency (Hz) |
| Test 1_bare                | 12.70                                  | 15.82                                  |
| Test 1_mass                | 11.91                                  | 14.26                                  |
| Test 2_bare                | 13.28                                  | 18.55                                  |
| Test 2_mass                | 12.11                                  | 14.65                                  |
| Test 3_bare                | 12.30                                  | 15.04                                  |
| Test 3_mass                | 10.74                                  | 12.30                                  |

表四 結構阻尼比

| Structure Dynamic Response |                             |                             |
|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Case                       | Impact pulse<br>0.1g X-dir. | Impact pulse<br>0.1g Y-dir. |
|                            | Damping ratio<br>(%)        | Damping ratio<br>(%)        |
| Test 1_bare                | 4.75                        | 5.47                        |
| Test 1_mass                | 3.54                        | 2.72                        |
| Test 2_bare                | 3.84                        | 3.91                        |
| Test 2_mass                | 2.23                        | 3.39                        |
| Test 3_bare                | 2.40                        | 3.62                        |
| Test 3_mass                | 1.98                        | 4.30                        |



圖三 Test 1 加速度反應峰值放大倍率



圖四 Test 1\_X 向之相對位移反應峰值

## 四、機櫃盤內反應譜與放大因子分析

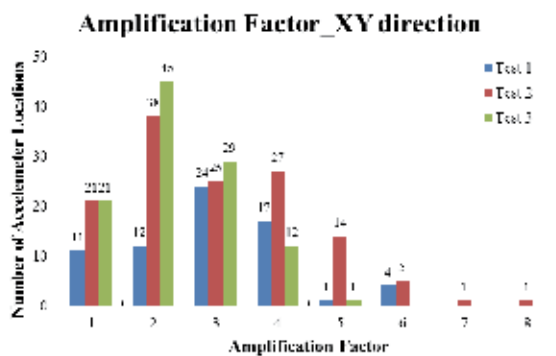
可用盤內反應譜(In-Cabinet Response Spectra, ICRS) 或是動力放大因子(In-Cabinet Amplification Factor, AF) 表示。MCC 電氣盤體之盤內需求頻譜(In-Cabinet Demand Spectrum, IDS)。

文獻【3】之動力放大因子(AF)定義，為測試中機櫃內部設備物(local)加速度反應譜與機櫃底部(base)加速度反應譜之比值，亦即為  $TRS_{loc} / TRS_{base}$  比值( $TRS$ , Test Response Spectra)，故  $AF$  值為頻率之函數。

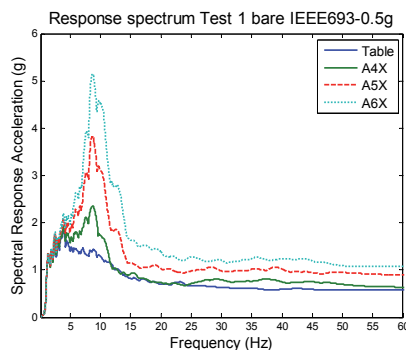
圖五為三種組別  $AF$  峰值，其中以 Test

2 組別(機櫃間層 45cm 且含抽屜)之 AF 峰值分佈最廣，大多落於 1~5 之間。文獻【2】在不考慮高頻反應下(如抽屜與機櫃構架相互碰撞)，建議 MCC 盤體類之放大因子建議值為 3.0。因此，本研究實驗結果尚需進一步去除高頻反應，方能與其值比對。

盤內反應譜(In-Cabinet Response Spectrum, ICRS)可針對不同自然頻率之盤內設備物，提供耐震需求設計值。由不同變異參數比較結果，可得到影響機櫃盤內反應譜值主要參數為設備物之放置高度，其次為輸入地震波大小，盤內設備物質量之影響較小(圖六)。



圖五 放大因子分佈樹狀圖



圖六 盤內反應譜

## 五、數值模型分析

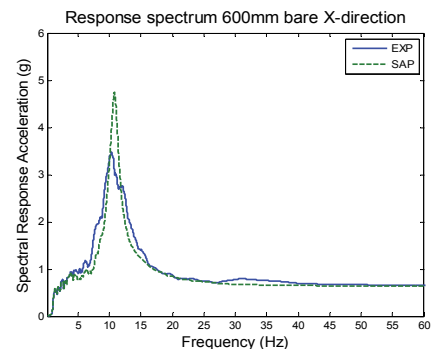
數值模型採用 SAP2000 之梁元素 (beam) 與殼元素(shell)，依據試驗試體尺寸建立模擬機櫃之主要構架與面板，並依據材料試驗結果設定數值模型之材料參數。比對振動台實驗之機櫃頂部加速度反應(圖七，藍線為實驗值，綠線為分析值)，可得數值模擬之機櫃頻率、反應譜與加速度歷時均與試驗值相近。

## 六、結論與展望

振動台試驗初步分析結果綜整如下：一、櫃內質量增加時，機櫃之基本頻率與阻尼比隨之下降；二、盤內加速度放大倍率隨量測高度增加而增加；三、影響機櫃之盤內反應譜與動力放大因子(AF)之主要參數為量測高度，其次為輸入波大小；四、實驗而得之 MCC 動力放大因子(AF)分佈甚廣，多落於 1~5 之間，尚需進一步去除高頻反應，方能比對文獻【2】建議值 3.0。

數值模擬分析結果方面，目前無法準確模擬機櫃內含抽屜之高頻反應及基礎頻率隨輸入波提升而降低之現象，後續研究將持續探討碰撞高頻反應對於盤內設備物之影響，或藉盤內反應譜之寬廣化與平滑化處理，反應用以建立盤內反應譜之盤體結構、測試條件與數值模型等不確定性。

為提升核電廠盤內反應譜設計機制之適用性，未來研究可擴充至多盤體之有限元素分析與簡化數值模型，並藉由多盤體振動台試驗觀察盤體連接構件、盤體間互制作用等影響。



圖七 數值模型反應比較

## 參考文獻

1. IEEE Std. 693™, IEEE Recommended Practice for Seismic Design of Substations, IEEE-SA Standards Board, 2005.
2. U.S. Department of Energy, DOE/EH-0545, Seismic evaluation procedure for equipment in U.S. Department of Energy facilities, U.S. Department of Energy, USA, March 1997.
3. EPRI Report NP-7146, Development of In-Cabinet Amplified Response Spectra for Electrical Benchboards and Panels, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, prepared by Stevenson & Associates, Inc., 1990.

# 膨脹螺栓之反覆載重行為研究

柴駿甫<sup>1</sup> 廖文義<sup>2</sup> 林凡茹<sup>3</sup> 林震宇<sup>4</sup> 鄭皓澤<sup>5</sup>

## 摘要

後打式螺栓(post-installed anchor, 俗稱壁虎)因施工性佳、調整度高,為國內常見之設備物固定於 RC 結構之工法。後打式螺栓固定之抗拉與抗剪強度由螺栓與混凝土之間的承壓力與摩擦力提供,故混凝土基材之抗壓強度與特性,於後打式螺栓強度影響甚鉅。本研究欲藉由螺栓剪力反覆載重試驗結果,比較美、日規範【1】【2】對於不同混凝土基材之後打式螺栓設計之規定,綜合相關文獻【4】研究成果,探討適合施作後打式螺栓之混凝土基材,以及目前國內既有建築施作後打式螺栓的適用性,並初步提出提升後打式螺栓固定強度之改善建議。

關鍵詞：後打式螺栓、膨脹螺栓、ACI355.2、設備物錨定設計

## 一、前言

大地震後災區交通與水電等公用設施經常損毀、中斷,故重要建築之機電系統、重要設備物等須自給自足,如醫院在 72 小時內應維持重要與緊急醫療服務,科技廠房、核電廠等需啟動緊急供水、供電系統維持機能。然而由九二一地震、日本 311 強震、美國北嶺地震等震災經驗可知,震後重要設備物破壞嚴重,而導致無法維持建築物的震後機能正常運作。

基於施工便利性且國內鋼筋混凝土建築物居多,後打式螺栓(post-installed anchor, 俗稱壁虎)為國內設備物安裝的常見錨定構件,其中又以膨脹螺絲為大宗。鑒於目前國內進行設備物錨定設計時,仍缺乏後打式螺栓於混凝土基材固定強度相關實驗數據與研究,本文欲針對國內常見之敲脹式外迫內牙膨脹螺栓,綜合美、日規範【1】【2】對於不同混凝土基材之後打式螺栓設計之規定與文獻【4】等研究,藉由螺栓剪力反覆載重試驗結果,探討目前國內既有建築施作後打式螺栓的適用性,並初步提出如何提升後打式螺栓固定

強度之改善建議。

國內常見之後打式螺栓受震破壞模式可以分為兩大類,受到拉荷重與受到剪荷重的破壞模式。受到拉荷重的破壞模式有混凝土錐狀破裂、鋼材斷裂、拉出破壞、劈裂與側邊破裂。受到剪荷重的破壞模式有鋼材斷裂與混凝土破裂,而混凝土破裂是在錨定螺栓靠近混凝土邊緣時才會發生。

本文之研究對象--敲脹式外迫內牙膨脹螺栓,即為敲脹式錐體外迫型錨栓,並與各項美日設計規範做比較。

## 二、後打式螺栓反覆剪力載重試驗

為探討目前國內重要建築之設備物施作後打式螺栓的耐震性能,本研究針對膨脹螺栓受力最嚴峻的情境,亦即以膨脹螺栓固定懸吊式設備物於既有建築物之 RC 樓板受張面,且假設膨脹螺栓固定於 RC 樓板因受張而龜裂處。本研究參訪國內兩家大型醫院,調查其消防管線系統錨定使用之後打式螺栓。如圖一所示,消防管線系統為以 3/8" 車牙螺桿懸吊,並使用敲脹

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup>國立台北科技大學土木系教授

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>5</sup>國立台北科技大學土木系研究生

式外迫內牙膨脹螺栓錨定。因此，本研究以國內較具規模之新生五金公司生產之 3/8" 外迫式內牙膨脹螺栓作為研究案例，依據 ACI355.2 執行剪力與拉力試驗，剪力試驗包含擬靜態剪力實驗(對照組)、反覆荷載反覆剪力載重試驗與之後的擬靜態剪力實驗(實驗組)兩部分；拉力試驗包含擬靜態拉力實驗(對照組)、反覆荷載反覆拉力載重試驗與之後的擬靜態拉力實驗(實驗組)兩部分。



圖一 醫院消防管線系統之錨定構件

## 2.1 ACI355.2 規範簡介

ACI355.2 「Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.2-07)」

【3】，為 ACI318 認可之後打式膨脹螺栓測試準則，測試對象包括未龜裂或龜裂之混凝土基材中的後打式膨脹螺栓，實驗結果可用以確認膨脹螺栓強度是否高於 ACI318 之設計強度值，或是依據 ACI355.2 之實驗結果，作為 ACI318 錨定設計之設計參數值。

## 2.2 試驗內容與加載歷時

本研究目的為測得膨脹螺栓之水平耐震強度與抗拉耐震強度，故以擬靜態實驗作為對照組，並執行反覆荷載載重試驗與之後的擬靜態實驗作為實驗組。

本實驗試體與夾具規畫如圖二與三所示，混凝土試體寬度為 30 公分，考量螺栓埋置深度約 4 公分，為降低邊距效應影響，埋置點與邊距均預留 1.5 倍以上的距離。參考 ACI355.2，混凝土基材裂縫寬度應在 0.5mm 以上，且深度應達 9cm 以上，且裂縫面應平行於施力方向。

剪力反覆載重實驗之加載歷時如圖四所示，為依據 ACI355.2 規定與對照組測得之極限剪力強度  $f_{5\%}$  製作，並以力量控制

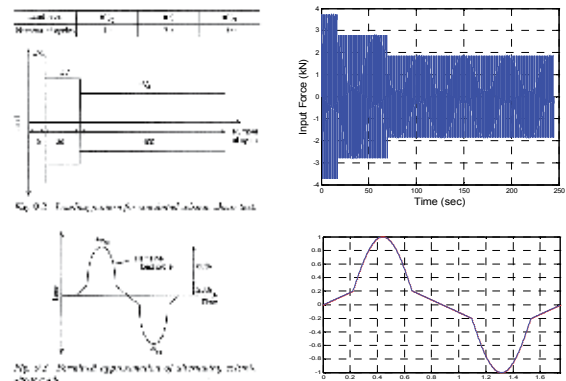
方式執行實驗。假定對照組與實驗組之螺栓鋼材極限強度值相同，反覆加載歷時之力量峰值，應為對照組測試所得之極限剪力強度  $f_{5\%}$  之 0.5 倍。



圖二 剪力實驗機制



圖三 拉力實驗機制



圖四 ACI355.2 反覆剪力載重測試波規定 (左)【3】與本研究剪力測試波(右圖)

## 三、實驗結果分析

### A.1 擬靜態剪力實驗結果(破壞實驗)

如圖五所示，本研究不論是對照組或實驗組之錨定破壞模式，均為螺栓鋼材剪力破壞並伴隨混凝土部分承壓面壓碎現象，亦為 ACI318 所列之膨脹螺栓常見的剪力破壞模式之一。



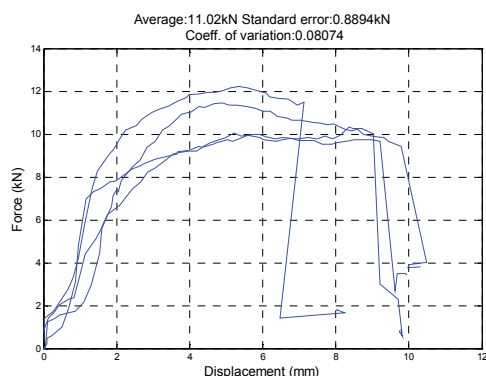
(對照組)



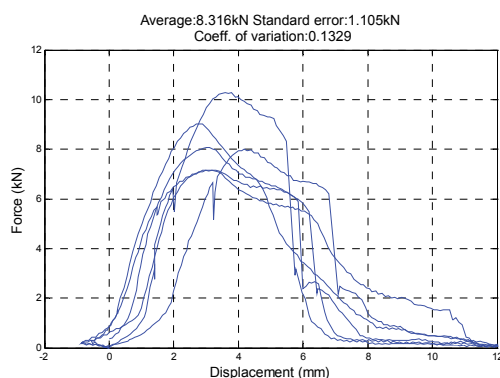
(實驗組)

圖五 擬靜態剪力實驗螺栓破壞圖

對照組與實驗組之測試結果如圖六、七所示，未如文獻【4】之研究成果，因本研究施作於開裂式混凝土，經由反覆荷載後，螺栓固定處之強度大為降低，在擬靜態剪力實驗中(圖六)可看出，整體實驗數值在頂層平台段時發揮了較佳之延展性；而在動態剪力反覆載重後所測得之擬靜態剪力(圖七)，則在到達極限強度後，隨即下降，證實了經過反覆試驗後，材料之強度與韌性均有不同程度之下降趨勢。



圖六 擬靜態剪力實驗結果(對照組)



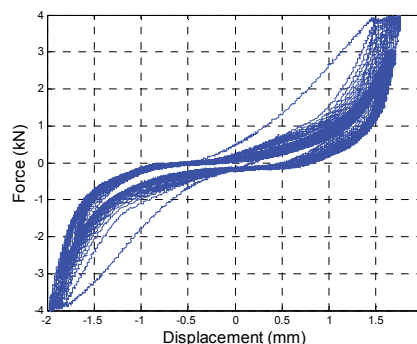
圖七 反覆荷載實驗後之擬靜態剪力實驗結果(實驗組)

## A.2 動態剪力反覆載重實驗結果

如圖八所示，此試驗利用擬靜態剪力實驗結果測試所得之極限剪力強度  $f_{5\%}$  之 0.5 倍作為加載振幅，並依據 ACI355.2 規定之加載歷時進行加載。

圖中明顯觀察出，在第一圈加載時較不穩定，但其後實驗即趨於穩定，且斜率隨著反覆加載的次數增加而有明顯趨緩的情形，顯示強度確實有因此而降低；若再觀察圖六擬靜態剪力實驗結果(對照組)與

圖七反覆荷載實驗後之擬靜態剪力實驗結果(實驗組)可看出，經過反覆荷載實驗後之極限強度確有顯著之下降。將各項數值平均後，可得其彈性段之剪力勁度  $K_s$  約為 2.93 kN/mm。



圖八 動態剪力反覆載重實驗結果

## B.1 擬靜態拉力實驗結果(破壞實驗)

如圖九所示，本研究不論是對照組或實驗組之錨定破壞模式，均為螺栓拔出破壞並伴隨混凝土部分承拉面碎裂現象，亦為 ACI318 所列之膨脹螺栓常見的拉力破壞模式之一。

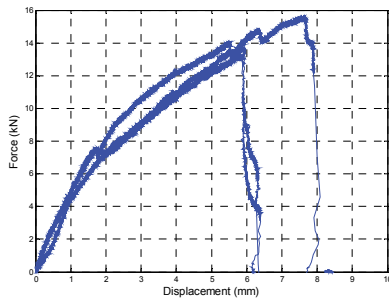
實驗結果如圖十所示，本研究在抗拉強度方面，並無因經過反覆荷重後有明顯降低。與剪力實驗結果(圖六)比較可看出，剪力實驗屬於鋼材剪斷，因此有較佳之延展性，而拉力實驗因屬混凝土破壞，於到達極限強度後力量即趨近於零點，此為兩種實驗較為不同之處。



(對照組)

(實驗組)

圖九 擬靜態拉力實驗螺栓破壞圖



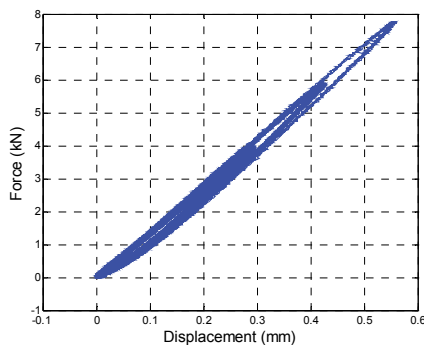
圖十 擬靜態拉力實驗結果

## B.2 動態拉力反覆載重實驗結果

如圖十一所示，此試驗利用擬靜態拉力實驗結果測試所得之極限拉力強度  $f_{50\%}$  之 0.5 倍作為加載振幅，並依據 ACI355.2 規定之加載歷時進行加載。

圖中可觀察出，實驗斜率大致相近，由於 ACI355.2 測試波之特性，可看出實驗大致上分為三組迴圈，依序往下遞減；各次實驗回歸出之拉力斜率  $K_T$  約為 12.46 kN/mm。

與動態剪力反覆實驗(圖八)結果比較可知，剪力實驗之勁度大致可分為兩階段，初始時勁度較低之平台段與後期勁度較為線性之上升段，而動態拉力反覆實驗整體均較為一致且皆維持在彈性範圍內。



圖十一 動態拉力反覆載重實驗結果

## 四、結論與展望

後打式螺栓為國內設備物安裝於建築物之常見固定工法，本研究初步探討後打式螺栓於國內外文獻研究成果與相關規範之設計值規定，並調查國內兩家大型醫院之消防管線固定方式，以固定於開裂式混凝土之 3/8" 敲脹式外迫內牙膨脹螺栓為研究對象，依據 ACI355.2 【3】進行擬靜態實驗與動態反覆試驗，嘗試探討其耐震水平容量，據以作為國內進行懸吊式設備物

耐震設計時之參考依據。

由實驗結果可知，國內常見之敲脹式外迫內牙膨脹螺栓剪力與拉力之極限強度值低於 ACI318 【1】與日本建築設備耐震設計施工指南【2】之設計值。探討其可能原因，本研究為使用開裂式混凝土作為基材，然此二規範之設計值並未考量混凝土開裂與否之因素。鑒於懸吊式設備物常錨定於 RC 樓板之受張面(亦即易開裂處)，膨脹螺栓與混凝土基材可作以下改善，提升膨脹螺栓固定處之強度：

1. 由各項剪力實驗結果可知，破壞模式為螺栓鋼材剪力破壞並伴隨混凝土部分承壓面壓碎，因此若需提升整體剪力強度，可提升所用之膨脹螺栓鋼材之強度，使固定處極限剪力強度值能有所提升。
2. 由拉力實驗結果可知，破壞模式為混凝土破壞，探討其可控制之因素包括混凝土強度、裂縫寬度等，若需提升整體拉力強度，在施打處之混凝土基材應盡量選擇一般混凝土，避免選擇在輕質混凝土上施作。
3. 預計施作設備物懸吊之混凝土基材面，應鋪設鋼筋等提升其抗拉能力，或使用 FRC 等纖維混凝土構材，降低混凝土開裂可能性，或降低裂縫寬度。

## 參考文獻

1. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-05), *American Concrete Institute*, Detroit, 2005.
2. 日本建築中心，《建築設備耐震設計施工指南》，蔡江洋譯，中華民國建築學會，1984.
3. ACI Committee 355, Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.2-07), *American Concrete Institute*, Detroit, 2007.
4. T. S. Aziz, A. Ghobarah, Seismic qualification testing of concrete expansion anchors to nuclear standards, *Transactions, SMIRT16*, Washington D.C., August 2001.

# 開發智慧型感測系統於橋梁健康診斷

盧恭君<sup>1</sup> 羅俊雄<sup>2</sup> 林沛暘<sup>3</sup>

## 摘要

有鑑於橋梁在現代社會中所扮演的重要角色，近年來有數起跨河橋梁損壞的案例都是由於豪大雨等天然災害所導致，這現象突顯了橋梁健康檢測與損壞識別技術的重要性及工程界對此需求的急迫性。在進行這方面相關研究的首要步驟是：蒐集並且觀察結構物在各個不同環境條件下的反應訊號。因應這樣的需求，本研究的目的為開發一套滿足橋梁健康診斷需求的智慧型感測系統，該智慧型量測系統主要包含下列四項特性：1) 於野外環境中提供彈性且可靠的訊號傳輸介面。2) 考慮惡劣天候因素下自動化且長期運作的量測系統。3) 可解析結構微振反應的高靈敏訊號取樣特性。4) 現地訊號處理與分析的能力。本研究中應用智慧型感測系統於宜蘭牛鬥橋受凡納比颱風作用下之震動反應量測試驗，藉此驗證其性能。

關鍵詞：無線感測，結構健康監測，橋梁監測

## 一、前言

近年來天然災害的規模及強度日趨嚴重，這樣的現象直接影響了橋梁的結構安全，為了減緩及避免天災對於橋梁基礎建設的影響以及確保人民生命財產安全，橋梁結構健康診斷技術的發展成為了重要且刻不容緩的議題。解析橋梁結構動力特性是進行橋梁結構健康診斷的首要步驟，因應這樣的步驟需求，實務上將需要一套長期且能彈性配置的訊號量測系統。在這方面的研究中，Straser 以及 Liremidjian 早期提出了無線傳輸暨感應技術於土木基礎結構之應用，爾後也將此技術應用於縮尺寸及實際結構物的結構健康診斷應用中。在更近期的發展中，Lynch 等人將微處理器的運算功能整合至無線感測器的硬體中，並且藉此將一些常用的系統識別演算及結構損壞分析植入於無線感測器端點，在此之後感測器端不僅能量測訊號更能夠進一步在節點端將訊號進行解析及處理。無線感測技術透過上述這些前期的研究後，目前這樣的技術已經廣泛被土木基礎

結構監測所採用，其中著名的案例如下：Alamosa Canyon Bridge (New Mexico), Geumtang Bridge (Korea), WuYuan Bridge (China), Voigt Bridge (California)。在最近期的研究中，Hongki Jo 提出了無線智能感測網路(Wireless Smart Sensor Network)的概念，同時間 Junhee Kim 也提出了智能無線感測網路(Smart Wireless Sensor Network)的概念，綜觀上述兩位的概念，其概念皆著重於如何研發適用於真實結構健康診斷應用的無線傳感器。本研究的智能感測系統(Smart Sensing System)的研發也繼承了上述的概念，並且將著重於軟體(結構健康診斷方法)與硬體(長期監測系統)的整合。

本研究將實踐智能感測系統的概念於橋梁健康診斷應用中，在過程中將無線傳感器因應需求更新為 0.2b 的版本，在這版本中考量了橋樑監測的需求同時將過去量測中採用的高價位微振感測器以中價位加速計加以取代並且最佳化其性能，降低系統建置成本更符合大量佈署的應用。

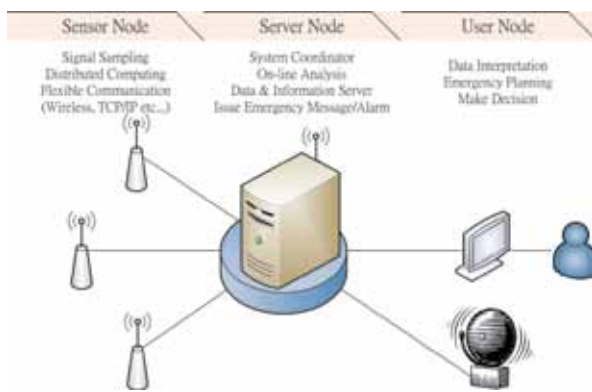
<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程系教授

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心研究員

## 二、智能感測系統概念

本研究中的智能感測系統(Smart Sensing System, S3)是以土木工程領域應用需求所設計的系統，其概念由圖一所示。系統包含感測器端、伺服器端以及使用者端，並且根據橋梁自動健康診斷的應用情境而彈性調整配置，最常見的應用情境下結構振動反應由感測器端定期量測並且暫存亦或傳送至伺服器端，於伺服器端解析訊號，其後使用者可連結至伺服器端取得結構健康狀態。感測器端的功能包含分散式運算以及無線傳輸，其中分散式運算用來將量測的資料進行前處理及所安排的分析運算、無線傳輸則用來與伺服器端進行溝通。因此感測器端可視為一智能感測器，其必須包含三項主要功能：訊號取樣、分散運算與無線傳輸。



圖一 智能量測系統之概念圖

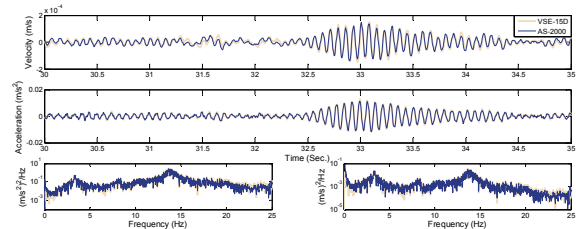
根據過去的經驗，橋梁為大型結構且通常必須承載繁忙的交通流量，這樣的應用環境下若採用傳統有線量測方式將面臨許多儀器裝設及維護上的難題，其中感測器與伺服器端資料傳輸的訊號纜線佈設非常昂貴且耗時費力，並且容易遭受到環境的雜訊干擾，雜訊作用以及訊號衰減效應在長距離電纜線傳遞下難以獲得控制，進而大幅降低訊號取樣品質。本研究中智能感測系統所採用的無線傳感技術能夠有效的避免上述於由線量測系統中所遭遇的困難，於感測器端與伺服器端提供有效率且經濟的連結方式，更能夠輕易突破於大尺寸結構所遭遇的環境阻隔及其他限制。

伺服器端扮演著智能感測系統的管理

與指揮角色，其中包含管理無線感測器網路運作、管理系統狀態並且指派工作程序。在感測器端回饋訊號至伺服器端後，於伺服器端預先安排的結構健康診斷程序將自動執行並產生結果，其結果將透過系統已經實踐的兩種方式分享給使用者：(1) 發布緊急狀態訊息並作動警報系統、(2) 資料與資訊伺服器。使用者端則為一般常見的網路資料取得介面，如網際網路瀏覽器、資料傳輸介面 FTP 等...

## 三、無線傳感器(WSU\_V2b)

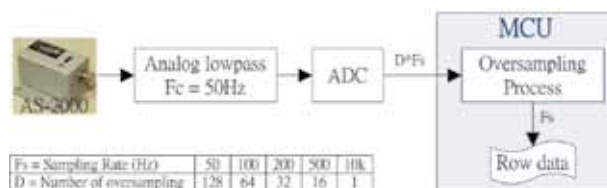
本章節將著重於智能感測系統的硬體更新內容。大部分的結構健康診斷技術皆須仰賴對於結構振動訊號分析的資訊，尤其是多數唯輸出系統識別方法都基於白噪訊處理的假設下，需要量測結構於微振下的反應資料。結構微振反應資料最能符合上述之假設，同時於結構應用範疇中，振動訊號的頻率範圍主要分布於低頻帶(0.1~30Hz)、其時域訊號之峰對峰範圍通常小於 1gal。基於上述的量測特性，感測器節點端所採用的傳感器必須具有高靈敏度以及寬頻的特性，著以考量整體成本後，新版的無線傳感器將以中價位的加速度計(AS-2000)為主要整合考量。為了將 AS-2000 整合至無線傳感器中並且提供高性能的結構微振量測訊號，本研究中開發了專屬的訊號調節器(Signal Conditioner)，其功能為避免高頻雜訊干擾、反失真效應(Anti-Aliasing)，在實踐過程中採用八階的 butter-worth 低通濾波器，將其轉角頻率設計為 50Hz，濾波電路採用 Sallen-Key 拓普設計，透過上述的類比濾波電路強化 AS-2000 於微振量測之性能。整體系統取樣之性能將透過與原廠為振量測系統之結果比較而獲得驗證。



圖二 VSE-15D 與 AS-2000 之訊號比較圖

圖二為微振儀(VSE-15D)與 AS-2000 透過無線傳感器量測的比較，同時比較加速度、速度於時域及頻率域之差異，結果顯示兩者幾近相同。

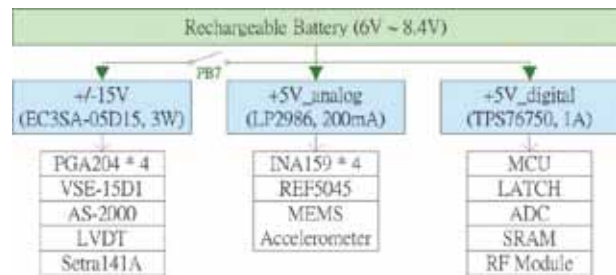
在軟體方面新版的無線傳感器整合了可程式化類比放大器以及過度取樣技術於微處理器中，其流程圖如圖三所示。加速度規(AS-2000)回饋的訊號首先藉由第一級的類比低通濾波器處理，避免取樣失真的錯誤，濾波後的訊號透過可程式化類比訊號放大器，透過微處理器選定最佳的調放增益值進行運作，其後產生的訊號透過超高速的類比數位轉換器進行轉換，微處理器將這些超高速取樣的資料進行超取樣程序處理，最後產生符合使用者設定的取樣頻率資料。根據系統感測器的多樣性整合，新版的四個類比數位取樣通道皆支援個別獨立設定與運作。



圖三 感測器端之過度取樣程序圖

在無線傳輸性能方面也增強其傳輸速率及傳輸距離的性能，舊版本中微處理器與無線模組中的傳輸速率受限於微處理器的振盪時脈而無法充分發揮速度，本研究中更換其振盪器並且將資料介面速率提升至最大值(115.2Kbps)，該資料傳輸速率較前一版本增進兩倍速度，相較於早期的原型機(WiMMS)更大幅增進了六倍傳輸速率。另一方面，為了使無線傳輸訊號達到理想的強度，於系統電源模組設計中加入其電源需求最佳化的設計，透過圖四的電源模組設計，將無線訊號功率發會至最大，同時也透過對電源管理使系統耗電降至最低。圖四中的電源模組供給了三種系統電源需求，類比系統電源(+5V)、數位系統電源(+5V)以及感測器電源(+/-15V)。其中數位電源設計中採用德州儀器所發表的TPS76750 晶片，其超低常態電流損耗的特性大大提升了無線模組的用電效率，並且

於資料傳送時提供充足的功率輸出。系統中對於感測器電源也透過微處理器進行管理，避免於系統休眠中過度損耗電力。



圖四 感測器端的電源模組架構

#### 四、牛鬥橋野外試驗

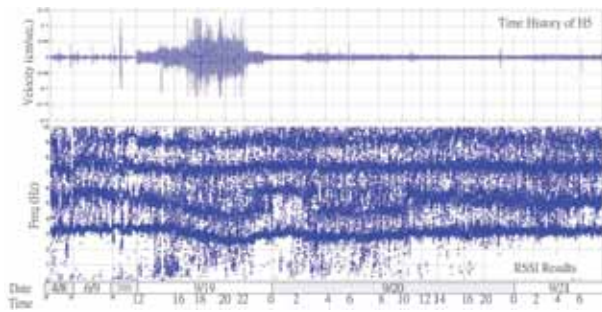
牛鬥橋位於宜蘭三星鄉內橫跨蘭陽溪的橋樑，該橋梁因遭受基礎沖刷破壞而岌岌可危。其橋樑型式為簡支承型式，共包含七跨與六支橋柱，每跨長度為 36.5 公尺，全橋總長為 256 公尺，橋寬為 5 公尺。凡納比颱風為 2010 年 9 月中旬侵襲台灣的中度颱風，其外圍環流在台灣東部與東南部造成極大降雨，在此事件造成蘭陽溪溪流暴漲。



圖五 牛鬥橋施作照片

本試驗主要的目標為取得牛鬥橋於颱風洪水侵襲下的結構振動反應資料，藉此資料瞭解基礎土石沖刷以及洪水作用下振動反應資料的特性。試驗中於全橋佈設五個感測器節點主要裝設於評估最危險的第二跨及第六跨橋面版，每個感測器端裝設兩個水平向的微振儀，伺服器端則裝設於橋頭安全的位置，並透過 3G 通訊將量測資

料即時傳送至位於宜蘭市區飯店的計畫參與人員。整體系統於陸上颱風警報發布前完成裝設，並且於颱風侵襲期間連續收錄結構振動反應資料，其取樣間隔為每十五分鐘收錄一筆，每筆資料長度為 75 秒，取樣頻率為 200Hz。圖五為智能感測系統於牛鬥橋上安裝的局部及全域圖、圖五(d)為拍攝當時蘭陽溪暴漲的溪流。



圖六 SSI 訊號分析結果

智能感測系統一共收錄了牛鬥橋於 9 月 19 日至 9 月 21 日期間的振動反應資料，其常態反應參考訊號為凡納比颱風事件前平時的量測訊號。基於上述的資料，圖六呈現初步透過遞迴隨機子空間訊號分析的結果，其分析結果由計畫參與人員翁健煌博士所提供，透過頻率特徵解析發現，結構特徵頻率於洪颱作用期間有明顯的變化，這將值得後續進行進一步的探討。

## 五、結論與展望

因應橋樑應用需求，本研究中新版本的無線傳感器(WSU\_V02b)增強了下列的性能：(1) 更具彈性的感測器訊號輸入調整範圍、(2) 藉由過度取樣技術提供更高品質及精度的訊號取樣性能、(3) 相較舊版本提供兩倍速度的無線資料傳輸性能、(4) 透過電源系統的強化提供更穩定及長距離的無線傳輸性能、(5) 成功整合中價位加速度規(AS-2000)並取代過去於結構微振反應量測所採用的高價位的微振儀器(VSE-15D)。透過本研究，智能感測系統成功擴展其應用範圍至橋樑健康診斷應用，藉由系統性能提升提供橋樑健康診斷更可靠、更彈性的解決方案。在牛鬥橋於凡納比颱風期間之振動監測試驗中，全橋感測器佈署僅花費

三十分鐘即完成，並且於惡劣天候下成功連續運作三天並保存珍貴的振動資料。牛鬥橋試驗驗證了智能感測系統於野外監測的性能，同時也驗證了本研究於軟硬體整合工作的成果。

## 參考文獻

1. Straser, E.G. and Kiremidjian, A.S., 1998, "A modular, wireless damage monitoring system for structures", The John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report, 128 (1998).
2. Tanner, N.A., Wait, J.R., Farrar, C.R., and Sohn, H., "Structural health monitoring using modular wireless sensors", J. of Intelligent Material Systems and Structures, 14(1), 43-56 (2003).
3. Nagayama, T., Ruiz-Sandoval, M., Spencer B.F., Mechitov, K.A., Agha, G., "Wireless strain sensor development for civil infrastructure", Proceeding of 1st Int. Workshop on Networked Sensing Systems, Tokyo, Japan, 97-100 (2004).
4. Hongki Jo, Sung-Han Sim, Tomonori Nagayama and B.F. Spencer Jr., "Development and Application of High-Sensitivity Wireless Smart Sensors for Decentralized Stochastic Modal Identification." J. Eng. Mech., 138(6), 683-694 (2012).
5. Junhee Kim and Jerome P. Lynch, "Autonomous Decentralized System Identification by Markov Parameter Estimation Using Distributed Smart Wireless Sensor Networks", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 137, No. 5, May 2012, pp. 478-490 (2012).
6. Kung-Chun Lu, Chin-Hsiung Loh, "Development of Wireless Sensing System for Structural Health Monitoring", Earth&Space 2010, 12th International Conference on Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments, Honolulu, Hawaii, March 2010.

# 相位控制半主動式調諧質塊阻尼器於基底振動下之減振

鍾立來<sup>1</sup> 賴勇安<sup>2</sup> 顧丁與<sup>2</sup> 吳賴雲<sup>3</sup>

## 摘要

本文旨在探討相位控制之半主動式調諧質塊阻尼器(Semi-active Tuned Mass Damper, SATMD)於基底振動下之減振效果。相位控制，即藉由即時量測結構與調諧質塊之反應，經相位控制律判斷摩擦力施加之時機，於特定之時刻施加摩擦力，使調諧質塊之運動與結構盡量維持 -90 度之相位差，改善調諧質塊阻尼器減振效果。以單自由度結構加裝半主動式調諧質塊阻尼器系統，分別於正弦波基底加速度、隨機基底加速度及地震歷時下進行數值模擬。在外力為正弦波基底加速度下，由頻率反應函數分析結果顯示，相位控制半主動式調諧質塊阻尼器可增加有效之減振頻率範圍。隨機基底加速度下的模擬結果則顯示，相位控制可降低調諧質塊阻尼器設計參數的靈敏度，不需進行最佳化設計即可有優於被動式調諧質塊阻尼器之減振效果，可解決被動式調諧質塊阻尼器其適應性之問題。在 El Centro 地震下，相位控制後雖降低結構極值之效果仍不高，但對於降低均方反應(root mean square, RMS)則有不錯之效果，可降低結構之損傷。由上述之模擬，可驗證於基底振動下，相位控制之半主動式調諧質塊阻尼器確實可行並有其優點。

關鍵詞：調諧質塊阻尼器、相位控制、半主動控制、基底振動

## 一、前言

由文獻[1]所提之 power flow 理論可知，調諧質塊阻尼器(Tuned Mass Damper, TMD)與結構保持 -90 度相位差(phase lag)之情況下，將有最大之減振效益，因此本文嘗試以相位控制為原理，改善調諧質塊阻尼器於基底振動下之減振效果[2]。相位控制藉由即時量測之結構與調諧質塊反應，經控制律於特定之時刻施加摩擦力，使調諧質塊之運動與結構盡量維持 -90 度之相位差，保有最大之 power flow，改善調諧質塊阻尼器減振效果，驗證相位控制於基底振動下之減振效果。

## 二、半主動式 TMD 構造及運動方程

圖一為單自由度結構加裝半主動式調諧質塊阻尼器之模型。當結構受到基底振動擾動時，其運動方程式表示如下：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{b}u(t) + \mathbf{e}w(t) \quad (1)$$

其中， $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix}$  為質量矩陣；

$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d + c_s \end{bmatrix}$  為阻尼矩陣；

$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_d & -k_d \\ -k_d & k_d + k_s \end{bmatrix}$  為勁度矩陣； $m_s$ 、 $c_s$  及

$k_s$  分別代表結構基本振態之質量、阻尼係數及勁度係數； $m_d$ 、 $c_d$  及  $k_d$  代表 TMD 之

質量、阻尼係數及勁度係數； $\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_d(t) \\ x_s(t) \end{bmatrix}$

為位移向量； $x_d(t)$  及  $x_s(t)$  分別代表 TMD 及結構基本振態之位移向量； $u(t)$  為半主

動摩擦力； $\mathbf{b} = \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \end{bmatrix}$  為摩擦力配置向量；

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心研究員暨國立台灣大學土木工程學系教授

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程學系研究生

<sup>3</sup> 國立台灣大學土木工程學系教授

$w(t)$  為基地加速度； $\mathbf{e} = \begin{bmatrix} -m_d \\ -m_s \end{bmatrix}$  為基底速度配置向量。

將(1)式由二階微分方程式轉換成一階微分方程式，稱為狀態方程式，可表示如下：

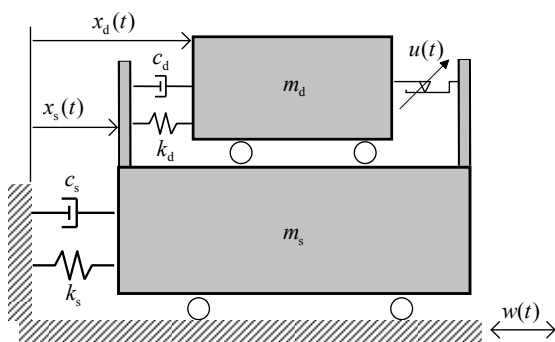
$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{B}u(t) + \mathbf{E}w(t) \quad (2)$$

其中  $\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix}$  為狀態向量；

$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}$  為系統矩陣；

$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{b} \end{bmatrix}$  為狀態空間半主動摩擦力配置向量；

$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{e} \end{bmatrix}$  為狀態空間基底擾動配置向量。



圖一 單自由度結構加裝半主動式 TMD

假設在任一取樣時間  $\Delta t$  內之半主動摩擦力  $u(t)$  與基底加速度  $w(t)$  均為常數，可推導出離散時間系統之狀態方程式：

$$\mathbf{z}[k+1] = \mathbf{A}_d\mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d u[k] + \mathbf{E}_d w[k] \quad (3)$$

其中， $\mathbf{A}_d = e^{\mathbf{A}\Delta t}$  為離散時間系統矩陣； $\mathbf{B}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{B}$  為離散時間半主動摩擦力配置向量； $\mathbf{E}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{E}$  為離散時間基底加速度配置向量。藉由(3)式，即可進行歷時分析求得結構及 TMD 之反應。

### 三、相位控制律

當調諧質塊與結構恰好具有  $-90$  度相位差時，具有以下特徵：結構位移為  $0$  時，調諧質塊相對位移恰為最大，也就是調諧質塊相對速度為  $0$ 。當結構受到非結構自

然振頻之外力時，調諧質塊與結構之相位可能無法維持  $-90$  度的相位差，而有“相位落後(Phase lag)”或“相位超前(Phase lead)”2 種情形，因此相位控制即針對這 2 種情形，TMD 與結構相位關係可以說明如下：

1. **相位超前**：相位超前之情況，可簡單視為調諧質塊之運動太快了，導致其相位跟上結構太多。以歷時來看，當調諧質塊相對位移達到最大時，如結構的位移量還在減少中而還沒回到原點，如圖二，代表調諧質塊“超前(Phase leading)”了最佳相位角。

2. **相位落後**：相位落後之情況，可簡單視為調諧質塊之運動太慢了，導致其相位無法跟上結構。如以歷時來看可知，當結構位移通過  $0$  時，調諧質塊相對位移量還在增加，相對位移並非最大，如圖三，代表調諧質塊“落後(Phase lagging)”了最佳相位角。

相位超前或相位落後都會使 TMD 降低其減振效果，因此相位控制之主要重點即為，以施加控制力之方式，使 TMD 能盡快回到  $-90$  度之相位差。

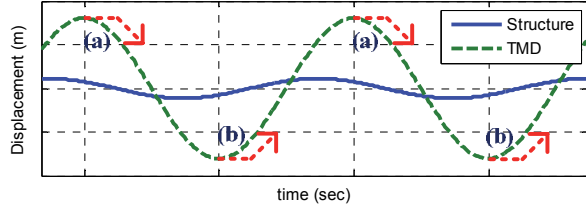
本研究所提之半主動機構，為摩擦機構，以 TMD 對結構相對運動間可產生之摩擦力作為所施加之控制力。摩擦機構之特點為僅可進行消能，不能對結構或 TMD 施加額外能量，也就是僅可對 TMD 進行減速運動，而無法使其加速運動。

在僅可對 TMD 進行減速，而無法使其加速之情況下，要使 TMD 不論其為相位超前或相位落後，都可回到  $-90$  度相位差，則其摩擦力有特定之施加時機：

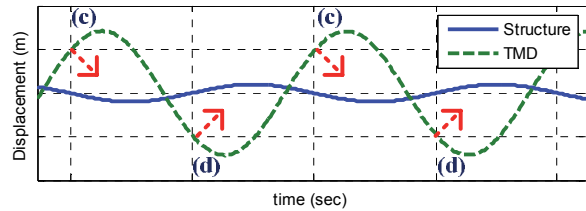
1. **相位超前之修正方式**：在相位超前之情況，即調諧質塊的運動太快，因此可在調諧質塊相對位移達最大之時(此時調諧質塊速度為  $0$ )，施加摩擦力使調諧質塊滯留一段時間，待結構位移通過  $0$  點後再移除摩擦力，即可使相位差回到  $-90$  度。

2. **相位落後之修正方式**：在相位落後之情況，即調諧質塊的運動太慢，以致於當結

構通過 0 點時，調諧質塊之相對位移量仍還沒達到最大，其相對位移量還在增加，尚未開始回復。此時如施加摩擦力，強迫調諧質塊停下，當調諧質塊停下後再移除摩擦力，TMD 即會開始回復(可視為此時之相對位移為最大)，如此即可使相位差回到 -90 度。



圖二 TMD 與結構相位為“超前”之示意圖



圖三 TMD 與結構相位為“落後”之示意圖

因此不論其相位為超前或是落後，於上述特定之時間點施加摩擦力，皆可修正其相位，使其回到 -90 度之相位差。

為了準確得到摩擦力施加與否的時機，預測結構與 TMD 下一步之狀態(無外力)：

$$\hat{\mathbf{z}}[k+1] = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] \quad (4)$$

當結構位移與 TMD 相對速度之符號相反，且結構速度與 TMD 相對位移之符號相反時，即為摩擦力施加之時機，此判斷可以一數學式表示：

$$G = \frac{1}{2} \{1 - \text{sgn}(\dot{x}_s[k+1]) \times \text{sgn}(x_d[k+1] - x_s[k+1])\} \times \frac{1}{2} \{1 - \text{sgn}(\dot{x}_s[k+1]) \times \text{sgn}(\dot{x}_d[k+1] - \dot{x}_s[k+1])\} \quad (5)$$

其中  $G$  為控制力施加與否之符號判別。當  $G=1$ ，即為需施加控制力 ( $u[k] \neq 0$ )。  $G=0$ ，即為不施加控制力 ( $u[k]=0$ )。

數值模擬時需計算摩擦力，可藉由假設  $k+1$  步時相對速度為 0 計算而得：

$$\mathbf{d}_1 \mathbf{z}[k+1] = 0 \quad (6)$$

$\mathbf{d}_1 = [0 \ 0 \ 1 \ -1]$  為相對速度配置向量。將(6)式代入(3)式則可解得使第  $k+1$  步相對速度為 0 之摩擦力  $\hat{u}[k]$ ：

$$\hat{u}[k] = -(\mathbf{d}_1 \mathbf{B}_d)^{-1} \mathbf{d}_1 (\mathbf{A}_d \mathbf{z}[k]) \quad (7)$$

藉由(4)式、(5)式與(7)式，即可完整計算施加之摩擦力及判斷控制時機。

## 四、數值模擬

以一單自由度結構進行數值模擬，此結構之自然頻率為 0.33 Hz，阻尼比為 2%。

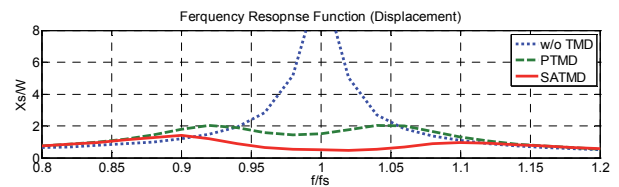
加裝相位控制之半主動式調諧質塊阻尼器後，分別對正弦波基底加速度、隨機基底加速度、地震歷時進行數值模擬，並與加裝被動式調諧質塊阻尼器之單自由度結構比較。半主動式調諧質塊阻尼器與最佳化被動式調諧質塊阻尼器之設計參數分別列於表一。

表一 PTMD 與 SATMD 之設計參數

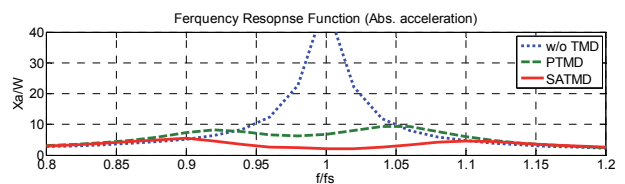
|           |        |
|-----------|--------|
| PTMD 質量比  | 0.02   |
| PTMD 頻率比  | 0.9678 |
| PTMD 阻尼比  | 0.0702 |
| SATMD 質量比 | 0.02   |
| SATMD 頻率比 | 1      |
| SATMD 阻尼比 | 0.01   |

### 正弦波基底加速度

以頻率為結構自然頻率 0.8 倍~1.2 倍之正弦波基底加速度激振結構，其位移頻率反應函數為圖四，絕對加速度頻率反應函數為圖五。



圖四 結構位移頻率反應函數



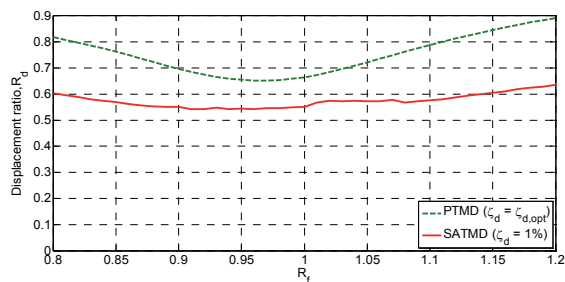
圖五 結構絕對加速度頻率反應函數

由頻率反應函數觀察，加裝相位控制之 SATMD 後，其結構最大反應僅約為加裝 PTMD 之一半，且有效減振頻率範圍較大，擴大為 0.88~1.15 倍的結構自然頻率，有類似多重調諧質塊阻尼器(MTMD)之效果。

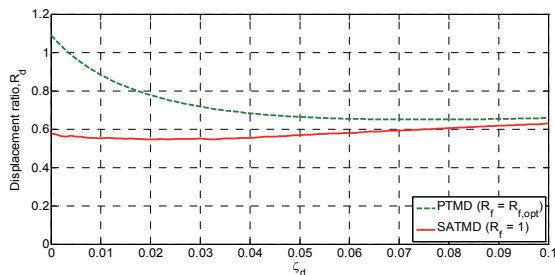
### 隨機基底加速度

以隨機基底加速度激振結構，進行設計參數之靈敏度分析，頻率比靈敏度分析為圖六，阻尼比靈敏度分析為圖七。

圖六顯示，相位控制之 SATMD 其對於頻率比設計參數較 PTMD 不敏感，因此可降低離頻效應造成 TMD 減振效果下降的影響。圖七顯示，相位控制之 SATMD 可因摩擦裝置彌補阻尼不足時消能不足之缺點，甚至直接取代阻尼，不需再額外設置阻尼器。



圖六 頻率比敏感度分析

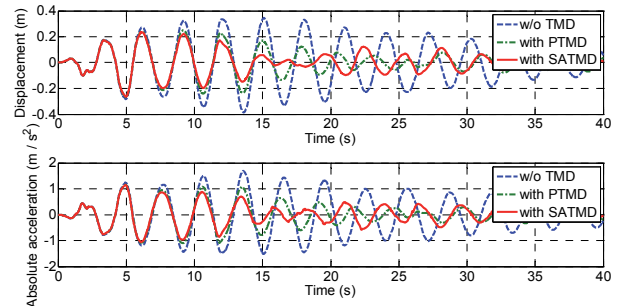


圖七 阻尼比敏感度分析

### 地震歷時

以 El Centro 地震歷時，進行數值模擬，其結果如圖八。如無加裝 TMD，結構位移極值為 0.3854 m，絕對加速度極值為 1.6923 m/s<sup>2</sup>。結構位移均方為 0.1759 m，絕對加速度均方為 0.7723 m/s<sup>2</sup>。加裝 PTMD 後，結構位移極值為 0.2674 m，絕對加速度極值為 1.1660 m/s<sup>2</sup>。結構位移均方為 0.1013 m，絕對加速度均方為 0.4556 m/s<sup>2</sup>。加裝相位控制 SATMD 後，結構位移極值為 0.2644 m，絕對加速度極值為

1.1522 m/s<sup>2</sup>。結構位移均方為 0.0874 m，絕對加速度均方為 0.3935 m/s<sup>2</sup>。因此相位控制之 SATMD 雖在降低結構反應極值，與 PTMD 效果相差不大，但對於結構反應之均方，則有較好之表現。



圖八 El Centro 地震反應歷時

## 五、結論

本文針對相位控制之半主動式調諧質塊阻尼器承受基底之振動進行數值模擬：

1. 頻率反應函數觀察，加裝相位控制之 SATMD，可有比 PTMD 更佳之減振效果，其結構最大反應僅約為加裝 PTMD 之一半，且有效減振頻率範圍較大，有類似裝設多重調諧質塊阻尼器之效果。
2. 隨機振動之靈敏度分析顯示，相位控制之 SATMD 其對於頻率比設計參數較 PTMD 不敏感，可降低離頻效應造成減振效果下降的影響，且可因摩擦裝置彌補阻尼不足時之缺點，甚至可不需再額外設置阻尼器。
3. 由 El Centro 地震歷時模擬，相位控制之 SATMD 雖降低結構極值反應之效果與 PTMD 相差不大，但對於結構反應之均方，則有較好之表現。

## 參考文獻

1. Soong T.T. and Dargush G.F., *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. Wiley, New York, (1997).
2. 鍾立來、顧丁與、賴勇安、吳賴雲，「應最佳化參數之被動式及相位控制之半主動式調諧質塊阻尼器於基底振動之減振」，國家地震工程研究中心，2012，編號 NCREE 12-004。

# 斜面式滾動隔震支承之振動台試驗研究

汪向榮<sup>1</sup> 蕭佳益<sup>2</sup> 林旺春<sup>2</sup>、黃震興<sup>3</sup>、張國鎮<sup>4</sup>

## 摘要

本研究針對不同設計參數之斜面式滾動隔震支承，如斜面角度與額外提供之摩擦阻尼機制，以及將其應用於高架地板系統，進行一系列之地震模擬試驗以驗證其耐震性能。試驗結果顯示，應用斜面式滾動隔震支承能夠有效地保護標的物，大幅降低破壞潛勢，且透過試驗與數值分析的比較結果，驗證相關設計理論與分析模型之正確性與可行性。因此，由本研究可知，將斜面式滾動隔震支承應用於重要設備與設施，可具備相當良好的抗震效益，有效降低重要設備與設施因地震造成之損壞風險。

關鍵詞：隔震、斜面式滾動隔震支承、隔震高架地板、雙旗桿遲滯迴圈數值模型、振動台試驗、數值驗證

## 一、前言

根據斜面式滾動隔震支承之理論推導 (Wang et al., 2012; 2013)，可建立一簡化雙旗桿遲滯迴圈模型以表示其遲滯行為。如圖一所示之斜面式滾動隔震支承，中版上下兩滾動面各為 V 型斜面設計，而頂、底版的滾動面則可為 V 型斜面(A 型滾動隔震支承)或採平面設計(B 型滾動隔震支承)，以兩對相互水平正交的滾軸分別安裝於三版之間。利用四個運動方程式可分別代表 A 型與 B 型兩種滾動隔震支承沿水平方向之力學行為，A 型滾動隔震支承之滾軸於圓弧曲面上滾動之運動方程式可表示為：

$$M\ddot{x}_1 + \frac{1}{2R}M(g + \ddot{z}_g)\text{sgn}(x_1)x_1 + (\mu_r N + F_D)\text{sgn}(\dot{x}_1) = -M\ddot{x}_g \quad (1)$$

A 型滾動隔震支承之滾軸於斜面上滾動之運動方程式可表示為：

$$M\ddot{x}_1 + \frac{1}{2}M(g + \ddot{z}_g)\sin 2\theta \text{sgn}(x_1) + (\mu_r N + F_D)\cos \theta \text{sgn}(\dot{x}_1) = -M\ddot{x}_g \quad (2)$$

B 型滾動隔震支承之滾軸於圓弧曲面上滾動之運動方程式可表示為：

B 型滾動隔震支承之滾軸於圓弧曲面上滾動之運動方程式可表示為：

$$M\ddot{x}_1 + \frac{1}{4R}M(g + \ddot{z}_g)\text{sgn}(x_1)x_1 + (\mu_r N + F_D)\text{sgn}(\dot{x}_1) = -M\ddot{x}_g \quad (3)$$

B 型滾動隔震支承之滾軸於斜面上滾動之運動方程式可表示為：

$$M\ddot{x}_1 + \frac{1}{2}M(g + \ddot{z}_g)\sin \theta \text{sgn}(x_1) + (\mu_r N + F_D)\cos \theta \text{sgn}(\dot{x}_1) = -M\ddot{x}_g \quad (4)$$

其中， $\ddot{x}_g$  與  $\ddot{z}_g$  分別為水平向及垂直向加速度擾動輸入； $x_1$ 、 $\dot{x}_1$  與  $\ddot{x}_1$  分別為受保護標的物與頂版之相對水平向位移、速度及加速度反應； $g$  為重力加速度； $M$  為受保護標的物與隔震支承部分元件之總質量； $\mu_r$  為滾動阻抗係數( $\delta$ )與滾軸半徑( $r$ )之比率 (Shames, 1996)； $N$  為作用於版與滾軸間之正向力，其值可近似為  $Mg$ ； $F_D$  為內建在外側版內提供額外消能機制之滑動摩擦力； $R$  為 V 型斜面兩斜角相交處之圓弧曲面曲率半徑； $\theta$  為 V 型斜面與水平軸之角度。

本研究將規劃以 A 型與 B 型兩種多軸連接斜面式滾動隔震支承以及隔震高架地

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心副主任

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心主任

板系統進行振動台試驗，以深入瞭解隔震支承在不同設計參數下之動力行為與耐震性能，並以數值模擬驗證簡化遲滯迴圈數值模型之正確性與可行性。



(a) A 型隔震支承

(b) B 型隔震支承

圖一 多軸連接斜面式滾動隔震支承  
(試驗規劃一)

## 二、地震模擬試驗

試驗之斜面式滾動隔震支承採用經熱處理之鋁製頂版、中版及底版所組成(如圖一所示)，其支承平面尺寸為  $600\text{ mm} \times 600\text{ mm}$ 。滾軸為一長度  $600\text{ mm}$  及半徑  $17.5\text{ mm}$  的不鏽鋼材質；隔震支承的最大設計位移為  $250\text{ mm}$ ；V 型斜面兩斜角相交處設計一具有固定曲率半徑( $100\text{ mm}$ )的圓弧曲面( $\pm 9.5\text{ mm}$ )，以防止滾軸在通過 V 型斜面兩斜角相交處時，因滾軸與斜面的瞬間撞擊而降低隔震效益。

額外提供之摩擦阻尼機制是由頂、中、底版側面之橡膠摩擦片與不鏽鋼外側版產生滑動摩擦消能，橡膠摩擦片之更換相當簡易方便，經性能試驗得知橡膠摩擦片之動摩擦係數大約介於  $0.2 \sim 0.25$  間，其中滑動摩擦所需之正向力係由內置線性彈簧提供，其軸向勁度經測試為  $27.71\text{ N/mm}$ 。

本研究將針對兩種試驗規劃進行深入探討。在試驗規劃一中，以 A 型與 B 型兩種滾動隔震支承，探討四種不同設計參數對於受震性能之影響，四種隔震支承分別表示為 A-1、A-2、B-1 及 B-2 (詳細設計參數參照表一)，其中 A-2 及 B-2 相較於 A-1 及 B-1 多了內置摩擦阻尼消能機制，其外側版內裝置兩組線性彈簧，設計壓縮量為  $6\text{ mm}$ ，共可提供  $332.52\text{ N}$  的正向力產生滑動摩擦力；隔震支承上方以  $500\text{ N} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$  的質量鉛塊模擬欲保護之設備，如圖一所示。

表一 四種斜面式滾動隔震支承設計參數

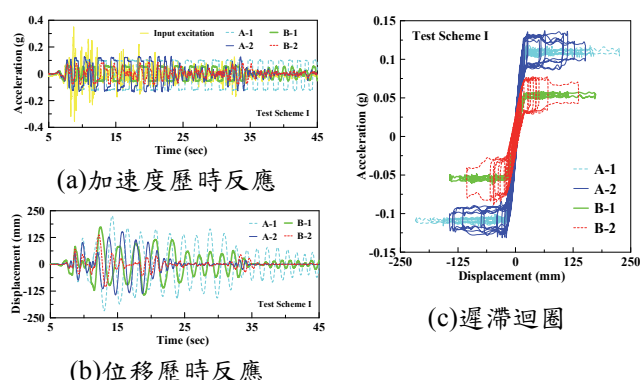
| 隔震<br>支承 | 設計參數    |        | 額外摩<br>擦阻尼 |
|----------|---------|--------|------------|
|          | V 型斜面斜角 |        |            |
|          | 頂、底版    | 中版     |            |
| A-1      | 6.25 度  | 6.25 度 | 無          |
| A-2      | 6.25 度  | 6.25 度 | 有          |
| B-1      | 平面設計    | 6.25 度 | 無          |
| B-2      | 平面設計    | 6.25 度 | 有          |

地震模擬試驗選用三組輸入加速度歷時資料，如表二所示，其一為 1940 El Centro 地震記錄，以下以 I-ELC270 表示之，此外，亦採用兩組符合 AC156 需求反應譜之人造加速度歷時，以下分別以 AC156-TAP090 與 AC156-TCU054 表示之。

表二 試驗地震資料

| 試驗           | 輸入擾動  |     | 最大輸入<br>加速度(g) |
|--------------|-------|-----|----------------|
| I-ELC270     | 水平單軸向 | X   | 0.36           |
|              | 水平雙軸向 | X/Y | 0.36/0.21      |
| AC156-TAP090 | 水平單軸向 | X   | 0.50           |
|              | 水平雙軸向 | X/Y | 0.50/0.45      |
| AC156-TCU054 | 水平單軸向 | X   | 1.00           |
|              | 水平雙軸向 | X/Y | 1.00/0.96      |

圖二為 A1、A2、B1 及 B2 四種隔震支承分別在 I-ELC270 於水平單軸向擾動下，水平向加速度歷時比較、水平向位移歷時比較及遲滯迴圈比較。



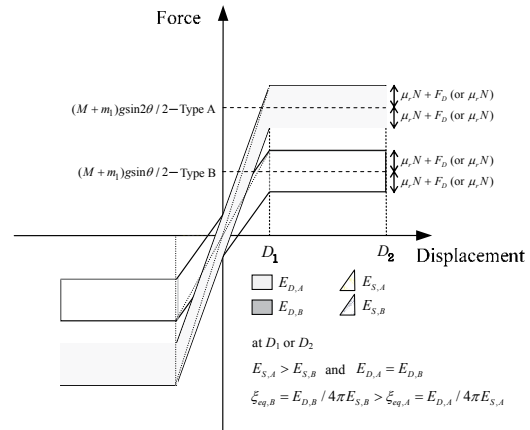
圖二 四種隔震支承於 I-ELC270 地震下之受震反應

由圖二可知，額外提供摩擦阻尼機制(即消散能量能力)可有效抑制隔震支承之位移反應，對於地震輸入後之震盪也會快

速趨緩，但相對地也會導致傳遞加速度反應的增加，因此，當設計額外阻尼消能機制時，加速度與位移之性能反應須審慎考慮一適當之平衡點。過去研究指出(Wang et al., 2012; 2013)，當滾動隔震支承在不考慮滾動摩擦及額外滑動摩擦的阻尼影響下，水平向傳遞之最大加速度反應僅與 V 型斜面之斜角( $\theta$ )設計有關，因此最大加速度反應基本上可維持一定值；此外，若 A 型滾動隔震支承之 V 型斜面斜角設計為  $\theta$ ，其動力行為將等同於 B 型滾動隔震支承之 V 型斜面斜角設計為  $2\theta$ 。從試驗結果可明顯看出，假設滾動摩擦力非常小且可忽略，A-1 隔震支承的最大加速度反應會高於且約兩倍於 B-1 隔震支承的最大加速度反應(因  $\sin(2\theta)/\sin(\theta) \approx 2$ ， $\theta$  為  $6.25^\circ$ )。

更重要的是，由試驗結果觀察到 B 型滾動隔震支承的最大位移反應小於 A 型滾動隔震支承的最大位移反應，此試驗結果隱含著 V 型斜面斜角(即位能容量)的增加，並不會降低隔震支承的位移反應，此發現亦與先前研究以橋梁應用滾動隔震支承之分析結果吻合(Ou et al., 2010)。上述發現可利用等效阻尼比( $\xi_{eq}$ )的觀念解釋之，如式 5 及圖三所示， $E_D$  為隔震支承的總消散能量， $E_S$  為隔震支承的彈性應變能，可由圖三中可清楚瞭解 A 型滾動隔震支承與 B 型滾動隔震支承在具有相同的水平位移反應條件下(D1 與 D2 分別表示為滾軸位於圓弧曲面及斜面)，由於彈性應變能的關係，計算等效阻尼比時 B 型滾動隔震支承的等效阻尼比( $\xi_{eq,B}$ )會明顯高於 A 型滾動隔震支承( $\xi_{eq,A}$ )，同理可知，在相同阻尼設計條件下，B 型滾動隔震支承相較於 A 型滾動隔震支承會有較小的位移反應。

$$\xi_{eq} = E_D / 4\pi E_S$$



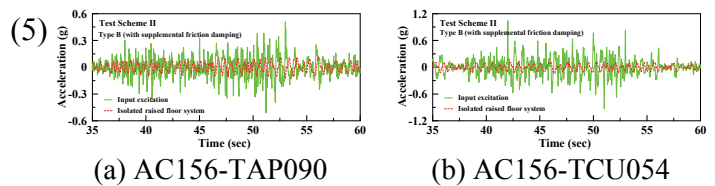
圖三 等效阻尼比計算示意圖

在試驗規劃二中，以四個具有阻尼消能機制的 B 型滾動隔震支承組成一隔震高架地板系統，其平面尺寸為  $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ ，隔震支承之中版上下 V 型斜面斜角設計為 6 度；高架地板以 H 型鋼梁接合隔震支承，其 H 型鋼梁斷面為  $200 \times 150 \times 6 \times 9\text{ (mm)}$ ；隔震高架地板系統之總質量約為  $1420\text{ N} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$ ，上方以  $1000\text{ N} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$  的質量鉛塊模擬欲保護之設備，如圖四所示。

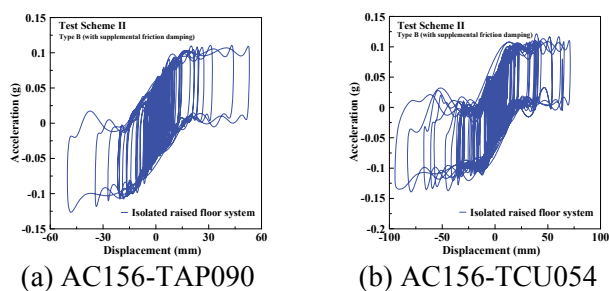


圖四 隔震高架地板系統(試驗規劃二)

圖五與圖六分別表示於水平雙軸向 AC156-TAP090 與 AC156-TCU054 擾動下，傳遞至隔震高架地板系統於 X 向之加速度歷時反應與遲滯迴圈。顯而易見的，傳遞至隔震高架地板系統的最大加速度反應，相較於輸入最大加速度值可大幅降低，並可維持在一穩定反應。由圖六可知，增加額外滑動摩擦消能機制，具有飽滿的遲滯迴圈消能面積。此外，由試驗結果可發現，隔震高架地板系統具有良好的平面扭轉控制能力。



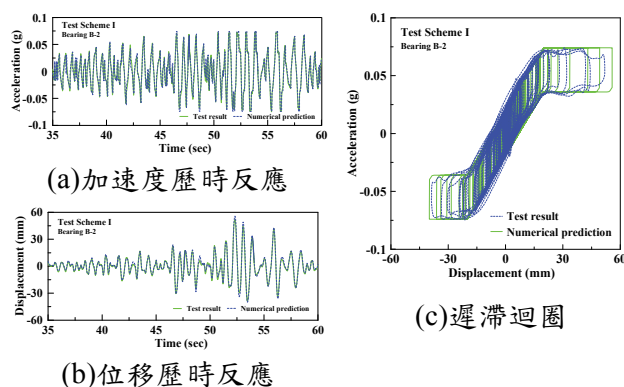
圖五 隔震高架地板系統之 X 向加速度歷時



圖六 隔震高架地板系統之 X 向遲滯迴圈

### 三、數值模擬

基於試驗模型在水平加速度擾動之條件下，其動力行為可利用一單自由度系統結合一簡化雙旗桿遲滯迴圈數值模型模擬之滾動隔震支承表示(Wang et al., 2012; 2013)。圖七為 B-2 隔震支承於水平單軸向 AC156-TCU090 擾動下，數值模擬與試驗結果之比較，可知利用提出之簡化數學遲滯模型，可以相當準確地預測試驗結果，包含振幅與相位反應的預測。



圖七 隔震高架地板於 AC156-TCU090 擾動下之數值模擬與試驗結果比較

### 四、結論與展望

斜面式滾動隔震支承最大優勢在於，無論輸入水平擾動為何，其加速度反應可依斜面角度設計而為一穩定值。因此，若欲保護標的物為振動敏感的儀器或設備(即加速度反應為主要性能指標)，則可輕易滿足欲保護標的之性能設計要求。在本研究中，透過一系列具有不同設計參數之斜面式滾動隔震支承以及隔震高架地板系統的地震模擬試驗，無論是在真實的地震

紀錄或符合 AC156 需求反應譜之人造加速度歷時下，均驗證了此隔震支承具有良好的隔震效益，並由試驗結果深入探討不同斜面角度與額外阻尼機制對於其動力行為之影響。此外，數值模擬可準確預測動力試驗結果，驗證了以簡化雙旗桿數學模型模擬斜面式滾動隔震支承遲滯行為之正確性與可行性。由本研究試驗與分析結果可知，應用斜面式滾動隔震支承能夠有效降低重要設備與設施之震損風險。

### 參考文獻

1. Chang KC, Hwang JS, Wang SJ, Hwang CH, Tsai MS. Adaptable Seismic Isolation Bearing System. Patent Application 100125835, WOOD & WU Patent and Trademark Office, Taiwan, 2011.
2. Ou YC, Song J, Lee GC. A parametric study of seismic behavior of roller seismic isolation bearings for highway bridges. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010; 39(5): 541-559.
3. Shames IH. Engineering Mechanics: Dynamics. 4th Ed, Eaglewood Cliffs (NJ): Prentice-Hall Inc., 1996.
4. Wang SJ, Chang KC, Hwang JS, Tsai MS, Hsiao JY, Yu CH. Development of Sloped Rolling-Type Isolation Devices for Seismic Protection of Important Equipment and Facilities. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal, September 24-28, 2012.
5. Wang SJ, Hwang JS, Chang KC, Shiau CY, Tsai MS, Hong JX. Sloped rolling-type isolation devices for seismic protection of equipment and facilities: theoretical study. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013. (under review)

# 箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲之超音波檢測 與製作細節建議

林克強<sup>1</sup>、莊勝智<sup>2</sup>、李昭賢<sup>2</sup>、林志翰<sup>2</sup>

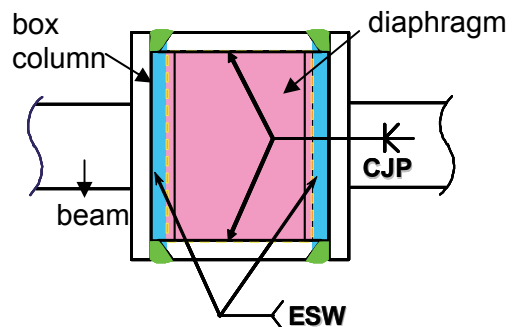
## 摘要

電熱熔渣銲(Electro-slag Welds, ESW)為鋼骨箱型柱製作內橫隔板最有效率的方法之一，因此台灣鋼骨建築結構之箱型柱構件，廣泛使用 ESW 做為柱內橫隔板與柱板接合之銲接方法。過去有關實尺寸鋼骨箱型柱之梁柱接頭，對應柱內橫隔板與柱板採 ESW 銲接之接合者，其統計結果顯示，約超過 25%之 ESW 銲道過早發生非預期性脆性破壞，由破壞面研判 ESW 銲池熔填不足為造成此破壞的重要因素。本文針對 ESW 之力學特性、製作程序、與超音波檢測技術所進行之研究結果顯示，由於 ESW 銲接入熱量極高，導致在不易消散之柱板側母材熱影響區(heat affected zone, HAZ)發生顯著脆化現象，同時發現，ESW 銲道製作無法穩定地獲得預期銲道品質，此必須藉由適當的超音波檢測、採用正確的檢驗程序、與較嚴格的檢測標準，得以經濟的方法獲得確實的銲道品質，本文也建議 ESW 採用開槽式背墊板，降低銲道熔透不足的發生，提升鋼骨箱型柱內橫隔板 ESW 銲道的品質。

關鍵詞：電熱熔渣銲、鋼骨箱型柱、超音波檢測、熱影響區、沙丕凹槽韌性、硬度

## 一、前言

由於台灣位於環太平洋地震帶，傳統建築結構系統中在雙向的每個構架均配置地震力抵抗構架，因此柱構件常採用具有雙向強軸之箱型斷面，且其梁柱接合均設計為抗彎接合(moment connection)，為使箱型柱構件(box column)之梁柱接合能順利傳遞梁端彎矩，柱內應配置與梁上下翼板高程同高之內橫隔板，在考量內橫隔板(internal diaphragms)製作的方便性與銲接熱應力的對稱性，此內橫隔板與柱板之銲接至少採用一對電熱熔渣銲(Electro-slag welds, ESW)，如圖一所示，另一對採用全滲透開槽銲(complete joint penetration, CJP, groove welds)，此箱型柱內橫隔板之製造方式已成為台灣鋼結構產業製作鋼造建築結構箱型柱之標準銲接細節與製作程序。



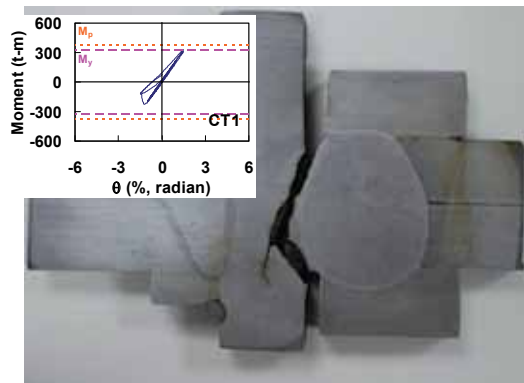
圖一 鋼骨箱型柱內橫隔板銲接示意圖

電熱熔渣銲為單道(one-pass)銲接，其入熱量約為多道(multi-pass)之包藥銲線電弧銲接(FCAW)或遮護金屬電弧銲接(SMAW)入熱量的 10 倍以上，此將導致銲道周邊母材熱影響區(heat affected zone, HAZ)之材質發生較明顯之脆化現象，特別在與電熱熔渣銲道接合之母材厚度越小者，因入熱量消散不易導致熱影響區之脆化現象更為顯著。

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

台灣鋼構廠在製作鋼骨箱型柱內橫隔板之電熱熔渣銲，現多採用「非消耗性導管上升式簡易電熔渣銲接程序」(Simplified Electro-slag Welding Process with Non-consumable Elevating Tip, SESNET)進行銲接，可針對較厚之內橫隔板，在導管提升前以左右擺幅方式走動，將熔融銲材填滿範圍較大之熔填池，避免銲道熔填不足之瑕疵發生，確保電熱熔渣銲道之品質。儘管如此，過去相關研究(林克強、莊勝智等，2010)顯示，以 SESNET 製作之店熱熔渣銲道，仍發現有可能發生銲道偏斜之部分熔透不足，導致與此銲道接合在梁彎矩作用下發生脆性破壞，詳圖二。



圖二 電熱熔渣銲道破壞情形  
(林克強、莊勝智，2008)

為避免鋼骨箱型柱與內橫隔板常採用之電熱熔渣銲，因銲道偏斜導致部分銲道熔透不足，所發生之梁柱接頭脆性破壞，本文從電熱熔渣銲道之製作、檢測與銲接細節進行探討，並提出工程實務可行之檢測與接合細節建議，以提升鋼骨箱型柱抗彎接合之耐震能力。

## 二、試驗與結果討論

本研究主要探討鋼骨箱型柱與柱內橫隔板之電熱熔渣銲，因銲道偏斜導致部分熔透不足的成因，故從電熱熔渣銲之製作及檢測方法與標準進行探討，進行一系列電熱熔渣銲之銲道製作、檢測與切片驗證等測試與試驗，以驗證電熱熔渣銲道之製作與檢測之準確性。

### 超音波(UT)垂直檢測

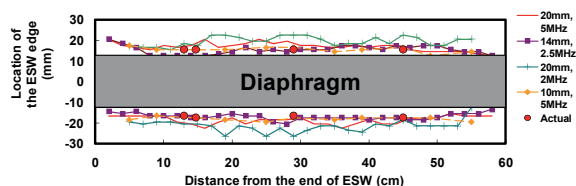
本研究首先利用 UT 垂直檢測針對電熱熔渣銲道進行檢測，於檢測後將試體橫剖，直接量測銲道邊緣位置，以驗證 UT 檢測之準確性。本研究之 UT 垂直檢測，依據 CNS 12618「鋼結構銲道超音波檢測法」之附件 A「鋼結構箱形斷面超音波直束檢測法」(CNS, 2000)檢測。銲接時先將電熱熔渣銲道熔池邊緣打點標定於柱板外側，以做為銲道檢測之基準。檢測時採用四種不同探頭，檢測熔幅邊界，並以每 20mm 間隔紀錄一次，其中探頭分別採用符合台灣 CNS 12618 標準附件 A 規定之直徑 20mm/頻率 2MHz 與直徑 20mm/頻率 5MHz、日本建築學會(AIJ, 2008)建議之直徑 10mm/頻率 5MHz、與直徑 14mm/頻率 2.5MHz 探頭。製作電熱熔渣銲之柱板採用厚度 28mm，內橫隔板厚度為 25mm 之 SN490B 材質，銲道長度 600mm，檢測試體如圖三所示。銲道檢測後橫剖四個位置量測實際柱板內側與銲道熔融邊界位置。



圖三 電熱熔渣銲道試體製作

四種 UT 檢測探頭之檢測結果與橫剖銲道實際量測熔幅邊界位置繪製於圖四，其中實心圓點為橫剖所得之實際銲道熔融邊界。比較四種探頭檢測與實際橫剖觀測之熔幅邊界結果顯示，直徑 20mm/頻率 2MHz 探頭所量測結果之誤差最大，約為 2~7mm，直徑 20mm/頻率 5MHz 與直徑 14mm/頻率 2.5MHz 探頭之誤差分別為

2~5mm 與 3~4mm，直徑 10mm/頻率 5MHz 探頭所量測誤差最小約為 0~1mm。



圖四 四種探頭檢測與實際橫剖觀測之熔幅邊界結果

### 電熱熔渣鋁道製作

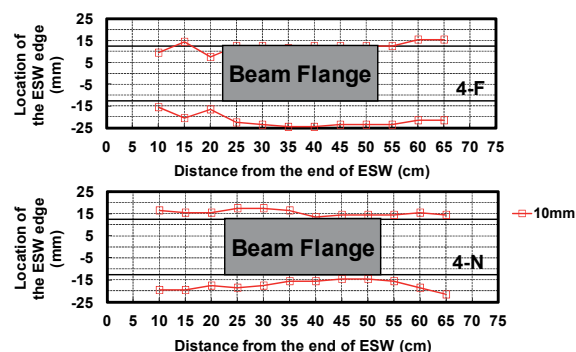
為確認電熱熔渣鋁之偏斜是否可利用製作程序之方式獲得控制，故進行電熱熔渣鋁製作時，採用兩種程序製作，一種程序為電熱熔渣鋁之導管對準鋁道熔池中心施作，另一種程序為電熱熔渣鋁之導管偏心施作，如圖五所示，前者欲獲得鋁道熔透完全之電熱熔渣鋁鋁道，後者欲獲得鋁道偏斜之部分熔透不足之鋁道品質結果。本文針對此兩程序分別各製作 16 個鋁道。



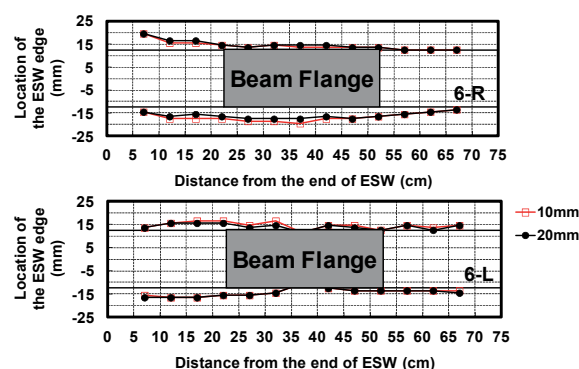
圖五 電熱熔渣鋁導管對鋁接熔池不偏心與偏心之鋁接程序

導管偏心與不偏心兩種電熱熔渣鋁鋁接程序所製作之所有鋁道試體，經以直徑 20mm/頻率 5MHz 或直徑 10mm/頻率 5MHz 探頭之 UT 檢測結果顯示，導管配置於鋁池中心，預期獲得不偏心之鋁道試體，UT 檢測所得之熔幅線，並不完全如預期地對橫隔板中心軸對稱(如圖六所示)；導管配置偏心，預期獲得偏心之鋁道試體，UT 檢測之熔幅線，也並不完全如預期地對橫隔板中心軸偏斜(如圖七所示)。此結果發現，此電熱熔渣鋁製作所獲得之熔幅邊界極為隨機，無法獲得穩定的

趨勢，因此不易控制鋁接程序以獲得如預期的鋁道熔幅。



圖六 電熱熔渣鋁以導管不偏心程序製作之鋁道熔幅範圍



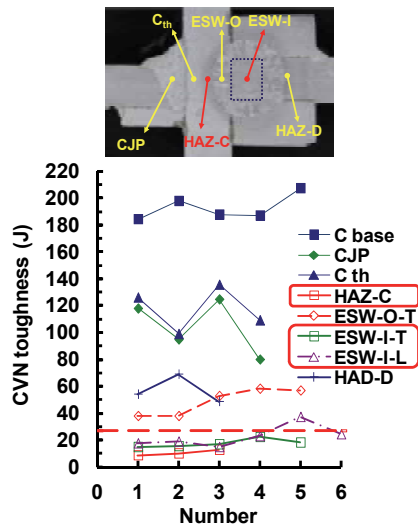
圖七 電熱熔渣鋁以導管偏心程序製作之鋁道熔幅範圍

### 沙丕 V 型凹槽衝擊試驗

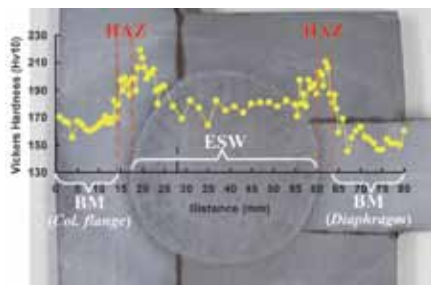
本研究採用沙丕 V 形凹槽衝擊韌性(Charpy V-notch toughness)，探討實際鋼骨箱型柱板與內橫隔板之電熱熔渣鋁節點鋁材及附近母材與熱影響區(heat affected zone, HAZ)之韌性變化，其中鋼材採用 SN490B 材質。試片選取點如圖八所示，從圖八左至右包括：梁翼板與柱翼板之全滲透(completed joint penetration, CJP) 開槽鋁材(4 組)，柱翼板(板厚度方向， $C_{th}$ ，4 組，垂直厚度方向， $C_{base}$ ，5 組)，柱板側熱影響區(HAZ-C，3 組)，電熱熔渣鋁鋁材外部(沿垂直鋁道軸向方向，ESW-O-T，5 組)，電熱熔渣鋁鋁材中央部(沿垂直鋁道軸向方向，ESW-I-T，6 組，沿鋁道軸向方向，ESW-I-L，5 組)，與內橫隔板側熱影

響區(HAZ-D, 3 組), 其中熱影響區均測試柱板厚度方向。

沙丕 V 形凹槽衝擊韌性試驗值分佈繪製於圖八。衝擊試驗結果顯示, HAZ-C、ESW-I-L 與 ESW-I-T 之衝擊韌性差, 其平均值均未達 SN490B 鋼板母材在 0°C 27 焦耳之標準值, 特別在柱板側熱影響區 HAZ-C 最差。



圖八 箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲道之銲材、母材與熱影響區衝擊韌性試驗



圖九 箱型柱內橫隔板電熱熔渣銲道試片之硬度試驗結果

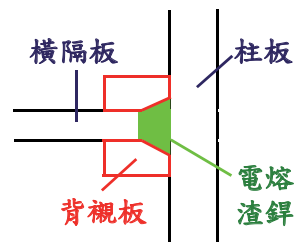
### 維克硬度試驗

電熱熔渣銲道切片之維克硬度試驗結果如圖九所示, 在柱板與內橫隔板之電熱熔渣銲道熱影響區與附近銲道處之硬度值明顯較高, 配合擊韌性之試驗結果比對發現, 特別在柱板側熱影響區處之硬度大且衝擊韌性值最小, 此顯示此處有脆化之現象發生。

### 三、結論與建議

本研究成果可歸納下列四點結論與建議。

1. 本研究之電熱熔渣銲製作控制程序, 無法獲得有效控制之熔幅範圍。
2. 比較 UT 垂直檢測與實際橫剖試體量測銲道熔幅範圍之結果發現, 四種探頭最大誤差範圍介於 1~7mm, 採用直徑 10mm 探頭, 其誤差最小, 介於 0~1mm 之間, 直徑 20mm 探頭誤差約為 2~7mm 之間。
3. 從衝擊韌性試驗與硬度試驗結果顯示, 在電熱熔渣銲柱翼板側之熱影響區有明顯脆化現象發生。
4. 基於上述結論, 為確保電熱熔渣銲道品質、考慮 UT 檢測之不確定性、與降低柱板熱影響區在梁翼板拉力作用下之應力, 本研究建議將電熱熔銲背墊板倒角(如圖十), 以確保此銲道有足夠之熔幅範圍與銲道品質。



圖十 本研究建議之熔渣銲背墊板倒角銲接細節

### 參考文獻

1. 林克強、莊勝智 (2010), 「箱型柱與梁翼加蓋板補強抗彎接頭之韌性行為與設計方法」, 結構工程第二十五卷第二期, 第 75~92 頁。
2. CNS (2000), CNS 12618, 「鋼結構銲道超音波檢測法」附件 A 鋼結構箱形斷面超音波直束檢測法, 中國國家標準, 台灣。
3. AIJ (2008), 鋼構造建築熔接部の超音波探傷検査規準・同解説, 日本建築學會。

# 智慧型碳纖維混凝土於結構監測應用之可行性研究

葉芳耀<sup>1</sup> 張國鎮<sup>2</sup> 連婉佑<sup>3</sup> 廖文正<sup>4</sup>

## 摘要

結構物監測是現今土木工程界重要的議題之一，纖維混凝土是目前主要的補強材料，具有高抗張強度、高彈性模數、韌性佳與減少裂縫產生等優點，可增加結構耐震能力與安全性。在混凝土中添加纖維可改善混凝土抗彎、抗張、易脆等特性，現今土木工程界常用之纖維混凝土包括鋼纖維混凝土、玻璃纖維混凝土與碳纖維混凝土等。目前工程界及學術界常用之監測方式，主要是將電子感測元件置入試體內部或是披覆於試體表面上，以進行物理量之量測。然而感測元件的有效期限通常遠低於結構物之使用壽命，耐久性較差。為使感測元件的使用壽命與所監測之結構物相近，本文嘗試以碳纖維混凝土作為結構監測之元件，探討此種材料是否具有感測應變及偵測損壞之能力，並研究此智慧型碳纖維混凝土於結構監測應用之可行性。試驗結果顯示碳纖維混凝土在受拉時纖維產生 pull-out，此時電阻值會提高，拉力消失後纖維產生 push-in，電阻值會下降，可以應用碳纖維混凝土之電阻變化率量測混凝土之應變。當碳纖維混凝土受力將達到破壞時，電阻值會忽然升高許多，可藉此現象監測和預警結構體是否產生裂縫與達到破壞。

關鍵詞：碳纖維混凝土、自我感知、應變量測、損壞偵測

## 一、前言

傳統的監測系統有其限制，像是壽命較結構物短，必須定期更換等，因此欲找到一種監測系統或材料，其性質與壽命能與結構物相近，甚至就是結構物的一部分，並具有感測應變的能力，如此則不需要埋設其他監測儀器即可達到監測之目的，因此若可使混凝土成為智慧型材料(Smart Material)，對未來的結構與橋梁將會有巨大之貢獻。

1992 年 Buffalo 大學 D.D.L Chung 教授提出將碳纖維加入混凝土中成為碳纖維混凝土(Carbon Fiber Reinforced Concrete, CFRC)，可明顯地提高材料的導電性，其電阻將隨著壓或拉應變的變化而改變，因此，可利用量測電阻的方式來量測應變，並了解結構的破壞情形[1]及[2]。其後，Manuela Chiarello 等人於 2005 年提出在材料裡加入碳纖維，利用電學的行為與損壞程度之間的相關性，使材料有自我感知之

能力，並討論各種因素對此材料產生的影響[3]。圖 1(a)顯示，當碳纖維含量在 0.2 vol.% 以前，導電率隨著纖維含量增加而急遽上升；當碳纖維含量在 0.2 vol.% 以後，即使再增加更多的碳纖維，對於導電率的貢獻並不大，因此門檻值約為 0.2 vol.%。圖 1(b)顯示，當纖維的長度增加，將增加導電性，當纖維長度減少，門檻值將增加，因此，可先利用增加纖維的長度，達到需要的導電性。

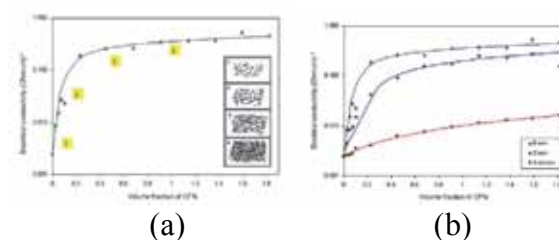


圖 1 (a)碳纖維含量對 CFRC 導電率的影響  
(b)碳纖維長度對 CFRC 導電率的影響[3]

然而，碳纖維之價格不菲，本研究將經濟性列入考量，僅使用 0.2 vol.% 之碳纖維，為文獻所使用的碳纖維含量(0.48 vol.%)

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup>國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心主任

<sup>3</sup>國立台灣大學土木工程系碩士

<sup>4</sup>國立台灣大學土木工程系助理教授

的一半左右，並研究在 0.2 vol.% 的碳纖維含量下 CFRC 的性能為何，且與文獻比較其差異性，探討此配比下碳纖維混凝土於結構監測應用之可行性[4]。為了利於後續之實際應用，本研究進行三種力學行為試驗：拉力試驗、壓力試驗與抗彎試驗，並探討不同力學試驗之電阻變化率及不同類型試體間的差異，以了解 CFRC 之基本性質及用於應變量測與損壞偵測之可行性。

## 二、試驗計畫

文獻中關於 CFRC 之受拉與受壓行為之電阻變化與應變的關係已多做討論，本研究欲以較少之碳纖維含量(0.2 vol.%)，探討在此配比下的受拉及受壓，更進一步研究抗彎時之電阻變化，並探討塗層應用之可行性。與文獻之試驗結果作比較，探討在碳纖維含量較少的情況下，是否依然能達到應變量測及損壞預警之目的。

### 2.1 材料組成與配比

CFRC 組成材料包括：I 型卜特蘭水泥、F 級飛灰、3 號石英砂、圓球形非壓密砂灰、羧酸型減水緩凝劑、碳纖維(直徑  $7\mu\text{m}$ ，長度 15mm)及甲基纖維素。配比為根據文獻[1]及[2]並做經濟性之考量，確定碳纖維含量為 0.2 vol.%，並以文獻[2]中之材料為基礎，唯消泡劑加入與拌合步驟中，甲基纖維素的加入方式做些微調整。

### 2.2 試體製作

(1)拉力試體：拉力試體為  $45.5 \times 5 \times 2\text{cm}$  之狗骨頭型試體，使用壓克力模具並分二層進行試體澆灌與製作。(2)壓力試體：壓力試體為直徑 10cm 高 20cm 之圓柱試體，使用紙模進行試體製作。澆灌過程中，每澆灌三分之一高度搗實 15 下，灌完後以震動台震一分鐘。(3)抗彎試體：抗彎試體為  $15 \times 15 \times 55\text{cm}$  之長方體，使用塑膠模具進行試體製作。試體分為純 CFRC 與塗層兩類，各類試體中包含有鋼筋及無鋼筋兩種。

### 2.3 拉力試驗

準備試體時，必須在試體上標定電極

位置，先塗銀漆再纏上細銅線，最後以絕緣膠帶固定。考量受拉過程中，可能受彎矩的影響，於左右以夾具架設 LVDT，亦於前後黏貼量測範圍為 3 cm 之應變計，以量測較多之參考數據。試驗設置如圖 2(a)，量測電阻之電極間距 7.5cm，LVDT 量測間距 10.5cm。測試時同步記錄力量、位移及電阻變化，MTS 加載速率為 0.005mm/sec，位移量測及電阻之讀取頻率皆為 1Hz。

### 2.4 壓力試驗

為了探討 CFRC 於 28 天齡期在抗壓試驗下，電阻變化與應變之關係，並探討其壓敏性。此抗壓試驗以 CNS1232 之內容為依據，試驗設置如圖 2(b)所示，量測電阻之電極間距為 9 cm，LVDT 之量測間距為 10cm。測試時同步記錄力量、位移及電阻變化，MTS 之加載速率為 0.01mm/sec，位移量測及電阻之讀取頻率皆為 1Hz。

### 2.5 抗彎試驗

為瞭解 CFRC 受彎矩的行為，探討純 CFRC 與塗層之差異，並考慮有無鋼筋對 Gauge Factor 之影響，試驗設置如圖 2(c)，量測電阻之間距為 12cm。試驗時做 6~8 個循環後停止，同步記錄力量、位移及電阻變化，MTS 加載速率為 0.005mm/sec，位移量測及電阻讀取頻率皆為 1Hz。

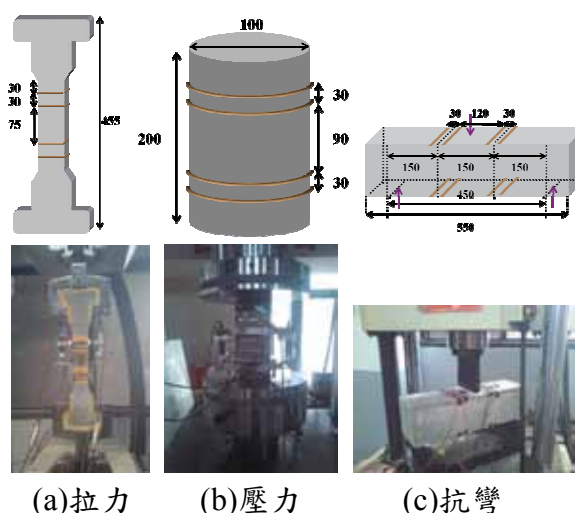


圖 2 試體之電極配置與試驗設置

## 三、結果與討論

### 3.1 拉力試驗

圖 3(a)為拉力試體 T1 至 T5 之電阻變化率對應變的關係，取電阻變化率對應變的斜率開始改變前的線性段做線性回歸，使  $R^2$  接近 1，此斜率即為 Gauge Factor，欲運用 Gauge Factor 及已知的電阻變化率推求應變(稱此推得之應變為電阻應變)。圖 3(b)顯示應力、電阻變化率及應變之關係，由圖中可知應力與應變從開始試驗到結束均呈現線性關係，但電阻變化率在試驗過程中會有斜率的變化。在線性段(Region-I)中電阻變化率與應變呈線性關係，可作為應變量測工具；在損壞預警段(Region-III)中斜率開始變得較陡峭時，代表試體即將破壞，可作為預警用，此為應變的變化無法呈現的部份。T1 至 T5 試體之試驗結果整理如表 1，由表中得知拉力試體的初始電阻  $R_0$  值差異性不大，代表試體的均勻性及一致性良好，破壞之前的  $R^2$  皆到達 0.93 到 0.97，表示 CFRC 為良好之拉應變量測工具，Gauge Factor (GF)介於 9.5 到 19.5 間，可量測範圍是極限應變的 57.8 到 83.33%。

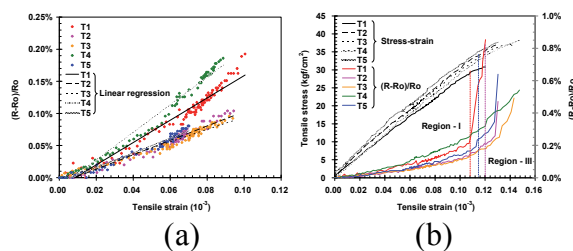


圖 3 拉力試體(a)電阻變化率與應變之線性回歸，(b)應力、電阻變化率與應變關係

表 1 拉力試體試驗結果

| Unit  | $f_t$                  | $\epsilon_u$        | $R_0$        | GF   | $R^2$ | $(\Delta R/R_0)_L$  | MR    |
|-------|------------------------|---------------------|--------------|------|-------|---------------------|-------|
| Spec. | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | (10 <sup>-3</sup> ) | ( $\Omega$ ) |      |       | (10 <sup>-3</sup> ) | %     |
| T1    | 30.79                  | 0.120               | 26.47        | 15.4 | 0.95  | 0.1                 | 83.33 |
| T2    | 37.29                  | 0.173               | 25.03        | 10.0 | 0.94  | 0.1                 | 57.80 |
| T3    | 32.14                  | 0.137               | 29.23        | 9.5  | 0.96  | 0.1                 | 72.99 |
| T4    | 38.22                  | 0.147               | 36.54        | 19.5 | 0.97  | 0.1                 | 68.03 |
| T5    | 37.70                  | 0.130               | 24.87        | 11.5 | 0.93  | 0.1                 | 76.92 |

### 3.2 壓力試驗

圖 4(a)為電阻變化率與對數應變之關係，由圖可知雙線性之關係非常明顯。其後瀕臨破壞之前，電阻變化率會變得緩和，代表試驗之電阻  $R$  值不再下降，此斜率平緩段可作為預警用。過了此階段後，因大裂縫產生阻斷電流通路， $R$  值急遽上升，試體完全破壞。圖 4(b)及(c)則分顯示

圖 4(a)中應變  $2 \times 10^{-4}$  之前與  $5 \times 10^{-4}$  到破壞前的電阻變化率對應變的關係，圖 4(b)顯示 C1 到 C4 之初始斜率為 200 到 250；圖 4(c)之斜率則為 20 到 30，而圖中之斜率即為 Gauge Factor 整理如表 2，後續將以雙線性之 Gauge Factor 推求電阻應變。圖 4(d)顯示應力及電阻變化率對應變之關係，圖中應力與應變從開始到試驗結束均呈現線性關係，但電阻變化率在試驗過程中會有斜率的變化。在線性段(Region-I)及塑性段(Region-II)中電阻變化率與應變呈線性關係，可以 GF1 及 GF2 作為推求應變的工具；在損壞預警段(Region-III)中斜率開始變緩再急速轉為負值，此斜率呈負值的轉變可作為破壞預警用，此為應變的變化無法呈現的部份。C1 至 C4 試驗之結果整理如表 2，由表中得知 GF1 與 GF2 的  $R^2$  達 0.94 以上，表示雙線性的特性明顯，且在應變於  $2.5 \times 10^{-3}$  以前，CFRC 為良好壓應變量測工具，而 GF1 及 GF2 則分別介於 187.1 到 240.6 及 20.9 到 24.9 之間，可量測範圍是極限應變的 71.15%到 88.32%。

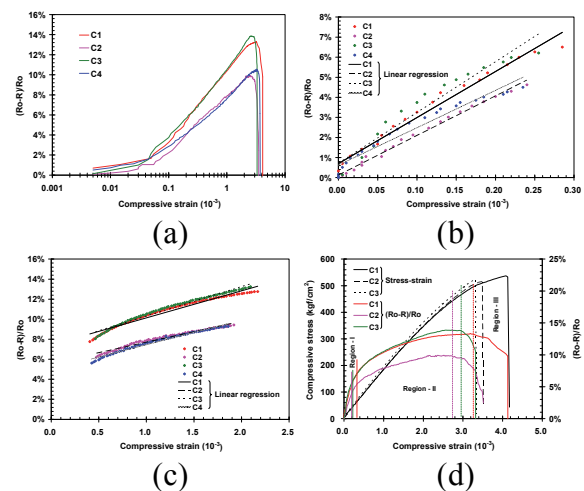


圖 4 壓力試體(a)電阻變化率與對數應變之關係，(b)(c)電阻變化率與應變之線性回歸，(d)應力、電阻變化率與應變之關係

### 3.3 抗彎試驗

表 3 為所有抗彎試體的數據比較，其中 P 為純 CFRC 不含鋼筋試體，PS 為純 CFRC 含鋼筋試體，Co 為塗層(Coating)不含鋼筋試體，CoS 為塗層含鋼筋試體，Strain 代表最大拉(壓)應變值，Force 代表加載的最大力量。試體之間的比較如下：

表 2 壓力試體試驗結果

| Unit     | E                     | $f'_c$                 | $\varepsilon_u$     | Ro           | GF1   | R <sup>2</sup> | GF2  | R <sup>2</sup> | ( $\Delta R/Ro$ ) <sub>L</sub> | MR    |
|----------|-----------------------|------------------------|---------------------|--------------|-------|----------------|------|----------------|--------------------------------|-------|
| Specimen | (tf/cm <sup>2</sup> ) | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | (10 <sup>-3</sup> ) | ( $\Omega$ ) |       |                |      |                | (10 <sup>-3</sup> )            | %     |
| C1       | 178.18                | 536.77                 | 4.09                | 19.63        | 240.6 | 0.98           | 24.9 | 0.97           | 2.91                           | 71.15 |
| C2       | 181.18                | 514.87                 | 3.49                | 31.38        | 197.2 | 0.99           | 20.9 | 0.97           | 2.57                           | 73.64 |
| C3       | 189.66                | 523.62                 | 3.30                | 31.17        | 253.0 | 0.94           | 29.3 | 0.98           | 2.89                           | 87.58 |
| C4       | 179.65                | 519.65                 | 3.68                | 19.93        | 187.1 | 0.95           | 24.7 | 0.98           | 3.25                           | 88.32 |

表 3 抗彎試體試驗結果

| Bending |           | Specimen | Strain (10 <sup>-3</sup> ) |       | Ro ( $\Omega$ ) |      | GF   |     | R <sup>2</sup> |      | Force<br>kN |
|---------|-----------|----------|----------------------------|-------|-----------------|------|------|-----|----------------|------|-------------|
|         |           |          | c                          | t     | c               | t    | c    | t   | c              | T    |             |
| CFRC    | w/o Rebar | P1       | -0.08                      | 0.040 | 36.8            | 53.3 | 175  | 220 | 0.97           | 0.81 | 7           |
|         | w Rebar   | PS1      | -0.17                      | 0.075 | 14.7            | 18.9 | 52   | 87  | 0.96           | 0.90 | 10          |
|         |           | PS2      | -0.15                      | 0.075 | 15.3            | 15.9 | 78   | 89  | 0.92           | 0.89 | 10          |
| Coating | w/o Rebar | Co1      | -0.11                      | 0.075 | 54.1            | 51.1 | 252  | 160 | 0.97           | 0.91 | 8.5         |
|         | w Rebar   | Co2      | -0.15                      | 0.060 | 31.9            | 35.7 | 49   | 78  | 0.88           | 0.95 | 8.5         |
|         |           | CoS1     | -0.15                      | 0.060 | 81.9            | 49.7 | 1031 | 497 | 0.95           | 0.94 | 13          |
|         |           | CoS2     | -0.06                      | 0.045 | 40.6            | 84.3 | 603  | 844 | 0.98           | 0.93 | 13          |
|         |           | CoS3     | -0.08                      | 0.050 | 31.8            | 47.8 | 445  | 516 | 0.94           | 0.93 | 13          |

(1)純 CFRC 試體有無鋼筋之比較：無鋼筋梁的拉壓側應變較含鋼筋梁低，但初始電阻 Ro 及 Gauge Factor 均較含鋼筋梁高。(2)塗層試體有無鋼筋之比較：含鋼筋塗層梁之 Gauge Factor 較不含鋼筋者為大。(3)含鋼筋之純 CFRC 試體與塗層試體之比較：塗層試體的 Gauge Factor 較純 CFRC 大，因塗層僅 1.2cm，對裂縫及損壞較為敏感，故反應在電阻變化率上，使 Gauge Factor 有明顯增大的現象。總合來說，Gauge Factor 以 CoS 試體最大，但必須改進的是塗層與混凝土之間結合的能力及材料的穩定性。

#### 四、結論與建議

本研究使用 0.2 vol.%碳纖維含量配比之 CFRC，探討其於受拉、受壓及撓曲行為下對應變量測及損壞預警之可行性。由試驗結果獲得結論如下。(1)拉力試驗之 Gauge Factor 雖較文獻小，但其量測範圍較文獻廣，且試體即將破壞時，由電阻變化率對應變的斜率明顯變得陡峭，可以此作為破壞前的預警。(2)壓力試體的試驗結果顯示，其電阻變化與應變有明顯的雙線性關係，以雙線性 Gauge Factor 推求應變時，量測範圍可達極限應變的 70%以上，當電阻變化率對應變之斜率開始變緩再急速轉為負值，代表試體即將破壞，可作為破壞

前的預警。(3)抗彎試驗以塗層且含鋼筋之效果最好，但必須改進的是塗層與混凝土之間結合的能力及材料的穩定性。(4)使用 0.2 vol.%碳纖維含量配比之 CFRC，在受拉、受壓及撓曲行為下具有應變量測及損壞預警之能力。

#### 參考文獻

1. Sihai Wen, and D.D.L. Chung, "Uniaxial Tension in Carbon Fiber Reinforced Cement, Sensed by Electrical Resistivity Measurement in Longitudinal and Transverse Directions," Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp. 1289-1294, 2000.
2. Sihai Wen, and D.D.L. Chung, "Uniaxial Compression in Carbon Fiber-Reinforced Cement, Sensed by Electrical Resistivity Measurement in Longitudinal and Transverse Directions," Cement and Concrete Research, Vol. 31, pp. 297-301, 2001.
3. Manuela Chiarello, and Raffaele Zinno, "Electrical Conductivity of Self-Monitoring CFRC," Cement and Concrete Composites, Vol. 27, pp. 463-469, 2005.
4. 連婉佑、葉芳耀、張國鎮、廖文正，「智慧型碳纖混凝土於結構監測應用之研究」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-12-017，台北，2012。

# 地工構造損傷評估技術發展(II)

## 新竹舊中正橋基礎檢測

柯永彥<sup>1</sup> 許雅涵<sup>2</sup>

### 摘要

本報告係延續過去數年之成果，透過實際案例應用，驗證所發展基於結構動態反應之地工構造損傷檢測技術。由於近年來台灣曾發生數起肇因自基礎沖刷之公路橋梁災害，造成人命財產之可觀損失，故本研究係聚焦於橋梁基礎之損傷檢測，並選定沉箱基礎嚴重裸露之新竹舊中正橋作為研究標的。首先，於橋梁上部結構進行微振量測，配合頻譜分析與模態分析技術，藉此展現基礎受沖刷裸露之影響。此外，由於舊中正橋之設計資料散佚，無法得知基礎深度，故本研究嘗試利用衝擊反應法(impulse response)進行基礎深度檢測，並獲得良好之評估成果。上述之案例研究成果，可驗證非破壞檢測法應用於結構基礎損傷評估之可行性。

關鍵詞：地工構造、損傷評估、基礎沖刷、微振量測、衝擊反應

### 一、前言

近年發生於台灣之重大橋梁災害，多與橋墩基礎受沖刷裸露而使承载力下降有關，如高屏大橋之群樁基礎與后豐大橋之沉箱基礎，因受沖刷裸露，分別於2000年與2008年間發生橋墩下陷與傾斜，並導致落橋災害；2009年莫拉克颱風襲台，帶來破紀錄之雨量，在高屏溪流域，超過兩百年回歸期之巨量洪水導致包括六龜大橋、旗尾橋、大津橋、雙園大橋等數座橋梁遭嚴重沖刷並因此毀壞。

上述橋梁災害造成了可觀之人命財產損失，然而，若能事先瞭解基礎損傷程度，適時管制使用或補強修復，便能避免災害發生。然而，橋梁基礎裸露之情況在水位高於基礎時難以觀察；若利用儀器對橋梁基礎進行接觸性監測，儀器易受水流衝擊或漂流物撞擊而受損。因此，實有必要發展以間接方式檢測基礎損傷狀態之技術。

地工構造物屬土壤~結構互制系統，其結構動態反應能表現系統整體特性，並可

反映邊界條件變化。因此，量測地工構造之動態反應，將有助於評估其損傷情況。此類損傷評估技術屬於非破壞檢測方法(non-destructive testing, NDT)，不僅易於施作，且資料分析技術成熟，相關損傷指標亦有廣泛應用。因此，基於結構動態反應之地工構造損傷檢測技術，實為值得發展之方向。由於橋梁災害防治為當前重要議題，故本年度研究主要針對橋梁基礎為之。

新竹縣竹48線舊中正橋跨越頭前溪，為芎林鄉往返竹東鎮之要道，已通車30餘年，橋址附近河床大多由泥岩層或泥岩與砂岩互層所構成，受溪水長期沖刷形成蝕溝地形，並導致部分橋墩基礎長期遭受裸露問題（交通大學，2005）。雖過去曾數次進行橋基保護工程，但於2012年八月間蘇拉颱風後，豪雨引致之強大水流造成其P9橋墩之沉箱基礎發生嚴重裸露，如圖一所示，因恐有結構安全之疑慮，故封橋禁止通行迄今，並擬改建新橋。

本研究藉此機會，於封橋期間對舊中正橋進行上部結構微振量測，以探討基礎

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心專案助理研究員

裸露對橋梁動態行為之影響；並進行沉箱基礎衝擊反應檢測，以確認基礎深度。希望能藉此實際案例研究，驗證基於結構動態反應之地工構造損傷檢測技術可行性。



圖一 舊中正橋受冲刷情况(2012年8月攝)

## 二、檢測技術與分析方法

本研究所採用之檢測技術與其所對應之分析方法茲概述如下：

### 1. 微振動量測與分析：

環境中隨機產生之微小振動涵蓋了各種頻率範圍，若量測輸入結構之環境微振及結構受激發之反應，藉此推求轉換函數，便可進行系統識別以瞭解結構特性。在輸入運動不易掌握時，若假設環境微振為白噪訊號(white noise)，則單純由結構受微振激發之反應，亦可幫助識別系統特性。

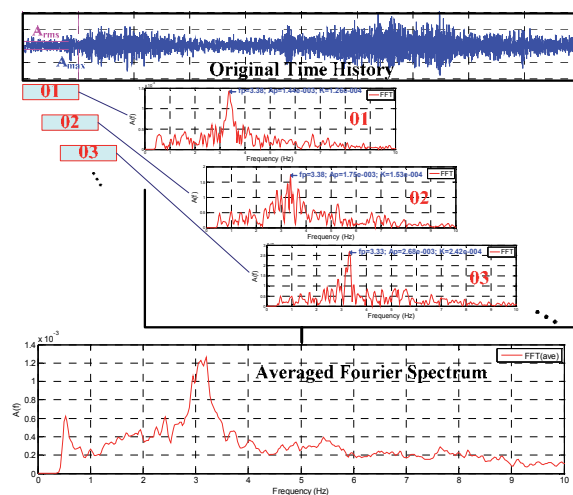
結構系統之動力性質，如自然頻率、阻尼與模態振型等，與其質量、勁度與完整性相關。其中，因結構系統遭受損傷時常伴隨勁度下降，將導致自然頻率降低，故自然頻率最常用來做為評估結構損傷程度之指標。另外，因損傷造成系統之勁度重分配將造成振動模態產生變化，故結構之模態振型將有助於掌握損傷之位置。

為利用微振量測掌握橋梁~基礎~地盤互制系統之動力性質，採用之分析方法有：

#### (a) 平均頻譜分析：

進行長時間現地微振量測時，因環境與振源條件並非恆定，所得振動特性將隨時間變化。為降低量測條件變異之影響，本研究參考 Samizo *et al.* (2007)之概念，將整段歷時分成許多長度固定之時段，且前

後時段部分重疊，求取各時段富氏譜並予以平均，藉此求得代表性之平均頻譜，如圖二所示。如此不只能稀釋量測中異常事件之影響，也更能完整掌握系統振動特性。



圖二 平均頻譜分析流程示意圖

#### (b) 模態分析：

本研究係利用相關性分析方法來進行模態分析。考慮兩個隨機振動歷時訊號， $x(t)$ 與 $y(t)$ ，其間之相關性可由互相關函數(cross-correlation function)求得，定義如下：

$$r_{yx}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} y(\tau)x(t+\tau)d\tau \quad (1)$$

另外， $x(t)$ 對自身之互相關函數，一般會稱作自相關函數(auto-correlation function)。

若對互相關函數作富利葉轉換，可得相互功率頻譜(cross power spectrum)，其將恰為 $x(t)$ 與 $y(t)$ 在頻率域之乘積，如下式：

$$S_{yx}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} r_{yx}(\tau)e^{-i\omega\tau}d\tau = Y(\omega) \cdot \bar{X}(\omega) \quad (2)$$

其中， $Y(\omega)$ 與 $X(\omega)$ 分別為 $x(t)$ 與 $y(t)$ 之富利葉轉換， $\bar{X}(\omega)$ 則為 $X(\omega)$ 之共軛複數。

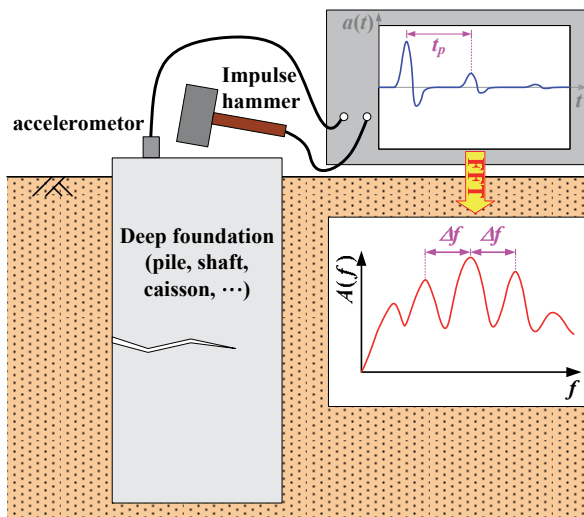
同樣地，將自相關函數轉至頻率域，可得自功率頻譜(auto power spectrum)，其恰為 $x(t)$ 在頻率域中對自身之乘積。

根據上述分析理論，針對某方向振動訊號進行分析時，首先選定一參考測點；接著將所有測點（包含參考測點）之振動訊號，對參考測點振動訊號求取交互功率頻譜及自功率頻譜，則各個功率頻譜之共

同尖峰位置，即為系統各主要模態對應之基本頻率（或自然頻率）。若根據各測點間於基本頻率處之功率譜振幅比及相角差，便可求取對應該基本頻率之模態振型。

## 2. 衝擊反應法：

衝擊反應法(impulse response)為基於壓縮波(P波)反射識別之非破壞檢測法，常應用於基樁完整性之檢測。其原理如圖三所示，係以衝擊錘敲擊基樁頂面，製造一衝擊波沿樁身下傳，其至不連續面（如樁底或樁身缺陷處）時將發生反射，則利用裝設於樁頂之加速規量測反射波之反應，便可藉此評估樁長或樁身缺陷之位置。



圖三 衝擊反應法示意圖

衝擊反應法之資料分析方式包括時域分析法與頻率域分析法，分述如下：

### (a) 時域分析法

由於樁身相較於樁底承載土層或樁身缺陷處等不連續面為勁度較高之材料，故不連續面引致之反射波將與入射波同相，如圖三所示。則由入射波與反射波經過樁頂之時間差，配合樁身 P 波波速可計算出波傳距離，進而可計算出樁長或缺陷位置。

由歷時曲線上的波峰位置可直接判斷波傳時間差，但由於實際測試時可能因為環境條件、敲擊品質、材料非均質等影響，使反射波形不易識別，此時可利用式(1)，對所量測到之歷時訊號進行自相關分析，並識別出除  $t=0$  處外之相關函數最大值處

$t=t_p, t_p$  即可視為衝擊波於樁身中來回傳遞之延時。若不連續面為樁底，則根據衝擊波傳遞波速  $v_p$  便可計算樁長  $L$ ：

$$L = \frac{v_p t_p}{2} \quad (3)$$

### (b) 頻率域分析法

根據彈性力學理論，對於基樁此類等斷面軸向桿件而言，在衝擊波波長較基樁半徑為長之情況下，其各模態共振反應之顯著頻率將為等間距，且該頻率間距將與樁長與波速有關。因此，若將樁頭受衝擊之振動歷時進行富利葉轉換，由其富氏譜將可評估其頻率間距，如圖三所示。則由衝擊波之波速  $v_p$  與頻率間距  $\Delta f$ ，便可求得樁長  $L$  (Finno and Gassman, 1998)：

$$L = \frac{v_p}{2\Delta f} \quad (4)$$

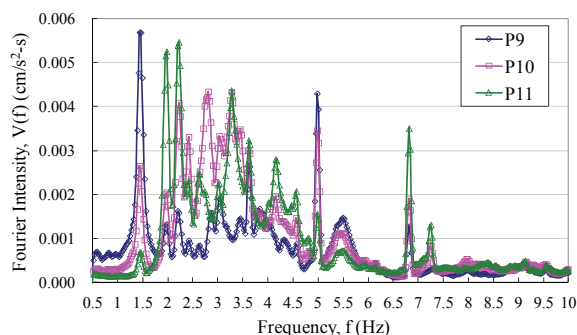
## 三、舊中正橋微振量測

本研究於舊中正橋封橋期間，於上部結構進行微振量測，量測位置分別為受沖刷裸露最嚴重的 P9 橋墩，以及鄰近之 P10 與 P11 橋墩（見圖一）；用來量測振動之感應器採用速度計，係直接固定於橋面板上；量測當天，利用測深錘搭配皮尺，測得 P9 沉箱之裸露深度近 15m。

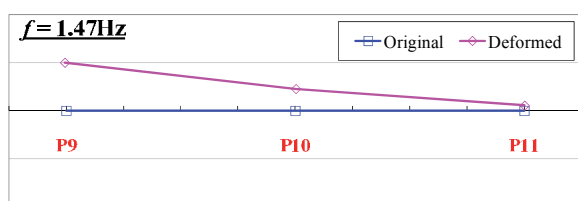
圖四為利用平均頻譜分析求得之水平橫向（平行水流向）振動平均富氏譜，P10 與 P11 之振動含量主要集中在 2~4Hz 之範圍內，兩者之顯著頻率分別約為 2.8Hz 與 3.3Hz；P9 橋墩則於 1.5Hz 附近有一明顯之尖峰。綜合以上，P10 橋墩可能因橋基保護工部分沖毀，故顯著頻率較保護工完好之 P11 橋墩略低，而嚴重裸露之 P9 橋墩顯著頻率又較前兩者明顯為低，故可知基礎裸露將造成橋墩振動顯著頻率明顯下降。

接著利用微振量測資料，以相關性分析法進行模態分析，第一模態基本頻率為 1.47Hz，即為 P9 橋墩之微振顯著頻率，對應之模態振型如圖五所示，P9 橋墩處呈現最大之振幅。綜合以上，可知受沖刷而嚴重裸露之 P9 橋墩較鄰近橋墩之勁度明顯

為低，故受外加载重時將有較大之反應，而可能導致沉陷或傾覆穩定性之疑慮。



圖四 舊中正橋水平橫向振動平均富氏譜



圖五 舊中正橋 P9~P11 橋段第一模態振型

#### 四、舊中正橋沉箱基礎衝擊反應檢測

舊中正橋基礎型式屬沉箱基礎，然因年代久遠而無法獲得設計圖說，因而無法評估基礎裸露對橋墩穩定性之影響，因此，本研究利用衝擊反應法，對 P11 橋墩進行沉箱長度檢測。測試情況如圖六，利用衝擊錘於沉箱頂面敲擊，於沉箱頂面設置加速規以量測衝擊波之入射與反射，並於沉箱頂部下方約 1.85m 處之沉箱側壁另設置一加速規，藉此評估衝擊波波速。

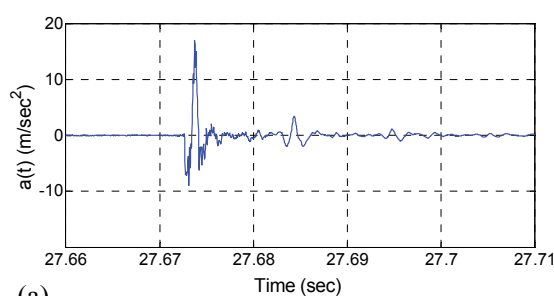
圖七(a)為所測得之沉箱頂面衝擊反應歷時，可清楚辨識出入射波與反射波之波形，則由相關係數法可求得  $t_p$ ，並取品質較佳之數次敲擊結果平均求得代表性之  $t_p$  為  $1.053 \times 10^{-2}$  秒；另外，由兩加速規所測得衝擊波之到達時間差可估出波速約為 4975 m/s，如此則可由式(3)求得沉箱長度約為 26.2m。圖七(b)則為衝擊反應之富氏譜，同樣取品質較佳之數次敲擊結果平均求得  $\Delta f$  約為 96.0 Hz，則由式(4)可計算沉箱長度約 25.9m，與時域法所得結果大致符合。

如前所述，以測深錘實測 P9 沉箱裸露深度近 15m，若 P9 橋墩沉箱長度與 P11 橋

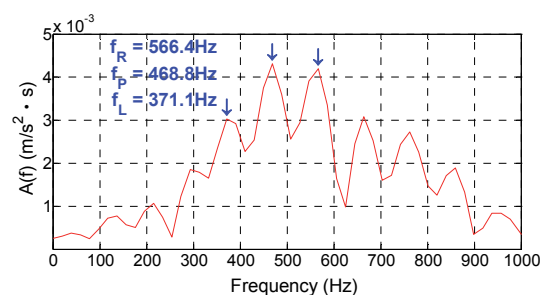
墩一致，則裸露深度已超過沉箱長度之一半，P9 橋墩基礎之穩定性可能已不符需求。



圖六 舊中正橋 P11 衝擊反應檢測情況



(a)



(b)

圖七 P11 橋墩沉箱頂面衝擊反應：

(a)歷時曲線；(b)富氏譜

#### 參考文獻

1. 交通大學 (2005)，「頭前溪中正橋段跨河及河防構造物對整體河性影響之研究」，經濟部水利署第二河川局。
2. Samizo M, Watanabe S, Fuchiwaki A and Sugiyama T. (2007), "Evaluation of the structural integrity of bridge pier foundations using microtremors in flood conditions", Quarterly Report of RTRI, 48(3), pp. 153-157.
3. Finno, R.J., and Gassman, S.L. (1998), "Impulse response evaluation of drilled shafts", J. Geotech. Geoenviron. Eng, ASCE, 124(10), pp. 965-975.

# 傾斜地盤中模型樁振動台試驗

陳家漢<sup>1</sup> 翁作新<sup>2</sup> 陳正興<sup>3</sup>

## 摘要

為了解基樁承受地震作用時樁土互制行為及側潰對其之效應，將大型雙軸向剪力試驗盒放置在傾斜楔塊上，並使用國家地震工程研究中心之三軸向地震模擬振動台進行模型單樁埋置於傾斜地盤之受振試驗。本研究採用鋁合金管(管長 1600 mm，外徑 101.6 mm，管壁厚 3 mm)作為模型樁並將樁底固定於剪力盒以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為；另外，也在樁頂裝設質量塊(約 226 kg)模擬上部結構荷載之反應。傾斜地盤中模型樁振動台試驗分別考慮垂直與平行於坡度方向之輸入振動，以探討上部結構慣性力與地盤側潰力作用於基樁之效應。除了在不同高度之內外框架上裝有 X, Y 兩方向之位移計及加速度計外，在基樁近、遠域之砂土試體中也分別安裝有微型水壓計與加速度計。此外，樁身也黏貼防水型應變計以及微型加速度計分別量測基樁受振之反應。根據初步試驗結果可知：(1) 利用雙向剪力試驗盒之機制與適當的輸入運動可以分別考量土壤側潰力與上部結構物慣性力對模型樁的作用；(2) 地盤顯著之側向變位主要發生於液化後(側潰)，且由淺層往深層發展；(3) 地盤在液化後，土壤勁度幾乎消失，此時土壤對於基礎或結構物的圍束效應可以忽略。

關鍵詞：可能液化地盤、模型樁、振動台試驗、土壤基樁互制效應

## 一、前言

為符合基礎承载力以及動力載重的需求，許多重要工程建設多採用深基礎設計，其中樁基礎為常被採用的形式之一。根據過去重大地震災害調查報告中，如 1964 日本新瀉地震、1989 美國 Loma Prieta 地震、1995 日本阪神地震、1999 台灣集集地震、2011 年紐西蘭基督城地震以及 2011 東日本大地震等，皆發現大規模的土壤液化災害，濱水區域有許多樁基礎因液化引致地盤側潰(lateral spreading)而造成損傷或破壞，甚至影響上部結構安全與使用性，因此有必要針對傾斜地盤側潰機制與其作用於基礎構造物之行為進行探討，以確保結構物之受震安全性。

目前已有許多研究利用樁基礎側向載重試驗探討基樁受側向荷載之力學機制與樁土互制作用，包括模型樁與全尺寸樁之

實驗室與現地側向載重試驗(如 Ashford et al., 2006)、離心機振動台試驗(如 Dobry et al., 2003; Brandenberg et al., 2006; Madabhushi et al., 2010)與 1 g 大型振動台試驗(如 Tokimatsu et al., 2005; Cubrinovski et al., 2006; Ueng and Chen, 2010)等。本研究利用由國家地震工程研究中心所發展的剪力試驗盒可雙軸向運動之獨特機制(Ueng et al., 2006)，將試驗盒傾斜放置於振動台上，並分別施予垂直與水平坡度方向之單軸向振動，探討傾斜地盤受震行為與地盤液化時，側潰力作用於基樁之反應。以下簡介傾斜地盤模型樁試驗與分析結果。

## 二、模型樁及試體準備

本研究選用模型樁材質為鋁合金 6063-T5 之空心管，樁長 1600 mm，外徑 101.6 mm，管壁厚 3 mm，撓曲剛度為 75

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>2</sup> 國立台灣大學土木工程系名譽教授

<sup>3</sup> 國立台灣大學土木工程系教授

$\text{kN}\cdot\text{m}^2$ 。模型樁由下而上於 100 mm 至 1450 mm 間，共十個高度之樁表面各黏貼兩對防水型應變計以量測樁身受側向力作用之變形反應。在試驗規劃方面，本研究將剪力盒固定於角度為  $2^\circ$  之傾斜楔塊上以模擬輕微傾斜之無限邊坡，坡度方向為 X 方向。模型樁是垂直固鎖固於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之狀況，同時也在樁頂處裝設質量塊(約 226 Kg)以模擬上部結構載重對基樁受震反應之影響。

為簡化試驗後續分析，選用容易大量取得而且均勻之進口純淨越南石英砂作為試驗用砂，其基本物理性質如表一所示。本試驗盒之砂土試體準備工作，使用固定式貫落箱以濕沉降法 (wet sedimentation) 準備飽和砂土試體。詳細試體準備過程可參翁作新等人(2006)的研究報告。

表一 越南石英砂之基本物理性質

| Shape      | Gs   | D <sub>50</sub><br>(mm) | e <sub>max</sub> | e <sub>min</sub> | $\rho_{\text{max}}$<br>( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ) | $\rho_{\text{min}}$<br>( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ) |
|------------|------|-------------------------|------------------|------------------|----------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| Subangular | 2.65 | 0.31                    | 0.918            | 0.631            | 1625                                               | 1381                                               |

### 三、振動台試驗

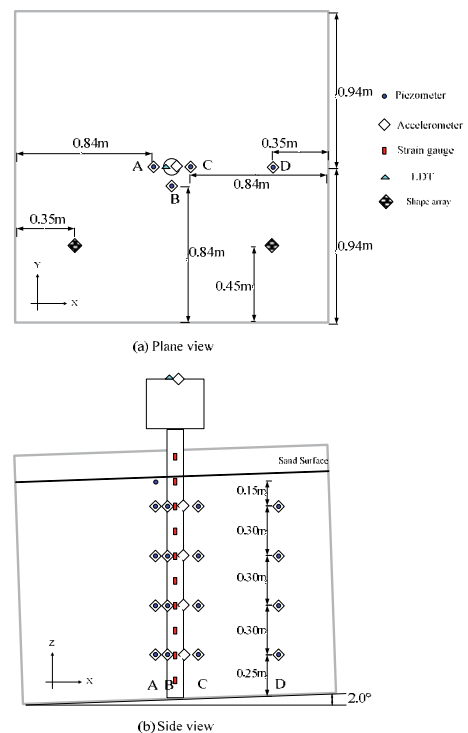
傾斜地盤模型樁振動台試驗是利用國家地震工程研究中心之振動台為振動來源，以大型雙軸向剪力試驗盒為砂土試體容器，放置於傾斜楔塊上進行大尺寸物理模型試驗以模擬傾斜地盤中樁基礎受水平地震力作用下之反應行為。圖一為模型樁在砂土試體中之振動台試驗情況。



圖一 模型樁振動台試驗之情形

模型樁振動台試驗包括二個階段，分別為(1)空箱單樁以及(2)飽和砂土中單樁。首先施以垂直地盤傾斜方向之單軸向振動，視試體狀況再進行平行地盤傾斜方向之單軸向振動；先施加不同振幅、頻率與延時之正弦波，然後施加不同地震加速度記錄；先以小振幅振動，再加大振幅振動。除了施加前述之振動作用外，在試體液化前後也施加小振幅之白訊 (white noise) 振動，以識別基樁與自由場地盤之顯著頻率。

每次振動試驗中皆量測不同深度剪力盒內外框 x、y 向的加速度與位移、樁身應變、加速度與樁頂位移，以及試體內樁周之近遠域土壤之水壓力、加速度反應。振動停止後，仍繼續量測水壓計之記錄，以觀測孔隙水壓之傳播與消散狀況。而且在每次振動前後量測水面與砂面高度，以得到砂土沈陷量與試體密度的變化。圖二為試驗盒內部量測儀器配置狀況。



圖二 剪力盒內部儀器配置情況

### 四、試驗結果

#### 模型樁之動態特性

若假設模型樁試體為一單自由度黏滯

阻尼系統，則可根據由樁頂與輸入振動加速度之富氏譜比值求得轉換函數(transfer function)，此亦稱為加速度放大曲線。本研究在不同上部加載質量情況下，針對空箱單樁振動台試驗結果，在不同上部加載質量情況下，分別進行小振幅白訊（white noise）振動試驗。再利用試驗結果識別出不同情況下基樁與自由場地盤之顯著頻率。表二為不同樁頂加載情況之模型樁的顯著頻率。

表二 不同加載質量模型樁本身之顯著頻率

| 樁頂質量   | 顯著頻率(Hz) |
|--------|----------|
| 無      | 22.9     |
| 6 塊質量塊 | 2.1      |

### 微小振動之樁基礎動態行為

為探討地盤尚未液化時，上部結構質量對樁基礎受震反應之影響，本研究在樁頂處裝設質量塊進行白訊振動試驗。表 3 為不同相對密度的飽和砂土試體，自由場土層與土層中模型樁之顯著頻率。由表 3 可發現在樁頂載重較重(226 Kg)時，土層與土層中基樁的顯著頻率有明顯的不同。根據此部分結果可推測，上部結構傳遞至樁基礎之慣性力對於土壤-樁基礎互制作用有相當大的影響，當慣性力效應較大時，樁基礎受震反應主要由上部結構傳遞之慣性力所主控。

而接續的試驗則利用此特性，在樁頂放置較重之質量塊以模擬高慣性力之上部結構載重行為，並利用雙向剪力試驗盒之機制與適當的輸入運動模式分離作用於基樁之慣性力與側潰力。

表三 不同相對密度下土層與土中基樁之顯著頻率

| 砂相對密度, % | 土壤顯著頻率, Hz | 基樁顯著頻率, Hz |
|----------|------------|------------|
| 11.9     | 10.92      | 4.61       |
| 26.0     | 11.7       | 4.64       |
| 42.4     | 12.7       | 4.65       |
| 70.1     | 13.8       | 4.67       |

### 側潰作用下之樁土受震反應

樁頂加載 6 塊質量塊之模型樁在傾斜砂質地盤( $Dr = 13.6\%$ )中承受垂直坡度方

向之單向度簡諧波振動(Y 方向)，其加速度振幅為 0.068 g，頻率為 8 Hz，延時為 10 秒，發生土壤液化而引致地盤往坡度方向(X 方向)產生側潰位移，如圖三所示。根據剪力盒外框之加速度反應與試體內水壓量測可判斷試驗之液化深度（Ueng et al., 2010），此次試驗土層液化深度約為 112.6 公分深。

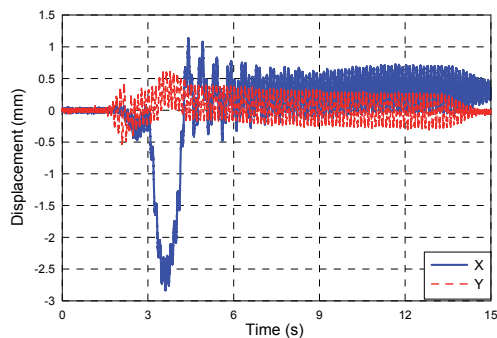


圖三 土壤液化引致 X 方向地盤側潰位移

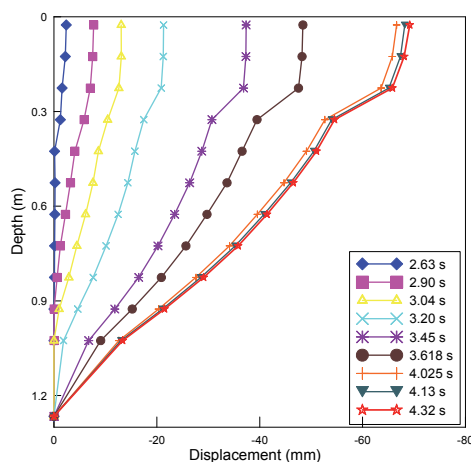
圖四為樁頂相對位移歷時反應，根據試驗輸入運動與量測結果顯示，樁頂 X 方向之相對位移主要由側潰力所引致，而 Y 方向之相對位移則主要是慣性力作用所貢獻。因此，藉由雙向剪力試驗盒之機制與適當的輸入運動可以分別考量土壤側潰力與上部結構物慣性力對模型樁的作用。

圖五為不同時間下，沿坡度方向之自由場地盤剖面位移反應。配合上述試驗結果觀察，樁頂 X 方向之相對位移歷時反應，可概略分為三個階段：(1)在 2.2 秒至 3 秒左右為第一階段，在此階段樁頂僅發生微小移動隨即反彈，此乃因為地盤剖面在此時僅發生較小的位移而且淺層土壤因液化軟化而減低束制；(2)在 3 ~ 4.2 秒期間，樁頂產生最大位移反應並再次彈回。在此階段模型樁承受大部分液化引致地盤位移量。在 3.618 秒後基樁因地盤液化與側潰力降低而再次回彈；(3)第三階段為 4.2 ~ 8 秒，此階段樁頂位移反應呈現近似自由振動行為。將此階段之加速度反應進行分析顯示在 X 方向之顯著頻率約為 2 Hz。此與空箱加載六塊質量塊之基樁本身顯著頻率幾乎一致(2.1 Hz)，因此推測地盤呈現液化狀態之土層幾乎無法提供基樁有效的束

制。此部分仍待使用樁身應變計反算土壤反力進行驗證。



圖四 樁頂相對位移歷時圖



圖五 X 方向之地盤剖面位移與時間關係

## 五、結 論

根據目前之試驗結果可初步歸納以下結論：

1. 利用雙向剪力試驗盒之機制與適當的輸入運動可以分別考量土壤側潰力與上部結構物慣性力對模型樁的作用。
2. 地盤顯著之側向變位主要發生於液化後(側潰)，且由淺層往深層發展。
3. 地盤在液化後，土壤勁度幾乎消失，此時土壤對於基礎或結構物的圍束效應可以忽略。

## 參考文獻

1. Ashford, S. A., T. Juirnarongrit, T. Sugano and Hamada, M. (2006). "Soil-pile response to blast-induced lateral spreading I: Field Test," Journal of

- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.132, No.2, pp.152-162.
2. Brandenburg, S. J., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., and Chang, D. D. (2005). "Behavior of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge tests," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No.11, pp.1378-1391.
3. Cubrinovski, M., Kokusho, T., and Ishihara, K. (2006). "Interpretation from large-scale shake table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.26, No.2-4, pp.275-286.
4. Dobry, R., Abdoun, T., O'Rourke, T. D., and Goh, S. H. (2003). "Single piles in lateral spreads: field bending moment evaluation," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.129, No.10, pp.879-889.
5. Madabhushi, G., Knappett, J., and Haigh S. (2010). Design of pile foundations in liquefiable soils, Imperial College Press, U.K.
6. Tokimatsu, K., Suzuki, H. and Sato, M. (2005). "Effect of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundations," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.25, No.7-10, pp.753-762.
7. Ueng, T. S., Wang, M. H., Chen, M. H., Chen, C. H., and Peng, L. H. (2006). "A large biaxial shear box for shaking table tests on saturated sand," Geotechnical Testing Journal, Vol.29, No.1, pp.1-8.
8. Ueng, T. S., and Chen, C. H. (2010). "Multidirectional shaking table tests on model piles in saturated sand," Seventh International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Vol II pp.1445-1450.
9. Ueng, T. S., Wu, C. W., Cheng, H. W., and Chen, C.H. (2010). "Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol.30, No.1-2, pp.50-60.

# 運用 ANSYS/LS-DYNA 探討用過核燃料 乾式貯存設備之受震反應

陳正興<sup>1</sup> 楊炫智<sup>2</sup> 柯永彥<sup>3</sup> 許尚逸<sup>4</sup>

## 摘要

為維持核能發電廠之安全與持續營運，高放射性廢棄物之管理與貯存一直都是核能發電之重要課題，其依據貯存方式不同可區分為廠內燃料池內冷卻貯存、中期貯存以及深地層最終處置。中期貯存方式目前主要是採以乾式貯存設施，其設計概念係將用過核子燃料貯存在貯存護箱內並採取自立方式置放於廠區內混凝土基座之上；因此，若當一地震發生時將可能導致貯存護箱與基座間將會產生相對運動，貯存護箱可能因此互相碰撞或傾倒其性能受損。本文將運用 ANSYS/LS-DYNA 有限元素分析軟體建立護箱與混凝土基座模型，探討貯存護箱與混凝土基座在一人工地震作用下運動型態之變化，藉此瞭解摩擦係數對貯存護箱受震反應之影響，可作為日後進行貯存護箱設計與分析之參考。

關鍵詞：乾式貯存護箱、摩擦係數、ANSYS/LS-DYNA 分析

## 一、前言

我國核能電廠目前針對發電所產生的用過核燃料均以置放於廠內燃料池冷卻貯存，惟因池內貯存容量接近飽和，故在未進行委託再處理及最終處置前，將採用中期乾式貯存方式。乾式貯存設施設計概念，係將貯存用過核子燃料之密封鋼筒置放於混凝土貯存護箱中，因此對於貯存護箱之性質與發生墜落或傾倒等之意外狀況都須多加考量[1]；而貯存護箱因採取自立方式置放於貯存場地之混凝土基座上，若受到外力如地震力作用時有可能會發生靜止、滑動、搖擺、滑動加搖擺等多種複合之情況發生[2]，而這種現象除受到外力作用力大小影響外，亦會受到尺寸以及摩擦係數影響，當尺寸越大或摩擦係數越小時則將相對穩定不會發生傾倒的現象[3、4]；但摩擦係數會隨著所使用之材料性質不同而有所變化[5]，本文將運用有限元素分析軟體 ANSYS/LS-DYNA 建立貯存護箱與混凝土基座模型，並以一人工地震做為

輸入運動，探討貯存護箱與混凝土基座間不同之摩擦係數對於貯存護箱受震後反應之影響。

## 二、貯存護箱受震分析與參數設定

本文以一 X 向、Y 向及 Z 向加速度反應之最大值皆為 0.78g 之人工地震做為貯存護箱受震後動態分析之輸入運動，地震總歷時為 40.95 秒，各方向之加速度歷時如圖 1 所示。而數值模型與參數則將貯存護箱視為一整體以簡化分析；簡化後之貯存護箱模型為一直徑 4.25 公尺、高 5.95 公尺之圓柱體，圓柱體外圍 0.425 公尺距離之圓環設定其材料性質為彈塑性體，內部則設為剛體，坐落於混凝土基座之正中心點，而混凝土基座則是建立 8x8x1.2 公尺(長x寬x高)之方形版，材料性質設定為剛性體，貯存護箱與混凝土基座皆採用三維八節點實體元素構成，如圖 2 所示；將建立之人工地震施加於混凝土基座上，而貯存

<sup>1</sup> 國立台灣大學土木工程系教授

<sup>2</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心專案副研究員

<sup>3</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心副研究員

<sup>4</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心副研究員

護箱與混凝土基座間之摩擦係數設定為 0.2、0.5 以及 0.8 進行貯存護箱受震反應分析。

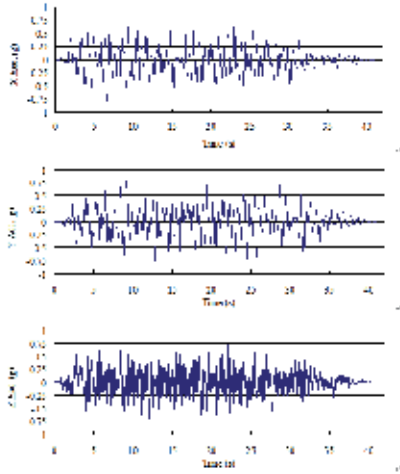


圖 1 人工地震三方向之加速度歷時圖

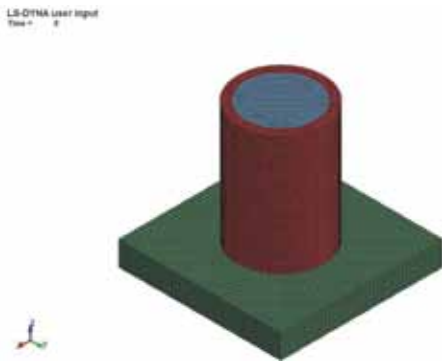


圖 2 貯存護箱數值分析模型

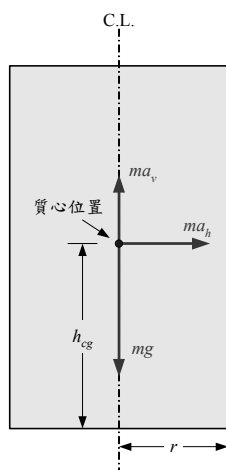


圖 3 貯存護箱自由體圖

為瞭解貯存護箱受外力作用時初始所產生之反應，先進行貯存護箱擬靜力分析，貯存護箱之自由體圖如圖 3 所示；若

當貯存護箱底部之最大靜摩擦力小於水平地震慣性力時，此時貯存護箱將先會產生滑動反應，由上述相關參數可以建立當貯存護箱受地震力作用發生滑動時之方程式如公式 1 所示，而當護箱底部的正向力所提供之穩定力矩小於水平地震慣性力所造成之驅動力矩時則會先發生傾倒反應，此時所對應之貯存護箱傾倒方程式如公式 2。

$$\mu(mg - ma_v) < ma_h \Rightarrow \mu < \frac{a_h}{g - a_v} \quad (1)$$

$$(mg - ma_v)r < ma_h h_{cg} \Rightarrow \frac{r}{h_{cg}} < \frac{a_h}{g - a_v} \quad (2)$$

由上述兩公式中可以發現，貯存護箱受到地震力作用時會先發生滑動或傾倒之現象取決於摩擦係數  $\mu$  與貯存護箱尺寸；本文中數值模擬所建立之貯存護箱尺寸其質心位置  $h_{cg}$  為 2.975 公尺，半徑  $r$  為 2.125 公尺，可得到之  $r/h_{cg}$  值為 0.714，表示當摩擦係數為 0.2 以及 0.5 時，貯存護箱受地震力作用將先發生滑動現象，而摩擦係數為 0.8 時則貯存護箱會先產生傾倒現象。

### 三、貯存護箱受震動態反應

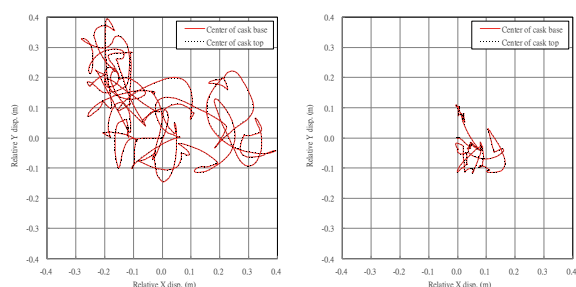
選取貯存護箱底部中心點作為量測點，混凝土基座中心點作為基準點，用以瞭解貯存護箱受到人工地震作用後在不同摩擦係數下之位移反應，如表 1 所示；貯存護箱會因受到地震外力作用而在水平與垂直向產生相對運動，貯存護箱在地震力作用過程中會產生一最大水平位移以及結束後會產生一偏移量，但此偏移量並非其最大位移變化量，而在垂直方向之位移則會回到原位置。

表 1 貯存護箱受震分析結果

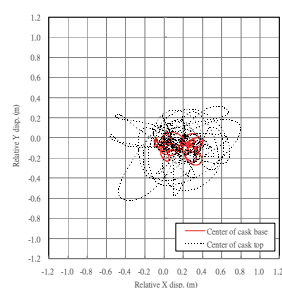
| $\mu$ | 動態位移反應 (m) |       |       |       |      | 搖擺角度(deg) |        |
|-------|------------|-------|-------|-------|------|-----------|--------|
|       | X          |       | Y     |       | Z    | X-dir.    | Y-dir. |
|       | Max        | Final | Max   | Final | Max  |           |        |
| 0.2   | 0.40       | -0.12 | 0.40  | 0.03  | -    | -         | -      |
| 0.5   | 0.17       | 0.02  | -0.12 | 0.08  | -    | -         | -      |
| 0.8   | -0.41      | 0.21  | -0.27 | 0.03  | 0.28 | 7.16      | -4.90  |

當摩擦係數為 0.2 以及 0.5 時，於 Z 方向貯存護箱並發生位移變化，表示在貯存護箱在受震過程中應是以滑動作為其運動

模式，並無任何抬升或搖擺的現象發生；比較兩者可以發現，當摩擦係數變大時，其 X 與 Y 方向之位移最大反應有減小且變化有趨緩的現象。而當摩擦係數為 0.8 時，貯存護箱於垂直 Z 方向與水平方向皆有位移量產生，表示貯存護箱在受震過程中發生有抬升之現象，明顯與摩擦係數為 0.2 與 0.5 之運動型態有所不同，應為搖擺與滑動之運動型態，故其位移反應並未隨著摩擦係數增加而有減少的趨勢。



(a) 摩擦係數為 0.2 (b) 摩擦係數為 0.5



(c) 摩擦係數為 0.8

圖 4 貯存護箱位移軌跡圖

選取貯存護箱底部中心點以及頂部中心點作為參考點，繪製貯存護箱位移軌跡圖，如圖 4 所示，分別代表摩擦係數 0.2、0.5 以及 0.8，當摩擦係數為 0.2 與 0.5 時，貯存護箱底部與頂部中心點所描繪出之位移軌跡幾近重合，代表貯存護箱頂部與底部在受震期間位移反應並無差異，此時貯存護箱主要之運動行為為滑動控制；反觀摩擦係數為 0.8 時，貯存護箱頂部之位移反應明顯大於底部之位移反應，明顯與圖 4(a) 與 4(b) 不同，表示此時貯存護箱是以一搖擺晃動的方式進行運動。

## 四、結論與展望

本文運用 ANSYS/LS-DYNA 探討用過核燃料乾式貯存設備之受震反應，藉此瞭解貯存護箱受震後之運動行為，並分析摩擦係數對貯存護箱受震反應之影響；若能於日後進行貯存護箱設計或分析時考量納入摩擦係數之影響，將更可提高貯存護箱於貯放場地之安全與穩定性。

## 參考文獻

1. Toshiari Saegusa, Genki Yagawa, and Masanori Aritomi, "Topics of research and development on concrete cask storage of spent nuclear fuel," Nuclear Engineering and Design, Vol. 238, pp. 1168-1174 (2008).
2. Yuji Ishiyama, "Motions of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 635-650 (1982).
3. Lin Yanheng and Shi Baoping, "Response of 3D Free Axisymmetrical Rigid Objects under Seismic Excitations," New Journal of Physics, arXiv:0807.2101v3 (2008).
4. Antonio Scalia and Mezhlum A. Sumbatyan, "Slide Rotation of Rigid Bodies subjected to a Horizontal Ground Motion," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 1139-1149 (1996).
5. B. G. Rabbat, M. ASCE and H. G. Russell, "Friction Coefficient of Steel on Concrete or Grout," Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 505-515 (1985).



# 以離心振動台試驗探討加勁土堤之動態反應

洪汶宜<sup>1</sup> 邱益增<sup>2</sup> 黃俊鴻<sup>3</sup> 李崇正<sup>3</sup> 邱俊翔<sup>4</sup>

## 摘要

在地震頻繁的台灣地區，如能利用加勁土堤本身所具有的柔性，發揮其耐震特性，相信對減少災害有相當的助益。本研究目的在以離心振動台試驗，探討加勁土堤於受震下之動態行為。由實驗結果可知，土堤內部土壤區加速度的傳遞，其震幅會隨高程越高而越大，且基盤輸入加速度的頻率越高，放大的效應越明顯；土堤內部加勁區的加速度傳遞亦有相同的趨勢。此外，加勁材料強度、加勁間距與土堤坡面傾角對加勁土堤的顯著頻率無顯著的影響，8m 高的加勁土堤其顯著頻率約為 5.7Hz，轉換函數值會隨量測高程越高而越大，未加勁之土壤區域轉換函數值皆小於加勁區。

關鍵詞：加勁土堤、離心振動台試驗、放大倍率、顯著頻率

## 一、前言

加勁土壤結構的優點在於可大量減少施工經費、縮短工期、減少不均勻沈陷、容許較大變形及可植生美化景觀等，在 921 集集大地震中，除位於震央附近的部份加勁土壤結構因設計、施工不當導致損壞外，大部份的加勁土壤結構均維持得相當良好。加勁土堤可以拓寬既有道路之基礎，避免路權不足，作為長期或者是臨時性的結構，臺灣的地震頻繁，如能善加利用其柔性及耐震特性，相信能確保用路人車及周圍建築的安全。從過去的研究中 (Viswanadham and Kong, 2009; Hu et al., 2010; Chen et al., 2007; Nova-Roessig and Sitar, 2006)，可以瞭解加勁土堤的變形行為及影響其變形的因子，但是若要引進耐震性能設計理念於土堤耐震設計，首先必須要先瞭解加勁土堤的動態特性，進而才能掌握加勁土堤結構在不同等級地震作用下之變形，使加勁土堤的整體變形量在不同地震荷載時仍處於安全限度內。因此本研究規劃一系列加勁土堤離心振動台試驗，瞭解加勁土堤受振之加速度反應。

## 二、試驗設備與使用材料

離心模型試驗是在實驗室內利用人造離心力來模擬重力場，使模型之應力應變狀況似於原型，不但較大尺寸試驗經濟且試驗條件較易控制。本研究使用之儀器包括中央大學大型力學實驗館之大地工程離心機、振動台、固壁式蜂巢試驗箱與各式量測儀器。試驗使用之土樣為石英砂，砂顆粒的形狀為角狀(angular particle)，平均粒徑為 0.19mm，最大最小乾單位重分別為 16.3 kN/m<sup>3</sup> 與 14.1kN/m<sup>3</sup>，相對密度 40% 時之摩擦角約為 35 度，根據土壤篩分析試驗之粒徑分佈曲線，統一土壤分類法中屬於不良及配砂(SP)。為了瞭解不同加勁材料強度對加勁土堤的影響，選擇 2.24 kN/m 與 1.25 kN/m 兩種不同強度的柔性人工合成材料，作為離心模型所使用的加勁材料，於 50g 離心重力場中，依照尺度效應之轉換可模擬之現場 112.0 kN/m 與 62.5 kN/m 之加勁材料強度。

## 三、離心模型製作與試驗步驟

為了避免加勁土堤底部滑動，確保加速度能傳入土堤，試驗前先於試驗箱底部設置齒狀鋁合金底板，再製作模型試體。本文所討論之試驗結果包含 5 組加勁土堤

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副技術師

<sup>2</sup> 國立中央大學土木系碩士

<sup>3</sup> 國立中央大學土木工程學系教授

<sup>4</sup> 國家地震工程研究中心研究員

離心振動台試驗，表一是模型試體於 50g 離心重力場中模擬的原尺寸加勁土堤之各項參數，模型編號的 GREE 表示加勁土堤 (geosynthetic reinforced earth embedment)，其後之數字表示試驗編號，16 公分高之加勁土堤模型，於 50g 離心重力場中可模擬現地 8 公尺高之加勁土堤，土堤坡面包含 1:1 與 1:0.5 兩種，加勁間距有 0.8m 與 0.5m 兩種，加勁材料則包含兩種強度，加勁材料長度皆為 0.7 倍土堤高度。每組試驗皆進行數個地震事件的模擬，瞭解不同基盤輸入加速度對加勁土堤加速度反應之影響。

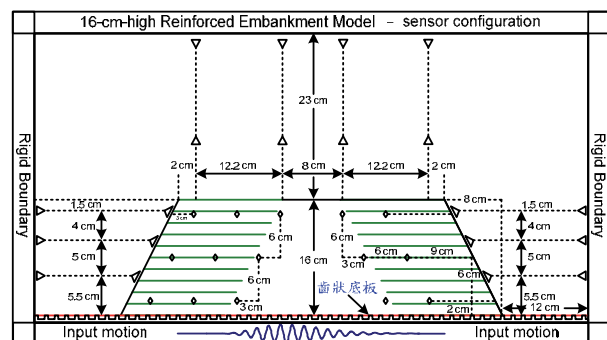
圖一為模型試體 GREE5 之感測器布設圖與試體配置照片，配置照片為拆除水平支撐檔板後，土堤坡頂設置四支 LVDT 與左右兩側坡面各設置兩支 LVDT 後的試體完成情況。土堤內部加勁區與非加勁區則依上中下三個高層布設兩個加速度計陣列(加勁區為 A11、A13、A10，無加勁之土壤區為 A6、A4、A12)，試驗箱底部亦安裝加速度計，其量測值則作為基盤輸入加速度。

本研究採用移動式實降機(traveling pluviation apparatus, TPA)，以 0.6m 的實降高度，製作相對密度約 60% 的乾砂試體。在製作加勁土堤試體前，為了減少邊界效應對內部應力分佈的影響，須先將透明膠片黏貼到試驗箱壁上，再進行實降。實降時先在土堤前的基礎上設置適當高度的斜面擋板，以提供牆面足夠的側向支撐並製作所需坡度，再鋪設加勁材料並將石英砂實降二分之一加勁間距的厚度，接著設置加速度計於預定位置，再繼續實降石英砂至一個加勁間距，最後將加勁材料的回包層折回，即完成一層加勁層的製作。重複上述步驟直至預定的加勁土堤高度，並固定加速度計的線路，以免繞機飛行時遭到拉扯而斷裂。拆除檔版後，進行試體重量量測，確保模型牆體的相對密度。最後架設 LVDT 後，即可將離心模型試驗箱吊掛置於離心機掛台上，並將所有量測儀器設備的訊號接頭插於接線盒上相對應之頻道，以擷取試驗中的各項量測訊號。

待試驗前準備完成，啟動離心機控制系統，至預定之 50g 離心力場，由控制室遠端操控振動台，輸入不同振幅與頻率的振動事件，並量測加勁土堤之受震反應。以 GREE9 為例，模型試體先輸入白噪 (white noise) 訊號，探測加勁土堤的顯著頻率，之後會經歷數個主要振動事件，其基盤輸入加速度分別約為 0.08g、0.12g 與 0.23g，頻率為 1Hz、15 個週期的三種加速度歷時，以及 0.03g、0.06g 與 0.11g，頻率為 4.8Hz、15 個週期的三種加速度歷時，最後再施加歷時 15 秒的白噪訊號，以檢測加勁土堤的性質。待試驗結束後，拆除接線盒上之感測器接頭，並將試驗箱吊離離心機掛台，進行後續拍照與清理之作業。

表一 試驗模擬之現場加勁土堤各項參數

| 模型編號  | 頂部寬度 (m) | 土堤高度 (m) | 坡度    | 加勁間距 (m) | 加勁材料強度 (kN/m) |
|-------|----------|----------|-------|----------|---------------|
| GREE4 | 18.35    | 8.0      | 1:1.0 | 0.8      | 112.0         |
| GREE5 | 18.35    | 8.0      | 1:0.5 | 0.8      | 112.0         |
| GREE6 | 18.35    | 8.0      | 1:0.5 | 0.8      | 62.5          |
| GREE8 | 18.35    | 8.0      | 1:1.0 | 0.5      | 112.0         |
| GREE9 | 18.35    | 8.0      | 1:0.5 | 0.5      | 112.0         |



圖一 模型試體 GREE5 之感測器配置圖



圖二 模型試體 GREE5 試體完成圖

## 四、試驗結果

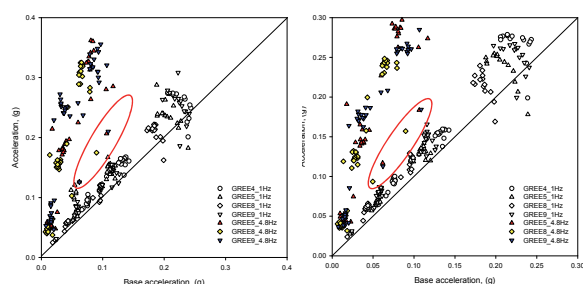
由過去的靜態實驗研究可以知道加勁材料配置會明顯的影響加勁結構變形的穩定性，本研究以五組不同加勁材料配置的模型試體，探討對加勁土堤顯著頻率的影響。其中，GREE-5 與 GREE-6 可探討不同加勁材料強度的影響，GREE-4 與 GREE-8、GREE-5 與 GREE-9 可探討不同加勁層數的影響，GREE-4 與 GREE-5、GREE-8 與 GREE-9 則可探討不同坡面傾角的影響。

各模型土壤區與加勁區輸入白噪訊號時，各加速度計所量測到的加速度歷時經過快速富利葉轉換(FFT)進行頻譜分析，再除以基盤輸入加速度之快速富利葉轉換結果並進行平滑化後，得到轉換函數(transfer function, TR)在頻率域的關係。從計算結果可以知道，不論是加勁間距、加勁材料強度或者加勁土堤坡面傾角的改變，第一個 TR 的尖峰值都約略在 5.7Hz 處，顯示 8m 高的加勁土堤其顯著頻率約為 5.7Hz，TR 值會隨量測高程越高而越大，未加勁之土壤區域 TR 值皆小於加勁區。若比較土堤坡面傾角的影響，則可以發現而土堤坡面較陡者，加速度放大倍率則稍大。

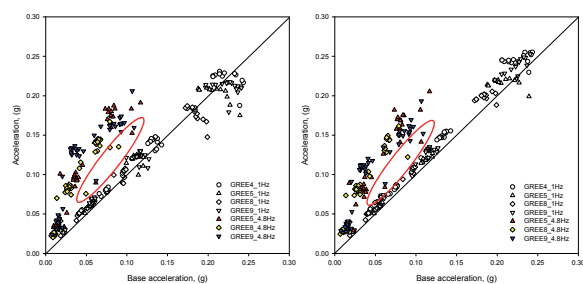
在白噪訊號振動事件後，每組加勁土堤模型均進行數個主要振動事件模擬，每個主要振動事件皆為 15 個週期，將加勁區與土壤區兩個加速度陣列中，每個加速度計所量到的加速度歷時，其每個週期正方向(+)與負方向(-)的尖峰值與相同週期相同方向的基盤輸入加速度尖峰值繪製到同一個圖上。圖三、圖四與圖五分別為加勁土堤離心模型試體在不同振動事件時，頂部、中部與底部的加速度與基盤加速度的關係，各圖的(a)與(b)分別代表土壤區與加勁區的加速度測量值，頻率為 1Hz 之地震事件以圓形符號表示，頻率為 4.8Hz 之地震事件以三角形符號表示，正方向以實心符號表示，負方向以空心符號表示。圖中 45 度的斜線表示模型內部加速度尖峰值等於基盤輸入加速度尖峰值，若符號落在斜線左上方區域則表示量測之加速度尖峰值

大於輸入加速度尖峰值。

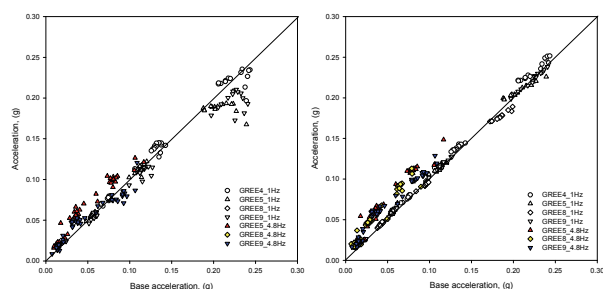
由圖三至圖五中可以觀察到，加勁土堤內部不論是加勁區或者是土壤區，在基盤輸入加速度為 1Hz 的主要振動事件時，不同位置的加速度反應與基盤加速度值差異不大，沒有明顯放大的行為；但是在基盤輸入加速度為 4.8Hz 的主要振動事件時，不同位置的加速度反應與基盤加速度有明顯差異，最底層幾乎與基盤輸入加速度差不多，但是加勁區與土壤區在基盤輸入加速度的頻率越高時，放大的效應越明顯，其加速度放大倍率與高程成正比且非線性之關係。因此，若輸入之加速度頻率接近顯著週期時，應可更清楚的觀測到加勁土堤共振的情形。



圖三 離心模型加速度反應(a) 土壤區頂部；(b) 加勁區頂部

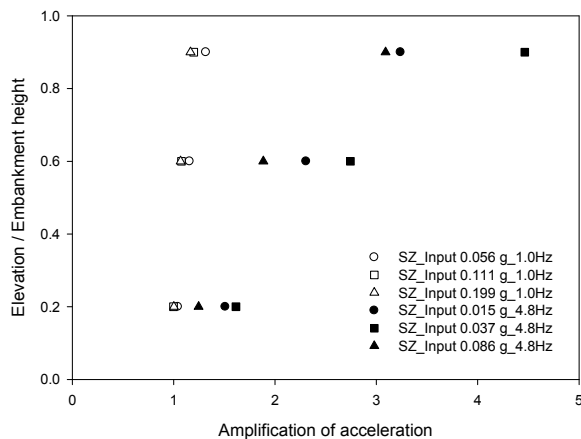


圖四 離心模型加速度反應(a) 土壤區中部；(b) 加勁區中部

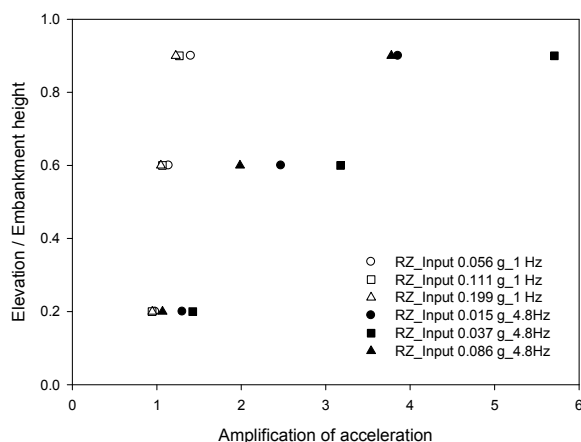


圖五 離心模型加速度反應(a) 土壤區底部；(b)加勁區底部

將圖三至圖五中各加速度尖峰量測值除以基盤加速度尖峰值，可以得到加速度的放大倍率，圖六與圖七分別為加勁土堤土壤區與加勁區內不同高程位置之加速度放大倍率，從圖中可以觀察到，在輸入加速度為 1Hz，基盤輸入加速度分別為 0.056g、0.111g 與 0.199g 時，加勁區與土壤區頂部最大的放大倍率幾乎一樣，分別約為 1.2、1.2 與 1.3，顯示高程對加速度放大效應的影響就顯的相當小。在輸入加速度為 4.8Hz，基盤輸入加速度分別為 0.015g、0.037g 與 0.087g 時，加勁區頂部最大的放大倍率分別約為 3.7、3.8 與 5.7，土壤區頂部最大的放大倍率分別約為 3.1、3.2 與 4.5，顯示高程明顯影響加速度的反應，而且基盤輸入加速度與加速度放大倍率兩者呈正比。



圖六 加勁土堤土壤區不同深度之加速度放大分佈



圖七 加勁土堤加勁區不同深度之加速度放大分佈

## 五、結論與展望

本研究共進行 5 組加勁土堤離心模型振動台試體，並進行數個不同的振動事件模擬。試驗結果顯示，加勁土堤內部土壤區與加勁區加速度的傳遞，其加速度振幅放大行為與高程成正比，且基盤輸入加速度的頻率越高，放大的效應越明顯。然而，在加勁土堤設計規範中的加速度放大倍率為定值，與試驗結果有明顯差異。此外，由加速度歷時得到的轉換函數在頻率域的關係顯示，不論是加勁間距、加勁材料強度或者加勁土堤坡面傾角的改變，對加勁土堤的顯著頻率無顯著的影響，8m 高的加勁土堤其顯著頻率約為 5.7Hz。後續將探討加勁土堤高度對顯著頻率的影響，並與理論土坡之顯著頻率評估方法進行比較，以期能提出評估加勁土堤顯著頻率的方法。

## 參考文獻

1. Chen, H.T., Hung, W.Y., Chang, C.C., Chen, Y.J and Lee, C.J, "Centrifuge modeling test of a geotextile-reinforced wall with a very wet clayey backfill." *Geotextiles and Geomembranes*, 25(6), 2007, pp. 346-359.
2. Hu, Y., Zhang, G., and Lee, C.F., "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes," *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 2010, pp.12-22.
3. Nova-Roessig, L., and Sitar, N., "Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slope," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 132(3), 2006, pp.388-400.
4. Viswanadham, B.V.S., and Kong, D., "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced slopes subjected to differential settlements," *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 2009, pp.77-88 .
5. 洪汶宜、吳仁傑、張晉彰、陳元吉、陳慧慈、李崇正，『黏性背填土特性對加勁擋土牆變形之影響及其改善對策』，第十三屆大地工程學術研討會，宜蘭，2009，第 G12-1~G12-8 頁。

# 嘉南地區活動斷層地震潛勢評估參數 (II)

林哲民<sup>1</sup> 張道明<sup>1</sup> 謝宏灝<sup>2</sup> 張議仁<sup>3</sup> 郭俊翔<sup>1</sup> 溫國樑<sup>4</sup>

## 摘要

臺灣西南部的嘉南地區存在多條活動斷層，區域內地震活動度高且分佈範圍廣，大規模之地震災害一直是該地區不可忽視之隱憂。本研究規劃以三年期間（2011~2013）針對大嘉南地區進行微地震監測，嘗試以微地震監測資料瞭解斷層破裂面，並釐清震源破裂機制，綜整嘉南地區活動斷層震源參數，作為嘉南地區地震動潛勢評估之重要參考。本計畫目前已完成前兩年度之工作，並蒐集近一千兩百筆微地震資料，定期進行資料處理和初步定位分析工作，評估嘉南地區微地震活動現況與變化；也經由精確重新定位與震源機制解算，瞭解微震分佈與斷層構造之關係，描繪主要發震構造形貌與活動特徵。

關鍵詞：微震監測、活動斷層、地震定位、震源機制

## 一、前言

臺灣西南部的嘉義與台南地區從上個世紀以來已發生過多次因大規模地震所導致的嚴重災害，包括 1906 年梅山地震、1941 年中埔地震、1946 年新化地震、1964 年白河地震、1998 年瑞里地震及 1999 年嘉義地震等，而 2010 年 3 月 4 日之高雄甲仙地震也對嘉南地區造成多處建築物損害。根據國科會古地震研究推估，臺灣主要活動斷層特徵地震發生機率以位於嘉義且屬於第一類活動斷層之梅山斷層的近期發生機率最高，該斷層在五十年內發生規模 7 以上地震之機率為 45%，十年內的機率也有 9.75%。而位於嘉南地區之第一類活動斷層還包括大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層和新化斷層，另外則還存在四條第二類活動斷層；大規模地震災害是嘉南地區不可忽視之隱憂，瞭解該地區活動斷層參數乃急為迫切之工作。

根據中央氣象局地震目錄及國震中心於 2006 年底至 2010 年間對南部科學園區進行的微地震監測（林哲民等人，2010），嘉南地區之地震分佈範圍相當廣，不侷限

於斷層周圍，從東側之麓山帶到西側沿海平原和台南沿海一帶，都有頻繁的地震活動。西側平原及沿海之地震活動一直被認為是與板塊碰撞擠壓後形成之構造脫逸（Tectonic Escape）現象有關，但受限於地表深厚之沖積層覆蓋，對於地表下發震構造型態一直缺乏瞭解。

因此，本研究以三年期間（2011~2013）針對大嘉南地區進行微震監測，目標除了區域內之活動斷層外，也著重在平原下之盲斷層或其它發震構造；希望以微震監測資料嘗試瞭解斷層主要破裂面，並釐清震源破裂機制，綜整嘉南地區活動斷層震源參數，作為嘉南地區地震動潛勢評估之重要參考。現在已完成前兩年度之觀測，本文將簡述目前為止之初步觀測成果。

## 二、微地震監測網

微地震監測網根據嘉南地區歷史地震活動及主要斷層分佈，妥善規劃測站位置，於 2011 年下半年陸續完成 21 個測站之建置工作。此外，為配合本中心設立於

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

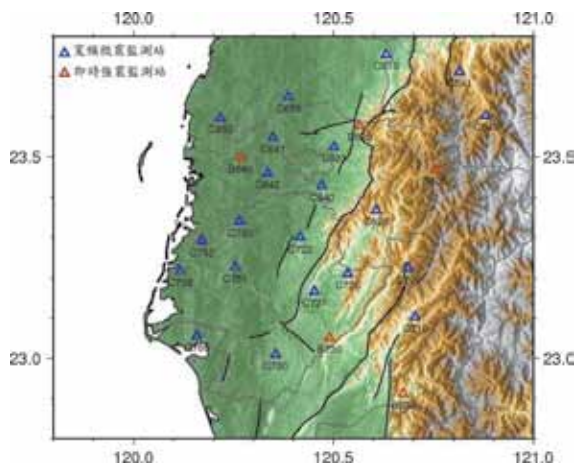
<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>4</sup> 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

國立中正大學之「嘉義地區地震防救災研究計畫辦公室」相關工作，陸續於嘉南地區建置數個即時地震觀測站，各即時站包含速度型寬頻地震儀和加速度型強震儀，資料即時傳送至本中心進行監測；透過整合式監測成果提供該計畫辦公室所需完整的嘉義地區地震與斷層活動資訊。

圖一即是本計畫所建置嘉南地區微震監測網之測站分佈圖，測站編碼乃根據全台行政區域及地質、地形特徵所決定。如前言所述，嘉南地區地震活動分佈廣泛，本微震監測網在結合即時強震站後，已涵蓋整個嘉義縣、市、台南市以及鄰近斷層所在之麓山帶，完整監測嘉南地區之微震活動，以作為斷層及震源特性研究之基礎。



圖一 本計畫所建置嘉南地區微地震監測網之測站分佈圖

根據多年發展之微地震監測技術與經驗，對測站之設置安裝有相當完善之作業流程。微震監測站挑選人煙稀少僻靜之位置，地震儀則埋設於地表下約一公尺深，藉由孔洞底部與置放地震儀桶子間的多根長錨釘及固定水泥，大幅提高地震波導入地震儀之訊號品質，避免桶壁及周圍土層之接觸，降低地表人為雜訊干擾，利於訊號雜訊比之提升，提高資料辨識度；並做好保溫與防潮工作，確保儀器之穩定運作。

21 個微地震測站皆使用高靈敏度寬頻地震儀 Guralp CMG-6TD，屬於速度型感測器，頻寬範圍 0.033 到 100 Hz，解析度達 24 bits，動態範圍達 132 dB，靈敏度高於 2000 V/m/s，以內建高容量快閃記憶體儲存

資料，測站並配備 GPS 衛星接收天線、太陽能供電裝置及備援電池，維持測站校時及長時間運作之功能；而由於監測目標是規模較小的微震活動，記錄方式一律採 24 小時連續記錄，地震波形取樣率為每秒 100 點。圖二是數個微地震監測站之照片。

即時強震監測站之加速度強震儀則是使用 Kinematics Etna，頻寬範圍 DC 到 80 Hz，解析度 18 bits，動態範圍 108 dB；強震儀設置於 FRP 站房內之水泥平台上，再配合緊鄰且同樣埋於地下之寬頻地震儀 (CMG-6TD)，即是即時強震站之配置。



圖二 數個嘉南地區微地震監測站之照片

### 三、資料分析

觀測到之微地震資料，採用本中心發展之微地震監測網資料處理程式（張道明，2009）進行分析，包含格式轉換、地震波形篩選、到時挑選與地震定位等完整資料處理流程。初步定位方法使用 HYPO 71 (Lee and Lahr, 1972) 程式，利用 P 波及 S 波到時計算各地震發生時間、震央位置、震源深度及規模 (Duration Magnitude,  $M_d$ ) 等。

本監測網每兩個月進行一次資料蒐集，擷取微地震波形進行處理分析和初步定位工作，繪出每個月之微震活動分佈，配合中央氣象局地震資料，定期評估嘉南地區微地震活動現況與變化。

依據過去研究經驗顯示，綜合儀器響應特性、測站設置及資料分析方法，本微

震網主要偵測範圍僅在規模 2.5 以下，但能更有效偵測較小規模之微地震活動，達到本研究之監測目的（林哲民等人，2010）。

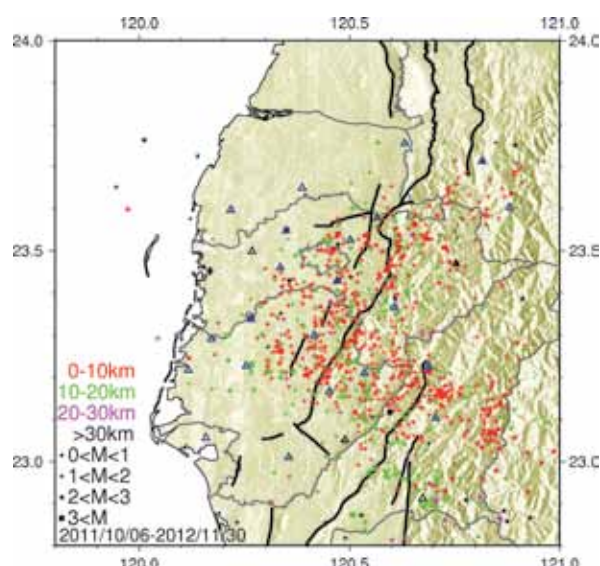
此外，除了 HYPO 71 之傳統單事件定位方法，為降低定位誤差，並考慮大量地震事件彼此間與地下構造之相關性，也採用多事件聯合定位方法之雙差分地震定位演算法（Waldhauser and Ellsworth, 2000）對所觀測到之嘉南地區微震資料進行重新定位。此方法多用於大地震後之餘震，或是斷層構造所產生密集地震活動之重新定位工作，透過相近地震之波形比對或是利用到時差異計算，能將發散分佈之地震重新定位到主要發震構造上。

#### 四、嘉義地區微地震活動

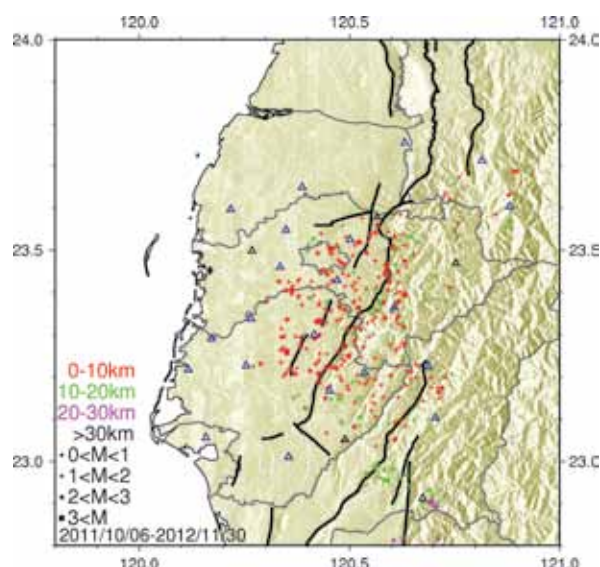
圖三是本監測網從 2011 年 10 月至 2012 年 11 月底所定位出之微地震活動分佈圖，共定位出近 1200 筆地震活動。

如前言所述，由於嘉南地區是臺灣西半部地震活動最為活躍的地區，此段時間所觀測到之微地震活動也一直相當頻繁且分佈廣泛，從西側沿海平原一直到東側之西部麓山帶都有密集分佈，穩定持續的活動。在北段嘉義一帶，地震明顯集中在大尖山與觸口斷層以東一帶，梅山及九芎坑斷層一帶之微震相對較少，但嘉義市東側一帶則有顯著微地震活動。南段之台南地區，微地震活動相對活躍，大量集中在觸口、木屐寮及六甲斷層沿線，也延伸至旗山斷層北段東南側之高雄市境內，在斷層兩側皆有大範圍且均佈之微震活動，串連成一西北-東南向之長條型密集地震帶，其分佈向東南可延伸至高雄台東交界。

此外，2010 年 3 月 4 日發生於本微震網南邊之高雄甲仙地震，其主震區現今仍不時有小規模地震活動；雖然因網外地震之定位存在一定誤差，但仍清楚觀測到此群地震從旗山斷層中段向東南延伸橫越六龜與潮州斷層。顯示甲仙地震之發震構造，至今仍持續活動釋放其構造應力。



圖三 嘉南地區微地震監測網截至 2012 年 11 月所觀測到之微地震震央分佈

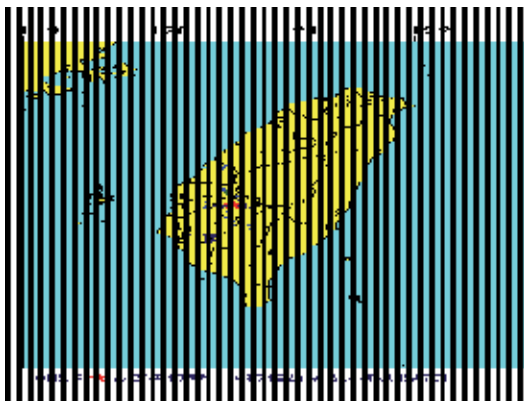


圖四 雙差分重新定位之微地震震央分佈

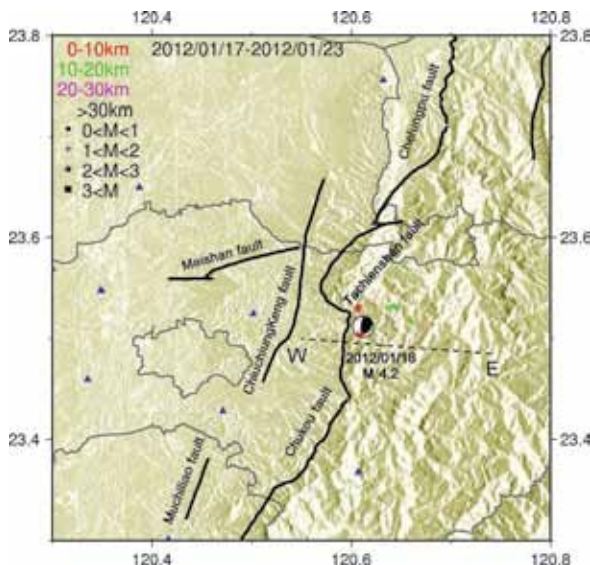
圖四是經由雙差分重新定位之微地震活動分佈圖，地震數為 368 筆。重新定位後，最顯著的地震分佈特徵即是沿著觸口斷層東側之地震活動，以及甲仙地震震源區之西北-東南線型。

觸口斷層是地調所公布之第一類活動斷層之一，新版之斷層長度 28 公里，為逆移斷層；斷層北端與大尖山斷層相連，原南段 48 公里改稱為崙後斷層，被認為不具活動性。本研究重新定位後之微地震在觸口與崙後斷層東側沿線，存在明顯的小規模地震活動，由觸口斷層最北端一直延伸至崙後斷層與曾文溪之交界處，與斷層線

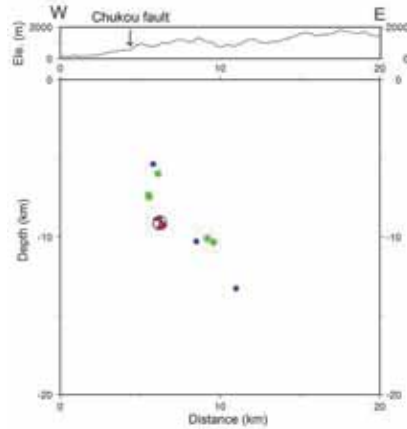
西側相對稀疏之地震活動形成對比。此外，嘉義竹崎一帶於2012年1月18日發生一筆規模 ( $M_L$ ) 4.2 之地震 (圖五)，震央緊鄰觸口斷層北端之東側；本研究之監測網在數天內觀測到一些餘震活動，其雙差分重新定位後之震央分佈如圖六所示，繪成震源深度剖面圖 (圖七) 後可清楚發現餘震與主震震源分佈呈現一向東高角度下傾之破裂面，與主震之震源機制相符，該破裂面向上延伸也可與地表觸口斷層位置相對應。這些證據顯示該次地震是由觸口斷層活動所造成。



圖五 中央氣象局所公布 2012 年 1 月 18 日發生於嘉義的規模 4.2 地震報告 (<http://www.cwb.gov.tw>)



圖六 嘉義地區微震網所觀測到嘉義 2012/1/18 規模 4.2 地震之餘震分佈，海灘球為氣象局所公布之主震震源機制解



圖七 嘉義 2012/1/18 規模 4.2 地震 (海灘球) 與其餘震之震源深度剖面圖

## 五、結論與展望

本研究已建立完整的嘉南地區微震監測網，後續仍將持續針對嘉南地區進行長期連續且精細之監測，對異常地震活動做出必要反應，達到預警防災之目的。而除了例行之地震定位外，也將解算較大規模地震之震源機制，透過微震分佈描繪之地震破裂構造形貌，與震源機制之破裂特性，綜合評估各發震構造之主要震源活動特性，盼能提供嘉南地區地震潛勢評估所需之重要震源與參數資訊。

## 參考文獻

1. Lee, W.H.K. and Lahe, J. C., "Hypo71: A computer program for determining hypocenter, magnitude, and first motion pattern for local earthquakes", USGS open file Rep., 1972, 100pp.
2. Waldhauser, F. and Ellsworth, W. L., "A double-difference earthquake location Algorithm: method and application to the northern Hayward fault, California", Bull. Seism. Soc. Am., 2000, 90, 1353-1368.
3. 張道明，「地震資料處理系統之安裝使用手冊」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-09-006，2009。
4. 林哲民、張道明、溫國樑、謝宏灝、陳阿斌、張麗琴、郭俊翔，「台灣科學園區微震監測」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-10-020，2010。

# 高屏地區之微地動場址特性分析

郭俊翔<sup>1</sup> 溫國樑<sup>2</sup> 林哲民<sup>1</sup> 謝宏灝<sup>3</sup>

## 摘要

微地動是評估場址效應常用的地表測量方法之一，本研究在高雄及屏東地區的自由場強震站進行微地動施測，並參考國震中心與中央氣象局多年來合作建置之「強震測站場址工程地質資料庫」在此區的資料（共有 62 個測站含鑽探資料），分析此區的微地動特性與場址效應。高屏地區的微地動頻譜比主頻與測站之 Vs30 數值成正比，當 Vs30 增加時微地動主頻也隨之升高，然而，D 類與 E 類的測站由於其沖積層厚度幾乎都超過 30 公尺，因此 Vs30 僅能反應出這兩類測站淺部地層的速度差異，而微地動主頻卻很難辨識之間的差別，此情況與台北地區類似。本地區強震站多分佈於平原區沖積層上，因此測站地盤種類以 D 類為主，此類測站各深度波速的變化不大；其次為 C 類測站，主要分佈於麓山帶，其波速隨深度增加之趨勢較為明顯；此區的 B 類測站波速都不高，僅有一測站之 Vs30 略高過 1000 公尺/秒；E 類測站數量最少。微地動主頻分佈狀況與地質分佈相當類似，平原地區之主頻約在 2 赫茲 (Hz) 以下，山區則在 4 赫茲以上，而在靠海邊的幾個測站主頻低於 1 赫茲，較特殊的為 KAU003 位於中山大學的測站 (B 類地盤)，其主頻超過 10 赫茲，此處的地質為古亭坑層或壽山石灰岩，皆屬石灰岩地形，因此波速較高。而微地動主頻圖和 Vs30 分佈圖之分佈特性也相當類似，代表微地動主頻確實能反應出不同的場址特性，當地表沖積層較薄時（小於 30 公尺），為 B 類或 C 類地盤；而沖積層較厚時（大於 30 公尺），則為 D 類或 E 類地盤。

關鍵詞：微地動、單站頻譜比、自由場強震站、剪力波速、地盤分類

## 一、引言

場址效應為區域地質特性對特定頻段之地震波產生放大作用的現象，不論在地震學研究，例如估計地震規模和震波放大係數估計等；或是地震工程應用，例如土壤與結構互制作用和強地動衰減率修正等，都具有相當的重要性。而近地表地層特性的差異會引起程度不一的場址效應，早在西元 1898 年即有地震學家發現「要找到兩個距離 1000 英尺的測站，其水平方向之地動值彼此相差 5 倍，甚至 10 倍，並不是困難的事」(Milne, 1898)，代表場址效應可能造成鄰近的測站強地動特性卻相差甚大，這也表示場址效應的重要性。

微地動來自於各種自然現象（如風吹、海浪、雨水等）與人為活動（如交通、

機械振動等）所造成的地表微小振動。與地震相比，其優點在於振動來源隨時存在，僅須短暫之測量時間即可得到足夠的可用資料。在 Nakamura (1989) 發表單站頻譜比 (HVSr) 法後，使用微地動記錄評估場址效應變得相當容易而開始被廣為利用。國震中心與氣象局合作建置之「強震測站場址工程地質資料庫」(EGDT) (郭俊翔等, 2011)，在高雄及屏東地區已完成 61 個測站的鑽探及波速測量，Vs30 數值與地盤分類(BSSC, 2001)也已獲得(Kuo et al., 2012)，本研究建立之微地動 HVSr 模型需參考此成果。

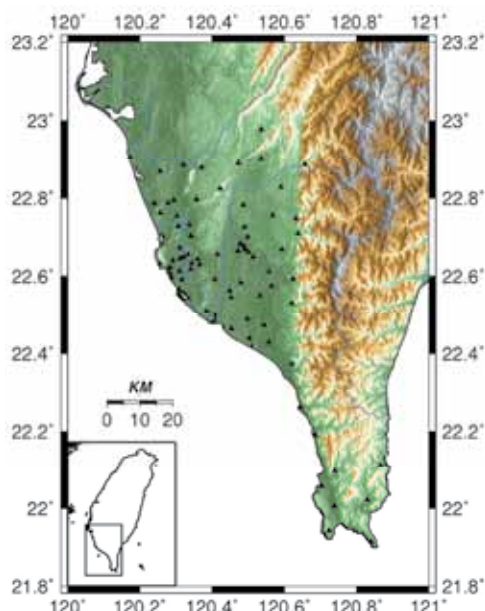
本研究測量高雄與屏東地區（氣象局強震測站編號 KAU）強震測站之微地動記錄，共完成 74 個測站之測量（圖一）。藉

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

此機會我們順便重新檢核了 EGD 在此地區的鑽探資料，使用 N 值與 Vs 之關係式修正了 KAU048 之 Vs30，其地盤分類由 E 變成 D 類，也計算出 KAU086 的 Vs30，屬於 D 類地盤，則 EGD 在此地區共包括 62 個測站，其中 B 類測站 6 個、C 類測站 10 個、D 類測站 44 個和 E 類測站 2 個。



圖一 高屏地區已完成微地動測量之強震站分佈

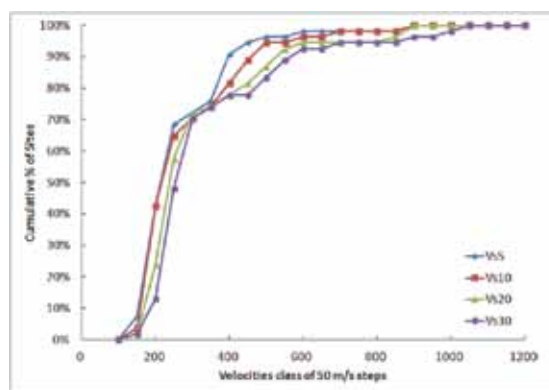
## 二、微地動測量與資料處理

本研究所使用之微地動量測儀器為日本東京測振株式會社的六頻道攜帶式地震觀測系統 SAMTAC-801B 記錄器及 VSE-311C 感應器，微地動測量地點皆盡可能靠近強震站以求結果精確，而進行測量時之取樣率為 200 點/秒，施測時間為 18 分鐘。資料處理時，對時間歷時採用多視窗平均法，每一視窗長度為 8192 個資料點，截切視窗時在其前後用 6% 的餘弦處理，波形資料須經過人工檢視，若判定有不合理雜訊則刪除其影響之視窗，但每個測站之選擇視窗數皆須在 20 個以上以確保結果之穩定。將各分量之時間域波形資料經由快速傅立葉轉換至頻率域後，兩水平向傅氏譜取均方根，再與垂直向頻譜相除，則可得單站頻譜比 (HVSr)，此頻譜比在 5 次平滑化處理 (smooth) 後計算全

部視窗結果之平均值，即可得到該測站之單站頻譜比。

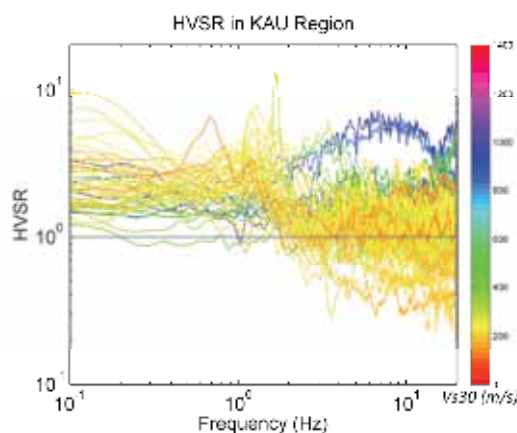
## 三、微地動特性分析

此地區強震站多分佈於平原區沖積層上，因此測站地盤種類以 D 類為主，此類測站各不同深度的波速變化不大；C 類測站主要分佈於麓山帶，其波速隨深度增加之趨勢較為明顯；此區的 B 類測站波速都不高，僅有一測站略高過 1000 公尺/秒 (圖二)。

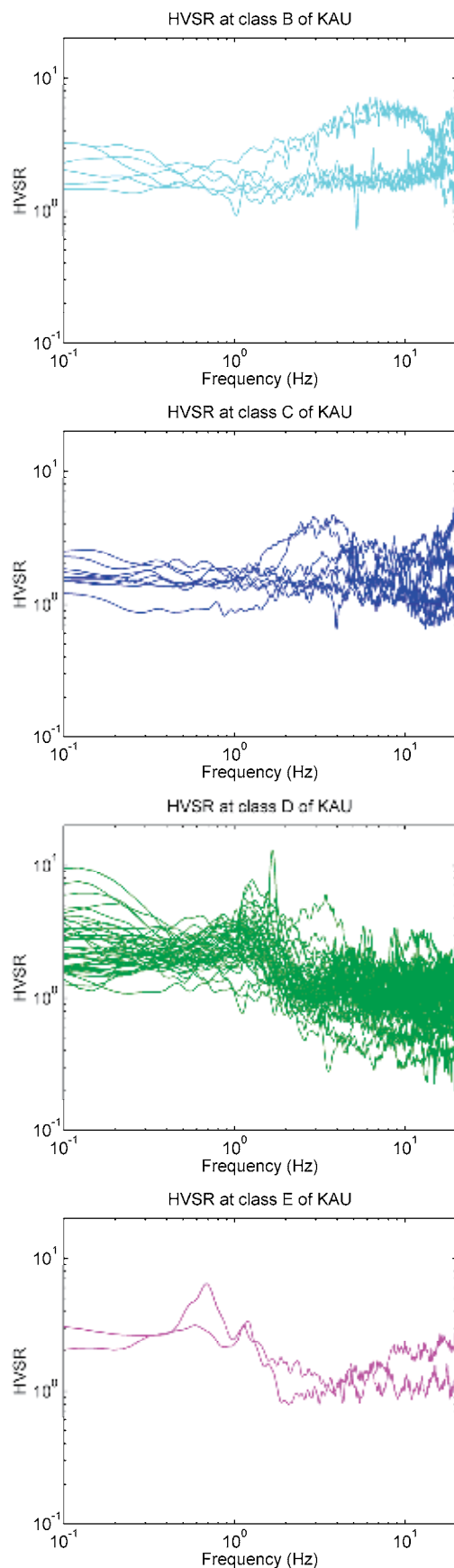


圖二 各深度平均波速之百分比累進圖

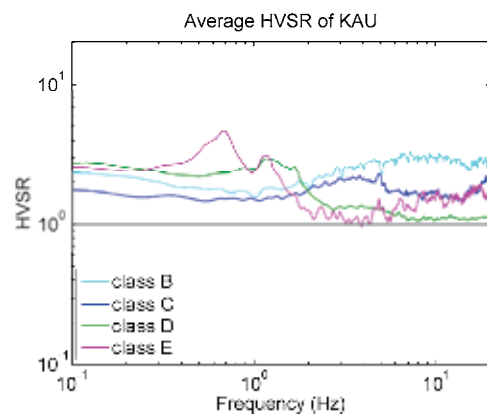
微地動資料經過前述之資料標準分析流程後，所有測站所得之 HVSr 根據其 Vs30 給予不同顏色繪於圖三，大約可看出主頻隨著 Vs30 而增加的趨勢。再進一步根據測站場址分類結果，將 HVSr 根據 Kuo et al. (2012) 之分類結果分成 B、C、D、E 四類 (圖四)，各種測站的頻譜比特性之差異則清楚可見。



圖三 本研究分析的高屏地區 61 個強震測站之 HVSr 分佈狀況



圖四 不同種類測站的 HVSR，由上至下分別為 B、C、D、E 類地盤

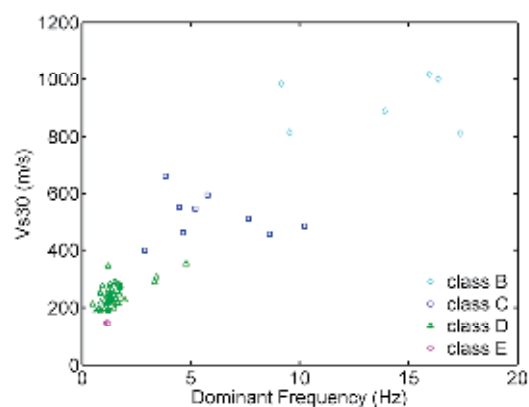


圖五 各種地盤測站的平均 HVSR

圖五則是將各種類測站的 HVSR 加以平均之結果，可明顯看出各類地盤的微地動單站頻譜比之差異，主頻隨地盤 Vs30 之增加而增高，但 E 類地盤之測站數目僅有兩個，其平均頻譜比之穩定度可能不足。頻譜比衰減的現象在 D、E 類的平均頻譜比中則看不出來，似乎是被平均的效果所中和了。

#### 四、微地動主頻與 Vs30 分佈

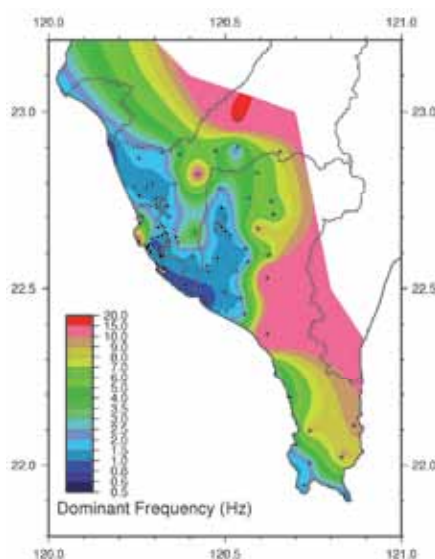
本研究區域之微地動主頻和 Vs30 間呈現正比關係（如圖六），且各種類地盤之平均頻譜比外型各異（圖五），因此分析微地動 HVSR 的特性來推求場址種類理論上是可行的。Kuo et al. (2013) 的研究成果中顯示，就台北地區而言，估算 HVSR 間的相關性，並以微地動主頻、頻譜比衰減頻率、相對放大率等作為權重，則可對測站進行場址分類的預估，其準確度勝過使用地表地質參數進行分類之結果。



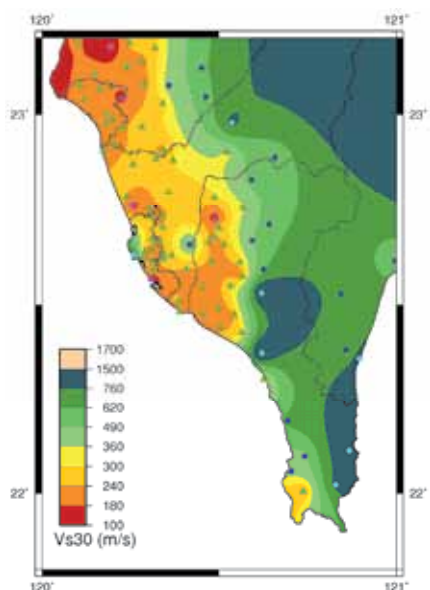
圖六 主頻與 Vs30 大約呈現正比關係

## 五、結論

本研究於高屏地區進行微地動測量，並配合既有的地質鑽探資料分析其特性。微地動主頻分佈狀況與地質分佈相當類似（圖七），平原地區之主頻約在 2 Hz 以下，山區則在 4Hz 以上，而在靠海邊的幾個測站主頻低於 1Hz，較特殊的為 KAU003 位於中山大學的測站（B 類地盤），雖靠近海邊但主頻超過 10Hz，乃因為此處的地質為古亭坑層或壽山石灰岩，皆屬石灰岩地形，因此波速較高。



圖七 高屏地區的微地動主頻分佈圖



圖八 高屏地區的 Vs30 分佈圖

微地動主頻和 Vs30 之分佈特性（圖八）也相當類似，代表微地動主頻確實能反應出主要地層界面變化的情況，當地表沖積層較薄時（小於 30 公尺），為 B 類或 C 類地盤；而沖積層較深時（大於 30 公尺），則為 D 類或 E 類地盤。微地動之 HVSR 在靠近海邊處顯示出低於 1Hz 的低主頻，可能代表此處的沖積層更厚，而這卻超過 Vs30 的解析能力。這也代表 HVSR 在沖積層較厚的地區較 Vs30 更能明確分辨出不同的場址特性。

## 參考文獻

1. Building Seismic Safety Council, BSSC (2001), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", Washington, DC.
2. Kuo, C.H., Wen, K.L., Hsieh, H.H., Lin, C.M., Chang, T.M., and Kuo, K.W. (2012), "Site Classification and Vs30 Estimation of Free-field TSMIP Stations Using the Logging Data of EGDT", Engineering Geology, 129-130, 68-75.
3. Kuo, C. H., Wen, K. L., Lin, C. M., Huang, J. Y., and Chang, T. M. (2013), "Analysis of HVSR of Microtremor on Different Seismic Site Conditions", 10th CUEE Conference Proceedings, 151-157, Tokyo, Japan.
4. Milne, J. (1898), Seismology. London, K. Paul, Trench, Trubner & co., ltd. 320 p.
5. Nakamura, Y. (1989), "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, 30 (1), 25-33.
6. 郭俊翔、溫國樑、謝宏灝、林哲民、張道明，2011，「近地表剪力波速性質之研究」，國家地震工程研究中心成果報告，NCREE-11-022，共 82 頁。

# 工程應用之實測地震歷時篩選研究

劉勛仁<sup>1</sup> 簡文郁<sup>2</sup> 張毓文<sup>3</sup>

## 摘要

地震工程之實務設計或研究，尤其對特殊、新型結構系統或欲了解結構非線性行為時，常須進行動力歷時反應分析，期能更正確地獲得結構反應與耐震評估結果。如何選用適當的輸入地震歷時，成為一重要課題。過去輸入地震歷時常使用如 El Centro 1940、日本阪神或台灣集集等地震之實測紀錄，或採用散漫振動(random vibration)理論建立之人造地震以符合設定之能量譜。近年來，隨著震害經驗的累積與地震紀錄的大量蒐錄，輸入歷時開始要求必須反映工址的地震危害來源，且無論是實測(recorded)或人造(artificial)紀錄，應與設計反應譜相符合(spectral matching)。本研究主要針對實測地震紀錄，參考美國核能管制委員會(Nuclear Regulatory Commission, NRC)建立設計基準地震的相關方法與規範，列舉出輸入地震篩選要項，並建置控制地震資料庫(M-R bins)探究不同危害來源反應譜特性，說明使用及篩選實測紀錄之必要性。此外，本研究統計我國耐震規範屬回歸期 475 年、各類地盤條件、不考慮近斷層效應之所有設計反應譜轉角週期(corner period,  $T_c$ )分布情況，定義 10 種標的(target)反應譜，依此從地震資料庫中挑選出反應譜形狀(shape)具最佳符合度之紀錄歷時，提供後續發展輸入地震之參考。

關鍵詞：動力歷時分析、實測地震篩選、設計反應譜、耐震設計規範

## 一、前言

地震歷時篩選之目的，在於挑選滿足設計水準與危害條件之實測紀錄，以適當地反映工址的地盤特性與地震特徵，做為動力分析的輸入地震，提升結構耐震設計之可靠度、安全性與經濟性。目前隨著科技的進步，新型系統與特殊構造開始廣泛使用於建築物，以往動力分析慣用的反應譜分析法已不敷應付，必須藉由歷時分析法確實掌握最大危害來源，瞭解結構非線性行為，以提升設計品質。據目前耐震設計之趨勢，利用實測地震紀錄進行結構或土壤動力分析，已為必要之行。

本研究參考美國核能管制委員會頒布之技術報告 NUREG/CR-6728 所提資料統計方式，採用 TSMIP 收錄之自由場強震紀錄，建置以規模與距離歸納之控制地震資料庫，簡稱 M-R bins，比較不同危害來源

之反應譜特性，於應用上可做為動力分析用之候選歷時(seed time histories)。此外，本研究統計我國耐震規範屬回歸期 475 年、各類地盤條件、不考慮近斷層效應之所有設計反應譜轉角週期( $T_c$ )分布情況，分成 10 種標的反應譜，依此從地震資料庫中挑選出反應譜形狀(shape)具最佳符合度之紀錄歷時，提供後續發展輸入地震之參考。

## 二、輸入地震歷時之要求

現今各國所訂一般建築耐震規範，如歐盟(BS EN 1998-1)、希臘(EAK 2000)、義大利(OPCM 3274)、紐西蘭(NZS 1170.5)以及臺灣等，皆要求輸入地震必須反映地震危害來源、場址特性與震源效應，且應與規範設計反應譜之形狀相符合。在地震歷時篩選要求方面，僅為一般性準則，如相對週期範圍、基本設限參數(規模、距離、延時等)、歷時紀錄性質(實測或人造)等。

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心研究員

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

對於核能領域規範，如 NRC 所頒 RG 1.208、NUREG/CR-6728 與 NUREG-0800，以及美國土木工程師協會(ASCE)出版之 ASCE 4-98、ASCE/SEI 43-05 等，在挑選動力分析之輸入歷時，有較細節與嚴格之要求。以 RG 1.208 為例，須滿足條件如：總延時至少 20 秒且資料點數至少 2,000 點、輸入地震與設計地震在任一頻率點之譜加速度比值(Record-to-Target Ratio, RTR)應於 0.9 至 1.3 之間、所有 RTR 平均值應大於 1.0、輸入地震 3 方向歷時之間相關係數(correlation coefficient)不得超過 0.16 等。

### 三、地震資料庫

本研究地震資料庫之地震資料來源，為中央氣象局執行「臺灣強地動觀測計畫」(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP)建置之自由場強地動觀測網；測站及場址資料，來自國家地震工程研究中心與中央氣象局合作建置之「強震測站場址工程地質資料庫」(Engineering Geological Database for TSMIP, EGDT)。

考量資料充分性及耐震設計以中大規模地震為主，地震紀錄納入資料庫之門檻條件為：(1) 1991 年至 2010 年間 TSMIP 自由場強震站收錄之地震、以及(2)芮氏規模( $M_L$ )大於 4.5。此外，為考量後續工程應用

與歷時篩選之需求，地震資料庫除了有規模、 $V_{s30}$  及 PGA 等基本參數，另有數項地震動參數，如累積絕對速度(CAV)、強震延時( $T_d$ )、愛氏震度( $I_a$ )等。

### 四、反應譜特性探討

地震動頻率內含(frequency content)為影響結構反應重要因素之一，其變化由規模、距離及地盤條件主控。因此，瞭解不同危害來源之地震動反應譜(即控制地震)特性，對耐震設計應用上實屬重要。本研究參考 NRC 所採方式，取水平 PGA 皆大於 50gal 之紀錄，建置  $V_{s30}$  介於 360~760m/s 及大於 760m/s 之 2 種地盤特性 M-R bins。前者如表 1 所示，其詳列各控制地震之相關參數統計結果，包括總地震件數、平均規模與震央距、以及 V/A、PGA、 $S_a(0.3s)$ 、 $S_a(1.0s)$ 、CAV 範圍值。重點如下：(1)由資料量之分布，反映地震危害來源主為近域中大規模及遠域大規模；(2)規模 7.0 以上具較大 V/A 值，故大規模地震容易激發長週期效應；(3)隨較大規模與較近距離，PGA、V/A、CAV 與  $S_a$  值明顯隨之增加。

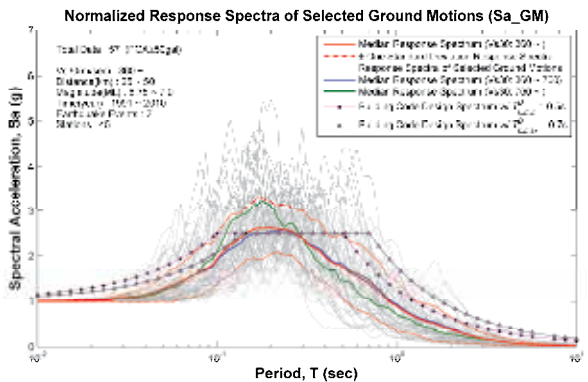
取 M-R bins 對應大規模近域及遠域地震之紀錄反應譜，與規範設計地震反應譜( $T_c=0.5s, 0.7s$ )進行比較。如圖一及圖二之結果，顯示(1)規範反應譜與  $V_{s30}$  介於 360~

表 1  $V_{s30}$  介於 360~760m/s 之 M-R bins

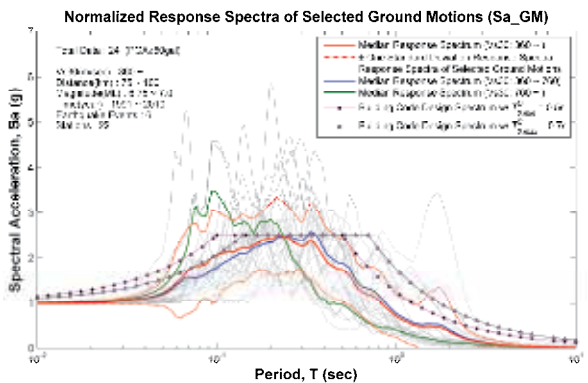
| 規模(M)     | U-25                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 25-50                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 50-75                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 75-100                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 100-125                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 125-150                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 150-175                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 175-200                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|-----------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 5.50-5.75 | Total Count: 74<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 35<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 50<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 4<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.50<br>Max. mag: 5.75<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 |
| 5.75-6.00 | Total Count: 38<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 38<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 2<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000  | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.000<br>PGZ: 0.000-0.000<br>PGAA: 0.000-0.000<br>PGAB: 0.000-0.000<br>PGAC: 0.000-0.000<br>PGAD: 0.000-0.000<br>PGAE: 0.000-0.000<br>PGAF: 0.000-0.000<br>PGAH: 0.000-0.000<br>PGAI: 0.000-0.000<br>PGAJ: 0.000-0.000<br>PGAK: 0.000-0.000<br>PGAL: 0.000-0.000<br>PGAM: 0.000-0.000<br>PGAN: 0.000-0.000<br>PGAO: 0.000-0.000<br>PGAP: 0.000-0.000<br>PGAQ: 0.000-0.000<br>PGAR: 0.000-0.000<br>PGAS: 0.000-0.000<br>PGAT: 0.000-0.000<br>PGAU: 0.000-0.000<br>PGAV: 0.000-0.000<br>PGAW: 0.000-0.000<br>PGAX: 0.000-0.000<br>PGAY: 0.000-0.000<br>PGAZ: 0.000-0.000 | Total Count: 1<br>Min. mag: 5.75<br>Max. mag: 6.00<br>PGA: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGD: 0.000-0.000<br>PGF: 0.000-0.000<br>PGH: 0.000-0.000<br>PGI: 0.000-0.000<br>PGJ: 0.000-0.000<br>PGK: 0.000-0.000<br>PGL: 0.000-0.000<br>PGM: 0.000-0.000<br>PGN: 0.000-0.000<br>PGO: 0.000-0.000<br>PGP: 0.000-0.000<br>PGQ: 0.000-0.000<br>PGR: 0.000-0.000<br>PGS: 0.000-0.000<br>PGT: 0.000-0.000<br>PGU: 0.000-0.000<br>PGV: 0.000-0.000<br>PGW: 0.000-0.000<br>PGX: 0.000-0.000<br>PGY: 0.000-0.00                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |

760m/s 之平均紀錄反應譜相近，顯示規範確實適用於堅實地盤；(2)對於  $V_{s30}$  大於 760m/sec 之平均紀錄反應譜，有能量向高頻集中現象，且顯著頻率振幅值高過規範反應譜，屬窄頻反應譜；(3)較大震度之遠距離地震有長週期效應出現。

針對第 2 點現象，若實務遇低矮樓房建於堅硬地盤，建議在振動週期 0.1 秒附近提高  $S_a$  值設計。對於第 3 點之長週期效應，一般不易發生如日本 311 地震(2011)程度之遠距離超大規模地震，故均值反應譜很難達到規範反應譜之  $T_c$  位置。



圖一 M-R bins 規模 6.75~7.0、距離 25~50 公里之紀錄反應譜與規範設計反應譜



圖二 M-R bins 規模 6.75~7.0、距離 75~100 公里之紀錄反應譜與規範設計反應譜

五、實測地震歷時篩選方法與應用

直接比對地震紀錄(record)反應譜與標的(target)設計反應譜的曲線形狀，判斷兩者之符合程度，為最普遍使用之挑選地震紀錄方式。程序上藉由 2 項指標來完成：(1)比例因子(scale factor, F)，即調整指標，表示原始紀錄與標的反應譜之間平均比

值，數值越小表示兩者能量振幅越接近；(2)均方差值(Mean Squared Error, MSE)，即符合度指標，表示調整紀錄與標的反應譜之間差異度，MSE 越小表示兩者形態越接近。若取對數值各項指標計算公式如下：

$$F = \sum_i^N \left[ \ln(SA_{target}(t_i)) - \ln(SA_{record}(t_i)) \right] / N \quad (1)$$

$$MSE = \sum_i^N \left[ \ln(SA_{target}(t_i)) - \ln(F \times SA_{record}(t_i)) \right]^2 / N \quad (2)$$

本研究於 0.01 至 10 秒定義 87 個週期點並以對數近等距分布，因此，計算總點數 N 將根據比對週期選取範圍而有所不同。

對於標的設計反應譜，如表 2 所示，本研究統計我國耐震規範屬於回歸期 475 年、全類地盤條件、不考慮近斷層效應之所有設計反應譜轉角週期( $T_c$ )，歸納為 10 種標的反應譜(包括台北盆地微分區)。正常而言，數個規範反應譜在定義型式與比較特性時，須藉由震區譜加速度係數  $S_s$  與  $S_1$ ，若經正規化(normalize)處理， $T_c$  可替代  $S_s$  與  $S_1$  來說明反應譜特徵。換言之，在比較譜形時，透過正規化可將表示參數由 2 個縮減為 1 個，而  $T_c$  能適當反映頻率內含及場址條件，是極具工程意義之判斷參數。

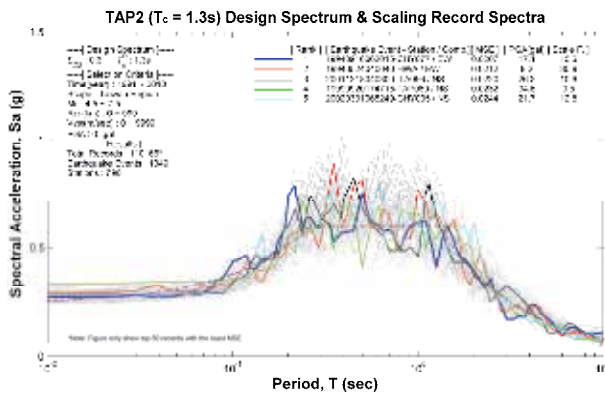
表 2 規範設計反應譜轉角週期( $T_c$ )之分組

| Site Class | $S_0$ | $S_1$ | $F_a$ | $F_v$ | $S_{M1}$ | $S_{M2}$ | $T_c$ | Zone   | Section Point of $T_c$ |
|------------|-------|-------|-------|-------|----------|----------|-------|--------|------------------------|
| TAP1       | —     | —     | —     | —     | 0.60     | 0.96     | 1.60  | TAP1   | 1.60                   |
| TAP2       | —     | —     | —     | —     | 0.60     | 0.78     | 1.30  | TAP2   | 1.30                   |
| TAP3       | —     | —     | —     | —     | 0.60     | 0.63     | 1.05  | TAP3   | 1.05                   |
| SC1        | 0.6   | 0.30  | 1.0   | 1.0   | 0.60     | 0.30     | 0.50  | SC1-P1 | 0.50                   |
|            | 0.7   | 0.35  | 1.0   | 1.0   | 0.70     | 0.35     | 0.50  | SC1-P1 | 0.50                   |
|            | 0.8   | 0.40  | 1.0   | 1.0   | 0.80     | 0.40     | 0.50  | SC1-P1 | 0.50                   |
|            | 0.8   | 0.45  | 1.0   | 1.0   | 0.80     | 0.45     | 0.56  | SC1-P2 | 0.60                   |
|            | 0.7   | 0.40  | 1.0   | 1.0   | 0.70     | 0.40     | 0.57  | SC1-P2 | 0.60                   |
|            | 0.6   | 0.35  | 1.0   | 1.0   | 0.60     | 0.35     | 0.58  | SC1-P2 | 0.60                   |
|            | 0.5   | 0.30  | 1.0   | 1.0   | 0.50     | 0.30     | 0.60  | SC1-P2 | 0.60                   |
|            | 0.5   | 0.35  | 1.0   | 1.0   | 0.50     | 0.35     | 0.70  | SC1-P3 | 0.70                   |
|            | 0.8   | 0.40  | 1.0   | 1.3   | 0.80     | 0.52     | 0.65  | SC2-P3 | 0.70                   |
|            | 0.6   | 0.30  | 1.1   | 1.5   | 0.66     | 0.45     | 0.68  | SC2-P3 | 0.70                   |
| SC2        | 0.8   | 0.45  | 1.0   | 1.2   | 0.80     | 0.54     | 0.68  | SC2-P3 | 0.70                   |
|            | 0.7   | 0.35  | 1.0   | 1.4   | 0.70     | 0.49     | 0.70  | SC2-P3 | 0.70                   |
|            | 0.6   | 0.35  | 1.1   | 1.4   | 0.66     | 0.49     | 0.74  | SC2-P4 | 0.80                   |
|            | 0.7   | 0.40  | 1.0   | 1.3   | 0.70     | 0.52     | 0.74  | SC2-P4 | 0.80                   |
|            | 0.5   | 0.30  | 1.1   | 1.5   | 0.55     | 0.45     | 0.82  | SC2-P5 | 0.85                   |
|            | 0.5   | 0.35  | 1.1   | 1.4   | 0.55     | 0.49     | 0.89  | SC2-P6 | 0.90                   |
|            | 0.6   | 0.30  | 1.2   | 1.8   | 0.72     | 0.54     | 0.75  | SC3-P4 | 0.80                   |
|            | 0.7   | 0.35  | 1.1   | 1.7   | 0.77     | 0.60     | 0.78  | SC3-P4 | 0.80                   |
|            | 0.8   | 0.40  | 1.0   | 1.6   | 0.80     | 0.64     | 0.80  | SC3-P4 | 0.80                   |
|            | 0.6   | 0.35  | 1.2   | 1.7   | 0.72     | 0.60     | 0.83  | SC3-P5 | 0.85                   |
| SC3        | 0.7   | 0.40  | 1.1   | 1.6   | 0.77     | 0.64     | 0.83  | SC3-P5 | 0.85                   |
|            | 0.8   | 0.45  | 1.0   | 1.5   | 0.80     | 0.68     | 0.85  | SC3-P5 | 0.85                   |
|            | 0.5   | 0.30  | 1.2   | 1.8   | 0.60     | 0.54     | 0.90  | SC3-P6 | 0.90                   |
|            | 0.5   | 0.35  | 1.2   | 1.7   | 0.60     | 0.60     | 1.00  | SC3-P7 | 1.00                   |

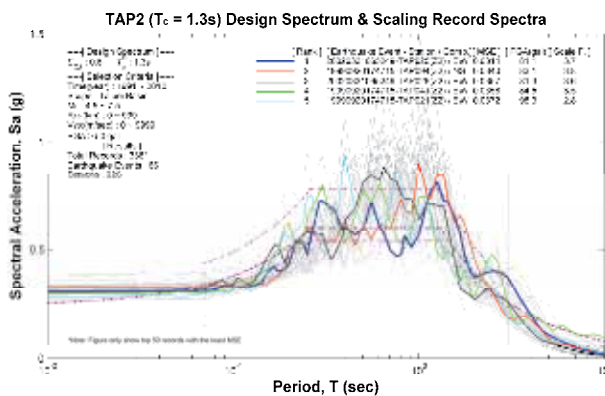
舉台北 2 區為例探討，圖三為取地震資料庫全部水平歷時之挑選結果。觀察前 5 筆具最小 MSE 之調整紀錄，形態與設計反

應譜相當符合，卻明顯有以下問題：(1)測站位置非屬台北 2 區。有 4 筆位於台北以外縣市，且 TAP060 處台北一般震區。(2)比例因子偏高。紀錄地震之能量遠低於設計地震，調整幅度因而大增。由此可知，地震紀錄具最小 MSE 僅指反應譜形狀最符合，並非指最合適之輸入地震，仍須配合相關條件以滿足實際場址與設計需求。

圖四為取台北盆地測站之水平紀錄，設定 PGA 大於 50gal、比對週期範圍 0.07 至 3 秒之篩選結果，並將前 20 筆具最小 MSE 紀錄之比對指標、震源參數、測站參數及地震動參數統計如表 3，可提供基本週期在 0.35 至 2 秒之建物，做為發展動力分析用輸入歷時之參考。圖四同時呈現 RG 1.208 規定之 RTR 上下限，顯示實測紀錄難達標準，即使再上調比例因子，仍無法滿足任一週期點 RTR 小於 1.3 之條件，故欲滿足 RG 1.208 勢必對歷時有所調整。



圖三 台北 2 區設計反應譜與資料庫所有紀錄反應譜之比較(T: 0.01~10s)



圖四 台北 2 區設計反應譜與台北盆地紀錄反應譜(PGA ≥ 50gal)之比較(T: 0.07~3s)

表 3 台北 2 區之前 20 筆實測地震篩選結果

| [Design Spectrum] TAP2 ( $S_{a0}=0.6, T_c=1.3s$ ) [Period Range] 0.07~3.0s [PGA] ≥ 50gal [Sorting By] MSE |              |              |                       |           |            |                    |                              |                         |                          |          |          |            |                    |      |      |      |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|-----------------------|-----------|------------|--------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------------|----------|----------|------------|--------------------|------|------|------|
| Rank                                                                                                      | Station Data |              | Earthquake Parameters |           |            | Station Parameters |                              |                         | Ground Motion Parameters |          |          |            |                    |      |      |      |
|                                                                                                           | StkNo        | Scale Factor | Time (UTC)            | Alt. (km) | Depth (km) | Station Comp.      | $S_{a0}$ (m/s <sup>2</sup> ) | PGA (m/s <sup>2</sup> ) | PGV (cm/s)               | PGD (cm) | CAV (cm) | V/A (cm/s) | T <sub>z</sub> (s) |      |      |      |
| 1                                                                                                         | 0.0314       | 0.7          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 128.2      | 13.0               | TAP423                       | HS                      | 201.8                    | 91.1     | 15.8     | 0.2        | 0.05               | 0.23 | 28.9 |      |
| 2                                                                                                         | 0.0348       | 0.8          | 1999/09/26 17:47:18   | 7.3       | 168.4      | 8.0                | TAP434                       | HS                      | 408.2                    | 33.1     | 17.0     | 0.3        | 0.01               | 0.21 | 28.7 |      |
| 3                                                                                                         | 0.0307       | 0.8          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 138.2      | 13.0               | TAP420                       | HS                      | 201.2                    | 81.3     | 15.8     | 0.3        | 0.48               | 0.19 | 28.8 |      |
| 4                                                                                                         | 0.0308       | 0.5          | 1999/09/26 17:47:15   | 7.3       | 168.1      | 8.0                | TAP441                       | HS                      | 374.1                    | 86.3     | 20.8     | 24.1       | 0.01               | 0.08 | 0.24 | 33.8 |
| 5                                                                                                         | 0.0372       | 0.8          | 1999/09/26 17:47:18   | 7.3       | 168.3      | 8.0                | TAP441                       | HS                      | 187.8                    | 95.3     | 20.8     | 12.3       | 0.76               | 0.29 | 28.6 |      |
| 6                                                                                                         | 0.0379       | 0.6          | 1999/09/26 17:47:18   | 7.3       | 168.1      | 8.0                | TAP441                       | HS                      | 314.1                    | 63.9     | 18.1     | 19.8       | 0.03               | 0.28 | 28.3 |      |
| 7                                                                                                         | 0.0288       | 0.9          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 128.4      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 114.8                    | 22.7     | 18.7     | 0.01       | 0.20               | 0.20 | 23.2 |      |
| 8                                                                                                         | 0.0402       | 0.2          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 121.8      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 205.7                    | 61.0     | 15.5     | 5.8        | 0.42               | 0.25 | 38.3 |      |
| 9                                                                                                         | 0.0407       | 0.5          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 128.1      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 162.7                    | 51.8     | 12.5     | 0.3        | 0.26               | 0.24 | 22.8 |      |
| 10                                                                                                        | 0.0408       | 0.7          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 128.3      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 202.8                    | 87.8     | 20.1     | 7.8        | 0.42               | 0.23 | 19.6 |      |
| 11                                                                                                        | 0.0415       | 0.4          | 1999/09/26 17:47:15   | 7.3       | 168.1      | 8.0                | TAP443                       | HS                      | —                        | 86.5     | 17.2     | 14.1       | 0.01               | 0.20 | 22.3 |      |
| 12                                                                                                        | 0.0416       | 0.8          | 1999/09/26 17:47:15   | 7.3       | 168.3      | 8.0                | TAP444                       | HS                      | 184.8                    | 148.8    | 27.4     | 18.1       | 0.01               | 0.24 | 38.8 |      |
| 13                                                                                                        | 0.0418       | 0.7          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 128.3      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 408.1                    | 62.8     | 16.8     | 12.8       | 0.01               | 0.26 | 38.4 |      |
| 14                                                                                                        | 0.0453       | 0.9          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 128.3      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 202.8                    | 87.2     | 12.9     | 6.2        | 0.34               | 0.19 | 21.8 |      |
| 15                                                                                                        | 0.0471       | 0.2          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 138.3      | 13.0               | TAP439                       | HS                      | —                        | 88.8     | 16.8     | 4.7        | 0.01               | 0.19 | 17.4 |      |
| 16                                                                                                        | 0.0478       | 0.3          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 138.3      | 13.0               | TAP441                       | HS                      | 374.1                    | 73.2     | 25.7     | 18.8       | 0.41               | 0.30 | 38.8 |      |
| 17                                                                                                        | 0.0478       | 0.4          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 138.3      | 13.0               | TAP439                       | HS                      | —                        | 147.2    | 28.4     | 0.8        | 0.01               | 0.18 | 19.3 |      |
| 18                                                                                                        | 0.0488       | 0.5          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 121.8      | 13.0               | TAP433                       | HS                      | 228.8                    | 84.0     | 14.8     | 0.3        | 0.40               | 0.23 | 28.3 |      |
| 19                                                                                                        | 0.0487       | 0.9          | 1999/09/26 17:47:15   | 7.3       | 168.1      | 8.0                | TAP442                       | HS                      | —                        | 95.0     | 15.8     | 18.8       | 0.01               | 0.18 | 34.3 |      |
| 20                                                                                                        | 0.0507       | 0.5          | 2005/03/21 05:52:49   | 0.0       | 138.7      | 13.0               | TAP435                       | HS                      | 208.8                    | 127.8    | 22.2     | 0.3        | 0.03               | 0.25 | 19.6 |      |

## 六、結論與展望

本研究對於設計用輸入地震篩選之應用與探討，總結如下：

- (1) M-R bins 可評估控制地震重要特性。本研究建立之 M-R bins 以及與各  $T_c$  設計反應譜最適之地震紀錄篩選結果圖表，可做為發展輸入地震之參考紀錄。
- (2) 除了以反應譜形狀符合程度來挑選輸入地震，仍須進一步判斷該筆地震紀錄之其他相關參數，是否合乎工址環境、危害來源及設計水準等條件。
- (3) 各地區地震動的變異性很大，且實測地震完全滿足法規 RG 1.208 要求極為不易。如何適當地選取地震紀錄，或對實測歷時進行修飾，將於後續做進一步探討。

## 參考文獻

1. McGuire, R. K., Silva, W. J., and Costantino, C. J. (2001). "Technical Basis for Revision of Regulatory Guidance on Design Ground Motions: Hazard- and Risk-Consistent Ground Motion Spectra Guidelines," NUREG/CR-6728, U.S. Nuclear Regulatory Commission.
2. RG 1.208 (2007). "A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion," U.S. Nuclear Regulatory Commission.
3. 內政部營建署, (2011)。建築物耐震設計規範及解說。

# 地震動潛勢評估

## 土氣資料前處理法：天候因子對土氣濃度影響之濾除

瓦里亞<sup>1</sup> 亞耳文<sup>2</sup> 艾若拉<sup>3</sup> 林世榮<sup>4</sup> 張效賢<sup>5</sup> 楊燦堯<sup>6</sup> 溫國樑<sup>7</sup>

### 摘要

本研究利用位於新竹新城斷層、台南新化斷層及宜蘭地區之土壤氣體觀測站資料，探討氣體成分變化與地震活動之關連性，並藉由各測站所得之土氣變化資料提出可能的地震反應範圍模型。為降低天候因子（如：雨量、氣壓…）的影響，嘗試使用統計方法處理測站觀測資料，針對新竹測站資料，推導出濾除大氣因子影響的土氣濃度變化曲線。

關鍵詞：土壤氣體、氡氣、地震、奇異譜分析

### 一、前言

利用土壤氣體的異常研究地震前兆已行之多年，各種氣體如氡氣、氬氣及載流氣體，如：carbon dioxide, nitrogen, methane等，亦廣泛地被用來調查斷層活動上。地底下土壤氣體的遷徙受控於許多因子，如地層組成、斷層破碎帶位置、土壤孔隙率、天候條件…等。

氡是無色、無味具放射性的惰性氣體，其主要來自自然界三大原始放射性系列，這三大系列分別是鈾系（U-238）、釷系（Th-232）及錒系（U-235），它們均會不斷地衰變而衍生多種放射性核種。而在衰變過程中，三大系列均會產生一氣態之放射性核種，其中鈾系為 Rn-222、釷系為 Rn-220、錒系為 Rn-219，不過釷系及錒系產生之氣，因其半衰期太短（分別為 55 秒及 4 秒），一般所謂的氡係專指 Rn-222 而言。

本研究選擇氡（Rn-222）為主要研究對象，氡-222 是鈾-238 蛻變系列中的一個放射性核種，為地層中自然存在之放射性

示蹤劑，地殼中所含天然放射性物質（鈾）在衰變過程中會產生放射性氣體氡，氡氣易沿地層裂隙或隨地下水遷移至地表後釋放於大氣中，由於一般斷層通過的地方皆有破碎帶形成，有利於氡氣在地層中遷移。

近年來應用土壤氣體及地下水水氡濃度異常變化作為研判斷層位置及監測地震前兆之研究皆有不錯成果。地震發生前，當區域應力增加，地層中岩體微裂隙產生而導致岩體的表面積增加，而此結果造成地下水中氡濃度的上升（Igarashi et al. 1995; Teng, 1980）。

目前已在新竹新城斷層、台南新化斷層及宜蘭地區建立土壤氣體觀測站，主要探討土氣濃度變化與地震活動之關連性。

### 二、利用統計分析方法處理觀測資料

本研究所採用之氡氣偵測儀為德國 SARAD 公司製造，型號為 RTM 2100，主要可分析氡氣的兩個同位素，分別為 Rn-222 (Radon)及 Rn-220 (Thoron)。由於觀測站需要長時間的連續分析，因此我們選

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心客座研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>5</sup>國家地震工程研究中心專案研究助理

<sup>6</sup>國立台灣大學地質科學系教授

<sup>7</sup>國家地震工程研究中心組長

擇 Radon (fast)模式，且設定為每 15 分鐘紀錄一筆，以期瞭解氡氣持續的變化情形，並將其誤差值減至最低。

地震參數（規模、測站震度、位置等）及天候資料（氣壓、大氣溫濕度、雨量等）則參考中央氣象局資料。

依據中央氣象局自 1991 至 2012 年 22 年的觀測資料顯示，臺灣地區平均每年約發生 20,000 次地震，其中約有 1,000 次為有感地震。在眾多地震中如何篩選出可與觀測資料對比的地震是重要的課題，因此，隨著研究結果不斷累積，本研究對地震的篩選標準漸進修正。據 Dobrovolsky et al. (1979) 之研究，在大地應力作用下，即將發生地震的震源區會形成一個震前岩石變形破裂帶。假設此變形帶為一個以震央為中心的圓，其應變半徑 (D) 與地震規模 (M) 的關係為：

$$D=10^{0.43M} \quad (\text{km})$$

由此估算，一個規模  $M=5$  的地震，其應變半徑可達約 140 公里；規模  $M=6$  的地震，其應變半徑約 380 公里；規模  $M=7$  的地震，更可達 630 公里以上。因此位於具有深部地下流體循環系統的特定地區，較有機會反應出地震前兆。而地震前兆出現的時間，一般與測站距震源的距離成反比關係。

本研究對於所有測站的地震一般篩選原則，納入地震規模 ( $M_L$ )、測站當地地震震度 (Int.)、測站與震央的距離 (R)，及應變半徑 (D) 與測站距震源的距離的比值 ( $D/R$ ) 等四項參數，其次再依據各測站所在地區之地質構造特性（有的測站只對區域地震有反應，有的測站反應範圍較廣）來篩選出地震。目前地震事件之篩選條件為距離測站 150km 內、 $D/R > 1$  且震源深度  $< 40\text{km}$ 。

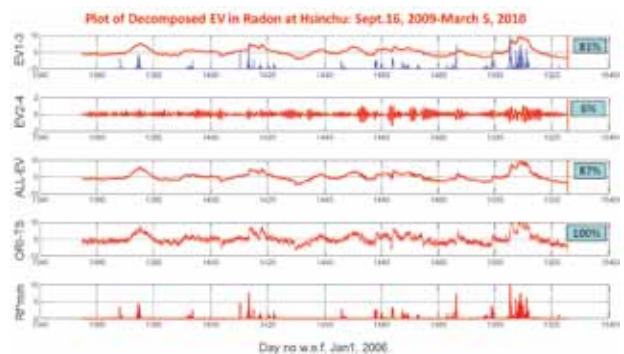
選取新竹測站 (2009/9/16 ~ 2010/3/5) 及新化測站 (2011/11/29 ~ 2012/2/28) 資料以奇異譜分析 (Singular Spectral Analysis, SSA) 之單一值分解法 (Single Value Decomposition, SVD) 來分析各項獨立參數

的變化，由於天候資料為小時單位，因此土氣資料亦需取小時平均。

奇異譜分析 (SSA, Singular spectrum analysis) 是一種對時間序列進行週期振盪行為的分析方法。它是以時間序列動力重構的概念出發，並與經驗正交函數相聯繫的一種統計技術。SSA 將一個樣本量為  $N$  的時間序列按預定的嵌套空間維數 (即窗口長度) 建立時間序列資料的時滯矩陣。對該時滯矩陣進行主成分分析，得到特徵值和特徵向量。特徵向量幾乎是周期性或正交時，通常就對應著信號中的振盪行為。因此 SSA 在數學上相當於特徵向量在有限維座標上的投影。

### 三、結果與討論

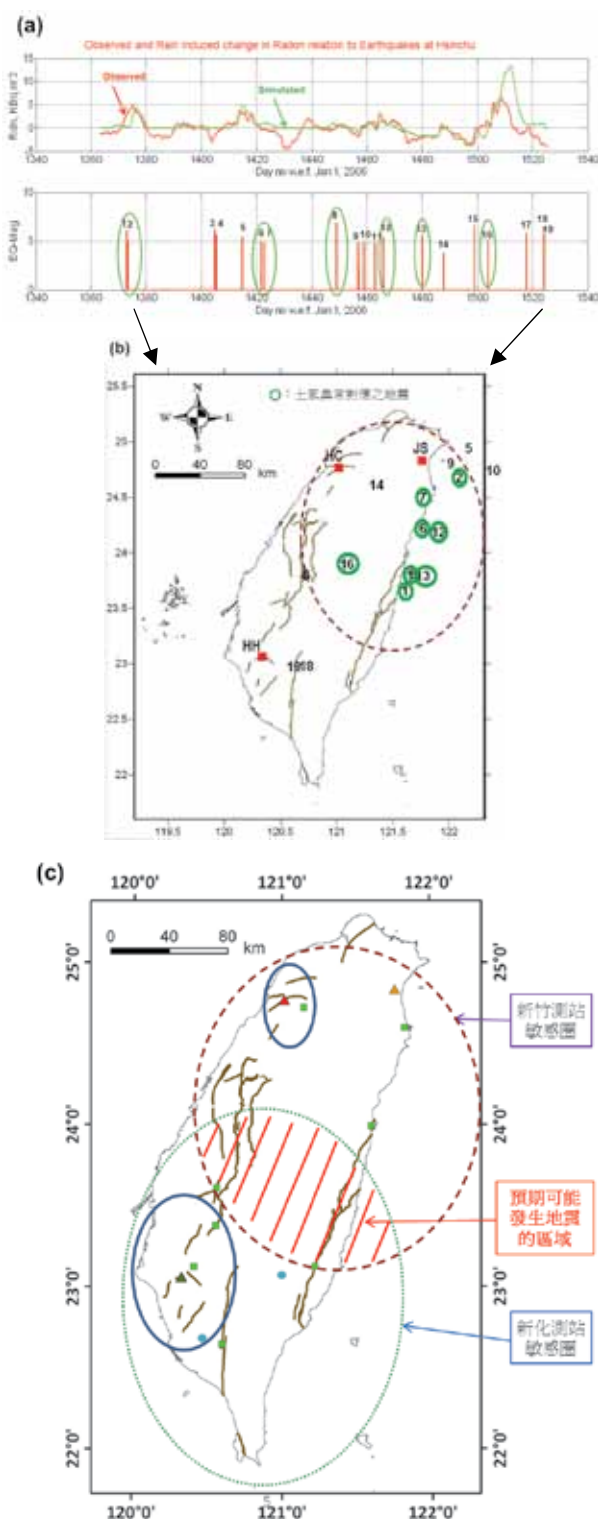
新竹測站土氣連續資料經奇異譜分析 (SSA) 之單一值分解法處理後，訊號可分成兩類：(1) 有日週期變化的訊號及 (2) 無日週期變化的訊號，且週期小於 30 天，如圖一。結果顯示本測站土氣濃度與雨量有顯著的關係，與大氣溫濕度的影響則較不明顯。



圖一 新竹測站土氣變化 (2009/9/16 ~ 2010/3/5) 經拆解後之特徵值 (Eigen Values, EV) 時間序列圖。特徵值時間序列圖可將訊號分成非週期 (EV-1, EV-3) 及週期 (EV-2, EV-4)，柱狀圖代表雨量，各參數所佔百分比則顯示在右側。

經由大氣因子校正後的土氣濃度變化，客觀地比對土氣濃度變化與地震活動的關係。對比各項大氣因子，顯然雨量對土氣變化有顯著的影響，而降雨影響的遲滯延時約 12~15 個小時，此原因可能是雨

水在地表形成的覆蓋層，阻擋了土壤氬氣逸散至大氣中，進而造成通往測站的氬濃度升高。降雨過後，土氣變化型態在複雜多因子之影響下，會呈現有規律的下降，亦即初期土氣濃度迅速下降，之後會緩慢地下降持續數天。

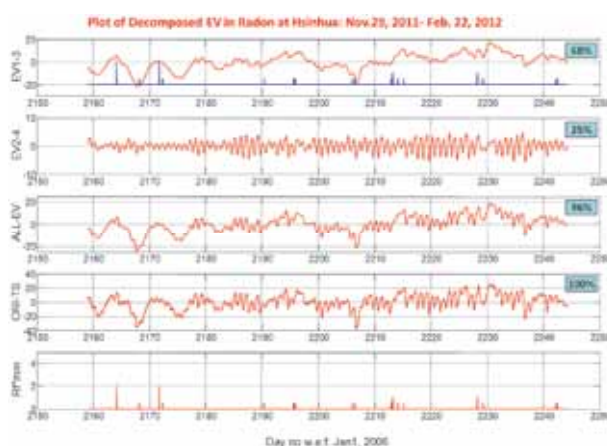


圖二 (a)新竹測站土氣變化與對應之 19 起地震時間序列 (距離 150km 內) 及分佈圖 (b), 從篩選出的地震事件來看, 編號 1, 2, 6, 7, 8, 12, 13 及 15, 16 這些地震事件發生前均有顯著氬氣異常 (c) 新竹及新化測站之土氣變化反應範圍模型。

此外，土氣濃度的長期變化趨勢似乎受控於地下水位變化。從長期趨勢來看，將非週期的土氣濃度變化與地震發生時間作比對，儘管氬氣的劇烈變化多是因降雨事件造成，但仍有數起氬氣異常事件可能與地震活動有關。從篩選出的地震事件來看，編號 1, 2, 6, 7, 8, 12, 13, 15 及 16，這些地震事件發生前均有顯著氬氣異常，如圖二。

為了檢驗 SSA 方法的可行性，選取新化測站 2011/11/29 至 2012/2/28 區間資料進行分析，如圖三。SVD 結果顯示新化測站受到日夜週期變化的影響 (25%) 高於新竹測站 (6%)，可能是該測站的日溫度變化影響所致，另外氬變化似乎與降雨變化不同步，可能是因為觀測資料期間為乾季，降雨不顯著。

未來將持續發展相關的時序資料分析方法，並用以對各測站土氣資料進行分析。



圖三 新化測站土氣變化 (2011/11/29 ~ 2012/2/28) 經拆解後之特徵值 (Eigen Values, EV) 時間序列圖。特徵值時間序列圖可將訊號分成非週期 (EV-1, EV-3) 及週期 (EV-2, EV-4)，柱狀圖代表雨量，各參數所佔百分比則顯示在右側。

## 參考文獻

1. Dobrovolsky, P., Zubkov, S.I. and Miachkin, V.I. (1979) Estimation of the size of earthquake preparation zones. *Pure and Applied Geophysics*, 117, 1025-1144.
2. Etiope G., Calcara, M., Quattrocchi, F. (1997). "Seismogeochemical algorithms for earthquake prediction: an overview". *Annali Di Geofisica*, 40(6), 1483-1492.
3. Fu, C.C., Yang, T.F., Walia, V., Chen, C.H. (2005). "Reconnaissance of soil gas composition over the buried fault and fracture zone in southern Taiwan". *Geochemical Journal*, 39, 427-439.
4. Igarashi, G. and Wakita, H. (1995) Geochemical and hydrological observations for earthquake prediction in Japan. *Journal of physics of the earth*, 43, 585-598.
5. Igarashi, G., Saeki, S., Takahata, N., Sumikawa, K., Tasaka, S., Sasaki, Y., Takahashi, M. and Sano, Y. (1995) Ground-water radon anomaly before the Kobe earthquake in Japan. *Science*, 269, no. 5220, 60-61.
6. Kumar, A., Singh, S., Mahajan, S., Bajwa, B.S., Kalia, R., Dhar, S., (2009). "Earthquake precursory studies in Kangra valley of North West Himalayas, India, with special emphasis on radon emission". *Appl. Radiat. Isot.* 67, 1904-1911.
7. Teng, T.L. (1980) Some recent studies on groundwater radon content as an earthquake precursor. *Journal of Geophysical Research*, 85, no. B6, 3089-3099.
8. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K-L., Chen, C-H. (2009a). "Geochemical variation of soil-gas composition for fault and earthquake precursory studies along Hsincheng fault in NW Taiwan". *Appl. Radiat. Isotopes*, 67, 1855- 1863.
9. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K.L., Chen, C.H. (2009b). "Continuous temporal soil.gas composition variations for earthquake precursory studies along Hsincheng and Hsinhua faults in Taiwan". *Radiat. Meas.*, 44, 934.939.
10. Walia, V., Virk, H.S., Yang, T. F., Mahajan, S., Walia, M. and Bajwa, B.S. (2005). "Earthquake prediction studies using radon as a precursor in N.W Himalayas, India: a case study". *TAO*, 16(4), 775.804.
11. Walia, V., Lin, S-J., Yang, T.F., Fu, C-C., Hong, W-L., Wen, K-L., Chen, C-H. (2010). "Soil-gas monitoring: A tool for fault delineation studies along Hsinhua Fault (Tainan) Southern Taiwan." *Applied Geochemistry*, 25, 602-607.
12. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S-J., Kumar, A., Fu, C-C., Chiu, J-M., Chang, H-H., Wen, K-L., Chen, C-H. (2012). "Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan." *Radiat.*
13. Yang, T.F., Chou, C.Y., Chen, C.H., Chyi, L.L., Jiang, J.H. (2003). "Exhalation of radon and its carrier gases in SW Taiwan". *Radiat. Meas.* 36, 425.429.
14. Yang, T.F., Fu, C.C., Walia, V., Chen, C.H., Chyi, L.L., Liu, T.K., Song, S.R., Lee, M., Lin, C.W., Lin, C.C., (2006). Seismo-geochemical variations in SW Taiwan: multi.parameter automatic gas monitoring results, *Pure Appl. Geophys.*, 163, 693.709.
15. Yang, T.F., Wen, H.-Y., Fu, C.-C., Lee, H.-F., Lan, T.F., Chen, A.-T., Hong, W.-L., Lin, S.-J., Walia, V., (2011). "Soil radon flux and concentrations in hydrothermal area of the Tatun Volcano Group, Northern Taiwan". *Geochem. J.*, 45, 483-490.

# 累積絕對速度(CAV)與地震動參數相關性研究

張毓文<sup>1</sup> 簡文郁<sup>2</sup>

## 摘要

耐震設計或震損評估主要參考地震危害度分析所得到某一特定時間內，工址可能受到之最大地震動強度，該參數須與建物損傷有必然關係，目前工程上常用於判定之地震動參數為 PGA、PGV、譜加速度等。絕對累積速度值(CAV)由美國電力研究所(EPRI)於 1988 年提出，與地震延時、頻率內涵有關，被認定與建物震損之關聯性高於 PGA 或譜加速度等地震動參數，可作為災害性地震之篩選指標。本研究目的在應用臺灣地震動資料，以 CAV 值為參考探討其與 PGA、PGV、譜加速度等地震動參數之相關性，探討其與建物震損指標間之關聯性，研究其作為震損潛勢指標之可能性。

關鍵詞：絕對累積速度 CAV、地震動參數、震損指標

## 一、前言

過去在地震發生後，估算建物受到損傷之程度多以最大地表加速度 PGA 值為參考，但多數資料顯示此單一參數並無法與建物災損有很好之關聯性。1985 年墨西哥地震( $M_s$  8.1)，記錄到之 PGA 值為 0.17g，致使距震央 350 公里遠的墨西哥市內結構物嚴重損壞；1986 年發生於美國俄亥俄州 Perry 核能電廠附近的地震，當地所記錄到之 PGA 值為 0.18g，卻觸動電廠即時警報系統造成緊急停機，但實際上並無結構物損傷。比較此兩筆地震紀錄及其反應譜，墨西哥市之地震紀錄有明顯的長週期振動，延時至少持續兩分鐘以上；而 Perry 核電廠紀錄則屬於較短週期波、持續時間勉強達到一秒之振動所組成。此案例顯示雖量測之 PGA 值相同，但不同的地震動頻率內涵與持續時間是造成建物破壞之條件。若 PGA 值大但地震延時短或屬於一短暫的高頻脈衝(short-duration impulse of high frequency)，則此震動多會被結構本身之慣性所吸收，並未有損傷產生，例如發生於鄰近工址的小規模地震之影響。相對而言，地震延時長且低頻含量多的地震波，則容易造成結構物之嚴重損傷。

有鑑於此，核能法規(NRC/RG 1.166)提出累積絕對速度值(Cumulative Absolute Velocity, CAV)，將其配合 PGA 值同視為災害指標，以提高地震造成核能設施損傷之解析度。CAV 值與地震延時、頻率有關，可過濾時間短、高頻的非災害性地震，判斷結構物於地震時是否可能損傷及可能損傷之程度。過去核能設備對於緊急停機之判定採用地震所量測的 PGA 值作為研判的參考，由過去經驗顯示單採用 PGA 值判斷是不足且容易誤判，因此，現有核電設施依法規加入 CAV 值來排除某些非破壞性的近場小震影響緊急停機之判定。

CAV 值與其他強地動參數與振幅大小、頻率及地震延時之關聯如表一所列，表中顯示與地震延時相關之地震動參數包括 CAV 值與愛氏震度( $I_a$ )等，是與災損關聯性較高的地震動參數，其中愛氏震度( $I_a$ )被廣泛應用至山崩潛勢之計算。因此 CAV 值被應用於結構物震損(損傷)潛勢之可行性將於本研究中被探討。本研究將應用臺灣歷年來之地震動資料，進行 CAV 值於工程應用之可行性研究，了解其與 PGA、愛氏震度( $I_a$ )等地震動參數間之相關性，研究其作為震損潛勢指標之可能性，進一步建

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心研究員

立 CAV 衰減模型，作為估算之參考。

表一 不同地震動參數之特性

| Parameter                                   | Ground Motion Characteristic |           |          |
|---------------------------------------------|------------------------------|-----------|----------|
|                                             | Amplitude                    | Frequency | Duration |
| PGA                                         | •                            |           |          |
| PGV                                         | •                            |           |          |
| PGD                                         | •                            |           |          |
| Duration, Td                                |                              |           | •        |
| RMS acceleration, Arms                      | •                            | •         |          |
| Characteristic intensity, I <sub>c</sub>    | •                            | •         | •        |
| Arias intensity, I <sub>a</sub>             | •                            | •         | •        |
| CAV                                         | •                            | •         | •        |
| Response Spectrum intensity, S <sub>i</sub> | •                            | •         |          |
| Velocity Spectrum intensity, VSI            | •                            | •         |          |
| Acceleration Spectrum intensity, ASI        | •                            | •         |          |

## 二、CAV 值之計算

絕對累積速度值(CAV)由美國電力研究所(EPRI)於 1988 年提出，主要因應核能電廠遇地震作用時協助排除低能量、高振幅的無破壞性地震波，避免產生無意義之停機。CAV 值之定義為將一加速度之地震歷時積分累加，其數學式如下

$$CAV(g\text{-sec}) = \int_0^{t_{\max}} |a(t)| dt \quad (1)$$

其單位為 g-sec， $a(t)$  為加速度歷時， $t_{\max}$  為歷時長度，其計算結果之示意圖如圖一所示，顯示 CAV 值之計算是累積整筆地震歷時地震動特性。EPRI 的 NP-5930 報告(1988)認為其與結構物震損之關聯性會高於其他地震動參數。之後，於 EPRI 的 TR-100082 報告(1991)中，針對 CAV 值之計算提出進一步之修正，即避免無意義之低加速度值併入計算造成的 CAV 值高估。此標準化之 CAV 值定義如下：

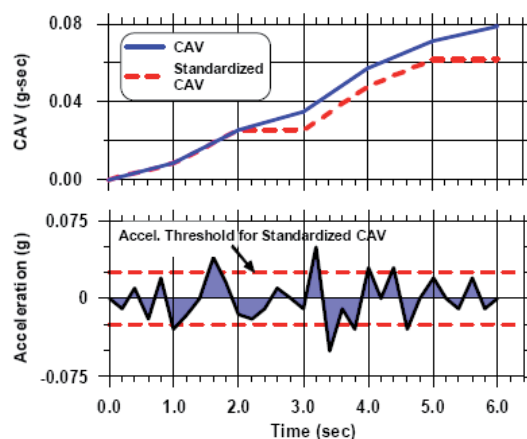
$$CAV = \sum_{i=1}^N (H(|PGA_i| - 0.025) \int_{t_{i-1}}^{t_i} |a(t)| dt) \quad (2)$$

其中  $i$  為紀錄之時間間隔， $N$  為將整段地震歷時以一秒為單位分段的數量， $PGA_i$  為各時間間隔的紀錄值， $H$  為單位階梯函數 (Heaviside step function)：

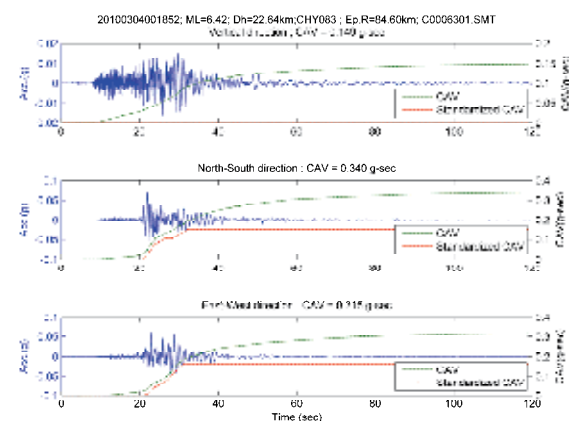
$$H(x) = \begin{cases} 0, & x < 0 \\ 1, & x \geq 0 \end{cases} \quad (3)$$

標準化 CAV 值於本研究中為便於說明以  $CAV_s$  為代表，其計算是將加速度地震

歷時以一秒為單位，將此單位分段中大於 0.025g 的  $PGA_i$  值進行積分，分段分別進行後累加，單位為 g-sec。圖一將分別由式(1)與式(2)計算所得之 CAV 值進行比較，標準化  $CAV_s$  值會小於 CAV 值，這差異在小振幅地震紀錄裡更為明顯。圖二為 2010 年 3 月 4 日甲仙地震中 CHY083 測站之 CAV 計算之結果，由於震央距約為 85 公里，其振幅小，此時標準化  $CAV_s$  值與 CAV 值的差異大。



圖一 EPRI 所提出 CAV 值計算之示意圖



圖二 2010 年 3 月 4 日甲仙地震 CHY083 測站之 CAV 計算

在核能相關規範中，NRC/RG1.166 採用 EPRI 的 TR-100082 報告中選取一個與 MMI 值為 VII 度相對應的保守 CAV 值為判斷停機的數值，即  $CAV_s$  值大於 0.16g-sec 時核能相關設施才可能產生破壞，即符合需緊急停機判定標準之一(另一停機條件為反應譜超越計算)。2006 年 12 月 26 日的恆春地震鄰近核三廠，震度達五級，其結

果造成該廠以人為判定自動停機檢查，相關研究報告同樣進行 CAV 計算，結果顯示標準化  $CAV_s$  值均大於 0.16g-sec，此結果凸顯在高地震區的台灣，沿用此判定值作為標準是否恰當，應再進一步探討。

### 三、地震資料庫

台灣地區有密度極高的強震觀測網，收錄大量地震資料可供分析使用。本研究所使用之地震資料庫建置，乃選用中央氣象局自由場強地動觀測網(TSMIP)及速報系統(TREIRS)從 1991 年以後所記錄之強震資料。主要地震資料庫選用  $M_L \geq 5.5$  以上，震源深度為 35 公里以內的淺源地震，包括 1999 年 921 主餘震及 2002 年 331 地震等大地震。此等測站共有四百餘站有實際鑽探資料，可供判斷測站之場址特性。此資料庫將應用於進行 CAV 值與其他地震動參數之相關性研究，同時建立 CAV 衰減律。篩選條件如下：

1.  $M_L \geq 5.5$ ，地震深度為 35 公里之淺源地震，共 57 筆。
2. 選用  $V_{s30} \geq 360\text{m/sec}$  之測站地震紀錄。

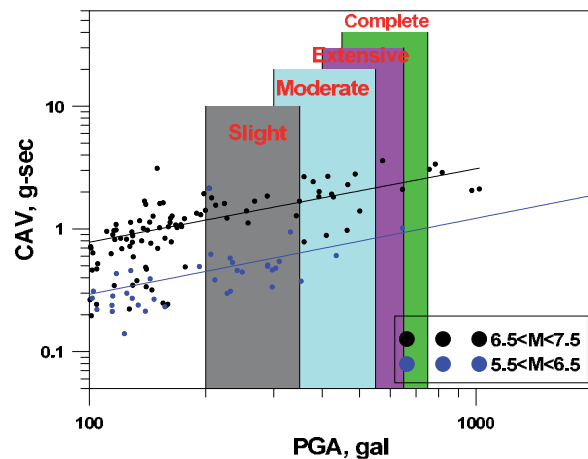
經由上述條件所篩選之資料，共計有 536 筆地震紀錄，作為回歸分析主要資料庫。

### 四、CAV 與強地震動參數之相關性

結構的變形行為(能力)或損傷程度則以韌性容量或易損性表示，而結構的易損性常用易損性矩陣或易損性曲線來表示，為對應於某一地震或結構反應參數下，為結構損傷限度的超越機率對地震參數(如 PGA)之關係曲線，此表示法已將結構及輸入地震內涵之不確性隱含於內，常用於特定結構之地震可靠度分析，一旦其易損性曲線建立，則只需要單一地震參數(例如 PGA 值)即可得到其損傷狀態之機率；此一易損性曲線可由震害調查或結構地震反應數值模擬結果之統計分析得到(簡文郁等，2007)。廖文義等人(2004)將建築物的破壞狀態分為輕微破壞(S)、中度破壞(M)、嚴重破壞(E)及倒塌(C)等五種，對一般耐震

的不同建築物型態進行分析得到不同損壞狀態下易損性曲線中值所對應的 PGA 值，此結果與實際建物震害調查結果進行比較，具有一定之可信度。

由於 CAV 值與建物破壞有高度的相關性，實際震害之 PGA 值跟 CAV 值之關聯性可被探討。將兩者之關聯性與建物破壞狀態進行比較，結果如圖三所示。結果顯示 CAV 值與 PGA 值  $>100\text{gal}$  時之趨勢呈線性，並與地震規模有關。隨著破壞狀態至嚴重狀態，CAV 值會增加，反應了強震延時對建物破壞狀態之影響。CAV 值與其他參數間之關聯性如圖四所示，趨勢多呈非線性關係，其中與愛式震度  $I_a$  之關聯性較為顯著。



圖三 CAV 值與建物破壞狀態之關係

### 五、CAV 衰減律

本研究將所收集之地震紀錄資料庫，應用 Campbell(1981)所提出的衰減律，建立 CAV 衰減律，其模型如下式：

$$y = C_1 e^{C_2 M} [R + C_4 \exp(C_5 M)]^{-C_3} \quad (4)$$

其中， $y$  為地震動參數， $M$  為芮氏規模， $R$  為震源距， $C_1 \sim C_5$  分別為待定係數，由回歸分析決定。在進行分析時，將實測資料對式(4)之的誤差平方和作最小化分析求得最適合的係數。圖五為本研究之 CAV 值回歸分析所得之衰減律與資料分佈之比較，分別為規模 5.0、6.0、7.0 之結果。圖中與 Campbell et al.(2010)應用 NGA 資料庫所回

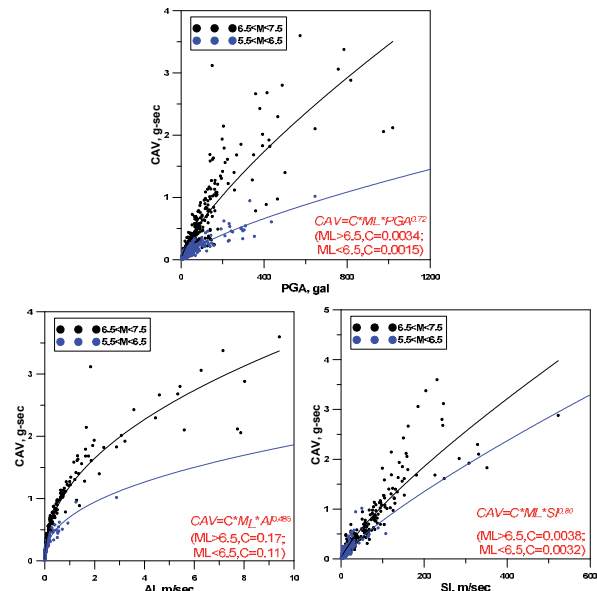
歸之衰減律進行比較，結果顯示國外的 CAV 值衰減的速率比台灣資料要快。此結果可作為地震下，建物破壞之判斷參考。

## 六、結論與展望

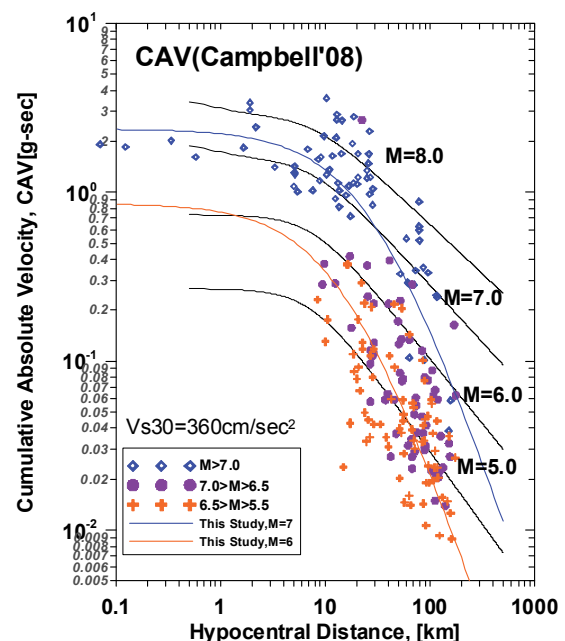
造成結構物損傷之地震動特性除具有大 PGA 值外，其地震延時的持續時間亦為一重要指標。CAV 值與地震延時、頻率有關，被認定與建物震損之關聯性高於其他參數(EPRI, 1988)。本研究將 CAV 值與其他地震動參數進行討論，並與建物之破壞狀態時可能之 PGA 值比較，結果顯示隨著破壞狀態變化，CAV 值有顯著之關聯性。一旦地震發生時，建築物可能遭受到不同程度的破壞可依據 CAV 值進行初步判斷。針對 CAV 值應用於判斷可能造成建物破壞之地震，將於後續研究中進行探討。

## 參考文獻

1. Campbell, K. W. (1981). Near-source attenuation of peak horizontal acceleration, Bull. Seismol. Soc. Am. 71, 2039–2070.
2. US Nuclear Regulatory Commission (NRC/RG-1.166), 1977. Pre- earthquake Planning and Immediate Nuclear Power Plant Operator Postearthquake Actions, Regulatory Guide 1.166, U.S. Nuclear Regulatory Commission Office of Nuclear Regulatory Research.
3. Electrical Power Research Institute (EPRI), 1988. A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake, Report No. EPRI NP-5930, EPRI, Palo Alto, California.
4. Electrical Power Research Institute (EPRI), 1991. Standardization of the Cumulative Absolute Velocity, Report No. EPRI TR-100082-T2, EPRI, Palo Alto, California.
5. K. W. Campbell and Y. Bozorgnia, 2010. Analysis of Cumulative Absolute Velocity (CAV) and JMA Instrumental Seismic Intensity (IJMA) Using the PEER-NGA Strong Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center
6. 廖文義、李文海、葉錦勳、林金祿，2004。建築物與橋樑損害評估模式，2004 台灣地震損失評估系統講習會，國家地震工程研究中心，第 75-92 頁。
7. 簡文郁、鍾立來、黃世建、張毓文，2007。低矮 RC 校舍之易損性研究，台灣混凝土學會 2007 年混凝土工程研討會。



圖四 CAV 值與其他地震動參數間之關聯性



圖五 CAV 衰減律與資料之比較

# 由 P 波衰減特性探討 2006 年台東地震(M6.2)

張議仁<sup>1</sup> 溫士忠<sup>2</sup> 陳朝輝<sup>3</sup> 溫國樑<sup>4</sup>

## 摘要

目前利用地震波衰減的研究方法中主要可分成震幅衰減與頻散衰減兩種方法，而頻散衰減可用單一測站的紀錄求得。震波在傳遞時因幾何擴散與滯彈性吸收產生衰減，而影響震波衰減因子的因素受岩石孔隙率、岩性、溫壓條件、岩石粒徑、黏滯性和飽和度等影響。本研究基於 Correig and Mitchell (1989)所提出的線性連續鬆弛模型(Continuous relaxation model)，衰減介質為線性粘彈性體(Linear viscoelastic solid)等假設下，使用單一測站的垂直分量擷取 P 波第一個波形(First cycle)進行分析，分析方法包含多重濾波法(Multiple filter technique)以求得群速度延遲時間，再以基因演算法(Genetic algorithm method)求得 Qp 值及相關係數。以 2006 年台東地震(M6.2)為例，將鄰近之各測站分別隨時間測繪出 Qp 值變化，探討各別測站在各象限的 Qp 值變化與不同測站的 Qp 值變化是否有方向上的一致性，利用不同方位的諸測站結果相互確認，以提升強震前特徵的判定機制。

關鍵詞：頻散衰減、Qp

## 一、前言

本計畫的目的在於利用震波頻散衰減現象先行探討強震前介質的反應特性，包含區域特性差異、多大的主震規模能利用頻散特性顯現、主震大小與 Q 值的關係、Q 值異常於時間上的特性、Q 值異常與方向上的關係等諸多相關問題尚待討論，如能找出強震與 Q 值的初步關聯性，亦可先針對某特性區域進行觀測，唯目前地震基本資料與波形尚未能於有效時間內取得，故本研究先搜尋歷史規模較大的地震、鄰近震央具有測站且品質良好、地震數量充足的案例進行探討。地殼介質具有非均勻、非彈性與非均向等特性，利用震波的衰減特徵，藉由地震波傳遞所通過的路徑可帶出介質成分、狀態與溫度分布的訊息。頻散衰減研究適合使用較小規模的地震資料，因此可用地震資料較多，且小地震的位置分佈、深度、震央距等差異，均可使研究所獲得的資訊更為全面。

## 二、研究原理與方法

頻散衰減模式基於 Correig and Mitchell (1989)所提出的線性連續鬆弛模型(Continuous relaxation model)，可將 Q 值表示為：

$$Q^{-1}(\omega) = \frac{2}{\pi} Q_m^{-1} \arctan \left[ \frac{\omega(\tau_1 - \tau_2)}{1 + \omega^2 \tau_1 \tau_2} \right] \quad (1)$$

$\omega$  : Angular Frequency

$\tau_1, \tau_2$  : Long and Short Relaxation Times

$Q_m^{-1}$  : Constant That Flat Part of The Spectrum (Liu et al., 1976)

若衰減介質為線性粘彈性體(Linear viscoelastic solid)相速度可表示成 (Ben-Menahem and Singh, 1981)：

$$C(\omega) = C_\infty \left\{ 1 + \frac{1}{\pi} Q_m^{-1} \left[ \ln \frac{\tau_1}{\tau_2} + \frac{1}{2} \ln \left( \frac{1 + \omega^2 \tau_2^2}{1 + \omega^2 \tau_1^2} \right) \right] \right\}^{-1} \quad (2)$$

$C_\infty$  : Phase Velocity at Infinite Frequency (the Perfectly

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>3</sup> 國立中正大學地球與環境科學系教授暨國家地震工程研究中心兼任研究員

<sup>4</sup> 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

Elastic Case)

Correig (1991) 基於(1)式將群速度  $U(\omega)$  與相速度  $C(\omega)$  的關係寫成：

$$U(\omega) = \frac{C(\omega)}{1 - \frac{\omega}{C(\omega)} \frac{dC(\omega)}{d\omega}} \quad (3)$$

群速度延遲時間可表示成，  
 $\Delta t_g = t_g(\omega) - t_g(\omega_r)$  (Correig, 1991)：

$$\Delta t_g = \frac{t}{\pi Q_m} \left[ \frac{1}{2} \ln \left( \frac{(1 + \omega^2 \tau_2^2)(1 + \omega_r^2 \tau_1^2)}{(1 + \omega^2 \tau_1^2)(1 + \omega_r^2 \tau_2^2)} \right) + \frac{\omega^2(\tau_1^2 - \tau_2^2)}{(1 + \omega^2 \tau_1^2)(1 + \omega^2 \tau_2^2)} - \frac{\omega_r^2(\tau_1^2 - \tau_2^2)}{(1 + \omega_r^2 \tau_1^2)(1 + \omega_r^2 \tau_2^2)} \right] \quad (4)$$

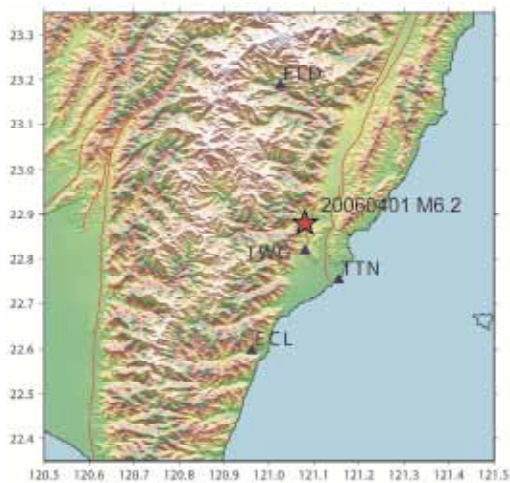
$t$  : The Travel Time of the Signal at Infinite Frequency

$\omega_r$  : Reference Frequency

以多重濾波後所得到的群速度延遲時間  $\Delta t_g$  與 P 波走時  $t$  帶入(4)式，最後以基因演算法即可求得  $Q_m$ 、 $\tau_1$  與  $\tau_2$ 。

### 三、資料選取與分析流程

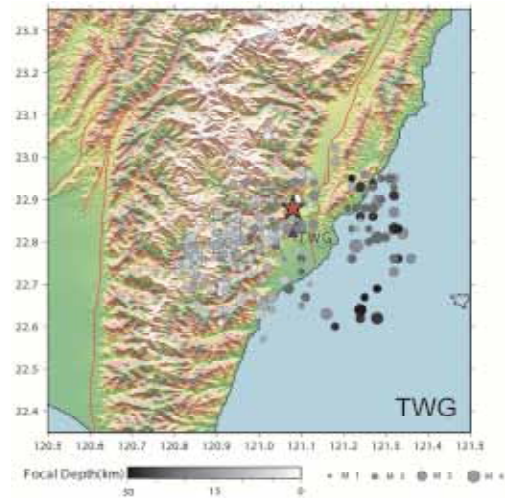
本研究使用中央氣象局即時地震觀測網資料，圖一標示本研究區域內中央氣象局即時地震觀測網測站分佈，紅色星形為台東地震(2006年4月1日 M6.2)震央，藍色三角形為各測站分佈，紅色線段為斷層位置。



圖一 研究區域台東地震震央與測站分佈

### 3.1 資料選取

資料取用每個測站 2005 年 10 月至 2006 年 3 月的速度型地震儀垂直分量，採用地震規模  $\leq 3$  之地震，考慮到地震規模越大，角頻率越低，而採用規模較小的地震可使角頻率確實落在所研究的頻率範圍內且相對數量較多，而較小地震散佈在測站各方位與不同深度亦可增加本研究對於各測站周邊環境之解析。高頻能量衰減主要因素為傳播距離，故資料取用挑選震央距  $\leq 30$  公里，震源深度  $\leq 30$  公里；強震前的區域應力累積範圍有限，而震央距取用越遠波傳路徑較長，亦會減弱震波通過強震區所帶出的異常特徵。本研究中 ECL 與 ELD 測站與 M6.2 地震距離均超過 30 公里，故將 ECL 與 ELD 測站所選用的震央距分別設為 40 與 50 公里。此外測站 TTN 所收到的地震資料因雜訊過高，品質不佳本研究無法使用。圖二為 TWG 測站所選用之地震分佈圖。



圖二 TWG 測站所選用之地震分佈

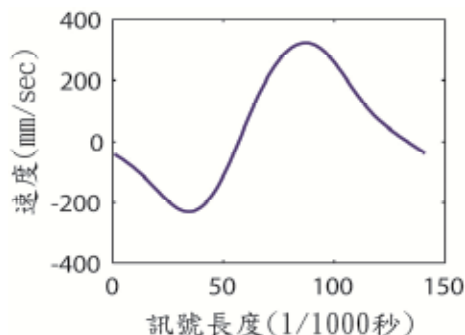
### 3.2 訊號之重採樣與濾波

採用牛頓多項式插值法與高斯帶通濾波法，對原始訊號進行重新採樣，將原本取樣率為每秒 100 點的波形資料，提升至每秒 1000 點。

### 3.3 擷取 P 波第一個波形(First cycle)訊號

依據 Cong and Mejia(2000)應用 Correig(1991)的理論，認為 P 波的第一個波形訊號足以反應出介質資訊且不受到其它

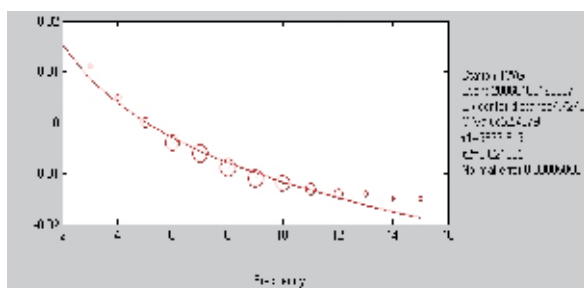
波相干擾。故本研究截取 P 波第一個波形訊號進行分析研究，圖三為截取 P 波第一個波形訊號之示意圖。由於 P 波的第一個波形訊號長度約在 0.1-0.2 秒之間，可見對於波形品質要求甚高。



圖三 截取 P 波第一個波形訊號

### 3.4 多重濾波求取群速度延遲時間與基因演算法求取 Q 值

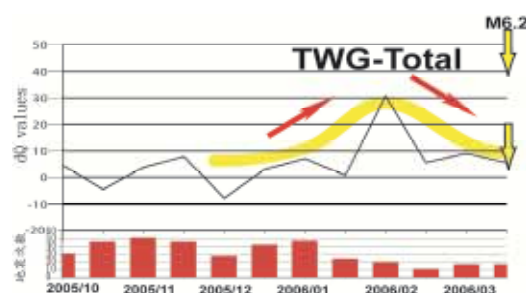
將所截取的 P 波第一個波形訊號進行多重濾波，可得群速度延遲時間-頻率譜，如圖四，橫軸為頻率，縱軸為時間，紅色圓圈分別代表不同頻率所對應的能量大小。若波形資料受干擾，則時間-頻率譜不成曲線則該筆資料捨去不用。最後利用基因演算法求取最佳解(如圖四紅色線段)即可解出(4)式之  $Q_m$ 、 $\tau_1$  與  $\tau_2$ 。最後將各別測站所求得的各個地震 Q 值統計，轉換成相對應於時間的分佈關係圖，並取適當的平均值，即可展現測站附近區域頻散衰減因子於時間上的變化，便可檢視強震前頻散衰減因子的變化及鄰近區域構造的孕震過程。



圖四 群速度延遲時間-頻率譜

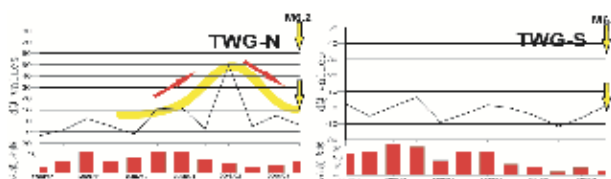
## 四、結果分析與討論

本研究所選用的測站為距 2006 年台東地震(M6.2)較近的 TWG、ECL、ELD 地震紀錄進行研究。由於 TTN 測站訊號不佳，本研究並未採用此測站記錄，ECL 與 ELD 測站距台東地震(M6.2)震央距分別超過 30 與 40 公里，推測為距離較遠，導致地震波傳路徑通過強震區佔全路徑權重小，且有效通過強震區地震數量相對較少，使的 Qp 值反應不明顯，本報告省略此兩測站結果。



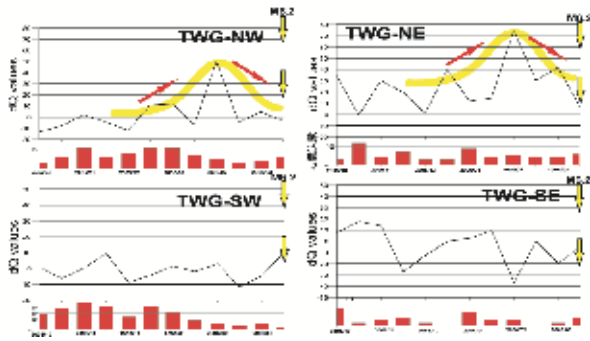
圖五 TWG 測站  $\delta Q$  值動平均隨時間變化，黃色箭頭為台東地震(M6.2)發生時間，紅色柱狀圖為對應地震次數

根據 Cong et al.(2000)對 Qp 研究，認為 Qp 值有隨震央距遞增的特性，因此本研究以線性迴歸的方式得到 Qp 隨震央距變化的線性趨勢，後將 Qp 值扣除該震央距效應後之殘值  $\delta Q$  做分析討論(圖五)。此外為了探討  $\delta Q$  的變化與路徑效應的關係，本研究以測站為中心將地震資料分不同方位探討  $\delta Q$  變化(圖六)。



圖六 以 TWG 測站為中心，依南北方位展示  $\delta Q$  值動平均隨時間變化

本研究採動平均方式呈現  $\delta Q$  隨時間變化，以 0.5 個月為一單位展示，主要與地震次數有關，當地震數量越多在時間或方位的分類可越精細。



圖七 以 TWG 測站為中心，依不同方位展示  $\delta Q$  值動平均隨時間變化

由圖五中可見  $\delta Q$  值於 2 月有微幅高值變化，由於  $Q_p$  值與其波線路徑所通過介質相關，故嘗試依 TWG 測站為中心分南北兩側描繪  $\delta Q$  如圖六；可見 TWG 北側於 2 月  $\delta Q$  高值更為明顯，而南側  $\delta Q$  變化相對平穩，台東地震(M6.2)正位於 TWG 測站北側，符合北側  $\delta Q$  異常在方位上的合理性；亦可說明 TWG 全測站  $\delta Q$  值(圖五)於 2 月雖有高值但不明顯，是受到 TWG-S(圖六)平均影響而下降。欲對  $\delta Q$  在方位上做更精細的分類主要受限於時間-地震數量，本研究進一步對資料劃分為四個區域進行分析(圖七)，TWG-NE、TWG-NW 兩者均在 2 月出現  $\delta Q$  高值反應，而台東地震(M6.2)鄰近 TWG 測站北側，此現象應可被理解。

## 五、結論

本研究對於波形資料品質要求甚高，且在時間單位上需具足夠地震數量，在不能增加天然地震次數上只能增加可利用的小規模地震，都與提升資料品質息息相關。再者地震資料取得的時效上亦是一大問題，如為傳統人工收取地震資料與地震定位在時效上是緩不濟急的。如能在有效時間內提供多數測站對同一研究區域進行觀測，可利用  $\delta Q$  具方位變化特性，依不同測站比對異常方位是否指向同一區域，可增加強震前兆研判機制。

## 參考文獻

1. Ben-Menahem, A., and S. J. Singh (1981). Seismic Waves and Sources, Springer-Verlag, New York, 1108 pp.
2. Correig, A. M., and B. J. Mitchell (1989). Attenuative dispersion at La Cerdanya, eastern Pyrenees, Phys. Earth Planet. Int. **57**, 304–310.
3. Correig, A. M. (1991). On the measurement of body wave dispersion, J. Geophys. Res. **96**, 16,525–16,528.
4. Cong L, J. Mejia, B. J. Mitchell (2000). Attenuation dispersion of P waves in near the New Madrid seismic zone, Bull. Seism. Soc. Am. **90** (3), 679-689.
5. Liu, H. P., D. L. Anderson, and H. Kanamori (1976). Velocity dispersion due to anelasticity: implications for seismology and mantle composition, Geophys. J. R. Astron. Soc. **47**, 41–58.

# 利用地震初達波特徵及支撐向量法之 現地型強震即時警報技術

許丁友<sup>1</sup> 黃謝恭<sup>2</sup> 張毓文<sup>2</sup> 郭俊翔<sup>1</sup> 林哲民<sup>1</sup> 張道明<sup>1</sup> 溫國樑<sup>3</sup> 羅俊雄<sup>4</sup>

## 摘要

本研究粹取垂直向地震初達波的各種特徵，包括平均週期、最大加速度、最大速度、最大位移、累積絕對速度、速度平方積分等，並利用支撐向量法建立這些初達波特徵與最大地表加速度之回歸模型。本研究利用中央氣象局自 1992 年至 2006 年間具代表性之地震記錄，訓練及驗證支撐向量法之預測模型，並利用上述期間之全部地震記錄，以及 2010 年的甲仙地震記錄進行測試，發現本研究所提出之方法，可於單一測站地震觸發後，立即利用初達波特徵預測可能的最大地表加速度。

關鍵詞：強震即時警報，單站法，現地型，支撐向量法

## 一、前言

區域型強震即時警報技術可以在強震波到達之前數秒至數十秒，提前發佈地震警報，以便即時採取必要之應變措施。然而受限於區域型強震即時警報需數個測站的數秒 P 波資訊，因此所需發佈時間約為 20 秒至 30 秒[1]，以 S 波波速每秒 3km 估算，即震央半徑至少約 60km 以內為警報盲區。另一方面，現地型強震即時警報技術僅利用單一地震測站所量測到數秒的初達波資訊，即可預測及發佈警報，故可大幅縮小警報盲區半徑。以使用初達波前 3 秒資訊為例，假設震源深度為 5km，可縮小警報盲區半徑至約 20km[2]，若震源深度較深，則警報盲區半徑將更小。

以往大部分文獻[3,4]利用初達波特徵所預測之標的，包括地震規模、震央距離、最大地表速度及最大地表位移等。然而，台灣中央氣象局現行採用之震度(Intensity, I)，係根據最大地表加速度(Peak Ground Accleleration, PGA)訂定，其關係式為  $\log(\text{PGA}) = (I/2) - 0.6$ ，PGA 之單位為

gal。此外，美國及日本等地之地震震度分級，均與加速度相關。因此，本研究與目前文獻上的作法不同，預測之標的選定為最大地表加速度 PGA，因其可直接與強震儀實際量測之 PGA 比對，亦可直接換算為震度，作為發佈警報之依據。

另一方面，以往的文獻均選擇少數地震規模較具代表性之地震記錄，作為驗證所提出預測方法的資料，僅能驗證該方法在特定地震之使用性，無法得知實際應用時可能獲得之成效，例如實務應用上可能的誤報機率。本研究利用中央氣象局自 1992 年至 2006 年之少數代表性地震記錄訓練及驗證支撐向量回歸模型，並利用自 1992 年至 2006 年所有之地震記錄測試支撐向量回歸模型之預測成功率，最後再以 2010 年甲仙地震作為案例探討，瞭解實務上的應用情形，例如所爭取之反應時間長短及預報準確度等。

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>3</sup> 國家地震工程研究中心組長、中央大學地球科學系教授

<sup>4</sup> 台灣大學土木工程學系教授

## 二、地震資料

本文所使用的地震資料為台灣地區中央氣象局 (Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP) 於 1992 至 2006 年之強震紀錄資料庫，該資料庫收集了分佈於台灣地區共約 650 個自由場強震儀之資料，其資料之取樣頻率為 200Hz 或 250Hz，解析度為 16 位元，動態量測範圍大多為 2g。該資料庫原始資料共有 105,360 筆，但有部分紀錄之時間歷時資料明顯有誤，本研究逐一過濾後將其刪除。此外，地震歷時長度少於 3 秒之記錄亦將其刪除，其餘地震歷時長度少於 10 秒之記錄則於其後補上零。利用以上規則篩選後之地震記錄共 91,142 筆。

在選取作為訓練與驗證支撐向量回歸模型之資料時，由於支撐向量法之優點之一即為僅需具代表性之資料作為支撐向量即可，因此，本文僅選取該資料中地震規模 (ML) 為 3.0 以上的 71 次地震事件。再者，因為儘管該資料庫收集了 15 年的台灣地震記錄，但是規模較大的地震紀錄仍甚為有限，例如 1999 年的 921 地震，因此，為了避免此類地震之資料全數作為建立支撐向量回歸模型之依據，使得測試該模型之準確度時，產生有可能僅對於目前有限的大地震之記錄預測結果較好的疑慮，本文選取上述 71 次地震事件之一半的地震記錄共 4,166 筆，簡稱為「代表地震資料」，作為建立支撐向量回歸模型之依據。此外，用於討論本文之支撐向量回歸模型預測 PGA 的準確度時，則使用 1992 至 2006 年篩選後之所有地震紀錄共 91,142 筆，簡稱為「測試地震資料」，以瞭解實際應用時之誤差情形。

## 三、方法

支撐向量機 (support vector machine, SVM) 係從統計學習理論之結構風險最小化法則 (structural risk minimization) 所演化而來，依其應用之方法可分為支撐向量分類 (support vector classification, SVC) 與支撐向量迴歸 (support vector regression, SVR)

兩類，近年來已成功應用於許多領域。本研究擬利用支撐向量迴歸 [5] 所建構之模型來預測 PGA。

根據 Satriano C. 等人於 2011 年發表之論文 [2]，地震初達波特徵用於地震即時警報之類型包括地震初達波之極值 (Peak Measurements)、主要週期 (Predominant Period)、積分值 (Integral Quantities) 及平均極值 (Average Peak) 等。其中，由於平均極值與極值類似，且其計算尚須設定某些門檻值，故本文捨棄不用。因此，本文僅使用垂直向地震歷時於 P 波到達後  $t_p$  秒間之加速度極值  $P_a$ 、速度極值  $P_v$ 、位移極值  $P_d$ 、主要週期、累積絕對速度 CAV 及速度平方積分 (IV2) 共 6 種初達波特徵，作為支撐向量回歸模型之輸入資料。初達波到達時間之決定係利用短時平均與長時平均差異法 (Short-Term Average/Long-Term Average, STALTA) 來決定。

本文利用「代表地震資料」建置支撐向量回歸模型共 4,166 筆，支撐向量回歸模型之輸入資料為上述 6 種地震初達波特徵，並將其正規化至介於 -1 至 1 之值，輸出資料則為地震波在三方向之地表加速度絕對值之最大值。

本文訓練及驗證支撐向量回歸模型之方式，係將代表地震資料分為 10 個子樣本，以交叉驗證之方式進行，亦即將一個單獨的子樣本被保留作為驗證模型的資料，其他 9 個樣本用來訓練。如此重複 10 次，每個子樣本輪流用來驗證，最後將 10 次結果的平均當作最終之結果。

支撐向量回歸模型之待定參數包括  $C$  及  $\gamma$ ，由於直接影響支撐向量的個數，因此本文選取較小之  $C$ ，則支撐向量的個數較多，使該模型可涵蓋不論大小地震之情形。其餘參數  $\gamma$ ，則以格點尋找的方式，搜尋範圍先考慮較大但是格點間隔較寬，然後再逐漸縮小範圍及格點間隔，找到交叉驗證均方誤差最小的格點，即為最佳的參數。

#### 四、結果討論

本文利用「測試地震資料」共 91,142 筆來測試所建置之支撐向量回歸模型是否準確，以反應實際應用時預測地震的誤差情形。若利用垂直向初達波到達後之前 3 秒特徵，亦即  $t_p=3$  秒，所預測 PGA 與實際 PGA 之標準偏差為 21.01gal。圖 1 為所預測之 PGA 與實際量測之 PGA 之比較，圖中藍線及紅線分別標示預測震度與實際震度相同與誤差在正負一級內之範圍作為參考。由圖中可以觀察到預測 PGA 與實際 PGA 相當接近，且震度誤差正負一級以內之比例高達 99.22%。

考慮  $t_p$  的範圍由 0.1 秒開始逐漸增加至 10 秒，間隔為 0.1 秒，如圖 2 所示，發現預測 PGA 與實際值之標準偏差隨著  $t_p$  的增加而降低，預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例則隨著  $t_p$  的增加而增加，顯示運用初達波越長的資訊所預測之 PGA 越接近實際值，反之，使用越少量資訊所預測之 PGA 越不可靠。

然而，值得注意的是，即使  $t_p$  僅為 0.1 秒時，預測模型已有非常高之準確率，預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例已高達 91.24%。再者，當  $t_p$  僅為 0.4 秒時，預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例已增加至 97.19%。因此，運用本研究提之方法所需之  $t_p$  值非常小，應可大幅縮小警報盲區，並爭取寶貴之反應時間。

2010 年 3 月 4 日高雄甲仙地震造成 96 人受傷、5 件火災、傾斜房屋共 20 棟、受損校舍共 340 間、54 萬 5066 戶停電，其地震規模  $ML=6.4$ ，震源深度 22.6km。由於本文使用之「代表地震資料」已包含 1992 年至 2006 年規模較大之地震紀錄，因此本文利用甲仙地震作為案例，探討預測 PGA 之情形。

甲仙地震共量測到 390 筆地震記錄，於距離震央 30.48km 處之 CHY062 測站量測到該地震最大之 PGA，為 463.03gal，距離震央最遠處 254.46km 處之 TAP057 測站

則量測到該地震最小之 PGA，為 5.16gal。以  $t_p=3.0$  秒為例。由於該地震事件所記錄到之 PGA 較大，故預測 PGA 與實際 PGA 誤差之標準偏差較大，為 53.73gal，但預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例仍非常高，為 98.46%，顯見準確度仍頗為可靠。

根據國家地震中心的勘災報告[6]，震央附近零星地區受損較為顯著，包括高雄市美濃區龍肚國小及龍肚國中教室燈具掉落、樓頂水塔倒塌與化學藥品掉落、高雄市內門區紫竹寺活動中心一樓倒塌、台南市玉井區玉井國中仁愛樓一樓柱多處斜裂縫以及台南市新化區新化球場旁三層樓建築物一樓倒塌(圖 4)等。圖 3 繪製新化球場鄰近測站 CHY063 在地震事件觸發後，使用垂直向初達波前 0.1 秒至前 10 秒之特徵所預測之 PGA 值，並與實際量測之三軸向地震加速度歷時紀錄比較，測站震央距離為 37.2 km。

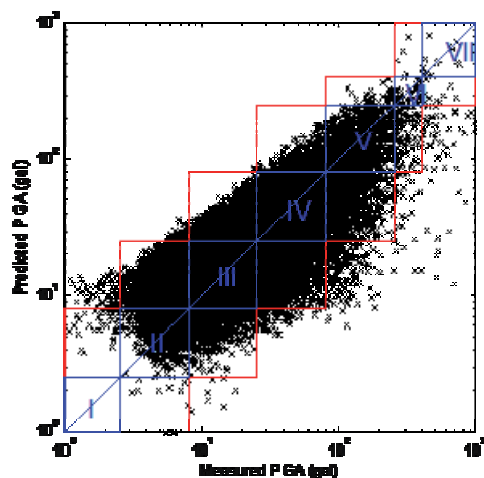
由圖 3 可以發現，在預測震度方面，當 CHY063 測站地震觸發後，測站在  $t_p=0.1$  秒至  $t_p=10$  秒之間，所預測之 PGA 值約為 150gal，亦即預測之震度為五級，實際震度為六級。如以預測震度五級以上作為發佈警報之門檻，則該測站均可於觸發後立即發佈警報，其餘三個災損點亦可得到類似結論，顯示本研究之方法所預測 PGA 精確度，應可滿足對於甲仙地震於此四個災損點鄰近區域發佈警報之需求。

在爭取反應時間方面，如使用垂直向初達波前 3 秒之資訊，則 TCU063 測站在最大之地震波到達前仍有將近 6 秒的反應時間；若僅使用垂直向初達波前 0.4 秒以內之資訊，則 TCU063 測站在最大之地震波到達前的反應時間則提高到將近 9 秒，其餘三個災損點亦可得到類似結論。亦即，即使距離震央僅約 18km，在最大之地震波到達前仍有將近 5 秒的時間可以反應，顯示本研究之方法在此四個鄰近甲仙地震震央之震損點位置附近，應可提供數秒之反應時間。

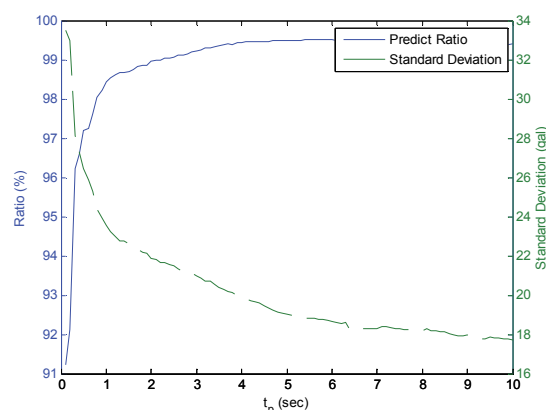
本研究相關成果已發表於 EESD 期刊[7]。

## 參考文獻

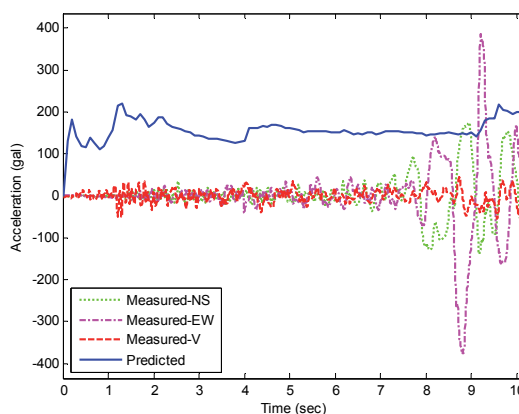
1. [http://www.cwb.gov.tw/V7/hottopic/earthquake\\_alert.pdf](http://www.cwb.gov.tw/V7/hottopic/earthquake_alert.pdf).
2. Satriano C., Wu Y.M., Zollo A. and Kanamori H., "Earthquake early warning: Concepts, methods and physical grounds," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31, 106–118 (2011).
3. Kanamori H., "Real-time seismology and earthquake damage mitigation," Annu. Rev. Earth Planet. Sci. 33:195–214 (2005).
4. Wu Y.M., Yen H.Y., Zhao L., Huang B.S. and Liang W.T., "Magnitude determination using initial P waves: A single-station approach," Geophysical Research Letters, Vol. 33, L05306 (2006).
5. V. Vapnik. Statistical Learning Theory. Wiley, New York, NY (1998).
6. 「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研究報告，編號 NCREE-10-010，台北 (2010)。
7. Hsu T.Y., Huang S.K., Chang Y.W., Kuo C.H., Lin C.M., Chang T.M., Wen K.L., Loh C.H., "Rapid on-site peak ground acceleration estimation based on support vector regression and P-wave features in Taiwan." Soil Dynamics and Earthquake Engineering (2013), Volume 49, June 2013, Pages 210–217, DOI: 10.1016/j.soildyn.2013.03.001.



圖一 「測試地震資料」之預測 PGA 與實測 PGA 比較圖



圖二 「測試地震資料」之預測 PGA 誤差之標準偏差及預測震度誤差在正負一級內之比例隨  $t_p$  之變動



圖三 甲仙地震 CHY063 測站觸發後之三軸向地震歷時與預測之 PGA 比較圖



圖四 鄰近 CHY063 測站之台南市新化區新化球場旁三層樓建築物災損情況

# 過斷層地下管線變形行為之數值模擬與縮尺實驗

林祖榕<sup>1</sup>

## 摘要

本研究將探討地下管線經地表斷層運動時所造成的行為反應，主要研究方法分為縮尺土壤剪力箱實驗及套裝有限元素軟體分析。由文獻上可知，地下管線和土壤互制行為是一個相當複雜的問題，精確可靠的數值模型建立需要利用地下管線實驗的數據來驗證。因此本研究的目的是為進行縮小尺寸模型實驗來探討管線和土壤的互制行為及尺寸效應對於數值模型的影響。本研究所進行的縮尺實驗為十分之一康乃爾大學大型剪力箱實驗之尺寸，主要進行平移斷層之實驗，並利用 ABAQUS 商業套裝軟體建立數值分析模型，進行平移斷層對管線大變形之模擬。在有限元素模型中，直剪箱中的土壤跟地下管線將分別用六面體元素、殼元素來模擬，兩者之間設定接觸界面。此模型中地下管線埋於有限的範圍中，邊界條件與實際直剪箱的實驗較為符合。數值模型中可以模擬出由平移斷層所造成斷層兩側管線的局部挫曲，同樣此現象在縮尺實驗中也可被發現。未來，直剪箱實驗中所得到的結果可用來校正數值模型中的參數，並將藉由不同尺寸數值模型來探討縮尺實驗的尺寸效應對地下管線大變形所造成的影響。

關鍵詞：縮尺實驗、地下管線、平移斷層、ABAQUS 分析

## 一、前言

地震除了會導致結構物的損壞之外，有可能會引起地下管線的部分破壞進而影響整個管網的服務效能。以地震影響為例，主要引起地下管線的破壞機制為地層的永久變形及地震波的傳遞，又以地層的永久變形，如：斷層錯動、滑移和土壤液化造成的沉陷或側潰等為主要的破壞原因，其影響的地區較為局部但是對服務性能卻有很大的影響。因此，本研究的目的為探討地下管線過斷層的管體變形行為及管體與土壤之間的互制。

過去學者在此議題有相關的研究，如圖一所示為康乃爾大學所執行過的地下管線大型試驗。然而，有鑑於大型試驗操作不易，費用高昂等因素，在本研究中所採用縮小尺寸的地下管線過斷層試驗，此試驗設置於國家地震中心實驗室中的一小型振動台，目前只考慮平移斷層。由於為縮尺實驗，在管線尺寸及材料的選取都會有所限制。沿水管管長方向的軸向應變可以在實驗中量測，另

外，其過斷層的變形行為可以利用 ABAQUS 來模擬，幾何與材料非線性等效應都會被考慮在數值模擬中。目前可由縮尺實驗的結果發現水管局部挫屈的現象，與經由數值分析方法的結果有吻合之處。未來，將透過縮尺實驗的數據與數值模擬結果，針對不同性質之土壤與不同埋深的地下管線過斷層的行為做參數分析。



圖一 大尺度地下管線剪力箱實驗

## 二、縮尺剪力箱之實驗設置與實驗方法

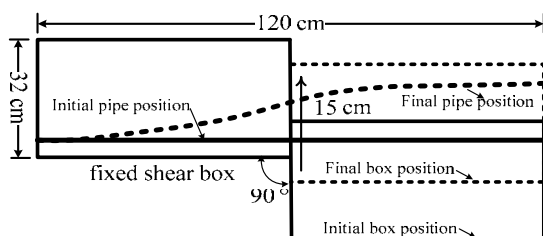
十分之一的地下管線過斷層的縮尺實驗設置，如圖二所示。小型振動台的

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心副研究員

油壓制動器最大可施加外力為 15 kN 及 14 cm 的位移。一直剪箱放置在小型振動台上，另一直剪箱被放置在一個試驗架上，此架子可以調整其高度確保兩個直剪箱在同一個水平上。兩個直剪箱必須接觸良好以避免砂土的滲漏並確保在振動台上的直剪箱可自由移動。兩個直剪箱初始設置，如圖三所示，以求移動時水管可以受到最大相對位移。直剪箱的長、寬、高各為 60 cm, 23 cm 和 32 cm，為康乃爾大學大型地下管線剪力箱實驗的 1/10 縮尺。為防止直剪箱開口兩側的箱體變形，用數個三角板加勁，開口處第一個加勁板加寬以防止直剪箱移動時砂土的滲漏。



圖二 小尺度地下管線剪力箱實驗



圖三 剪力箱實驗設置

因縮尺實驗所導致的尺寸效應而無法表現出如現地或大型砂土剪力箱所提供的土壓，我們將先做一些測試實驗以確保管材及土壤勁度可符合預期實驗結果之要求。為了增加覆土應力，一剛性板(重 13 kg) 與鉛塊(每塊重 54 kg) 放置於砂土上，以五塊鉛塊與蓋板重量而言，可以製造出約 96 cm 的埋深，在加上原本的埋深 12.5 cm，此測試實驗的埋深共為 108.5 cm，如圖四所示。已知銅管兩端接頭邊界的設定條件可能會影響管體變形行為，加上受限於剪力箱的尺

寸，本實驗先以黏土填充銅管與端板之間的縫隙，讓銅管兩端可以自由變形。



圖四 剪力箱上擺置鉛塊

實驗結果如圖五所示，可看到管體離斷層兩端發生明顯的反對稱局部挫屈，挫屈位置離斷層處。由圖五顯示，銅管管體的局部挫曲(壓應變)，管體的另一側有明顯伸長行為(拉應變)。未來，實驗將規劃施加額外的壓力來試驗不同的埋深以探討銅管受土壓而導致的大變形行為。圖六為放置五塊鉛塊下，埋深 12.5 cm 時，不同斷層位移下，管體兩側軸向應變值。以目前量測方式，無法真正量測到局部挫曲位置的應變，但由圖六可以發現局部挫曲的位置在靠近中央大約 20cm。當斷層位移為 7 cm 時，壓應變達到最大，之後因管體變形伸長增大導致壓應變有逐漸變小的趨勢。

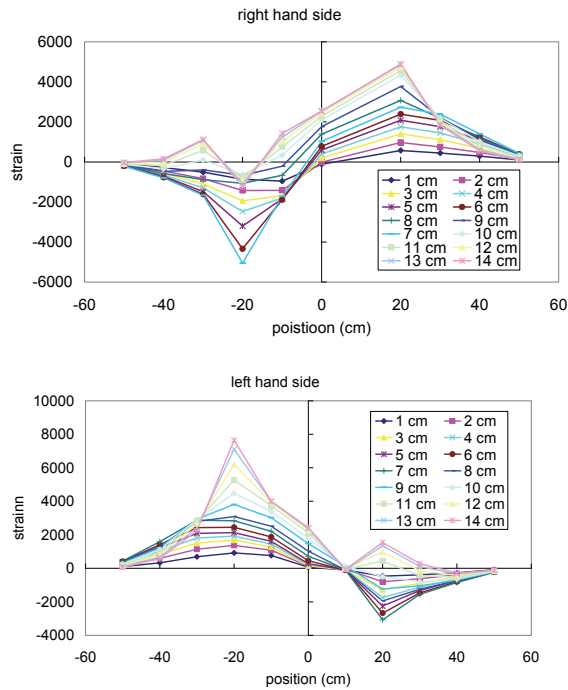


(a)



(b)

圖五 銅管兩側發生局部挫屈的情形



圖六 不同斷層位移下的管體兩側軸向應變值

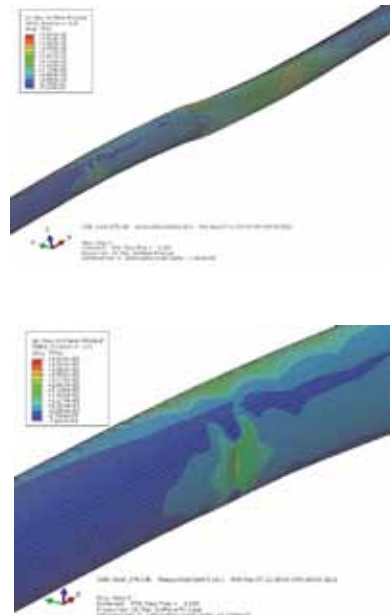
### 三、地下管線過斷層大變形行為之數值模擬

本文採用有限元素套裝軟體 ABAQUS 模擬地下管線過斷層與土壤產生互制作用的大變形行為。



圖七 ABAQUS 有限元素模型

由圖七所示為 3 維的剪力箱實驗模型，管線被土層所包覆。八個節點的立方體元素 (type C3D8R) 用於土壤的模擬。斷層面位於土壤中間、垂直土壤將其切成相等的兩半。另外，用四個節點的殼元素來模擬地下管線，並假設水管的中心軸垂直於斷層面。ABAQUS 中所提供的接觸條件會設置於水管的表面與土壤之間。此接觸條件有考慮摩擦係數  $\mu (=0.3)$ ，此外可允許水管與土壤分開。分析的步驟可分為兩階段，第一階段：施加大地應力在土體上，第二階段：斷層移動與管線接觸；分析是採用位移控制法，逐步增加斷層的移動位移。



圖八 地下管線發生局部挫屈結果

在有限元素模型中，土壤與水管假設為彈塑性的材料行為，其中土壤採用彈塑性莫爾庫倫材料模型，透過彈性模數  $E$ ，土壤凝聚力  $c$ ，摩擦角  $\phi$ ，和包松比  $\nu$ ，來決定土壤的特性。另外，透過已知的軸向應力應變曲線，管線採用大變形等向硬化塑性模型，其楊氏係數  $E = 1.25 \times 10^{11} \text{ Pa}$ ，包松比  $\nu = 0.4$ ，降伏應力  $\sigma_y = 250 \text{ MPa}$ 。

圖八描述徑厚比為 80，埋深為 7.5 cm 時靠近斷層附近地下管線的變形行為。可發現管體發生局部挫屈的行為，另外由於反對稱的邊界條件在管體另一端的反側也會有相同局部挫屈的行為發生。以此例子為例，當斷層位移達 5.7 cm 時，除了管體已有局部挫屈行為發生之外，管線斷層處已遭受嚴重擠壓，進而造成供水效能的降低。

#### 四、結論與展望

縮尺地下管線過斷層之實驗可以視為大型實驗的先前預備實驗，相較於大型實驗的耗時、昂貴，縮尺實驗相較之下容易操作。然而，尺寸效應對縮尺實驗是一個非常重要的課題，因剪力箱尺寸變小，管線管徑同樣需要選擇適合的尺寸，再者管線材料須考慮採用強度較小的材料，使管體容易發生破壞。另外，為了確保小尺寸剪力箱中的土壤可以提供實驗所要的強度，目前實驗的做法是將鋼板放置土壤頂端，再將鉛塊放至鋼板上。未來，實驗也可規劃使用柔性板之試驗，以用來比較剛板與柔性板對土壓所造成的影響。管線兩端的邊界條件設定盡可能反應出現地無限長管線的邊界實際情況。實驗結果可以發現銅管兩端發生局部挫屈的現象，此符合文獻上所提出之結果。

藉著有限元素工具可以數值方法來模擬地下管線於剪力箱的行為。本分析中利用 ABAQUS 有限元素套裝軟體，以三維元素模擬土壤，殼元素模擬管線。接觸條件設置於管線外與土壤之間，讓剪力箱移動時，土壤會接觸管線而產生碰撞進而變形。此外，數值模型可為一簡單的方法，來探討剪力砂箱尺寸的效應，以確保適當剪力箱尺寸的選取可以實際反映出現地的情況。最後，未來將藉由實驗的結果來校正有限元素模型中的參數，並進一步做參數分析。

#### 參考文獻

1. O'Rourke, T. D., Jezerski, J. M., Olson, N. A., Bonneau, A. L., Palmer, M. C., Stewart, H. E., O'Rourke, M. J., Abdoun, T. (2008). Geotechnics of pipeline system response to earthquakes, Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress.
2. Palmer, M. C., O'Rourke, T. D., Olson, N. A., Abdoun, T. H., Ha, D. and O'Rourke, M. J. (2009). Tactile pressure sensors for soil-structure interaction assessment, ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng. 135:11, 1638-1645.
3. Trifonov, O. V. and Chernify, V. P. (2010). A semi-analytical approach to a nonlinear stress-strain analysis of buried steel pipelines crossing active faults. Soil Dyn. Earthqu. Eng. 30:11, 1298-1308.
4. Vazouras, P., Karamanos, S. A. and Dakoulas, P. (2010). Finite element analysis of buried steel pipelines under strike-slip fault displacements. Soil Dyn. Earthqu. Eng. 30:11, 1361-1376.
5. Wang, L. R. L. and Yeh, Y. (1985). A refined seismic analysis and design of buried pipeline for fault movement. Earthqu. Eng. Struct. Dyn. 13:1, 75-96.
6. Winterkorn, H.F. and Fang, H.Y. (1976). Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, U.S.

# 鐵路系統地震損害暨損失評估與資料建置

葉錦勳<sup>1</sup> 劉季宇<sup>2</sup> 黃李暉<sup>3</sup> 張錫宏<sup>4</sup>

## 摘要

交通部臺灣鐵路管理局為提升國內鐵路系統整體安全性，著手執行了「全線橋梁總檢查及耐震補強延壽規劃」計畫，由中興工程顧問股份有限公司承包，國家地震工程研究中心協助完成其中的「環島鐵路橋涵之地震風險評估與耐震補強排序」研究。臺灣環島鐵路網路為一封閉環狀軌道，另有少數支線，主要由軌道、橋涵(橋梁與箱涵)、隧道、機電和站房等工程結構元素組成。本研究透過此計畫取得鐵路系統相關資料，以 TELES 既有的震災境況模擬技術為基礎，發展出鐵路軌道與橋涵地震損壞評估模式，同時分析鐵路管理局營運收入資料，建立鐵路系統因阻斷引致的營業損失評估模式，開發完成臺灣環島鐵路系統的地震損壞暨損失評估之整合式應用軟體—Trail。此軟體在震後可評估鐵路橋涵和軌道的損壞情況，以及推估因鐵路橋涵損壞阻斷引致的營業中斷損失。

關鍵詞：鐵路系統、震損評估、營業中斷損失

## 一、簡介

「台灣地震損失評估系統—TELES」為國家地震工程研究中心多年的研發成果，目的為有效推估地震潛在的危險程度及可能引致的災難和損失。關於 TELES 的分析架構大致可分為震災潛勢分析模組、工程結構物損害評估模組、地震引致二次災害評估模組、和社會經濟損失評估模組等(葉錦勳, 1999, 2002)。近幾年 TELES 的開發已朝往針對使用者需求作客製化研究的方向發展。在鐵路系統方面，獨立開發出適合臺灣鐵路管理局的地震損失評估軟體—Trail。

本中心過去曾參與『公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究』(交通部公路總局, 2009)及『公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究』(劉季宇等人, 2010)等委託計畫，針對橋梁震損評估等相關研究多有著墨。本研究的鐵路橋梁震損評估模式乃建構於既有公

路橋梁震損評估方法的基礎上，惟鐵路橋梁依其上部軌道與機電設施等不同承載物之設計需求差異，所對應之重建成本、損失比、修復時間和易損性參數等資料與公路橋梁有所區別。現階段 TELES 軟體已有 708 座鐵路橋涵(橋梁和箱涵)、軌道路線與各主要車站間往來營運等資料，可提供作為鐵路橋涵和軌道損壞評估，以及因而引致的營運中斷損失評估之用。

## 二、資料蒐集與彙整

進行鐵路系統地震損害評估需有完整的鐵路工程結構物相關資料，本研究透過參與中興工程顧問股份有限公司承攬的環島鐵路整體系統安全提升計畫之「全線橋梁總檢查及耐震補強延壽規劃」，實際踏勘調查蒐集到的 708 座鐵路橋涵結構屬性資料，以及鐵路管理局所提供部分已數位化完成的 GIS 資料，包含有橋涵、軌道和車站等圖資，足以彙整成鐵路

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心研究員兼任組長

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心副研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心副研究員

橋涵和軌道震損評估所需資料庫。此外，鐵路橋涵中屬於地下道和涵洞等箱涵類別的結構物較多，其結構型式有別於一般公路橋梁，因此在 TELES 中額外增加一箱涵(RWT9)型式之鐵路橋梁結構類別。

在鐵路橋涵阻斷所引致營業中斷損失分析方面，本研究使用鐵路管理局提供的 100 年度各車站之營運收入資料，運用簡化分析模式計算出兩車站相互往來的單日平均營運收入分佈。藉此得知當某一橋涵阻斷時，兩無法往來車站區間可能造成的營運中斷損失。

為檢驗鐵路橋涵結構系統之損害暨損失評估模式、因鐵路橋涵損害引致區間阻斷導致幹線營運中斷損失評估模式，以及各項參數值設定等之合理性，本研究另外蒐集了歷年鐵路系統遭受地震和颱風等天災的災情調查報告。除藉此彙整出歷年鐵路橋梁的損害狀況、搶通時間和修復金額等資訊外，亦透過比對試算結果與實際數據進行驗證，擬訂出合理的震損評估模式和參數值資料。本研究搜集到的鐵路橋涵受災案例有民國 88 年的 921 集集大地震，以及民國 98 年的莫拉克風災和芭瑪颱風等。

### 三、橋涵震損評估參數建置

鐵路系統的橋梁震損評估方法與公路系統的橋梁震損評估方法類似，然鐵路橋梁的耐震能力、建造成本，以及橋梁震損後的搶通時間和修復金額等特性和需求，皆與公路橋梁結構有所不同，因此其相關評估參數必須重新擬訂。

為瞭解臺灣現有鐵路橋梁的耐震能力，中興工程顧問公司於此計畫進行了 38 座不同建造年代之鐵路橋涵的詳細耐震能力分析，其中由於民國 88 年以前並無鐵路橋梁的耐震設計規範，故在此之前主要係根據公路橋梁的規範標準(公路橋梁耐震設計規範於民國 76 年頒佈)。據此，將不同橋涵型式結構的耐震能力分析結果與 921 地震當時之鐵路橋涵受損情形進行比

對，定義出鐵路橋梁的易損性曲線參數，以及地下道和涵洞之箱涵類別的易損性參數，期使災損推估結果與地震造成的鐵路橋涵受損情形大致相符。

相較於一般公路橋梁結構，鐵路橋涵的重建成本包含有土木結構與機電系統兩部分，分別以  $C_{str}$  和  $C_{track}$  表示。換言之，除了橋涵本身土木結構可能因地震導致損害外，橋涵面上的軌道、機電和道渣等，亦可能因震動或地表永久位移造成系統損害。為此，鐵路橋涵的重建成本必須分成兩部分計算，其中土木結構部分的重建成本與公路橋梁的推估方式類似，各類典型橋涵的單位重建成本概估如下：

$$C_{str} = A_{bridge} \times C_{unit} \quad (1)$$

其中  $A_{bridge}$  為橋涵的橋面版面積， $C_{unit}$  為單位橋面版的重建成本。

鐵路橋涵的機電系統重建成本包含軌道工程與電機系統工程等。根據經驗，軌道工程部分若為一般道渣，每米每股道以 3 萬元概估；若為版式軌道，則每米每股道約為 3.5 萬元。電機系統工程部分，每米每股道約為 2.35 萬元。當橋涵必須拆除重建時，為維持鐵路運輸功能，得在橋址附近搭建臨時軌道，故除原有軌道數外，重建時需多考量一條軌道的建造費用。當橋涵面上的軌道系統毀損而需抽換軌道時，勢必將影響鄰近橋涵原有軌道的運作，本研究假設橋涵重建時，鄰近軌道需一併抽換的長度約為 150m。因此，軌道工程和電機系統工程的重建總長度包含有臨時軌道和鄰近受影響軌道。綜合以上考量，軌道及電機系統部分的重建成本採下式推估：

$$C_{track} = (L_{bridge} \times (N_{track} + 1) + 150) \times (3.5 + 2.35) \quad (2)$$

其中  $N_{track}$  為軌道數， $L_{bridge}$  代表橋長。

損失比係指結構系統的修復費用與重建成本的比值。損失比參數值的訂定乃依據以往實地災損後的現況調查，統計不

同結構型式之鐵路橋涵在各種損害狀態下的實際損失來擬訂。本研究在鐵路管理局的協助下，將各工務段提供之近年來天災(如 921 地震、莫拉克颱風、芭瑪颱風等)造成的鐵路橋涵損害情況及搶修工程相關資料，彙整成 TELES 所需資料庫。根據鐵路管理局的經驗，鐵路橋涵在輕微、中度或嚴重損害狀態下，軌道與機電工程的損失較小，修復費用主要花在橋涵的土木結構工程方面；當達到完全損害狀態時，橋涵的土木結構、軌道和機電系統的修復費用比例則差異不大。本研究基於此原則來訂定鐵路橋涵之損失比參數值，用以推估鐵路橋涵在不同損壞狀況下的結構系統損失。

#### 四、修復時間或平均阻斷時間

鐵路橋涵於地震受損後的搶通時間長短是影響鐵路震後營運效能的關鍵因素，修復時間越長，營運損失越大。在評估鐵路橋涵之營運損失前，得先推估鐵路橋涵損害後所需的修復時間，或橋涵因損害引致交通阻斷的時間。

臺灣鐵路管理局所管轄的鐵路系統為一環狀的封閉路網，某路段上任一座橋涵遭受損毀，行經該路段的所有車次都將受到影響。若將任意兩車站範圍視為一個區間，則區間內任一橋涵因損害造成阻斷時，兩車站即彼此無法通行。當某區間內包含有多座橋涵時，每座橋涵皆可能因地震力作用受損而阻斷，故該區間的平均阻斷時間將較長。假設個別橋涵之阻斷與否彼此間互為獨立事件，在不考慮軌道與其它設施之損害機率的條件下，單一區間的阻斷機率為該區間內各橋涵阻斷機率的函數，以下式表示

$$\hat{p}_f = 1 - \prod_k (1 - p_f^k) \quad (3)$$

其中  $p_f^k$  為該區間內第  $k$  座橋涵的阻斷機率。換言之，式(3)代表某區間之通行機率為區間內所有橋涵之通行機率的乘積。假設單一區間在阻斷條件下之平均阻斷時

間  $\hat{T}_f$  為區間內個別橋涵在阻斷條件下之平均阻斷時間的加權平均，如下式

$$\hat{T}_f = \frac{\sum_k p_f^k \cdot T_f^k}{\sum_k p_f^k} \quad (4)$$

則單一區間的平均阻斷時間可表示為

$$\hat{T}_1 = \hat{p}_f \cdot \hat{T}_f \quad (5)$$

某些情況下，單一區間內某橋涵的平均阻斷時間特別大，則該區間的平均阻斷時間將由該橋涵的平均阻斷時間控制。換言之，另一種計算單一區間之平均阻斷時間的方式為選取該區間內所有橋涵的最大平均阻斷時間，如下所示

$$\hat{T}_2 = \max(p_f^k \cdot T_f^k, \forall k) \quad (6)$$

綜合考量式(5)和式(6)兩種單一區間之平均阻斷時間的推估公式，本計畫取兩者較大之推估值作為單一區間的平均阻斷時間。

單一區間的阻斷可能導致多組車站與車站間的阻斷。例如：兩車站間若包含兩個以上的區間，則任一區間的阻斷均會影響兩車站間的通行。類比單一區間內有多座橋涵損壞之平均阻斷時間的計算方式，可計算出兩車站間含有多個區間的平均阻斷時間。任意兩車站間的平均阻斷時間計算結果，可採表 1 之矩陣形式表示。

表 1 阻斷條件下各車站間的平均阻斷時間分佈矩陣

|    | 臺北 | 桃園    | 新竹    | 臺中    | 嘉義    | 台南    | 高雄    |
|----|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 臺北 | 0  | Tr,21 | Tr,31 | Tr,41 | Tr,51 | Tr,61 | Tr,71 |
| 桃園 | 0  | 0     | Tr,32 | Tr,42 | Tr,52 | Tr,62 | Tr,72 |
| 新竹 | 0  | 0     | 0     | Tr,43 | Tr,53 | Tr,63 | Tr,73 |
| 臺中 | 0  | 0     | 0     | 0     | Tr,54 | Tr,64 | Tr,74 |
| 嘉義 | 0  | 0     | 0     | 0     | 0     | Tr,65 | Tr,75 |
| 台南 | 0  | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     | Tr,76 |
| 高雄 | 0  | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     |

## 五、鐵路橋涵營運中斷損失

為評估因橋涵損害引致交通阻斷的營運中斷損失，根據民國 100 年各車站的總營運收入資料，可分析得到車站與車站間的營運收入。將單一幹線上車站與車站間的單日營運收入以矩陣形式表示，稱為該幹線之單日營收矩陣。根據既有各級列車的營運方式，將所有列車區分為西部山線、西部海線、東部幹線和南迴幹線等四條幹線，可擬訂出此四條幹線的營收矩陣。矩陣內的每個元素代表著對應兩車站間的單日營運收入。

茲假設桃園-新竹區間因橋涵損害而阻斷，則任一行經該區間的列車皆必須停駛。依此，由臺北或桃園出發至新竹以南車站之列車，或反向之各列車將皆受到影響而停駛，如表 2 之紅圈標註所示。在此假設阻斷區間外的班次，如臺北-桃園、臺中-高雄等，仍維持正常運作。表 2 紅圈內各車站間的營收總和代表因桃園-新竹區間阻斷所引致的單日營運中斷損失。

表 2 桃園至新竹區間阻斷引致的營收損失

|    | 臺北 | 桃園  | 新竹  | 臺中  | 嘉義  | 台南  | 高雄  |
|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 臺北 | 0  | L21 | L31 | L41 | L51 | L61 | L71 |
| 桃園 | 0  | 0   | L32 | L42 | L52 | L62 | L72 |
| 新竹 | 0  | 0   | 0   | L43 | L53 | L63 | L73 |
| 臺中 | 0  | 0   | 0   | 0   | L54 | L64 | L74 |
| 嘉義 | 0  | 0   | 0   | 0   | 0   | L65 | L75 |
| 台南 | 0  | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | L76 |
| 高雄 | 0  | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   |

## 六、結論與展望

在交通系統方面，TELES 現階段已完成鐵路橋涵與公路橋梁的震損評估分析模組，可進行結構系統損失和營業中斷損失之研擬，推估系統在震後各區段的平均阻斷時間及經濟損失等重要資訊。關於軌道部分，透過相關地理資訊圖資，可參考 HAZUS(RMS, 1999)之軌道易損性參數進行分析。惟在鐵路系統與公路系統的隧道部分目前尚無相關資料，故隧道的震損評估將是 TELES 未來在交通系統方面

的發展重點，以強化 TELES 在交通系統震損評估的完整性。

## 參考文獻

1. RMS (Risk Management Solutions, Inc.), 1999, Earthquake Loss Estimation Method—HAZUS99 Technical Manual, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.
2. 交通部公路總局，2009，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」期末報告，台灣世曦工程顧問股份有限公司，台北。
3. 劉季宇、葉錦勳、張國鎮、饒正、洪祥瑗、黃李暉、劉燕妮、陳君隆、林主潔，2011，「公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究(2/2)」，交通部運輸研究所，台北。
4. 葉錦勳，1999，「地理資訊系統在地震災害潛勢分析與損失評估之應用」，國家地震工程研究中心，技術報告 NCREE-99-035，台北。
5. 葉錦勳，2002，「地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究」，國家地震工程研究中心，技術報告 NCREE-02-009，台北。

# 自來水延性鑄鐵管耐震試驗程序與分級之研究

洪祥瑗<sup>1</sup> 周寶卿<sup>2</sup> 鍾立來<sup>3</sup> 劉季宇<sup>4</sup>

## 摘要

我國位處環太平洋地震帶，地震頻仍，經常造成工程結構物損害、人員傷亡與社會經濟損失。為求自來水事業之永續發展，實有必要推動標準化之自來水管材耐震試驗，為優良耐震管材之研發與選用奠定利基。本中心執行水利署 101 年科專計畫「提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究」，工作項目之一為自來水管材耐震試驗相關之規劃研究，研擬自來水管材軸拉、軸壓、撓曲試驗之環境及準則，並完成示範例與後續推動工作建議。

關鍵詞：自來水延性鑄鐵管、耐震試驗程序、耐震分級

## 一、前言

在地震之侵襲下，自來水管線可能因地震動、斷層錯動或土壤液化而變形受損，影響自來水系統的供水能力。管線工程若根據工址及地震特性，訂有耐震需求，則選用耐震容量足夠之管線，即可大幅降低震害之發生。自來水主流管材—延性鑄鐵管，相關規範經過多年發展，亞洲地區以日本較為完善，台灣 CNS 標準沿襲日本規範，目前僅就尺寸誤差、材料檢驗、水密性、內襯與塗裝等訂有標準，尚無管材/接頭之耐震性能試驗標準。

國際通用的 ISO 2531 (2009)規定延性鑄鐵管之水密性試驗，試驗水壓為 1.5 倍的工作水壓再加上 5 bars。ISO 16134 (2006)則規定有延性鑄鐵管的耐震性能分級，基本上係直接援引日本國土開發技術研究中心於 1977 年公布地下管線耐震接頭的評估基準(日本延性鑄鐵管協會，2009)。根據該基準，延性鑄鐵管耐震接頭依設計或使用場合之不同，可概分為「伸縮型耐震接頭」、「撓曲型耐震接頭」等兩大類，其中「伸縮型耐震接頭」須依其伸縮性能與防脫性能，分別檢核耐震分級，「撓曲型耐震接頭」則須依其撓曲性能與防脫性

能，分別檢核耐震分級。至於伸縮、撓曲與防脫等性能，可依管材(接頭)特性，分別作「S-1、S-2、S-3」、「M-1、M-2、M-3」、「A、B、C、D」等的耐震分級。實務上，各管材(接頭)應依所屬「伸縮型耐震接頭」抑或「撓曲型耐震接頭」，再就應檢核項目進行試驗與分級。

考量國內尚無針對管材及接頭的耐震試驗程序可供依循，本研究即參考 ISO 國際標準以及日本延性鑄鐵管協會之試驗相關技術資料，研擬「自來水延性鑄鐵管耐震試驗標準作業程序(草案)」，設計出軸拉、軸壓及撓曲三種試驗程序，以及耐震分級之認定方式；並採用 ISO 2531 水密性試驗之試驗水壓，作為試驗程序之水壓規定。本研究另研擬「自來水延性鑄鐵管耐震試驗測試平台工作手冊(草案)」，則作為管材耐震試驗規劃與實施之要點提示，二草案可供具執行試驗能力之相關單位參考，提升國內自來水管材耐震試驗之實作能力。

## 二、耐震試驗標準作業程序

「自來水延性鑄鐵管耐震試驗標準作業程序(草案)」，其依據為自來水法第三章

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心副研究員

第四十二條第一項、自來水工程設施標準解說第一章第三條第六項。本程序旨於規範自來水管材耐震能力之試驗方法，藉由軸拉、軸壓及撓曲試驗進行加載，根據受測管材之防脫力與變形容量，作為其耐震容量，並參考 ISO 16134 之分類，判定受測管材之耐震分級，如表一所列。本程序之適用範圍，為標稱管徑 DN 介於 100 mm 與 1000 mm 之間，超過 1000 mm 者，得放寬試體總長與試驗水壓規定。

表一 ISO 16134 管材耐震分級

| 參數                                   | 等級  | 性能要求                                       |
|--------------------------------------|-----|--------------------------------------------|
| 伸長/壓縮率 ( $e$ )                       | S-1 | $e \geq \pm 1\%$                           |
|                                      | S-2 | $\pm 0.5\% \leq e < \pm 1\%$               |
|                                      | S-3 | $e < \pm 0.5\%$                            |
| 防脫力 ( $F_{\max}$ )                   | A   | $F_{\max} \geq 3d$ kN                      |
|                                      | B   | $1.5d$ kN $\leq F_{\max} < 3d$ kN          |
|                                      | C   | $0.75d$ kN $\leq F_{\max} < 1.5d$ kN       |
|                                      | D   | $F_{\max} < 0.75d$ kN                      |
| 接頭轉角容量 ( $\Theta$ )                  | M-1 | $\Theta \geq \pm 15^\circ$                 |
|                                      | M-2 | $\pm 7.5^\circ \leq \Theta < \pm 15^\circ$ |
|                                      | M-3 | $\Theta < \pm 7.5^\circ$                   |
| $e$ ：相對於延性鑄鐵管材之標稱管長<br>$d$ ：標稱管徑(mm) |     |                                            |

本程序條列說明試驗規劃與進行方式，以及試驗報告應記載事項，同時也說明如何由試驗結果，即試體變形容量之解讀方式，獲得受測管材的耐震性能分級。條文內容可概略歸納為以下幾點：

1. 試驗規劃項目中說明軸拉、軸壓及撓曲試驗之管體、試驗裝置設備、試驗方法之原則性要求。如對試體管線長度之規定、試體端部之水密性要求、施力設備應採位移控制、試驗施力加載方式及量測項目等。
2. 軸拉、軸壓試驗之試體長度以 4 倍標稱直徑(4DN)為原則，撓曲試驗之試體長度以 8 倍標稱直徑(8DN)為原則。
3. 試驗過程須維持滿水，試驗水壓  $P$  訂為

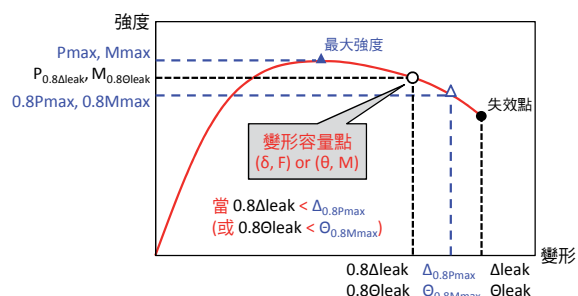
$(1.5 PN + 5) \text{ Kg/cm}^2$ ， $PN$  為工作水壓，試驗過程中水壓容許變化範圍為  $\pm 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ 。

4. 軸拉、軸壓與撓曲試驗均以位移控制之方式進行，當試體內之水壓無法維持於容許之變化範圍  $\pm 0.5 \text{ Kg/cm}^2$  內，視為失效，其對應之變形(軸拉位移、軸壓位移或撓曲轉角)訂為  $\Delta_{\text{leak}}$  或  $\Theta_{\text{leak}}$ 。
5. 試驗過程應全程記錄力值(包含軸拉、壓力、彎矩)、試體位移量(包含整體與接頭部位)、水壓變化。
6. 明定試驗紀錄應包含之項目，同時說明試體變形容量與標稱管長變形容量如何計算以及耐震分級規定。

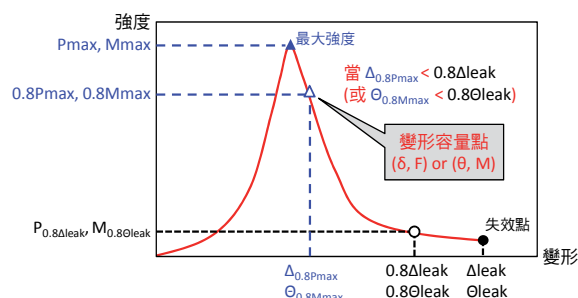
### 三、耐震分級說明

考量自來水管線在其生命週期中，可能因地震動、斷層破裂及土壤液化，而受到軸拉、軸壓或彎矩及其組合等載重。同時，自來水管線之尺寸、材料性質及接合機構的行為，不可能完全一致，故耐震容量有其變異性。ISO 16134 之延性鑄鐵管耐震分級，係以性能試驗作為管線(接頭)耐震等級之判定，以某一耐震等級作試驗，若通過，即視為達到該等級，但卻無從獲知其耐震之裕度為何。然而，耐震需求與容量必須具有不確定性與變異性之考量。因此，在地震活躍之臺灣，應以耐震試驗取代性能試驗，掌握自來水管線及其接頭之極限狀態及破壞模式，再將測試結果予以折減，成為耐震容量，與 ISO 16134 比對後，賦予耐震等級，使之與國際接軌。

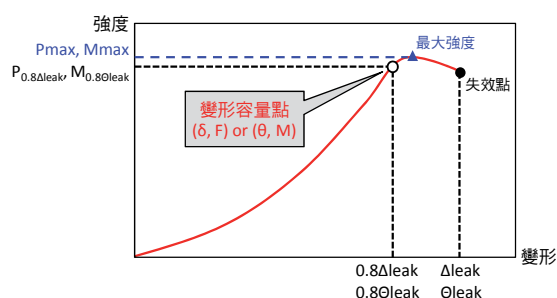
地震載重包括軸拉、軸壓及彎矩，其載重組合之方式，因個案而異，千變萬化，無法一一驗證。為有效量化自來水管線及其接頭之耐震容量，耐震試驗必須標準化，因此，軸拉、軸壓及撓曲試驗各別執行，以利施行。試體之長度必須適中。若過長，可能有試體整體之穩定問題，若過短，可能無法呈現管體或接頭之局部破壞；兩者皆無法達到試驗之目的。



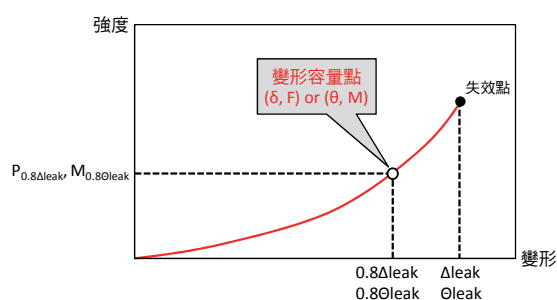
圖一 變形容量點示意圖(強度達峰值且下降至其 0.8 倍以下，例一)



圖二 變形容量點示意圖(強度達峰值且下降至其 0.8 倍以下，例二)



圖三 變形容量點示意圖(強度未達峰值)



圖四 變形容量點示意圖(強度達峰值但未下降至其 0.8 倍)

關於受測管材之耐震性能分級，首先必須訂出試體的變形容量點(deformation capacity point)，符號為 $(\delta, F)$ 或 $(\theta, M)$ ，是根據全程記錄所得之試體軸力-位移曲線，或是彎矩-轉角曲線而得。當試驗結果

為強度(軸拉力、軸壓力或彎矩)可達峰值，並且下降至 0.8 倍峰值以下時，變形容量點可依圖一或圖二之標示；當強度未達峰值，或是強度達峰值但未下降至其 0.8 倍，則變形容量點分別依圖三、圖四之標示。圖中， $\Delta_{leak}$ 與 $\Theta_{leak}$ 分別為試體失效時對應之軸拉(軸壓)位移與撓曲轉角， $P_{max}$ 與 $M_{max}$ 分別為軸拉(軸壓)力與彎矩之峰值。

訂出試體之變形容量點之後，還必須進一步計算標稱管長之管材的變形容量，才能將試驗數據計算結果，依照表一 ISO 16134 管材耐震分級定義，進行軸向變形、防脫力與接頭轉角容量之分級。

#### 四、耐震試驗測試平台工作手冊

考量本程序須兼顧各種可能性，多為原則性之說明，而未針對試驗之注意事項及施作要點多作說明，故本研究亦研擬「自來水延性鑄鐵管耐震試驗測試平台工作手冊(草案)」，提供未來試驗執行單位使用。本工作手冊明載試驗規劃應注意事項，以及軸拉、軸壓及撓曲試驗之試體製備、施載設備、量測系統以及試驗執行時之相關要點。重點歸納如下：

1. 試驗實施前須擬定試驗計畫，收集待測管材之基本資料，並於試驗進行前逐一確認送測管材之尺寸、規格及數量。
2. 試體製備注意事項包含管體與端板、注出水孔檢核、排氣閥裝設，其中接頭組裝程序需按施工規定，並注意漏水可能之噴灑方向之防護工作，以避免相關儀器之損壞。
3. 試體表面宜進行標誌(名稱、方位等)、粉漆塗裝及格線繪製，方便觀察及記錄試體的破壞行為，進行缺陷辨別。
4. 試驗前須對可能之最大出力與行程進行估算，確保試驗全程均可得到足夠之出力與行程，同時也須檢核吊裝需求與試驗機台空間及動線。
5. 夾治具與支承之設計應具足夠勁度與支撐效果，避免試驗過程中夾具發生顯著變形。

6. 試驗前須先對試體可能之最大受力與變形進行估算，以選用行程與精度皆符合需求之量測儀器，並確實固定量測儀器於適當位置。
7. 試體之整體位移、接頭相對位移以及施載設備施力值、支承處之荷重值、水壓訊號等皆須全程進行量測與紀錄。
8. 規劃資料擷取系統，包含施載設備試驗速率、量測取樣速率、水壓訊號等，同時在試驗開始前應檢核所有測計的設定值是否輸入正確、讀值是否穩定、接頭是否正確連接及供電是否正常。
9. 試驗執行時觀察注意事項、安全注意事項及完成後之試體破壞模式記錄等。

## 五、後續推動工作建議

本研究已完成「自來水延性鑄鐵管耐震試驗標準作業程序」、「自來水延性鑄鐵管耐震試驗測試平台工作手冊」兩草案之研擬，分別界定管材軸拉、軸壓、撓曲試驗之進行方式與要點。為追求我國自來水事業之永續發展，未來實有必要進一步推動以下工作：(1)「自來水延性鑄鐵管耐震試驗標準作業程序」之法治化：由水利署或其委託單位(如中華民國自來水協會)組成審查委員會，對本草案逐條審查並修正，於修正完成後，頒布實施，作為自來水延性鑄鐵管耐震試驗之依據；(2)自來水延性鑄鐵管耐震試驗設施之建置：短期內可考慮建置共用之試驗周邊設施(如夾治具、水壓設施及感應計等)，採資源共享方式以降低運作成本，擴大國內實驗室之服務能量，長期而言，若此業務發展穩定，則應結合產官學之力量，建置永久性試驗室，持續推動自來水管材及接頭之耐震分級；(3)自來水管線耐震需求之訂定：水利署、自來水協會或自來水事業單位，應啟動研究計畫，提出訂定自來水管線耐震需求之方法；若為一般管線工程，則依管線重要性及工址特性，以查表方式得到管線耐震需求之等級，若為重要管線工程，則進行耐震設計以訂定管線耐震需求之等級。

## 六、誌謝

感謝經濟部水利署委託研究計畫(編號 MOEA-WRA-1010381)之經費補助，本研究因得以順利完成。

## 參考文獻

1. BSI Standards 545, 2010, “Ductile iron pipes, fittings, accessories and their joints for water pipelines - Requirements and test methods”.
2. ISO 16134, 2006, “Earthquake -and subsidence-resistant design of ductile iron pipelines”, First Ed.
3. ISO 2531, 2009, “Ductile iron pipes, fittings, accessories and their joints for water applications”, Sixth Ed.
4. 日本延性鑄鐵管協會，2009，NS 形・SII 形・S 形ダクタイル鉄管管路の設計。
5. 經濟部水利署，提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究，結案報告，計畫編號 MOEA-WRA-1010381，2012。

# 自來水延性鑄鐵管耐震性能試驗研究

周寶卿<sup>1</sup> 陳家乾<sup>2</sup> 周志雄<sup>3</sup> 鍾立來<sup>4</sup> 劉季宇<sup>5</sup>

## 摘要

延性鑄鐵(ductile iron)因具有球狀石墨的微結構，故而機械性質優異，能承受衝擊力及塑性變形，加上高矽及高碳之化學成份，故亦具有抗腐蝕性及同鋼一樣的強度，成為自來水系統最普遍使用的管材。延性鑄鐵管屬接續性管材，其接頭型式依構造分為柔性、剛性、鎖扣等。本研究選擇柔性的 K 型接頭、A 型接頭，以及剛性的平口接頭，進行耐震性能試驗。受測管材於加壓滿水的條件下，以軸拉、軸壓以及撓曲試驗研究其漏水狀態、破壞機制與耐震能耐。試驗結果顯示：K 與 A 型接頭的變形容量相對良好，但不具防脫功能，平口接頭則變形容量極低，稍有變形即極易漏水。最後，本研究亦參酌 ISO 16134 之管材耐震分級方式，分別評定受測管材在標稱長度下的軸拉變形容量、軸壓變形容量、防脫力、接頭轉角容量等項目的耐震等級。

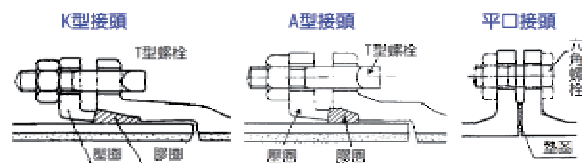
關鍵詞：自來水管線、延性鑄鐵管、耐震試驗、耐震分級

## 一、前言

我國位處環太平洋地震帶，平均十數年會發生一次致災性陸上強震，並因社會經濟的高度發展，而有地震損失升高之趨勢。自來水為維生線系統中重要的一環，地下自來水管線倘因地震產生損壞而無法提供正常服務功能，勢必產生民生問題，更可能因此產生二次災害如火災與瘟疫，故自來水管線因地震所引起之損壞不可忽視。地下管線震害主因為地表震動、變形(如斷層錯動或土壤液化)，九二一地震經驗顯示，作為主要管材的延性鑄鐵管(ductile iron pipes)，損壞多集中於接頭處，並且與管徑與接頭型式關係密切。為求自來水事業之永續發展，替優良耐震管材之研發與選用奠定利基，我國實有必要研發自來水管材耐震試驗之自主技術，以試驗方法確認管材的耐震能力。本研究之目的，即在於建立自來水管材之試驗環境與方法，並以幾種國內常用延性鑄鐵管進行實作。以下即進行相關說明，細節可參考經濟部水利署(2012)、臺北自來水事業處(2012)之研究報告。

## 二、試驗規劃

本研究針對自來水延性鑄鐵管，選擇國內目前主要使用之 K 型接頭管、早年鋪設且所佔比例仍最高之 A 型接頭管，以及延性鑄鐵平口管(法蘭接頭，多用於制水閘前後，與用戶水表接續，或者淨水廠內各單元間之接續)，進行耐震性能試驗。受測管材接頭型式如圖一所示，標稱管徑統一取為 400mm。



圖一 自來水延性鑄鐵管受測管材接頭型式示意圖。

本研究考慮管材之水密性，因此試驗進行過程中管材處於加壓滿水之狀態，並依其持壓能力有無尚失，作為管材有否失效之判準。由於試體為有限容積之密閉容器，對試體進行加載時，即使是試體保持完好，仍可能導致其容積發生變化，進而

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心專案助理研究員

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心副技術師

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心副技術師

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>5</sup>國家地震工程研究中心副研究員

水壓也一起隨之變化。因此，水壓控制系統必須具備自動增壓或洩壓之機制。本研究為此設計一專屬水壓控制系統，可提供  $10 \text{ kgf/cm}^2$  以內之試驗水壓。

軸拉、軸壓試驗係以 500 噸萬能試驗機作為施載系統，將試體垂直置於萬能試驗機中，上、下兩端分別透過夾具固定，以承口端在上，接頭置於中央，接口端在下，再以位移控制方式對試體施加軸向變形荷載，如圖二所示。試驗過程中，以 500 噸萬能試驗機內建之荷重計與位移計，分別量測軸拉、壓試驗之施力，以及試體整體變形量(軸向伸長量或壓縮量)，另以位移計(LVDT)量測接頭之相對位移，以水壓計感測試體內的水壓變化。



圖二 自來水管材軸拉、軸壓試驗

撓曲試驗之施力裝置，係以門型構架、施力橫梁、鉸支承搭配 100 噸油壓致動器，組合成為四點彎矩(four-point bending)之試驗環境，如圖三所示，試驗進行方式，係將試體以水平方式，置於門型構架中間，以油壓致動器移動施力橫梁下降，透過一對夾具施力於試體，並以鉸支承作為對試體兩端點，如圖四所示，進行抗彎試驗，對受測管材之接頭部位施加純彎矩荷載。試驗過程中，以油壓致動器內建之荷重計與位移計，分別量測四點彎矩試驗之總施力，以及施力橫梁傳遞力量至下壓的位移量；另外，以多組角度計量測試體沿軸向之轉角變化，以拉線式位移計

監測接頭下沉量，鉸支承底部亦一律設置荷重計以監測受力分布。



圖三 自來水管材撓曲試驗



圖四 撓曲試驗試體端部安裝於鉸支承

以上所有量測均統一由資料擷取系統進行擷錄。試驗過程中以油壓致動器逐步施載，強制受測管材在加壓滿水的條件下，產生超出施工規範所容許的接頭伸縮量或彎折角，藉以探討其破壞機制與耐震容量。試驗時對試體注水、維持滿水並控制水壓於  $8 \pm 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ ，試驗過程中監視受測管材之水密性，直至其持壓能力喪失、被判定失效為止。研究中共考慮軸拉、軸壓及撓曲等三種試驗，三種管材各取六支，以兩支一組分別進行各種試驗。

### 三、試驗觀察與管材耐震分級

以下說明各接頭型式延性鑄鐵管材之試驗概要與討論：K 型接頭延性鑄鐵管係由鑄鐵壓圈逼緊橡膠圈，作為承口端及插口端之界面，以達接合及止水之功效，屬柔性接頭。試驗結果顯示此種接頭之抗拉

脫力甚低，然接頭之水密功能常可完全發揮，軸拉位移達承口及插口之接合長度時，始喪失其水壓維持能力；試體之軸壓强度高，但軸壓變形容量很有限；試體之彎矩強度甚低，但接頭充分發揮其柔性，使其轉角容量表現良好。K 型接頭管之軸拉變形容量及撓曲轉角容量雖然表現良好，但若局部之軸拉位移或撓曲轉角的需求稍高，則由於其軸拉強度及彎矩強度過低，無法有效傳遞至鄰近管段，共同承擔軸拉位移或撓曲轉角的需求，變形反而很容易因此而集中於單一管段，導致漏水。綜言之，K 型接頭管之水密性良好，但不具防脫功能，無法有效讓鄰近管段共同承擔軸拉位移及撓曲轉角之需求，不宜應用於地震活躍及地盤軟弱之地區。

A 型接頭延性鑄鐵管之承口端為十字管，插口端為一般直管，十字管之管厚二倍於直管。試驗結果顯示此種接頭之抗拉脫力甚低，且拉脫力達峰值後，強度即直線衰減；接頭之軸壓變形行為，二試體之差異甚大，可能與十字管並非離心鑄造品、尺寸精度較差有關；A 型接頭之抗彎強度則甚為微弱。綜言之，A 型接頭不具防脫功能，在軸拉力或彎矩作用下，接頭十分容易鬆脫，耐震性能極差；A 型接頭管與他種直管相接時，兩者壁厚的差異容易造成匹配問題，水密性不良，導致提早喪失水壓維持能力。因此，A 型接頭接頭十分容易鬆脫，耐震性能極差，既有管線應加速汰換，不然，亦應加強(與他種直管相接)匹配問題導致接頭漏水之檢查。

延性鑄鐵平口管試體係由兩支單突緣短管對接，其界面設有橡膠墊圈，屬剛性接頭。耐震試驗結果顯示此種接頭之軸拉變形容量極低，軸拉位移不到 1mm，即告喪失水壓維持之能力，且對應之拉脫力亦甚低；接頭之軸壓強度甚高，但完全卸壓後，即喪失水壓維持之能力；接頭之轉角容量亦極低，不到 0.15 度，即告喪失水壓維持之能力，且對應之彎矩亦甚低。接頭界面之橡膠墊圈，彈性普遍不足，兩支單突緣短管無法緊密接合，稍有張力，或加壓後卸載，即漏水。平口管之使用場合，

實宜留意其場址鄰近範圍是否有重型車載問題，或是長期性地盤潛變問題，加強此類接頭之密合度檢查，適時予以調整或更新為可撓式接管。

K 型接頭、A 型接頭、平口接頭管試驗數據彙整表，如表一所列。

表一 延性鑄鐵管試驗數據彙整表

| 接頭<br>型試         | 試驗<br>類別 | 試體<br>序號 | 峰值<br>強度 | 峰值<br>變形 | 失效<br>強度 | 失效<br>變形 |
|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| K<br>型<br>接<br>頭 | 軸拉       | 一        | 45.24    | 45.53    | 1.64     | 111.45   |
|                  |          | 二        | 38.19    | 5.98     | 0.32     | 109.25   |
|                  | 軸壓       | 一        | 2698     | 7.56     | 1881     | 17.43    |
|                  |          | 二        | 2594     | 9.67     | 1885     | 17.07    |
|                  | 撓曲       | 一        | 20.81    | 10.14    | 3.86     | 14.85    |
|                  |          | 二        | 28.29    | 14.20    | 5.90     | 17.18    |
| A<br>型<br>接<br>頭 | 軸拉       | 一        | 37.1     | 3.59     | 3.15     | 90.35    |
|                  |          | 二        | 41.95    | 3.49     | 3.6      | 76.2     |
|                  | 軸壓       | 一        | 2815     | 12.45    | 615      | 23.01    |
|                  |          | 二        | -        | -        | 96.15    | 2.09     |
|                  | 撓曲       | 一        | 9.62     | 7.85     | 0.78     | 9.34     |
|                  |          | 二        | 4.4      | 3.04     | 1.88     | 9.39     |
| 平<br>口<br>接<br>頭 | 軸拉       | 一        | ‡        | ‡        | 243.5    | 0.81     |
|                  |          | 二        | ‡        | ‡        | 223.4    | 0.92     |
|                  | 軸壓       | 一        | †        | †        | †        | †        |
|                  |          | 二        | †        | †        | †        | †        |
|                  | 撓曲       | 一        | ‡        | ‡        | 18.89    | 0.06     |
|                  |          | 二        | ‡        | ‡        | 44.23    | 0.14     |

†：軸壓試體抗壓強度大於 5000kN，超過試驗機的加載極限；  
‡：未達峰值強度與變形；  
單位：軸拉、軸壓試驗之峰值強度及失效強度為 kN，撓曲試驗之峰值強度及失效強度則為 kN-m；軸拉、軸壓試驗之峰值變形及失效變形為 mm，撓曲試驗之峰值變形及失效變形則為 deg。

本中心執行經濟部水利署「提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究」計畫，曾提出「自來水延性鑄鐵管耐震試驗標準作業程序(草案)」，就耐震試驗得到的試體峰值強度與失效變形，定義其變形容量點，並參酌 ISO 16134 之管材耐震分級方式，分別評定管材在標稱長度

下的軸拉變形容量、軸壓變形容量、防脫力、接頭轉角容量等項目的耐震等級。如此，K 型接頭、A 型接頭、平口接頭管各分級項目之耐震等級評定結果，可彙整如表二所列。

表二 自來水延性鑄鐵管各分級項目之耐震等級評定

| 受測管材接頭型式                                                       |          |                                    | K 型<br>接頭 |   | A 型<br>接頭 |   | 平口<br>接頭 |   |
|----------------------------------------------------------------|----------|------------------------------------|-----------|---|-----------|---|----------|---|
| 試體序號                                                           |          |                                    | 一         | 二 | 一         | 二 | 一        | 二 |
| 項目                                                             | 耐震<br>分級 | 分級定義                               |           |   |           |   |          |   |
| 軸拉變<br>形容量<br>$\delta(\text{mm})$                              | S-1      | $\delta \geq 1\%L$                 | √         | √ |           |   |          |   |
|                                                                | S-2      | $0.5\%L \leq \delta < 1\%L$        |           |   |           |   |          |   |
|                                                                | S-3      | $\delta < 0.5\%L$                  |           |   | √         | √ | √        | √ |
| 軸壓變<br>形容量<br>$\delta(\text{mm})$                              | S-1      | $\delta \geq 1\%L$                 |           |   |           |   | †        | † |
|                                                                | S-2      | $0.5\%L \leq \delta < 1\%L$        |           |   |           |   | †        | † |
|                                                                | S-3      | $\delta < 0.5\%L$                  | √         | √ | √         | √ | †        | † |
| 防脫力<br>$F(\text{kN})$                                          | A        | $F \geq 3d$                        |           |   |           |   |          |   |
|                                                                | B        | $1.5d \leq F < 3d$                 |           |   |           |   |          |   |
|                                                                | C        | $0.75d \leq F < 1.5d$              |           |   |           |   |          |   |
|                                                                | D        | $F < 0.75d$                        | √         | √ | √         | √ | √        | √ |
| 接頭轉<br>角容量<br>$\theta(\text{deg})$                             | M-1      | $\theta \geq 15^\circ$             |           |   |           |   |          |   |
|                                                                | M-2      | $7.5^\circ \leq \theta < 15^\circ$ | √         | √ |           |   |          |   |
|                                                                | M-3      | $\theta < 7.5^\circ$               |           |   | √         | √ | √        | √ |
| L：標稱管長(mm)；<br>d：標稱管徑(mm)；<br>†：平口接頭管軸壓強度甚高，無法以 500 噸萬能試驗機破壞之。 |          |                                    |           |   |           |   |          |   |

## 四、展望

按照政府採購法，一般公共工程採購多採最低價格標，國內目前受限於無一套自來水管材耐震試驗的方法，雖然採購的依據為最低價格，達到節省預算的優點，但自來水管線耐震容量可能不足。考慮地下管線的容量(capacity)與需求(demand)，需求是指在地震下或是其他外力下所需要材料強度；容量是指材料本身所能提供之強度。容量與需求倘非管材選購的標準，則很容易造成管線災損率提高，在管線遇到地表變形(如斷層錯動或土壤液化)時，要面臨到大面積的管線失去工作性能，以及

廢時曠日的修繕時間。因此，設立一管材耐震容量的試驗平台乃刻不容緩的急務。如此，未來由自來水事業單位依地形以及液化危害度，建立台灣本土的管線需求規範，再依據各個地區耐震需求的不同，對於投標廠商的產品的容量測試與耐震等級評定的報告，在比較需求與容量的前提之下，就可以評估該產品是否合適於埋設的工址，進而達到經濟性與民生安全性。

## 五、誌謝

感謝經濟部水利署委託研究計畫(編號 MOEA-WRA-1010381)，以及臺北自來水事業處委託研究計畫(編號 10131056S04)之經費補助，本研究因得以順利完成。

## 參考文獻

1. International Standard (2006) “Earthquake -and subsidence-resistant design of ductile iron pipelines”, ISO 16134 First edition.
2. 經濟部水利署，提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究，結案報告，計畫編號 MOEA-WRA-1010381，2012。
3. 臺北自來水事業處，自來水接續管線受震位移及滲漏之試驗研究案，結案報告，計畫編號 10131056S04，2012。

# 自來水系統地震早期損失評估資訊服務之研發

陳志欣<sup>1</sup> 洪祥瑗<sup>2</sup> 葉錦勳<sup>3</sup> 劉季宇<sup>4</sup>

## 摘要

本研究旨在發展自來水系統之地震早期損失評估資訊服務，藉由本中心的台灣地震損失評估系統(Taiwan Earthquake Loss Estimation System, TELES)，應用震災境況模擬與早期損失評估的技術，進行自來水管線災損數量與分布的推估。資訊服務包含客製化的管線災損統計的手機簡訊、電子郵件通報服務，以及台灣地震早期損失評估資訊網，藉由不同資訊的方式，於震後第一時間提供自來水管線災損的初步評估結果予應變人員，協助自來水事業單位作為災情研判或採取應變作為的參考依據，提升震其急應變效能。

關鍵詞：自來水管線、震災境況模擬、地震早期損失評估

## 一、前言

地震早期損失評估(early seismic loss estimation, ESLE)是指震後快速的災情評估，其對於降低傷亡、減少損失、採取有效應變作為的重要性不言而喻。近十年隨著資訊技術的進步，開始有類似概念的應用，例如 1997 年美國加州的 EPEDAT 系統(Eguchi et al., 1997)、2001 年東京瓦斯公司的 SUPREME 系統(Shimizu, 2006)，以及 2009 年美國加州舊金山灣區的 EBMUD 事業單位的 Marconi 系統(Irias et al., 2009)。

自來水系統為重要維生線系統之一，其震後服務效能中斷除了會造成災區民眾日常生活立即發生困難之外，其影響也會及於消防、醫療等其他部門。由於自來水系統具有許多地下管線，其震後搶修復水經常曠日費時，並會衍生出嚴重的二次損失與社會成本。有鑑於此，本研究乃整合本土化的地震災害潛勢分析技術與自來水管線災損率經驗公式，應用於真實自來水系統的震災境況模擬，研發自來水管線系統之地震早期損失評估技術，於震後第一時間自動完成自來水管線損壞與損失分布推估，產製可供災情研判之境況模擬資料，藉由資訊服務傳遞並協助應變人員概

估緊急管線搶修所需人力、時間、物料等，藉以提升強震後的應變效率。

## 二、地震早期損失評估技術

地震早期損失評估所需之技術門檻頗高。首先，針對各種不同工程結構物或是人員傷亡，必須具備完整的 GIS 資料庫及符合地域特性的災損推估模式，以作為震損評估之用；其次，在地震過後須能快速取得精確的震源參數，或者是精確的地表震度參數的分布圖；再者，必須能夠在最短的時間內完成震損評估，若是在收到震源參數(或地表震度參數的分布)之後才開始進行分析，則勢必仰賴強大的科學計算能力；最後，還必須透過資通技術，迅速地將各種有用的震損評估結果的圖資，傳遞給使用人進行加值運用。

目前中央氣象局已能於震後極短時間內，完成即時測站資料的分析，並以發送地震速報電子郵件方式，公布地震資訊供使用者進行加值運用。倘若能事先建置資料量龐大的地震損失模擬資料庫，於地震過後接收中央氣象局的地震速報電子郵件，根據其點震源參數與即時測站 PGA 實測值等資訊，快速自資料庫中選擇震源條

<sup>1</sup>國家地震工程研究中心助理技術師

<sup>2</sup>國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>3</sup>國家地震工程研究中心研究員

<sup>4</sup>國家地震工程研究中心副研究員

件最為近似的模擬地震事件以及其所引致的地震損失評估結果。如此，應可以達到地震損失早期評估之目的(葉錦勳等，2004)。本研究即依此概念，研發自來水系統地震早期損失評估技術，並規劃相關的雲端服務，希望在震後第一時間可以自動完成自來水管線災損推估，主動通報自來水主管機關與事業單位的應變人員，協助提升震後緊急應變的效能。

地震早期損失評估之運作方式，如圖一所示，TELES 主程式佇立於使用單位之電腦伺服器，隨時等待接收中央氣象局發送的地震速報電子郵件，當接收到電子郵件並解讀其格式內容無誤後，即觸發執行預設指令，根據郵件資訊自動篩檢出條件最相符的數筆模擬地震。之後檢視地震損失模擬資料庫、完成自來水系統地震早期損失評估，內容包括自來水管線災損數量與分布情形，以及所需的修復時間與金額。



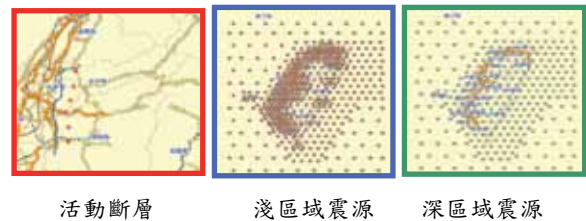
圖一 地震早期損失評估模組運作示意圖

本研究所規劃的資訊服務項目包含兩部分，一為客製化的管線災損統計的手機簡訊與電子郵件通報服務，前者提供災情概要而後者則依鄉鎮市區分別提供詳細的災損推估報表，一為自來水系統的地震早期損失評估資訊網，可進一步提供以網路地理資訊系統(Web-GIS)技術為基礎的雲端化資訊服務(劉季宇等，2012)。

### 三、自來水地震損失模擬資料庫建置

自來水系統地震早期損失評估的精度，取決於地震損失模擬資料庫中的管線資料的詳細程度，以及資料庫中所考慮的模擬地震事件數量的多寡。所以，地震損失模擬資料庫應盡可能含括所有可能發生

的地震事件，包含與已知活動斷層錯動有關的地震事件(活動斷層事件)，以及其他淺、深源深度區域震源的地震事件(區域地震)，如圖二所示。目前地震損失模擬資料庫已依震源類型、震源座標、地震規模、震源深度、斷層長度、斷層開裂方向等不同組合之震源參數，模擬運算各推測地震下之災損評估資訊，建立完成約九萬筆資料之地震損失模擬資料庫，可供系統查詢。



圖二 地震早期損失評估所考慮之震源

本研究目前已完成自來水管線資料庫建置的區域，包含臺北自來水事業處轄區、台灣自來水公司第五區管理處(雲林縣、嘉義縣、嘉義市)、第六區管理處(台南市)以及第八區管理處(宜蘭供水區)，如圖三綠色區域所示。其中北水處供水轄區包含台北市以及部分新北市區，管線長度約 6,789 公里，台水五區管線長度約 8,053 公里，台水六區管線長度約 8,894 公里，台水八區管線長度約 2,700 公里。為落實成果應用，本研究已與相關單位建立通報資訊機制，以客製化的簡訊(整體災情概況)與電子郵件(各區詳細災損統計)，主動向上述各區地震應變主管與承辦人員進行通報。



圖三 自來水系統地震早期損失評估已服務範圍(綠色區域)

#### 四、自來水系統地震早期損失評估資訊服務

自來水系統地震早期損失評估資訊服務包含客製化的管線災損統計的手機簡訊與電子郵件通報服務，以及台灣地震早期損失評估資訊網。手機簡訊與電子郵件通報服務部份，考量簡訊及電子郵件所能傳遞之資訊量不同，簡訊內容會偏向簡單易懂，讓收到簡訊者可以一目瞭然立刻瞭解評估結果所涵蓋之意義，以確認是否須進行後續實際之應變行為，其內容包括實際地震事件資訊、各分區管線災損數及修復費用。且由於職務及權責範圍之不同，所需考量之面向與應變作業之方式必有所不同。對於自來水相關單位之主管機關提供整體性災損評估之簡訊，以協助其了解自來水系統整體推估損壞概況。而針對事業處，提供符合其管轄範圍之災情概要。

電子郵件則能提供詳盡之評估資訊，以利於進行深入之評估與研判，內容包含實際地震事件資訊、數個模擬地震事件資訊以及各模擬地震事件之自來水災損統計結果，而各模擬地震事件之自來水災損統計結果之內容包含依照事業單位劃分之供水分區、縣市及鄉鎮區，分別提供災損數目、修復時間、修復費用、輸水管災損數、配水管災損數等資訊(經濟部水利署，2012)。

至於台灣地震早期損失評估資訊網，主要透過網路的方式，將地震損失早期評估的結果，提供給不同的使用者，如圖四所示。目前資訊網可查詢內容，規劃為第一階段災情評估結果、第二階段手動評估結果、基本資料等三大類。第一階段災情評估結果，資料來源即根據中央氣象局地震速報電子郵件以及地震損失模擬資料庫自動推估之災情評估資訊。第二階段手動評估結果，則為大規模地震發生後，國震中心人員多方蒐集並研判震源參數(斷層面解)之後，以手動操作 TELES 軟體的方式進行專業評估，將更具可信度的災情評估結果匯入資訊網供查詢使用。



圖四 台灣地震早期損失評估資訊網

以自來水管線系統早期評估功能而言，使用者可以縣市或鄉鎮為單位，進行管線災損推估資料的統計分析與主題圖繪製，如圖五所示，或是下載各項推估資料作其他加值應用。其次，使用者亦可開啟自來水管線 GIS 基本圖資，檢視管線分布情形或查詢各筆管線物件的屬性資料，如圖六所示。資訊網並提供權限控管機制，不同供水分區的圖資可分別設定開放權限，敏感性的資料可逕行限閱。



圖五 自來水管線早期損失評估範例



圖六 自來水管線基本圖資套疊基本地圖



主題圖展示



雙視窗比較功能



Google Earth 雙視窗功能



統計分析功能

圖七 地理資訊輔助功能

台灣地震早期損失評估資訊網，除了具有各項地震早期損失評估的查詢與分析功能之外，其豐富的資料庫與 GIS 輔助功能，能進一步提供使用者進行多樣化的空間圖資展示與比對，以滿足災情研判與應變管理的實際需要。特別是災情研判往往需要藉助於多種類型的空間圖資的混搭與比對。此外，本研究亦自行研發多樣的輔助功能，例如主題圖展示、統計分析、雙視窗比較、定位功能、距離量測、緩衝區功能、圖形標示、路徑規劃等，以方便「台灣地震早期損失評估資訊網」的使用者進行操作，並整合目前網際網路上的既有服務，例如 Google Maps、Google Earth、Google 定位服務、Google 街景圖查詢等，以求發揮最大效益，圖七所示為其中部分的展示功能(陳志欣等，2012)。

## 五、結語

本研究目前已完成自來水系統地震早期損失評估資訊服務之初步建置，已就服務範圍完成多次實際地震案例的驗證，確認通報機制與資訊內容。未來將擴大評估區域至全國，並持續強化早期損失評估資訊服務，發展自來水管線與設施暴險分布、管線與設施可能損壞數量與分布、輔助圖資擴充、地圖輔助工具開發及介面客製化。提供完善之自來水系統災損評估服務予自來水主管機關與事業單位，以期強化其災情研判能力並縮短應變反應時間。

## 六、誌謝

感謝經濟部水利署委託研究計畫(編號 MOEA-WRA-1010381)之經費補助，本研究因得以順利完成。

## 參考文獻

1. Eguchi, R. T., Goltz, J. D., Seligson, H. A., Flores, P. J., Blais, N. C., Heaton, T. H. and Bortugno, E. (1997), "Real-Time Loss Estimation as an emergency Response Decision Support System: The Early Post-Earthquake Damage Assessment Tool (EPEDAT)," *Earthquake Spectra*, Vol. 13(4), 815-832.
2. Irias, X. and Wald, D. (2009), "Integration of Seismic Modeling Software with Emergency Response Software," *Proc. 6th Taiwan-US-Japan Workshop on Water System Seismic Practices*, pp.4-13, Taipei, Taiwan.
3. Shimizu, Y. et al. (2006), "Development of Real-Time Safety Control System for Urban Gas Supply Network," Vol. 132(2), pp.237-249.
4. 陳志欣、葉錦勳、周光武，地震防災應變網路地理資訊系統之研發，中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會，台中，2012。
5. 葉錦勳，陳緯蒼，台灣震災模擬資料庫的建置與應用，第七屆結構工程學術研討會論文集，論文編號 F08，中華民國結構工程學會，桃園大溪，2004。
6. 劉季宇、葉錦勳、洪祥瑗、陳志欣、黃李暉、周光武，自來水系統地震早期損失評估雲端服務之研究，第 29 屆自來水研究發表會論文集，論文編號 E-03，中華民國自來水協會，台中，2012。
7. 經濟部水利署，提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究，結案報告，計畫編號 MOEA-WRA-1010381，2012。

# 考慮負水壓處理之自來水管網震損模擬

周光武<sup>1</sup> 劉季宇<sup>1</sup> 葉錦勳<sup>2</sup>

## 摘要

本研究應用 EPANET 與 Boost 圖形程式庫，參考 GIRAFFE 提出之方法，發展自來水管網震損模擬工具。主要目標為解決損壞管網水力分析衍生之負水壓問題，以及分析過程中，模擬管線斷裂或移除管網節點所導致之求解障礙。再者，管網震損模擬中之管線災損點分佈係應用 TELES 之地震潛勢分析結果與本土化之自來水管線災損率公式，以加強本研究管網震損模擬工具之實用性。

關鍵詞：水力分析、EPANET、GIRAFFE、boost graph library、TELES

## 一、前言

被視為業界標準之管網水力分析軟體 EPANET，係針對無損壞管網系統進行求解；但將其應用於自來水管網之地震損壞模擬時，管線滲漏或斷裂造成的水損失可能遠超過管網供水而導致管網解得高負水壓數值。如供水系統保持氣密，負水壓是可接受的行為預測。然而管線發生滲漏或斷裂的供水系統無法保持氣密，負水壓數值因此應為不合理的模擬結果。如不針對負水壓現象進行處置，將會錯估自來水管網系統的供水能力。

目前文獻中有幾個負水壓的處理方法，Ballantyne 等(1990)所提出的方法最為簡單，即假設管網出現負水壓之節點沒有任何管流經過。Shinozuka 等(1981)是移除所有負水壓節點以及所有與之相連的管線，再執行水力分析，並重覆此處理程序直到負水壓不再出現。然而管網可能因過度修剪而使其供水能力被嚴重低估。Markov 等(1994)以 No-flow 或 Partial-flow 區分所有負水壓節點。前者直接移除，並從負水壓最嚴重者開始；後者藉由降低 Full-flow 管線管壁粗糙度直到節點壓力修正為零，如此不斷重複迭代，直到負水壓不再出現為止。相較此一因負水壓節點分

類而導致的繁複程序，GIRAFFE(Cornell University, 2008)選取負水壓最嚴重的節點，將該節點以及與之相連的管線一併移除，再重新執行水力分析。爾後重覆此一處理程序直到負水壓不再出現為止。然而，GIRAFFE 係根據美國在地供水系統之震損經驗進行設計，較不易直接應用於台灣供水系統之震損模擬上。因此，本研究以 GIRAFFE 所提出之管網震損模擬與負水壓處理方法為藍本，開發適用於台灣之管網震損模擬工具。

## 二、管網震損模擬

如圖一，本研究管網震損模擬的首要步驟為建立自來水管網水力模型。此步驟係應用 EPANET 程式庫讀取管網輸入檔來完成。接著應用蒙地卡羅法，針對此模型進行 100 次的隨機模擬。蒙地卡羅法迴圈的起點為管線震損點模擬，其根據 TELES 地震災害潛勢推估結果與劉季宇等(2012)所提出適用於台灣之自來水管線災損率公式，模擬管網的災損點分布，並依據管線之管材種類與管徑屬性，隨機決定其為斷裂或為何種型式之滲漏，作為管網震損模擬所需管網水力模型修正之依據。

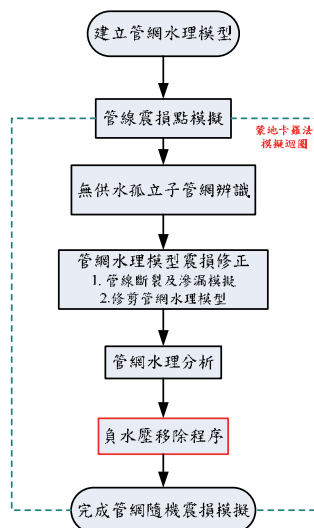
管網水力模型之震損修正係根據

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心研究員、震災模擬組組長

GIRAFFE 提出之管線滲漏及斷裂水理模型。其中，管線之斷裂模擬如同切斷管線，可能將任兩節點連通的管網切成數個相互不連通之孤立子管網。當所有子管網皆保有各自供水來源時，整體管網系統仍屬可解；但若有任何孤立子管網處於無供水狀態，管網系統將無法進行水理分析。此時若能移除所有無供水孤立子管網，修剪後之管網模型應能順利求解。因此，本研究於管網模型震損修正前進行無供水孤立子管網辨識，而震損修正除了管線斷裂及滲漏模擬外，需進行管網水理模型的修剪來反應無供水孤立子管網之移除。

管網模型經震損修正後即可進行水理分析。由於損壞管網的分析結果可能存在負水壓，負水壓移除程序係緊接在後，待程序結束即完成一次管網隨機震損模擬。



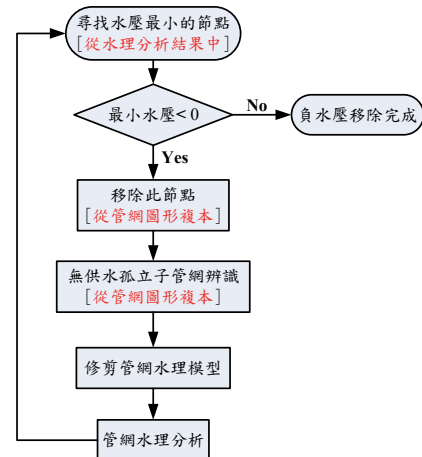
圖一 管網震損模擬流程

### 三、負水壓移除程序

負水壓移除程序一開始從經震損修正管網之水理分析結果，獲得各節點初始水壓，並找出最嚴重的負水壓節點。若不存在任何負水壓節點，移除程序即結束。反之則重覆執行負水壓節點移除流程，直至水理分析結果不存在負水壓節點為止(如圖二)。

值得注意的是，過程中移除任一節點時，亦需移除所有銜接該節點之管網鏈結

(link)如管線(pipe)或泵(pump)。然而如前節所述，管網可能因此被切成數個孤立子管網，所以為確保每次管網經節點移除後仍能順利進行水理分析，本研究於分析前加入無供水孤立子管網辨識，並據此修剪管網水理模型，將辨識出的無供水子管網從管網模型移除。



圖二 負水壓移除程序流程

### 四、EPANET 程式庫與管網水理模型之修改

EPANET 提供應用程式，程式庫與原始碼三種工具。本研究現階段選擇使用程式庫，但受限於其目前所提供的功能，需透過撰寫程式庫可讀取的 EPANET 輸入檔來建立管網水理模型。而修改管網模型亦需透過更新輸入檔才能達成。因此，圖一之管網水理模型震損修正(圖一)與圖二之修剪管網水理模型皆需透過更新輸入檔，並使用 EPANET 程式庫讀取更新檔來完成。然而對處於 100 次蒙地卡羅模擬迴圈內之負水壓移除程序而言，則需要多次管網模型修剪才能完成；大量的文字處理與檔案輸出入將無法避免。

### 五、無供水孤立子管網之辨識

為了能夠辨識因移除管網節點或切斷管線所衍生之無供水子管網，本研究應用圖形理論(Graph Theory)找出經修剪管網圖形內之獨立連通單元 (connected component)，即為孤立子管網。本研究使用

C++圖論程式庫 Boost Graph Library (BGL) 實作整個辨識程序。其中，建立管網圖形物件為首要步驟；圖形的頂點(vertex)和邊(edge)則需分別一對一對應管網水理模型之節點與管網鏈結。

藉由移除圖形頂點或邊即可模擬移除節點或切斷管線後管網節點間的連通性。接著將經修剪之圖形物件輸入BGL演算法 connected\_components，執行完成即傳回獨立連通單元(孤立子管網)數目，以及各節點所屬單元的識別號碼。最後，則詢問各節點是否具 Tank 或 Reservoir 屬性。如為肯定則標示該節點所屬之孤立子管網為有供水。待所有節點詢問完成後，沒有獲得供水標示的孤立子管網即為無供水子管網。

## 六、案例分析：蘭陽供水區外海規模

### 7.1 模擬地震事件

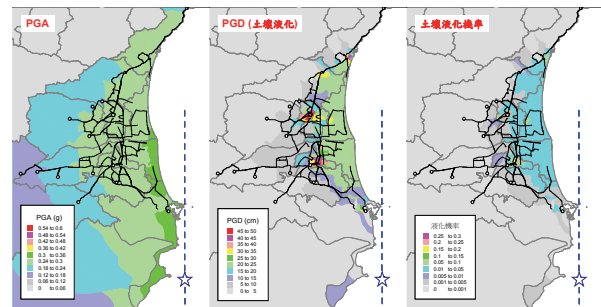
本研究應用中興工程顧問公司(2009)所建置之蘭陽地區自來水管網EPANET水理分析資料，進行蘭陽地區自來水管網系統震後服務效能之案例分析。其中，經簡化之自來水管網模型包含 358 筆節點資料與 439 筆管線資料；當中有 85 個節點被指定需求值(demand)，於簡化模型中負責供水。在震後供水效能計算方面，分別於各鄉鎮市加總其區域內現存節點的供水能力(用水需求量)，再除以各別震前區域內所有節點供水能力的加總值，作為各鄉鎮市之震後供水率。

地震模擬的部分，芮氏規模設定為 7.1；震央位置東經 121.88 度、北緯 24.48 度，落於宜蘭近海區域內；震源深度 20km，線震源開裂方向為南北向。圖三為應用 TELES 所獲得之模擬地震災害潛勢推估結果。

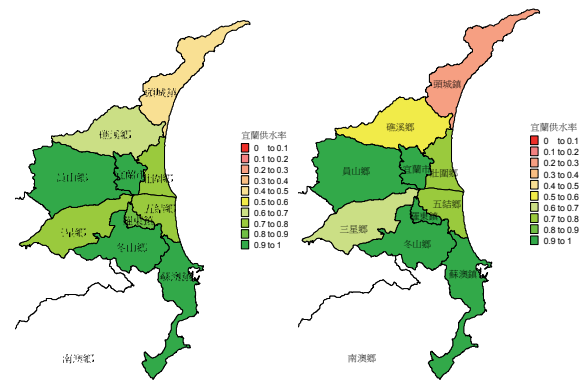
最後依潛勢推估結果進行自來水管網系統震後供水率分布推估，圖四為應用蒙特卡羅法進行 100 次隨機模擬之平均震後供水率分布推估結果。圖右為執行完整管網震損模擬流程之結果；圖左為未進行負水壓移除程序之結果，存在負水壓節點，

而各鄉鎮供水能力的加總計算上，則採取 Ballantyne et al. (1990)建議之方法，忽略所有負水壓節點之供水能力。儘管如此，圖四左與右呈現相同的趨勢。頭城鎮之震後供水率皆為最低，分別為 0.4346 與 0.2552。礁溪鄉供水率為次低，分別為 0.6664 與 0.5951。任一對中數值較大者都是未進行負水壓處理之分析結果。

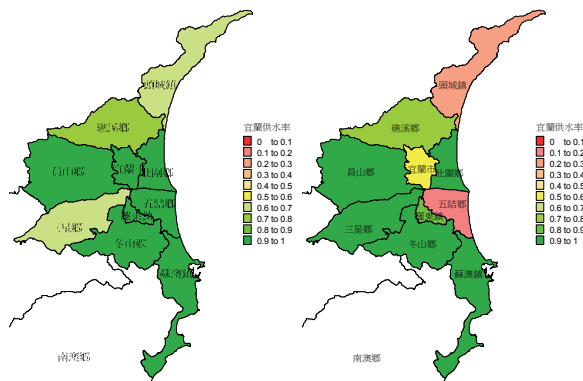
此外，100 次的隨機模擬中，第 44 次和第 93 次分別出現最高及最低全區供水率 0.9555 和 0.7670，兩者之各鄉鎮供水率分佈分別如圖五所示。圖六與圖七則展示最高及最低發生時，負水壓節點移除程序啟動前與完成後管網模型獲得之不同程度修剪。如預期，比較移除程序啟動前，程序完成後之管網獲得較大程度的修剪。再者，獲最低全區供水率模擬之修剪幅度比獲最高全區供水率為大。



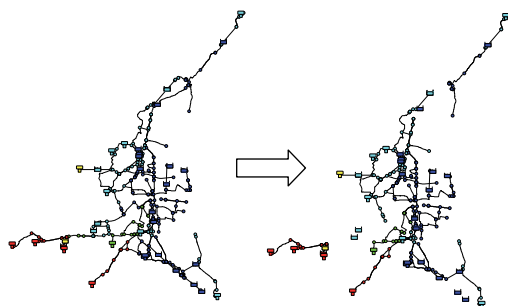
圖三 規模 7.1 模擬地震作用下蘭陽地區之 TELES 地震災害潛勢推估結果



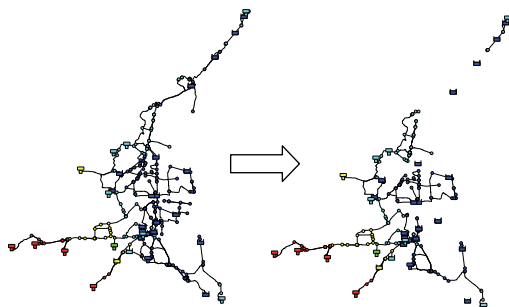
圖四 規模 7.1 模擬地震作用下蘭陽地區各鄉鎮之震後供水率分布(圖左：負水壓節點移除程序啟動前所擷取之供水率分佈)



圖五 規模 7.1 模擬地震作用下蘭陽地區獲最高(圖左)及最低(圖右)全區供水率之各鄉鎮震後供水率分布



圖六 獲最高全區供水率之 EPANET 水理模型(圖左與右分別為負水壓節點移除程序啟動前與完成後之水理模型)



圖七 獲最低全區供水率之 EPANET 水理模型(圖左與右分別為負水壓節點移除程序啟動前與完成後之水理模型)

## 七、結論與展望

本研究應用 TELES、EPANET 與 Boost 圖形程式庫，並以 GIRAFFE 提出之方法為藍本，完成適用於台灣之管網震損模擬工具，使其能夠解決損壞管網水理分析過程衍生之負水壓問題。再者，相較 GIRAFFE 係根據 EPANET 水理分析之錯誤回報，移

除妨礙求解之孤立管網元素，本研究應用圖形理論，可在不倚賴或受限於 EPANET 偵錯機制之情況下，於水理分析前找出並移除無供水孤立子管網，因此應能確保水理分析之順利進行。本研究期望未來能突破 EPANET 目前功能的限制並改進目前管網震損模擬之方法，開發更可靠、更有效率之管網震損模擬工具。

## 參考文獻

1. Ballantyne, D. B., Berg, E., Kennedy, J., Reneau, R. and Wu, D. (1990). Earthquake Loss Estimation Modeling of the Seattle Water System, Technical Report, Kennedy/Jenks/Chilton, Federal Way, WA.
2. Cornell University (2008). GIRAFFE User's Manual, School of Civil & Environmental Eng., Cornell University, Ithaca, NY.
3. Markov, I. Grigoriu, M. D. and O'Rourke, T. D. (1994). An Evaluation of Seismic Serviceability Water Supply Networks with Application to the San Francisco Auxiliary Water Supply System, Technical Report NCEER-94-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
4. Shinozuka, M, Tan, R. Y. and Toike, T. (1981). Serviceability of Water Transmission Systems under Seismic Risk, Lifeline Earthquake Engineering, the Current State of Knowledge, ASCE, New York, NY.
5. 劉季宇、鍾立來、葉錦勳、周光武、張國鎮、洪祥瑗、周寶卿、林祖榕、周志雄、陳家乾、陳志欣、郭峻瑋、汪瀚喻，「提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究」，經濟部水利署，計畫編號：MOEA-WRA-1010381，台北，2012。
6. 中興工程顧問股份有限公司，「蘭陽地區地面地下水調配及管理系統建置規劃」，經濟部水利署水利規劃試驗所，台中，2009。

# 向量式有限元薄殼結構大變位分析

王仁佐<sup>1</sup> 王仲宇<sup>2</sup> 陳詩宏<sup>3</sup>

## 摘要

本研究計畫主要目的要推導出以向量式有限元素法(Vector Form Intrinsic Finite Element, VFIFE or V-5)為理論基礎之薄殼元質點內力計算公式，本中稱此薄殼元為 VFI-DKT，可用來模擬薄殼結構受外力產生大變位行為。在 VFIFE 方法觀念中，將薄殼結構視為有限個離散質點運動，來模擬殼結構大變位行為，每一質點上均會受到內力與各類型外力作用，且質點運動皆滿足牛頓運動定律。此外，推導過程中採用 VFIFE 三個關鍵性描述方法，分別為點值描述與路徑單元及移動基礎架構，來推導薄殼元素內力公式。為了能有效計算出純變形產生內力，虛擬反向剛體運動本研究中亦被採用，可有效移除大部分薄殼元運動所產生剛體位移。在 VFI-DKT 薄殼單元中，可依據純變形量來定義變形座標(Deformation Coordinates, DC)，所有質點內力均以 DC 座標系描述，且滿足力平衡。透過數值分析結果，證明本計畫所建立薄殼元，能有效模擬薄殼結構極大變位行為，亦證明 VFI-DKT 元準確性和效率。

關鍵詞：VFI-DKT 薄殼元，向量式有限元，虛擬反向剛體運動，變形座標。

## 一、介紹

在過去幾年，使用有限元素法求解薄殼結構大變位分析，均有許多學者提出其理論與方法。但是對一般而言，傳統薄殼結構計算程序與理論，仍是相當的難懂與複雜難以求解，經常需要透過迭代計算，才能求解殼結構幾何非線性變形。很顯然的薄殼結構大變形幾何效應，在實際物理靈敏度相當高，若數值分析方法無法掌握真實大變形行為，就可能出現不良的分析結果。例如，薄殼結構在有限元素方法(Finite Element Method, FEM)中的傳統薄殼元，在純彎曲變形下薄膜應變應該等於零，但是許多 FEM 方法中，薄殼元素無法分析純彎曲應變為零的情況，其主要原因為薄膜勁度矩陣中，彎曲與薄膜位移之間具有耦合關係存在，容易發生薄膜變形鎖住(Membrane locking, ML)，為了緩和 ML 現象，許多學者提出方法來減緩 ML 發生與數值發散現象。例如，減少或選擇合適積分點[1,2]，讓薄殼結構勁度較小，數值

分析容易收斂。Huang [2]假設在曲線坐標系中推導薄膜元其應變值可以降低 ML 現象。文獻[3,4]提出利用三角形薄殼元素，且假定自然應變(ANS)可有效降低 ML 效應。

近年來台灣丁承先教授[5]提出了新一種計算分析方法，為向量式有限元素(VFIFE)法，可有效模擬結構大變位問題。文獻[6-8]已成功的使用 VFIFE 方法模擬二維彈性的剛架元、空間桁架結構以及彈-塑性空間桁架結構的動力反應行為。文獻[9]則發展出使用 VFIFE 法推導出薄膜元內力計算公式，模擬薄膜結構運動行為。文獻[10]介紹了有關使用 VFIFE 法分析彈-塑性二維剛架結構極大變位，同時對 VFIFE 和顯式有限元法之間差異進行討論。在本計畫目標主要在 VFIFE 法為理論基礎下，推導出薄殼單元(VFI-DKT)，亦可有效避免 ML 效應。

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 國立中央大學土木工程學系教授

<sup>3</sup> 國立中央大學土木工程學系研究生

## 二、VFI-DKT 單元之內力

### 2.1 薄膜單元內力

在本節中將介紹在變形座標下，VFIFE 薄膜元變形所產生質點內力，在薄膜元質點內力均滿足力平衡。薄膜元由三個質點 (i,j,k) 所組成，質點彼此間受到薄膜元變形受到約束力即質點內力，虛構反向剛體運動，主要移除薄膜元剛體運動產生變位。當求得變形座標系下質點內力後，必須再將內力由變形座標系轉換到大域座標轉換系，最後以滿足牛頓運動定律求解下一個質點位移。在變形座標下薄膜元相對位移與質點座標可由下列式子計算求得

$$\hat{\eta}_n^d = Q\eta_n^d, n=j, k \quad (1)$$

$$\hat{\mathbf{x}}_n^a = \mathbf{Q}\mathbf{x}_n^a, n=j, k \quad (2)$$

則

$$\begin{aligned} \hat{\eta}_j^d &= \{\hat{\eta}_{jx}^d \quad 0 \quad 0\} \\ \hat{\eta}_k^d &= \{\hat{\eta}_{kx}^d \quad \hat{\eta}_{ky}^d \quad 0\} \end{aligned} \quad (3)$$

薄膜元的變形與應變可表示為

$$\hat{\mathbf{u}}_m^d = \sum_{n=j}^k N_n \hat{\eta}_n^d, n=j, k \quad (4)$$

$$\hat{\mathbf{e}}_m = \mathbf{B}_m \hat{\mathbf{d}}_m^*, n=j, k \quad (5)$$

$$\hat{\mathbf{d}}_m^* = \{\hat{\eta}_{jx}^d \quad \hat{\eta}_{kx}^d \quad \hat{\eta}_{ky}^d\} \quad (6)$$

式中， $N_n$  為第  $n$  個質點形狀函數。此部分求解類似 FEM 計算程序，薄膜元應變力透過硬立與應變關係可表示為

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}_m = \mathbf{D}\hat{\mathbf{e}}_m = \mathbf{D}\mathbf{B}_m \hat{\mathbf{d}}_m^* \quad (7)$$

式中  $\mathbf{D}$  為材料應力與應變關係矩陣。考慮材料為線彈性及等向性，可簡化內力公式推導。對於薄膜元質點等值內力，可由虛

內功  $\delta W_m$  等於虛應變能  $\delta U_m$  如下列式子

$$\hat{\mathbf{f}}^* = \int_{V_e} \mathbf{B}_m^T \hat{\boldsymbol{\sigma}}_m dV = \{\hat{f}_{jx} \quad \hat{f}_{kx} \quad \hat{f}_{ky}\} \quad (8)$$

在  $\hat{x}-\hat{y}$  平面中薄膜元其餘的三個內力可由力平衡方程式求得如下

$$\hat{f}_{ix} = -(\hat{f}_{jx} + \hat{f}_{kx}) \quad (9)$$

$$\hat{f}_{jy} = -(\hat{f}_{ky}\hat{x}_k^a - \hat{f}_{jx}\hat{y}_j^a - \hat{f}_{kx}\hat{y}_k^a) / \hat{x}_j^a \quad (10)$$

$$\hat{f}_{iy} = -(\hat{f}_{jy} + \hat{f}_{ky}) \quad (11)$$

式子(8)至(11)即為薄膜元 6 個質點內力值。

### 2.2 VFI-DKT 彎曲變形內力

在 VFIFE 方法中考慮薄殼結構彎曲變形行為，是以修改傳統 FEM 中 DKT 元計算式，重新推導質點上彎矩。變形座標系下 DKT 元之虛內功等於虛應變能，即可推導出等值質點彎矩內力如下

$$\begin{aligned} \hat{\mathbf{m}} &= (2A_a \int_0^1 \int_0^{\hat{\lambda}} \mathbf{B}_b^T \mathbf{D}_b \mathbf{B}_b dA_a) d_b^T \\ &= \{\hat{m}_{ix} \quad \hat{m}_{iy} \quad \hat{m}_{jx} \quad \hat{m}_{jy} \quad \hat{m}_{kx} \quad \hat{m}_{ky}\} \end{aligned} \quad (12)$$

式中，

$$\mathbf{D}_b = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \mathbf{D}_{b1} z^2 dz \quad (13)$$

$$\mathbf{D}_{b1} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1+\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{B}_b(\hat{\xi}, \hat{\lambda}) &= \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} \hat{y}_{ki} \mathbf{H}_{x,\xi}^T + \hat{y}_{ij} \mathbf{H}_{x,\lambda}^T \\ -\hat{x}_{ki} \mathbf{H}_{y,\xi}^T - \hat{x}_{ij} \mathbf{H}_{y,\lambda}^T \\ -\hat{x}_{ki} \mathbf{H}_{x,\xi}^T - \hat{x}_{ij} \mathbf{H}_{x,\lambda}^T + \hat{y}_{ki} \mathbf{H}_{y,\xi}^T + \hat{y}_{ij} \mathbf{H}_{y,\lambda}^T \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (15)$$

式中  $\mathbf{B}$  為變形座標下應變與位移轉置矩陣。由式(12)可得知 6 個內力值可求得，另外 3 個剪力，可由力平衡方程式計算求得

$$\sum \hat{F}_z = 0, \quad \hat{f}_{iz} + \hat{f}_{jz} + \hat{f}_{kz} = 0 \quad (15)$$

$$\sum \hat{M}_x = 0, \quad \hat{m}_{ix} + \hat{m}_{jx} + \hat{m}_{kx} = -(\hat{f}_{jz}\hat{y}_j + \hat{f}_{kz}\hat{y}_k) \quad (16)$$

$$\sum \hat{M}_y = 0, \quad \hat{m}_{iy} + \hat{m}_{jy} + \hat{m}_{ky} = \hat{f}_{jz}\hat{x}_j + \hat{f}_{kz}\hat{x}_k \quad (17)$$

由式(12)與式(15)至(17)分別可求得 6 個彎矩及 3 個剪力，再由式(8)至(11)得 6 個薄膜元內力，因此 VFI-DKT 元共有 12 質點內力值。

### 三、數值算例

#### 3.1 中空薄殼圓柱大變位分析

本算例主要分析中空薄殼結構大位移量。中空薄殼圓柱受拉力  $F(t)$  如圖 1 所示。柱體半徑和厚度分別為  $R=4.953$  與  $t=0.094$ ，為簡化分析與節省計算量，取對稱條件下八分之一柱體模型，網格則是取  $2 \times 8 \times 16$  數量。薄殼元材料性質分別為：楊氏模量  $E=10.5 \times 10^6$  泊松比  $\nu=0.3125$  和質量密度  $\rho=10$ ，時間增量為  $dt=5 \times 10^{-5}$ ，其中拉力  $F(t)$  之最大拉力為  $F_{\max}=10 \times 10^4$  如圖 2 所示。

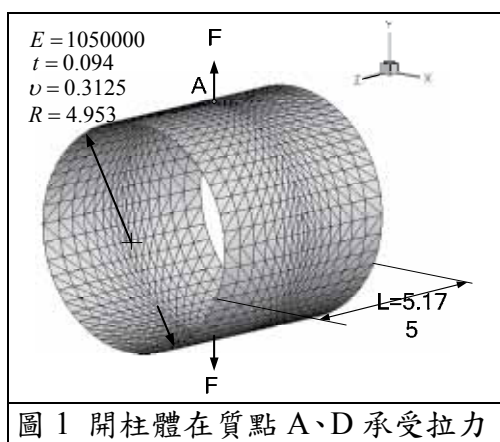


圖 1 開柱體在質點 A、D 承受拉力

圖 3 顯示出拉力  $F(t)$  作用於 A 與 D 位置。圖 4 顯示出中空薄殼柱體的變形狀態，由圖可得知在質點 B 與 C 發生局部挫曲變形。如圖 5 所示，為驗證 VFI-DKT 元精確性，比對文獻[11]分析結果，由圖中可以發現 VFI-DKT 薄殼元分析中，中空薄殼圓柱結構，在質點 A 與 B 及 C 位移與文獻[11]結果接近，且由圖 4 與 5 可得知  $F(t)=20 \times 10^3$  作用下，質點 B 與 C 點均發生局部挫曲大變位反應。本算例說明以 VFIFE 方法為理論基礎所開發薄殼元能相當準確模擬薄殼結構大位移。

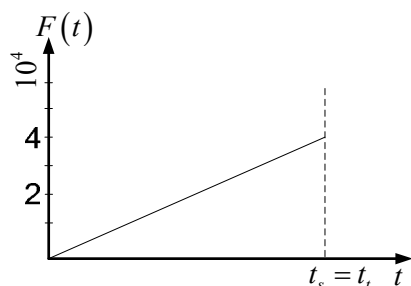


圖 2 拉力  $F(t)$  時間函數

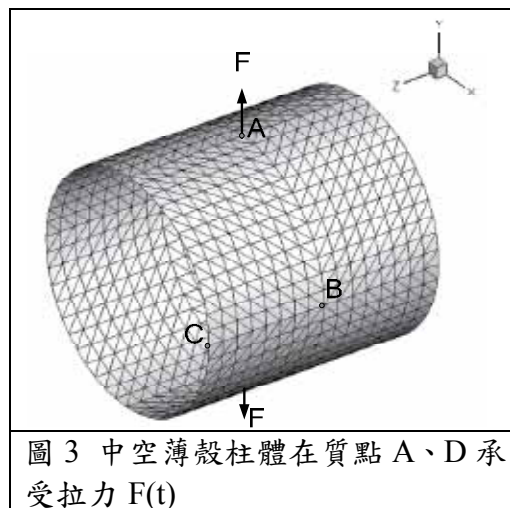


圖 3 中空薄殼柱體在質點 A、D 承受拉力  $F(t)$

#### 四、結論

在這項研究計畫中以向量式有限元法，推導出了一種 VFI-DKT 薄殼元質點內力計算式。VFI-DKT 是結合 VFIFE 薄膜元與修改傳統 FEM 中 DKT 薄殼元素所推導而得薄殼元。VFI-DKT 相對於傳統 FEM 的分析方法不需迭代計算，且計算公式推導較為簡潔。由數值算例分析結果證明 VFI-DKT 的精度與準確性，此外 VFI-DKT 薄殼元，確實能有效模擬薄殼結構大變位分析。

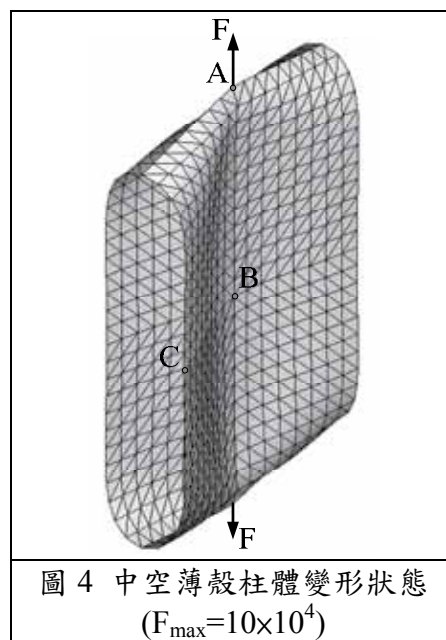


圖 4 中空薄殼柱體變形狀態 ( $F_{\max}=10 \times 10^4$ )

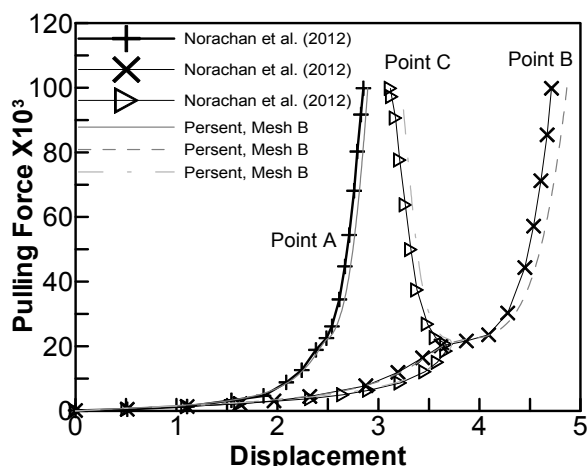


圖 5 質點 A 與 B 及 C 位移與拉力曲線圖  
( $F_{\max}=10 \times 10^4$ )

## 參考文獻

1. Hughes T J R, Cohen M, Haroun M, Reduced and selective integration techniques in the finite element analysis of plates. *Nuclear Engineer Design* 46, 1978, 46: 203-222.
2. Huang HC, Membrane locking and assumed strain shell elements. *Computers and Structures* 1987, 27:671-77.
3. Kim J H, Kim Y H, A three-node C0 ANS element for geometrically non-linear structural analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2002, 191:4035-59.
4. Wenzel T, Schoop H, A non-linear triangular curved shell element. *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 2004, 20:251-64.
5. Ting E C, Shih C, Wang Y K, Fundamentals of a vector form intrinsic finite element: part II. Plane solid elements. *Journal of Mechanics* 2004, 20(2):123-32.
6. Wu T Y, Wang R Z, Wang C Y, Large deflection analysis of flexible planar frames. *The Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 2006, 29(4):593-606.
7. Wang C Y, Wang R Z, Chuang C C, Wu T Y, Nonlinear analysis of reticulated space truss structures. *Journal of Mechanics*, 2006, 22(3):199-212.
8. Wang R Z, Chuang C C, Wu T Y, Wang C Y, Vector form analysis of space truss structure in large elastic-plastic deformation. *Journal of the Chinese Institute of Civil Hydraulic Engineering*, 2005, 17(4):633-646.
9. Wu T Y, Wang C Y, Chuang C C, Ting E C, Motion analysis of 3D membrane structures by a vector form intrinsic finite element. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 2007, 30(2):961-76.
10. Wang R Z, Tsai K C, Lin B Z, Extremely-large Deformation Dynamic Analysis of Elastic-Plastic frames. *Earthquake Engineering and Structures Dynamics*, 2011, 40(13):1515-1533.
11. Norachan P, Suthasupradit S, Kim K D, A co-rotational 8-node degenerated thin-walled element with assumed natural strain and enhanced assumed strain. *Finite Elements in Analysis and Design*, 2012, 50:70-85.

# 橋梁沖刷易損性曲線試驗初步研究

陳俊仲<sup>1</sup> 張國鎮<sup>2</sup> 沈明毅<sup>3</sup> 林其穎<sup>4</sup>

## 摘要

全球化的氣候變遷與人類人口的迅速增加，使得土木結構受到相當大之威脅，尤其橋梁結構常受地震與水害等多重災害使其損壞，甚至倒塌。本研究藉由縮尺基樁橋梁之水工實驗結果，提出一初步之方法與步驟以建立沖刷易損性曲線。水工實驗主要觀測橋梁模型於沖刷時之破壞機制，並量測其沖刷深度與沉陷歷時資料，根據橋梁之破壞機制定義其破壞指標，求得不同破壞等級所對應之剩餘埋置深比，最後以最大似然性法推定出沖刷易損性曲線之各參數。

關鍵詞：橋梁沖刷、基樁基礎、易損性曲線、最大似然性法

## 一、前言

地震與水害為主要造成跨河橋梁損傷之主因，其中洪水侵襲時，使得橋梁基礎受局部沖刷，橋梁結構之穩定性與承載容量隨之降低，故橋梁沖刷此議題為近年來許多研究之主軸。在台灣就有超過 25,000 座橋梁跨越河川，且許多已面臨橋梁老化之問題，而在美國則有超過 482,000 座橋梁受到多重災害，其中沖刷為最為嚴重之現象(Reddy, 2006)。然而，橋梁沖刷導致破壞倒塌太過複雜而難以定量地描述，本研究以機率的角度出發，建立橋梁沖刷之易損性曲線，此易損性曲線可表達橋梁結構在特定狀況下不同破壞情形下之風險等級。

本研究之主要目的為以縮尺基樁橋梁水工實驗之結果，提出一初步方法建立沖刷之易損性曲線，以剩餘埋置深比作為變數求得其機率密度函數。水工實驗量測沖刷深度歷時與沉陷位移歷時，並以沉陷量作為破壞指標，定義重度、中度、輕度破壞，由對應之剩餘埋置深比以最大似然性法求得橋梁沖刷易損性曲線之參數。

定義剩餘埋置深比為：

$$R_{l,i} = \frac{D_{e,i}}{L} = \frac{L - D_{s,i}}{L} \quad (1)$$

其中  $L_e$  為剩餘埋置深度， $L$  為樁長， $D_s$  為沖刷深度， $i$  為實驗的次數。

## 二、沖刷易損性曲線

易損性曲線應用於地震工程已多年，常以地震參數如 PGA、PGV 等表示結構物在特定層級下之超越機率。而建立地震易損性曲線之方法有：(1)專家學者判斷 (2)擬靜態與設計規範分析 (3)地震歷史資料與結構損壞調查 (4)數值分析模型分析(Shinozuka et al, 2001)。而橋梁沖刷為土壤、水理條件、結構互制之問題，橋梁結構反應相當複雜難以估算，故少有研究專注於此。

地震工程應用之易損性曲線也可分成數值分析方法與經驗公式方法。數值分析方法是透過數值分析模型輸入地震歷時資料，定義破壞指標以進行機率分析(Karim et al, 2001 and Chiou et al, 2011)。而經驗公式法，收集各地橋梁結構在地震過後之破壞資料，如 1994 年 Northridge，1999 年集集地震等資料進行易損性分析(Sarabandi

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心副研究員

<sup>2</sup> 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

<sup>3</sup> 國立台灣大學土木工程學系碩士生

<sup>4</sup> 國立台灣大學土木工程學系研究助理

et al, 2004)。而本研究欲提出之冲刷易損性曲線為較少人進行研究，相關資料與參數皆較難掌握，故以實驗方式進行，且在破壞指標對應之參數分析可以對數常態分布表示(Yamazaki et al, 2000)。

本研究定義重度、中度、輕度之冲刷情形之破壞指標，並以垂直沉陷量作為判斷破壞指標之依據，紀錄對應在同一時間下之剩餘埋置深比建立數據資料庫，假設剩餘埋置深比之函數可由對數常態分布描述，以最大似然性法可得下式：

$$L(d_{e1}, d_{e2}, \dots, d_{en}; \lambda, \zeta) = \prod_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta d_{ei}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln d_{ei} - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right] \right\} \quad (2)$$

$$= \left( \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta} \right)^n \left( \prod_{i=1}^n d_{ei}^{-1} \right) \exp \left[ -\frac{1}{2\zeta^2} \sum_{i=1}^n (\ln d_{ei} - \lambda)^2 \right]$$

並取自然對數對各參數偏微分，推得之極值則為所需之對數常態分布參數。

$$\frac{\partial \ln L}{\partial \lambda} = \frac{\partial \ln L}{\partial \zeta} = 0 \quad (3)$$

最後可得推定函數如式(4)、式(5)所示。

$$\hat{\lambda} = \frac{\sum_{i=1}^n d_{ei}}{n} \quad (4)$$

$$\hat{\zeta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln d_{ei} - \hat{\lambda})^2 \quad (5)$$

而易損性曲線可以下式表示：

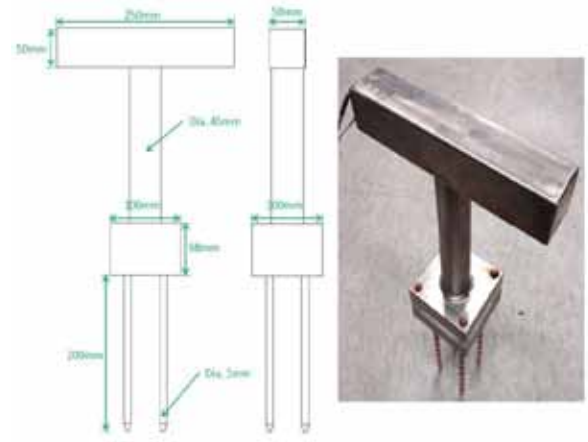
$$P_f = \Phi \left[ \frac{\ln R_{l,j} - \lambda_j}{\zeta_j} \right] \quad (6)$$

其中 $\Phi$ 為常態分佈，j為破壞指標， $\lambda$ 與 $\zeta$ 分別為 $\ln R_l$ 之平均值與標準差。

### 三、水工實驗

橋梁冲刷為結構、土壤、流體三者互制之複雜行為，其涵蓋之領域廣泛，本研究之橋梁冲刷試驗先期研究主要目的為觀察試驗過程中局部冲刷對結構之影響，冀從試驗結果中歸納出此複雜之互制行為中的各項因子的對應關係，並適當考慮各因子之不確定性。本研究以結構工程觀點切入，觀察橋梁試驗之破壞機制)並定義損壞

指標，且考慮到諸多試驗中之不確定性，將以機率統計分析方法提出一建立橋梁冲刷易損性曲線之步驟。



圖一 試體模型圖

本研究所探討的橋梁型式為基樁基礎橋梁，為簡化問題橋梁模型僅以 4 支樁作為基礎，前排 2 支與後排 2 支之對稱型式。帽梁長 250mm，寬 50mm，高 50mm，橋柱為直徑 45mm 之圓柱，樁帽為 100mm×100mm×68mm 之透明壓克力，可置入監測儀器，樁徑則為 10mm。如圖一所示。



圖二 試驗水槽

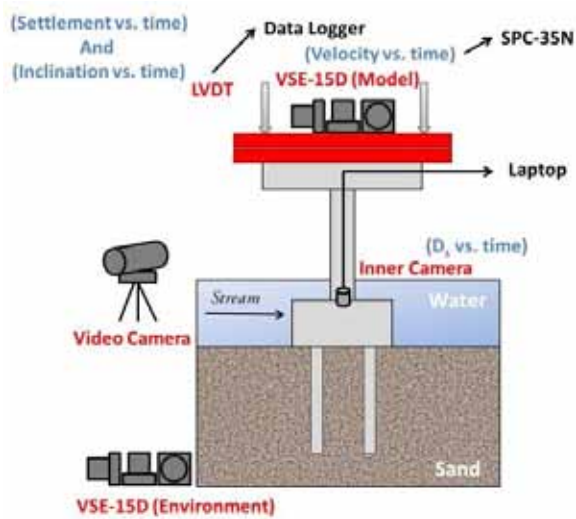
冲刷實驗於台大土木研究大樓 302 室中之多功能試驗水槽進行。試驗水槽長 13.5 公尺，寬 0.65 公尺，深 0.95 公尺，如圖二所示，水槽長向中有一長 3 公尺，深 0.3 公尺之深槽區，稱為動床區，可填入砂土以模擬河床之行為。



圖三 實驗配置



圖五 受冲刷之桥梁模型



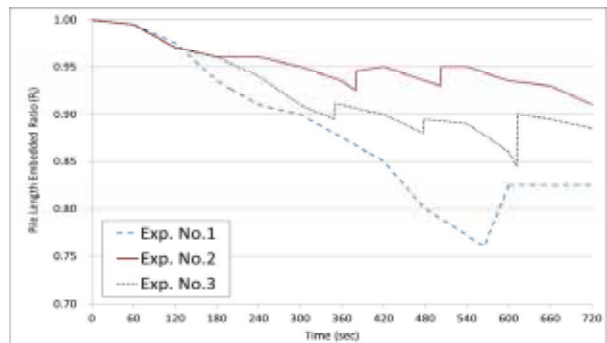
圖四 實驗儀器示意圖

由圖三、圖四所示，實驗所配置之儀器有動態位移計(LVDT)、內視攝影機、微振伺服速度計(VSE-15D)，分別以 Datalog 量測橋梁試體之沉陷位移、筆記型電腦觀測其冲刷曲線、SPC-35N 接收環境與試體之微振訊號，此外架設一攝影機以觀察橋梁試體受冲刷之現象，以及河床之變化。

橋梁受冲刷有明顯之冲刷坑(見圖五)，且基樁基礎會有差異冲刷之現象，前排基樁之冲刷深度大於後排基樁之冲刷深度，因而產生差異沉陷使得橋梁試體向前傾倒，此外，由於冲刷使得承載容量降低，橋梁試體垂直向下沉陷。

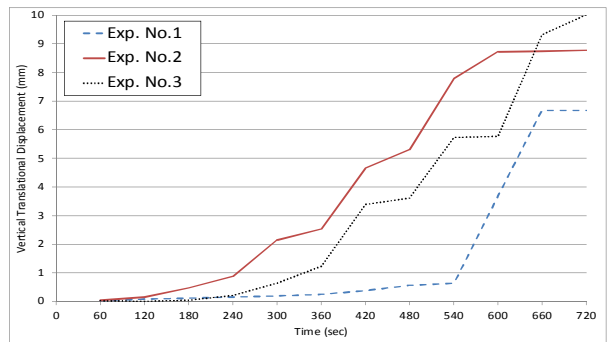
#### 四、實驗結果與討論

圖六為剩餘埋置深比之歷時圖，最大值不低過 0.75，總時間為 720 秒，其中只有三筆實驗數據，本研究為提出一建立橋梁冲刷之易損性曲線方法，確認此方法可行後，應增加實驗數據使樣本數增多，其可信度較高。



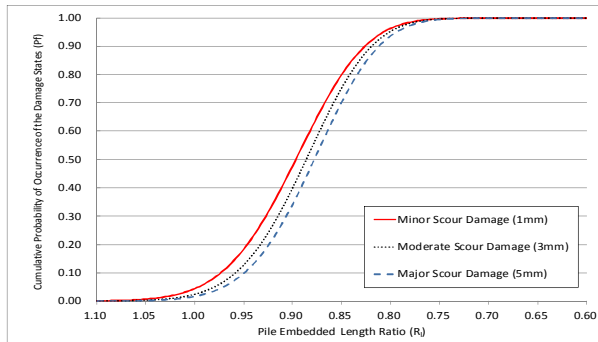
圖六 剩餘埋置深比之歷時圖

圖七為沉陷曲線之歷時圖，其起始時間與紀錄冲刷深度之時間相同，由此圖亦可觀察到除漸進式之垂直沉陷外，亦有瞬間之垂直沉陷發生，最大值為 10mm。



圖七 沉陷曲線之歷時圖

最後定義破壞指標為重度沖刷 5mm，中度沖刷 3mm，輕度沖刷 1mm，可得圖八之沖刷易損性曲線，由此圖可呈現不同剩餘埋置深度比下，各破壞指標之發生機率，然而在  $R_i=1.0$  時，即沖刷未發生時之破壞機率不等於零，此為不合乎物理現象之結果，主要是因實驗數據樣本過少，可藉由增加樣本數以降低其標準差以得較為合理之數據。



圖八 橋梁沖刷之易損性曲線

## 五、結論與展望

本研究由水工實驗之結果，提出一初步方法建立縮尺基樁橋梁沖刷之易損性曲線，並以剩餘埋置深比定義之。且沖刷深度曲線與沉陷曲線歷時亦呈現於此報告中。最後之沖刷易損性曲線由圖八所示，並討論之。

## 參考文獻

1. Reddy, D. R., 2006, "Bridge Scour Detection", Proceedings of National Conference on Advanced in Bridge Engineering (ABE), March 24-25.
2. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H., Uzawa, T., Ueda, T. 2001 "Statistical Analysis of Fragility Curves." Technical Report MCEER, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Southern California Los Angeles, California 90089-2531
3. Karim, K. R., Yamazaki, F. , 2001, "Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation." Earthquake EngngStruct.Dyn., 30:1839-1856
4. Chiou, J. S., Chiang, C. H., Yang, H. H., Hsu, S. Y. , 2011, "Developing fragility curves for a pile-supported wharf." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31:830-40
5. Sarabandi, P., Pachakis, D., King, S., Kiremidjian, A., 2004, "Empirical Fragility Functions from Recent Earthquakes." 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1211
6. Yamazaki, F., Motomura, H., Hamada, T., 2000, "Damage Assessment of Expressway Networks in Japan based on Seismic Monitoring." 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Paper No. 0551

# 核能電廠一次圍阻體之模態特性分析

趙書賢<sup>1</sup> 吳俊霖<sup>2</sup> 楊炫智<sup>3</sup> 張國鎮<sup>4,5</sup>

## 摘要

本研究採用商業軟體 ABAQUS 6.12 版，針對先進沸水式反應爐（ABWR）之一次圍阻體結構，建立其有限元素模型，進行模態分析，了解其各模態之振動頻率、模態振形與應力分佈，以評估其在受震時之行為。此外，本研究採用不同大小的網格，以及不同的有限元素單元，探討其對分析結果的影響。由分析結果可以發現，ABWR 之一次圍阻體結構的前四個主要模態之模態頻率，分別為 7.3Hz、15.2Hz、18.2Hz、23.6Hz，第一模態為水平向模態，第二模態為扭轉模態、第三模態為殼面內變形之模態，第四模態為垂直向之模態。此外，由不同網格大小與元素單元的分析結果來看，元素大小建議採用圍阻體牆厚度之 1/2 倍，並配合二次減積分元素，即可以在資源有限之硬體設備環境之下，得到準確的分析結果。

關鍵詞：有限元素法、模態分析、先進沸水式反應爐、一次圍阻體結構

## 一、前言

核能電廠之安全性一直以來都是被大眾高度關注的議題，尤其在歷經 311 日本大地震後，福島電廠受損所造成的社會、經濟與環境的衝擊更無法估計，致使核能電廠的結構、設備與其組件的受震安全性評估格外重要。在過去，核能電廠設備管線組件的耐震需求，乃利用簡化的質量集中模型，進行動態歷時分析之後所得。然而簡化的質量集中模型無法有效的呈現出結構複雜的模態特性，諸如三維度之模態、扭轉之模態、以及扭轉耦合之模態等等。

為了評估簡化的質量集中模型之適用性，本研究採用商業有限元素分析軟體 ABAQUS 6.12 版，針對先進沸水式反應爐（ABWR）之鋼筋混凝土一次圍阻體結構，建立其有限元素模型，進行模態分析，以了解其各模態之振動頻率與模態振形。此外，不同粗細的網格，以及有限元素單

元的選擇，包括線性與二次實體元素，完全積分與減積分元素，對分析結果的影響，也將在本文中作探討。

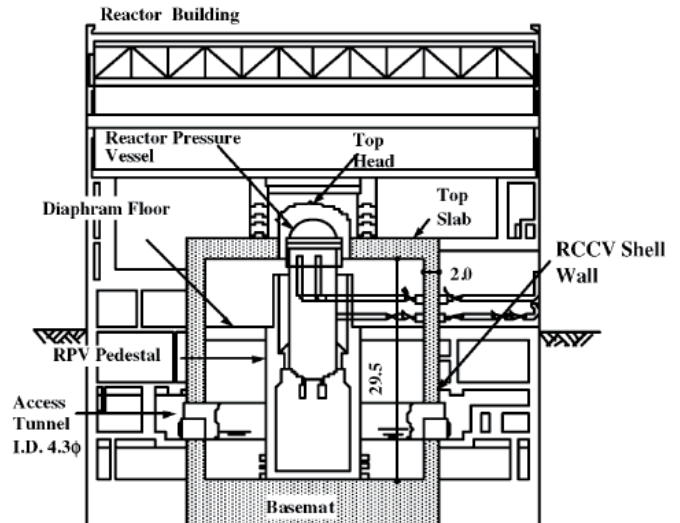


圖 1 先進沸水式反應爐廠房結構示意圖[1]

<sup>1</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 專案助理研究員

<sup>2</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 副研究員

<sup>3</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 專案副研究員

<sup>4</sup> 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心主任

<sup>5</sup> 國立台灣大學土木工程學系教授

## 二、結構與模型概述

圖 1 為先進沸水式反應爐之反應爐廠房結構示意圖（引自參考文獻[1]），其為一樓高 7 層樓之建築物，總樓層高度為 63.4 公尺，其中 3 層（25.7 公尺）位於地下，4 層位於地上（37.7 公尺），總面積為 60.0 公尺×57.0 公尺。結構體的部份包含了一次圍阻體，二次圍阻體以及內部剪力牆等，主要以鋼筋混凝土及鋼構架所組成。本研究乃針對結構體之一次圍阻體以及部分的基礎版進行分析。一次圍阻體主要由圓柱狀的牆體所構成，牆的內半徑為 14.5m，外半徑為 16.5m，牆的厚度高達 2m，其功能除了要能夠抵抗地震與其它外力之侵襲，亦要確保在爐心熔毀事件發生之時，能夠將輻射物質完全屏蔽於內，其為保障核能安全之最後防線。牆柱體高度為 31.9m，約與牆柱體的內外直徑相當，基礎版厚度為 5.5m。

本研究乃依據一次圍阻體結構之實際尺寸，利用 ABAQUS 建立模型，其示意圖可參考圖 2。其中材料的特性，乃依據規範規定之混凝土材料參數值訂定。一次圍阻體之設計混凝土極限抗壓強度  $f'_c$  為 350kgf/cm<sup>2</sup>，其彈性模數  $E_c$  依規範建議可依據下式計算[2]：

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (1)$$

其中  $f'_c$  之單位為 kgf/cm<sup>2</sup>。而蒲松比則設定為 0.2。結構僅考慮自重，混凝土的密度設定為 2.4tf/m<sup>3</sup>。邊界條件的部分，在進行模態分析之時，假設基礎版底部為固定不具位移，計算 0~30Hz 之範圍內所有的模態參數。

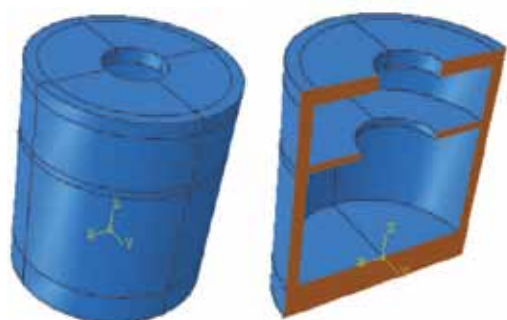


圖 2 一次圍阻體模型圖

## 三、網格切割與元素類型

一般來說，有限元素分析的網格越小，可以得到較為精確的結果，但縮小網格將使模型之節點與元素的數量增加，以致計算時間的增長。由於受限於硬體的限制，分析的網格無法無限制的縮小。因此為了瞭解網格切割的大小對分析結果的影響，以及決定合適的網格大小，本研究採用了四種不同大小的網格，建立圍阻體之有限元素模型，網格的切割情況可參考圖 3。各網格切割的大小乃依據圓柱牆體的厚度來計算，網格一至網格四的元素大小分別約為牆柱體厚度之 2 倍、1 倍、0.5 倍與 0.25 倍。

在 ABAQUS 6.12 中，三維實體元素依據節點的數量，可分作線性元素與二次元素，其中線性元素一共有八個節點，而二次元素則一共有二十個節點，如圖 4 所示（圖片引自參考文獻[3]）。此外，依據積分點數量的不同，實體元素可分做減積分元素與完全積分元素，其積分點之分佈可參考圖 4。依據線性元素與二次元素，以及積分點數量的不同，ABAQUS 6.12 版提供了四種實體元素[3]，其分別為：

- (1) 線性減積分元素（C3D8R），其一個面只有一個積分點；
- (2) 線性完全積分元素（C3D8），其一個面有四個積分點；
- (3) 二次減積分元素（C3D20R），其一個面共有四個積分點；
- (4) 二次完全積分元素（C3D20），其一個面有九個積分點。

依據網格的不同大小以及不同的元素種類，本研究一共建構了 16 種不同的有限元素模型，來進行模態分析。各模型的節點數量與元素數量，可參考表 1。其中減積分與完全積分元素之元素數量雖然相同，但是減積分元素由於積分點較少，因此計算量亦較少。由表 1 可發現，當元素大小減少 0.5 倍，則分析的節點與元素數量將增加為 5~6 倍，因此計算量的增加相當的可觀。

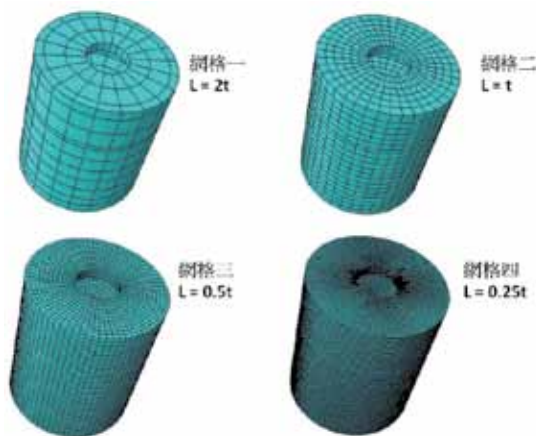


圖 3 不同網格粗細之模形示意圖

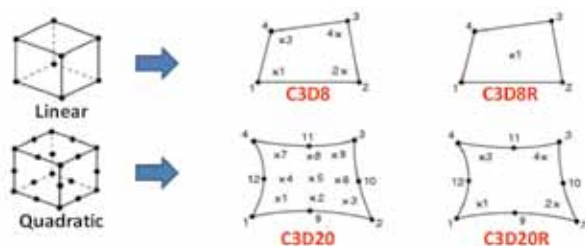


圖 4 不同積分點數量之線性與二次元素[3]

表 1 不同模型之節點與元素數量

| 節點數量            |      |       |       |        |
|-----------------|------|-------|-------|--------|
|                 | 網格一  | 網格二   | 網格三   | 網格四    |
| C3D8R<br>C3D8   | 775  | 3044  | 16085 | 116128 |
| C3D20R<br>C3D20 | 2719 | 10807 | 59719 | 444956 |
| 元素數量            |      |       |       |        |
| C3D8R<br>C3D8   | 408  | 1700  | 11508 | 96661  |
| C3D20R<br>C3D20 | 408  | 1700  | 11508 | 96661  |

#### 四、模態分析結果

圖 5 為 16 種不同的一次圍阻體有限元素模型，進行模態分析後，前四個主要振動模態頻率的比較值。由分析結果來看，可以發現幾個現象：

(1) 二次元素不論是採用減積分或是完全積分，模態分析之結果皆較線性元素來的穩定，採用二次元素時，可使用較粗的網格進行分析（網格二~網格四）。

(2) 線性減積分元素的分析頻率值較低，此乃元素之沙漏問題[3]，導致結構太柔軟，若網格太粗（網格一~網格二），該模

型無法呈現高模態的模態特性（第三與第四模態）。若要採用此元素，須採用細網格（網格四）進行分析，方可得到精確的結果。

(3) 線性完全積分元素的分析頻率值較高，此乃元素之剪力自鎖問題[3]，導致結構太硬。若要採用此元素，亦須採用細網格（網格四）進行分析，方可得到精確的結果。

由上述分析之結果，針對一次圍阻體結構，本研究建議採用二次減積分元素，將網格大小設定為圍阻體圓柱牆厚度的一半，即可以達到精確且符合效益之分析結果。本文後續將採用該建議之模型的分析結果進行探討。

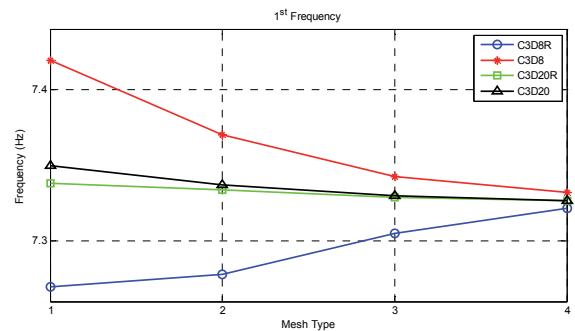


圖 5(a) 不同模型之第一模態頻率比較

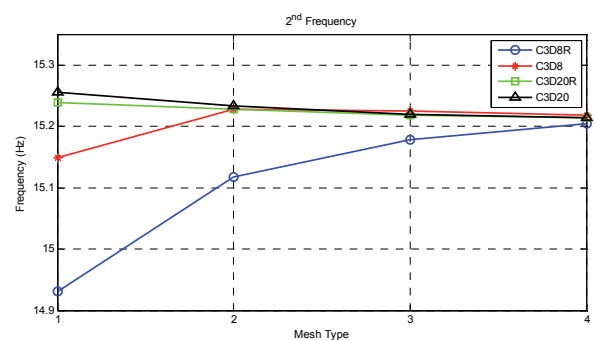


圖 5(b) 不同模型之第二模態頻率比較

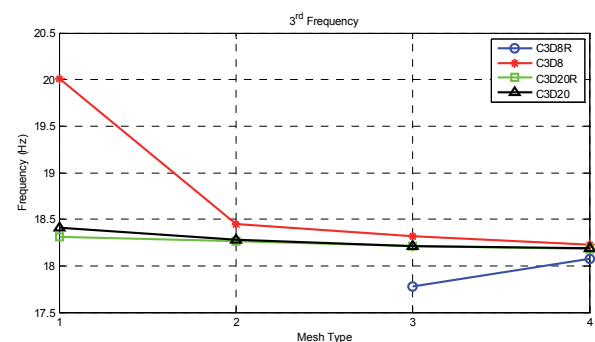


圖 5(c) 不同模型之第三模態頻率比較

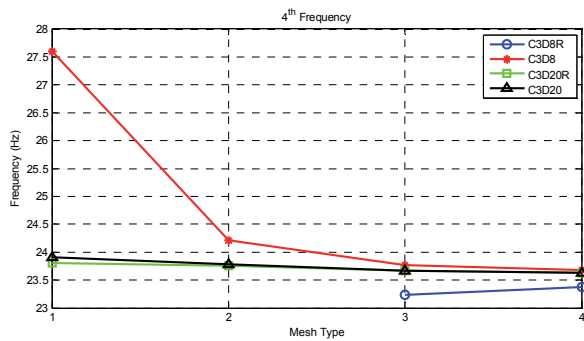


圖 5(d) 不同模型之第四模態頻率比較

圖 6 為圍阻體結構前四個主要貢獻模態的模態振形圖。各模態頻率分別為 7.3Hz、15.2Hz、18.2Hz、23.6Hz。第一模態為水平向模態，第二模態為扭轉模態、第三模態為殼面內變形之模態，第四模態為垂直向之模態。圖 7 為圍阻體結構在前四個主要貢獻模態之下，各元素積分點之最大 Mises Stress 分佈圖，其中 Mises Stress 之定義如下：

$$\sigma_{mises} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}} \dots (2)$$

其中  $\sigma_1 \sim \sigma_3$  為積分點之三個主應力值。由圖 7 可知第一與第二模態之應力主要集中在牆柱體底部，第三模態之應力主要集中在中間版之中央，第四模態之應力主要集中在頂版以及牆柱體底部。

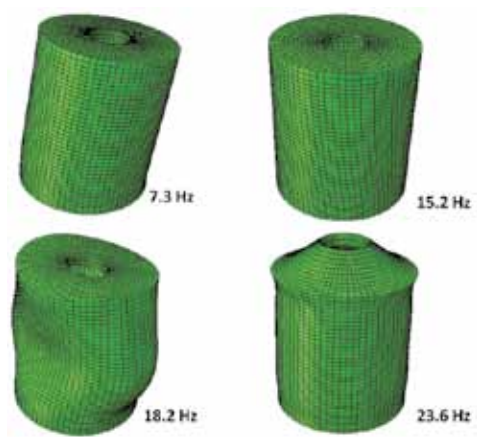


圖 6 各模態之模態振形圖

## 五、結論與展望

本研究採用商業軟體 ABAQUS 6.12，針對 ABWR 之一次圍阻體結構，進行模態分析，了解其各模態之振動頻率、模態振形與應力分佈。依據不同元素種類與網格

的大小，建立 16 種不同的有限元素模型，以探討其對分析結果的影響。經過模態分析，可以得知 ABWR 之一次圍阻體結構的前四個主要模態振動頻率，分別為 7.3Hz、15.2Hz、18.2Hz、23.6Hz。由不同網格大小與元素類型的分析結果來看，元素大小建議採用圍阻體牆厚度之 1/2 倍，並配合二次減積分元素，即可以在資源有限之硬體設備環境之下，得到準確的分析結果。

本研究現階段已完成 ABWR 一次圍阻體有限元素模型的建構與分析，未來除了將針對完整反應爐廠房結構之模態特性進行分析之外，分析結果也將與簡化之質量集中模型進行比較，探討該模型之適用性。

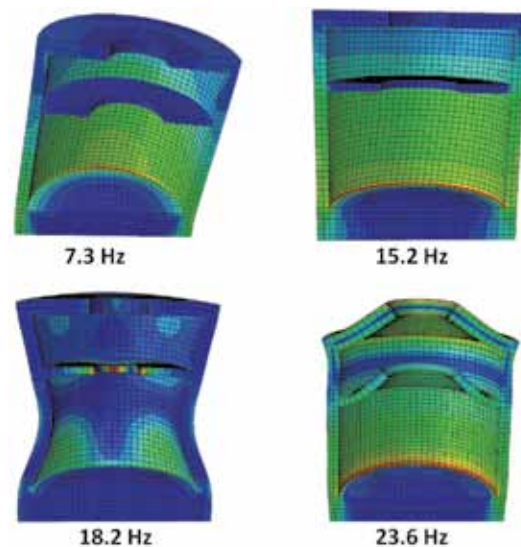


圖 7 各模態之應力分布圖

## 參考文獻

1. Hiram T. et al. (2005a). "Seismic proof test of a reinforced concrete containment vessel (RCCV) Part 1: Test model and pressure test." *Nuclear Engineering and Design*, 235, 1335–1348.
2. 土木 401-93 (2004), "混凝土工程設計規範與解說", 中國土木水利工程學會。
3. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc. "Abaqus Analysis User's Manual", Version. 6.3.

# 核能電廠機率式地震風險評估研究

張長菁<sup>1</sup> 沈盈琇<sup>2</sup> 黃尹男<sup>3</sup> 張國鎮<sup>4</sup>

## 摘要

自日本 311 地震引發福島核子事故，核能安全受到重視，而核能電廠耐震安全評估為整體核能安全所不能忽視之重點，機率式地震風險評估(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)是核電廠耐震安全評估中最全面、完整的方法，自 1980 年代被提出之後，已廣被認為估算核能電廠因地震引致爐心受損之年平均超越頻率的可行方法。本研究針對過去在核能工業界常用之機率式地震風險評估程序進行探討，以核能電廠內造成爐心受損事故序列之一為例，進行風險計算，並針對現有機率式地震風險評估程序提出改良構想，將作為本研究未來研究目標。

關鍵詞：地震機率式風險評估、地震危害度分析、地震易損性分析

## 一、前言

西元 1991 年，美國核能管制委員會(United States Nuclear Regulatory Commission, USNRC)要求境內所有核電廠需要進行外部事件檢查(Individual Plant Examination of External Events, IPEEE)，地震事件即為重要之一環(USNRC 1991)。配合這項要求，USNRC 發表了 NUREG-1407 (Chen et al., 1991)，協助各核電廠進行 IPEEE。NUREG-1407 明確記載了兩個 USNRC 認可的耐震風險評估方法：耐震餘裕評估(Seismic Margin Assessment, SMA)及機率式地震風險評估(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)。SMA 僅能提供電廠對抗地震的高信度低損害率值(High Confidence Low Probability of Failure, HCLPF)，並識別電廠在耐震上較脆弱的系統與元件。而 SPRA 主要目的為瞭解地震事件所引致爐心損壞或輻射外洩之可能性，並找出造成地震風險的主要因素，此方法不僅能識別核電廠在耐震上較脆弱的系統與元件，亦能計算特定事故風險值(如爐心受損年平均頻率和輻射外洩

年平均頻率)，與 SMA 相較之下則能提供較多資訊。爐心受損之年平均頻率為目前美國 NRC 審核核電廠耐震安全的一項重要參考數據。

SPRA 是核電廠耐震安全評估中最全面、完整的方法，自 1980 年代被提出之後，已廣被認為估算核能電廠因地震而導致爐心受損之年平均超越頻率的可行方法，本研究針對過去在核能工業界常用之機率式地震風險評估程序進行探討，以核電廠內造成爐心受損事故序列之一為例，進行風險計算，並針對現有機率式地震風險評估程序提出改良構想，將作為本研究未來目標。

## 二、機率式地震風險評估程序

UREG/CR-2300 (USNRC 1983)提供了兩個 SPRA 的方法，簡稱 Zion 法與 Seismic Safety Margin (SSM)法。其中 Zion 法於 1981 年被提出，並用於美國 Zion 核電廠的耐震風險評估(Pickard, Lowe, and Garrick, Inc., et al. 1981)，以最大地表加速度或反應

<sup>1</sup> 國家地震工程研究中心助理研究員

<sup>2</sup> 國家地震工程研究中心專案研究助理

<sup>3</sup> 國立台灣大學土木工程系助理教授

<sup>4</sup> 國立台灣大學土木工程系教授暨國家地震工程研究中心主任

譜加速度等地表運動參數為電廠元件易損性曲線之強度參數，針對核能電廠進行地震機率式風險評估必要程序分別說明如下：

### (一) 地震危害度分析

#### (Seismic Hazard Analysis)

地震危害度分析係針對一特定場址進行評估該地區在未來一定期間內遭遇某地震強度之超越機率，同時考慮可能地震及其發生機率、震源可能位置及震度衰減特性，透過地震危害度分析可取得地震危害度曲線，提供了地震強度參數(如地表最大加速度)的年平均超越頻率。

### (二) 結構、系統及組件之地震易損性分析 (Seismic Fragility Analysis)

在 SPRA 方法中，地震易損性分析為一重要步驟，由地震易損性分析可知結構或設備元件耐震度之完整機率分布，稱之地震易損性曲線。曲線上特定一點所對應數值主要係定義為單一結構或元件在指定之地震參數下之條件失效機率，可用以評估該元件在某一地震強度下的失效機率。以圖 1 為例，以最大地表加速度參數為元件易損性曲線之強度參數，該元件在最大地表加速度達 2g 時，會有 29% 的失效機率。

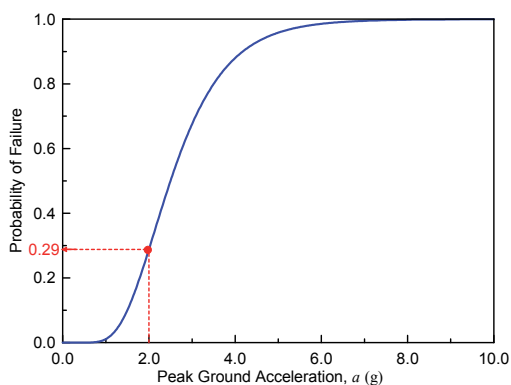


圖 1 地震易損性曲線示意圖

地震易損性曲線常以對數常態分布(Lognormal Distribution)的累積分布函數(Cumulative Distribution Function, CDF)來表示；一對數常態分布可被兩參數完全決定：中位數(Median)及對數標準差(Logarithmic Standard Deviation)。中位數為該變數對應於機率值 0.5 之數值，對數標準差則代表了該變數的變異性(對中位數的

離散程度)。

目前既有方法中，進行地震易損性分析時，以地表運動參數(如最大地表加速度或反應譜加速度)作為電廠元件易損性曲線之強度參數，針對單一結構或元件之耐震能力(Fragility,  $A$ )，依據安全停機地震( $A_{SSE}$ )設計，以安全因子(Factor of Safety,  $F$ )來評估，其地震易損性曲線可表示為

$$A = F \cdot A_{SSE} \quad (1)$$

針對結構元件與非結構元件(設備元件)之不同，在安全因子上所需考慮之基本變數及參數選定也將不同，Reed 及 Kennedy (1994)針對核能電廠地震易損性分析所需考量之參數提出建議準則，分別依結構元件及非結構元件說明如下：

#### 1. 結構元件

結構元件所需考慮的基本變數分成結構反應參數(Structural Response)與結構容量參數(Structural Capacity)兩部分。

結構反應參數( $F_{RS}$ )包含考量影響結構反應之因子，可表示為

$$F_{RS} = F_{SA} F_{\delta} F_M F_{MC} F_{EC} F_{SSI} \quad (2)$$

其中  $F_{SA}$  為地震反應譜形狀因子； $F_{\delta}$  為結構阻尼因子； $F_M$  為結構分析模型因子； $F_{MC}$  為模態疊加組合因子； $F_{EC}$  為地震分量組合因子； $F_{SSI}$  為結構土壤互制因子(含地表運動不連續性因子)。

結構容量參數包含結構強度因子( $F_S$ )及非彈性能量吸收因子( $F_{\mu}$ )，因此針對結構元件，其安全因子可表示為

$$F = F_S F_{\mu} F_{RS} \quad (3)$$

#### 2. 設備元件

設備元件所考慮的基本變數需包含設備所在結構之結構反應參數、設備反應(Equipment Response)以及設備容量參數(Equipment Capacity)。此外，在考量設備容量參數時，設備錨定、結構破壞模式或是設備功能性破壞都是需要列入考量。針對設備元件，其安全因子可表示為

$$F = F_C F_{RE} F_{RS} \quad (4)$$

其中  $F_C$  為設備容量參數，包含設備強度因子( $F_S$ )及非彈性能量吸收因子( $F_\mu$ )； $F_{RE}$  為設備反應參數，包含檢驗方法(Qualification Method)因子、設備阻尼因子、設備分析模型因子、模態疊加組合因子、地震分量組合因子；設備所在結構之結構反應參數所考慮之基本參數則與結構元件之結構反應參數相同。

### (三) 系統分析與事故序列分析 (Accident Sequence Analysis)

核能電廠中常利用事件樹(Event Trees)及故障樹(Fault Trees)方法，找出目標事件中所涉及相關系統元件，由初始事件(如地震發生事件)開始依序列出所有可能導致爐心受損的事故序列，每一序列涉及了一連串安全系統(Safety Functions)的成功或失效，在事件樹中的每個安全系統之間彼此為獨立事件，故每一序列之發生機率可由涉及之安全系統的成功或失效機率直接相乘求得。而每一個安全系統的故障機率則經由故障樹(Fault Trees)中最底層之基本元件的失效機率來估計。

### (四) 地震風險量化計算 (Risk Quantification)

地震風險量化計算為 SPRA 之最後程序，針對結構及非結構元件或設備進行地震易損性分析，並配合因地震導致爐心受損之事件樹及故障樹，估算該事故序列失效導致爐心受損之地震易損性曲線，經由爐心受損易損性曲線與地震危害度曲線之組合，可得爐心受損年平均頻率本身的機率分布，進一步積分可得該事故序列失效導致爐心受損之年平均頻率，即可表示為

$$P_f = -\int_0^\infty P_{f/a} \left| \frac{d\lambda_H(a)}{da} \right| da \quad (5)$$

其中  $P_f$  為不可接受性能之年發生頻率； $P_{f/a}$  為易損性曲線，係指在指定地表運動參數  $a$  下之不可接受性能發生機率； $\lambda_H$  為地震危害度曲線。易損性曲線為地表運動參數之函數，如最大地表加速度或反應譜

需求，與地震危害度曲線所定義的一致。

## 三、目標事故序列地震風險計算案例

本研究以核電廠內造成爐心受損事故序列之一為例，遵循 Zion 法之步驟，針對本事故序列進行地震風險計算。

首先針對核電廠場址進行地震危害度分析，根據分析結果，以最大地表加速度為函數之危害度曲線如圖 2 所示。

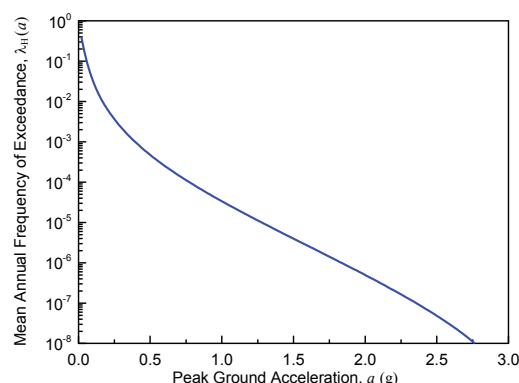


圖 2 本案例之危害度曲線

依據系統分析與事故序列分析結果，在核能電廠內爐心受損事故序列中，本案例發生事件依序如圖 3，因地震事件發生引發廠外電源供應(LOP)喪失，雖所有結構仍維持其完整性(SI)，且緊急直流電源(EDC)及交流電源(EAC)供應正常，但因供水系統(SW)失效，使得水冷式柴油發電機(EDG)及緊急爐心冷卻系統(Emergency Core Cooling System, ECCS)均無法作用，則須改由具獨立冷卻水系統的氣冷式緊急柴油發電機(SDG)繼續維持控制室正常運作，使控制棒(C)能夠成功插入爐心達成反應器安全停機，但因停機後燃料組件本身的高溫與燃料衰變熱，使得爐心仍有餘熱，須藉由 ECCS 接續運作來移除餘熱，但在 ECCS 喪失所有餘熱移除功能情況下，僅能利用爐心隔離冷卻系統(Reactor Core Isolation Cooling System, RCIC)進行注水，將爐心餘熱導入圍阻體，以降低爐心溫度及壓力，當壓力高於限制壓力或水位達在燃料棒上方限制高度時，RCIC 會自動啟動，使用蒸氣渦輪和送水管線注水於反應爐，以達到降溫降壓功能，因 RCIC 係由直流電源供

應僅能運轉 8 小時，在成功減壓達 8 小時，由獨立交流電供水系統(ACIWA)接續以消防補水系統可提供反應爐冷卻水，直到交流電源恢復正常，若 ACIWA 失效，無法持續以消防補水系統提供水冷卻爐心，因而引發爐心受損，在本案列事故序列中，失效事件為 LOP、SW 及 ACIWA。

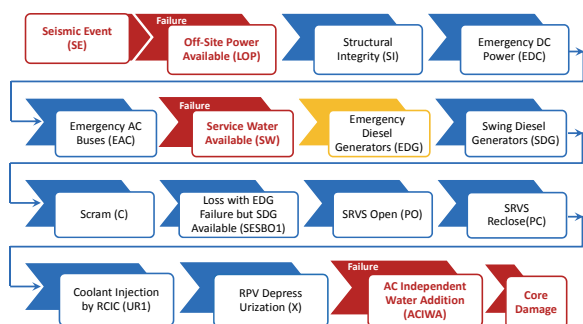


圖 3 事故序列發生事件

針對失效事件所涉及元件進行易損性分析，所得易損性曲線如圖 4，進一步根據式(5)將此易損性曲線與地震危害度曲線組合之機率分布積分可得該事故序列失效導致爐心受損之年平均頻率為  $8.78 \times 10^{-6}$ 。

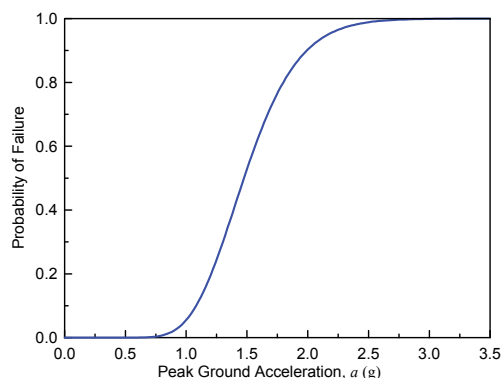


圖 4 本案例事故序列之易損性曲線

#### 四、結論與展望

核能電廠進行 SPRA 主要是藉由計算特定事故風險值(如爐心受損年平均頻率和輻射外洩年平均頻率)來瞭解地震事件所引致爐心損壞或輻射外洩之可能性，可找出造成地震風險的主要因素，並識別核電廠在耐震上較脆弱的系統與元件。本案例遵循 Zion 法計算，雖較簡易可行，然而使用地表運動參數定義易損性曲線，將使易損性曲線之對數標準差數值甚高，因為

除結構或非結構元件本身耐震容量之不確定性之外，亦需將地表運動參數部分之不確定性及在某一地表運動強度下結構或元件受震反應之不確定性，納入易損性曲線之計算。為改善既有 SPRA 方法，本研究後續將根據 Huang et al.所提出 SPRA 新步驟(2011)，採取結構反應參數定義易損性曲線，而非最大地表加速度之函數，且配合結構動力歷時反應分析取得電廠受不同強度之地表震動侵害時之反應，降低易損性曲線的不確定性，並藉由探討並比較新舊方法之優缺點與提出改進的可能性。

#### 參考文獻

1. Chen, J. T., Chokshi, N. C., Kenneally, R. M., Kelly, G. B., Beckner, W. D., McCracken, C., Murphy, A. J., Reiter, L., and Jeng, D., "Procedural and submittal guidance of individual plant examination of external events (IPEEE) for severe accident vulnerabilities." NUREG-1407, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., 1991.
2. Huang, Y.-N., Whittaker, A. S., and Luco, N., "A probabilistic seismic risk assessment procedure for nuclear power plants: (I) Methodology." Nuclear Engineering and Design, 241(9), pp3996-4003, 2011.
3. Huang, Y.-N., Whittaker, A. S., and Luco, N., "A probabilistic seismic risk assessment procedure for nuclear power plants: (II) Application." Nuclear Engineering and Design, 241(9), pp3985-3995, 2011.
4. Pickard, Lowe, and Garrick, Inc., and Westinghouse Electric Corporation, Fauske & Associates, Inc., "Zion Probabilistic Safety Study." prepared for Commonwealth Edison Company, Chicago, 1981.
5. Reed, J. W., and Kennedy, R. P., "Methodology for developing seismic fragilities." TR-103959, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA. 1994
6. U.S. Nuclear Regulatory Commission (USNRC). "PRA procedures guide." NUREG/CR-2300, USNRC, Washington, D.C., 1983.

國家地震工程研究中心 101 年度研究成果報告

發行：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

出版：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

地址：台北市辛亥路三段200號

電話：(02)6630-0888

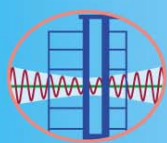
傳真：(02)6630-0858

網址：<http://www.ncree.org.tw>

印刷：益盛彩色製版有限公司

ISBN：978-986-89629-0-3

102年6月出版



**NAR Labs**

財團法人國家實驗研究院 國家地震工程研究中心

10668 台北市辛亥路三段 200 號

電話：(02)6630-0888 傳真：(02)6630-0858

<http://www.ncree.org.tw>

ISBN : 978-986-89629-0-3



9 789868 962903