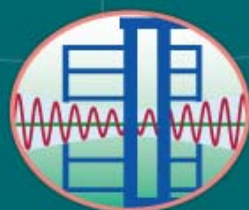


98年度 國家地震工程研究中心 研究成果報告

財團法人國家實驗研究院－國家地震工程研究中心



NCREE

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(以下簡稱本中心)成立宗旨為設置地震模擬試驗室，採用大比例尺或實尺寸靜動態試驗方式，提昇國內地震工程之研究與落實，並結合國內與地震工程有關之學者及工程師，從事有關地震工程之基本研究和應用研究，從理論或試驗方面解決國內工程之耐震問題，並帶動地震工程科技研究之創新，提升學術研究地位。配合震前準備、震時應變、震後復建之需要，整合國內相關研究人員，強化國際合作管道，期減輕地震災害之損失，成為國際研究重鎮。為達上述目的，本中心 98 年度研究計畫分成三個分項計畫：(一)結構耐震設計、評估與補強技術發展；(二)震災應變、風險評估與管理；(三)地震工程試驗與模擬技術服務。另本中心配合國研院院內整合型計畫「強震即時警報系統推動研究計畫」，以及「橋梁安全監測跨領域整合研究平台」先期研究之執行，亦有豐碩成果。在 98 年度中，本中心為強化地震防災教育推廣，提昇全民防災意識，完成地震工程科普教育手冊彙編工作。以下就各項成果分述如下：

(一) 結構耐震設計、評估與補強技術發展

1. 耐震規範研究：耐震設計規範之檢討與改進對策；耐震性能設計規範改進先期研究(三)；結構歷時動力分析之自然地震強度調整方法研究；考慮土壤結構互制效應之平面不對稱結構受震反應分析。
2. 既有建物耐震評估與補強：鋼筋混凝土柱受剪破壞之耐震行為曲線研究；足尺鋼筋混凝土含牆構架雙向反覆載重試驗研究；矩形 RC 梁採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓耐震補強研究；非韌性鋼筋混凝土構架動態倒塌行為實驗研究；建築結構位移係數法之應用研究(一)。
3. 校舍耐震評估補強服務：全國中小學校舍結構耐震評估與補強資料庫建置(二)；台灣高中職及國中小校舍耐震能力提昇作業規範；典型 RC 校舍結構耐震能力評估比較；台灣中小學校舍結構耐震初步評估方法之探討；校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版；鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(推垮分析)；低矮 RC 校舍耐震性能目標研究。
4. 橋梁延壽技術研發：公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究。
5. 橋梁延壽技術研發整合型母計畫：橋梁結構考慮地震、沖刷與耐久性之永續發展研究；直接基礎橋柱之搖擺行為參數分析。
6. 新技術與工法研發：
 - (1) 重要結構及設備應用研究：中間樓層隔震建築之耐震行為分析與試驗研究(I)；醫療設備耐震性能試驗研究；重要結構及設備應用研究醫療設備固定於輕隔間之耐震與分析；設備隔振基座之耐震性能試驗研究。
 - (2) 新型耐震結構工法研發：高拉力鋼筋 T 頭錨定梁柱接頭行為研究；縮尺連梁式鋼板剪力牆子結構反覆側推試驗；超高強度鋼筋混凝土軸力構件圍束行為研究。
 - (3) 智慧型結構技術研發：分子生物識別技術於結構健康診斷之應用研究；鋼筋混凝土構架之健康診斷與受震模擬；有無安裝磁流變阻尼器之纜索的阻尼識別；可變式油壓減震器之研發與測試；雙向摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器減振效益之研究；變摩擦隔震系統之半主動控制；勁度可控式隔震系統之半主動控制。
7. 大地地震工程研究：固定樁頭單樁韌性容量之簡易評估法；飽和砂土層中基樁之側向載重與振動台試驗；結構基礎損傷評估技術發展(I)；建築物考慮土壤結構互制阻尼比之研究(II)。

8. 高性能金屬斜撐結構系統整合型母計畫：實尺寸三層樓特殊同心斜撐鋼構架試驗研究。

(二) 震災應變、風險評估與管理

1. 強地動潛勢評估：震源參數與微地動地盤特性研究（微震監測）；震源參數與微地動地盤特性研究-地化監測。
2. 震災風險評估與管理平台：自來水管網系統震後服務效能之不確定性影響分析；地震應變與防災資訊系統建置之研究。
3. 氣象局強震測站鑽探：全國強震測站場址工程地質資料庫之建立。

(三) 地震工程試驗與模擬技術服務

實驗設施維運與技術發展：數值模擬平台 PISA3D 之研發與推廣；雙相機影像量測系統於結構實驗之應用；同步數值更新之複合實驗方法初步研究；向量式有限元分析方法於鋼筋混凝土結構非線性行為之應用；NCREE 資訊及知識服務之建置與應用；NCREE 資訊及知識服務之建置與應用(II)。

(四) 橋梁安全監測跨領域整合研究平台：老舊橋梁地震與洪水沖刷多重災害無線監測網路應用系統現地試驗研究。

(五) 強震即時警報系統推動研究計畫：類神經網路分析應用於現地型強震即時警報系統之研究；利用境況模擬技術預估結構物反應之可行性研究。

(六) 教育推廣：地震工程科普手冊編輯。

本報告綜整 98 年度各研究成果的精簡報告，期能藉由廣泛且深入淺出的介紹，提供工程界與學術界參考，促進未來合作研究機會與成果落實，相關計畫之詳細內容可進一步參閱各計畫之研究報告，或發表於期刊及研討會之相關論文。

主任 張國鎮

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、翁元滔、邱俊翔、洪曉慧、劉光晏、林瑞良、林克強、汪向榮、陳長佑、林凡茹
- 5 **耐震性能設計規範改進先期研究 (三)**
鄧崇任、柴駿甫、廖文義、簡文郁、翁元滔、邱世彬、林凡茹、周德光
- 9 **結構歷時動力分析之自然地震強度調整方法研究**
翁元滔、蔡克銓、詹雅嵐
- 13 **考慮土壤結構互制效應之平面不對稱結構受震反應分析**
林瑞良、蔡克銓
- 17 **足尺鋼筋混凝土含牆構架雙向反覆載重試驗研究**
曾建創、黃世建、葉勇凱
- 21 **矩形 RC 梁採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓耐震補強研究**
林敏郎、陳沛清、楊元森、林至聰、蔡克銓、黃志豪
- 25 **非韌性鋼筋混凝土構架動態倒塌行為實驗研究**
黃世建、Kenneth J. Elwood、Jack P. Moehle、吳俊霖、林沛暘、羅俊雄、鄭橙標、楊元森、Soheil Yavari、林士涵、翁樸文、Beyhan Bayhan
- 29 **建築結構位移係數法之應用研究(一)**
翁元滔、黃世建
- 33 **全國中小學校舍結構耐震評估與補強資料庫建置(二)**
葉勇凱、趙宜峰、陳鴻銘、高偉格、沈文成、翁樸文、鍾立來、簡文郁、黃世建
- 37 **台灣高中職及國中小校舍耐震能力提昇作業規範**
邱聰智、黃世建、鍾立來、簡文郁、葉勇凱、沈文成、翁樸文
- 41 **典型 RC 校舍結構耐震能力評估比較**
周德光
- 45 **台灣中小學校舍結構耐震初步評估方法之探討**
蘇耕立、黃世建
- 49 **鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(推垮分析)**
葉勇凱、蕭輔沛、沈文成、楊耀昇、黃世建
- 53 **校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版**
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、孫啟祥
- 57 **低矮 RC 校舍耐震性能目標研究**
簡文郁、張毓文
- 61 **公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究**
張國鎮、宋裕祺、劉光晏、洪曉慧、柴駿甫

- 65 橋梁結構考慮地震、沖刷與耐久性之永續發展研究：橋梁承受雙向地震力
之行為研究 II
張國鎮、盧智宏、劉光晏
- 69 直接基礎橋柱之搖擺行為參數分析
洪曉慧、張國鎮
- 73 中間樓層隔震建築之耐震行為分析與試驗研究(I)
張國鎮、黃震興、汪向榮
- 77 醫療設備耐震性能試驗研究
柴駿甫、林凡茹
- 81 重要結構及設備應用研究醫療設備固定於輕隔間之耐震與分析
王仁佐、陳筱安
- 85 設備隔振基座之耐震性能試驗研究
黃震興、汪向榮、陳閔富
- 89 高拉力鋼筋 T 頭錨定梁柱接頭行為研究
林克強、陳政宇
- 93 縮尺連梁式鋼板剪力牆子結構反覆側推試驗
蔡克銓、張景棠、李昭賢、林志翰
- 97 超高強度鋼筋混凝土軸力構件圍束行為研究
黃世建、林克強、張豐展
- 101 分子生物識別技術於結構健康診斷之應用研究
古昌弘、林子剛
- 105 鋼筋混凝土構架之健康診斷與受震模擬
廖文義
- 109 有無安裝磁流變阻尼器之纜索的阻尼識別
黃謝恭、羅俊雄、林沛暘
- 113 可變式油壓減震器之研發與測試
江宏偉、林沛暘
- 117 變摩擦隔震系統之半主動控制
楊卓諺、鍾立來、陳鴻銘、盧煉元
- 121 勁度可控式隔震系統之半主動控制
連冠華、鍾立來、吳賴雲、盧煉元
- 125 雙向摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器減振效益之研究
鍾立來、吳賴雲、林廷翰、林美君、連冠華
- 129 固定樁頭單樁韌性容量之簡易評估法
邱俊翔、陳正興、蔡煜青
- 133 飽和砂土層中基樁之側向載重與振動台試驗
翁作新、陳家漢、陳正興、戴偉倫

- 137 **結構基礎損傷評估技術發展(I)**
柯永彥、張為光、陳正興
- 141 **建築物考慮土壤結構互制阻尼比之研究(II)**
許尚逸、陳正興、邱俊翔
- 145 **實尺寸三層樓特殊同心斜撐鋼構架試驗研究**
蔡克銓、魏志毓、吳安傑、蔡青宜、林志翰、林克強
- 149 **震源參數與微地動地盤特性研究 (微震監測)**
張道明、謝宏灝、林哲民、郭俊翔、溫國樑
- 153 **震源參數與微地動地盤特性研究-地化監測**
瓦里亞、林世榮、楊燦堯、溫國樑
- 157 **自來水管網系統震後服務效能之不確定性影響分析**
劉季宇、洪祥瑗
- 161 **地震應變與防災資訊系統建置之研究**
陳志欣、陳緯蒼、葉錦勳
- 165 **全國強震測站場址工程地質資料庫之建立**
溫國樑、謝宏灝
- 169 **數值模擬平台 PISA3D 之研發與推廣**
游宜哲、莊明介、蔡克銓
- 173 **雙相機影像量測系統於結構實驗之應用**
陳北亭、黃仲偉、楊元森、吳俊霖
- 177 **向量式有限元分析方法於鋼筋混凝土結構非線性行為之應用**
王仲宇、王仁佐、張鈴菀
- 181 **NCREE 資訊及知識服務之建置與應用(II)**
周光武、涂文祥、林峻毅、謝尚賢、林顯堂
- 185 **老舊橋梁地震與洪水沖刷多重災害無線監測網路應用系統現地試驗研究**
林詠彬、張國鎮、翁士晟、李路生、彭信文
- 189 **類神經網路分析應用於現地型強震即時警報系統之研究**
林主潔、沈哲平
- 193 **利用境況模擬技術預估結構物反應之可行性研究**
吳炳昀、林子剛
- 197 **地震工程科普手冊編輯**
李政寬、邱世彬、張惠玲、黃育仁、蔡克銓

耐震設計規範之檢討與改進對策

邱世彬⁴ 鄧崇任¹ 柴駿甫¹ 簡文郁¹ 翁元滔² 邱俊翔² 洪曉慧²

劉光晏² 林瑞良² 林克強² 汪向榮³ 陳長佑⁴ 林凡茹⁴

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，本計畫之目的為針對國內耐震設計規範進行相關研究，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、98 年度研議討論之議題

98 年度所討論之議題，綜合 97 年度尚未定案之議題，共有 5 項，分述如下：

1. 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力修訂建議：

針對非結構耐震規範條文方面之修正建議，為刪除非結構構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數 R_{pa} 規定，直接以 R_p 係數代入規範中最小設計水平總橫力公式(4-1a)，修正說明如下：

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理技術師

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

a. 現行非結構耐震設計規範內容

我國耐震規範之非結構構件規定，為參酌美國 IBC2000 與 UBC 規範修訂而成。非結構設計水平總橫力 F_{ph} 依下式計算：

$$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p \frac{a_p}{R_{pa}} \cdot (1 + 2 h_x / h_n) W_p \quad (4-1a)$$

$$0.3 S_{DS} I_p W_p \leq F_{ph} \leq 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (4-1b,c)$$

上述設計公式與 IBC2000 大致相同，不同之處為我國考量國內非結構施工品質等因素，增設 R_{pa} 係數規定。 R_{pa} 為構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數，將 IBC2000 之 R_p 係數值依下式予以折減：

一般工址與近斷層區域

$$R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{1.5} \quad (4-2a)$$

臺北盆地

$$R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{2.0} \quad (4-2b)$$

由(4-2a)與(4-2b)式可知， R_p 折減為 R_{pa} 的公式，為參照建築物之韌性容量 R 推導至結構系統地震力折減係數 F_u 公式。

b. R_{pa} 係數修正建議

R_{pa} 係數設計目的，為不欲在地震中用完非結構韌性，而降低 R_p 係數值。然而 R_p 係數之定義，為考量非結構韌性之地震力折減係數，性質與結構系統 F_u 係數相同，而與韌性容量 R 不同，故不應以限制非彈性位移量之方式調整 R_p 係數。故建議回歸至 IBC2000 之原始公式，將容許地震反應折減係數 R_{pa} 規定刪除，直接以地震反應折減係數 R_p 值計算非結構最小水平總橫力 F_{ph} ，而得(4-1a)式：

$$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p \frac{a_p}{R_p} \cdot (1 + 2 h_x / h_n) W_p$$

同時，相較於美國最新規範 IBC-2006 (ASCE7-05) 中機電設備附件之 R_p 值高達 1.0~12.0 範圍，考量國內營建業施工品質與 R_p 值之主觀性，且不希望地震作用之下非

結構韌性用盡，建議保留現行規範援引之 IBC2000 版本的 R_p 係數值，使 R_p 值範圍介於 1.0 至 3.5 之間，以得較為保守之設計水平力。

c. 增設最小設計水平總橫力之替代設計建議公式

在規範解說中增設最小設計水平總橫力之替代設計建議公式：

$$F_{ph} = \frac{a_i a_p W_p}{(R_p / I_p)} A_x \quad (C4-1)$$

考量建築物真實樓板反應，最小設計水平總橫力 F_{ph} 除了依(4-1)式外，亦可採(C4-1)式，由第三章動力分析方法所得之樓板反應加速度值，與 2.14 節(2-20)式所得之建築物意外扭矩放大係數，計算非結構最小設計總橫力 F_{ph} 值。

2. 土壤液化潛能評估使用之地震規模分區修訂建議：

工程上常採用簡易經驗評估法來判定工址土壤之液化潛能，在內政部「建築物基礎構造設計規範（含解說）」中亦列出數種土壤液化潛能之評估方法，如 Seed et al. 簡易經驗法、日本道路協會簡易法、Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法等，其中除日本道路協會簡易法外，在考量地震效應時，同時考量最大地表加速度值(PGA)以及地震規模大小。

目前之建築物耐震設計規範中僅可得知台灣各地最大地表加速度值，對於規模值並無交代，使得工程師在評估土壤液化潛能時無所依據，甚至誤用其他研究之地震規模值。因此建議於規範增訂該條文之解說，提供液化潛能評估使用之地震規模分布圖，使工程師設計時能有所依循。

依據地震危害度參數拆解分析，可以得到設計地震規模分布圖如圖 1 所示，再套入台灣行政區域劃分，則可以得到各鄉鎮之土壤液化評估使用之地震規模分區(圖 2)，並於規範 11.1.3 節新增相關之解說。

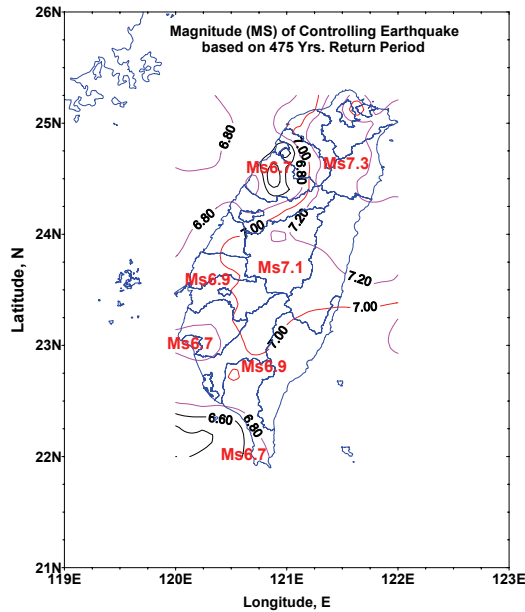


圖 1 475 年設計地震規模分布圖

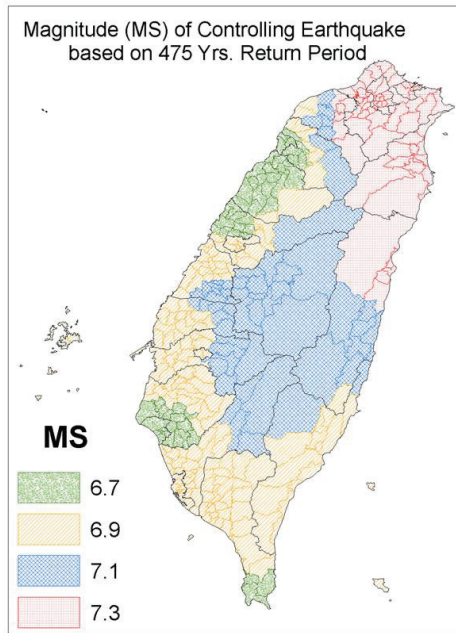


圖 2 土壤液化潛能評估使用之地震規模分區 (設計地震)

3. 地震力豎向分配條文修訂建議：

目前耐震設計規範中所規定之地震力豎向分配，是以靜力分析計算所得之最小總橫力，依據樓層質量及高度作線性分配，再於頂層外加集中橫力 F_t 。本中心建議依據 FEMA-450 之規定將豎向分配之公式修訂為：

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad (2-17)$$

其中

$$k = \begin{cases} 1.0 & ; T \leq 0.5 \text{秒} \\ 0.5T + 0.75 & ; 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{秒} \\ 2.0 & ; T \geq 2.5 \text{秒} \end{cases} \quad (2-18)$$

以更貼近結構物受震行為。

4. 設計地震之載重組合效應檢討：

依據美國 FEMA 450 (2003)、ASCE 7-05 或者 IBC 2006 規範條文之規定，除了考慮雙向水平地震力效應外，還必須同時增加考量垂直地震力效應，同時針對極度扭轉不規則性結構，須適度考量贅餘度因子之規定，因此本議題主要有三個部份：

a. 載重組合(水平雙向、垂直)：

經由委請聯邦顧問公司協助製作 6 層樓以及 25 層樓之水平雙向以及垂直地震力之載重組合設計示範例，經委員會討論後，衡量目前工程界現況以及規範之修改幅度，初步決議以考量水平單向 100% 以及垂直向 100% 地震力做為載重組合效應。

b. 垂直地震力

垂直地震力部分現行規範規定須考量梁板系統之韌性容量，再與柱子之垂直地震力相加，為簡化垂直地震力之計算，將目前之垂直地震力公式：

$$V_z = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \right)_m W$$

簡化為

$$EQ_V = \frac{0.4S_{DS}I}{\alpha_y} \gamma D$$

c. 贅餘度因子 ρ

針對極度扭轉不規則性之結構，於規範中增列有關贅餘度因子之相關規定，明定除了符合新增條文所列之條件而可允許贅餘度因子 ρ 值為 1.0 外， ρ 值應等於 1.3。

$$E = \rho Q_E \pm \frac{0.4 S_{DS} I}{\alpha_y} \gamma D$$

5. 近斷層調整因子之檢討：

經濟部中央地質調查所於 2009 年，重新公告我國之第一類活動斷層為 19 條，原 2000 年版公告的 12 條中，刪除 1 條，另新增 8 條活動斷層。

依照目前之耐震設計規範規定，鄰近第一類活動斷層之區域，均須考量近斷層效應，且鄰近之行政區域其水平譜加速度係數均較其它區域為高，因此規範中之設計地震力及近斷層因子有重新檢討之必要。

目前本案仍持續進行研究及檢討中，主要之研究內容有：

短期：

- 針對第一類活動斷層，初步建議地震活動模型與參數。
- 近斷層之設計地震背景值之微調建議。
- 近斷層設計地震調整因子檢討。

長期：

- 活動斷層之地震活動模型與參數研究。
- 引入時變性的地震危害度分析模式，建立不同耐震需求之設計地震分佈圖。
- 配合定值法檢討近斷層設計地震調整因子 N_A 與 N_V 。

三、結論與展望

規範研究發展委員會至 98 年底為止，共召開過 15 次會議，討論之議題共有 17 項，其中包含液化潛能判定所採用之地表水平加速度修訂建議、地盤分類準則修訂建議、液化潛能判定所採用之地震規模分區、建築物之間隔規定修訂建議、週期上限係數 C_U 值修訂建議、建築物耐震設計

規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬、結構系統分類及其韌性容量修訂建議、非結構構體、構材或設備之地震反應折減係數修正建議以及臺北盆地設計地震微分區修訂建議等議題皆已送請內政部營建署審議通過，顯示本計畫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. 蔡益超，項維邦，蔡克銓，張國鎮，「建築物耐震設計規範條文、解說及示範例之研訂」，中華民國結構工程學會研究報告 CSSE 84-03B。
2. 「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。
3. 「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，民國 94 年 3 月。
4. FEMA-302, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
5. FEMA-368, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. FEMA-450, (2003) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
7. ICBO, (2006). Internal Building Code, Whittier, CA.

耐震性能設計規範改進先期研究（三）

鄧崇任¹ 柴駿甫¹ 廖文義² 簡文郁¹

翁元滔³ 邱世彬⁴ 林凡茹⁴ 周德光⁵

摘要

本(98)年度之孫項計畫研究成果，係針對 96 年度所提之「耐震性能設計規範銜接版本之建議設計流程」進行檢討，提出更具體可行的施行方案，以改進原建議「建築物耐震性能設計指針草案(2006 版)」之諸項缺點。同時，97 年度已完成該銜接版本之章節條文草案內容，本年度則完成章節條文草案之解說，以作為銜接未來耐震性能設計規範之基礎。

關鍵詞：性能設計銜接版本、性能目標、變形要求、性能檢核

一、前言

在建議版本主要條文章節架構之設計流程當中，有關對於建築物耐震性能的設計要求規定，是以「設計地震」作用下之「強度」性能需求以及「變形」性能需求兩者並重之形式來呈現。一般設計實務的作法是先進行結構「分析程序」，計算結構強度性能之需求，並據以初步設計該結構之斷面，然後再以結構「分析程序」之結果估計該結構之變形，並進一步檢核是否滿足該設計地震作用下的變形性能需求，若無法滿足則重新設計直至滿足為止。

在落實耐震性能設計的條文規定方面其實施方案係將相關條文分別安排至不同章節當中：1、有關決定某設計方案「耐震性能目標」之條文規定係在「第 1 章總則」當中予以規定。2、有關訂定「設計地震(EQ-II)下之變形要求」標準之條文規定係在「第 3 章建築結構耐震設計基準」當中予以規定。3、有關如何分析計算「樓層變位與層間相對側向位移」之條文規定則是在「第 4 章結構分析程序」當中予以規定。

以下各節則分別敘述這些與性能設計有關之重要條文規定的具體內容及其解說。

二、「第 1 章總則」中有關性能設計之重要條文與解說

「第 1 章總則」中有關性能設計之重要條文為決定某設計方案之「耐震性能目標」以下為其條文之規定與解說：

1.2.2 耐震性能目標

不同耐震用途群組的建築物在各地震危害層級作用下之最低耐震性能要求應依表 1-1 之規定。

當建築物有多種用途時，應取其最高類的建築物類別進行設計。

當第一類建築物的工作通道需要通過相鄰建築物時，相鄰建築物應該符合耐震用途群組 III 的設計要求。當工作通道與其他建築物之距離小於 3.0m 時，第一類建築物應對可能來自鄰近建築物落下的碎片採取防護措施。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台北科技大學土木工程學系副教授

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心助理技術師

其他更高等級之性能標的可由業主訂定之，例如在表 1-1 中增加訂定 50%/50 年地震須達正常運作建物性能水準之要求。

表 1-1 不同地震危害層級下的最低耐震性能要求

地震危害層級	耐震用途群組		
	I	II	III
EQ-I ($S_{aD}/4.2$)	維持彈性	維持彈性	維持彈性
EQ-II (10%/50) ¹	生命安全 (LS)	0.5(LS+IO)	立即居住 (IO)
EQ-III (2%/50) ²	防止倒塌 (CP)	0.5 (CP+LS)	生命安全 (LS)

註 1：立即居住(IO)，生命安全(LS)與防止倒塌(CP)之性能水準限度值將隨結構系統不同而改變，其值見表 3-4。

註 2：EQ-III(2%/50 年)下的最低變形耐震性能要求不必查核，但改為對極限層剪力強度性能之檢核。

【解說】：

針對所有建物，可依照建築物之重要性，將其區分為第 III 耐震用途群組(重要性結構)、第 II 耐震用途群組與第 I 耐震用途群組(一般建築物)。消防、警務及電信單位之建築物必須係執行公務者，才歸類為第 III 耐震用途群組；醫院也必須具有急救功能及手術設備者才屬第 III 耐震用途群組；航空站或航空站控制中心之建築物必須執行公務者，屬於第 III 耐震用途群組；發電廠、自來水廠與緊急供電、供水相關的廠房與建築物屬第 III 耐震用途群組。

圖 C1-1 為本規範擬定之耐震性能目標矩陣圖，包含有三個指標，分別是地震危害層級(EQ-I、EQ-II、EQ-III)、耐震用途群組(群組 I、群組 II、群組 III)以及建物性能水準(維持彈性、立即居住、生命安全、防

止倒塌)。圖 C1-1 是一個「機率式」而且是「定性式」的性能目標矩陣，可以適用於不同工址、不同結構系統之所有建築物。

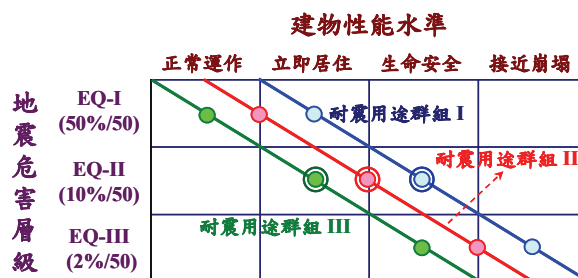
由圖 C1-1 之機率式的性能目標矩陣中可發現，實際進行驗證建築物「變形」性能的地表運動等級只有 10%/50 年的地震等級而已，亦即將藉由規範規定之分析程序求得 10%/50 年地震地表運動等級作用下之非線性位移反應估計值，並與某一特定結構系統在不同耐震用途群組要求下所允許的建物性能水準限度值進行比較，以驗證該建築物的地震「變形」性能，若無法滿足則重新設計至滿足為止；至於其餘地表運動等級下之應有建物水準則有替代的檢核方式。

在圖 C1-1 中 50%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 III 的建築物，須達到定性式之「正常運作(OP)」建物水準。此定性式之「正常運作(OP)」建物水準，表示該類建築物尚保持在彈性階段，因此地震後該類建築物無任何損傷而可立即正常運作。至於耐震用途群組 I 的建築物，在此等級地震作用之下，須達到定性式之「立即居住(IO)」建物水準，表示該類建物已經進入初始降伏階段，結構已有損傷但不嚴重，而人員可以立即居住。至於耐震用途群組 II 的建築物，其性能狀態則是處於「正常運作(OP)」與「立即居住(IO)」這兩者之間。藉由實際案例得知，在 50%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 III 的建築物，大約會達到定性式之「正常運作(OP)」建物水準。因此，在規範條文規定上，並沒有實際去進行驗證 50%/50 年的地震地表運動等級作用下之建築物「變形」性能，而是將圖 C1-1 中 50%/50 年等級(EQ-I)的地震力改寫為與回歸期無關的 $S_{aD}/4.2$ ，並規定在此地震力作用下結構物須維持彈性。此同時也免去了需要去定義另外一個 50%/50 年等級的地震危害反應譜加速度係數(短週期或一秒週期)，以及定義不同結構於「正常運作(OP)」建物水準限度值之麻煩。

在圖 C1-1 中 2%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 I 的建築物，須達到定性式之「防止倒塌(CP)」建物水準。此定性式之「防止倒塌(CP)」建物水準，表示該類建築物在該工址危害最大的最大考量地震(MCE)作用之下，要能夠驗證其能避免倒塌。藉由實際案例得知，若此工址建築物係按照規範條文規定之「設計地震力」進行設計，則其在 2%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 I 的建築物，其變形性能大約是會達到其理想的韌性容量值而不致倒塌。惟在規範條文規定上，並沒有實際去驗證 2%/50 年的地震地表運動等級作用下，建築物是否具有達到其理想韌性容量值之「變形」性能。此「變形」性能要求之滿足，在規範條文上是藉由「系統詳細要求」之規定來達成。也就是說只要滿足系統詳細要求之規定，並藉由 3.5.3 節之規定檢核其極限層剪力強度，就可以不必進行驗證在 2%/50 年的地震地表運動等級作用下，建築物是否具有達到其理想韌性容量值之「變形」性能。

對於一個已經指定其耐震用途群組、結構系統以及位於某震區工址的建築物，在使用本機率式的性能目標矩陣之前，須先將機率式語言定義之地表運動等級(即地表運動之超越幾率)，轉換成實際工址的地震危害反應譜加速度係數(短週期或一秒週期)。一旦有了實際工址的地震反應譜加速度係數，就可以依照規範條文，基於結構強度性能之需求，計算該工址特定結構系統(給定韌性容量)之建築物的「設計地震力」，並用以初步設計結構之斷面。但是在進行比較驗證之前，應先將圖 C1-1 之機率式的定性性能目標矩陣，改為用耐震用途群組並分別描述其耐震性能要求之表格方式來取代。因此，藉由以上討論，可將圖 C1-1 之機率式的定性性能目標矩陣改以表 1-1 之形式呈現，表示各地震危害層級下的定性耐震性能目標。有了各地震危害層級下的定性耐震性能目標表格之後，即可將每個地震危害層級下有關耐震性能水準的定性描述，依結構系統之不同，轉

換成具體量化之限度值，以便進行後續之實際驗證程序。表 1-1 針對耐震性能目標之規定，並沒有具體給出建物性能水準(維持彈性、立即居住、生命安全、防止倒塌)的限度值，其原因在於這些限度值是隨結構系統而變；這些限度值的規定將留待規範第三章「建築結構耐震設計基準」之 3.5 節中才會具體量化，而地震危害層級則將於第二章「地震地表運動」中具體規定。



註：具有符號◎者表示有實際進行驗證其設計之「變形」性能

圖 C1-1：按照耐震用途群組以及耐震設計類別進行設計時所預設之標稱耐震性能目標

三、「第 3 章建築結構耐震設計基準」中有關性能設計之重要條文與解說

「第 3 章建築結構耐震設計基準」中有關性能設計之重要條文為訂定「設計地震(EQ-II)下之變形要求」標準，以下為其條文之規定與解說

3.5.2 設計地震(EQ-II)下之變形要求

任一樓層的設計層間相對側向位移 Δ 不得超過表 3-4 所訂之容許層間變位 Δ_o 。對結構具明顯之扭轉變位，則最大層間變位計算須包括扭轉效應。除結構分離部份間距應具有依 4.2.9.2 節規定之樓層變位 δx 以避免碰撞損壞外，所有結構部份皆須設計及建造成具一體性以抵抗地震力。

對於指定為耐震設計類別 C 的結構，由工程分析之橫隔版的面內變位不得

超過連結構件之容許變位，容許變位為指使構件於個別載重下保持其結構功能及持續承載既有規定載重。

對於指定為耐震設計類別 D 的結構，除須滿足耐震設計類別 C 之規定外，對不屬於抗側力系統之任一結構構材於考慮之方向，需設計成能抵抗垂直載重以及設計層間變位 Δ 引致彎矩與剪力的載重組合。

例外：對非設計為抗側力系統之梁柱及其連結材，但滿足中度韌性抗彎構架及韌性抗彎構架者，允許僅設計成能抵抗垂直載重與設計地震力引致彎矩與剪力的組合載重。

當決定於考慮方向之非抗側力系統構材的彎矩與剪力時，鄰接之剛性結構與非結構元件之加勁效果需加以考慮且構材需使用合理之勁度值。

（省略表 3-4，請參考相關研究報告）

【解說】：

（本條文之解說內容請參考相關報告）

四、「第 4 章結構分析程序」中有關性能設計之重要條文與解說

「第 4 章結構分析程序」中有關性能設計之重要條文為如何計算「樓層變位與層間相對側向位移」，以下為其條文之規定與解說

4.2.9.2 樓層變位與層間相對側向位移

層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部質量中心的變位差來計算，但對於表 3-3 中具有 1a 或 1b 類平面不規則，其層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部沿結構任何邊緣的最大變位差來計算。第 x 樓層頂部的變位 δ_x 應依下式計算：

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xd}}{I} \quad (4-15)$$

其中：

C_d = 從表 3-1 得到之位移放大係數。

δ_{xd} = 藉由彈性分析求得設計地震力作用下該樓層頂部的變位，設計地震力應依 4.2.6 節之規定進行豎向分配。

I = 依 1.3 節規定所決定的居住重要性因子。

計算彈性變位 δ_{xd} 以判定是否符合 3.5 節容許層間變位之規定時，若結構基本振動週期係以結構力學方法計算，所得之 T 值不必受到 4.2.2 節有關週期上限之限制，並以此週期計算所需施加的設計地震力。

若採用非線性靜力分析程序，並以 4.2.11 節之規定檢核結構穩定度時，則其層間相對側向位移應依 4.5.2.4 節之規定計算。

【解說】：

（本條文之解說內容請參考相關報告）

五、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）。本研究已初步建立可操作性的耐震性能設計規範草案與解說，並且為未來之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. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、簡文郁、翁元滔、邱世彬、林凡茹、周德光，「耐震性能設計規範改進先期研究（一&二）」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-09-012，2009。

結構歷時動力分析之自然地震強度調整方法研究

翁元滔¹ 蔡克銓² 詹雅嵐³

摘要

由於在建築耐震設計與分析程序中，動力歷時分析可供進行更詳細的結構耐震性能評估，本研究首先介紹幾種常見用於動力歷時分析調整地震加速度歷時的方法，並且探討不同地震歷時調整方法的優缺點，綜合不同地震加速度歷時調整方法的優缺點，而發展出多振態調整法。此法建立在考量主要之前數個振態效應，使用誤差最小平方方法調整考量的主要振態在自然地震與設計反應譜間的誤差，因此可有效改善調整倍率過大或過小的缺點、使自然地震反應譜與設計加速度反應譜在主要振譜處更接近。本文先使用美國 SAC 專案中位於洛杉磯的三棟鋼構造抗彎構架，探討多振態調整法用於不同高度結構的結構物受震反應評估效應，發現使用多振態調整法於低、中高樓層，皆可有效降低結構物受震反應的變異性，尤其是使用在高層建築中更為有效。本研究亦探討使用不同振態數目對多振態調整法的影響，以一棟位於高雄的 34 層鋼構造超高層大樓為例，使用不同振態數目調整地震加速度歷時後，顯示只要多考慮一個振態，便可以有效降低結構物受震反應變異性，且當考量振態數目越多，可以有效的降低調整倍率。

關鍵詞：歷時動力分析、地震歷時強度調整法、反應譜動力分析

一、前言

在建築耐震設計與分析檢核程序中，動力歷時分析可提供結構耐震設計進行更詳細的檢核，尤其對於高層建築、特殊構造建築或不規則建築物，結構審查時常被要求提供動力歷時分析或反應譜動力分析結果，以便說明結構耐震性能。台灣現行建築耐震規範(內政部，2005)有關歷時分析法之規定中要求至少須選定三個與設計反應譜相合之水平地震加速度紀錄，以便確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應等。針對任一個水平地震紀錄，通常在計算其 5% 阻尼比之反應譜來比對或調整。若 T 為基本振動週期，調整地震紀錄使得位於 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內任一譜加速度值不得低於設計譜加速度之 90%，且在此週期範圍內譜加速度值之平均值不得低於設計譜之平均。美國耐震規範(IBC, 2006)則規

定須做 7 組地震動力歷時分析，每組各含兩個方向的地震加速度紀錄，分析後取 7 組的平均值進行耐震性能檢核其是否符合規範所訂之耐震性能基準。有關地震加速度歷時強度調整方法，目前已有多位學者針對不同的強地動特性或指標，建議出許多調整方法，以期將自然地震之反應譜調整至與該工址之地震需求譜相近，以便評估結構耐震性能，但若調整方法未盡妥善，很容易產生高估或低估受震反應需求。尤其若該工址附近所得之自然地震紀錄不多，便不易找到可確切反映該工址在不同地震危害等級下之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄，且導致不易進行模擬或調整取得與設計反應譜相符之加速度紀錄。

本研究針對地震歷時強度調整方法，提出可考慮結構本身振態特性與數個主要振態影響之調整方法，使自然地震反應譜

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立台灣大學土木工程系教授

³國立台灣大學土木工程系教授

與設計反應譜在所考慮的前幾個振態之譜加速度或譜位移值能夠加以擬合，使採調整之自然地震進行動力歷時分析所得之受震反應與設計反應譜所對應之需求能更加接近，並降低受震反應之變異性。尤其高層建築之受震反應易受到較高振態的影響，但在目前的規範中多無適當考量關於高振態參與之計算方法，故本研究考量高振態之貢獻，提出「多振態調整法」(Multi-mode scaling method，以下簡稱 MMS)，並與現行規範所訂方法及其它常見之調整法進行分析比較，並探討各種方法優缺點與適用性。

此外，若定義自然地震加速度在於調整前後與原始加速度歷時的比為調整倍率(Scaling Factor，以下簡稱 SF)，為避免地震歷時之頻率內涵不夠適當，故 IBC 規範(IBC0, 2006)建議對使用年限 50 年、超越機率 10% 的設計地震所採調整倍率應不得大於 4，而對使用年限 50 年、超越機率 2% 的最大考量地震調整倍率也不應大於 6。

二、考慮多振態效應之地震歷時強度調整方法之原理與步驟

2.1 基本原理

多振態調整法之主要理念在於針對結構之前數個主要週期所對應之調整後之自然地震反應譜加速度(或譜位移)與設計地震反應譜加速度(或譜位移)兩者之間的差異，並考慮較高模態之影響以決定權重係數，將各個所對應譜值之差異加以最小化，以決定其所對應之地震縮放倍率。根據反應譜動力分析程序，欲推算受震反應最大值，可採用 SRSS (Square Root of Sum of Squares) 或是 CQC (Complete Quadratic Combination) 等振態疊加原則，在此以 SRSS 法為例，假設 r_{n0} 是第 n 個模態貢獻 $r_n(t)$ 的對總反應 $r(t)$ 最大值，故最大總反應值可用下式表達：

$$r_0 \approx \left(\sum_{i=1}^N r_{n0}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

故基底剪力(V_d 和 V_{EQ})、頂層位移(u_d 和 u_{EQ})可分別用式(2)及式(3)計算：

$$V_d = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\Gamma_i L_i S_{ai,des})^2}, V_{EQ} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\Gamma_i L_i S_{ai,EQ})^2} \quad (2)$$

$$u_d = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\Gamma_i \phi_{Roof} S_{di,des})^2}, u_{EQ} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\Gamma_i \phi_{Roof} S_{di,EQ})^2} \quad (3)$$

其中 $V_d(u_d)$ 和 $V_{EQ}(u_{EQ})$ 分別是由平滑化設計反應譜和自然地震反應譜計算得到， Γ_i 、 L_i 分別為第 i 個振態的振態參與係數和模態激振因子(modal excitation factor)， $S_{ai,des}$ 和 $S_{ai,EQ}$ 分別為由平滑化反應譜和自然地震反應譜所得到的譜加速度值。

2.1.1 主要模態數目之決定

決定動力歷時分析所需的振態數目建議可由一般常見耐震規範建議所考慮之振態數目應使有效質量和均已超過建築物總質量的 90%，或採用 Lopez(1996)所建立之經驗公式以計算主要模態數目。

2.1.2 權重係數(Weighting factor, W_i)推導

因考量到各個模態參與量的不同，以各個模態基底剪力 V_i 或頂層位移 u_i (i : 第 i 個模態)為基本概念做考量，再以選擇的模態個數進行平方誤差最小化，可設定權重係數計算方式如下：

- (1) 若考慮基底剪力為主要的設計檢核參數，依式(2)計算而得之最大基底剪力，則權重係數計算方式如下：

$$W_i = \frac{\Gamma_i^2 L_i^2}{\sum_{i=1}^N \Gamma_i^2 L_i^2} \quad (4)$$

- (2) 若考慮頂層位移為主要的設計檢核參數，依式(3)計算而得之最大頂層位移，則權重係數的計算方式如下：

$$W_i = \frac{\left(\frac{\Gamma_i}{\omega^2}\right)^2}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{\Gamma_i}{\omega^2}\right)^2} \quad (5)$$

其中 N 為主要振態數目。

2.1.3 自然地震調整倍率(Scaling Factor, SF)推導

先以 2.1.1 節所述之方法選取主要考量振態數目 N ，再以最小平方誤差法(Least-squared errors method)調整，同時使所有考量模態與設計反應譜值差值最小，以下介紹推導過程：

假設以 2.1.1 節介紹的方法建議選取 N 個模態數，及前模態週期為 $T_1, T_2, \dots, T_N$ ，且 $T_1, T_2, \dots, T_N$ 在設計反應譜的加速度譜值為 $S_{a1,des}, S_{a2,des}, \dots, S_{aN,des}$ ，在自然地震調整前的加速度譜值分別為 $S_{a1,EQ}, S_{a2,EQ}, \dots, S_{aN,EQ}$ ，並假設各個模態的權重係數為 $W_1, W_2, \dots, W_N$ ，以最小平方方法計算誤差(error²)，使得所選取的模態可以同時使誤差降到最小，假設自然地震調整倍率為 SF ：

$$(error)^2 = \sum_{i=1}^N W_i (S_{ai,des} - SF \times S_{ai,EQ})^2 \quad (6)$$

為使誤差平方達到最小值，將 error² 對 SF 微分：

$$\frac{\partial(error^2)}{\partial(SF)} = 0 \quad (7)$$

所以自然地震調整倍率可表示為：

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^N W_i S_{ai,EQ} S_{ai,des}}{\sum_{i=1}^N W_i \times S_{ai,EQ}^2} \quad (8)$$

2.2 調整步驟

步驟一：由 2.1.1 節建議方法，先確定結構物所需考慮之模態數目。

步驟二：找出結構物特性參數， Γ_i ：參與係數、 L_i ：結構物質量分佈特性，並以 2.1.2 節方法求取各模態權重係數。

步驟三：在設計反應譜及自然地震反應譜內，找出相對應選擇模態週期的譜加速度值。

步驟四：以 2.1.3 節方法求出自然地震調整倍率。

步驟五：依步驟四求出調整倍率調整自然地震，以進行後續之動力歷時分析。

三、地震歷時強度調整法適用性研討

3.2.1 彈性分析

在彈性分析部份方面，為證明多振態調整法可使自然地震所輸入的地震力與設計平滑化反應譜所要求的地震力可儘量相近，在此進行反應譜動力分析(Response Spectrum Analysis, 以下簡稱 RSA)，分別計算其設計平滑化反應譜振態疊加後所得最大基底剪力與最大頂層位移(以下分別簡稱 $V_{D,SRSS}$ 、 $u_{D,SRSS}$)與調整後自然地震反應譜振態疊加所得最大基底剪力與最大頂層位移($V_{EQ,SRSS}$ 、 $u_{EQ,SRSS}$)，並以最大基底剪力比值(以下簡稱 $V_{EQ,SRSS}/V_{D,SRSS}$)，與最大頂層位移比值(以下簡稱 $u_{EQ,SRSS}/u_{D,SRSS}$)，以檢視自然地震記錄經多振態調整法調整後其所對應之地震最大剪力或頂層最大位移等需求是否接近設計平滑化反應譜所訂之需求；其次，在此亦使用如表 2 所列對應於 50%超越機率、使用年限 50 年(以下簡稱 50%in50yr)的中小度地震危害等級之地震記錄群組，利用上述 MMSV、MMSD、 $S_a(T_1)$ 法和規範規定方法進行調整後，輸入結構分析模型以進行動力歷時分析(Response Time History Analysis, 以下簡稱 RHA)，以求取其最大基底剪力 $V_{EQ,RHA}$ 或最大頂層位移 $u_{EQ,RHA}$ ；並以 50%in50yr 地震危害等級之設計反應譜為準，利用同一組自然地震加速度歷時記錄群組以製作其相對應之人造地震歷時群組，並進行 RHA 以求取其最大基底剪力 $V_{D,RHA}$ 或最大頂層位移 $u_{D,RHA}$ 等代表該設計平滑化反應譜所對應之地震需求，然後檢核彈性歷時動力分析所得之基底剪力比值(頂層位移比值) $V_{EQ,RHA}/V_{D,RHA}$ ($u_{EQ,RHA}/u_{D,RHA}$)，以檢視

自然地震記錄經上述數種調整法調整後其所對應之地震最大剪力或頂層最大位移等需求是否接近設計平滑化反應譜所訂之需求，以查驗多振態調整法可否有效降低地震需求之變異性，且能使自然地震調整後之地震力可相近於設計反應譜所要求者，使其耐震性能評估結果更加合理。

3.2.2 非彈性分析

由此上述數種常見的地震歷時調整法與本研究所建議之 MMS 法，皆建立在彈性分析基本原理之推演上，至於非彈性分析部份，在此針對超越機率為 2%，使用年限為 50 年的地震危害等級(以下簡稱 2%in50yr)所對應之地震記錄群組，使用不同調整方法分別將地震記錄群組調整後，以進行非線性動力歷時分析(Nonlinear Response Time History Analysis, 以下簡稱 NLRHA)，然後探討結構物受震反應明顯進入非線性後，比較各個調整方法對受震反應變異性之影響，以證明 MMS 法可有效降低結構物受震反應變異性，並探討各個調整方法在低、中、高樓層建物受震反應變異性趨勢。

為比較各種地震調整方法對受震反應變異性之影響，在此以下列公式所訂之變異性係數用以表達受震反應變異性：

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \quad (9)$$

$$COV = \frac{S}{\bar{X}} \quad (10)$$

其中 N 為所採用之地震歷時記錄數目，式(9)為標準差公式，式(10)為變異性係數公式，在此 $\bar{X}$ 之定義為：若進行反應譜動力分析， $\bar{X}$ 為利用設計平滑化反應譜以 SRSS 振態疊加計算而得之結構最大受震反應；若進行歷時動力分析，則 $\bar{X}$ 為分別輸入該地震群組中二十筆人造地震所得結構最大受震反應平均值。 X_i 之定義為：若進行反應譜動力分析， $\bar{X}$ 為利用任一筆自然地震記錄之彈性反應譜以 SRSS 振態疊加計算而得之結構最大受震反應。

五、結論與展望

本研究針對耐震規範習見有關自然地震歷時強度調整方法，提出「多振態調整法」，以適切考量結構本身振態分佈特性與主要較高振態之影響，期使自然地震反應譜與設計反應譜在所考慮的前幾個振態之譜加速度或譜位移值可更加以相近，進而使非線性動力分析之結果更加合理，並降低受震反應之變異性，亦使調整倍率更加恰當。尤其高層建築之受震反應易受較高振態的影響，但在目前的規範中多無適當考量關於高模態參與之計算方法，故本研究考量高模態之貢獻，並與現行規範所訂方法及其它常見之調整法進行分析比較，並探討各種方法優缺點與適用性，以進行後續耐震規範中有關歷時強度調整方法規定之檢討及修正。

參考文獻

1. Lopez, O.A. and Cruz, M. (1996) "Number of Modes for the Seismic Design of Buildings." *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*. Vol. 25, 837-855.
2. 內政部建研所，「建築物耐震規範條文與解說」，營建雜誌社，2005。

考慮土壤結構互制效應之平面不對稱結構受震反應分析

林瑞良¹ 蔡克銓²

摘要

本研究提出以多自由度的振態運動方程式來分析具土壤結構互制(SSI)效應之平面不對稱結構的受震反應。所考慮的系統為一置於彈性無窮半平面上的雙向平面不對稱結構並且同時受雙向地震力作用。土壤與結構間的互制力是採用與頻率無關的土壤彈簧與土壤阻尼器來模擬。首先，推導多自由度的振態運動方程式，並由逐步積分法求解該振態運動方程式以得到各振態歷時反應，再將各振態歷時反應作算數相加則可得到系統的總反應。此種多自由度的振態運動方程式仍保有原土壤結構系統非比例阻尼的特性，故本研究所發展的近似求解方法具有傳統振態分析的優點又能夠同時考慮土壤結構系統的非比例阻尼效應。

關鍵詞：振態分析、土壤結構互制、平面不對稱結構

一、前言

有關具土壤結構互制(SSI)效應的彈性對稱建築結構的受震反應，在過去數十年已被深入且廣泛地探討(Wolf 1988)。SSI效應的複雜性源自於兩方面：一是土壤與結構間的交互作用力與頻率相依，二是土壤結構系統中存在有非比例阻尼。為了處理與頻率相依的交互作用力，SSI的問題常採用傅利葉或拉普拉斯轉換在頻率域中求解，但是頻率域的分析只能處理線性的反應而且工程師並不樂於採用(Wolf 1988)。為了能夠在時間域處理上述問題，土壤彈簧與土壤阻尼器被近似模擬為與頻率無關(Richart *et al.* 1970)。此種假設與頻率無關的近似求解方法可有效的應用於典型的多層樓結構，但卻不適合於其他特殊結構，如重力壩。為了處理 SSI 系統中的非比例阻尼，學者提出等效振態阻尼的計算方式，以利套用傳統的振態歷時分析。上述等效振態阻尼可由土壤消散的能量來作估算(Roesset *et al.* 1973; Novak and Hifnawy 1983)，或是將一般振態分析所得到的結構中某一點的近似反應調校成為正確解來作估算 (Balendra *et al.* 1982)。

對於一個座落於剛性土壤但具有非比例阻尼的單向平面不對稱建築，常見的近似解法是忽略轉換後的阻尼矩陣的非對角線元素以便進行傳統的振態分析。但是此種近似解法在某些情況下會造成無法接受的誤差。

已有許多學者研究關於須考慮 SSI 效應的雙向平面不對稱結構受雙向地震力作用的受震反應分析(Balendra *et al.* 1982)。但是一般工程師都比較不熟悉在頻率域採用複數的受震反應分析方法，並且一般的結構分析程式皆無法進行前述兩種等效振態阻尼的計算。為了讓工程師樂於採用，因此有必要發展一種無須計算複雜的等效振態阻尼並且採用實數的簡易振態歷時分析方法。本研究提出一種以多自由度振態運動方程式進行振態歷時分析的方法。採用一般能夠求解運動方程式的電腦程式即可運用此種方法進行 SSI 系統的受震反應分析。

二、土壤結構互制系統的運動方程式

假設結構的質量集中於樓板上，且樓板為剛性樓板，支撐於無質量且不可伸長

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心主任

或縮短的柱或牆上。假設每一樓層的質量中心與勁度中心皆落於兩條鉛垂線上。故整個 SSI 系統共有 $3N+5$ 個自由度，其中 $3N$ 個自由度是屬於上部結構，另外 5 個自由度則是由於考慮基礎土壤的互制現象。這 5 個自由度包含有兩個平移、兩個搖擺與一個扭轉 (Fig. 1)。此一土壤結構互制系統的運動方程式如下：

$$\mathbf{M}^* \ddot{\mathbf{W}} + \mathbf{C}^* \dot{\mathbf{W}} + \mathbf{K}^* \mathbf{W} = -\mathbf{P}^* \quad (1)$$

其中

$$\mathbf{W} = \begin{Bmatrix} \mathbf{U}'_{jc} \\ \mathbf{V}'_{jc} \\ \theta_j^t \\ U_0 \\ V_0 \\ \theta_0 \\ \psi_0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix}_{(3N+5) \times 1}, \quad \mathbf{P}^* = \begin{Bmatrix} m_1 \ddot{u}_{gx} \\ m_1 \ddot{u}_{gy} \\ 0 \\ m_0 \ddot{u}_{gx} \\ m_0 \ddot{u}_{gy} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}_{(3N+5) \times 1} \quad (2a)$$

$$\mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{m} & & & & & & & \\ & \mathbf{m} & & & & & & \\ & & r^2 \mathbf{m} & & & & & \\ & & & m_0 & & & & \\ & & & & m_0 & & & \\ & & & & & r^2 m_0 & & \\ & & & & & & \sum_{j=0}^N I_{xj} & \\ & & & & & & & \sum_{j=0}^N I_{yj} \end{bmatrix} \quad (2b)$$

$$\mathbf{C}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_x & \mathbf{0}_{N \times N} & f\mathbf{C}_x & -\mathbf{C}_x \mathbf{1} \\ & \mathbf{C}_y & -e\mathbf{C}_y & \mathbf{0} \\ & & \mathbf{C}_\theta & -\mathbf{C}_x \mathbf{f} \\ & & & \mathbf{C}_T + \mathbf{1}^T \mathbf{C}_x \mathbf{1} \end{bmatrix}$$

symm.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0} & -\mathbf{C}_x \mathbf{f} & \mathbf{0} & -\mathbf{C}_x \mathbf{h} \\ -\mathbf{C}_y \mathbf{1} & \mathbf{C}_y \mathbf{e} & -\mathbf{C}_y \mathbf{h} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_y \mathbf{e} & -\mathbf{C}_\theta \mathbf{1} & e\mathbf{C}_y \mathbf{h} & -f\mathbf{C}_x \mathbf{h} \\ 0 & \mathbf{f}^T \mathbf{C}_x \mathbf{1} & 0 & \mathbf{1}^T \mathbf{C}_x \mathbf{h} \\ \mathbf{C}_T + \mathbf{1}^T \mathbf{C}_y \mathbf{1} & -e^T \mathbf{C}_y \mathbf{1} & \mathbf{1}^T \mathbf{C}_y \mathbf{h} & 0 \\ & \mathbf{C}_Z + \mathbf{1}^T \mathbf{C}_\theta \mathbf{1} & -e^T \mathbf{C}_y \mathbf{h} & \mathbf{f}^T \mathbf{C}_x \mathbf{h} \\ \text{symm.} & & \mathbf{C}_r + \mathbf{h}^T \mathbf{C}_y \mathbf{h} & 0 \\ & & & \mathbf{C}_r + \mathbf{h}^T \mathbf{C}_x \mathbf{h} \end{bmatrix} \quad (2c)$$

$$\mathbf{K}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_x & \mathbf{0}_{N \times N} & f\mathbf{K}_x & -\mathbf{K}_x \mathbf{1} \\ & \mathbf{K}_y & -e\mathbf{K}_y & \mathbf{0} \\ & & \mathbf{K}_\theta & -\mathbf{K}_x \mathbf{f} \\ & & & \mathbf{K}_T + \mathbf{1}^T \mathbf{K}_x \mathbf{1} \end{bmatrix}$$

symm.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0} & -\mathbf{K}_x \mathbf{f} & \mathbf{0} & -\mathbf{K}_x \mathbf{h} \\ -\mathbf{K}_y \mathbf{1} & \mathbf{K}_y \mathbf{e} & -\mathbf{K}_y \mathbf{h} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_y \mathbf{e} & -\mathbf{K}_\theta \mathbf{1} & e\mathbf{K}_y \mathbf{h} & -f\mathbf{K}_x \mathbf{h} \\ 0 & \mathbf{f}^T \mathbf{K}_x \mathbf{1} & 0 & \mathbf{1}^T \mathbf{K}_x \mathbf{h} \\ \mathbf{K}_T + \mathbf{1}^T \mathbf{K}_y \mathbf{1} & -e^T \mathbf{K}_y \mathbf{1} & \mathbf{1}^T \mathbf{K}_y \mathbf{h} & 0 \\ & \mathbf{K}_Z + \mathbf{1}^T \mathbf{K}_\theta \mathbf{1} & -e^T \mathbf{K}_y \mathbf{h} & \mathbf{f}^T \mathbf{K}_x \mathbf{h} \\ & & \mathbf{K}_r + \mathbf{h}^T \mathbf{K}_y \mathbf{h} & 0 \\ & & & \mathbf{K}_r + \mathbf{h}^T \mathbf{K}_x \mathbf{h} \end{bmatrix} \quad (2d)$$

在上式中的 $\mathbf{0}$ 與 $\mathbf{1}$ 分別為全部元素等於 0 和 1 的行向量。另外 $\mathbf{h}$ 是由基礎至各樓層高度所組成的行向量； e 與 f 分別為從勁度中心 (CR) 至質量中心 (CM) 沿 X 軸與 Y 軸的偏心量； m_0 為基礎質量； r 為任一樓板對於 CM 的旋轉半徑； I_{xj} 與 I_{yj} 分別為對通過第 j 層樓之 CM 且與 X 軸和 Y 軸平行的直線的慣性矩； $\ddot{u}_{gx}$ 與 $\ddot{u}_{gy}$ 分別為沿 X 軸和 Y 軸的地表加速度記錄； U_0 、 V_0 、 θ_0 、 ψ_0 、 ϕ_0 為基礎平移、扭轉與搖擺的自由度如圖 1 所示。 $\mathbf{U}'_{jc}$ 、 $\mathbf{V}'_{jc}$ 與 θ_j^t 則是上部結構的自由度，定義如下：

$$\mathbf{V}'_{jc} = V_0 \mathbf{1} + \psi_0 \mathbf{h} + \mathbf{V}_{jc} \quad (3a)$$

$$\mathbf{U}'_{jc} = U_0 \mathbf{1} + \phi_0 \mathbf{h} + \mathbf{U}_{jc} \quad (3b)$$

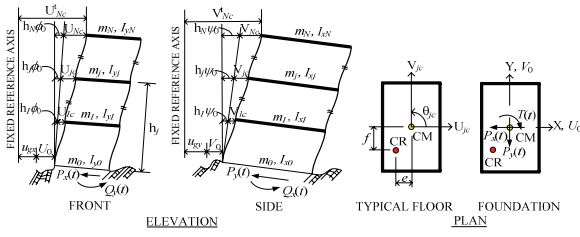
$$\theta_j^t = \theta_0 \mathbf{1} + \theta_{jc} \quad (3c)$$

式(3a)至(3c)中 $\mathbf{U}_{jc}$ 、 $\mathbf{V}_{jc}$ 與 θ_{jc} 是上部結構對 CM 的自由度。可以由圖 1 得知式(3a)至(3c)的物理意義。在 $\mathbf{M}^*$ 、 $\mathbf{C}^*$ 、 $\mathbf{K}^*$ 矩陣左上角的 $3N \times 3N$ 次矩陣分別為當上部結構座落於剛性基礎時的質量、阻尼與勁度矩陣。並且，

$$\mathbf{K}_\theta = \mathbf{K}_{\theta R} + e^2 \mathbf{K}_y + f^2 \mathbf{K}_x \quad (4)$$

其中 $\mathbf{K}_x$ 、 $\mathbf{K}_y$ 與 $\mathbf{K}_{\theta R}$ 是對 CR 作定義。 $\mathbf{m}$ 矩陣是由各樓層質量所組成的 $N \times N$ 對角矩陣。圖 1 所示的交互作用力 $P_x(t)$ 、 $Q_x(t)$ 、 $P_y(t)$ 、 $Q_y(t)$ 與 $T(t)$ 是表示成與頻率無關的土壤彈簧與土壤阻尼器 (Richart, F.E. *et al.*

1970)。



圖一 N 層樓平面不對稱剪力房屋分析模型

三、多自由度振態運動方程式

式(1)等號右側可表示如下：

$$\begin{aligned} \mathbf{P}^* &= \sum_{n=1}^{3N+5} \mathbf{s}_n (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{yn} \ddot{u}_{gy}) \\ &= \sum_{n=1}^{3N+5} \mathbf{M}^* \boldsymbol{\varphi}_n (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{yn} \ddot{u}_{gy}) \end{aligned} \quad (5)$$

其中 $\mathbf{s}_n$ 是第 n 個振態的慣性力分佈，亦即 $\mathbf{M}^* \boldsymbol{\varphi}_n$ 。 $\boldsymbol{\varphi}_n$ 是第 n 個無阻尼的振態向量，亦即是由 $\mathbf{K}^*$ 與 $\mathbf{M}^*$ 求得。假設在系統只受 $\mathbf{s}_n$ ($\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx}(t) + \Gamma_{yn} \ddot{u}_{gy}(t)$) 作用下，只有第 n 個振態位移 $\mathbf{W}_n$ 會被激發出來。因此式(1)可表示為：

$$\mathbf{M}^* \ddot{\mathbf{W}}_n + \mathbf{C}^* \dot{\mathbf{W}}_n + \mathbf{K}^* \mathbf{W}_n = -\mathbf{s}_n (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx}(t) + \Gamma_{yn} \ddot{u}_{gy}(t)), \quad n=1 \sim 3N+5 \quad (6)$$

其中

$$\mathbf{W}_n = \boldsymbol{\varphi}_n D_n \quad (7)$$

$$= \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_{un} & \boldsymbol{\varphi}_{vn}^T & \boldsymbol{\varphi}_{\theta n}^T & \phi_{u_{0n}} & \phi_{v_{0n}} & \phi_{\theta_{0n}} & \phi_{\psi_{0n}} & \phi_{\phi_{0n}} \end{bmatrix}^T D_n$$

式(7)中 D_n 是第 n 個振態座標。第 n 個振態位移反應 $\mathbf{W}_n$ 可被重新定義為：

$$\begin{aligned} \mathbf{W}_n &= \\ \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_{un} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & \boldsymbol{\varphi}_{vn} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & & \boldsymbol{\varphi}_{\theta n} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & & & \phi_{u_{0n}} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & & & & \phi_{v_{0n}} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & & & & & \phi_{\theta_{0n}} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & & & & & & \phi_{\psi_{0n}} & \mathbf{0} \\ & & & & & & & \phi_{\phi_{0n}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{un} \\ D_{vn} \\ D_{\theta n} \\ D_{u_{0n}} \\ D_{v_{0n}} \\ D_{\theta_{0n}} \\ D_{\psi_{0n}} \\ D_{\phi_{0n}} \end{bmatrix} \\ &= \mathbf{T}_n \mathbf{D}_n \end{aligned} \quad (8)$$

對於具有比例阻尼的 SSI 系統， $\mathbf{D}_n$ 中的所

有元素會相等，亦即

$$D_{un} = D_{vn} = D_{\theta n} = D_{u_{0n}} = D_{v_{0n}} = D_{\theta_{0n}} = D_{\psi_{0n}} = D_{\phi_{0n}} \quad (9)$$

因此對於具有比例阻尼的系統，式(8)會等於式(7)。將式(8)代入式(6)，並且將式(6)等號的左右兩邊前面均乘上 $\mathbf{T}_n^T$ ，可得到如下結果：

$$\mathbf{M}_n \ddot{\mathbf{D}}_n + \mathbf{C}_n \dot{\mathbf{D}}_n + \mathbf{K}_n \mathbf{D}_n = -\mathbf{M}_n (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{yn} \ddot{u}_{gy}), \quad n=1 \sim 3N+5 \quad (10)$$

其中

$$\mathbf{M}_n = \mathbf{T}_n^T \mathbf{M}^* \mathbf{T}_n, \quad \mathbf{C}_n = \mathbf{T}_n^T \mathbf{C}^* \mathbf{T}_n, \quad \mathbf{K}_n = \mathbf{T}_n^T \mathbf{K}^* \mathbf{T}_n \quad (11)$$

$\mathbf{I}$ 為 8×1 的行向量矩陣且所有元素均等於 1， $\mathbf{M}_n$ 、 $\mathbf{C}_n$ 與 $\mathbf{K}_n$ 為 8×8 矩陣。式(10)即是第 n 個振態的多自由度振態運動方程式。若原 SSI 系統是具比例阻尼，則 $\mathbf{C}_n$ 可表示為：

$$\mathbf{C}_n = \mathbf{T}_n^T \mathbf{C}^* \mathbf{T}_n = \mathbf{T}_n^T (\alpha \mathbf{M}^* + \beta \mathbf{K}^*) \mathbf{T}_n = \alpha \mathbf{M}_n + \beta \mathbf{K}_n \quad (12)$$

其中 α 與 β 是常數。因為原 SSI 系統是具非比例阻尼，亦即 $\mathbf{C}^* \neq \alpha \mathbf{M}^* + \beta \mathbf{K}^*$ ，故式(12)會成為 $\mathbf{C}_n \neq \alpha \mathbf{M}_n + \beta \mathbf{K}_n$ 。這也就是暗示出多自由度振態運動方程式(式(10))會保留有原 SSI 系統的非比例阻尼特性。振態反應歷時 $\mathbf{D}_n(t)$ 可由直接積分法求解式(10)而得。因此可得到原 SSI 系統的總反應如下：

$$\mathbf{W}(t) = \sum_{n=1}^{3N+5} \mathbf{W}_n(t) \approx \sum_{n=1}^{3N+5} \mathbf{T}_n \mathbf{D}_n(t) \quad (13)$$

就如同傳統的振態歷時分析，在進行上式振態反應的數學相加時，只須考慮前面少數幾振態即可得到滿意的分析結果。

四、數值分析例

所分析的 SSI 系統是一棟四層樓平面不對稱結構座落於彈性無窮半平面上，此一分析例是由 Balendra *et al.* (1982) 所採用

的分析例修改而來，關於此 SSI 系統的詳細描述可見 Lin *et al.* (2009)。

為了探討所提分析方法的有效性，此研究考慮兩種剪力波速 V_s 分別為 65m/s (軟弱土壤)與 300m/s(堅硬土壤)的土壤。座落於軟弱土壤($V_s=65\text{m/s}$)與堅硬土壤($V_s=300\text{m/s}$)的 SSI 系統分別標示為系統一與系統二，分別代表結構具有顯著與輕微的 SSI 效應。因此所考慮的兩個極端例子應該可以含蓋大部分地震工程所會遇到的 SSI 效應的問題。採用 1940 El Centro 地震地表加速度歷時，並將南北向與東西向的地表加速度歷時分別作用於 X 軸與 Y 軸。另外亦考慮相同的四層樓不對稱建築座落於剛性基礎上，並標示為參考結構。將參考結構的反應視作標竿，可了解 SSI 效應對系統一與系統二的動力特性的影響。

由分析結果顯示(Lin *et al.* 2009)本研究所提的近似分析方法可有效求得 SSI 系統的反應，包含系統的最大反應與相位均能與精確解有高度的吻合。

五、結論與展望

本研究將與頻率無關的 SSI 系統運動方程式轉換成一組多自由度振態運動方程式。此種轉換具有數項優點，首先，如同傳統的振態分析一般，只須考慮前面少數振態的貢獻並且可大幅降低求解方程式的自由度。另一方面，多自由度振態運動方程式保留有原 SSI 系統非比例阻尼的特性，並且可將土壤彈簧與土壤阻尼器對於各個振態的影響顯現出來。

參考文獻

1. Balendra, T, Tat, C.W. and Lee S.L. (1982). "Modal damping for torsionally coupled buildings on elastic foundation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(5), 735-756.
2. Lin, J.L., Tsai, K.C. and Miranda, E. (2009). "Seismic history analysis of asymmetric buildings with soil-structure

interaction." *Journal of Structural Engineering*, 135(2), 101-112.

3. Novak, M. and Hifnawy, L.EL. (1983). "Effect of soil-structure interaction on damping of structures." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11(5), 595-621.
4. Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D. (1970). *Vibrations of soils and foundations*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
5. Roesset, J.M., Whitman, R.V. and Dobry, R. (1973). "Modal analysis for structures with foundation interaction." *Journal of Structural Division*, Proceedings of ASCE, ST3, 399-416.
6. Wolf, J.P. (1988). *Soil-structure-interaction analysis in time domain*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

足尺鋼筋混凝土含牆構架雙向反覆載重試驗研究

曾建創¹ 黃世建² 葉勇凱³

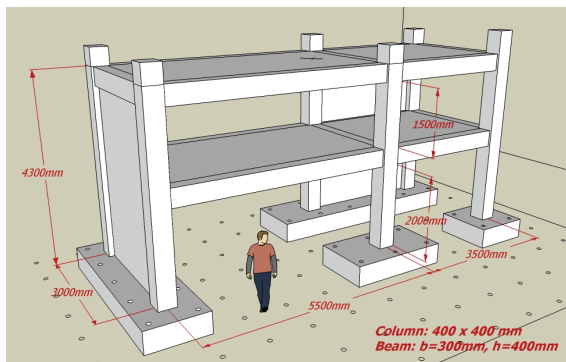
摘要

本研究設計一座二層樓三維足尺鋼筋混凝土含牆構架，該試體納入因平面勁度不對稱所造成的偏心扭矩效應，進行含垂直荷載之雙向反覆載重實驗。本整合型計畫與美國 NEES 大學院校合作研究，實驗目標將朝多元化設計，研究課題著重於，當結構行為進入高度非線性時，個別結構元件間複雜的互制行為將對材料強度、結構裂縫發展、破壞模式等產生之影響。實驗結果可作為鋼筋混凝土含牆構架耐震評估及分析之參考依據，亦可提供結構因平面勁度不對稱所造成的偏心扭矩行為。

關鍵詞：鋼筋混凝土含牆構架、雙向反覆、平面勁度不對稱、扭矩效應

一、前言

本研究主要探討鋼筋混凝土結構，在雙向外力作用下，因結構平面勁度不對稱，個別結構元件間複雜的互制行為。與美國休士頓大學合作，設計一座二層樓三維足尺鋼筋混凝土含牆構架，由本中心人員負責試體製作及實驗執行。本實驗採雙向反覆載重靜態實驗，需要兩側反力牆來提供雙向外力，故測試區域選定在中心 L 型反力牆的角落處。試體整體外觀及尺寸如圖一所示。其試體規劃及配置、試驗結果與分析，分述於以下各節。



圖一 足尺鋼筋混凝土含牆構架尺寸圖

二、試驗規劃及配置

本試體在牆體的配置上，為求達到平面勁度不對稱，以產生扭轉的現象，在試體的東側與北側共配置了三面低矮型剪力牆，如圖二所示。東側長向短跨處配置了牆 A（高寬比 0.64）、牆 B（高寬比 0.48），而北側短向處配置了牆 C（高寬比 1.5），此三面牆之極限強度皆由剪力強度主控。在柱設計方面，二樓柱（如柱 C1-2F 及柱 C2-2F）為短柱設計，極限強度由剪力強度主控；一樓柱（如柱 C1-1F 及柱 C2-1F）為一般柱設計，極限強度由撓曲強度主控。其中邊柱（柱 C1-1F 及柱 C1-2F）則規劃額外承受 $0.2 f'_c$ 軸壓應力，以探討單柱受軸壓之影響。

試體詳細配筋部份，柱主筋採用 12 根 #6 鋼筋，柱箍筋採 #3 鋼筋，標稱強度皆為 4200 kg/cm^2 。其中值得注意的是：牆 3 屬連貫兩樓層的高牆，故兩側二樓柱之配筋應與一樓相同，其柱箍筋間距皆為 100 mm；梁主筋採用 8 根 #6 鋼筋，梁箍筋採 #3 鋼筋，標稱強度皆為 4200 kg/cm^2 。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

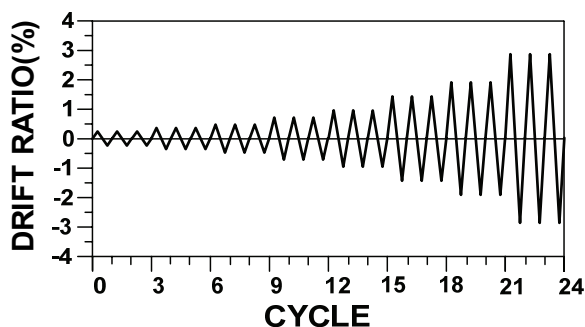
² 國立台灣大學土木工程系教授兼國家地震工程研究中心組長

³ 國家地震工程研究中心研究員



圖二 試驗配置示意圖

在實驗位移加載控制方面，為因應實驗需求，需同時符合底下條件：(1) 控制二樓樓板質心運動，使南北向及東西向雙向的位移比為 1:2，其位移加載歷時圖如圖三所示；(2) 一樓與二樓之水平外力，以樓高來進行豎向分配，即一樓與二樓水平外力比為 1:1.83。

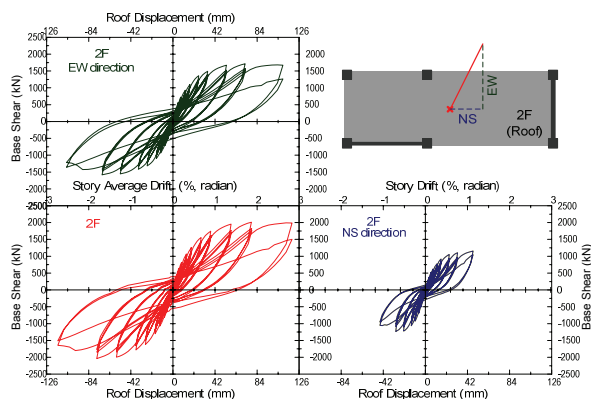


圖三 位移加載歷時圖

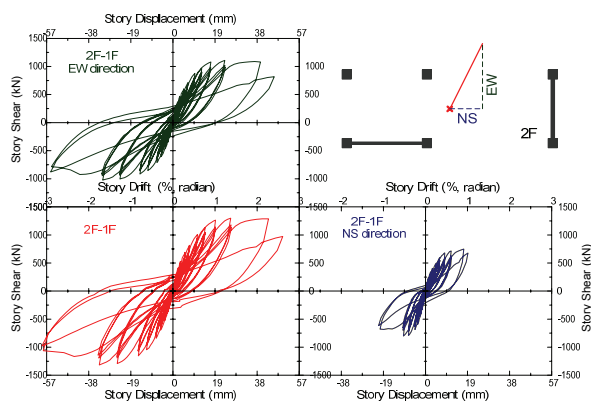
三、試驗結果與分析

試體之整體基底剪力與頂層位移關係圖，如圖四所示。圖中紅色曲線表示試體基底剪力總和與頂層位移之關係，當試體層間變位達-3.0% 時，試體於二樓柱產生剪力破壞，導致基底剪力有下降趨勢；圖中藍色曲線則為南北向的力量及位移分量；而綠色曲線則為東西向的力量及位移分量，將各向分量分別繪出，以利比較。當試驗進行至層間變位達 3.0% 時，於試體一樓樓層先產生軟化現象，此現象可比較圖五及圖六可看出端倪：圖六中紅色曲線正向位移較大，即表示一樓樓層先產生軟化，接著於負向位移時，二樓柱因產生

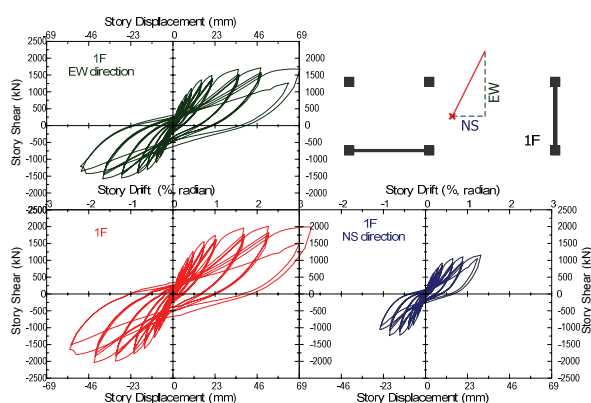
剪力破壞，使軟化現象轉移至二樓樓層，如圖五中紅色曲線所示。由以上試驗結果可看出，結構行為在進入高度非線性時，個別樓層間複雜的互制行為。



圖四 試體基底載重與位移遲滯迴圈



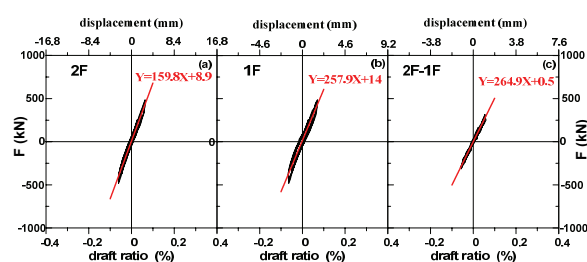
圖五 試體二樓樓層載重與位移遲滯迴圈



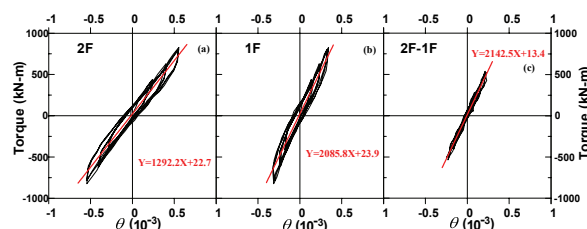
圖六 試體一樓樓層載重與位移遲滯迴圈

試體可轉動之情況下，二樓質心在東西向（短向）之反覆載重試驗，試驗結果之載重與位移遲滯迴圈，如圖七所示；而東西向扭矩與轉角遲滯迴圈，如圖八所

示。在試體可轉動的情況下，由圖七可得：試體短向之整體側向勁度為 159.8 kN/mm，一樓側向勁度為 257.9 kN/mm，二樓側向勁度則為 264.9 kN/mm。由圖八可得：試體整體扭轉勁度為 1292.2 kN-mm/rad，一樓扭轉勁度為 2085.8 kN-mm/rad，二樓扭轉勁度為 2142.5 kN-mm/rad。

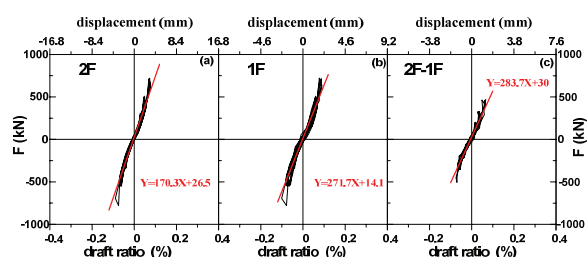


圖七 東西向（短向）載重與位移遲滯迴圈

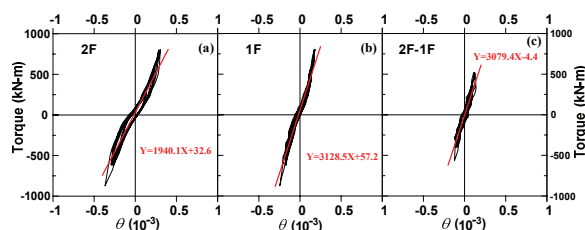


圖八 東西向（短向）扭矩與轉角遲滯迴圈

試體可轉動之情況下，二樓質心在南北向（長向）之反覆載重試驗，試驗結果之載重與位移遲滯迴圈，如圖九所示；而南北向扭矩與轉角遲滯迴圈，如圖十所示。在試體可轉動的情況下，由圖九可得：試體短向之整體側向勁度為 170.3 kN/mm，一樓側向勁度為 271.7 kN/mm，二樓側向勁度則為 283.7 kN/mm。由圖十可得：試體整體扭轉勁度為 1940.1 kN-mm/rad，一樓扭轉勁度為 3128.5 kN-mm/rad，二樓扭轉勁度為 3079.4 kN-mm/rad。

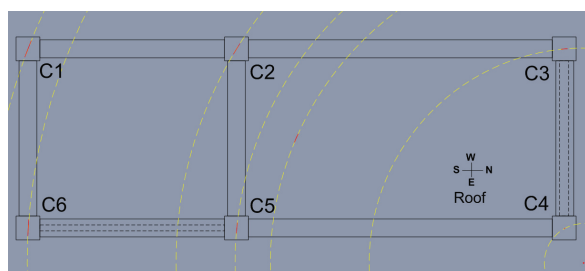


圖九 南北向（長向）載重與位移遲滯迴圈

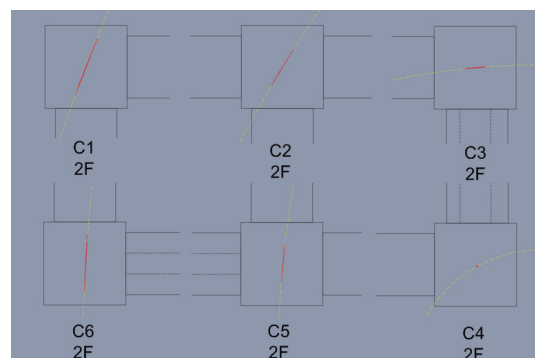


圖十 南北向（長向）扭矩與轉角遲滯迴圈

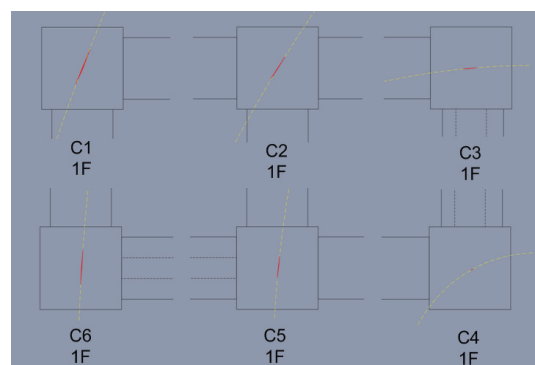
為了能清楚紀錄實驗過程中各柱的位移歷時反應，我們於每個梁柱接頭的位置安裝拉線式位移計，來量測各柱的雙向反覆載重軌跡。由圖十一可發現，試體因牆體的配置不對稱，會產生明顯的平面扭轉現象，而造成柱 C1 的平面側向位移最大，而柱 C4 的側向位移最小。二樓及一樓各柱的雙向反覆載重軌跡，可分別參考圖十二及圖十三。



圖十一 頂樓（二樓）雙向反覆載重軌跡

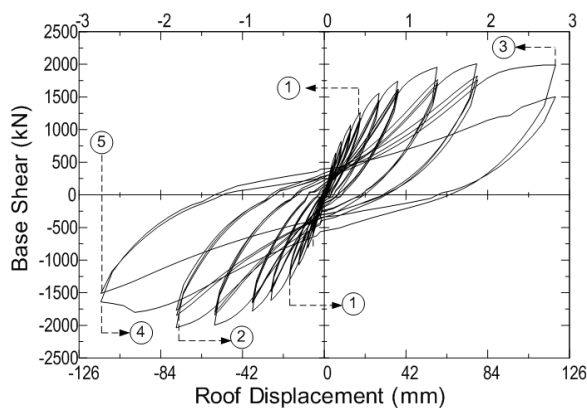


圖十二 二樓各柱雙向反覆載重軌跡



圖十三 一樓各柱雙向反覆載重軌跡

最後整理實驗過程，試體之主要破壞序列，如圖十四所示。當 Drift Ratio = -2.0 %，3rd cycle，柱 C6-1F 於柱底有鋼筋挫屈發生；當 Drift Ratio = +3.0 %，1st cycle，柱 C1-1F 於柱底有鋼筋挫屈發生，柱 C2-2F 則發生明顯的剪力破壞；當 Drift Ratio = -3.0 %，1st cycle，柱 C1-2F 發生明顯的剪力破壞，最後在 Drift Ratio = -3.0 %，2nd cycle 時，柱 C1-2F 崩塌損壞。



START	0.5%	0.75%	-2% 3rd	+3% 1st	-3% 1st	-3% 2nd	END
	(1)	~1.5%	(2)	(3)	(4)	(5)	

- ① +0.5 % 1st cycle : C1-1F rebar yield (first)
- ② -2.0 % 3rd cycle : C6-1F rebar buckle
- ③ +3.0 % 1st cycle : C1-1F rebar buckle
C2-2F shear failure
- ④ -3.0 % 1st cycle : C1-2F shear failure
- ⑤ -3.0 % 2nd cycle : C1-2F collapse

圖十四 試體主要破壞序列

四、結論與展望

本研究實際製作一座二層樓三維足尺鋼筋混凝土含牆構架以進行雙向反覆載重試驗，經由試驗觀察以及結果整理，可歸納整理得以下結論與展望：

- 實驗中觀察到牆 C 於 1.5% 開始出現明顯之扭轉行為，顯示在勁度不對稱之結構系統中，牆確實受到扭矩作用。當勁度較低之單柱進入降伏狀態後，勁度中心將往勁度較大之牆體移動，引致更大偏心力矩，使牆承受扭矩作用之行為更加明顯。

- 於一樓單柱部份，在雙向反覆載重下，樓板有產生雙向位移及旋轉的現象，於柱底角落處有產生壓碎的現象。於 RC 牆部份，破壞則集中在 RC 牆兩側的邊界柱柱底，並有明顯於牆面面外方向產生壓碎的現象。
- 此試驗結果可觀察到個別結構元件間複雜的互制行為，其測試區域不只局限於梁、柱及牆，還包括梁柱交會區及樓板，因此試驗結果較為複雜。若要釐清個別結構元件的力學行為，則可參考此次試驗結果之個別元件位移及旋轉情形，來規劃個別元件實驗，以進一步探討個別元件之力學行為。
- 從實驗之結果發現，牆在勁度不對稱之結構系統中，會受到扭矩之作用，由國內相關的研究可知，目前較缺乏 RC 牆承受扭矩之相關試驗研究，但 RC 牆的配置對結構系統的行為影響甚大，故 RC 牆的扭矩行為是後續值得研究的方向。

參考文獻

- Experiments and Simulation of Reinforced Concrete Buildings Subjected to Reversed Cyclic Loading and Shake Table Excitation, 4ICEE, Taipei, Taiwan, Oct. 12-13, 2006, Paper No.175.
- Wen-Hsiung Lin, Student Member, ASCE, Anil K. Chopra, and Juan Carlos De la Llera, Members, ASCE "Accidental Torsion in Building : Analysis Versus Earthquake Motions" Journal of Structural Engineering May 2001 pp.475~481.
- Tso, W.K. and Zhu, T.J. (1992). "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 609-627.
- Kunnath, S.K. and Reinhorn, A.M. (1989). "Inelastic three dimensional response analysis of reinforced concrete building structures (IDARC-3D) Part -I Modeling," NCEER report no. 89-0011, State University of New York at Buffalo, New York.

矩形 RC 梁採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓耐震補強研究

林敏郎¹ 陳沛清² 楊元森³ 林至聰⁴ 蔡克銓⁵ 黃志豪⁶

摘要

工程實務上常採用碳纖維貼片包覆補強矩形鋼筋混凝土梁以提升其剪力強度或彎矩強度，但眾多試驗結果顯示，碳纖維貼片與混凝土介面易發生剝離，使碳纖維貼片無法發展至應有強度而發生非韌性破壞。本研究提出以碳纖維包覆配合使用所研發之碳纖維錨栓 (CFRP anchor)，使鋼筋混凝土梁在不改變原來外觀尺寸下，提升碳纖維貼片與混凝土間之介面強度，使貼片強度得以充份發展。

關鍵詞：矩形 RC 梁、剪力補強、碳纖維貼片、碳纖維錨栓、影像量測

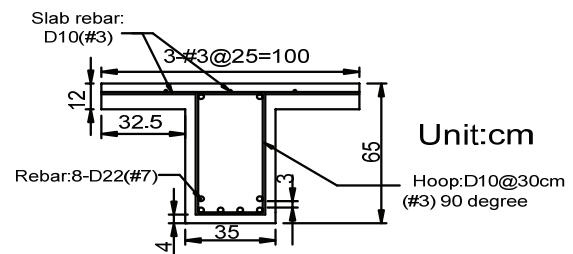
一、前言

台灣早期建造的鋼筋混凝土結構物，由於當時建築規範未考慮耐震設計，加上建築物因老舊、劣化等因素而普遍耐震能力不足，多數急需進行耐震補強。近年來，碳纖維強化高分子複合材料 CFRP(carbon fiber reinforced polymer，簡稱 CFRP)因強度高、重量輕、施工方便、耐腐蝕性佳，以及對結構物外觀影響小等優點，漸漸成為國內補強的主流方式。眾多試驗結果顯示，若採用碳纖維貼片包覆矩形梁可提升其剪力或彎矩強度，但因碳纖維貼片與混凝土間之介面膠結層的破壞，使碳纖維貼片往往無法發展其設計強度。針對此問題，本研究提出以碳纖維包覆配合使用碳纖維錨栓(CFRP anchor)之補強工法，以改善介面強度，並經實尺寸補強實驗來驗證其補強效果。

二、試體規劃

本研究共製作六組含樓版之矩形梁試體，試體為模擬舊式耐震配筋不足之鋼筋

混凝土梁，設計破壞模式為剪力破壞，試體之樓版寬為 100 公分，深為 12 公分，梁斷面梁寬為 35 公分，深為 53 公分，試體總長為 430 公分，試體斷面配筋如圖一所示。試體混凝土與鋼筋之材料強度試驗結果如表一與表二所示，補強使用之碳纖維貼片型號為 CYMAX L200-C。



圖一、試體斷面配筋圖

六組試體中，其中一組規劃為未補強之標準試體 R09BM，其餘五組為補強試體。五組補強試體可分為三類，第一類為單純兩層碳纖維包覆，計有一組試體 R09RF1，第二類為兩層碳纖維包覆搭配化學錨栓錨定，計有一組試體 R09RF2，第三類為兩層碳纖維包覆搭配碳纖維錨栓錨定，計有三組試體：R09RF3、R09RF4 和

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 台北科技大學土木系助理教授

⁴ 台北科技大學土木系副教授

⁵ 台灣大學土木系教授

⁶ 台北科技大學土木所研究生

R09RF5，試體補強方式列於表三，碳纖維錨栓配置示意如圖二。

表一、鋼筋抗拉試驗結果

鋼筋號數	標稱強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	平均降伏強度 (MPa)	極限強度 (MPa)	平均極限強度 (MPa)
#3	280	392	368	499	490
		349		495	
		363		477	
#7	420	475	478	696	695
		484		694	
		475		695	

表二、混凝土圓柱試體抗壓強度

試體編號	標稱強度	28 天圓柱試體抗壓強度	試驗期強度
R09BM	21 (MPa)	24.8	26.1
R09RF2			28.5
R09RF4			36.5
R09RF5			36.3
R09RF1		22.7	30.9
R09RF3			35.8

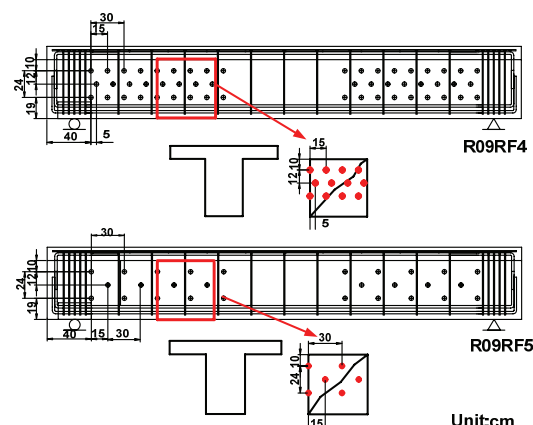
表三、試體編號和補強方式

試體		補強方式與補強效果
第一類	R09RF1	兩層碳纖維 U 形包覆
第二類	R09RF2	兩層碳纖維 U 形包覆 樓板底部配置化學錨栓及鋼壓條錨定
第三類	R09RF3	兩層碳纖維 U 形包覆 梁側碳纖維錨栓錨定
	R09RF4	
	R09RF5	

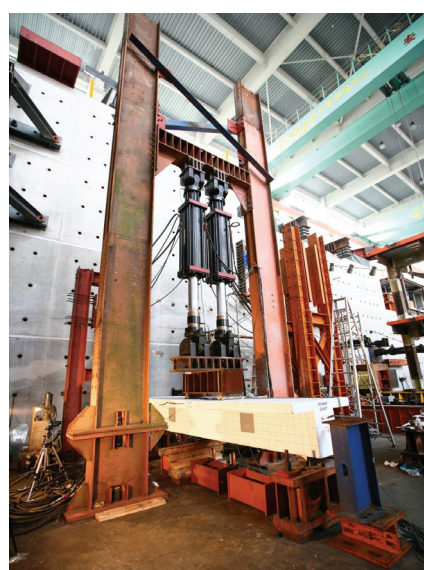
三、試驗方法與量測系統

試驗採用四點載重試驗方式進行，試驗構架如圖三所示，試驗由兩支直立鋼柱橫跨一鋼梁以連接兩支 MTS 1000kN 油壓伺服致動器，致動器由上往下透過橫梁轉

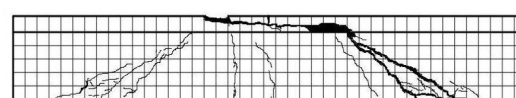
接對試體進行加載，加載方式為位移控制單向加載，加載速率為每秒 0.05mm。試體上配置有應變計、位移計、角度計等量測儀器以對試體反應進行記錄，本試驗同時使用影像量測技術進行試體應變反應分析。



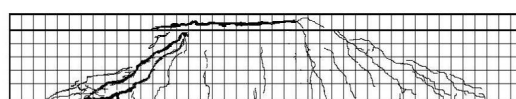
圖二、R09RF4 與 R09RF5 錨栓配置



圖三、試驗構架

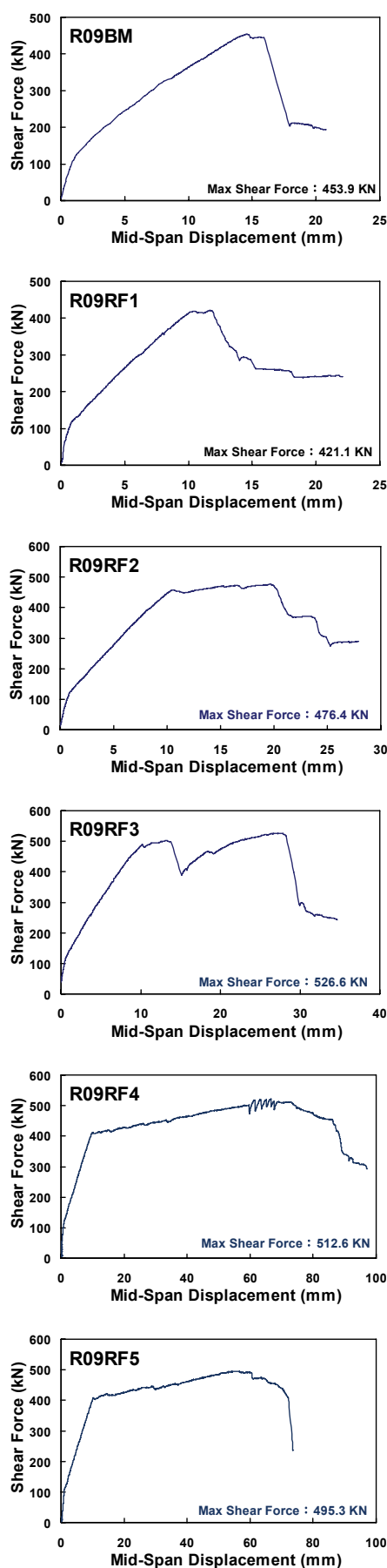


(a)、試體北面裂縫分佈



(b)、試體南面裂縫分佈

圖四、R09BM 試體破壞情形



圖五、試體剪力強度與中點位移反應曲線

表四、試體剪力強度比較

試體	原梁理論強度	補強後理論強度	試驗結果
R09BM	253	N.A.	453.9
R09RF1	271.6	505	421.1
R09RF2	264.4	497.8	476.4
R09RF3	285	518.4	526
R09RF4	287	520.4	512.6
R09RF5	286.5	519.9	495.3

Unit:KN

四、試驗結果與討論

標準試體之破壞模式為預期的剪力破壞，於中點垂直位移 14mm 時發生，標準試體之剪力強度為 453.9kN，高於土木 401-93 規範之設計剪力強度約 1.8 倍，試體裂縫分佈如圖四所示。各試體之反應曲線如圖五所示，剪力強度值示於表四。

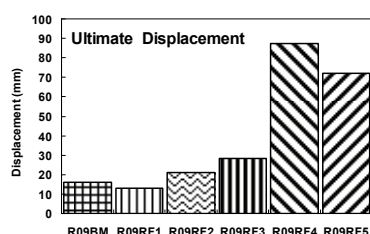
試體 R09RF1 採包覆兩層碳纖維貼片補強，並未加任何錨栓錨定，試體最大剪力強度為 421.1kN，主要為梁側碳纖維貼片與混凝土介面剝落破壞。試驗結果顯示試體 R09RF1 並未達到預期的補強效果，碳纖維應變計量測應變量於破壞側約為 0.003，由影像量測分析亦顯示於碳纖維剝落前最大應變量約為 0.003，並無法發展至碳纖維貼片設計應變 0.004，顯示若採用碳纖維應變 0.004 進行補強設計並不恰當且偏不保守。

試體 R09RF2 為縱向包覆兩層碳纖維貼片並於樓版底部配置鋼壓條與化學錨栓錨定，試體最大剪力強度為 476.4kN，試驗結果顯示剪力強度與變形能力皆有提升，然而並無法有效改善介面強度，主要破壞模式仍為介面強度不足造成碳纖維剝落破壞。

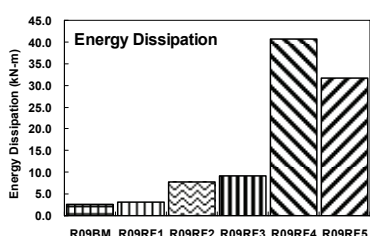
試體 R09RF3 為縱向包覆兩層碳纖維貼片並於梁兩側共配置 40 支直徑 15mm 之碳纖維錨栓，配置數量僅為設計需求的一半。試驗於位移 28mm 時發展出試體最大強度 525.6kN，同時發生貼片剝離破壞，破壞模式為撓剪破壞。

試體 R09RF4 為縱向包覆兩層碳纖維貼片並於梁兩側共配置 104 支直徑 20mm 之碳纖維錨栓，配置數量為設計需求之 1.75 倍。於試體中點位移量達 97mm，試體於梁底佈滿撓曲裂縫，試驗結果顯示破壞模式為韌性之撓曲破壞。

試體 R09RF5 為縱向包覆兩層碳纖維貼片並於梁兩側共配置 56 支直徑 20mm 之碳纖維錨栓，配置數量等於設計需求。試體破壞為撓曲破壞，最終因碳纖維斷裂而停止實驗。試體 R09RF5 於拉力主筋降伏後，強度緩慢上升於中點位移量 74mm 達最大強度後才緩慢衰減，為試體 R09RF1 位移量的 7 倍，顯示碳纖維錨栓可提升碳纖維貼片與混凝土間之介面強度，使碳纖維貼片發展足夠之強度。



圖六、試體極限位移比較



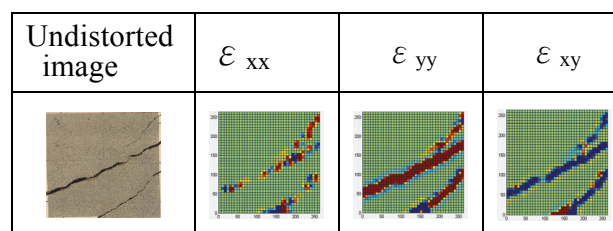
圖七、試體消能能力比較

試體極限位移定義為試體強度下降至極限強度 80%時所對應位移，如圖六所示，試體極限位移以試體 R09RF4 位移量最大，試體 R09RF5 次之，分別為接近 90mm 與 70mm 位移量，試體 R09RF4 與試體 R09RF5 碳纖維錨栓配置為保守配置量與設計配置量，結果顯示確實有良好成效；試體 R09RF1 位移量最小，試驗也顯示試體 R09RF1 於中點位移 12mm 即產生碳纖維貼片剝落情況。

試體消能能力定義為試體發展至極限強度後，強度下降至極限強度 80%時位移與載重曲線所包覆之面積，如圖七所示，

試體 R09RF4 與試體 R09RF5 消能能力最好；標準試體消能能力最差，補強試體 R09RF1、R09RF2、R09RF3 整體消能能力亦不佳。

影像量測分析可觀察到加載過程中，肉眼無法觀察到之碳纖維貼片表面應變變化情形，雖然使用之影像量測分析軟體僅適用於二維平面分析，所以當試體發生碳纖維剝落外翻時，分析所得數據已失準，然而仍可從分析結果看出破壞處有劇烈變化之情形。在試體碳纖維剝落破壞前，影像量測應變與傳統應變計量測值相當接近，差值約在 ± 0.001 以內。圖八為標準試體於位移 19mm 時，試體左側影像量測區之應變反應分析結果。



圖八、標準試體影像量測分析結果

五、結果與展望

本研究結果顯示採用碳纖維貼片進行 RC 梁補強時，必需考量貼片與 RC 梁間之介面強度，若介面強度無法提升，即使增加包覆層數也無太多的助益。本研究所研發之碳纖維錨栓，已由實驗証實其改善介面強度之成效，且具有不改變補強外觀之優勢。明年度將持續進行研究，並建立完整的補強理論，以供工程實務使用。

六、參考文獻

1. 林敏郎、林至聰、陳沛清、蔡克銓、吳穎涵，「矩形 RC 柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓耐震補強研究」，國家地震工程研究中心報告，報告編號：NCREE-09-014，民國 98 年 4 月。
2. 楊元森、吳俊霖、羅俊雄、楊仲民、塗文祥、施明祥、童士恆，「影像式量測之技術初步研究」，國家地震工程研究中心報告，報告編號：NCREE-08-13，民國 97 年。

非韌性鋼筋混凝土構架動態倒塌行為實驗研究

黃世建¹ Kenneth J. Elwood² Jack P. Moehle³ 吳俊霖⁴ 林沛暘⁴ 羅俊雄¹ 鄭橙標⁴
楊元森⁵ Soheil Yavari² 林士涵¹ 翁樸文⁴ Beyhan Bayhan³

摘要

本研究依據台灣現有建物配筋狀況，設計並建造五座 1 比 2.25 縮尺兩層兩跨鋼筋混凝土構架試體，用以觀察樑、柱及接頭等各種主要結構元件於倒塌起始點發生過後的力學互制行為，並測試在不同高低軸力比情況下，柱軸力對結構系統倒塌模式及益損性所造成的影響。透過貼近設計實務的實驗試體觀察，冀能提供更準確可靠的既有建物耐震能力評估方法，以及更經濟有效的補強方案。

關鍵詞：倒塌、振動台實驗、非韌性配筋、鋼筋混凝土、柱、樑柱接頭、剪力破壞、軸力破壞

一、前言

近年來世界各地陸續發生多起重大地震事件，造成許多老舊鋼筋混凝土建物輕重不等的結構損傷，而現行鋼筋混凝土建物耐震評估準則尚無法針對此類建物提供準確可靠的結構倒塌預測，更因為現行評估方法多傾向以保守方式處理悠關生命財產安全的結構倒塌問題，導致老舊公共建物的補強數量及巨額費用已對政府財政造成不小的負擔。鑑於目前耐震評估準則尚存一定檢討改進空間，若能藉由實驗觀察以利全面瞭解鋼筋混凝土建物結構全域非線性行為，並研發更精準有效的分析工具，釐清何種破壞機構容易造成災難性的結構漸進式倒塌，則在政府預算規模有限的情況下，仍能進行全面性的公有建物耐震評估及補強工作，以期強震來襲時能有效保障人民生命財產安全。

國際上許多國家亦面臨與台灣相同的地震課題，本計畫案採國際合作研究方式進行，加強與加拿大溫哥華卑詩大學以及

美國加州大學柏克萊分校研究團隊的合作夥伴關係，國內參與大學院校則包括國立台灣大學及台北科技大學，俾能分享彼此寶貴經驗及知識交流，並提升國內大學研發能量。

二、計畫重要性

本計畫隸屬國家地震工程研究中心「既有建物耐震能力評估與補強」項下之一環，設計並執行一系列振動台實驗，探討鋼筋混凝土建築構架在極限地震力作用下所產生複雜難料的動態倒塌行為；學界一般咸認為振動台測試能貼切真實地反應出建築物耐震能力表現。美加兩國參與本研究課題的計畫分別是加拿大 Canadian Seismic Research Network 和美國 Network for Earthquake Engineering Simulation (簡稱 NEES)，美國 NEES 項下的大型研究計畫主要著重於探討既有鋼筋混凝土建物各部結構元件大型試驗、土壤結構互制行為、倒塌預測模型以及區域震災倒塌風險評估等，俾能篩選出深具震災倒塌潛勢的

¹ 國立台灣大學土木工程系

² 加拿大溫哥華卑詩大學土木工程系

³ 美國加州大學柏克萊分校土木及環境工程系

⁴ 國家地震工程研究中心 clwu@ncree.org.tw

⁵ 國立台北科技大學土木工程系

老舊建物，並據以研提經濟有效的補強策略(NRC, 2004)。有關動態實驗的部分則由本中心及卑詩大學研究團隊負責。整體計畫目標係為提供專業建議予結構工程師、一般住戶大眾以及政府相關部門決策官員以降低老舊建築物因受震倒塌而引致生命財產損失的社經衝擊。本計畫可望建立標竿型實驗資料庫作為先進數值分析模型研發測試平台，通過校準測試完成後的數值模型可用於準確地預測建物受震倒塌潛勢，俾利結構工程師針對有明顯震災威脅的建物及時進行補強。

三、計畫內容

鋼筋混凝土建築構架受震倒塌可能是由樑、柱或接頭等單一主要受力元件的破壞所造成，甚或是多項以上主要元件同時發生破壞所引起。早年的鋼筋混凝土建築物設計多屬於弱柱強樑的結構系統，柱和樑柱接頭的強度不足及非韌性配筋特性常造成強烈地震來襲時發生嚴重破壞，造成人員的傷亡。然而，此種老舊結構元件的力學行為在過去卻少有研究案進行結構負勁度反覆載重實驗來定量定性地全面瞭解其特性，更遑論進行高難度的振動台倒塌實驗以及觀察非韌性柱在高軸力作用下的動態軸壓破壞行為。為此，本計畫設計並建造了五座 1 比 2.25 縮尺兩層兩跨鋼筋混凝土平面構架試體，構架內的柱體尺寸及配筋特性會造成柱體先產生主筋撓曲降伏，接著核心混凝土及箍筋受損而使柱體開始進入剪力側向強度折減段，直到最後發生軸力破壞，完全喪失側向強度為止，此類型的混凝土柱被稱為撓剪柱；另外，非韌性接頭對構架系統倒塌行為的影響亦是本計畫案研討的重點課題。

本中心自 2004 年開始進行振動台倒塌實驗迄今，測試構架的設計多著重在觀察單柱倒塌或多柱互制的全區段力學行為，目前已成功蒐集撓曲、撓剪以及純剪等三種主要破壞模式的動態資料；至於其它尚未被徹底研討的課題將列入本計畫重點任務，主要包括：(1) 當初始倒塌點發生以

後，構架系統的樑、柱或接頭等主要受力元件在嚴重受損的狀態下，彼此交互影響的行為對系統傳力途徑會否造成何種改變？(2) 高軸力對構架系統倒塌模式與易損性產生何種重要影響？

Specimen MCFS: <u>M</u> oderate Axial Load <u>C</u> onfined Joints <u>F</u> lexure- <u>S</u> hear Columns	Specimen HCFS: <u>H</u> igh Axial Load <u>C</u> onfined Joints <u>F</u> lexure- <u>S</u> hear Columns
Specimen MUFS: <u>M</u> oderate Axial Load <u>U</u> nconfined Joints <u>F</u> lexure- <u>S</u> hear Columns	Specimen MUF: <u>M</u> oderate Axial Load <u>U</u> nconfined Joints <u>F</u> lexure Columns

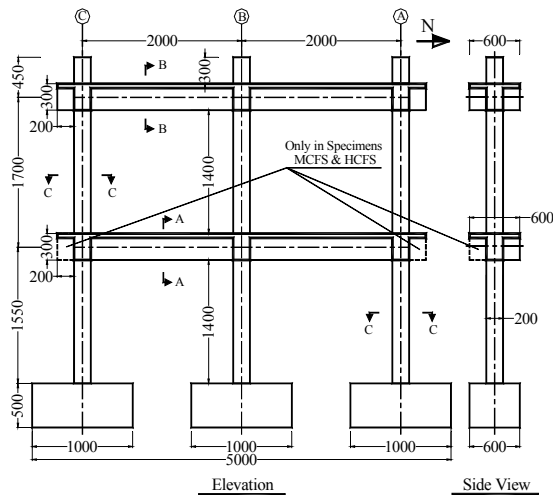
圖一 振動台試體類型及編碼

圖一標示了本計畫 2009 年測試構架的四種結構類型，構架 MCFS 和 HCFS 為高低軸力對照組，用於探討軸力對撓剪柱破壞行為的影響；構架 MUF 和 MUFS 為接頭韌性對照組，用於探討非韌性接頭對系統倒塌行為、元件破壞順序及柱端塑鉸長度的影響。構架 MCFS 共建造兩座，其中一座只在中間柱施加軸力，作為首次採用的附屬設備性能測試驗證之用，首次設計採用的附屬設備包括定軸力被動控制油壓系統、側向慣性力系統、慣性力質量台車與受測構架聯結裝置以及接頭變形量測框架系統，這些裝置都是首次引進國內使用，為確保實驗品質而作此安排。

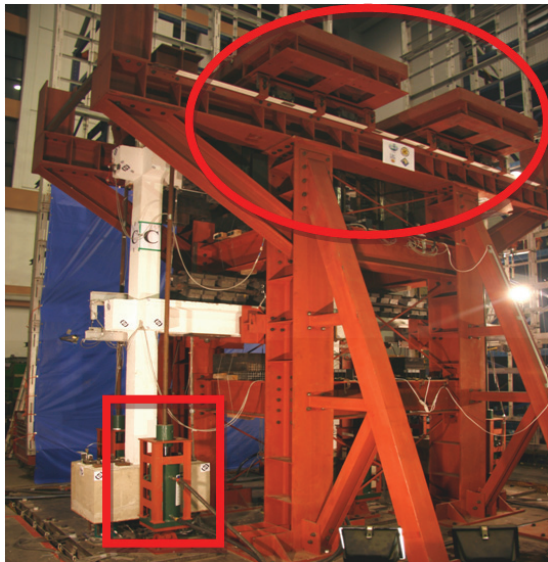
四、試體設計及測試配置

圖二描繪測試構架各部主要尺寸；試體總樓高、樑柱尺寸及配筋係參酌署立台中醫院七層醫療大樓結構設計圖、本中心振動台設備規格性能條件、結構元件及系統破壞模式設定以及實驗經費額度等因素所綜整決定，破壞模式設定以產生漸進式倒塌，方便觀察系統崩壞過程中荷載再分配的能力為主。其中，樑柱相對勁度比例及柱軸力比儘量反應老舊建物實際現況，並且同時澆注樓版與樑以忠實反應樓版樑整體勁度及其對樑柱接頭區耐震需求的影響，整體配筋重現弱柱強樑的系統架構，但是去除主筋搭接，以適度簡化結構行為複雜度，俾便觀察核心結構行為。

如圖三所示，為使兩層樓試體能有效模擬七層樓建築物的特性，本研究配置被動式油壓設備於振動台台面(圖中紅色方框所示)，並透過預力螺桿施加額外定軸力於二樓柱頂，以模擬三至七樓載重貢獻，而側向剪力需求則由慣性力系統提供(圖中紅色圓框所示)，此種實驗設計使我們能在設備規格受限下，進行較大試體的倒塌實驗研究。



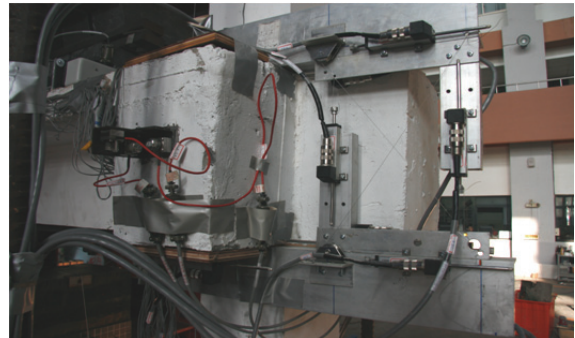
圖二 試體外部構型及主要尺寸



圖三 面外側撐鋼構架、軸力系統及慣性力系統

實驗量測系統包括：(1) 荷重計，用以量測柱底剪力、軸力及利用平衡條件計算柱底彎矩；(2) 應變計，用以量測樑、柱及接頭區域內的主筋、箍筋變形量；(3) 加速規，用以量測興趣點水平及垂直方向的加

速度歷時；(4) 位移計，用以量測興趣點的水平及垂直位移歷時和特定塑鉸區的局部變形。圖四所示為鋁製框架搭配位移計以量測樑柱接頭區剪變形。

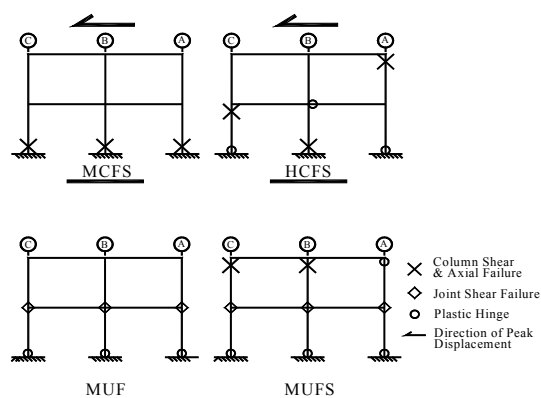


圖四 鋁製框架量測外側樑柱接頭區變形

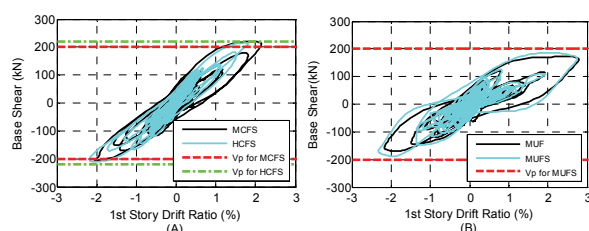
五、實驗結果

每一座構架均先經過低強度白噪訊號歷時測試，以便計算試體的自然周期及阻尼比，接續的兩次不同強度的地震力測試則使用 TCU047 集集地震歷時，編碼分別為 Test1 和 Test2。經識別結果，試體自然周期約 0.28 秒至 0.29 秒，阻尼比 2%至 3%，四座試體在經歷 Test1 的地震力加載後呈現不同程度的損壞，但並未發生倒塌；MCFS 和 HCFS 兩座試體的一樓柱均產生明顯的剪力及撓曲裂縫，而 MUF 和 MUFS 兩座試體的破壞多集中在一樓頂兩側的樑柱接頭。四座試體在 Test2 的地震力施載後則產生不同的破壞模式(如圖五所示)，其中三座試體倒塌，而 MUF 並未倒塌。MCFS 是因為一樓柱產生剪力及軸力破壞而倒塌。圖六比較四座試體歷經 Test1 測試過後的基底剪力對一樓層間變位角遲滯迴圈實驗結果，圖中顯示 MUF 和 MUFS 試體均未達其一樓柱的極限剪力強度，然而一樓層間變位角峰值卻比 MCFS 和 HCFS 大一些，顯示 MUF 和 MUFS 非韌性接頭首先產生劇烈剪變形而破壞，造成無法將受震所衍生的剪力完整傳遞給一樓柱頂，致使一樓柱體強度未能完全發展出來，而二樓頂的樑柱接頭係採用韌性配筋，所以 MUFS 的二樓破壞情形集中在柱頂。MCFS 試體的一樓 B1 中間柱剪力破壞點發生在 1.9%層間變位角和 79.5kN 側向

剪力的位置；MCFS 一樓 C1 外柱由於傾覆彎矩的軸壓力作用，剪力破壞點發生在 2.2% 層間變位角和 87.2kN 側向剪力的位置；MCFS 一樓 A1 外柱由於傾覆彎矩的軸拉力作用，剪力破壞點發生在 2.8% 層間變位角和 65.7kN 側向剪力的位置。HCFS 試體的一樓 B1 中間柱剪力破壞點發生在 2.3% 層間變位角和 86.8kN 側向剪力的位置；HCFS 一樓 C1 外柱剪力破壞點發生在 2.9% 層間變位角和 81.6kN 側向剪力的位置。



圖五 試體受震破壞模式



圖六 試體基底剪力對一樓層間變位角遲滯迴圈比較

六、結論與展望

本研究成功執行五座 1 比 2.25 縮尺鋼筋混凝土構架試體振動台重力倒塌實驗。此五座試體具備老舊建物非韌性配筋的特性，並於實驗中分別承受不同高低軸力比，以利觀察不同結構破壞倒塌模式。經由實驗發現結構元件互制行為對倒塌模式具有關鍵性影響，而比較 MCFS 和 HCFS 的實驗結果發現：柱軸力高低的确會影響結構破壞倒塌模式，高軸力比疑似會增加高樓層產生破壞的可能性；另外，比較 MUF

和 MUFS 的實驗結果發現：非韌性接頭在非韌性構架的結構力學行為扮演非常重要的角色，在單向地震力作用下，樑柱接頭的面內剪力裂縫難以完全貫穿面外橫向樑，而樑柱接頭區的大量剪變形亦使得一樓柱端的轉角需求下降，以致降低 MUF 構架產生系統倒塌的可能性。從 MUFS 的實驗結果發現：剪力破壞應是由過大的柱端轉角所造成，而層間變位角可能無法作為撓剪柱是否產生剪力破壞的唯一證據，接頭韌性亦應一併納入考量。

參考文獻

1. National Research Council, (2004) "Preventing Earthquake Disasters: The Grand Challenge in Earthquake Engineering – A Research Agenda for the Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES)," Committee to Develop a Long-Term Research Agenda for the Network of Earthquake Engineering Simulation (NEES), The National Academy of Science Press, Washington, D.C., <http://www.nap.edu/catalog/10799.html>.
2. Otani, S. (1999), "RC Building Damage Statistics and SDF Response with Design Seismic Forces," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 15, No. 3, pp. 485-501.

建築結構位移係數法之應用研究(一)

翁元滔¹ 黃世建²

摘要

本計畫主要針對一般 RC 建物，參考 FEMA-440 所建議之位移係數法，針對各個位移係數進行研討，尤其針對勁度及強度衰減對位移係數之影響提出修正方法，並與本中心近年來所提出之校舍結構耐震詳細評估程序進行案例分析與比較，並期以在未來可研擬出適用於台灣地盤特性及結構系統特性之位移係數法評估耐震性能程序。

關鍵詞：位移係數法、非線性反應譜、耐震評估、容量曲線

一、前言

由於 FEMA 356 所建議用於耐震評估之位移係數法，其中有關勁度及強度衰減及 P- Δ 效應對建物耐震性能之影響，因其不易分離其個別之效應，故隨後 FEMA 440 技術報告亦提出修正方案，但有關降伏後勁度比為負值時，亦即結構容量具勁度及強度衰減特性時，仍未能適切反應在位移係數法耐震評估程序之中，故本研究之目的主要針對有關勁度與強度衰減效應進行研討並提出位移係數修正改良方式，並與本中心近年來所提出之校舍結構耐震詳細評估程序進行案例分析與比較，並期以在未來可研擬出適用於台灣地盤特性及結構系統特性之位移係數法評估耐震性能程序。

二、考慮負勁度影響之非彈性與彈性位移比例係數推演

考慮單自由度系統運動方程式可用下式表示：

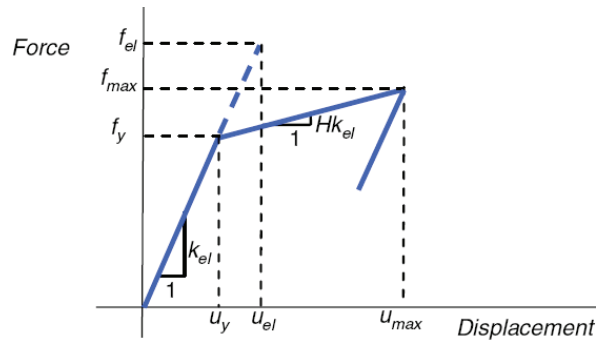
$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + f_s/m = -\ddot{u}_g(t) \quad (1a)$$

$$\ddot{u}^t + 2\zeta\omega_n\dot{u}^t + f_s/m = 0 \quad (1b)$$

在此 $u' = u + u_g$ ，而 H 為降伏勁度比，而 ζ

為結構阻尼比，在此引用 Miranda(2001)所定義之非線性與彈性位移比例係數如下：

$$C_\mu = \frac{u_{\max}}{u_{el}} \quad \text{or} \quad C_R = \frac{u_{\max}}{u_{el}} \quad (2)$$



圖一 非線性單自由度系統雙線性之力與變位關係曲線與等效彈性系統

其中 C_μ 與 C_R 分別為等韌性反應譜與等強度反應譜所得之非線性與彈性位移比例係數，其中：

$$R = f_{el}/f_y \quad (3)$$

$$\frac{u_{\max}}{u_{el}} = \frac{\mu}{R} \quad (4)$$

而 f_{el} 與 u_{el} 為結構彈性極限強度及最大彈性位移，依圖一所示，可得下列關係式：

$$f_y + (\mu - 1)\alpha f_y = f_{el} \quad (5)$$

將式(5)除以 f_y ，則可得下式：

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立台灣大學土木工程系教授

$$1 + (\mu - 1)\alpha = R \quad (6)$$

將式(6)代入式(4)，則可得下式：

$$\frac{u_{\max}}{u_{el}} = \frac{\mu}{1 + (\mu - 1)\alpha} = \frac{1}{R} \left(1 + \frac{R - 1}{\alpha} \right) \quad (7)$$

如圖二所示，若結構容量曲線可採用等面積法則將其等效雙線性化，則該雙線性曲線亦可再次利用等面積法則轉換成完美彈塑性曲線(H=0)，在此若定義轉換成彈塑性曲線前後結構降伏強度分別為 f_y 及 f'_y ，而其降伏位移於轉換前後分別為 u_y 及 u_{ym} ，則可得下列關係：

$$C_2 = \frac{u_{ym}}{u_y} = \frac{f'_y}{f_y} = (1 - \sqrt{1 - H})\mu + \sqrt{1 - H} \quad (8)$$

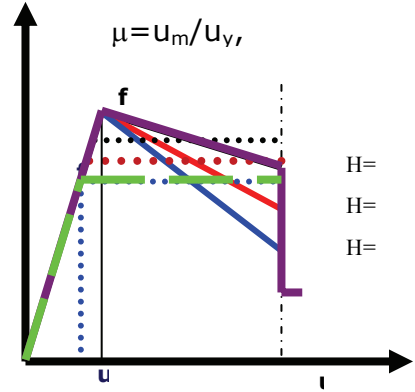
式(8)即可反映結構負勁度（強度衰減）對非線性與彈性位移比例係數之影響。若 μ 為已知，則可採用 Newmark 與 Hall(1982) 所建立 R- μ -T 關係如下式以計算特定週期值 T 所對應之 R：

$$R = \begin{cases} \mu & ; T \geq T_0 \\ \sqrt{2\mu - 1} + (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0}{0.4T_0} & ; 0.6T_0 \leq T \leq T_0 \\ \sqrt{2\mu - 1} & ; 0.2T_0 \leq T \leq 0.6T_0 \\ \sqrt{2\mu - 1} + (\sqrt{2\mu - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0}{0.2T_0} & ; T \leq 0.2T_0 \end{cases} \quad (9)$$

其中 T_0 為反應譜等加速度段與等速度段之分界週期，以上式計算所得之 R，除以用式(8)所得之降伏強度修正係數，可得修正後之強度折減係數 R' ，則式(4)可改寫如下：

$$\frac{u_{\max}}{u_{el}} = \frac{\mu}{R(f'_y/f_y)} = \frac{\mu}{f_{el}/f'_y} = \frac{\mu}{R'} \quad (10)$$

以式(10)即可計算考慮結構負勁度（強度衰減）後之非線性與彈性位移比例係數。



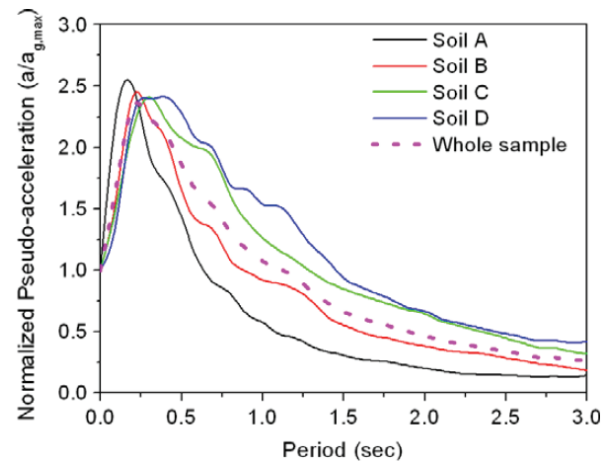
圖二 非線性單自由度系統理想雙線性曲線與其對應之等效完美彈塑性曲線

三、地震記錄輸入群組

為了檢驗上述用以計算 C_2 之等效單自由度系統模型之可行性，在此引用總共 112 個地震加速度記錄(PGA 值至少大於 0.1g)，並將其分類成下列四種群組(Boore 1993)：

- 堅硬地盤：750 m/s ≤ 剪力波速 V_s (soil type A).
- 軟岩盤與緊密土層：360m/s ≤ V_s < 750 m/s (soil type B)
- 硬土層：180 m/s ≤ V_s < 360 m/s (soil type C)
- 軟弱地盤：180 m/s > V_s (soil type D).

上述四種地震記錄群組之彈性加速度反應譜（阻尼比 5%）如圖三所示。



圖三 四種地震記錄群組之彈性加速度反應譜

四、參數影響研究

本研究在此針對結構週期、結構阻尼比、工址地盤分類及降伏後勁度比 H 等參數進行變換後探究其對位移係數 C_2 之影響。

由圖四所示，針對不同的強度折減係數，結構阻尼比對位移係數 C_2 之影響很輕微，至於其它例如不同工址地盤分類或不同降伏後勁度比，結構阻尼比對位移係數 C_2 之影響亦甚小；

由圖五所示，不同工址地盤分類的位移係數 C_2 在短週期範圍（一般小於 0.5 秒）內較有明顯差異，而在中長週期則不隨地盤分類而有明顯區別；

如圖六所示，降伏後勁度比越小，對位移係數之影響越大。

由圖四至圖六可知，不論變換何種參數在短週期範圍內，位移係數之變化較明顯，而在中長週期則差異較不顯著。

五、結論與展望

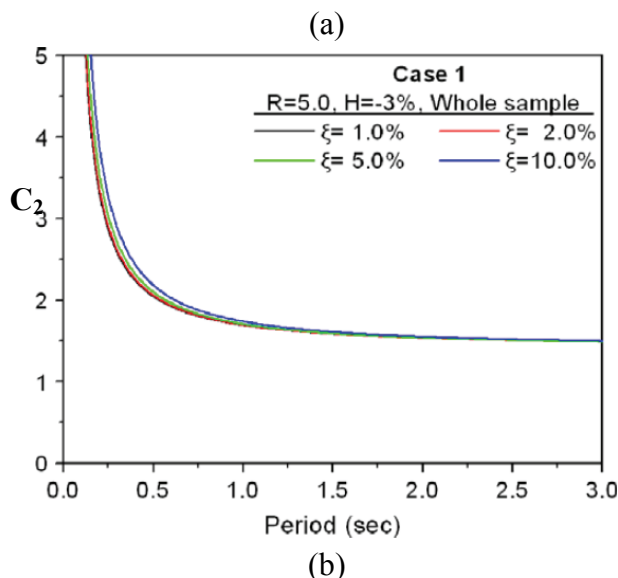
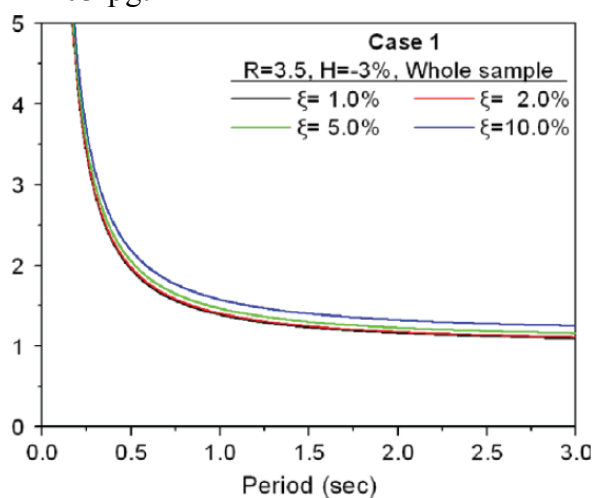
本研究已初步針對位移係數法所需強度衰減效應如何反映在位移係數之中，提出相對應之修正方法，並預定未來以校舍震害資料庫之三十五座案例，以本研究所提之修正位移係數法進行測試驗證。

參考文獻

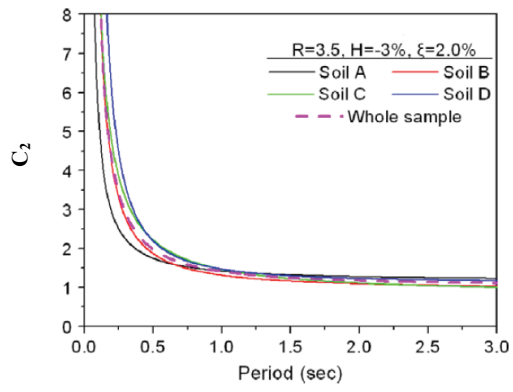
1. Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Rep. FEMA 356, Washington (DC); 2000.
2. Federal Emergency Management Agency. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Rep. FEMA 440, Washington (DC); 2006.
3. Miranda E. Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. J Struct Eng 2000;126(10):1150-9.
4. Boore DM. Some notes concerning the

determination of shear-wave velocity and attenuation. In: Proceedings of geophysical techniques for site and material characterization. 1993. p. 129-34.

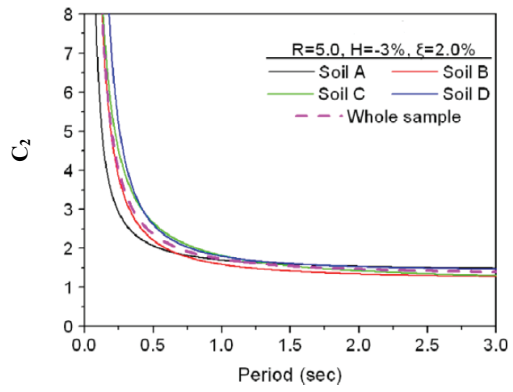
5. Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong motion database. [accessed 01.03.09] <http://peer.berkeley.edu/smcat>.
6. Newmark, N. M. and Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif., 103 pg.



圖四 不同阻尼比對位移係數 C_2 之影響

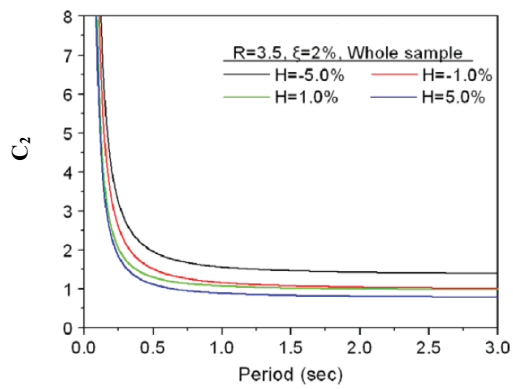


(a)

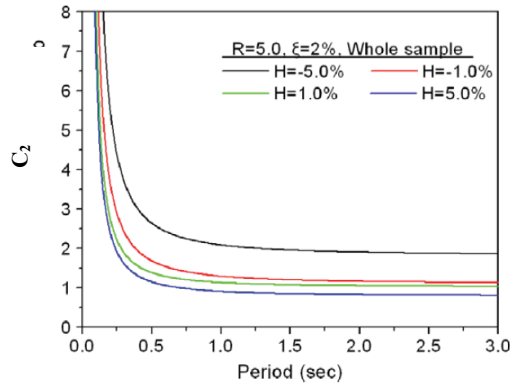


(b)

圖五 不同工址地盤分類對位 C_2 之影響



(a)



(b)

圖六 不同降伏後勁度比 H 對 C_2 之影響

全國中小學校舍結構耐震評估與補強資料庫建置(二)

葉勇凱¹ 趙宜峰² 陳鴻銘² 高偉格² 沈文成¹ 翁樸文¹ 鍾立來¹ 簡文郁¹ 黃世建¹

摘要

國家地震工程研究中心從民國 92 年即受教育部國教司委託制定出校舍之耐震能力提昇作業流程，針對校舍耐震評估與補強工作分成四個階段，簡易調查、初步評估、詳細評估、補強設計及補強工程。其中發展出來的簡易調查表主要由學校行政人員使用，並已先針對台北縣市展開調查，其結果顯示簡易調查能有效的挑選出耐震能力有問題的校舍，而這些有問題的校舍將可由專業人員進行後續階段的初步評估、詳細評估、補強設計及補強工程。

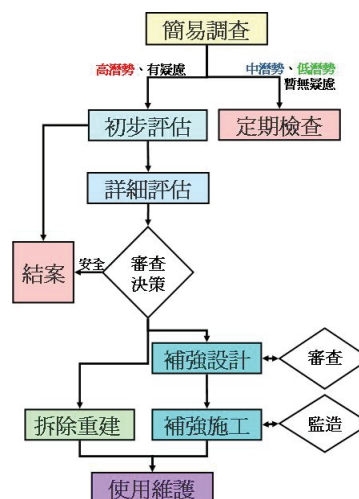
前幾期與教育部合作計畫中主要建置了「校舍耐震資訊網」，並納入簡易調查、初步評估、詳細評估與補強設計於同一平台。而在本年度計畫中主要為協助各縣市政府推廣初步評估、詳細評估、補強設計及補強工程之作業，並開始施行全面性校舍普查工作，建立補強工程之網頁回傳表格，持續接收及維護各縣市上傳之耐震評估與補強設計資料。再利用透過校舍耐震資訊網作為教育單位、專業人士及學術研究者意見的交流，提供相關領域的專業人士及學術單位作為校舍評估及學術研究之參考依據，讓政府的經費資源能夠作最有效的運用，使所蒐集到之相關評估資料能夠發揮其最大的功效。

關鍵詞：校舍耐震資訊網、校舍耐震評估、校舍資料庫

一、前言

政府歷年來對學校之校舍耐震能力提昇上相當地重視，為提昇全國學校校舍之耐震能力，教育部國教司從 92 年度開始至今，持續委託國家地震工程研究中心制定一套校舍耐震評估與補強的流程，如圖一所示，經由學校總務人員之簡易調查結果作初步之篩選，若其簡易調查結果有疑慮者，再由工程專業人員依序進行初步評估。對初步評估結果有耐震疑慮之校舍，依嚴重程度，再由工程之專業人員，進行下一階段之結構耐震詳細評估。倘若符合補強之經濟效益，即進一步作耐震補強之設計；若不符補強之經濟效益，則將之列為拆除重建。並利用資料庫來收集相關評估與補強資料，透過資料庫有效地將校舍結構之耐震能力排序及篩選，以縮小問題之規模。並將簡易調查、初步評估、詳細評估與補強設計納入校舍耐震資訊網，將所蒐集到的校舍耐震評估與補強設計資料

進行後續的統計分析，透過耐震資訊網將經統計分析後的資料完整呈現給相關領域的專業人士及學術單位作為校舍評估及學術研究之參考依據，讓政府的經費資源能夠作最有效的運用，使所蒐集到之相關評估資料能夠發揮其最大的功效。



圖一 校舍耐震評估與補強流程

¹ 國家地震工程研究中心

² 國立台灣科技大學營建工程系

二、校舍普查

本中心於 98 年開始配合教育部推動「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，專業工程師執行校舍耐震評估補強工作，將資料上傳至校舍耐震資訊網，因而於計畫進行期間，資訊網蒐集了包含初步評估、詳細評估、補強設計及竣工報告等校舍耐震能力資料。

為協助推動校舍耐震能力提升計畫之進行，本研究將對校舍進行普查作業，藉由調查校舍耐震能力評估之現況，與現有之校舍資料庫中資料進行比對，瞭解校舍結構耐震評估之普及率，並探討校舍資料庫中回收資料之有效性，進而提升校舍資料庫之完整性。

校舍普查作業擬與各大專院校合作進行，經由土木相關類科之在學學生前往各校，進行校舍耐震能力評估之執行進度調查，其主要工作項目包含：蒐集學校建築物之相關基本資料、調查建築物相關現況資料、調查建築物耐震能力評估之執行進度調查並與資料庫中已上傳之資料進行查核比對。

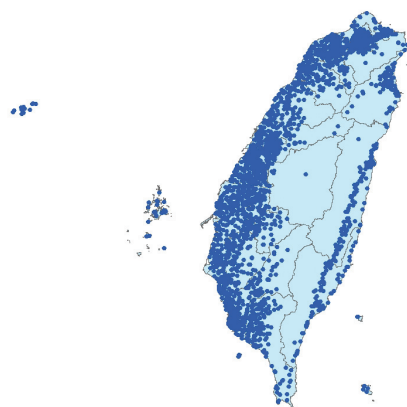
目前已蒐集之普查學校資料包含有台北市大安區 18 所、台北縣 166 所、雲林縣 88 所、嘉義縣市 96 所、台南縣市 60 所、花蓮縣 28 所，共計 456 所國中小已進行校舍普查作業，此普查資料將陸續進行整理並與資料庫進行比對。

三、初步評估

校舍耐震初步評估資料之蒐集工作自民國 92 年 12 月即已開始，共計七個縣市，二十六棟校舍；於民國 95 年 1 月完成初步評估上傳網頁建置，此期間主要回收之初評資料為台北縣、台北市共有一千五百餘棟校舍：在民國九十八年四月本中心承接教育部「加速高中職及國中小老舊校舍補強整建專案辦公室」，此專案之目標乃針對高中職以下之公立學校推動耐震能力評估與補強工作，篩選出耐震能力不足之校舍，並給予適當之補強，截至民國九十八

年十一月二十六日為止，一共蒐集了九千餘棟的校舍初步評估資料，加上之前蒐集的初步評估資料，共有一萬餘棟校舍初步評估資料。

初步評估方法有兩個版本，第一個版本於民國九十二年制定出來，第二個版本為民國九十七年修正第一個版本所得，台北縣及台北市之校舍資料因為較早進行初步評估，因此採用 92 年評估法；因執行「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，其所蒐集到之初步資料遍佈各縣市，則採用 97 年評估法，其分佈狀況如圖二所示。



圖二 初步評估(97 年初步法)分佈圖

四、詳細評估與補強設計

詳細評估為本中心建議之校舍耐震能力提升策略中第三階段工作，此項工作係委由專業工程師辦理，以確定校舍結構耐震能力是否符合需求，工作內容較初步評估階段詳細且完整，除蒐集建築物之結構藍圖外，應親自到場並進行實地勘查訪視，亦須針對結構體取樣並進行材料試驗，以作為評估時之參考依據。以校舍使用用途而選定性能需求目標，再以蒐集而來之相關資訊，以結構分析軟體建置模型，執行非線性靜力分析後，獲得校舍結構之性能目標地表加速度，再與現行耐震設計規範之 475 年回歸期設計地震之最大地表加速度比較，若性能目標地表加速度

較小，則校舍須拆除或進行補強設計工作；若性能目標地表加速度較大，則校舍結構滿足性能需求，不需補強。

校舍耐震能力提升策略中最後一個階段工作為補強設計，此階段工作亦委由專業工程師辦理，並以原執行詳細評估之工程師為佳；補強施工應由依法登記開業之營造業辦理，施工過程需由專業工程師執行結構監造，監造工程師以原補強設計工程師擔任為最佳。

表一 詳細評估分析結果統計表

	強度韌性法		側推分析法	
	校舍數	比例	校舍數	比例
須補強	207	93.24%	528	80.61%
毋須補強	11	4.95%	75	11.45%
建議拆除	4	1.80%	52	7.94%

截至 98 年 11 月 26 日止，校舍耐震資訊網已蒐集 877 筆詳細評估分析結果之上傳資料，其中有 222 棟(約 25.3%)校舍係使用強度韌性法進行詳細評估，其餘 655 棟則使用側推分析法。一般而言，強度韌性法之分析結果較為保守，因其僅考慮結構物之彈性變形，且對於結構韌性之估計較為保守，故評估後必須進入下一階段補強工作的比例近 93.2%；另一方面，側推分析法須補強率則降低至 80.6%，較有鑑別力，兩者對於校舍結構之分析結果比較詳列於表一。採用側推分析方法較能篩選出確實須補強之校舍，節省不必要的補強經費。

截至 98 年 11 月 26 日止，校舍耐震資訊網已蒐集 90 筆補強設計結果之上傳資料，其中有 37 棟(約 41.1%)校舍係使用強度韌性法進行補強後之耐震能力評估，其餘 53 棟則使用側推分析法。

目前校舍耐震資料庫中，主要補強方案區分為增設構件、柱補強、牆補強、梁補強、減載措施、基礎補強以及其他補強措施等欄位提供評估者填寫，表二詳列各式補強方案之統計資料，其中擴大柱斷面補強、增設翼牆以及增設剪力牆補強等三種工法為專業人員較喜歡採用，而為了讓

補強構件發揮其設計之強度，基礎部分亦納入補強之範圍。

表二 專業人員常用之補強方案統計表

	方案一	方案二
增設剪力牆	247	179
增設翼牆	254	206
增設斜撐	8	56
擴柱補強	217	266
鋼板包覆	7	8
基礎補強	159	155

五、校舍耐震評估及補強設計講習會

國震中心依據教育部國教司補助之「全國中小學校舍結構耐震評估與補強資料庫建置(二)」計畫內容，需藉由網際網路收集校舍結構之初步評估、詳細評估與補強設計資料，由於這些工作須委託專業工程師執行，因此先行協助專業工程師熟悉上網填寫網頁表格的方式，以便回傳至資料庫。



圖三 校舍耐震評估與補強作業講習會

從民國 98 年 3 月起至民國 98 年 11 月底為止，共舉辦了 22 場評估與補強作業講習會，如圖三所示，共計 2075 人參加，遍佈全台灣，期能透過此講習會使初步評估、詳細評估與補強設計之上傳工作能順利進行。

六、結論與建議

國民中小學在全國之分布緊密、空間廣、且教室數量多，實應在防救災體系中扮演地區性避難中心的角色，因而在最新的耐震設計規範中，其設計地震力需較一般民宅高出百分之五十以上。可是從歷次大地震之災情看來，國民中小學校舍卻是受創最為嚴重的一群，顯然校舍存在著嚴重的耐震能力不足的現象。本研究主要協助縣市政府推動校舍耐震評估與補強作業，並回收其資料，並維護校舍資料庫及校舍耐震資訊網，透過校舍耐震資訊網，將經統計分析後的資料完整呈現給相關領域的專業人士，於日後在作校舍評估時作為參考，及提供給學術單位作為學術研究之參考依據，並進一步讓政府的經費資源能夠作最有效的運用，使所蒐集到之相關評估資料能夠發揮其最大的功效。

截至 98 年 11 月 26 日為止，耐震資訊網的瀏覽人次已達 90,000 人次，且其校舍資料庫已蒐集全國 4000 多所學校，12,500 餘棟校舍的簡易調查資料(中小學有 9,000 餘棟校舍)，並擁有由專業人士上傳的 10,628 棟校舍的初評估資料(中小學校舍有 9964 棟)，及 1815 棟校舍之詳細評估的資料(中小學有 877 棟校舍)，而補強設計也有 186 棟校舍的資料(中小學有 90 棟校舍)，其相關資料正持續增加及維護中。

參考文獻

1. 內政部建築研究所，「嘉義瑞里地震建築災害調查報告書」，內政部建築研究所，台北，1998 年 8 月。
2. 羅俊雄，「一九九九年九月二十一日台灣中部集集地震初步勘災報告(二)」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-99-031，台北，1999 年 11 月。
3. 蕭江碧，「九二一集集大地震全面勘災報告—建築物震害調查—」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-99-054，台北，1999 年 11 月。
4. 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」，NCREE-03-049，台北，2003 年 12 月。

5. 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」，台灣大碩士論文，台北，2008 年 7 月。

台灣高中職及國中小校舍耐震能力提昇作業規範

邱聰智¹ 黃世建² 鍾立來² 簡文郁³ 葉勇凱³ 沈文成¹ 翁樸文¹

摘要

教育部於民國 98 年至 101 年推動「加速高中職、國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，並爭取特別預算以加速辦理校舍耐震評估、補強及拆除重建事宜。其執行內容包括辦理國中小校舍耐震評估(含初步評估及詳細評估)、補強設計、補強工程、拆除重建工程、建置校舍耐震資料庫、以及改善暨充實教學環境設備等。為順利推動計畫，中心研擬詳細評估、補強設計、補強工程監造等各階段之標準作業規範，供各校執行業務之參考依據，並作為統一的審查標準。本報告內容包含「高中職及國中小校舍結構耐震能力詳細評估作業規範」、「高中職及國中小校舍結構耐震能力補強設計作業規範」及「高中職及國中小校舍耐震補強工程監造作業規範」，同時將各階段作業規範之制定過程所召開之相關會議紀錄一併納入，並收集計畫執行階段，各校所遭遇的實務問題，作為修改規範之參考依據。

關鍵詞：校舍、耐震評估、補強設計、補強工程監造、作業規範

一、前言

臺灣位處於地震頻仍的環太平洋地震帶，面對強震侵襲的考驗始終不斷，尤其以民國 88 年九二一大地震最為慘重，造成台灣中部地區近二分之一校舍倒塌或嚴重損毀。近來，環太平洋地震帶屢屢發生規模 6.5 以上的強震，並造成多數人命傷亡及建物損毀，其中西元 2008 年中國汶川地震，造成 7000 多棟校舍倒塌，大量學生死亡，因此各界對於防震及安全的要求已益形殷切；而復由於九二一地震以前政府並未建立較嚴格之建築物防震標準，爰導致部分校舍存在耐震能力不足問題，並成為當前學校師生安全之一大隱憂。

為加速改善現行高中職及國中小校舍耐震能力不足問題，解決地震所造成校舍災損之困境，以期提供師生安全的校園學習環境，並使父母對子女在校安全感到安心，教育部爰於 98 年至 101 年分別推動「加速高中職老舊校舍及相關設備補強整建計畫」及「加速國中小老舊校舍及相關設備

補強整建計畫」，並爭取特別預算以加速辦理校舍耐震評估、補強及拆除重建事宜。其執行內容包括辦理國中小校舍耐震評估(含初步評估及詳細評估)、補強設計、補強工程、拆除重建工程、建置校舍耐震資料庫、以及改善暨充實教學環境設備等。執程序序如圖 1 所示。為期逐步提昇校舍耐震能力，並期有效且系統地執行上述計畫，教育部爰委託財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(以下簡稱本中心)建置校舍耐震能力之資料庫，並據以蒐集全國高中職及國中小校舍之初步評估、詳細評估及補強資料，且依耐震能力之急迫性訂定其優先處理順序，其中將藉由初步評估之排序結果做為後續詳細評估之依據，再藉由詳細評估之排序結果做為後續補強之依據。

為順利推動「加速高中職、國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」，立法院於 98 年 4 月 27 日發函(台立院議字第 0980701523 號)建議行政院，統一各校在

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心組長

³ 國家地震工程研究中心研究員

專業工程知識與工程人員聘請上給予協助，並針對校舍之補強工法給予法定之審查標準及規格。隨後行政院於 98 年 5 月 7 日發函（院臺教字第 0980023714 號）請教育部研處。據此，教育部委託本中心研擬詳細評估、補強設計、補強工程監造等各階段之標準作業規範，供各校執行業務之參考依據，並作為統一的審查標準。

本報告內容包含「高中職及國中小校舍結構耐震能力詳細評估作業規範」、「高中職及國中小校舍結構耐震能力補強設計作業規範」及「高中職及國中小校舍耐震補強工程監造作業規範」，同時將各階段作業規範之制定過程所召開之相關會議紀錄一併納入，並收集計畫執行階段，各校所遭遇的實務問題，作為修改規範之參考依據。

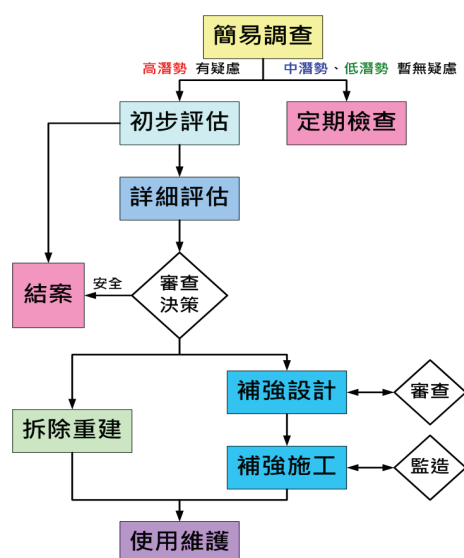


圖 1：校舍耐震評估、補強及拆除重建流程圖

二、高中職及國中小校舍結構耐震能力詳細評估作業規範

訂定本規範以辦理校舍結構耐震能力「詳細評估」之目的，在於精確地評估校舍之耐震能力，並排定補強工程之次序、選定可行之補強工法。

為建立詳細評估作業之標準，作為招標機關(甲方)、承攬廠商(乙方)及審查委員辦理詳細評估作業之依據，訂定詳細評估

作業程序及各項作業規範細則，本規範大綱包含前言、詳細評估作業程序、作業規範細則、詳細評估技術要項、審查作業及驗收作業，各章節內容簡述如下。

■ 詳細評估作業程序

本節說明辦理校舍結構耐震能力詳細評估之作業流程，從決標次日起，開始進入作業程序列管，其中最重要的程序為期初審查與期末審查，最後必須將詳細評估成果上傳資料庫進行列管，如圖 2 所示。

■ 作業規範細則

本節主要規定各項作業細則，包含作業規範的適用範圍、如何籌組審查委員會、申請帳號、參加作業講習、製作期初報告與期末報告等。

■ 詳細評估技術要項

為辦理詳細評估應注意的工作項目，包括進行需求訪談、確認校舍用途、校舍耐震能力詳細評估方法之選用、補強後耐震能力合格標準之選用、完成詳細評估檢核項目、補強方案之建議。

■ 審查作業

為籌組詳細評估審查會之組織準則及辦理期初期末審查之作業辦法，包括審查委員會之組成、審查作業之利益迴避原則、執行審查作業之程序、期初及期末審查之重點要項。

■ 驗收作業

係指完成詳細評估作業後，除合約規定之驗收項目外，應包含詳細評估結果上傳、詳細評估結果完成上傳之確認、詳細評估成果之交接。

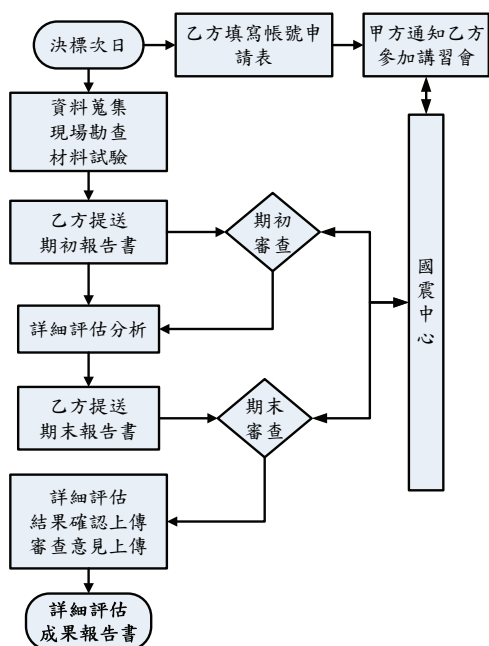


圖 2: 校舍結構耐震能力詳細評估作業流程

三、高中職及國中小校舍結構耐震能力補強設計作業規範

訂定本規範以辦理校舍結構耐震能力「補強設計」之目的，在於將耐震能力不足之校舍，藉由適當之補強工法與合理單價，以期做為有效提昇校舍耐震能力之具體規範，並據以保障師生之生命安全。

為建立補強設計作業之標準，作為招標機關(甲方)、承攬廠商(乙方)及審查委員辦理補強設計作業之依據，訂定補強設計作業程序及各項作業規範細則，本規範大綱包含前言、補強設計作業程序、作業規範細則、補強設計技術要項、審查作業及驗收作業，各章節內容簡述如下。

■ 補強設計作業程序

本節說明辦理校舍結構耐震補強之作業流程，從決標次日起，開始進入作業程序列管，自民國 99 年起，各校期初審查與期末審查由各縣市指定一校協辦，完成審查後由本中心進行檢核始可通過審查，最後必須將補強設計成果上傳資料庫進行列管，如圖 3 所示。

■ 作業規範細則

本節主要規定各項作業細則，包含作

業規範的適用範圍、如何辦理申請帳號、參加作業講習、工作執行計畫書之提送、進行基本規劃與補強設計、製作發包文件及辦理監造作業。

■ 補強設計技術要項

為辦理補強設計應注意的工作項目，包括進行基本規劃、需求訪談之紀錄、補強後結構系統之模擬及設定、耐震能力分析須檢核之事項、校舍用途之確認、補強後耐震能力之確認、補強後耐震能力合格標準之選用及補強工法之選用。

■ 審查作業

為籌組補強設計審查會之組織準則及辦理審查之作業辦法，包括審查委員會之組成、審查作業之利益迴避原則、執行審查作業之程序、期初及期末審查之重點要項等。

■ 驗收作業

係指完成補強設計作業後，除合約規定之驗收項目外，應包含補強設計結果上傳、補強設計結果完成上傳之確認、落實補強工程之節能減碳綠色內涵，並進行效益評估、補強設計成果之交接。

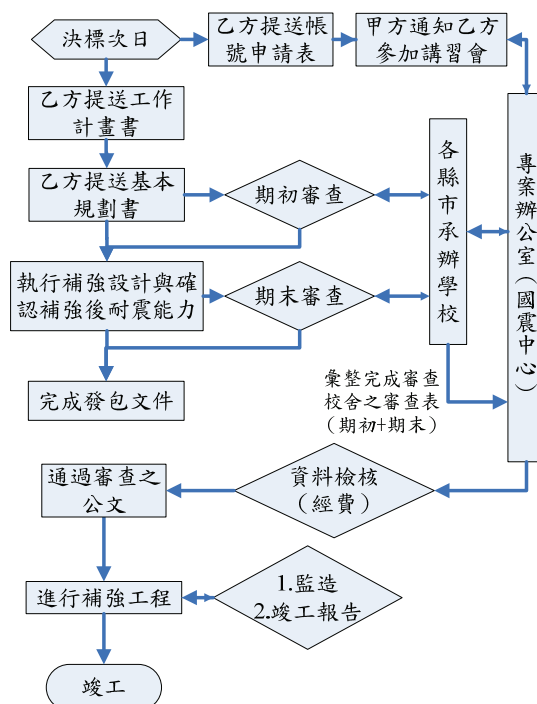


圖 3: 校舍結構耐震能力補強設計作業流程

四、高中職及國中小校舍耐震補強工程監造作業規範

由執执行程序(圖1)可知,主要執行內容包括辦理校舍耐震評估(含初步評估及詳細評估)、補強設計與監造、補強工程及建置校舍耐震資料庫等,其中補強工程佔總計劃經費達 90.5%,可見補強工程品質良窳影響整體計畫成敗甚鉅,爰訂定本規範作為辦理校舍耐震補強工程監造作業之參考標準,期能確保校舍耐震補強工程之品質,並據以保障師生之生命安全。

我國實施公共工程三級品管制度已行之有年,因此所有補強工程均應符合行政院工程會頒佈「公共工程施工品質管理作業要點」之規定;鑒於校舍結構耐震能力補強工程攸關全校教職員生生命安全,且補強工程比起新建工程,工程施工有其特殊與困難度,其品質之良窳,與監造作業能否落實,有莫大之關係,因此本規範依據「公共工程施工品質管理作業要點」第十八點訂定品質保證系統相關規定,以確保補強工程之施工結果能符合設計及規範。

本作業規範為補強工程監造單位執行補強工程監造作業之依據,其內容大綱包含前言、監造作業權責規定、監造作業實施規定及驗收作業,各章節內容簡述如下。

■ 監造作業權責規定

本節主要定義監造單位與相關單位包括主辦機關、補強設計單位及補強工程承包廠商之權責關係,並具體敘明監造單位應主辦的工作項目。

■ 監造作業實施規定

本節條列監造單位實施監造作業之應注意事項,包括應派遣人員赴現場執行監造工作;審查施工廠商提送之施工計畫書時,應就所採用之施工程序、查驗停留點、施工機具、施工動線之配置、施工時程等詳加審查;應依各項工程之查驗標準及頻率,進行各項工程品質查驗;應依各工項對應之查驗停留點,執行查驗程序;於施

工現場發現與補強設計圖說不符時,應報請業主請補強設計單位澄清說明,必要時應辦理變更事宜;所有補強構件均須逐一確實查驗並應填具施工品質查(抽)驗紀錄表;執行查驗工作時,廠商及監造單位應針對補強工法成敗關鍵項目拍照存檔,作為日後查驗施工品質之參考依據;校舍結構耐震補強工程施工期間,監造單位應督導施工廠商注意師生安全,以及不影響學校日常教學功能之運作;補強工程竣工後,承包廠商應依合約規定期限內完成工程竣工報告書;監造單位應依合約規定期限內完成審核工程竣工報告書,並將竣工報告相關結果上傳至國震中心建置之校舍耐震資訊網(<http://school.ncree.org.tw/school/>);監造計畫書應符合本規範之規定。

■ 驗收作業

完成監造作業後,除依合約規定之驗收項目外,應由承包廠商編提竣工報告送監造單位審查;由監造單位進行竣工資料上傳;主辦機關應確認竣工資料完成上傳;監造成果及提送監造成果報告書之提送。

五、結論與展望

作業規範為各校辦理校舍耐震能力提升業務之依據,自 98 年 6 月由教育部頒布實施以來,截至 99 年 1 月 31 日止,總計已有約 9,000 棟校舍完成初步評估、約 2,250 棟校舍完成詳細評估、約 500 棟校舍完成補強設計,以及超過 145 棟校舍補強工程竣工。

作業規範執行過程中,難免有遭遇困難,期間本中心持續收集各界對作業規範之實務問題,並召開諮詢會議研修,期能更提高可行性。

典型 RC 校舍結構耐震能力評估比較

周德光¹

摘要

台灣地理位置位於菲律賓與歐亞大陸板塊交界處，歷年來發生很多地震災害，在 1999 年之 921 集集地震造成許多低矮型鋼筋混凝土校舍結構的震害，尤其在 2008 年 5 月 12 日之中國大陸四川汶川大地震造成許多校舍之崩塌，也造成眾多學生之死亡。為了瞭解台灣校舍之耐震能力，政治目前正積極進行校舍耐震評估補強工作，但如何在眾多校舍中篩選出急需補強之校舍來進行耐震詳細評估及補強，實為一重要課題。以工程師常用內政部建築研究所之強度韌性法、簡易推垮分析法及國家地震工程中心發展之 ETABS 推垮分析法等三種方法，對收集之十棟典型 RC 之低矮型中小學校舍進行分析，比較其結果以瞭解其差異性，並希望瞭解台灣既有中小學校舍其耐震能力，是否能滿足規範之要求。最後將對此分析程序及所得結果作一比較及討論。

關鍵詞：ETABS、初步評估、詳細評估、側推分析

一、前言

從 921 集集大地震之勘災結果，根據內政部建築研究所針對全國建築物損壞程度結果顯示，無論是高樓建築或是低矮型建築皆產生崩塌或傾斜等重大之地震災害，其中又以為數眾多之老舊土角厝或是別墅連棟建築與中小學校舍建築等多數低矮型建築物受損最為嚴重。

各中小學校舍，平時是應變反應較為不足之中小學生上課聚集之地方，一旦在上課時間發生地震，將產生重大之人員傷亡等災害。另外各中小學校舍由於多位於各區域之地理中心，且佔地較為寬廣，經常為各級政府規劃為該地區發生重大災難時之庇護救難中心之重要機能。所以確保各中小學校舍之耐震能力實為現今一急迫且重要之課題。

但早期校舍由於經費不足或學生人口增長、校區幅員不夠等原因，導致許多校舍採多期、逐層等水平或垂直增建模式擴建，產生各期校舍設計規範及施工方法迥異，且各期結構接續施作方式不良等問題，致使其結構耐震強度不足。

本案主要是想瞭解目前國內常用於既

有校舍其耐震能力評估方法之差異，並以其耐震能力之最大地表加速度來表示。藉由蒐集到台北地區八棟及二棟桃園地區之中小學校校舍建築，進行初步評估及詳細評估。希望由此十個典型校舍之分析，在比較各種現有耐震評估方法對於中小學校舍耐震評估分析之差異性，希冀避免產生無效益且不經濟之結構補強，能在有限之補強經費下達到更多更大之補強效益。

二、校舍結構特性

由「921 集集大地震」後，由各學術單位及技師公會舉辦之研討會論文集[1、2、3、4]可知，校舍由於機能需求類似，所以其結構系統類似。以下為中小學低矮型校舍之結構特性：

1. 校舍結構行為由於柱斷面小、梁版勁度較大，可以採用剪力型房屋行為。
2. 校舍走廊方向(長向)為結構系統之弱軸方向，而教室方向(短向)由於有教室隔間 1B 磚牆及柱之強軸，所以為結構系統之強軸方向。且強軸及弱軸方向之勁度及強度比相差很大。

¹ 國家地震工程研究中心助理技術師

3. 校舍為低矮型建物，個別柱承載之垂直載重小，導致柱斷面需求較小，且弱軸方向之斷面尺度較小，彎矩強度之壓力區塊於降伏後急劇變化，導致破壞敏感度增加。
4. 柱斷面小、細長比大，對於垂直地震力之抵抗較小。
5. 柱桿件為非韌性配筋，導致法規規定韌性消能行為無法達成。
6. 柱常受窗台影響，產生短柱現象，導致應力需求超過設計值甚多。
7. 舊有校舍多為鋼筋混凝土構造且大部分皆未有良好適當之分析設計，因此容易產生急劇脆性之剪力破壞

三、初步評估法

採用之二種初步評估法，主要參考文獻[5]內政部建築研究所「鋼筋混凝土耐震能力評估法及推廣」之初步評估法（初評一法）及文獻[3]鍾立來等「國民中小學典型校舍耐震能力之簡易調查」之初步評估法（初評二法）及進行十棟校舍耐震能力之初步評估。初評結果差異性之比較分析與討論如下：

(1) 初評一法假設原結構設計符合法規設計地震力為基準；初評二法假設校舍常見柱與強等垂直構件之斷面及配筋所提供之剪力強度為基準，因此初評二法與實際垂直構件之強度影響最大，較能反應實際之結構強度。

(2) 初評結果與加速度之比較可得知初評二法對各棟校舍之評估結果有較顯著之差異性，不似初評一法之評估結果大部分皆為應有疑慮狀態，且初評二法可估算其相對應之崩塌地表加速度，較能明確鑑別校舍之安全度，有利於爾後校舍補強優先順序之決定。

四、詳細評估法

所採用之三種詳細評估法，為內政部建築研究所「鋼筋混凝土建築物耐震能力

評估法及推廣」[5]（詳評一法）、台灣科技大學李佳勤碩士論文之簡易推垮詳細評估方法[6]（詳評二法）、國家地震中心建議之耐震能力評估方法[7]（詳評三法），以瞭解比較其主要之差異性。第一種方法為先前工程師進行耐震詳細評估時所採用之強度韌性法，由於強度韌性法並未考量結構系統在非線性狀態下之行為，無法精確計算結構系統在彈塑性狀態下之側力-位移關係，因此本研究第二種方法是採用可以分析結構構件非線性行為，且可計算結構系統在彈塑性狀態下的側力-位移關係之簡易推垮分析法，此法雖可精確分析結構構件在非線性彈塑性狀態下的側力-位移關係，但是並未考慮梁柱節點應力分配及多自由度靜不定結構應力重分配關係，而以反曲點在柱中央方式計算柱之強度，因此可能高估建物之實際崩塌地表加速度。所以本研究第三種方法是採用國家地震研究中心發展的方法，可以分析結構系統非線性行為，且可精確計算結構系統在彈塑性狀態下的側力-位移關係之ETABS-Pushover推垮分析法。以具有靜力分析功能 Pushover(又稱推垮分析)之套裝軟體，作為耐震詳評之分析工具。由分析得到結構系統在彈塑性狀態下的側力-位移關係，可據以求得結構系統基底剪力與屋頂位移的關係曲線，再採用 ATC-40 容量震譜法[8]，決定結構系統的最大地表加速度，即為破壞時整棟建築物所對應之崩塌地表加速度。並由性能目標點需求[9]決定其建築物之 PGA。

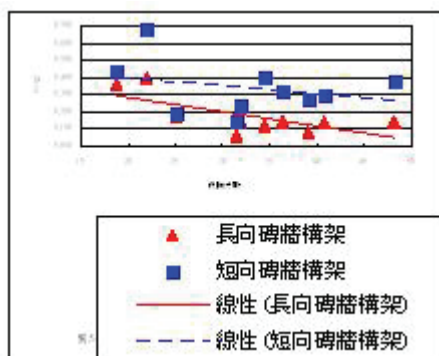
由詳評結束大致可得知耐震能力以強度韌性法（詳評一法）最低，簡化推垮分析法（詳評二法）與 ETABS 推垮分析法（詳評三法）之結果相當接近。

由上述可知由於，強度韌性詳細評估法(詳評一法)是彈性構件強度為出發點，再導入結構系統韌性觀念求得其崩塌地表加速度為基本理論架構，因此並無法詳細評估結構非線性階段應力，不若推垮分析可以近似化推垮分析(詳評二法)或 ETABS 靜力推垮分析(詳評三法)，其分析結果之正確性係維繫於構件之側力位移曲線是否趨近

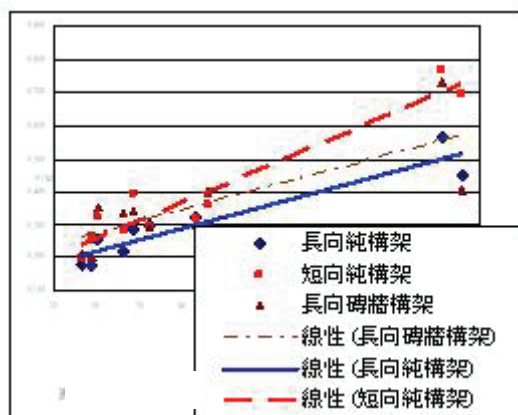
於真實之非線性行為，其次才為多自由度靜不定結構之力量再分配行為之影響，但本案採用之簡化推垮分析法及 ETABS 靜力推垮分析皆只考慮垂直構件之側力位移曲線，主要植基於低矮型房屋之剪力屋架及校舍實際震害之強梁弱柱現象等二大原因。

五、詳評與初評相關性之比較

如圖 1 顯示初評一法與詳評一法在對於含磚牆構架時之相關性顯示並無一定之正相關性，也就是危險分數愈高其耐震能力並不一定降低，但仍可篩選出確有疑慮及應有疑慮之校舍建築，且並無法完全反應磚牆之貢獻。如圖 2 顯示初評二法與詳評三法相關性亦無法顯示為完全正相關特性。但其相關性較初評一法與詳評一法之相關性密切。



圖二 初評一法及詳評一法含磚牆構架相關性比較圖



圖二 初評二法及詳評三法含磚牆構架相關性比較圖

六、結論與展望

1. 本研究顯示 NCREE 之初步評估法針對校舍建築以最直接影響耐震能力之垂直構件平均剪力強度為定量基準，因此對於急需補強之標的建築物鑑別度較佳；而內政部建築研究之初步評估法所適用於所有 RC 建築且較趨定性法則，而無法有定量之明確排序。
2. NCREE 之耐震評估方法，顯示初評與詳評相關性較密切。當篩選需緊急補強之標的建築物，以國家地震工程研究中心之耐震評估方法鑑別度較佳。
3. 磚牆對於崩塌地表加速度之影響，就長向窗台牆而言造成短柱現象，因而降低其耐震能力；就短向隔間牆而言為隔間磚牆，只要完整數量多且配置不造成結構短柱效應，皆可增加結構耐震能力。
4. 三種詳細評估方法比較，顯示強度韌性法評估結果最低，由此可見強度韌性法對於低矮型校舍建築耐震能力評估結果偏低，此現象在國家地震工程中心之花蓮新城國中、雲林口湖國小、台南關廟國小及桃園瑞埔國小之現地試驗可得驗證，因此宜以推垮分析評估耐震能力為較佳之選。
5. 本研究中顯示建物樓層數在 4、5 層時，其耐震崩塌地表加速度皆偏低，應為需儘速評估之校舍。

參考文獻

1. 林呈、孫洪福著，「見證 921 集集大地震(上、下)-震害成因與因應對策」，台灣省土木技師公會，2000 年 9 月。
2. 陳雅婷，江文卿，黃世建，「中小學校舍震害及結構特性」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-05-018，台北，2005 年 10 月。
3. 鍾立來、簡文郁、葉勇凱、黃世建、余健維、張撼軍、陳永蒼、王翊光、周德光、許丁友、邱建國、邱聰智，「國民中小學典型校舍耐震能力之簡易調

- 查」，國家地震工程研究中心報告，
NCREE-05-007，台北，2005 年 6 月。
4. 曾一平、詹添全，「中低層建築結構破壞模式探討」，集集大震結構物破壞模式研討會論文集，土木工程技術(地震叢書 I、II)，中華民國土木技師公會全國聯合會，2000 年 3 月。
 5. 內政部建築研究所，”鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣”，1999 年。
 6. 李佳勤，「台灣中小學校舍結構耐震能力評估之研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北，民國 96 年 7 月。
 7. 國家地震中心之耐震能力評估方法，國家地震工程研究中心報告，
NCREE-05-018，台北，2005 年 10 月。
 8. ATC, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, SSC 96-01, Nov., 1996.
 9. 校舍結構耐震評估與補強技術手冊
NCREE08-023，國家地震工程研究中心，民國 98 年 3 月。

台灣中小學校舍結構耐震初步評估方法之探討

蘇耕立¹ 黃世建²

摘要

從歷年來的地震勘災資料顯示，低矮型建築物為損毀倒塌最嚴重的結構。校舍建築為低矮型建築中常見之類型，低矮型校舍耐震能力之評估方法已有相當多的相關研究。本研究以 100 棟有實際柱細部資料的 2 樓與 3 樓校舍模型作為原始研究模組，從原始模組中以統計的方法建立一 8 棟的模組，再簡易的推估出 8 棟 4 樓與 5 樓的模組，將兩模組共 16 棟組成新的研究模組，另外再加上不同牆體配置總共 304 個研究校舍模組。並利用簡化之非線性靜力側推分析來評估，其原理係將破壞樓層內垂直桿件之側力位移曲線進行疊加而計算出整體結構之耐震能力。另外，結構對應之崩塌地表加速度則參考 ATC-40 所建議之容量震譜方法來估計。將同一模組以國家地震工程研究中心既有的典型校舍耐震能力初步評估方法來分析，比較其結果，並對初步評估的方法提出建議。

關鍵詞：校舍，初步評估，簡化非線性靜力側推分析，垂直桿件

一、前言

台灣在民國八十八年九月二十一號凌晨發生了芮氏 7.3 的集集大地震，對於台灣人民的生命財產及房屋建築物造成重大創傷。其中各地區的中小學校舍建築損毀的情況相當嚴重。中小學校舍在平時為學生上課聚集之地，且在台灣遇重大災難時學校建築常當成該地區居民緊急避難場所，因此為了使學校建物發揮其功能，避免傷亡，學校建築的耐震能力評估必須特別重視。然而台灣地區中小學約三千餘所，校舍建築達一萬多棟，若逐一檢討其耐震能力恐曠日費時。因此國家地震工程研究中心發展了一套校舍耐震能力的初步評估方法，可快速篩選出校舍耐震能力相對不足的學校校舍，後續再進行詳細的耐震能力評估及補強。本次研究主要將針對既有之初步評估法的一些參數及結果做討論，並提出修改之建議。

二、分析架構

本研究目標為探討現有之 NCREE 初

步評估法，利用簡易推垮分析方法進行比較。使用同一組模型校舍結構尺寸，利用初步評估與簡易推垮兩個方法分別去分析並討論其結果。另因現有校舍結構中含有不同之牆體配置，本研究將在模型校舍內加入牆體一並進行分析並討論結果。

2.1 NCREE 初評方法

評估方法[1]主要是參考日本建築防災協會出版之《既有鋼筋混凝土造建築物之耐震診斷基準》及綜合蔡益超教授提出之「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法」[2]中之相關耐震能力影響參數，並考慮國內實際校舍之建築情況，以校舍受到設計地震力時是否倒塌為基準，以方便初步勘查為原則，力求適用性及使用性。校舍耐震能力之初步評估主要計算結構底層各別抗橫力構材之強度，分別為 RC 柱、RC 牆及磚牆三種，將勘查所得之構材截面積，乘以單位面積極限剪力強度，得到各個構材之剪力強度後，將其加總則可得樓層之強度。再配合韌性容量之假設及現行規範之地震力計算方式，可推得整體結構底層之

¹ 國家地震工程研究中心專案助理技術師

² 國立台灣大學土木工程系教授

耐震能力並給予耐震評分，即為其「基本耐震性能」之評分，接著針對結構物的特性及現況給予「整體結構調整因子」，即可得建物之「耐震指標」分數。簡單來說，初評方法主要的概念可以下式表示：

$$\frac{V_{\text{supply}}}{V_{\text{demand}}} \geq 1.0 \quad (1)$$

上式 V_{supply} 為底層垂直桿件的單位面積極限剪力強度乘上垂直桿件的總面積求得，如下所示：

$$V_{\text{supply}} = \beta(\tau_{BW4}A_{BW4} + \tau_{BW3}A_{BW3} + \tau_C A_C + \tau_{RCW}A_{RCW}) \quad (2)$$

τ_{BW4} 為四面圍束磚牆單位面積極限剪力， τ_{BW3} 為三面圍束磚牆單位面積極限剪力， τ_C 為 RC 柱單位面積極限剪力， τ_{RCW} 為 RC 牆單位面積極限剪力。各構件之剛性皆不同，所以構件極限強度並不會在同一個時間達到，所以強度必須適度加以修正，於此參考了日本耐震診斷基準法之規定將其強度乘以一折減係數 β ， β 取為 0.8。

至於 V_{demand} 的部份，主要的公式是從耐震規範來的，如下所示：

$$V_{\text{demand}} = \frac{ZICW}{F_u} \quad (3)$$

Z 為震區水平加速度係數； I 為用途係數； C 為工址正規化水平加速度反應譜係數，低矮型建築 C 值取 2.5； W 為校舍之總重； F_u 為結構系統地震力折減係數 $F_u = \sqrt{2R_a - 1}$ 。將(2)(3)式代入(1)式，重新整理後可得下式：

$$ZI = PGA = \frac{\beta(\tau_{BW3}A_{BW3} + \tau_{BW4}A_{BW4} + \tau_C A_C + \tau_{RCW}A_{RCW})\sqrt{2R_a - 1}}{CW} \quad (4)$$

上式分別可以利用初步評估法去找出結構物的最大地表加速度，本研究將以這切入點去比較初步評估法與簡易推垮分析的結果。

2.2 簡易推垮分析

首先本研究的分析採用剪力型房屋加上簡易推垮分析，因為一般 RC 建築常見到強梁弱柱的現象，梁因樓板束制可假設為剛體，所有的變形和剪力都由垂直桿件

承受。計算各樓層內的所有垂直構件之性能曲線後，依變形一致原則疊加，即可求得推垮曲線，再由杜怡萱、涂耀賢[4]所建議之簡化推垮分析可由能力震譜反推對應的需求震譜最大地表加速度。

柱之側力位移曲線與其破壞模式有關，本研究採用 Cindrawaty(2007)[5]建議的破壞模式分類，將柱分為剪力破壞、撓剪破壞、撓剪破壞(轉換段)以及撓曲破壞。此一建議的柱側力位移曲線計算上大部分式採用軟化壓拉桿的概念，可較精準預測柱的行為。

RC 牆桿件之側力位移曲線主要是參考 Ika Bali 所提出的 RC 牆側向載重位移曲線預測[6]。在校舍建築中樓板束制能力強，造成桿件多為雙曲率的變形，因此本研究應用雙曲率牆來預測 RC 牆的力位移曲線。

本研究磚牆的側力位移曲線是參考陳奕信提出的模型[7]，參考規範建議採用法國砌法，並假設為後砌式的三面圍束磚牆。

本研究將性能點設定在過了最大基底剪力後強度降到 80% 時的點。降伏點是延長原點與 75% 強度(達到最大基底剪力前)的連線，將結構物的性能點除上降伏點後即可求得結構物的韌性。

2.3 模型校舍建立

模型校舍主要分為三大類，純構架、構架含 RC 牆及構架含磚牆。由台灣校舍資料庫顯示，校舍結構可依有無走廊柱、教室跨數分類，另常以四間教室組成一層校舍。配合樓層數的變化建立純構架校舍模組。

RC 柱的斷面配置參考了陳雅婷[8]跟 Cindrawaty[5]的研究，其中陳雅婷統計大約 1 萬棟校舍的柱面積，Cindrawaty 的資料庫則是由台南及南投校舍資料庫所組成的，其中具有真實的柱配筋。因此本研究結合兩者的優點建立柱的斷面配置。

構架含 RC 牆及構架含磚牆的校舍模組因為缺乏實際校舍的資料，所以本研究

基於通風、採光與出入方便等考量，以翼牆的形式加入純構架校舍模型內。以上包含純構架、構架含 RC 牆及構架含磚牆校舍模組，本研究有總數為 304 棟的目標分析模型校舍。

三、分析結果與比較

3.1 分析結果

利用 NCREE 初評與簡易推垮將三類的校舍模組分別做分析，分析完後依照 PGA、構件的單位面積極限剪力、 β 與 R_a 這幾個項目去比較差異並且對修正初評方法做建議，本研究將比較化為比值的方式去表示，分母的部分為使用初評之分析結果，而分子為用簡易推垮之分析結果，圖示如下：

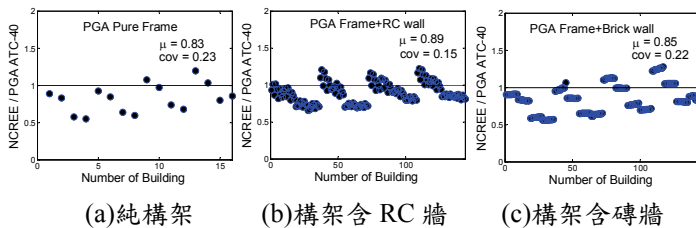


圖 1 純構架校舍模組 PGA 分析比較圖

由上圖中可發現初評方法中對特定校含有嚴重高估或低估的現象，其主因為軸力會對柱的極限強度有影響，所以本研究將柱分為教室內柱、走廊柱與隔間牆內柱分別去找出其與樓層數的關係，如下圖所示：

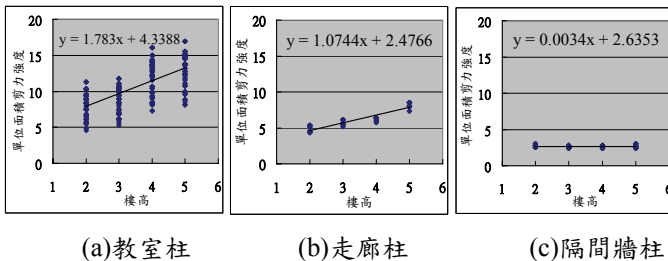


圖 2 柱單位面積極限剪力強度與樓層數之關係

將趨勢線的公式做簡化後，可以將三類柱的單位極限剪力強度計算公式表示如下：

$$\tau_{c(\text{教室柱})} = 1.8 \times \text{樓層數} + 4 \quad (5)$$

$$\tau_{c(\text{走廊柱})} = 0.6 \times \tau_{c(\text{教室柱})} \quad (6)$$

$$\tau_{c(\text{隔間牆內柱})} = 2.6 \quad (7)$$

本研究分析時為了保守起見，不考慮軸力並假設撓曲主控，將 RC 牆的單位面積極限剪力強度設為定值，因此將分析結果取平均值整數 $\tau_{RCW} = 12 \text{ kgf/cm}^2$ 。

磚牆的計算方式參考現有規範的規定，並採用後砌式法國砌法的三面圍束磚牆去分析，所以得到 $\tau_{BW3} = 2 \text{ kgf/cm}^2$ 。

在分析完三類的校舍模組後，可以分別找出這三類校舍模組的平均韌性容量，將結果畫成分布圖，如下圖所示：

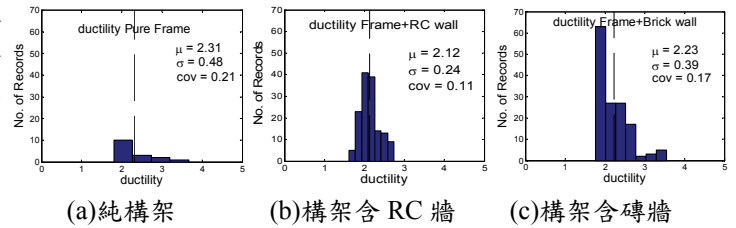


圖 3 校舍模組韌性容量分布圖

由上圖可發現校舍模組其韌性容量皆遠大於既有初步評估法的建議值，由現地試驗的結果也可見原先的建議值偏保守，會低估結構的耐震能力，所以本研究建議將韌性容量改為 2.2。

強度折減係數 β 因各構件剛性不同，構件極限強度並不會同時達到，故強度須適度修正，本研究發現三類校舍模組的強度折減係數介於 0.9 到 0.99，為求保守起見，建議將強度折減係數改為 0.9。

既有之初步評估法假設之單位面積載重皆為 900 kgf/m^2 ，根據資料庫統計結果顯示，建議將其改為一般樓層單位面積載重為 900 kgf/m^2 ，而屋頂層則為 750 kgf/m^2 。

3.2 修正後分析比較

將建議的參數代入初評方法內，並與既有之初評方法比較，如下圖所示：

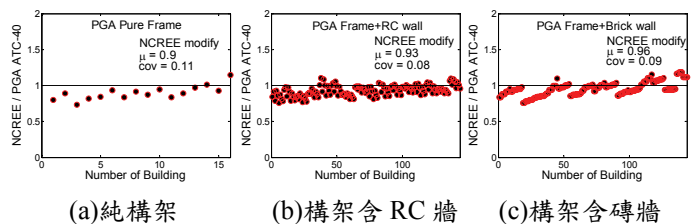


圖 4 校舍模組修正 PGA 分析比較圖

由上圖，修正後結果之變異係數都降到 0.11 以下，表示修正後之初評方法改善了高低估之問題，其結果與側推分析結果之比值多數介於 1 以下，亦屬保守現象。

四、結論

1. 原先初評方法將柱的破壞模式設定在剪力破壞，然柱單位面積強度與破壞模式及其承受的軸力有關，所以本研究建議柱的單位面積剪力應依照結構物樓層數來變化其值，細分為教室柱、走廊柱與隔間牆內柱三類。經過修正後之分析結果可改善對不同樓層數及不同類型校舍之高低估問題。
2. 原先初評的 RC 牆單位面積強度是參考實驗室完整 RC 牆體之試驗結果，考量既有校舍沿走廊方向之 RC 牆體可能以翼牆的型式為主，本研究分析時為了保守起見，不考慮軸力並假設撓曲主控，建議 RC 翼牆之單位面積強度為 12 kgf/cm^2 ，較符合既有校舍之 RC 牆行為。
3. 在磚牆的部分參考規範中之建議，磚牆砌法使用法國式砌法，所以建議將原先的初評磚牆單位面積強度改為本研究的分析結果 2 kgf/cm^2 。
4. 原先初評折減極限強度所用的 $\beta = 0.8$ ，其來源是由日本耐震診斷基準法之規定，但經過 304 棟校舍模型的分析結果發現其值較保守，本研究中純構架的 β 平均值為 0.99，構架含 RC 牆的 β 平均值為 0.93，構架含磚牆的 β 平均值為 0.99。所以本研究建議將 β 值提升至 0.9。
5. 原先初評設定韌性 $R_a = 1.2$ 。本研究發現因為桿件分析結果多為撓剪破壞，所以結構韌性較佳。四個校舍現地試驗也顯示既有校舍結構具有一定之韌性，因此本文建議 $R_a = 2.2$ 。
6. 為較準確評估結構物之總重，參考資料庫統計結果，建議一般樓層單位面積載重為 900 kgf/m^2 ，而屋頂層則為 750 kgf/m^2 。

經本研究修正後之初步評估方法，可減少特定形式的校舍高估或低估之現象，並提高初步評估方法之準確性。

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，台北，2003 年 12 月。
2. 蔡益超、黃炯憲、曾一平、陳威成，「學校建築結構詳細耐震評估方法」，『中小學校舍耐震評估與補強』，國家地震工程研究中心，台北，2000 年 9 月。
3. ATC, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, SSC 96-01, Nov., 1996.
4. 杜怡萱、涂耀賢，「耐震詳評之簡化推垮分析法」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-05-018，台北，2005 年 10 月。
5. Cindrawaty, L., 「台灣中小學校舍結構耐震能力評估之研究」，碩士論文，台灣科技大學營建工程系，2007。
6. Ika Bali, 「低矮型 RC 剪力牆側向載重位移曲線預測之研究與應用」，博士論文，台灣科技大學營建工程系，2007。
7. 陳奕信，「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」，博士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2003。
8. 陳雅婷，「台灣中小學校舍結構耐震能力評估之研究」，碩士論文，台灣科技大學營建工程系，2006。

鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(推垮分析)

葉勇凱¹ 蕭輔沛² 沈文成³ 楊耀昇⁴ 黃世建⁵

摘要

本研究參考美國 ATC-40 建議的耐震能力評估方法，即所謂的容量震譜法(Capacity Spectrum Method)來評估六層樓（含）以下之鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物的耐震能力。此法可以充分表現出結構物的非線性行為，使建物的耐震能力不再只由「強度」決定，而是由「強度」與「韌性」一起貢獻。

容量震譜法的震譜曲線是由推垮分析(Pushover analysis)所得到的容量曲線，再經由單自由度模態轉換獲得。要以非線性分析程式模擬出建物的非線性行為，端看結構元件上所設置的非線性鉸來表現。本文即參考美國規範 ATC-40 定義非線性鉸的方式，給予一套經試驗驗證的非線性鉸設定參數。

針對國家地震工程研究中心已完成的現地實驗校舍，本文進行推垮分析並與其實驗曲線作比較，驗證本文耐震詳細評估方法的合理性與正確性。經由分析的結果顯示，本文之分析方法可以模擬結構物的強度與受震行為，且本文的非線性鉸設定方法亦改善了非線性分析程式內建之非線性鉸過於保守的缺陷。

關鍵詞：耐震評估方法、推垮分析、非線性鉸、ATC-40

一、前言

國家地震工程研究中心投入建物耐震能力評估與補強之研究多年，致力於理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討。針對鋼筋混凝土結構之構件試體、大型縮尺試體及小型足尺試體，進行往復載重及振動台等地震模擬試驗，以探討鋼筋混凝土結構耐震之性能及補強之效益。此外，更充分利用待拆校舍之剩餘價值，先後在花蓮縣新城國中、雲林縣口湖國小、桃園縣瑞埔國小及台南縣關廟國小，於校舍拆除前先執行耐震評估與補強之現地試驗，以真實之校舍結構，驗證所提評估方法及補強工法，確屬可行。

本文詳述應用容量震譜法進行耐震評估之方法，並建議鋼筋混凝土梁柱、剪力牆及磚牆之非線性鉸參數，佐以構件實驗與現地試驗驗證。為方便工程師使用，本

文所列公式及數值之單位，若無特別說明，則力之單位為 kgf、長度之單位為 cm。本文經由理論分析、數值模擬、試驗驗證等一系列之探討，可適用於 6 層樓（含）以下之鋼筋混凝土造或加強磚造平面規則建築物，惟使用者與工程師應負其專業責任。對於較高樓層或平面不規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，本文介紹之方法配合高模態及扭矩之考慮可提供具參考價值之分析結果。

二、非線性靜力分析之介紹

非線性靜力分析即側推分析或推垮分析，可同時考量結構物的側力抵抗能力及非線性位移能力，如圖 1 所示。以特定的豎向比例於每一樓層施以側力，以控制位移逐步增加，直到結構失去垂直承載能力，而定義為倒塌。於整個側推的過程中

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理技術師

⁵ 國家地震工程研究中心組長

記錄樓層的側力總和，即基底剪力 V 及非線性靜力側推分析所得之屋頂側向位移 Δ_{roof} 的關係曲線，此即為容量曲線 (capacity curve)，其中屋頂側向位移是以建築物最大之節點位移為依據，可從側推分析後模型節點位移量作一比較，以位移量最大之節點的位移作為容量曲線之橫軸。另外，依照規範[1]所建議，在進行側推分析時，考慮之垂直載重應採設計之靜載重加上二分之一設計活載重，因為當地震發生時真正的活載重可能僅有約設計活載重的一半。

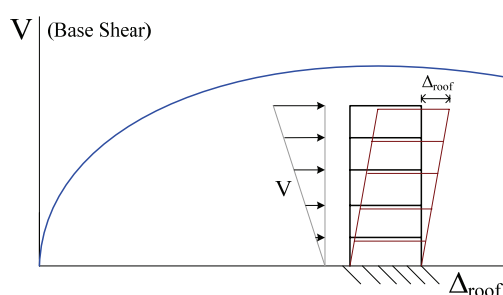


圖 1 側推分析之容量曲線

三、構件行為說明及模擬

當工程師進行側推分析之前，需先了解建物構架之梁、柱、磚牆、RC 牆等結構元件的非線性行為。工程師明瞭結構元件的非線性行為，才可以給予合適的非線性鉸性質及位置，再利用非線性鉸特性來模擬出結構元件進入非線性段以後的行為。要知道構件之非線性行為最直接的方式就是由試驗或模擬得到的側向載重位移曲線作判斷。各個結構元件的側向載重位移曲線設定其非線性鉸參數如圖 2~圖 6 所示。

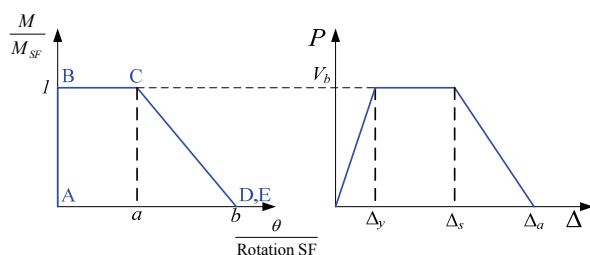


圖 2 彎矩非線性鉸與側向載重位移曲線

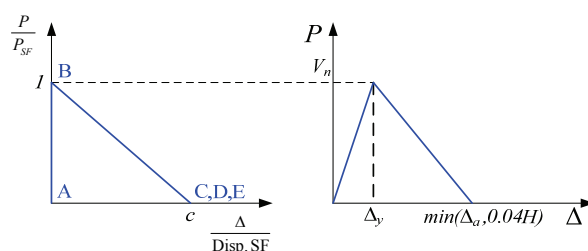


圖 3 剪力非線性鉸與側向載重位移曲線

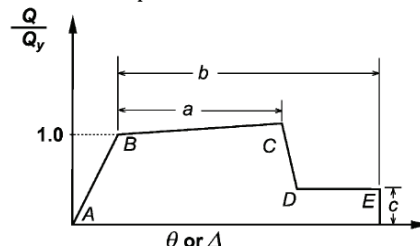


圖 4 ASCE 41-06 建議之 RC 梁非線性鉸載重位移曲線

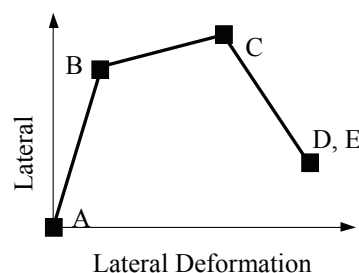


圖 5 RC 牆之側向載重位移曲線

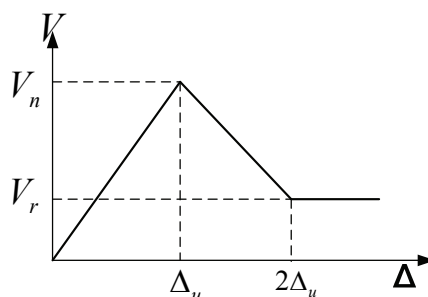


圖 6 磚牆之側向載重位移曲線

四、耐震性能曲線之建立

於檢核鋼筋混凝土結構耐震性能之前，需依本文所述之非線性靜力分析法，即所謂的側推分析法，先求取該棟結構體的容量曲線，並在容量曲線上標定性能點。本節即說明如何計算依結構物需要的性能目標所對應的性能目標地表加速度 A_p ，建立性能目標地表加速度與對應之性能目標譜位移的關係曲線，即所謂的耐震

性能曲線。本文引用美國 ATC-40[2]的容量震譜法，融入我國規範的阻尼比修正係數，可藉由該結構經非線性靜力分析求得之容量曲線轉換成等效單自由度系統之容量震譜，進而轉換為該結構之耐震性能曲線，並求得對應於目標性能點 P 之地表加速度 A_p 值。

其中容量曲線為建物的基底剪力 V 與屋頂位移 Δ_{roof} 的關係曲線，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數 S_a (譜加速度/ g)與譜位移 S_d 的關係曲線。

$$PF_1 = \sum_i w_i \phi_i / \sum_i w_i \phi_i^2 \quad (1)$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_i w_i \phi_i / W \right] PF_1 \quad (2)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (3)$$

$$S_d = \Delta_{roof} / PF_1 \quad (4)$$

其中 w_i 為建物樓層 i 的樓層重； ϕ_i 為建物第一模態於樓層 i 的振幅，並設定屋頂振幅為 1，ATC-40 建議可以倒三角形分佈近似第一模態，即 $\phi_i = \frac{H_i}{H_{roof}}$ ，其中 H_i 為第 i 樓層高度， H_{roof} 為建物的屋頂樓層高度； PF_1 為建物第一模態的模態參與因數(modal participation factor)； α_1 為建物第一模態的模態質量係數(modal mass coefficient)； $W = \sum_i w_i$ 為建物的總重量；及 Δ_{roof} 為建物的屋頂位移。

五、案例分析

本文針對 RC 柱、單層單跨之 RC 構架與含磚牆構架進行小型結構物的推垮分析，與前人研究的實驗結果做比較。再分析國家地震中心進行過的四所校舍現地試驗：雲林縣口湖國小[3]、花蓮縣新城國中、桃園縣瑞埔國小以及關廟國小校舍現地試驗，以驗證本文推垮分析之合理性與正確性，最後並以其中的原型試體進行耐震評

估。圖 7~圖 10 為本文對各個校舍試驗容量曲線之比較圖。

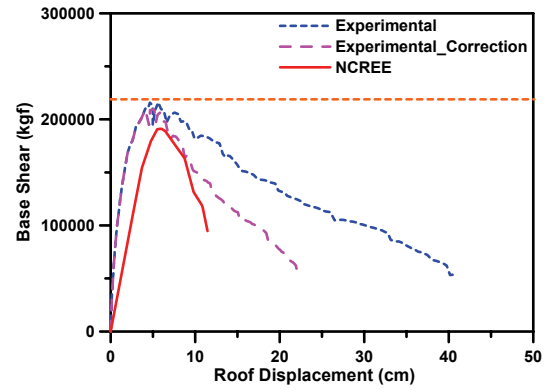


圖 7 口湖國小容量曲線比較圖

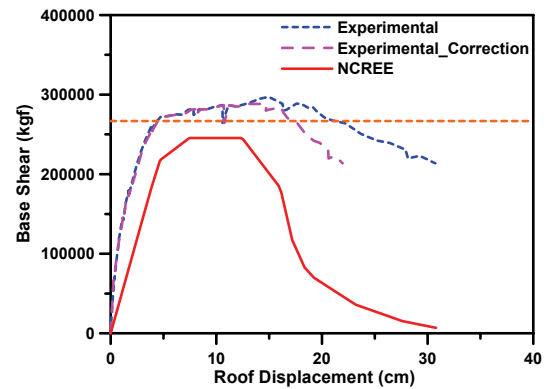


圖 8 新城國中容量曲線比較圖

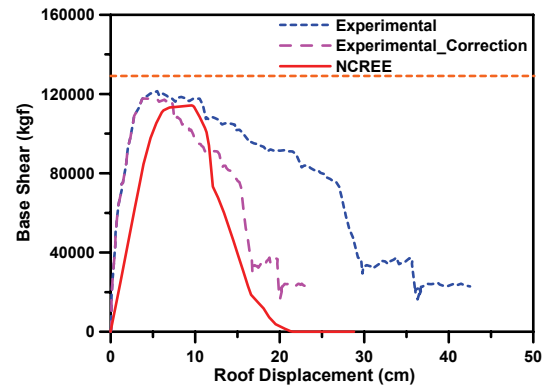


圖 9 瑞埔國小容量曲線比較圖

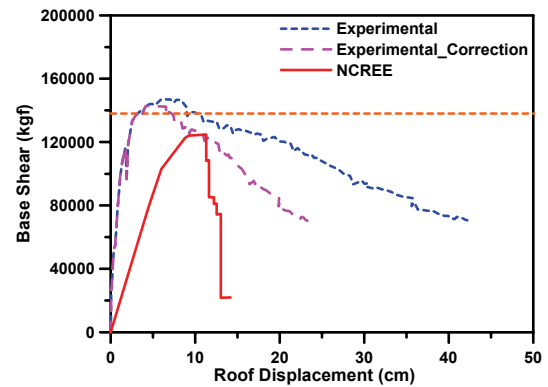


圖 10 關廟國小容量曲線圖

六、結論與展望

本文主要以非線性靜力分析及容量震譜法搭配 ETABS 結構分析軟體，作為鋼筋混凝土結構的耐震詳細評估方法。並以矩形 RC 單柱、單層單跨 RC 構架與含磚牆 RC 構架等小型結構試驗，驗證本文對於結構元件之非線性鉸設定是否合理。最後以校舍現地實驗之結果，驗證本文對於校舍結構推垮分析之合理性與正確性，並與其他評估方法進行比較，檢核其正確性。綜合本文之研究結果可歸納出以下結論：

1. 建築物的耐震能力除了由強度決定以外，其位移能力或韌性亦能提高其耐震能力。要了解建築物的強度與位移能力，則需要進行非線性靜力推垮分析。

2. 容量震譜法是根據容量曲線轉換得到的容量震譜與折減後的需求震譜，決定建築物的性能目標地表加速度，此法必須耗費大量工作在非線性鉸設定上以及各種參數的計算。由本文的耐震詳細評估輔助分析程式，可自動對結構元件進行非線性鉸設定，免於耗時在 ETABS 上一一填入非線性鉸參數與指定非線性鉸位置，並可計算等效阻尼比、加速度震譜係數等參數，直接得到建築物的耐震能力。

3. 本文之方法主要乃是針對鋼筋混凝土結構，以實際結構物的行為與束制條件作為主要考量，綜合分析結果來看，亦可發現本文介紹之方法有相當良好的模擬結果。

4. 在一般校舍結構的分析上，可發現凡是有低矮窗檯磚牆束制的柱，會產生短柱效應，所以剪力非線性鉸可能會先產生，而發生短柱剪力破壞。

5. 本文提供的耐震詳細評估方法可直接考慮結構構件的非線性變形能力，雖然在分析精度上並不比一般有限元素軟體直接給予材料組成律分析來的準確，但運用在工程界的耐震評估上已十分足夠。此外，本研究並不侷限於傳統校舍的耐震評估，亦適用於一般鋼筋混凝土結構物，以期能夠廣泛地被應用在工程界。

參考文獻

1. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，台北，2006 年。
2. ACT-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.
3. 國家地震中心，「雲林縣口湖國小校舍現地試驗之材料取樣檢測與結構配筋圖重建」，國立雲林科技大學營建材料檢測中心，報告編號：EM05-00362，2005 年。

校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版

鍾立來¹ 葉勇凱¹ 簡文郁¹ 蕭輔沛² 沈文成³ 邱聰智³ 周德光⁴

趙宜峰⁵ 楊耀昇⁶ 涂耀賢⁷ 柴駿甫¹ 黃世建⁸ 孫啟祥⁶

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。本研究旨在彙整研究成果及產官學界之意見，出版校舍結構耐震評估與補強技術手冊，供工程師參考，以促進校舍結構耐震能力提升工作之推動，期能在下一次地震來臨前，做好預先防範之措施。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，故本手冊彙整所得意見，經過研究探討後，對手冊部份內容進行修正，出版第二版之技術手冊，使耐震詳細評估方法更為合理並接近實際情形。

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，造成耐震的缺失，遂帶來耐震不足的後遺症。

本中心前於 97 年彙整鋼筋混凝土構件實驗及實尺寸結構試驗之相關研究成果及產官學界意見，出版校舍結構耐震評估與補強技術手冊(NCREE-08-023)，供工程師參考。於 08-023 手冊後，本團隊陸續舉辦多場講習會，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，共計辦理 18 場，參加人數超過 1,650 人次，收到許多產官學界之意見與提問，故第二版手冊彙整所得意見，經過研究探討後，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。

本手冊包含七章，分別介紹歷年地震下之校舍震害、設計地震與補強目標、建築物現況與檢測、耐震詳細評估、適用於低矮型校舍之耐震補強工法及耐震資料庫(耐震資訊網平台)。另於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及以一校舍結構做為示範例，將此校舍依手冊介紹之評估方法與補強工法進行詳細評估與補強設計，供工程師使用時參考。

二、校舍結構耐震能力提升之策略

校舍之數量龐大，如欲於短期內全面

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理技術師

⁵ 國立台灣科技大學營建工程系研究生

⁶ 國立台灣大學土木工程系研究生

⁷ 德霖技術學院副教授

⁸ 國立台灣大學土木工程系教授

完成耐震評估與補強，實屬不易。所幸校舍結構甚具規律性，而震害之破壞模式亦甚相似，多屬一樓走廊方向之剪力破壞。因此依現有校舍耐震相關研究指出，以垂直桿件平均強度為基礎之實用耐震診斷公式，就有良好的篩選率。因此，將校舍耐震能力評估與補強工作分為三級。

第一級之初步評估工作，由具土木結構專業背景之人員執行。需先製作一初步評估表，以校舍垂直構材之幾何尺寸為主，採平均強度之數值作評估基準。此項工作以專業人員現地勘查為主，不需調查材料強度，亦不需調閱設計圖說，每棟校舍初步評估之工作期間以半天為原則。

第二級之詳細評估工作，係將前項初步評估後判定為耐震能力不足之校舍，由專業人員再依設計圖說、現況材料性質、校舍使用現況，以側推分析之方法進行詳細評估，如此可確實篩選出耐震能力不足之校舍，再進入後續之補強設計。

第三級之補強設計與補強施工，乃將第二級詳細評估後確認耐震能力不足之校舍，依耐震能力、使用者需求，並結合校園規劃，將既有校舍以補強之手段提昇其耐震能力，使師生在面臨下一次地震之來襲時，延長師生避難逃生之時間，減低師生之傷亡。

三、二版與一版之差異

本手冊第一版於 2008 年出版後，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，並據以改版。主要修正部分羅列如下：

(1) 性能目標：前版手冊中對於校舍之性能目標選取準則，分為強度準則及位移準則，係同時考量強度及位移能力，並在校舍作為一般校舍或緊急避難用校舍等不同使用性能需求下，有不同之標準。然為避免構件之嚴重受損，而發生局部崩塌，進而危害師生性命，故對主要垂直承載之構件，應加以檢核，不得喪失其垂直承載能力。故第二版之手冊

增加局部崩塌之檢核準則。

(2) 砂漿單軸抗壓強度：對於磚牆之材料強度，若無法採樣，參照內政部營建署「建築物磚構造設計及施工規範」[1]，砂漿單軸抗壓強度，由 210kgf/cm^2 修正為 100kgf/cm^2 。

(3) 構件開裂撓曲剛度：鋼筋混凝土構件開裂斷面之撓曲剛度乃參照美國結構混凝土之建築物規範 ACI318-05[2]，柱構件由 $0.7E_cI_g$ 修正為 $0.35E_cI_g$ ，梁構件由 $0.5E_cI_g$ 修正為 $0.35E_cI_g$ 。

(4) 柱剪力強度計算公式納入考量彎鉤之影響：計算柱構件發生軸向破壞時之變位角，係參照 Moehle 等學者之研究[3]，考量 90 度彎鉤對剪力強度之影響，新增折減係數 k' ，其值隨韌性比之增加，由 1.0 遞減至 0.7，詳如圖一，其中韌性比 $\mu = \Delta_u / \Delta_y = \Delta_s / \Delta_y$ 。

(5) RC 梁之非線性鉸：在第二版手冊中，梁非線性鉸之設定，與柱不同。RC 梁之非線性鉸可依據 ASCE 41-06[4]所建議之 RC 梁非線性鉸參數進行計算與設定，其建議之 RC 梁彎矩非線性鉸載重位移關係曲線如圖二(a)所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表一所示，相關參數計算詳如表二，表中所相對應之 Moment SF 設定為 M_n ；而 Rotation SF 則設定為 1。而表二中 ρ_{bal} 為產生平衡應變狀態之鋼筋比； ρ 為受拉鋼筋比； ρ' 為受壓鋼筋比； $V=V_b=(2M_n/L)$ ，其中 L 為梁淨跨距。RC 梁剪力非線性鉸載重位移關係曲線如圖二(b)所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表三所示，相關參數計算可參考表四，相對應之 Force SF 設定為 V_n ；而 Disp. SF 設定為梁淨跨距 L 。

(6) 簡化 RC 牆位移之計算：在手冊第二版中，簡化 RC 牆撓曲降伏點位移及剪力開裂點位移之計算，以開裂斷面之撓曲剛度及剪力剛度，訂定等效勁度，再以撓曲降伏點之側力強度及剪力開裂點

之側力強度，計算撓曲降伏點之位移及剪力開裂點之位移。

- (7) 磚牆等值斜撐之模擬：在手冊第二版中，將磚牆轉換為等值斜撐，斜撐之斷面積定為 $A_d = T_b^2$ ，其中 T_b 為磚牆之厚度，並調整磚牆之彈性模數 E_d ，以得所需之軸力剛度 $E_d A_d$ 。因此所使用之磚牆等值斜撐軸力非線性鉸定義，係利用前述修正軸力剛度之磚牆側向載重位移曲線來模擬，再轉換為對角方向磚牆等值斜撐之軸向載重位移曲線，本文之磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線如圖三所示，相關參數如表五所示。
- (8) 輔助程式共用輸入檔：在第一版手冊推出後，使用者針對輔助程式之使用與設定提出許多建議，因此，本團隊在第二版手冊中，將輔助程式共用輸入檔加以考量及修正，其中柱性質模組增加 TR 與 EI 之設定，梁性質模組增加 TR 之設定。其中，TR 係為反映圍束之良好程度，EI 乃反映開裂勁度之折減。既有校舍之構件與新增設之補強構件，其折減程度應不同。
- (9) 容量曲線無下降段處理方法：工程師常以 ETABS 套裝軟體進行非線性側推分析，而 ETABS 在執行非線性側推分析預設之收斂方式為「Unload Entire Structure」，此方法所得之結果較為精確且省時。若分析所得之容量曲線無下降段時，本手冊建議可先調整非線性側推分析參數值，如圖四所示，嘗試將「最小儲存步驟」等四項參數設定放大 4 倍，其餘兩項參數設定不變，重新進行非線性側推分析，觀察結構物之側推曲線是否出現衰減之線段。倘經採用前述方式後，容量曲線仍無下降段，則建議改採「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式求解，此收斂方式可較容易獲得負勁度之結果，但可能會低估其最大強度。採用「Unload Entire Structure」與「Restart Using Secant Stiffness」兩種不同收斂方式所得之側推曲線，再取其外包絡線作為評估標之之容量曲線，據此

進行後續性能目標地表加速度之計算。

- (10) 案例校舍之評估：原第一版手冊中，僅介紹正 X 向之分析，而在第二版手冊中，除了正 X 向以外，新增負 X 向、正 Y 向及負 Y 向之耐震詳細評估。此外，第二版手冊中亦新增性能目標地表加速度之計算範例。

四、 結語

本團隊完成「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版」後，旋即於 2010 年 3 月，陸續舉辦三場講習會，分別為技術手冊、詳細評估(容量震譜法)及補強設計，參加人數計有 166 人次，此三場講習會主要介紹此次改版重點，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。

未來，本團隊將持續對評估方法進行深入探討，加以考慮扭轉效應，使本評估方法可更廣泛地使用不對稱校舍結構上。另外，也將針對基礎之設計提供一示範例，詳細說明基礎設計之程序，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，期下一版手冊更為便利與準確。

參考文獻

1. 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2007 年。
2. ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
3. Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement," Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89, 2005.
4. ASCE 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings by American Society of Civil Engineers, ASCE, 2006.

表一 RC 梁彎矩非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

表二 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c
≤ 0.0	有圍束	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	有圍束	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	有圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	有圍束	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	無圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	無圍束	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≥ 6	0.005	0.01	0.2

表三 RC 梁剪力非線性鉸之參數

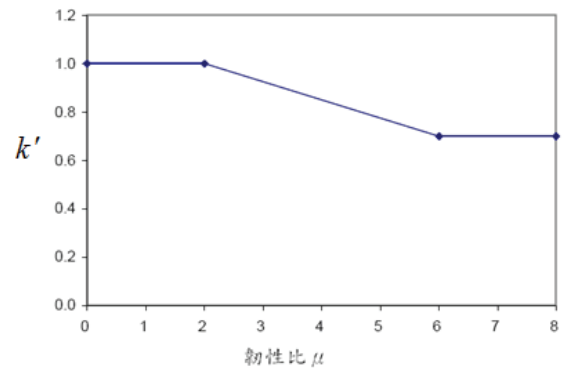
Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

表四 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表

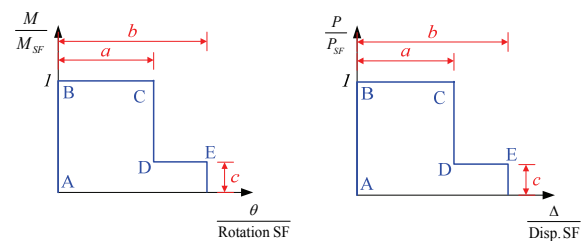
箍筋間距	a	b	c
箍筋間距 $\leq (d/2)$	0.003	0.02	0.2
箍筋間距 $> (d/2)$	0.003	0.01	0.2

表五 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	V_r/V_n	$\min\left(\left(2 - \frac{V_r}{V_n}\right), \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right)$
D	V_r/V_n	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$
E	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$

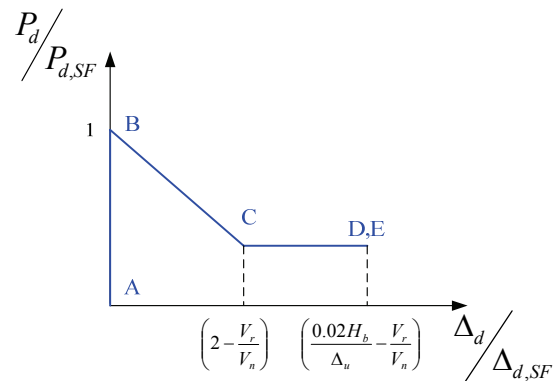


圖一 軸向破壞時的變位角之修正係數 k'

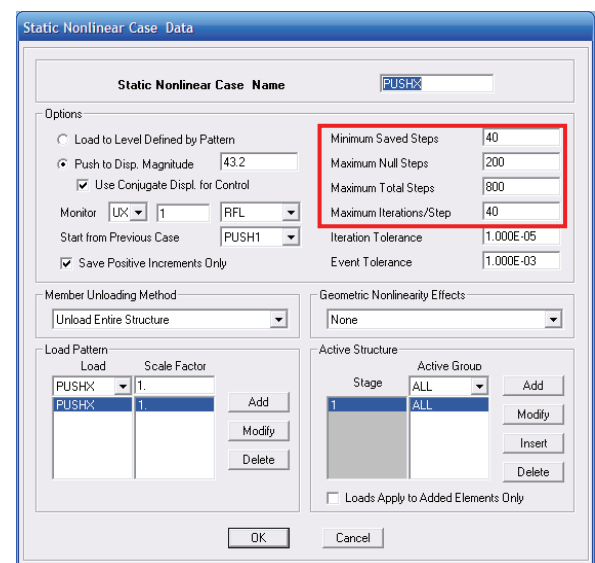


(a) 彎矩非線性鉸 (b) 剪力非線性鉸

圖二 RC 梁非線性鉸曲線



圖三 磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線



圖四 非線性側推載重型式之設定

低矮 RC 校舍耐震性能目標研究

簡文郁¹ 張毓文²

摘要

位於多震地區的台灣對於抗震防災十分重視，目前政府亦積極推動校舍耐震能力提升計畫。工程界對校舍之耐震能力評估與補強設計已採用性能設計法之程序，必須有明確、量化之性能目標或損傷狀態作為結構耐震能力核可之依據。本研究搜集數個典型校舍大型(足尺寸)構架的試驗成果及校舍現地試驗之觀察，由損傷狀態及損傷指標之比較分析建議低矮 RC 校舍之性能目標，以樓層之層間變位比及損傷函數為指標，配合性能設計法之要求，針對不同的設計地震層級，研訂性能目標之標準。

關鍵詞：典型校舍、耐震補強設計、性能目標、損傷狀態

一、前言

由於對採光、通風與動線等性能要求，典型校舍建築之樣式、結構系統與教室大小、配置等均相當一致；大致上可依據單、雙邊走廊及廊外是否有柱等條件分類，其耐震行為相對於一般建築，較單純、易評估，且其變異性也會較低。另一方面，典型低矮非韌性設計 RC 校舍之耐震性能有相當多之試驗資料可供分析驗證使用，其耐震性能目標或亦損性曲線較易擬定。本研究延續校舍震損分析研究之成果，蒐集更多的校舍相關試驗資料與觀察，重新檢討校舍損傷狀態之定義，部分參酌實務工程師之觀點，採用較為保守之損傷標準。目的為重新建議震損標準，量化層間變位比與損傷指標，以作為性能目標之建議依據。

典型校舍建築之樣式、結構系統與教室大小、配置等均相當一致；大致上可依據單、雙邊走廊及廊外是否有柱等條件分類。這些不同類別校舍之易損性應有差別，須於震損評估時加以考量，但是對於新建或補強設計所要求之性能目標仍可求其一致，以簡化問題與實務操作，並兼顧充分之保守度，增加工程界之接受度。

二、低矮 RC 校舍之試驗與損傷

本研究以實際之結構試驗結果，分析並驗證校舍這類低矮型不具韌性設計之 RC 結構的容量曲線。同時分析其損傷指標，建立對應之標準，使後續分析能直接由模型結構物的地震反應計算其損傷函數，據以定義其損傷狀態，再由統計分析而獲得該模型結構物的各種損傷界限(預先設定)的易損性曲線。

為驗證校舍之容量曲線，國家地震工程研究中心執行一系列之校舍大型構架試驗，包含實驗室內的校舍構架與現地實體校舍之試驗，試驗方法則涵蓋反覆側推，單向側推與擬動態試驗。試驗成果除用以驗證校舍耐震能力評估方法之準確性及補強效能外，亦提供完整之資料以作為研擬校舍性能目標之依據。本研究主要以試驗室兩個大型校舍平面構架試驗及一個校舍立體構架之現地試驗之結果比較其性能表現。三個試驗皆採用反覆側推之方式進行，其結果能充分反映在地震這種反覆荷載作用下，校舍結構之耐震行為與性能表現。除耐震容量曲線之驗證，亦可應用於震損狀態及易損性曲線參數之擬定。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

校舍平面構架試驗包含原型結構及擴柱補強結構，均採用反覆側推試驗。後者為前者試驗破壞後之試體，在進行損壞後補強之平面構架。擴柱補強試體試驗終了時，一樓之層間變位比達到約 7.5%，基底剪力強度衰減為最大強度的 60% (第一個週次殘留強度約為 70%，第二個週次殘留強度約為 58%)。當外力降為 0 時，一樓留下約 150mm 的殘留層間變位，相當於約 3.75% 的殘留層間位移比。由補強前後構架之試驗結果觀察比較，兩者在殘留強度降為 60% 時仍保有充份之穩定性，其破壞程度已可視為嚴重破壞，但尚無崩塌之虞。補強後結構之韌性有效提升，在相同層間變位比下之損壞情形明顯輕微許多。

為了比較試驗室內的校舍平面構架之試驗成果與實際校舍立體構架之結構行為，利用待拆除之老舊校舍，進行一系列之校舍耐震能力現地試驗。本研究選用參考之現地試驗桃園瑞埔國小的一個試驗結果，該試驗先採用擬動態試驗，再以反覆側推至屋頂位移比達 3% 後，最後進行單向推倒試驗。擬動態試驗終了，一樓之層間變位比達到約 1.2% 時，窗台柱產生雙向裂縫。反覆側推試驗開始時之基底剪力強度已開始衰減至約為 $0.9V_{\max}^+$ (上標+，表示結

構容量曲線已過最大強度點)，此時之一樓之層間變位比達到約 1.25%。隨著反覆側推試驗進行，層間變位比增至 3.75%，此時基底剪力強度衰減至約為 $0.53V_{\max}$ 。其損傷狀態已屬嚴重損傷。

在耐震性能標準的訂定必須定義各種損傷狀態，對於防止結構崩塌點(Collapse Prevention, CP)的定義尤其重要，定性而言，CP 點必須確保結構到達此一損傷狀態時仍保有相當的結構穩定性，結構因而產生不穩定而破壞的機率必須非常低。由構架的損傷狀況與整體穩定性觀察，兩個典型非韌性配筋之 RC 校舍(構架)皆為窗台柱剪力破壞主控，在構架基底剪力強度衰減至約 $0.6V_{\max}^+$ 時，仍保有極為完整之穩定性，無崩塌之虞。就震損評估之觀點，此時結構雖已嚴重受損，或可判定為完全損壞，但仍未達崩塌之狀態；由耐震評估與耐震設計之實務考量，應可將之視為 CP 之性能點。三個試驗構架在不同殘餘強度時的損傷狀況，比較如表一，反映各構架在反覆荷載下的損傷與耐震性能表現。損傷與性能比較結果顯示，典型非韌性配筋 RC 校舍之易損性較差，但能承受之層間變位比仍高達 3% 以上，才會完全損壞。

表一、反覆載重試驗校舍構架之損傷與性能比較

	$V_{\max}^+$	$0.8V_{\max}^+$	$0.6V_{\max}^+$
標準校舍構架	最大層間變位比 1.2%，殘留層間變位比 0.3%。窗台牆與柱面之裂縫加大且滑動，窗台柱之剪力裂縫極為明顯。	最大層間變位比 1.5%，殘留層間變位比 1.0%。窗台柱之剪力裂縫明顯且穿過柱面。	最大層間變位比 3.0%，殘留層間變位比 1.5%。窗台柱之剪力裂縫交叉，裂穿整支柱，核心混凝土碎裂，鋼筋裸露。
豎有校舍 (廊外無柱)	最大層間變位比 0.6%，殘留層間變位比 0.1%。一窗台柱支單向剪力裂縫極為明顯。其餘構材無明顯損傷。	最大層間變位比 2.5%，殘留層間變位比 1.5%。窗台柱之剪力裂縫穿過柱面，剪力裂縫處明顯錯位(>2cm)。	最大層間變位比 3.6%，殘留層間變位比 2.0%。窗台柱之剪力破，核心混凝土碎裂崩落，鋼筋裸露。隔間柱亦嚴重損壞。
擴柱補強 標準校舍構架	最大層間變位比 2.4%，殘留層間變位比 1.0%。損壞分散於梁柱，窗台柱與梁端均有明顯撓曲塑鉸，裂縫寬 0.5mm。梁柱接頭區剪力裂縫發生。	最大層間變位比 6.0%，殘留層間變位比 4.0%。梁柱接頭區剪力破壞，柱底塑鉸區混凝土壓碎、保護層剝落。梁端底部混凝土壓碎。	最大層間變位比 7.0%，殘留層間變位比 5.0%。梁柱產生撓曲破壞，塑鉸區混凝土壓碎，主筋外露、挫屈。梁柱接頭區嚴重損壞。

三、低矮 RC 典型校舍之易損性

由於典型校舍之震損多數集中於柱構材，由前述三個構架試驗所得之遲滯迴圈與損傷狀態之觀察結果，本研究之損壞定義主要依據柱子的破壞程度區分。結構在震後的永久變形也是判斷損壞的一個重要指標，因此，也依據校舍震後之殘留層間變位比（位移比）補充說明。根據數個校舍構架之試驗成果與觀察，本研究建議典型低矮非韌性 RC 校舍之震害分級，將殘留層間變位比 3% 定為嚴重破壞與完全損壞的界限，如表二所列，校舍損壞狀態為中值或平均值，而其參數之變異標準差缺乏資料，建議引用 HAZUS 之建議值。

由這些試驗之基礎數據，仍不足以建立所有校舍之易損性曲線參數表，必須加入工程判斷來調整參數值。本研究彙整數位學者意見，建議校舍易損性參數仍以校舍分類分組擬定為宜。對於不同之校舍亦建議參數修正係數，表二中列出部份以資比較。依照校舍之狀況分別建立調整參數，以建立校舍個別分組之易損性參數。樓高部份可以分 5~3 類，年代參考 RC code 分 3 類（60 以前的一個類別），跨度分成 2 類，走廊外柱亦分成二類。雖然，試驗構架多為廊外無柱之校舍，但因試驗之變位控制以各平面構架同步之形式進行，校舍因廊外無柱所可能引致的扭轉效應，完全被排除，其受震反應較接近廊外有柱之校舍結構形式之受震行為。故本研究認為校舍相關試驗之結果只能(直接)應用於廊外有柱之校舍，亦即表二所稱之標準校舍。應用於地震損壞評估時，僅針對低矮 RC 校舍。

四、低矮 RC 典型校舍之性能目標

校舍性能目標，主要採用性能設計法之格式，依據前述校舍試驗之觀察與易損性參數分析成果，針對 475 年回歸期設計地震，分別建議一般校舍與緊急避難校舍之性能標準。

以暨有非韌性低矮 RC 校舍為例，當殘留基底剪力強度衰減至約 $0.6V_{\max}^+$ 時，層間變位比可達 3.0%，仍保有極為完整之穩定性，無崩塌之虞(機率極低)，可定為性能目標 CP 點。其 IO(立即使用)點之層間變位比約在 0.75~1.0% 間，則其性能點 LS(生命保全) 之層間變位比約在 1.5~2.0% 間(如圖一)。若為補強後(或新建)校舍，其性能目標 CP、LS 及 IO 點之層間變位比約分別為 4.0%、2.5% 及 0.8%。

採用 PA 結構損傷準則 (Park & Ang's damage criteria) [Park and Ang, 1985]。

$$D_{PA} = \frac{r_{\max}}{r_{u,mon}} + \beta \frac{E_h}{Q_y r_{u,mon}} \quad (1)$$

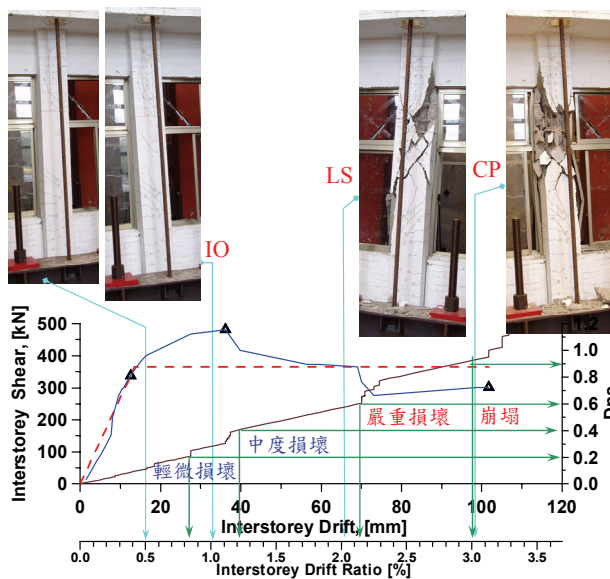
其中， $r_{\max}$ 為受震或受力過程中的最大的位移反應量， $r_{u,mon}$ 則為單調荷載下之極限變位量。 β 為一常係數會隨材料與結構系統而變。將 CP 點之 D_{PA} 設為 1.0，亦即損傷指標達到(理論)崩塌點或完全損壞，並假設 β 值為 0.2，再由試驗之遲滯迴圈可計算結構達 CP 之總遲滯能，則單調荷載下之極限變位量 $r_{u,mon}$ 可由式(1)反推求得。因此可以計算在不同的位移比下的結構損傷指標 D_{PA} ，如圖一所示，結果顯示，不論從層間變位比或 D_{PA} 損傷指標來定義損傷狀態都可以得到很好的結果。由圖一可發現各

表二、校舍之易損性參數建議與比較(層間變位比)

	輕微損壞	中度損壞	嚴重損壞	倒塌
標準校舍(三樓、1982 建造、單邊走廊，廊外有柱)	0.75%	1.5 %	3 %	4.5 %
既有校舍(五樓、1974 以前建造、單邊走廊，廊外無柱)	0.5%	0.95 %	1.9 %	2.8 %
補強後之標準校舍	0.8%	2.5 %	4 %	5.5 %

個損傷狀態之層間變位比或 D_{PA} 損傷指標範圍都分配相當平均，亦即以此一準則可以適當地區分各種損傷狀態及性能目標之區間。現行之耐震設計規範規定，一般結構在 475 年設計地震作用下，其韌性用一半，對照於性能設計法則相當於 LS 之性能目標要求，換言之，性能目標 LS 應約略介於 IO 與 CP 之中點，與圖一之性能目標建議值之關係相近。

在實務上，性能目標之設定仍須考慮結構之特性與易損性，因此，本研究建議校舍仍應區分典型非韌性設計 RC 校舍及具有韌性設計 RC 校舍(含補強)兩個類別，分別定其性能目標。非韌性設計 RC 校舍之行為採用力控制條件，對應 475 年設計地震作用下，一般用途校舍及緊急避難用途校舍之性能目標分別為基底剪力強度達到 V_{max}^+ 及 $0.8V_{max}^-$ 。而韌性設計 RC 校舍(含補強)則分別為層間變位比為 2% 及 1%。



圖一、校舍震損分級與損傷指標之關係。

五、結論

本研究由典型校舍構架反覆側推試驗觀察，當構架之殘餘基底剪力強度衰減至最大強度的 60% 時 ($0.6V_{max}^+$)，構架仍保有充分之穩定性，建議結構耐震設計與評估之性能目標 CP 點，可定在容量曲線的

$0.6V_{max}^+$ 處，其在受震時之崩塌機率應極低。據此前提，建議低矮 RC 校舍之易損性參數及耐震設計或補強之性能目標。校舍之易損性參數並依據校舍結構系統特徵及興建年代區分為數個群組，分別設定。校舍性能目標則針對非韌性設計 RC 校舍及具有韌性設計 RC 校舍(含補強)兩個類別，分別定其性能目標。

參考文獻

1. Y. T. Weng, K. C. Lin AND S. J. Hwang, "Experimental and Analytical Performance Assessment of In-situ Pushover Tests of Reui-Pu Elementary School Buildings in Taiwan," the 2nd NEES/E-Defense Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structures, Kobe, 2006.
2. 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，Paper No.087，台北，台灣。
3. 簡文郁、葉錦勳、張毓文、黃李暉 (2009)，台北都會區校舍受大規模地震之災損與補強效益評估(II)，國科會報告 NSC 97-2625-M-492-006
4. 鍾立來、葉勇凱等(2008、2009)，校舍結構耐震評估與補強技術手冊(I)(II)，國家地震工程研究中心報告，NCREE-08-023、NCREE-09-023
5. 簡文郁、張毓文(2006)，台灣典型校舍耐震能耐與震損評估之研究(II)，國科會報告 NSC-94-2625-Z-492-003
6. Jean, W.Y. and Loh, C.H. (1998), "Seismic Demand for SDOF System Based on Structural Damage Control Concept," the Proceedings of the Sixth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Taipei, Taiwan.
7. Park, Y.J. and Ang, A.H-S. (1985), Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.

公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究

張國鎮¹ 宋裕祺² 劉光晏³ 洪曉慧⁴ 柴駿甫⁵

摘要

本研究提出性能式橋梁補強準則，具有下列特點：(1)定性與定量描述橋梁耐震後性能等級、(2)補強用地震力標準與最新耐震設計規範相同、(3)初步評估結合工程師經驗與易損性分析成果、(4)詳細評估可掌握結構非線性變形行為、(5)建議常見系統補強工法降低地震需求、(6)建議常見構件補強工法增加結構容量、(7)考量基礎沖刷裸露對耐震影響。

關鍵詞：橋梁、耐震評估、耐震補強、性能設計

一、前言

台灣位處環太平洋地震帶西側，1999年921集集大地震造成多數橋梁損毀，嚴重影響交通救災及社會經濟損失。因此，為提升既有橋梁耐震能力，交通部公路總局基於橋梁生命週期成本概念，委託本中心研擬公路橋梁耐震能力評估及補強準則，作為耐震評估與補強設計之依據。本準則包含：總則、地震等級、耐震能力初步評估、耐震能力詳細評估、結構系統與防落系統補強設計、結構構材補強設計，及基礎裸露橋梁之耐震評估與補強。本準則具有下列特點：(1)定性與定量描述橋梁耐震後性能等級、(2)補強用地震力標準與最新耐震設計規範相同、(3)初步評估結合工程師經驗與易損性分析成果、(4)詳細評估可掌握結構非線性變形行為、(5)建議常見系統補強工法降低地震需求、(6)建議常見構件補強工法增加結構容量、(7)考量基礎沖刷裸露對耐震影響。本準則除條文及解說外並提供耐震能力初步評估、詳細評估與耐震補強等共9個案例，對於日後國內橋梁耐震補強作業具有正面助益。

二、補強後橋梁耐震性能目標

本準則之橋梁補強為以耐震性能為基準之補強方式，表示補強後橋梁於不同等級地震作用下有其各別期望之性能水準，本準則依橋梁安全性、服務性與可修復性共定義有四種性能水準有關，如表一所示。橋梁性能水準依安全性、服務性與可修復性，就四種性能狀態作定性描述。安全性係考慮結構體耐震能力，在地震力作用下必須能保持不產生落橋與橋柱崩塌；使用性乃期望地震後橋梁能繼續保有交通運輸與救災服務的功能；修復性則強調在不需大規模拆除重建的原則下，選用經濟合適的修復補強工法恢復橋梁原有功能。橋梁耐震性能目標之基本原則為中度地震下橋梁結構須保持彈性，震後無明顯之損壞及不需修復且可保有震前之交通機能；設計地震下橋梁依橋齡及用途係數容許產生不同程度之損傷，但須避免產生落橋或崩塌。本準則依橋梁用途係數定義之性能目標，如表二至表四所示。

¹ 國家地震工程研究中心主任

² 國家地震工程研究中心橋梁組組長

³ 國家地震工程研究中心專案副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心研究員

三、補強用地震力需求

對於需補強橋梁，地震水準係依據 97 年版公路橋梁耐震設計規範之規定，即與新建橋梁之地震水準相同，由橋址堅實地盤之強地動特性與土壤放大特性決定，以地震水平譜加速度係數表示。設計地震係考慮 50 年 10% 超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為 475 年。震區堅實地盤短週期與一秒週期之水平譜

加速度係數下限值約可取為回歸期 475 年地震之 $1/3 \sim 1/4$ ，因此本準則直接擷取回歸期 475 年地震之 $1/3.25$ 作為設計總橫力下限值之依據。為避免橋梁在地震不太大時即產生若干損壞與構材需常修復的可能性，構材在設計總橫力下限值作用下，以未達降伏為原則。此外，設計總橫力下限值認定由遠域地震造成之可能性較大，故不考慮斷層近域效應。

表一 耐震補強後橋梁之性能水準

性能水準	安全性	服務性	修復性	
			短期 (服務性)	長期 (安全性)
PL3	結構保持彈性防止落橋	與地震前交通機能相同	簡易維修	經常維修
PL2	防止落橋與允許橋柱產生可修復之塑性變形	短期搶修可恢復震前交通機能	依既有緊急搶修工法，完成短期搶修	依既有修復工法，完成長期修復
PL1	防止落橋與避免橋柱過大殘留變形	短期搶修可限重限速恢復通行	更換受損構件或進行結構補強	封閉橋梁，進行局部重建
PL0	防止落橋與避免橋柱崩塌	得禁止通行，以替代道路或臨時便橋取代	得全橋或局部拆除重建	得全橋或局部拆除重建

表二 橋梁用途係數 I

橋梁類別	用途係數
高速公路	1.2
重要公路、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁	1.2
其他	1.0

表三 一般橋梁（公路橋梁耐震設計規範 $I=1.0$ ）之性能目標

地震等級	採用之設計規範版本		
	84 及 89 年版	49 及 76 年版	49 年版 以前
中度地震	PL3	PL3	PL3
設計地震	PL2	PL1	PL0

表四 重要橋梁（公路橋梁耐震設計規範 $I=1.2$ ）之性能目標

地震等級	採用之設計規範版本		
	84 及 89 年版	49 及 76 年版	49 年版 以前
中度地震	PL3	PL3	PL3
設計地震	PL2	PL1	PL1

四、耐震能力初步評估

耐震能力初步評估係採用簡便、快速之方法，進行橋梁之耐震能力評估後並加以篩選排序，供橋梁進行後續的耐震能力詳細評估之依據。本準則提供兩種耐震能力初步評估方法，一為耐震評估檢查表法，二為橋梁地震損失風險值法。耐震評估檢查表分兩種，一為落橋評估，另為強度韌性評估；兩表均區分為橋址環境、結

構系統及結構細部三大項，但因目的不同均須填寫。地震損失風險值法係以 12 種典型橋梁發生完全損壞、嚴重損壞、中度損壞與輕微損壞的易損性曲線為基準，配合受評橋梁之設計地表加速度、地盤種類、三維效應與歪斜橋程度得修正後易損性曲線，計算工址發生 475 年回歸期設計地震時該橋產生完全損壞、嚴重損壞、中度損壞與輕微損壞之或然率，乘上其對應的損失比後得該橋在設計地震發生下的損失比，再配合橋梁重要性指標、落橋評估檢查表評分、強度韌性評估檢查表評分加權平均，即可進行篩選排序之作業。

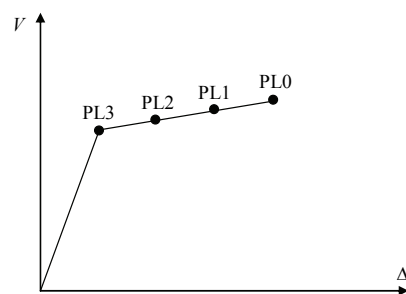
五、耐震能力詳細評估

結構耐震性能評估應綜合考量結構耐震容量與橋梁工址附近之地震需求等因素，藉由可信的結構力學方法進行分析，達到多重結構耐震性能評估之目的。詳細評估應依據實際材料強度、斷面尺寸與構材配設細節等資料，採用合宜的結構分析方法，如表五所示。橋梁耐震能力通指整體橋梁結構在各耐震性能等級下所能承受的地表加速度，由側推分析（圖一）所得之容量震譜依據工址地震水平譜加速度係數等規定求得，透過位移-加速度曲線（圖二）求算各耐震性能水準 PL3、PL2、PL1 與 PL0 位置，比較中度地震（ $0.4S_{DS}/3.25$ ）與設計地震（ $0.4S_{DS}$ ）地表加速度。如耐震能力不足則須進行強度或韌性補強。PL3 代表橋梁降伏點；PL2 產生 1/3 塑性變形（台北盆地取 1/4）；PL1 產生 2/3 塑性變形（台北盆地取 1/2）；PL0 塑性變形完全發揮（台北盆地取 3/4）。

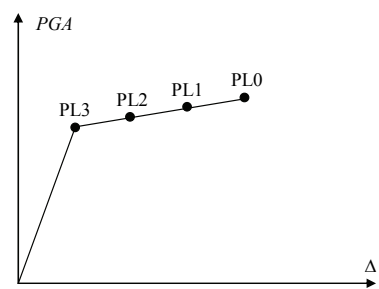
有關混凝土應力-應變關係，民國 84 年以前規範所設計橋柱之耐震能力評估，建議採用 Kawashima 模式；民國 84 年規範所設計之橋柱及經圍束補強後橋柱則使用 Mander 模式。

表五 橋梁耐震能力詳細評估方法

性能等級	規則橋梁	不規則橋梁
PL3	線性靜力分析法、線性動力分析法、或非線性靜、動力分析法	線性動力分析法、或非線性動力分析法
PL0、PL1、PL2	非線性靜力分析法、或非線性動力分析法	非線性動力分析法



圖一 側推曲線



圖二 位移-加速度曲線

六、結構系統與防落系統補強設計

補強執行過程包含補強策略擬訂、補強方案比較、補強工法選擇及補強成效評估。補強策略指耐震補強的整體計畫、補強方案指改善耐震性能的思考方向、補強工法指實際用以改善構件性能的技術。補強策略與方案應根據耐震評估與現場檢測調查結果綜合判斷決定，可採用系統改善補強或部份結構補強等來進行，並宜結合維修方便性、使用功能性及美觀等考量。結構系統補強包含慣性力分散工法、功能性支承系統補強工法、隔震補強工法、減

震補強工法等，其目的為提昇整體橋梁系統之耐震性能或降低地震力需求。防落設施補強方案包括：加長防落長度、防止落橋裝置，與變位限制裝置。

七、結構構材補強設計

結構桿件補強或置換方案包括增加橋柱、帽梁、基礎等構件之強度與增大構件之變形能力。橋柱補強包括鋼筋混凝土圓柱與矩形柱，補強對象包括韌性補強、剪力補強與鋼筋搭接補強，補強的方法則包括鋼板包覆補強及纖維複合材料包覆補強等。混凝土包覆補強依一般新建混凝土設計補強之。補強厚度應以韌性補強、剪力補強及鋼筋搭接計算所得之補強材厚度擇其最大者為原則，如最小厚度以滿足補強後性能目標之檢核則不受此限。本準則係依混凝土極限應變理論及性能目標決定補強材料用量，工程師可逕行參考相關單位（如 AASHTO、ATC、Caltrans 等）所建議之橋柱補強公式，或使用考慮混凝土受鋼板或纖維複合材料包覆後之材料組成律，使補強結果滿足性能目標之檢核即可。經土壤液化潛能評估分析後，對於橋梁基礎可能因土壤液化，造成支承力不足，基礎產生沉陷、傾斜、側向流動而破壞，必須選定適宜之補強工法，進行基礎結構補強或地盤改良。

八、基礎裸露橋梁之耐震評估與補強

基礎裸露將影響橋梁耐震能力，對於有沖刷疑慮之橋梁在進行耐震能力評估時，應考量適當的基礎裸露深度以檢討其耐震能力。針對基礎裸露橋梁的詳細耐震能力評估，應建置該振動單元完整的分析模型（包含基礎結構部分），並根據基礎型式適當模擬裸露下土壤與基礎互制之影響。因為土壤與基礎互制狀況複雜，建議對於每座基礎裸露橋梁進行完整的分析模型以準確評估該基礎裸露橋梁之耐震能力。若滿足簡化分析的條件，耐震能力可依據基礎型式，透過建議之折減率公式進行折減，以避免繁瑣的分析過程。對於基

礎嚴重沖刷裸露之橋梁結構，應首先避免基礎繼續受到沖刷，必須立即進行護床工法或基礎保護工，再搭配詳細的評估後續之耐震能力補強工法。就目前來說，針對基礎嚴重裸露之橋梁可考量下列兩方向解決，其一是考量橋梁基礎擴座增樁補強，主要是提升基礎裸露造成之垂直承載力及水平承載力能力；其二是考量橋梁基礎之換底工法，墩柱與橋基重新設計與置換，將耐震與耐洪兩問題一併解決。

九、案例分析

本準則除條文與解說外，並提供 9 個案例分析，案例一與二為初步評估法；案例三至八為側推分析法為主之詳細評估與補強設計；案例九為非線性動力分析為主之詳細評估與補強設計。個案例說明如下：案例一：耐震評估檢查表法、案例二：地震損失風險值法、案例三：多跨簡支預力梁橋+壁式橋墩+直接基礎、案例四：多跨連續預力梁橋+單柱式橋墩、案例五：多跨連續鋼橋+框架式橋墩+沈箱、案例六：多跨簡支預力梁橋+單柱式橋墩+沉箱基礎、案例七：多跨簡支預力梁橋+單柱式橋墩+樁基礎、案例八：多跨連續預力梁橋+單柱式橋墩、案例九：多跨連續預力梁橋+單柱式橋墩。

參考文獻

1. FHWA, 2006, " Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures Part I: Bridges."
2. 日本財團法人海洋架橋橋梁委員會，2004，「既設橋梁之耐震補強工法事例集」。（日文）
3. 交通部，2008，「公路橋梁耐震設計規範」。

橋梁結構考慮地震、沖刷與耐久性之永續發展研究： 橋梁承受雙向地震力之行為研究 II

張國鎮¹ 盧智宏² 劉光晏³

摘要

本研究利用複合阻尼比方法，發展一簡化之等效線性系統來計算整體結構之系統反應，引用直接設計法之概念，根據橡膠支承磨擦滑動試驗所求得之力位移遲滯迴圈，推估功能性支承之等效勁度與等效阻尼比，做為替代結構之等效線性特性，藉此支承磨擦滑動之非線性結構系統得以彈性位移反應譜進行設計，並藉由迭代過程檢核是否達到設計目標位移，所求得替代結構之系統反應可代表整體結構反應。分析結果與振動台試驗結果比較，顯示本研究發展之計算方法可以有效預測整體橋梁之系統反應，特別是預測最大與殘餘位移。

關鍵詞：位移設計法、等效線性系統、支承滑動、磨擦力

一、前言

本研究結合位移設計法概念，利用複合阻尼比方法，發展一簡化之等效線性系統來計算整體結構之位移反應。藉由等效勁度與等效阻尼比做為替代結構之系統參數，推估真實橋梁結構之非線性行為。此外，本研究分析結果與振動台試驗結果比較，顯示本研究發展之計算方法可以有效預測整體橋梁之系統反應，特別是預測最大與殘餘位移。

二、等效線性系統運動方程式推導

結構物受側力時其基底剪力與頂層位移關係假設為簡化雙線性遲滯行為，以能量觀點來看，藉由假設等效線性與等效阻尼兩者合併之替代結構系統，透過等平均的儲存能量來推導等效線性系統的等效勁度，以等平均的消散能量來推導線性系統因結構非線性所致之等效阻尼係數。若將橡膠支承磨擦滑動遲滯迴圈簡化為一理想化雙線性系統，替代結構之等效勁度，即遲滯迴圈左下與右上兩端點之割線斜率 k_{eff}

及等效阻尼 ξ_b 為：

$$k_{eff} = \frac{Q}{D}; \xi_b = \frac{2}{\pi} \times \frac{D - D_y}{D} \quad (1)-(2)$$

對於規則性橋梁而言，可簡化為橋面版位移及下部結構頂端位移等兩個水平自由度的結構系統，如圖 1 所示，其中 u_b 、 m_b 與 u_p 、 m_p 分別代表上部結構與下部結構之位移與堆積質量， c_b 、 k_b 與 c_p 、 k_p 分別為支承考慮磨擦滑動與下部結構之等效阻尼與等效勁度。利用動力平衡方法求得各自由度之運動方程式分別為：

$$m_b \ddot{u}_g = -c_b (\dot{u}_g - \dot{u}_p) - k_b (u_g - u_p) \quad (3)$$

$$m_p \ddot{u}_g + m_p \ddot{u}_p = -c_p (\dot{u}_p + \dot{u}_g) - k_p (u_p + u_g) \quad (4)$$

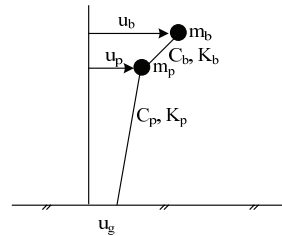


圖 1 兩個自由度等效線性系統

為推導方便，將上式絕對位移系座標

¹ 國立台灣大學土木工程系教授

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

統轉換為相對位移座標系統

$$v_b = u_s - u_g \quad (5)$$

$$v_p = u_p - u_g \quad (6)$$

其中， v_p 、 v_s 分別代表下部結構頂端、上部結構與地表面之相對位移，將(5)、(6)式代入(3)、(4)式可得

$$m_b \ddot{v}_b + (c_b \dot{v}_b - c_b \dot{v}_p) + (k_b v_b - k_b v_p) = -m_b \ddot{u}_g \quad (7)$$

$$m_p \ddot{v}_p + [-c_b \dot{v}_b + (c_b + c_p) \dot{v}_p] + [-k_b v_b + (k_b + k_s) v_s] = -m_p \ddot{u}_g \quad (8)$$

(7)、(8)式可利用模態分析方法求得橋梁結構之反應，將之改以矩陣形式表示以便於求得系統。

$$[M]\{\ddot{V}\} + [C]\{\dot{V}\} + [K]\{V\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g \quad (9)$$

其中，

$$[M] = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} c_b & -c_b \\ -c_b & c_b + c_p \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_b & -k_b \\ -k_b & k_b + k_p \end{bmatrix} \quad \{V\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_p \end{Bmatrix} \quad \{r\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

根據上式可求得不含阻尼之自然動頻率與模態如下：

$$([K] - \omega_n^2 [M])\{\phi^n\} = 0, n=1,2 \quad (10)$$

其中， ω_n 為自然振動頻率， ω_1 與 ω_2 分別為第 1 振態與第 2 振態所對應之自然振動頻率， $\phi^n = \{\phi_b^n \ \phi_p^n\}^T$ 為模態，(9)式矩陣形式改以下列兩個聯立方程式表示：

$$-m_b \omega_n^2 \phi_b^n + k_b \phi_b^n - k_b \phi_p^n = 0 \quad (11)$$

$$-m_p \omega_n^2 \phi_p^n - k_b \phi_b^n + (k_b + k_p) \phi_p^n = 0 \quad (12)$$

在此定義相關參數以便後續推導。

$$\omega_b^2 = k_b / m_b, \quad \omega_p^2 = k_p / (m_b + m_p), \quad \gamma_m = m_p / (m_b + m_p) \quad (13) \sim (17)$$

其中， ω_b 為支承上方之上部結構自然振動頻率； ω_p 為支承下方之下部結構自然振動頻率； γ_m 為支承下方之下部結構堆積質量與上部結構堆積質量之質量比； γ_s 支承墊水平向與下部結構水平向之勁度比；將上述所定義之相關參數帶入(11)與(12)式

可得：

$$(\omega_b^2 - \omega_n^2) \phi_b^n - \omega_b^2 \phi_p^n = 0 \quad (18)$$

$$(1 - \gamma_m) \omega_b^2 \phi_b^n + [\gamma_m \omega_n^2 - (1 - \gamma_m) \omega_b^2 - \omega_p^2] \phi_p^n = 0 \quad (19)$$

ω_n 之特徵方程式為：

$$\gamma_m \omega_n^4 - (\omega_b^2 + \omega_p^2) \omega_n^2 + \omega_b^2 \omega_p^2 = 0 \quad (20)$$

求解上述特徵方程式可求得第 1 振態與第 2 振態所對應之自然振動頻率 ω_1 與 ω_2 ：

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{(1 - \gamma_m) \left(1 + \frac{\gamma_s}{1 - \gamma_m}\right) \pm \left[\left(1 + \frac{\gamma_s}{1 - \gamma_m}\right)^2 - \frac{4\gamma_m \gamma_s}{1 - \gamma_m}\right]^{1/2}}{2\gamma_m} \omega_b^2 \quad (21)$$

所對應之模態分別為：

$$\{\phi^1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 - \alpha_1 \end{Bmatrix}, \quad \{\phi^2\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 - \alpha_2 \end{Bmatrix} \quad (22)$$

其中， $\alpha_1 = \omega_1^2 / \omega_b^2$ ， $\alpha_2 = \omega_2^2 / \omega_b^2$ ，利用(22)式將質量與阻尼矩陣轉換為對角矩陣：

$$[M^*] = \{\phi^n\}^T [M] \{\phi^n\} = \begin{bmatrix} m_{11}^* & m_{12}^* \\ m_{21}^* & m_{22}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_b + (1 - \alpha_1)^2 m_p & 0 \\ 0 & m_b + (1 - \alpha_2)^2 m_p \end{bmatrix} \quad (23)$$

$$[C^*] = \{\phi^n\}^T [C] \{\phi^n\} = \begin{bmatrix} c_{11}^* & c_{12}^* \\ c_{21}^* & c_{22}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_1^2 c_b + (1 - \alpha_1)^2 c_p & 0 \\ 0 & \alpha_2^2 c_b + (1 - \alpha_2)^2 c_p \end{bmatrix} \quad (24)$$

功能性支承阻尼比 ξ_b 與下部結構阻尼比 ξ_p 分別為：

$$\xi_b = \frac{c_b}{2m_b \omega_b}, \quad \xi_p = \frac{c_p}{2(m_b + m_p) \omega_p} \quad (25) \sim (26)$$

第 1 模態與第 2 模態所對應之振態參與因子 L_1 、 L_2 分別為：

$$L_1 = \frac{\{\phi^1\}^T [M] c}{\{\phi^1\}^T [M] \{\phi^1\}} = \frac{(1 - \gamma_m) + (1 - \alpha_1) \gamma_m}{(1 - \gamma_m) + (1 - \alpha_1)^2 \gamma_m} \quad (27)$$

$$L_2 = \frac{\{\phi^2\}^T [M] c}{\{\phi^2\}^T [M] \{\phi^2\}} = \frac{(1 - \gamma_m) + (1 - \alpha_2) \gamma_m}{(1 - \gamma_m) + (1 - \alpha_2)^2 \gamma_m} \quad (28)$$

第 1 模態與第 2 模態所對應之等效阻尼比 ξ_1 、 ξ_2 分別為：

$$\xi_1 = \frac{c_{11}^*}{2m_{11}^*\omega_1} = \frac{\alpha_1^2 c_b + (1-\alpha_1)^2 c_p}{2[m_b + (1-\alpha_1)^2 m_p] \omega_1} \quad (29)$$

$$\xi_2 = \frac{c_{22}^*}{2m_{22}^*\omega_2} = \frac{\alpha_2^2 c_b + (1-\alpha_2)^2 c_p}{2[m_b + (1-\alpha_2)^2 m_p] \omega_2} \quad (30)$$

因此，可利用模態疊加原理將相對位移 v_b 與 v_p 以模態 ϕ^1 與 ϕ^2 表示：

$$v_b = q_1 \phi_b^1 + q_2 \phi_b^2, \quad v_p = q_1 \phi_p^1 + q_2 \phi_p^2 \quad (31)-(32)$$

代入將原運動方程式，可將其分解為兩不相聯屬之微分方程式

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1 \xi_1 \dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -L_1 \ddot{u}_g \quad (33)$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2 \xi_2 \dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 = -L_2 \ddot{u}_g \quad (34)$$

若已知地表加速度歷時 $\ddot{u}_g(t)$ ，則可求解(33)與(34)中之 $q_1(t)$ 與 $q_2(t)$ ：

$$q_1(t) = -\frac{L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\xi_1 \omega_1 \tau} \sin(\omega_1 \tau) d\tau \quad (35)$$

$$q_2(t) = -\frac{L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\xi_2 \omega_2 \tau} \sin(\omega_2 \tau) d\tau \quad (36)$$

若將此線性系統改以頻率域求解，根據該地表加速度對應之彈性反應譜，可得到微分方程式中 $q_1(t)$ 與 $q_2(t)$ 之最大值：

$$|q_1|_{\max} = L_1 S_d(\omega_1, \xi_1) = L_1 \frac{1}{\omega_1^2} S_a(\omega_1, \xi_1) \quad (37)$$

$$|q_2|_{\max} = L_2 S_d(\omega_2, \xi_2) = L_2 \frac{1}{\omega_2^2} S_a(\omega_2, \xi_2) \quad (38)$$

其中， $S_d(\omega, \xi)$ 與 $S_a(\omega, \xi)$ 分別為該結構系統頻率為 ω 且阻尼比為 ξ 時，所對應之該地震歷時 $\ddot{u}_g(t)$ 之位移反應譜與加速度反應譜值。因此，可預測系統各自由度之最大相對位移：

$$|v_b|_{\max} = \left[(\phi_b^1 q_{1,\max})^2 + (\phi_b^2 q_{2,\max})^2 \right]^{1/2} \quad (39)$$

$$|v_p|_{\max} = \left[(\phi_p^1 q_{1,\max})^2 + (\phi_p^2 q_{2,\max})^2 \right]^{1/2} \quad (40)$$

一般而言，由於橋梁結構因上部結構質量大於下部結構質量甚多，且支承水平勁度相較於下部結構之側向勁度甚小，通常第 2 模態所對應之振態參與因子 L_2 幾乎趨近於零，亦即第 2 模態對於整體結構系統反應之貢獻甚小，僅以第 1 模態計算之

系統反應將近似於考慮所有模態之系統反應，因此在實務設計上可以第 1 模態簡化計算代表全系統反應。

三、分析結果與實驗驗證比較探討

本試驗利用本中心之地震模擬振動台所進行，試體設計圖與配置如圖 2 所示。本研究選用 EL Centro 地震歷時進行測試，地震歷時、擬加速度反應譜與位移反應譜如圖 3 至圖 5 所示。本試驗進行雙向地震歷時輸入，將 EL Centro 之東西向與南北向歷時分別輸入於橋梁行車向與垂直行車向。上部結構與帽梁的質量與重量設定於其重心高度之節點上；上部結構重心線至支承頂端及帽梁重心線至橋柱頂端均以剛性桿連結；並使用適當之結點束制條件將性質相同之離散結點予以合併；而為了確切模擬支承墊之行為，支承墊之高度亦照實輸入。橡膠支承墊之滑動性質是利用 SAP2000N 程式所提供之磨擦單擺隔震器元素進行模擬。本試驗所選用之橡膠支承墊，其橡膠材質設計為硬度 60±5。當支承墊尚未發生滑動前力與位移之關係，其彈性模數 G 接近 1.73MPa，以支承墊幾何性質利用簡化之 Conversy's solution 計算，橡膠支承墊之垂直勁度為 2458.33 kN/cm，水平勁度為 25.90 kN/cm。

以線性理論求解系統反應，首先將橋梁系統簡化為兩水平自由度之等效系統，根據振動台試驗之試體尺寸與配置，上部結構橋面版、大梁、端隔板及外加質量，及下部結構橋柱、帽梁等實際重量，轉換為等效系統之兩堆積質量，分別為 10.97kg 與 0.461kg，下部結構由兩構架式橋墩構成，將其並聯後等效側向彈性勁度為 13269.11 kg/cm。試驗試體採用四個橡膠支承墊支撐上部結構，亦可將其並聯後等值為單一元素，期等效側向彈性勁度為 10560 kgf/cm。

分析時假設一支承初始目標位移，計算初始等效勁度與阻尼做為系統參數，以地震歷時輸入該系統求取最大支承滑動位移後，在重新計算等效勁度與阻尼，經過

多次迭代即可逼近該地震等級下之支承位移。在此採用 EL Centro 地震做為輸入歷時，以橋軸為輸入方向，尖峰地表加速度(PGA)由 0.3g 增加到 0.7g，每次增量 0.2g。

圖 6 至圖 8 分別不同地震等級下，為採用 ATC40 方法評估支承等效阻尼，帶入替代結構系統所求得之橋面版與支承變形/位移歷時圖，藍色線、綠色線及紅色線分別為等效線性理論、非線性動力分析與振動台試驗之位移歷時曲線，比較可知非線性動力分析與等效線性理論之曲線大致上皆能與振動台試驗之曲線吻合，而獲得可令人接受之結果。

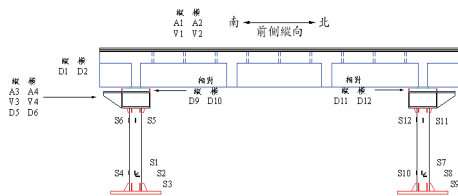


圖 2 橋梁振動台實驗配置圖

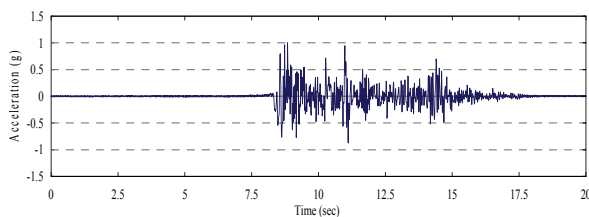


圖 3 EL-Centro 東西向加速度歷時

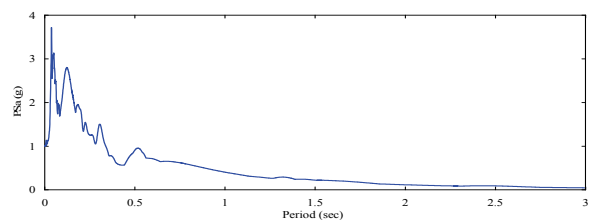


圖 4 EL-Centro 東西向加速度反應譜

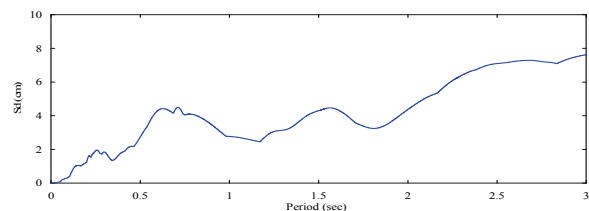


圖 5 EL-Centro 東西向位移反應譜

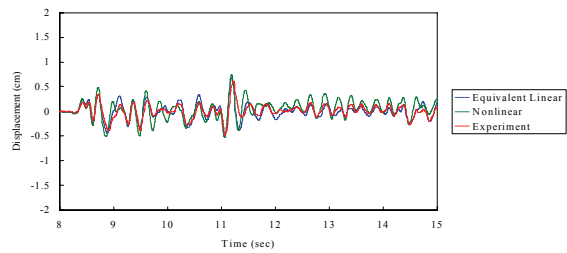


圖 6 柱頂位移歷時比較(300Gal)

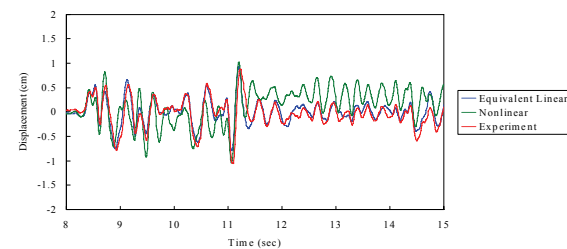


圖 7 柱頂位移歷時比較(500Gal)

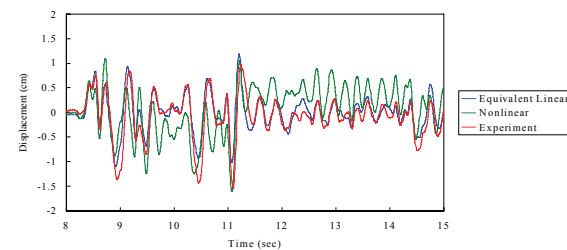


圖 8 柱頂位移歷時比較(700Gal)

四、結論

本研究引用位移設計法之概念，採用兩自由度系統推導含功能性支承橋梁線性理論，建立聯立運動方程式後以模態分析法求得系統參數與反應，獲得較合理之等效勁度與等效阻尼比，藉此支承磨擦滑動之非線性結構系統得以彈性位移反應譜進行設計目標位移檢核，簡化迭代過程之繁複計算。本研究經振動台試驗驗證結果良好，可供橋梁規劃設計階段參考。

參考文獻

1. 張國鎮、陳威逸、劉光晏，2007，「含功能性支承縮尺橋梁之試驗與分析」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-07-032。
2. 鄭維晉，2008，「裝設橡膠支承墊之斜橋縮尺模型試驗」，碩士論文，張國鎮教授指導。

直接基礎橋柱之搖擺行為參數分析

洪曉慧¹ 張國鎮²

摘要

本研究藉由參數分析探討直接基礎橋柱搖擺機制對橋柱耐震性能之影響。921 地震後，政府交通部門積極辦理橋梁耐震能力評估與補強工程，也提高部份地區之設計地震力。其後於補強和新建案例中發現，部分直接基礎之尺寸寬幅明顯過大，似乎有過於保守之疑慮。歸咎其原因，主要受到設計地震力提高，而與穩定性檢核相關之基礎受壓面積仍需滿足原有規定，所以基礎尺寸需予以擴大。事實上，直接基礎搖擺機制之隔震效益已受到證實，為能採用較經濟之斷面，可利用適當設計之直接基礎，透過搖擺機制產生之周期延長降低地震力，並利用基礎抬升之幾何非線性吸收地震能量。故本文研究重點為建立可考量直接基礎搖擺機制之橋柱-基礎-土壤互制非線性數值分析模型，並藉由該數值分析模型進行參數分析。考慮之參數包括基礎尺寸、基礎下土壤勁度與土壤承载力安全係數等。

關鍵詞：直接基礎、搖擺機制、基礎尺寸、隔震

一、前言

經 921 地震後，台灣部分地區之設計地表加速度提高，很多橋梁也因此須進行補強工程，補強後的橋柱強度提高，基礎對應於橋柱產生塑鉸時之設計力也提高。為滿足橋柱塑鉸產生後，塑性彎矩作用下直接基礎之穩定性檢核，部份補強案例需進行直接基礎擴座補強，導致補強後之基礎寬幅明顯過大，部分新建案例也有類似狀況。這是由於規範在足以讓橋柱產生塑鉸之大地震下，仍嚴格限制基礎搖擺行為之發生。事實上，在大地震下，直接基礎的搖擺機制可降低傳遞至主結構之地震力，也可藉由土壤之塑性化提供消能機制，所以此時若仍以傳統之固定基礎假設進行分析，將會獲致不合理高之柱底內力。若再依此內力進行補強，除了會使補強經費不合理地大幅提升外，藉由加大基礎限制基礎之搖擺行為也反而會使大部分地震能量均傳至主結構，進而提高地震後橋柱之損傷。所以國外一些結構補強相關手冊已有條件地允許補強後結構藉基礎抬升消散部分地震能量。國內亦在 97 年底新

頒布之「橋梁耐震設計規範」適度放寬直接基礎設計之相關規定。

另一方面，目前世界多數先進國家正在積極推動之性能設計規範係以位移作為性能之計量標準，所以位移須先能正確預測，即結構真正之非線性行為須先能正確模擬，其中當然也包括直接基礎橋柱之實際耐震行為。此外，即使我們不將直接基礎搖擺機制之好處納入設計之考量，然而由於在大地震作用下，直接基礎之搖擺現象確實會發生，若於實際分析中並未將基礎抬升效應納入考量，將會低估搖擺機制可能帶來之壞處，如上部結構位移之增加與基礎土壤沉陷量之提高等。所以很明顯地，為能合理預測結構受震行為，發展以性能為導向之耐震設計規範，須針對更準確之直接基礎非線性行為模擬方法進行更深入研究。

檢視目前各國規範在直接基礎耐震性能之發展，雖然部分國家，如美國與日本之新版規範[1,2] 已間接考慮直接基礎搖擺特性，但尚未將搖擺機制可能產生之效益，如降低地震需求與主結構之韌性需求

¹ 國立地震工程研究中心副研究員

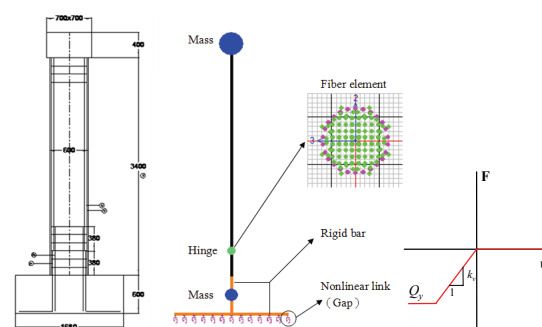
² 國家地震工程研究中心主任、國立台灣大學土木工程系教授

等納入全面之設計考量，其原因為目前相關研究尚不多，廣泛之參數分析亦缺乏。在直接基礎搖擺理論尚未完整建立之前，規範基於保守的考量並不宜於此刻作大幅度之變動。為使將來規範得以在充分之理論基礎下做更嚴謹之修正，更詳盡的相關理論發展為當務之急。本研究之目的為發展可同時考慮土壤材料非線性、橋柱材料非線性與基礎抬升之幾何非線性的橋柱結構-基礎-土壤互制數值分析模型，並利用數值分析模型進行參數分析，以確認藉由基礎搖擺機制降低橋柱地震需求之觀念，亦檢視基礎搖擺可能產生之不良影響，如較大之位移需求及基礎底土壤之永久沉陷等。為避免該現象之產生，亦期望藉由發展之數值分析工具合理預測基礎於地震下之轉角與變位，以及上部結構之位移，並藉由廣泛之參數分析，增進各參數間交互影響關係之瞭解，使直接基礎與其橋柱設計得以在搖擺機制所可能造成之優點與缺點間找到適當之平衡點。

二、分析模型

本研究採用 SAP2000N 軟體進行數值模擬分析，分析包括動態之非線性歷時分析與靜態之非線性反覆載重分析。考慮之參數包括基礎尺寸 $3.54 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ 、土壤彈簧勁度與基礎承载力安全係數等。分析模型繪於圖一，為二維模型。如圖所示，模擬之橋柱為直徑 60 cm 之鋼筋混凝土橋柱，其柱高為 3.6 m，主筋配置為 26 根 D19 鋼筋，基礎為高度 60 m 之直接基礎。橋柱塑鉸區以非線性纖維元素模擬塑性鉸，該纖維元素之主筋和混凝土應力-應變曲線分別繪於圖二(a)和(b)。其他區域橋柱則以線性梁柱元素模擬。上部結構橋面板與主梁以質量為 120 ton 之集中質量模擬，其值約略等於 $0.15f'_c A_g$ ，其中 $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ 為橋柱混凝土強度； A_g 為橋柱斷面積。基礎以剛性元素模擬，其質量以集中質量模擬，該集中質量之值則依據基礎尺寸，以質量密度為 2.4 ton/m^3 進行估算。基礎與土壤互制力以 SAP2000N 之連接元素 (Link element) 模擬，以不受拉非線性彈

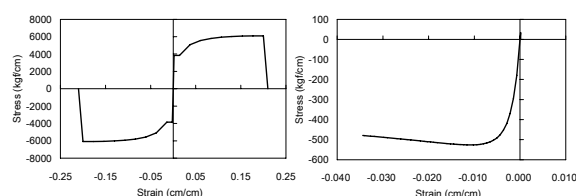
簧考慮土壤不受拉特性，分析採用之彈簧總受壓勁度為 $k_v = 9.98 \times 10^6 \text{ kN/m}$ ，換算為單位面積受壓勁度約為 $k = 3.54 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ 。



圖一 分析模型

三、參數分析

影響直接基礎搖擺行為的主要參數為基礎尺寸、基礎下承載土壤之垂直向勁度與土壤極限承载力等。因直接基礎一般僅適用於土壤極限承载力很高之堅實土層，故本節先在土壤受力不會達其極限承载力的假設下，以圖一之數值分析模型分別針對基礎尺寸與土壤彈性勁度進行參數分析，探討不同基礎寬幅和土壤勁度對直接基礎搖擺行為的影響，以及其和橋柱受震下位移需求與強度需求的關係。最後再變化土壤基礎承载力安全係數，探討土壤極限承载力對柱頂位移、柱底彎矩轉角，以及基礎下土壤永久沉陷量的影響。分析形式包括設計地震作用下之非線性歷時分析與位移控制之靜態非線性反覆載重分析。非線性歷時分析採用之歷時為符合南投埔里設計地震反應譜之人造地震。靜態非線性反覆載重分析之最大側移率為 6%，對應於柱頂側向位移為 21.6 cm。



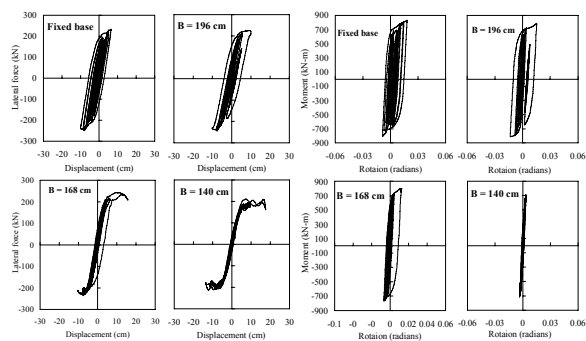
(a) 主筋

(b) 圍束區混凝土

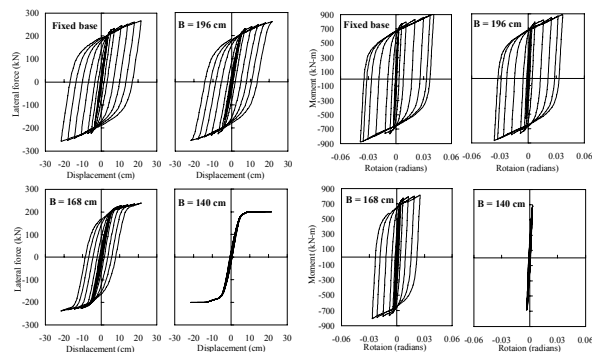
圖二 分析模型之材料應力-應變曲線

首先進行基礎尺寸的參數分析，考慮之基礎長度均為 168 cm，而寬度則包括 B =

196 cm、B = 168 cm、B = 140 cm，以及基礎邊界條件為固接等共四種情況，其中基礎邊界條件為固接即等同於基礎寬度為無限大之情況。參數分析結果繪於圖三和圖四，分別代表設計地震作用下與反覆載重作用下基礎尺寸之影響。其中(a)圖為側力-位移圖；(b)圖為柱底彎矩-轉角圖。如圖(a)所示，隨著基礎尺寸的減小，基礎搖擺現象越明顯，柱頂殘留位移縮小，橋柱所受側力也降低，但柱頂之動態位移會增加。另由圖(b)之柱底彎矩-轉角圖可發現，隨著基礎尺寸的減小，也就是搖擺現象越明顯，柱底轉角越小，塑鉸變形也越輕微。以基礎尺寸為 B = 140 cm 之情況為例，在反覆位移作用下，儘管柱頂位移已達側移率為 6% (21.6cm)，圖四(b)顯示之柱底彎矩變形仍幾乎維持於彈性範圍內，而此時對於不允許基礎抬升之基礎固接情況 (Fixed base) 而言，其柱底之塑性變形已相對明顯。由此可證實搖擺機制對於降低柱底非彈性變形之貢獻。



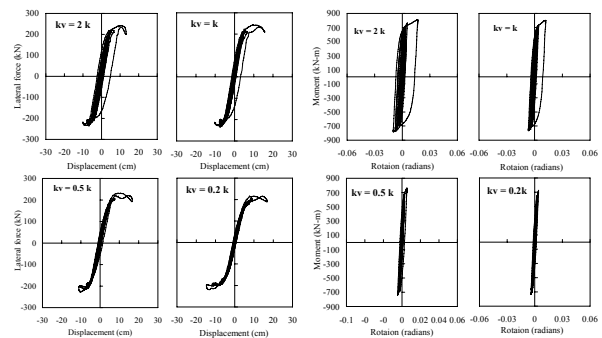
(a) 側力-位移圖 (b) 柱底彎矩-轉角圖
圖三 設計地震下基礎尺寸的影響



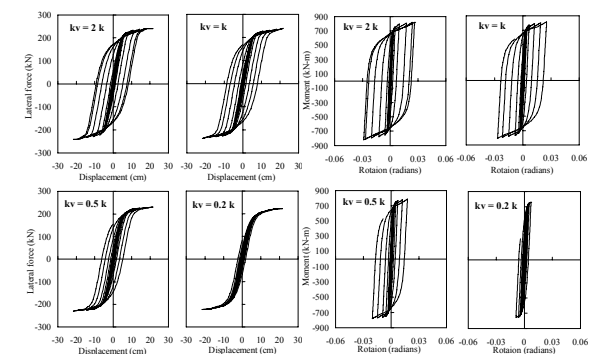
(a) 側力-位移圖 (b) 柱底彎矩-轉角圖
圖四 反覆載重作用下基礎尺寸的影響

接著進行土壤彈簧勁度之參數分析，

以單位面積受壓勁度約為 $k = 3.54 \times 10^6$ kN/m³ 為基準，分別變化土壤勁度為該基準值之兩倍 ($k_v = 2k$)、0.5 倍 ($k_v = 0.5k$) 與 0.2 倍 ($k_v = 0.2k$) 進行分析。分析形式亦包括設計地震作用下之非線性歷時分析與位移控制之靜態非線性反覆載重分析，分析結果分別繪於圖五與圖六。同樣地，圖(a)為側力-位移圖；圖(b)為柱底彎矩-轉角圖。圖五與圖六所示之參數分析結果顯示勁度較低之土壤會產生較明顯的搖擺行為，而搖擺行為所具之隔震效果與自復位能力，可使橋柱塑鉸區破壞程度、橋柱殘餘變位，以及橋柱承受之基底剪力降低，但同時，振動過程中產生之柱頂位移量則會增大。



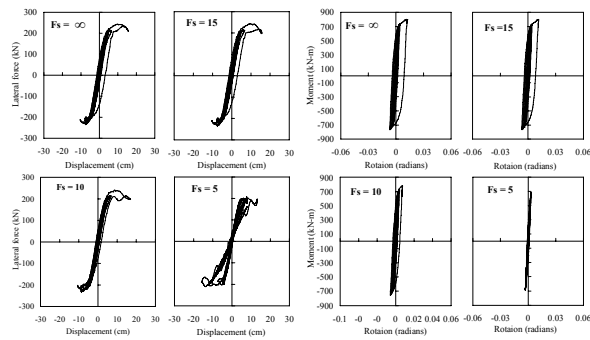
(a) 側力-位移圖 (b) 柱底彎矩-轉角圖
圖五 設計地震下土壤彈簧勁度的影響



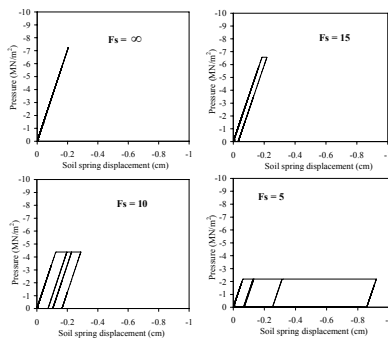
(a) 側力-位移圖 (b) 柱底彎矩-轉角圖
圖六 反覆載重作用下土壤彈簧勁度的影響

接著探討土壤極限承载力之影響，首先定義土壤承载力安全係數 $F_S = q_y/q$ ，其中 q 為垂直力作用下基礎底土壤所承載之應力； q_y 為土壤降伏應力。對於完全彈塑性土壤，土壤降伏應力等同於土壤極限承载力。故土壤承载力安全係數 F_S 越大代表基礎土壤極限承载力越高，而 $F_S = \infty$ 代

表土壤降伏應力 q_y 為無限大，即土壤不會進入塑性。變化土壤承载力安全係數 F_S 為 ∞ 、15、10 和 5 進行分析，圖七和圖八分別為設計地震作用下之非線性歷時分析結果與位移控制之靜態非線性反覆載重分析結果。其中圖(a)為側力-位移圖；圖(b)為柱底彎矩-轉角圖；圖(c)為基礎底最外側土壤之受壓應力與垂直向位移關係圖。



(a) 側力-位移圖 (b) 柱底彎矩-轉角圖



(c) 土壤之受壓應力-位移圖

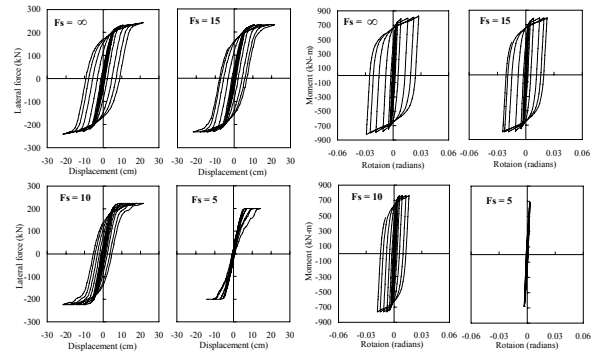
圖七 設計地震下土壤承载力安全係數的影響

如圖七所示，在設計地震作用下，由於土壤之塑性化可消散部分地震能量，所以隨著承载力安全係數 F_S 之降低，圖(b)之彎矩-轉角圖顯示之柱底非線性變形量也會降低。例如當 $F_S = 5$ 時，柱底之彎矩-轉角曲線幾乎維持直線，即橋柱並未進入塑性變形。不過隨著土壤進入塑性，(a)圖所示之柱頂動態位移量會些微增加，(c)圖所示之土壤永久沉陷量也會迅速提高。例如 $F_S = 5$ 時，土壤永久沉陷量可接近 1cm。另一方面，在位移控制之反覆載重作用下，圖八顯示類似之結果，惟當 $F_S = 5$ 時，分析並無法達到側移率為 6%，即柱頂側向位移為 21.6 cm 之情況。因為在柱頂位移到達 21.6 cm 之前，基礎土壤承载力分布已是極限承載應力之均勻分布，並無法再承受

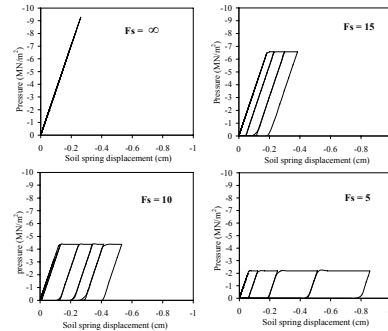
額外彎矩。

四、結論

本研究藉由可同時考量直接基礎抬升、橋柱非線性變形與基礎下土壤非線性變形的橋柱-基礎-土壤互制數值分析模型，進行直接基礎橋柱搖擺行為之參數分析。研究結果證實基礎搖擺機制之隔震效益，而減少基礎尺寸或土壤勁度均可使搖擺現象趨於明顯，進而使得柱底的塑鉸破壞程度與殘餘變形降低，但振動過程中柱頂之位移量會較搖擺模態受束制之固接基礎橋柱大。另一方面，若允許土壤進入非線性，土壤之塑性化亦可協助消散能量，惟同時亦會引致土壤之永久沉陷。



(a) 側力-位移圖 (b) 柱底彎矩-轉角圖



(c) 土壤之受壓應力-位移圖

圖八 反覆載重下土壤承载力安全係數的影響

參考文獻

1. 日本道路協會，道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，2002。
2. AASHTO. Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design, 2009

中間樓層隔震建築之耐震行為分析與試驗研究(I)

張國鎮¹ 黃震興² 汪向榮³

摘要

近年來隔震技術發展逐漸成熟，因應經濟與施工條件、建物特性、都市人口集中以及土地取得不易等因素，除了基礎隔震建築物的蓬勃發展外，中間樓層隔震建築物之實務案例亦與日俱增。所謂中間樓層隔震建築物即是將隔震層設置於基礎以上之樓層，國內最常見之中間層隔震設計是將隔震層設置於一樓頂。本研究利用一簡化三自由度結構模型模擬中間樓層隔震建築物，以等效線性系統模擬隔震系統之遲滯行為，針對此簡化三自由度結構模型之動力特性以及耐震行為進行深入探討。另外，由於中間樓層隔震建築物存在一下部結構，因此高模態耦合會造成隔震層之加速度反應急遽放大，本研究提出一簡易分析方法防止中間樓層隔震設計發生高模態耦合的問題，如此可避免下部與上部結構因不當設計造成高模態耦合的情況發生。同時，本研究針對基礎隔震與中間層隔震結構模型進行振動台試驗研究，比較兩者在動力反應上之異同。藉由數值分析與試驗研究結果，探討目前耐震設計規範中適用於基礎隔震設計之等效線性靜力分析程序，應用於中間樓層隔震設計之諸多不合宜處。

關鍵詞：中間樓層隔震、高模態、模態耦合、等效線性系統、等效靜力分析

一、前言

由於隔震結構於1994年美國加州北嶺地震與1995年日本阪神地震中的良好表現直接驗證了隔震技術之可靠性，隔震設計於結構耐震上的應用已被工程界接受為一有效的結構防震方法。國內自1999年發生921集集大地震後，亦迅速發展隔震技術應用於修補或新建結構物（Chang et al., 2009），其中，不同於傳統基礎隔震設計方法，將隔震層設置於一樓頂之中間樓層隔震設計應用亦日益廣泛，其目的為滿足建築特殊考量與功能需求，再者，其在都會區之施工較為便捷，不需因採用傳統基礎隔震設計而造成繁瑣之基礎施工。

目前耐震設計規範主要仍著重於基礎隔震設計之分析方法，現有的中間樓層隔震設計應用案例仍因循目前規範中的等效靜力分析程序，假設隔震層下方之下部結構具有足夠之勁度，忽略其對於隔震層上

方結構隔震效益之影響，然而，此假設仍需進一步研究與探討。因此，本研究將深入探討中間樓層隔震建築之動力特性與耐震行為，並針對高阻尼橡膠支承墊（High Damping Rubber Bearing, HDRB）應用於基礎隔震與中間層隔震之結構模型進行振動台試驗研究，比較兩者在耐震行為上之異同。最後，藉由數值分析與試驗研究結果，探討目前耐震設計規範中適用於基礎隔震設計之等效線性靜力分析程序，應用於中間樓層隔震設計之諸多不合宜處。

二、等效線性分析

假設結構分析模型中除了隔震系統外之所有結構元件均保持彈性行為，隔震系統之遲滯迴圈行為以一等效線性系統模擬，即隔震系統之力學行為可以等效勁度與等效阻尼比表示。

¹ 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

² 國立台灣科技大學營建工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

(1) 模擬中間樓層隔震建築之簡化三自由度結構模型

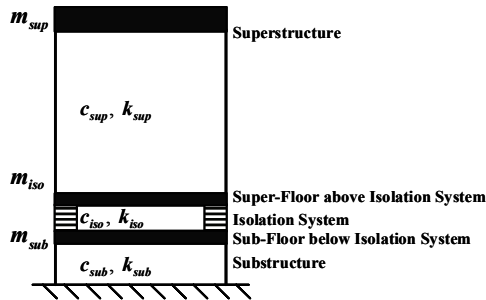
參考 Kelly 模擬基礎隔震建築之簡化二自由度結構模型，本研究利用簡化三自由度結構模型模擬中間樓層隔震建築，三個自由度之堆疊質量分別代表中間樓層隔震建築物之上部結構、隔震層以及下部結構，如圖一所示。本研究有興趣之質量比與頻率（Nominal Frequency）定義如下：

$$r_{sub} = m_{sub} / m_{iso}, \quad r_{sup} = m_{sup} / m_{iso} \quad (1)$$

$$\omega_{sub} = \sqrt{k_{sub} / m_{sub}}, \quad \omega_{iso} = \sqrt{k_{iso} / (m_{iso} + m_{sup})}, \quad (2)$$

$$\omega_{sup} = \sqrt{k_{sup} / m_{sup}}$$

其中， m_{sub} 、 m_{iso} 與 m_{sup} 為下部結構、隔震層與上部結構質量； k_{sub} 與 k_{sup} 為下部與上部結構彈性勁度； k_{iso} 為隔震層等效勁度。阻尼比 ζ_{sub} 、 ζ_{iso} 與 ζ_{sup} 可以上述之質量比與頻率表示，其中， ζ_{sub} 與 ζ_{sup} 為下部與上部結構阻尼比； ζ_{iso} 為隔震系統等效阻尼比。因此，簡化三自由度結構模型之運動方程式可以一較為廣義的型式表示。



圖一 簡化三自由度結構模型

若 k_{sub} 與 k_{sup} 遠大於 k_{iso} ，則中間樓層隔震結構之基本振態頻率 ω_1 會趨近於 ω_{iso} ，且基本振態頻率值會與其他高模態頻率值有明顯區隔。在定義 $\varepsilon_1 = \omega_{iso}^2 / \omega_{sub}^2$ 以及 $\varepsilon_2 = \omega_{iso}^2 / \omega_{sup}^2$ ，且假設 ε_1 與 ε_2 之值小於 10^{-1} ，第一模態振形可以 ω_{iso} 代入 ω_1 估計，同時，根據古典阻尼（Classical Damping）之假設，第一模態阻尼比 ζ_1 可推估得

$$\zeta_1 \approx \frac{\zeta_{iso}}{\left(1 + \frac{2(1+r_{sup})}{r_{sub}} \left(\frac{\omega_{iso}}{\omega_{sub}}\right)^2 + \frac{2r_{sup}}{1+r_{sup}} \left(\frac{\omega_{iso}}{\omega_{sup}}\right)^2\right)} \quad (3)$$

且第一模態參與質量比 L_1 可推估得

$$L_1 \approx \frac{r_{sub} + 2(r_{sub} + r_{sup} + 1) \left(\frac{\omega_{iso}}{\omega_{sub}}\right)^2 + \frac{2r_{sub}r_{sup}}{1+r_{sup}} \left(\frac{\omega_{iso}}{\omega_{sup}}\right)^2}{(1+r_{sub}+r_{sup}) \left(\frac{r_{sub}}{1+r_{sup}} + 2 \left(\frac{\omega_{iso}}{\omega_{sub}}\right)^2 + \frac{2r_{sub}r_{sup}}{(1+r_{sup})^2} \left(\frac{\omega_{iso}}{\omega_{sup}}\right)^2\right)} \quad (4)$$

由上二式可發現下部與上部結構質量與勁度會嚴重影響 ζ_1 與 L_1 值，若 k_{sub} 與 k_{sup} 遠大於 k_{iso} （即 $\omega_{iso} / \omega_{sub}$ 與 $\omega_{iso} / \omega_{sup}$ 值極小），且 m_{sup} 遠大於 m_{sub} （即 $r_{sup} > r_{sub}$ ），則可合理假設中間樓層隔震結構第一模態為隔震模態，且其等效阻尼比可以 ζ_1 估計。

(2) 高模態耦合

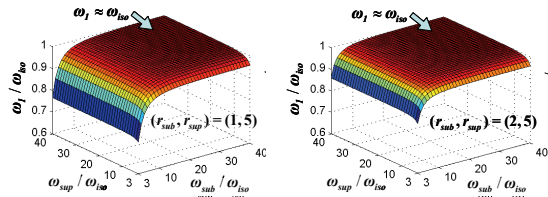
為了探討在簡化三自由度結構模型中發生高模態耦合現象（Koh and Kobayashi, 2004）之條件（即第二模態頻率趨近於第三模態頻率， $\omega_2 \approx \omega_3$ ），假設 ω_1 趨近於 ω_{iso} 進行分析，可發現 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 、 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 、 r_{sub} 與 r_{sup} 之設計若滿足以下條件則會發生高模態耦合現象。

$$(\omega_{sub} / \omega_{iso}) = (\omega_{sup} / \omega_{iso}) \sqrt{1+r_{sup}} \quad \text{or} \quad \omega_{sub} = \omega_{sup} \sqrt{1+r_{sup}} \quad (5)$$

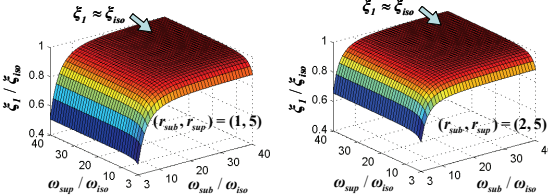
上式為 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 之線性方程式，不須繁瑣的計算流程。另外，可發現高模態耦合發生之條件與 ω_{iso} 並無相關。

三、參數分析

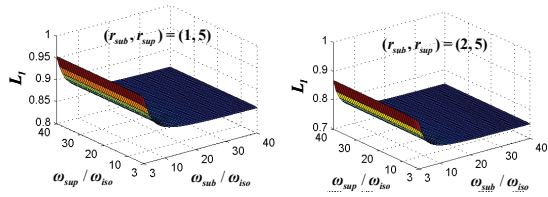
假設 $\zeta_{sub} = \zeta_{iso} = 5\%$ ， $\zeta_{sup} = 20\%$ ， $\omega_{iso} = \pi$ ，考慮不同質量比條件下針對簡化三自由度結構模型進行一系列之參數分析。 ω_1 與 ω_{iso} 在對應不同 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 條件下之比較如圖二所示，可發現若 ω_{sub} 與 ω_{sup} 遠大於 ω_{iso} 之條件下， $\omega_1 \approx \omega_{iso}$ 之假設成立，且 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 的變化對於 ω_1 的影響較 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 甚鉅。 ζ_1 在對應不同 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 條件下之比較如圖三所示，可發現 ζ_1 的變化與 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 及 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 的變化呈正比關係，且 ζ_1 隨 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 之遞增而趨近於 ζ_{iso} ，此外， $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 的變化對於 ζ_1 的影響較 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 甚鉅。 L_1 在對應不同 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 條件下之比較如圖四所示，可發現 L_1 隨 r_{sub} 與 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 之遞增而減少，且 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 的變化對於 ζ_1 的影響較 $\omega_{sup} / \omega_{iso}$ 甚鉅，此外， L_1 隨 $\omega_{sub} / \omega_{iso}$ 之遞增而趨近於一定值。



圖二 ω_1 在不同 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup}/\omega_{iso}$ 之比較

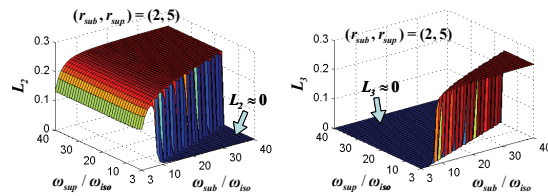


圖三 ζ_1 在不同 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup}/\omega_{iso}$ 之比較



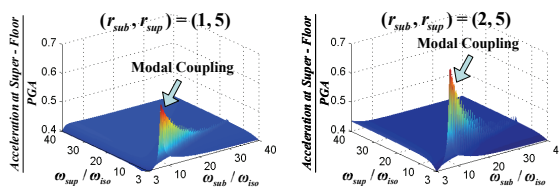
圖四 L_1 在不同 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup}/\omega_{iso}$ 之比較

由圖五中觀察得知若第二模態為有效高模態的情況下，則第三模態參與質量比 L_3 幾乎為零，且第二模態頻率會趨近於 ω_{sub} （即 $\omega_2 \approx \omega_{sub}$ ），反之亦然；此外，高模態參與質量比隨 r_{sub} 與 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 之遞增而增加。高模態耦合現象則發生於第二與第三模態為有效高模態之交界處，如式(5)所示。



圖五 高模態參與質量比在不同 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup}/\omega_{iso}$ 之比較

由反應譜分析結果發現，下部結構慣性力反應主要為高模態反應，而非第一模態反應，因此，在設計時須適度考慮高模態反應的參與；隔震層及其上部結構慣性力反應仍為第一模態反應，然而，須注意高模態耦合造成隔震層加速度反應非預期之急遽放大，如圖六所示。



圖六 隔震層加速度反應比較

四、振動台試驗與數值分析

三組隔震結構試驗模型，試體 A、B 與 C，如圖七所示，具有相同之上部結構設計，且隔震系統分別設置於上部結構底部、一層樓下部結構頂部以及二層樓下部結構頂部，試體 A 即為傳統基礎隔震結構，試體 B 與 C 則為中間樓層隔震結構。上部結構之四層樓版由下至上分別定義為 SUP-1、SUP-2、SUP-3 與 ROOF，試體 B 下部結構樓版定義為 SUB-1，試體 C 下部結構二層樓版由上至下分別定義為 SUB-1 與 SUB-2。隔震系統由四組高阻尼橡膠支承墊所組成，選取三組地震歷時分別為 921TCU047、I-ELC270 與 KJM000 以不同最大地表加速度（Peak Ground Acceleration，PGA）等級進行單向振動台試驗研究。



圖七 試驗試體 A、B 與 C 安裝照片

利用信息矩陣之系統實現理論（System Realization Using Information Matrix, SRIM）識別三組試體之模態特性，如表一所示，可發現對於中間樓層隔震結構而言，第一模態參與質量比會隨著 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 之遞增而增加（不同質量比的條件下）；此外，相較於基礎隔震結構，中間樓層隔震結構具有較大之高模態參與質量比以及較小之第一模態阻尼比，尤其隔震系統在愈高樓層的條件下愈益明顯。

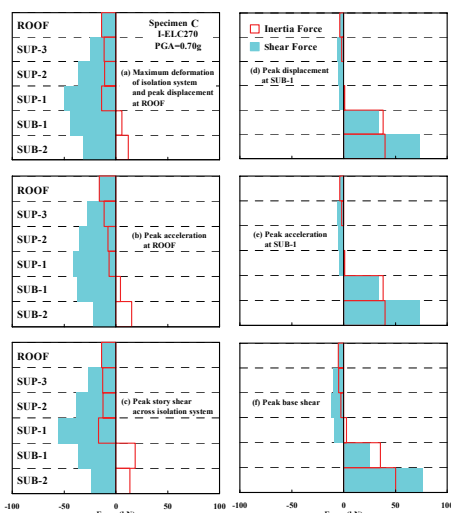
表一 三組試體在 921TCU047（PGA=1.19g）下之識別模態特性

Test Specimen		A	B	C
Modal	1 st mode	0.71	0.82	0.90
	2 nd mode	0.11	0.11	0.22
	3 rd mode	-	0.09	0.13
	4 th mode	-	-	0.04
Participation Mass Ratio (%)	1 st mode	99.88	77.16	67.63
	2 nd mode	0.01	2.41	14.96
	3 rd mode	-	19.51	2.73
	4 th mode	-	-	8.52

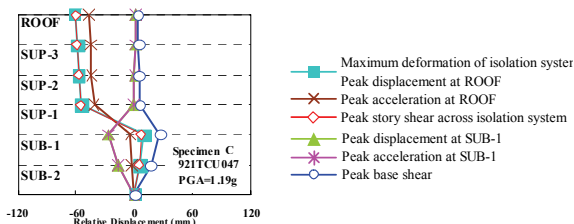
Modal Damping Ratio (%)	1 st mode	17.92	16.70	13.74
	2 nd mode	2.54	2.24	8.07
	3 rd mode	-	7.00	3.33
	4 th mode	-	-	3.40

由試驗結果可發現，中間樓層隔震設計仍可發揮良好之隔震效益，傳遞至上部結構的加速度反應能夠有效降低，但須避免高模態耦合之不良設計。當隔震系統在愈高樓層時，隔震層之變形亦隨之增加，其原因為第一模態阻尼比會隨下部結構柔度增加而遞減，且高模態效應會導致上部與下部結構位移反應產生明顯之相位差。

試體 C 在不同試驗地震歷時下各樓層於不同時間之側向地震力與位移分佈如圖八與圖九所示。由圖八可發現當隔震層及其上部結構產生最大受震反應時，上部與下部結構之慣性力反應存在一近乎 180 度相位差，另外，當下部結構產生最大受震反應時，上部結構之慣性力反應相較於下部結構微乎其微，其亦存在一大於 90 度相位差。由圖九可發現當隔震層產生最大變形或承受最大剪力反應時，上部與下部結構之位移反應存在一大於 90 度相位差。



圖八 試體 C 在 I-ELC270 (PGA=0.70g) 下各樓層不同時間側向地震力與層剪力分佈



圖九 試體 C 在 921TCU047 (PGA=1.19g) 下各樓層不同時間側向位移分佈

五、結論與展望

1. 下部結構對於中間樓層隔震結構動力特性的影響較上部結構為大。
2. 對於中間樓層隔震結構而言，隔震層及其上部結構慣性力反應仍為第一模態反應，然而，下部結構慣性力反應則主要為高模態反應，因此，在設計時須審慎考慮高模態反應的參與。
3. 高模態耦合會造成中間樓層隔震結構隔震層加速度反應之急遽放大現象。
4. 中間樓層隔震結構可視為一具有軟層（隔震層）之立面不規則結構，因此，須考慮較嚴格之設計條件。
5. 對於中間樓層隔震結構而言，高模態反應的參與不容忽視，因此，建議以多模態反應譜分析方法取代等效靜力分析程序進行中間樓層隔震結構之初步設計 (Ramirez et al., 2000)。

參考文獻

1. Chang K.C., Hwang J.S. and Wang S.J. (2009), "Applications of Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems to Buildings in Taiwan", Proceedings of the JSSI 15th Anniversary International Symposium on Seismic Response Controlled Buildings for Sustainable Society, Tokyo, Japan.
2. Kelly J.M. (1990), "Base Isolation: Linear Theory and Design", Earthquake Spectra. 6(2), 223-244.
3. Koh T. and Kobayashi M. (2004), "Analytical Study of Modal Coupling Effect on Mid-story Isolation System by Eigen Value Analysis and Random Vibration Analysis", Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan.
4. Ramirez O.M., Constantinou M.C., Kircher C.A., Whittaker A.S., Johnson M.W. and Gomez J.D. (2000), "Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems", Report No. NCEER-00-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.

醫療設備耐震性能試驗研究

柴駿甫¹ 林凡茹²

摘要

大型醫院的醫療設備數量龐大且構造形式繁雜，固定方式各異，故簡易評估與簡易耐震設計方法必須兼具效率與準確性。本計畫與南部某大型醫院合作，依據大型醫院重要醫療空間之醫療設備種類與錨定形式調查結果，進行醫療設備物模擬試體振動台試驗，初步探討醫療設備物耐震行為，並驗證重要醫療設備耐震能力簡易評估與耐震固定措施簡易設計方法合理性，以協助工程師與醫院決策者進行醫療設備之長期耐震修復補強計畫。

關鍵詞：醫療設備振動台試驗、醫療設備簡易評估

一、前言

大地震後災區交通設施經常損毀中斷，故醫院重要醫療設備與藥品補給至少在 72 小時內必須自給自足，然而由九二一地震與阪神大地震經驗可知，震後藥品櫥櫃翻覆以及放射性儀器故障等重要醫療設備破壞情形相當嚴重，而無法因應大量災民之緊急醫療需求。

目前國內衛生署雖已完成署立醫院建築結構及機電設備之初步耐震評估，但未針對重要醫療設備進行耐震能力評估，主要困難點乃因大型醫院之醫療設備種類與構造形式繁雜且固定方式各異。本研究計畫期間，調查南部某大型醫院(以下簡稱甲醫院)重要醫療空間之醫療設備，包括設備重量、錨定位置與方式，並進行醫療設備模擬試體振動台試驗，以驗證簡易評估表之準確性。而本研究提出之醫療設備物耐震固定措施簡易設計表，為針對固定式醫療設備快速設計其錨定螺栓或水平擋板尺寸，供施工單位參考。

二、重要醫療設備物調查與篩選

本研究依據 SB1953 等參考文獻與院方意見，選出甲醫院重要醫療空間，其中可供現場調查的九個處室包括：急診室、

藥局、放射線診斷部、核子醫學部、手術室、麻醉部、血液透析室、正子造影中心及放射腫瘤部等九個單位。以放射線診斷部為例，依據問卷調查結果與本研究設計之簡易評估表，放射線診斷部須進行耐震評估與固定繫件設計之醫療設備物如表一所示，表中的判斷結果為須耐震檢核者或是反應為傾倒、滑動者，均建議進一步做耐震固定設計。本研究將依據其簡易評估結果，挑選耐震性較堪慮之設備物進行振動台實驗，以驗證簡易評估表與耐震措施之適用性。

表一 放射線診斷部簡易評估結果

設備系統		放射線診斷部			
設備基本資料		填寫說明			
設備編號		01	02	03	04
設備名稱	請直接填寫可辨識的設備名稱或型號	X光攝影機	電腦斷層掃描機	核磁共振掃描機	大型PACS系統
設備種類(代號)	請參見表1填入代號	25	22	22	25
設備所在樓層(F)	B1F~B3F請填1~3，RF請填RF	1	1	1	1
設備設置位置(代號)	請參見表3填入代號	2	1	1	1
固定設置位置(代號)	請參見表3填入代號	2	1	1	4
設備固定方法(代號)	請參見表2填入代號	1	0	0	9
支承點數量(個)	如設備物有四個滾輪，則填寫4				4
設備重量	非管線系統(kgf)	720	1137	4460	X
設備尺寸(m)	若為管線系統，則可不用填				
1.長(較長邊)		3.08	2.31	1.88	0.95
2.寬(較短邊)		1.11	0.79	1.67	0.61
3.高(包含內容物)		2.9	1.78	2.4	1.91
設備最高點距離地板面高度(包含內容物)(m)		2.9	1.78	3	1.91
是否倚靠牆放置(Y或N)		N	N	N	N
是否與其他設備物或病患相接觸(Y或N或U)	若未與其他設備物連接，則填寫U，請勿空白	Y	Y	Y	Y
判斷結果	N代表不需耐震檢核，Y代表須做耐震檢核	Y	Y	Y	Y
	設備物若置於地板且無固定之反應	擺動	擺動	擺動	傾倒

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

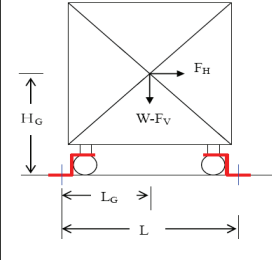
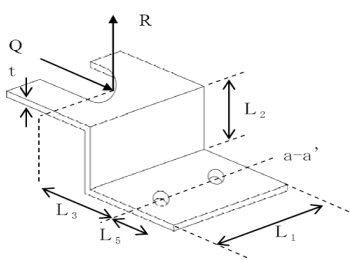
三、醫療設備耐震設計

為節省大量非結構構件耐震設計的時間成本，本研究參考文獻【1】與 ACI 318-02 附錄 D【2】，擬定簡化錨定初步設計表(表二)。當評估人員完成簡易評估表，並同步得知其非結構耐震需求後，Excel 軟體會自

表二 醫療設備物簡化錨定設計表

設備系統	醫療設備物	填寫說明	03	05	06
設備基本資料					
設備編號					
設備名稱	請直接填寫可辨識的設備名稱或型號	抗腫瘤藥物安全操作箱(直流式)	冷藏藥品櫃	高壓氧治療艙	
判斷結果	N代表不需耐震檢核，Y代表須做耐震檢核	Y	Y	Y	
固定構件總設計水平地震力(kgf)		166.32	216.00	1526.07	
固定構件總設計垂直地震力(kgf)		83.16	108.00	763.03	
固定構件總數量 (個)		3	4	4	
短向固定構件數量 (個)		1	2	2	
每個固定構件之螺栓數量 (個)		2	2	4	
同一個固定構件中的螺栓間距 (in)	若每個固定構件之螺栓數量為一個，則不用填寫	5	2	2	
螺栓尺寸	請填入公制規格，如M8、M10，小於M8規格請直接填直徑(mm)	M8	M8	M10	
螺栓埋入深度 (in)		1	1	1	
螺栓固定於混凝土或隔間牆	混凝土請填 1，隔間牆請填 2	1	1	1	
結構體混凝土強度 f_c' (psi)		3000	3000	2000	
隔間牆強度 (kg/cm ²)					
$(V/V_u)^2 + (N/N_u)^2 \leq 1.0$		0.40	0.39	0.64	
固定構件強度足夠與否		OK	OK	OK	
每個固定構件剪力 V_u (kgf)		55.44	54	381.5174312	
每個固定構件拉力 T_u (kgf)		139.7663235	138.375	355.3167661	
每個固定構件正向力 N_u (kgf)		523.6905882	231.4675325	852.8416514	

表三 Z 型擋板示意圖與設計表

設備系統	醫療設備物	填寫說明	03	05	06
設備基本資料					
設備編號					
設備名稱	請直接填寫可辨識的設備名稱或型號	抗腫瘤藥物安全操作箱(直流式)	冷藏藥品櫃	高壓氧治療艙	
Z型腳板寬度(L1)	(cm)	130	125	16	
Z型腳板高度(L2)	(cm)	12	15	16	
腳板螺栓位置(L3)	(cm)	7	6	16	
螺栓間距(L4)	(cm)	2.5	4	8	
腳板螺栓位置(L31)	(cm)			11	
螺栓間距(L41)	(cm)			13	
設備重心高度(hG)	(cm)	350	106	87	
重心與固定點的水平間距(LG)	(cm)	38	38	40	
固定點間距(L)	(cm)	76.5	77	80	
Z型腳板厚度(cm)		0.15	0.19	1.41	
Z型腳板錨定螺栓拉力(kgf/支)		265.56	230.63	203.04	
Z型腳板錨定螺栓剪力(kgf/支)		27.72	36.00	95.38	
$(V/V_u)^2 + (N/N_u)^2 \leq 1.0$		1.01	0.41	0.64	
固定構件強度足夠與否		OK	OK	OK	
判斷式1: $V_u \leq 0.2 \phi V_n$, $\phi N_u \geq N_u$					
判斷式2: $V_u \leq 0.2 \phi V_n$, $\phi V_n \geq V_u$					
判斷式3: $(V_u / \phi V_n)^2 + (N_u / \phi N_n)^2 \leq 1.0$					
設計結論		板厚0.5cm,M10錨定5cm深	板厚0.5cm,M8錨定5cm深	板厚1.5cm,M8錨定5cm深	

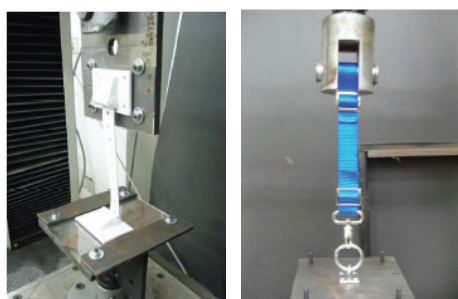
動計算出單一固定繫件所承受的水平地震力與垂直地震力，計算出非結構物之支承點反力值後，即可進行固定繫件強度設計，本研究為以固定於混凝土結構體之膨脹螺栓做為固定繫件之錨定。評估人員可調整每個支承點的螺栓數量、尺寸、埋入深度等參數，使固定繫件滿足耐震需求。表二為假設醫療設備物外殼有預留螺栓孔位，可直接固定於樓板，填寫非結構耐震評估與簡易錨定設計表後所得之結果。然而誠如前文所述，絕大部分醫療設備物並無預留孔位，應採取非破壞固定方法，故本研究亦提供額外加設的耐震措施 L 型、Z 字擋板等設計表，如表三所示。

四、醫療設備與耐震固定措施試驗

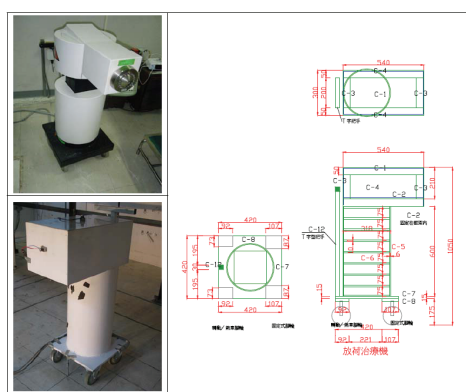
各重要醫療空間經由簡易評估表篩選後，挑選出三大類醫療設備物進行振動台測試，包括固定式設備物(抗腫瘤直流式操作箱)、滾輪移動式醫療設備物(台車、冷藏式藥品櫃、大量輸液機、放荷治療機、高壓氧治療艙、洗腎機)與桌上型設備物(加碼計測儀)，並依據其日常移動頻率高低，給予煞車、束帶式固定繫件、水平擋板等耐震固定措施。固定措施以簡化錨定表、Z 型擋板設計表進行設計，並藉由拉力測試確認 Thumb Lock、金屬扣件等束帶式固定繫件強度值(圖一)。醫療設備價值昂貴，除台車、電擊器之外，本實驗以方管與鋼板模擬醫療設備物尺寸及其重量，並依據現場調查結果模擬其支承構件(圖二~圖五)。

本實驗輸入波為採用九二一地震嘉義朴子醫院樓板加速度歷時，符合 AC-156 需求反應譜(圖六)，並分中小地震、 S_{DS} 為 0.5、0.8 兩種設計地震等級，同時依據醫療設備物位置，分一樓、三樓兩種樓板加速度輸入。甲醫院為地下二層、地上十二層建築，重要醫療空間位於 B1F 至 3F，故其樓層高度比值約介於 0~1/4 之間。但考量部份署立醫院屬於低矮樓層(大部份為六層樓)，而其重要醫療設備多位於一、二樓等門診空間，故樓高比值採用保守值 1/3。AC-156 之振動台輸入波未計入 I_p 值，故預測實驗結果的簡易評估表耐震需求 I_p 值調

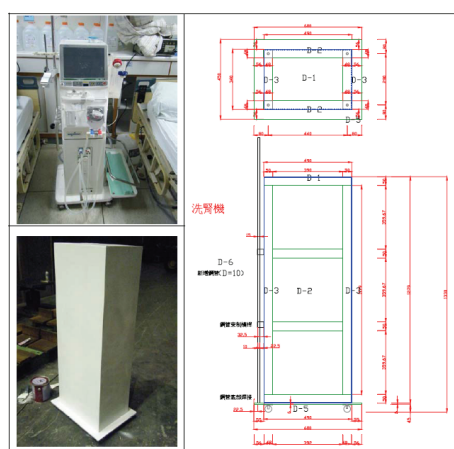
整為 1.0。與實驗結果對照，簡易評估表預測之設備物反應大致相符。



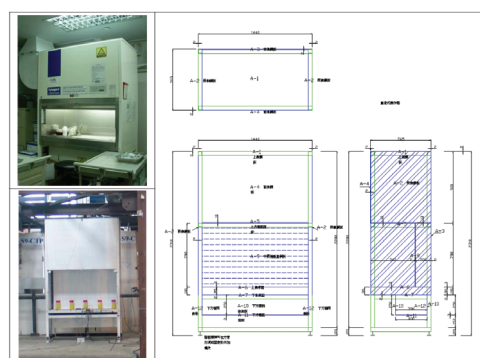
圖一 束帶式固定繫件拉力試驗



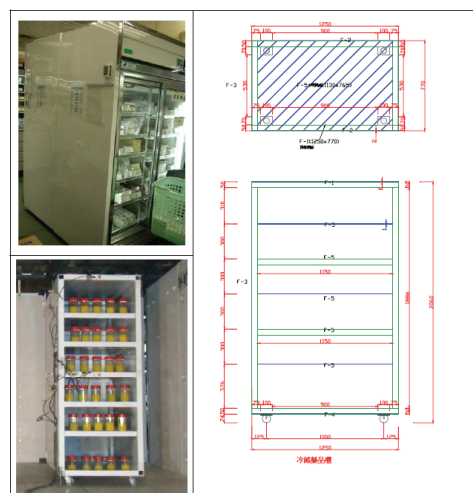
圖二 放荷治療機模擬試體



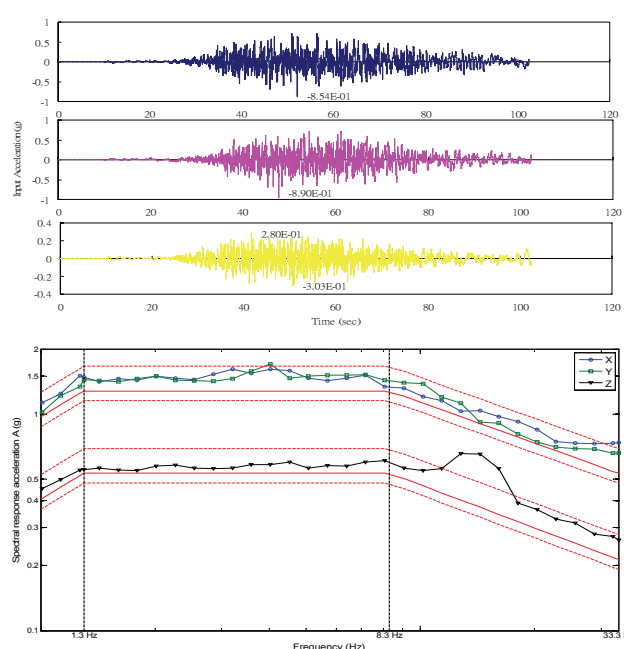
圖三 洗腎機模擬試體



圖四 抗腫瘤藥物安全操作箱模擬試體



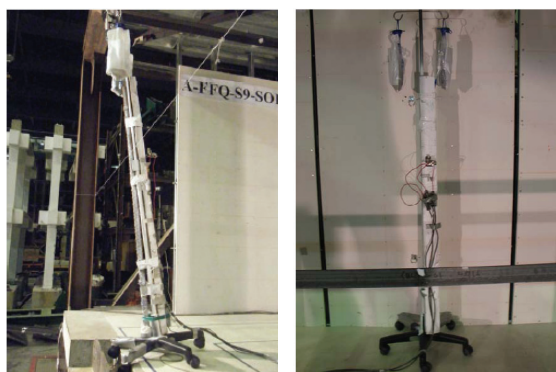
圖五 冷藏式藥品櫃模擬試體



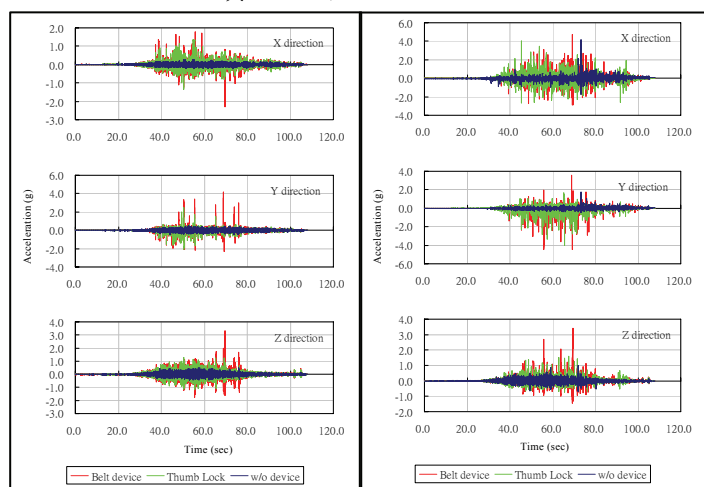
圖六 輸入加速度與 TRS($S_{DS}=0.8 \cdot 1/3$ 樓高)

五、實驗結果初步分析

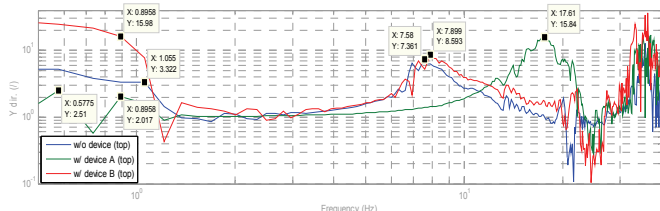
由實驗結果可知，醫療設備物加設固定措施後可有效降低反應位移，避免發生碰撞或翻覆情形，但同時也提升了設備物反應加速度。以洗腎機與大量輸液機為例，其加設 Thumb Lock 或金屬扣件後雖有效限制其大量位移(圖七)，但其反應加速度卻大幅提升(圖八)。此外，如圖九所示，設備加設固定措施後，其自振頻率普遍偏高。為降低固定繫件限位之下的衝擊反應，並避免與醫療設備內部構件發生共振，建議固定繫件採用韌性較佳之材料，或考量增設消能措施(如橡膠墊等)。



圖七 大量輸液機未固定(左)與固定(右)之實驗結果



圖八 洗腎機(左)、大量輸液機(右)反應加速度歷時



圖九 安全操作箱頂部之橫向傳遞函數

六、結論與建議

本研究現場調查急診室、藥局、放射線診斷部、核子醫學部、手術室、麻醉部、血液透析室、正子造影中心及放射腫瘤部等九個單位，依據本研究設計之項目簡易評估表與問卷調查結果挑選出每個單位須進行耐震評估與固定繫件設計之醫療設備物，並挑選出耐震性能堪慮之設備物進行非破壞式初步耐震設計與振動台試驗。調查與試驗結果簡述如下：

1. 固定式醫療設備物其日常移動頻率較低，但地震中仍有可能滑移 (Sliding) 或

擺動 (Rocking)。本研究針對固定設備物與移動式設備物之螺栓固定設計與非破壞固定措施設計 (Z 型擋板) 均編寫入簡化錨定設計表中。以放置於 B1F 之直流式操作箱、1F 冷藏藥品櫃、高壓氧治療艙為例，輸入短向固定構件數量、預設的 Z 型擋板尺寸、螺栓數量與尺寸後，可得初步設計結論，即擋板厚度分別為 0.5cm、0.5cm、1.5cm，以及使用 M8 螺栓錨定。

2. 本實驗模擬桌面已用角鐵加強固定，然而醫院桌子多無固定而易放大樓板振波使桌上設備物滑移。本次實驗中，桌上型醫療設備物周圍加設擋板或 Thumb Lock 等非破壞式固定繫件降低滑移量，醫院可依據設備日常移動頻率選擇固定措施。

3. 滾輪移動式醫療設備物日常移動頻率較高，此類設備物於受震時可能會使其發生搖擺、滑動、傾覆及撞擊等情形，進而造成設備物本身毀損，如本次實驗中的大量輸液機、於九二一地震有震損紀錄之洗腎機等。建議此類設備物應設計能在台車底部設有對角兩輪之煞車鎖固裝置，於停置時應將車輪鎖固，以防止其任意滑動；未使用而置放於牆邊時建議使用易拆卸的 Thumb Lock 或束繩固定於牆邊，降低設備滑移量並防止設備物發生傾倒而毀損。

本實驗結果顯示耐震固定措施的確發揮限位效果，但多於隔間牆板材、固定繫件與設備之間的黏著層發生破壞。若要進一步提升耐震補強設計的經濟效益與安全性，除了針對重要醫療設備物進行數值模擬分析外，應確認醫院使用之隔間牆板材拉拔強度、固定繫件與設備之間黏著力等設計參數值。

參考文獻

1. 姚昭智、林凡茹，《成大醫院新建工程非結構物耐震設計研究》，成功大學附設醫院，台南，2008。
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Detroit, 2002.

重要結構及設備應用研究

醫療設備固定於輕隔間之耐震與分析

王仁佐¹ 陳筱安²

摘要

本計畫為探討台灣醫療設備等吊掛物固定於輕隔間上之力學分析，為了解輕隔間基本力學行為，以及其承載強度與安全性，因而設計許多相關實驗來加以探討。研究進行分成兩大部分，即數值模擬分析和實驗數據驗證，內容包括，為了解輕隔間板材行為所設計的板材彎曲試驗，以及輕隔間牆體安裝醫療設備後於靜力加載以及振動台上的行為，根據實際實驗結果進行模擬驗證。最後利用分析以及實驗結果說明輕隔間板之極限承載能力，並可歸納出輕隔間板於吊掛設備物的安全性以及其變形形態，實驗數據與模擬分析的方法，都提供工程界參考之依據。

關鍵詞：輕隔間、彎曲實驗、ABAQUS、有限元素、振動台

一、前言

本計畫的目的在於探討醫療設備安裝於輕隔間之性能評估。過去對於實心牆表面吊掛衛生設備，是利用一定長度之固定構件安裝至牆內，藉由實體牆與固定構件間之摩擦力與牆體材料不易破壞之穩定性，將物體裝設於固定構件上而吊掛於牆體表面。

近十年來，內牆的構法逐漸改為輕隔間型式取代過去的實心牆隔間，但卻因為輕隔牆為中空隔牆，使得過去在實心牆上吊掛設備的工法無法使用。

對於住宅型的板材使用率矽酸鈣板佔了 55%，加上實地走訪大醫院發現其輕隔間牆所使用板材多半為矽酸鈣板，為三大板材使用率上是最高的，因此本研究將研究重心放在矽酸鈣板上，欲探討矽酸鈣板能承載多大的力量及其破壞模式，實際利用輕隔間構架進行靜力加載以及上震動台做動力實驗得到實驗數據，接著利用工程分析軟體等軟體模擬實驗，並利用分析軟體模擬出的變形與實驗數據做一比較，並在最後做出討論，藉此便可更加了

解輕隔間板的承載能力以及其變形型態，除此之外，也可對輕隔間構架的安全性作一個評估。

二、輕隔間板材彎曲試驗

此章節乃針對具外覆材輕隔間的材料性質進行相關實驗探討。本實驗所用的板類材料對純框架受側向力有指標性的影響，因此採用美國材料與試驗協會的 American Society For Testing and Materials 建議的中點彎曲試驗(Center Point Flexure Test)【1】取得外覆材的彈性模數 E(Elastic Modulus)。

實驗方法使用國家地震中心技術員徐振豪先生所設計的小型結構實驗組如圖一所示，利用小型結構組架設於基座上，並將三角型角鋼條倒置固定以模擬鉸接，再將伸長計固定在參考架調整至試體中心線，並將集中載重施加於跨距中央之全寬上，平均載重速率應為以標準砝碼以次 100g 或 620g 的抗震杯質量塊加載，同時進行資料擷取，務必使每一個試體受到標準化流程以減少配置上的誤差。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣大學土木工程系研究生



圖一 小型結構實驗組

依照虎克定律，試體在彈性範圍內應力應變成正比，利用線性迴歸分析找到斜率，並用簡支梁受集中荷重時的理論撓度公式求得彈性模數 E 值，計算結果呈現於表一。

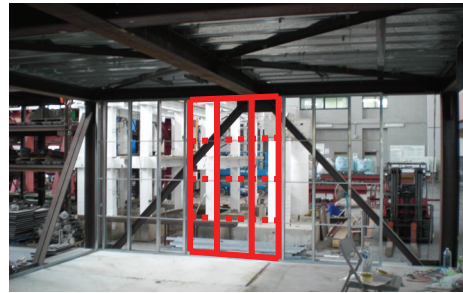
表一 三種外覆板材 E 值

外覆材	Gypsum board	Calcium silicate board	Cement board
$I(\text{mm}^4)$	3037.5	3037.5	3037.5
$L(\text{mm})$	432	432	432
$K(\text{N/mm})$	7.16	10.7	10.4
$E(\text{GPa})$	4.21	5.92	5.73

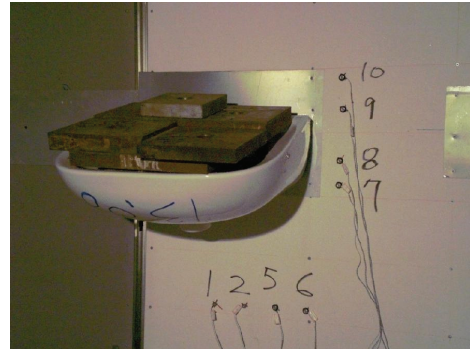
三、輕隔間靜載實驗

靜載實驗為探討輕隔間板在靜載作用下的承載能力，藉由不斷的加載來得到其位移變化以及其承載能力並探討其破壞模式，本研究所使用的位移量測儀器為影像量測，藉由此儀器便可得到觀測點隨力量加載的位移變化。

實驗流程一共可分為兩大部分，第一部分為靜載實驗的前處理，即將 C 型鋼架架設成如圖二的模式，封上酸鈣板後便將鐵板利用螺絲固定於矽酸鈣板上安裝洗手台的位置。第二部份為加載量測，使用位移量測儀器，其觀測點一共有八個，如圖三所編示。

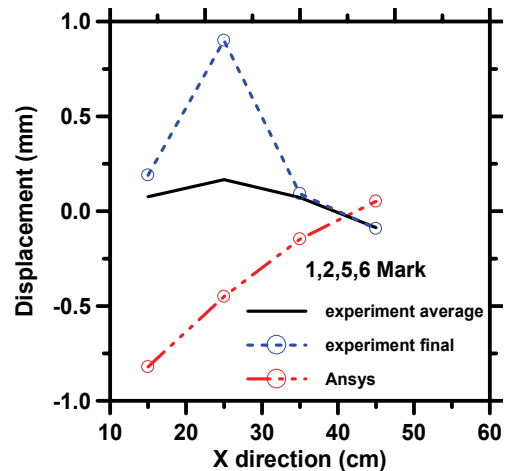


圖二 靜載實驗 C 型鋼架設圖

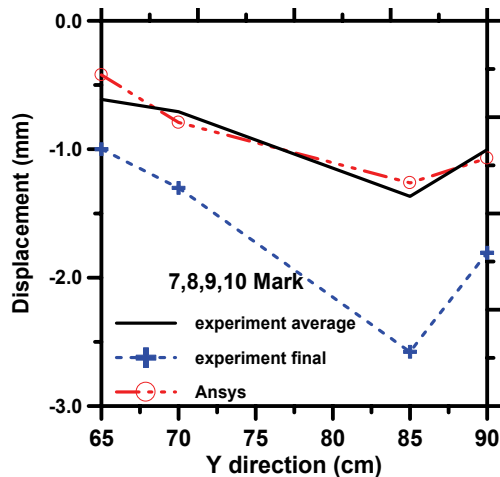


圖三 觀測點配置圖

接著利用 Ansys 工程分析軟體來模擬，靜載實驗中是利用影像量測位移器來長度量測板的變形，且僅取 Z 軸方向的變形來做討論分析，在數值模擬中取與實驗中一樣位置的八個點作比較，圖四為 1,2,5,6 觀測點實驗數據與數值模擬之比較圖，圖中 x 軸為觀測點距離起點之水平位置，而圖五為 7,8,9,10 觀測點的比對圖，圖中 x 軸為觀測點距離起點之垂直位置。



圖四 觀測點之實驗數值模擬比對圖



圖五 觀測點之實驗數值模擬比對圖

四、輕隔間之振動台實驗

本研究計畫以國家地震中心之提供的模型屋置於振動台上(如圖六所示)來進行實驗。主要目的在於希望以振動台試驗的方式，來探討目前國內醫療設施如衛生器具、生監視器以及嬰兒床等設備(如圖七所示)安裝於輕隔間於實際地震作用下耐震性能為何，並了解地震作用上板材以及設備的動力行為。



圖六 模型屋固定於振動台上

此研究為比較兩種不同加勁情況的耐震情形，因此規畫將輕隔間牆灌漿或使用鋼板加勁以探討其動力的行為，所以將所使用的牆體區域區分為灌漿B區與鋼板加勁C區兩區塊來進行實驗，由圖可看出整體模型屋之配置情形，遇到需灌漿的牆體必須兩面封板，並在後方挖洞以利將漿灌入，而鋼板加勁所需鋼板則依所安裝設備不同兒使用不同尺寸的鋼板，在嬰兒床方面因廠商提供手冊指出若要安裝於未灌漿之輕隔間上則使用廠商提供的特殊螺栓

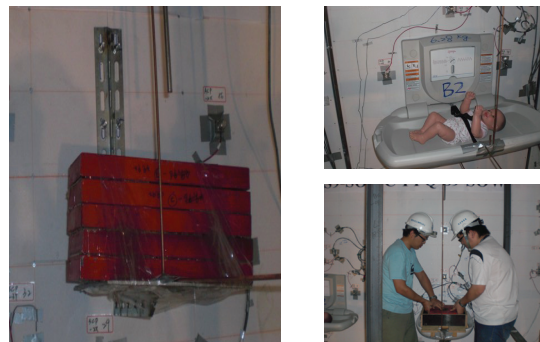
及設備安裝於C鋼上，不須鋼板加勁，此時即完成了隔間上設備安裝。



(a)生理監視器 (b)洗手台 (c)嬰兒床

圖七 模型屋安裝之設備物

本研究除探討設備安裝於輕隔間上承受不同地震力的效應外，另外也考慮另一變數，即在相同地震力下當設備物所加載的重量不一樣，板材能夠承受多大的動力作用，這也是本研究探討的重點之一，因此我們分別使用質量塊放至於設備物上如圖八所示，依序增加重量並改變地震力。

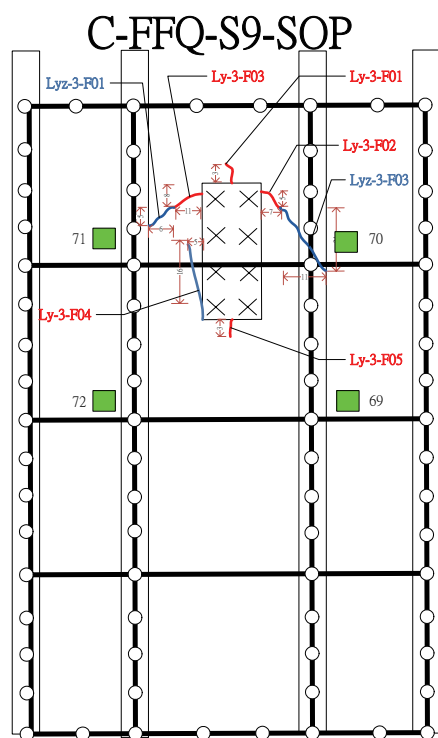


圖八 各設備物加載質量方式

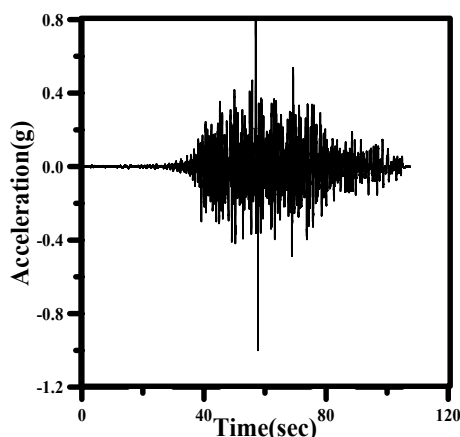
經不斷加載質量塊並加大地震力後得到最後結果為鋼板加勁安裝生理監視器將其加載至 49.96Kg 時，地震力為省立朴子醫院頂樓之Y向設計地震力時有破壞情形(如圖十一所示)，圖九為實際狀況，圖十為裂縫產生示意圖。



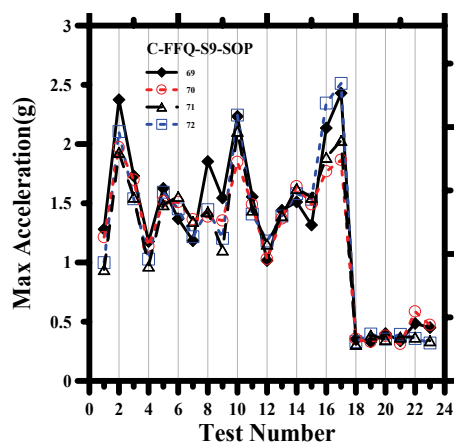
圖九 生理監視器之裂縫產生情況



圖十 生理監視器之裂縫產生情況



圖十一 朴子醫院頂樓之 Y 向設計地震力



圖十二 板 C-FFQ-S9-SOP 上各點最大加速度比較圖

圖十二為擷取黏貼在板材上的加速規(圖十一上編號 69、70、71 與 72)其數據，整理方式為每一地震力作用下所產生的最大加速度之各點比較圖，並針對圖表畫出之曲線與數據趨勢來進行討論。69 的最大加速度值平均大於 72 的點，但 70 與 71 的加速度比較則會發現其最大加速度的值於任何地震力的作用下數據都差不多，原因可能是因為 70 與 71 的加速規因靠近鋼板支撐的因此加強了板材的強度，使 C 鋼在進行實驗時不至於產生不對稱的效應，反到是下方兩個加速規因附近無其他加勁作用，因此反而有左右兩點的加速度不太一致的現象發生。

五、結論與展望

本研究目前已完成輕隔間板材彎曲試驗以及輕隔間安裝衛浴設備之靜載實驗，並利用軟體比對結果，由圖四中可發現此四個觀測點的位移變化非常小，因此對於影像量測儀器的準確度而言有待考量，因沒考慮到螺絲被拉拔出來的效應，螺絲若被拉拔出來，對於位移變化會有很大的影響，除此之外若 C 型鋼架在實驗架設過程中有歪掉，則也會對變形產生很大的影響，由圖四中可發現兩者間的差異非常大，原因如前所說，但圖五的觀測點上的數值模擬位移與實驗數值中的平均值法則較符。而在醫療設備安裝於輕隔間之動力實驗方面除從現場發現一些物理現象外，並從電腦擷取資料的到各板材加速度與位移作一系列的討論，接著後面將繼續使用 ABAQUS 軟體進行相關的分析與實驗結果比對，以其能建立一套地震強度與輕隔間之間的破壞程度關係。

參考文獻

1. American Society For Testing and Materials (ASTM), "Standard Methods of Testing Structural Panels in Flexure," Designation: D3043-95 2000.

設備隔振基座之耐震性能試驗研究

黃震興¹ 汪向榮² 陳閔富³

摘要

建築物性能的定義不僅取決於結構本身的耐震表現，同時也取決於非結構及機電設備的耐震表現，由於結構形式、非結構元件及設備的不同，整體結構之耐震性能指標亦隨之不同，尤其是重要建築結構能否於地震中或地震過後仍維持其基本功能，實與機電設備之耐震性能有密切關係。例如，醫院之供電系統倘若遭地震破壞，其緊急發電機無法正常運作，則勢必造成醫院之醫療功能癱瘓，亦或醫院之中央空調用冰水主機或冷卻水塔於地震中損壞，則將無法維持開刀房正常運作之環境條件，亦或醫院之供水馬達泵浦遭地震破壞未能送水，則病房之使用便有極大困難；此外，科技廠房之送風機若於地震中損壞而未能正常啟動，則無塵室將無法達到通風與清淨度之標準，亦或科技廠房之供電系統遭受地震破壞，則除了因生產線停擺造成的直接損失外，大量訂單流失以及長期無法生產的間接損失更是無法估計。由此可知，機電設備對於重要建築結構能否在地震中或地震過後發揮其設計功能會影響甚大。最常因地震而破壞之機電設備為裝設隔振彈簧的相關設備，其裝設隔振彈簧之目的為避免機電設備啟動時，其自身產生之垂直向振動傳遞至結構物內。然而，這些置於基座的隔振彈簧具有較低之水平勁度，若其在地震中之振動週期與建築物自振週期太過相近，則有可能產生與建築物共振之效應，亦有可能因振動位移過大造成隔振彈簧損壞，進而導致設備物嚴重傾覆。有鑑於此，本研究目的為探討經常使用於機電設備裝置之彈簧隔振器的力學行為與耐震性能。

關鍵詞：機電設備、隔振基座、耐震性能

一、前言

本研究針對重要結構中的機電設備較常使用之隔振彈簧進行振動台試驗並探討其試驗結果。機電設備的垂直載重以質量鉛塊與組合鋼構架模擬，輸入與樓版反應譜相容之人工加速度歷時，其樓版反應譜依據美國 IBC2006 建議之 AC156 製作，本試驗目的乃在探討隔振彈簧的動態非彈性遲滯行為及其耐震容量。

過去隔振彈簧之破壞狀況多為彈簧於隔振器中彈出，但本身螺旋彈簧卻未斷裂，如圖一所示，研判除整體隔振彈簧強度不足引致破壞外，設備物本身之不當高寬比亦可能使其產生傾覆現象，造成彈簧傾倒或彈出。



圖一 機電設備裝置隔振彈簧遭受地震破壞情況

二、試驗佈置

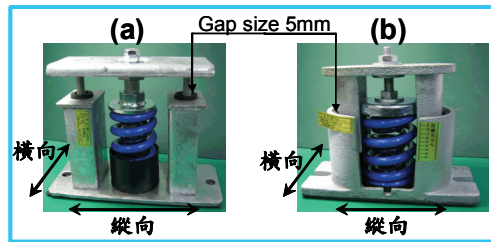
試驗隔振彈簧為 Type A 與 Type B，如圖二所示，兩種使用相同規格螺旋彈簧，Type A 之水平螺桿與 Type B 之鍍鋅外框距離碰觸邊界(許可自由移動範圍)移動範圍之內，試驗前保守量測為 $\pm 5\text{mm}$ ，此外，

¹ 國家地震工程研究中心副主任

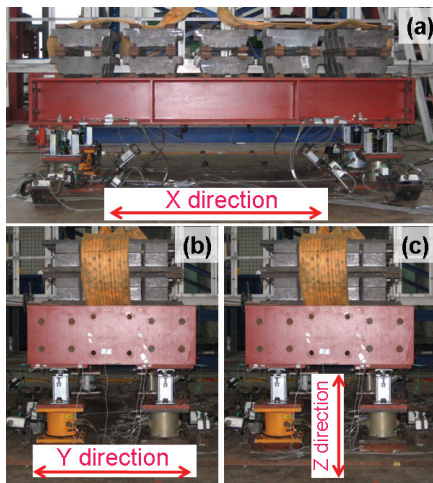
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

設備物組合隔振彈簧，受震方向分為 X 向、Y 向以及 Z 向，其中隔振彈簧之縱(橫)向沿設備物 X(Y)向平行配置，如圖三所示。地震力層級依 30%、60%、100%、120%、150%之原始人造加速度歷時比例增加直至隔振彈簧發生破壞為止。



圖二 隔振彈簧(a)Type A；(b)Type B

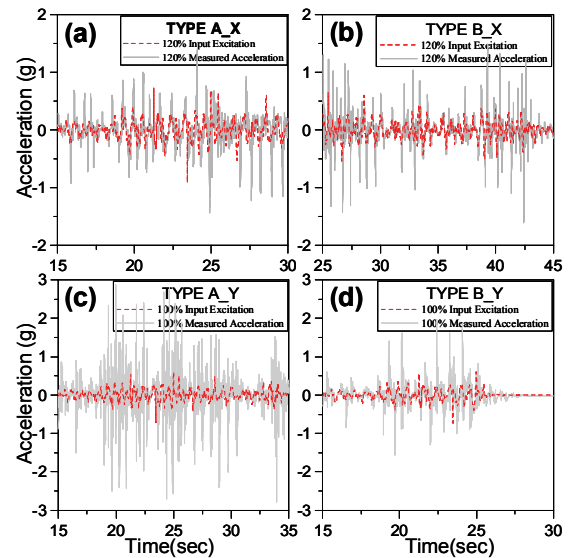


圖三 地震力方向之定義(a)X 向；(b)Y 向；(c)Z 向

二、試驗結果討論

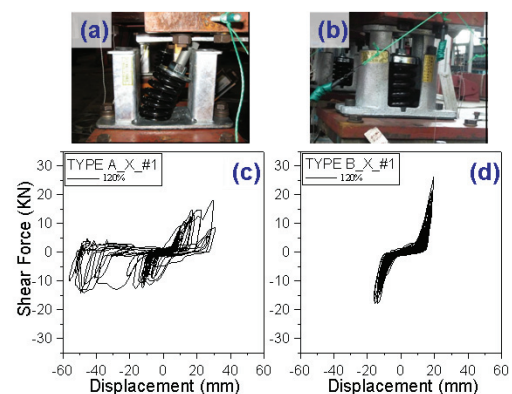
本節就加速度歷時、遲滯迴圈、破壞模式之試驗結果予以探討。

試驗 X 向最大輸入樓版加速度約為 1.0g，Y 向約為 0.7g。傳遞至隔振彈簧 Type A 上方設備之最大加速度在 X 與 Y 向分別量測得 1.3g 與 3.0g；傳遞至隔振彈簧 Type B 上方設備之最大加速度在 X 與 Y 向分別量測得 1.66g 與 2.0g，相關加速度歷時，如圖四所示。



圖四 (a)與(b)為設備物裝置 Type A 與 Type B 之 X 向輸入樓版加速度與設備物量測之加速度歷時；(c)與(d)為 Y 向輸入樓版加速度與設備物量測之加速度歷時

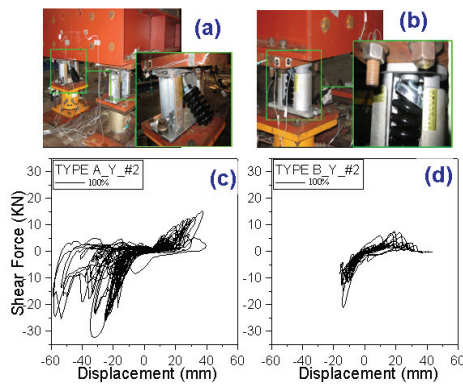
設備物裝置 Type A 受 X 向地震力時，因 Type A 之基座兩側水平螺桿會產生較大之塑性變形，最後造成水平螺桿受剪斷裂破壞，僅靠螺旋彈簧抵抗側力，螺旋彈簧產生嚴重彎曲變形，此時設備物隨時有倒塌之虞，如圖五(a)，其遲滯迴圈如圖五(c)所示；此外，Type B 基座在受震過程，兩側外框與其擋板擠壓產生側向抗力，因此基座兩側之外框僅產生有限之塑性變形，隔振彈簧並不會產生嚴重彎曲變形，如圖五(b)，其遲滯迴圈如圖五(d)。



圖五 (a)與(b)分別為 Type A 與 Type B 受 X 向地震力之破壞模式；(c)與(d)分別為 Type A 與 Type B 之遲滯迴圈

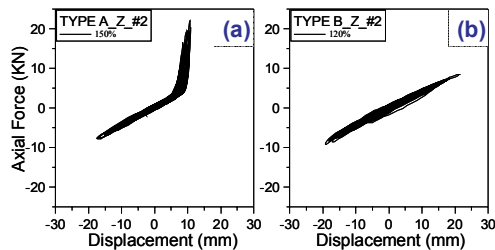
設備物裝置 Type A 受 Y 向地震力時，基座兩側之水平螺桿組合螺母與墊片具有

抗傾覆效果，唯此向之螺旋彈簧無外框保護，受震過程中，設備物因過大傾覆使其水平螺桿斷裂，最後發生彈簧傾倒或彈出等破壞現象，如圖六(a)，其試驗結果之遲滯迴圈如圖六(c)；此外，Type B 基座兩側有外框與擋板可抵抗側力，但對垂直方向並無束制效果，當受 Y 向地震力時，設備物因過大傾覆現象，基座內中心調整螺桿與蓋板之孔位未回到原位，使其不均勻承壓於隔振彈簧面上，造成中心螺桿嚴重擠壓變形等破壞，如圖六(b)，其試驗結果之遲滯迴圈如圖六(d)。



圖六 (a)與(b)分別為 Type A 與 Type B 受 Y 向地震力之破壞模式；(c)與(d)分別為 Type A 與 Type B 之遲滯迴圈

設備物裝置 Type A 受 Z 向地震力時，基座兩側之水平螺桿組裝螺母墊片，當開始碰觸邊界時產生束制條件，抵抗垂直向拉拔作用，使其勁度提升如圖七(a)；設備物裝置 Type B，其垂直向並無任何束制條件，僅靠彈簧反覆承受軸向拉壓，其試驗結果軸力與位移如圖七(b)。



圖七 (a)與(b)分別為 Type A 與 Type B 受 Z 向地震力之軸力與關係圖

三、整體反應趨勢

本節定義加速度反應比(Acceleration Response Ratio, ARR)，為設備物最大受震反應相較於實際輸入樓版之最大加速度之比值，如式(1)所示；位移反應比(Displacement Response Ratio, DRR)，為隔振彈簧之最大位移反應相較於碰觸邊界之距離($\pm 5\text{mm}$)之比值，如式(2)所示，然而，設備物裝置 Type B 受 Z 向地震力時，因垂直方向不具束制條件，因此 Type B 垂直向之 DRR 將不予討論；傾覆轉角(Overturning Angle)，若輸入 X 向或 Y 向地震力，垂直位移量相較於設備物水平位移量與隔振彈簧中心點至設備物中心水平距離之和，其反正割函數為定義之轉角；若輸入 Z 向地震力，則設備物兩端之垂直位移反應相較於兩端隔振彈簧中心點之水平距離，其反正割函數為定義之轉角。經計算得知，裝置 Type A 或 Type B 受 X 向或 Z 向地震力時，傾覆轉角小於 1 度；裝置 Type A 受 Y 向地震力時，傾覆轉角介於 2 至 6 度間；裝置 Type B 受 Y 向地震力，傾覆轉角介於 2 至 20 度間。

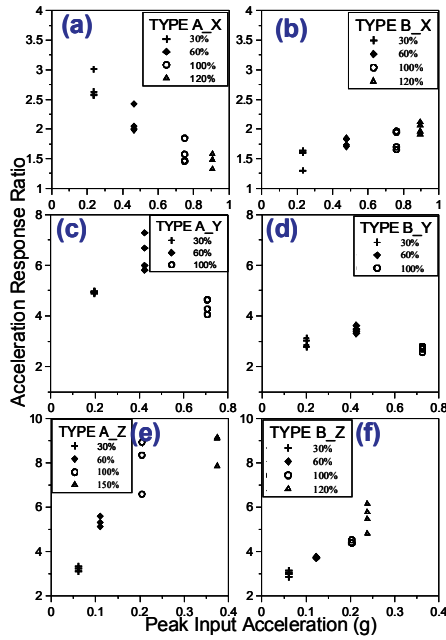
$$ARR = \frac{|\pm AR|_{\max}}{|\pm IA|_{\max}} \quad (1)$$

其中， $|\pm AR|_{\max}$ 為設備物最大受震反應； $|\pm IA|_{\max}$ 則為輸入樓版之最大加速度值。

$$DRR = \frac{|\pm DR|_{\max}}{|Gap Size|} \quad (2)$$

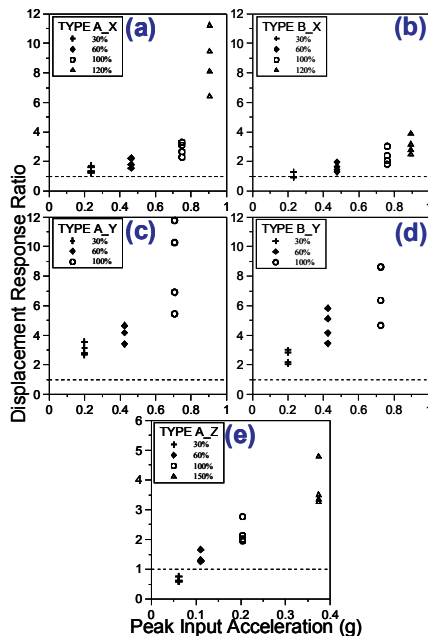
其中， $|\pm DR|_{\max}$ 為隔振彈簧之最大位移反應； $|Gap Size|$ 則為碰觸邊界之距離。

定義 ARR 之目的為觀察設備物受震反應與實際輸入地震之比例。輸入 X 向地震，裝置 Type A 與 Type B 隨輸入最大加速度漸增，前者之 ARR 有遞減，後者之 ARR 遞增之趨勢，如圖八(a)與(b)所示；輸入 Z 向地震，裝置 Type A 與 Type B 隨輸入最大加速度漸增，兩者之 ARR 有漸增之趨勢，如圖八(e)與(f)所示。



圖八 (a)與(b)、(c)與(d)、(e)與(f)分別為 Type A 與 Type B 受 X 向、Y 向、Z 向地震力之加速度反應比

DRR 小於 1、等於 1 以及大於 1 三種情況，分別定義為尚未碰觸邊界、恰好碰觸邊界、已碰觸邊界，其中等於 1 者定義為接觸位移反應比。如圖九所示，可發現輸入樓版加速度漸增，DRR 亦隨之漸增。



圖九 (a)與(b)、(c)與(d)，分別為 Type A 與 Type B 受 X 向、Y 向地震力之位移反應比；(f)為 Type A 受 Z 向地震力之位移反應比

四、結論

1. 試驗 X 向地震力時，此向設備物之高寬比小，受震過程中，傾覆轉角小於一度。裝置隔振彈簧 Type A 與 Type B，前者之水平力與位移的遲滯迴圈消能面積大於後者；此外，前者之 ARR 隨輸入加速度增加呈漸減趨勢；後者之 ARR 則有漸增之趨勢。
2. 試驗 Y 向地震力時，此向設備物本身高寬比大，受震過程中，裝置 Type A 之設備物傾覆轉角小於裝置 Type B，可有效抑制設備物高寬比大產生嚴重傾覆現象；此外，由 ARR 可知，在相同地震力層級之下，裝置 Type B 之 ARR 小於裝置 Type A，換言之，裝置 Type B 上方之設備物有較小之加速度反應。
3. 在相同地震力層級之下，比較設備物之高寬比大與高寬比小之受震反應，可發現前者 DRR 大於後者，另外，位移反應比隨高寬比增加而漸增，造成設備物具有較大之破壞潛勢。

參考文獻

1. Saeed Fathali, and Andre Filiatrault, "Experimental Seismic Performance Evaluation of Isolation / Restraint Systems for Mechanical Equipment, Part1: Heavy Equipment Study", MCEER-07-0007, 2007.
2. 黃震興、陳閔富, "設備隔振基座之反覆載重試驗研究", 碩士論文, 台灣科技大學, 2008。
3. 黃震興、陳怡, "機電設備隔振系統之反覆載重行為研究", 碩士論文, 台灣科技大學, 2009。

高拉力鋼筋 T 頭錨定梁柱接頭行為研究

林克強¹ 陳政宇²

摘要

梁柱交會區位於柱構件與一或兩方向梁構件交會點為結構中受力最複雜的元素之一，其鋼筋的配置擁擠，特別在邊柱、角柱或在頂層柱之梁柱節點 (joints)，或不連續梁或柱構件之主筋端部需彎鉤錨定，且鋼筋彎鉤一般均朝向交會區核心錨定，導致交會區的鋼筋配置更為擁擠，施工困難且可能造成混凝土澆置品質不良，引發梁柱交會區強度不足之疑慮。本研究目的乃利用 T 頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋應用於梁柱接頭中，此應用可有效減緩接頭因鋼筋端部 90 度彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，提升混凝土澆注品質外，並預期可獲得較佳之耐震性能，有助於預鑄工法之應用。過去探討梁構件主筋採 T 頭鋼筋錨定於梁柱接頭中之相關研究極為有限，且國內本土相關研究更是缺乏，因此本研究針對此議題進行探討，並對國內有關 T 頭鋼筋的施工與設計細節提出建議。本研究試驗正進行中，其研究成果將盡速利用適當的機會發表。

關鍵詞：梁柱接頭、T 頭鋼筋、90 度標準彎鉤、交會區剪力需求、交會區剪力容量

一、介紹

梁柱接頭在梁端塑鉸之塑性機構發生時，梁柱交會區 (panel zone)，或節點區 (joint) 受到嚴重的剪力作用，故交會區剪力強度及剪力需求的大小，直接控制梁柱接頭的韌性行為，進而影響抗彎構架系統耐震性能。梁柱交會區不僅為結構中受力最複雜的元素之一，同時為柱構件與一或兩方向梁構件交會點，在此兩或三向構件的交會處，其鋼筋的配置擁擠，特別在邊柱、角柱或在頂層柱之梁柱節點 (joints)，因不連續的梁或柱構件之主筋端部需彎鉤錨定，且鋼筋彎鉤一般均朝向交會區核心錨定，導致交會區的鋼筋配置更為擁擠。若採用 T 頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋則可為工程施工提供有效的解決辦法。T 頭鋼筋於梁柱接頭中除可有效減緩接頭因鋼筋端部 90 度彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，以提升混凝土澆注品質外，並有助於預鑄工法之應用。因此，採用 T 頭鋼筋取代傳統彎

鉤鋼筋有下列優點：(1) 有助減緩接頭因彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，提升混凝土澆注品質；(2) T 頭鋼筋綁紮作業簡單，可減少工時；(3) 若應用於大號鋼筋，T 頭的製作費用較彎鉤鋼筋的成本為經濟；(4) 可縮短鋼筋之埋置長度，使 RC 構件尺寸及鋼筋配置更具彈性；(5) T 頭鋼筋於製作時其鋼筋必須裁剪平整，精度較高，但施工方便，若能廣泛使用有助於提升 RC 構造的施工精度；(6) 提升預鑄 RC 構造在現場澆置 RC 梁柱交會區之施工品質。

鋼筋採機械式錨定工法製作，可於工廠中事先加工，確保材料尺寸精度及其品質，機械化大量生產可增進生產速率並降低成本，減緩現場施作趕工壓力並確實控制施工品質。若搭配預鑄工法施作，其鋼筋籠綁紮、搭接、組裝皆可於工廠內進行，免除天候影響工期因素，並於組裝及混凝土澆置後可確實養護，提高工程品質，減少人力需求及施作工期，並降低建造成本。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心專任助理

梁柱交會區剪力

為使梁柱交會區滿足剪力強度要求，交會區剪力強度 $V_{jh,n}$ 應大於剪力需求 $V_{jh,u}$ 。交會區剪力需求為當梁端產生塑鉸時，所傳入梁柱交會區的水平剪力，可以下式計算

$$V_{jh,u} = 1.25(A_s + A'_s)f_y - V_{col} \quad (1)$$

其中 A_s 、 A'_s 分別為梁上、下層鋼筋斷面積， f_y 為鋼筋標稱降伏強度， V_{col} 為柱剪力。本研究之梁柱交會區剪力強度主要依 ACI 318-08 [1] 規範與軟化壓拉桿模型 [2] 之建議計算，軟化壓拉桿模型之剪力強度 $V_{jh,ssl}$ 乃參考黃世建教授 2002 年 [2] 所建議之預測模型計算。ACI 318-08 規範於耐震設計規定中之梁柱接頭交會區標稱剪力強度 V_n 為

$$\begin{aligned} V_n &= \gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (\text{psi}) \\ V_n &= 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (\text{MPa}) \end{aligned} \quad (2)$$

其中剪力容量係數 γ 依束制條件分類，可分為：（1）接頭四面皆受圍束者， γ 為 20；（2）三面或兩對面圍束者， γ 為 15；（3）其他型式者， γ 為 12； $b_j \times h_c$ 為交會區有效抗剪面積 (mm^2)， b_j 為交會區有效抗剪寬度， h_c 為交會區受剪方向之深度。為確保安全之梁柱接頭剪力設計，規範要求強度應考慮材料的不確定性與構件受力種類等因素，而需經強度折減因子 ϕ 的折減，其設計公式如下：

$$\phi V_n \geq V_{jh,u} \quad \phi = 0.85 \quad (3)$$

同時 ACI 318-08 規範也規定應檢核柱梁的撓曲強度比 R_m ，其值須大於 1.2，以確保梁柱接頭在側向力作用下，梁端比柱端先達降伏條件。梁柱撓曲強度比定義為

$$R_m = \Sigma M_{nc} / \Sigma M_{ng} \quad (4)$$

ΣM_{nc} 、 ΣM_{ng} 分別為梁柱接頭在受地震力作用方向之柱構件與梁構件標稱撓曲強度總和。

鋼筋拉力發展長度

ACI 318-08 規範之耐震設計條文中建議，梁構件主筋採用標準 90 度彎鉤與 T 頭錨定時，於梁柱接頭中之拉力埋置長度 l_{dh} 、 l_{dt} 分別為

$$\begin{aligned} l_{dh} &= 0.24 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \max[8d_b, 152\text{mm}(6\text{in.})] \\ l_{dt} &= 0.19 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \max[8d_b, 152\text{mm}(6\text{in.})] \end{aligned} \quad (4)$$

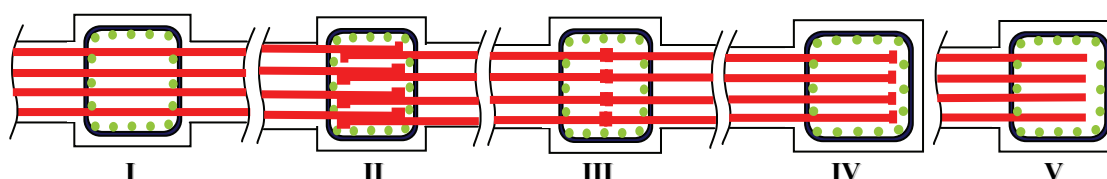
其中 f_y 為梁主筋之降伏強度， d_b 為梁主筋直徑， f'_c 混凝土之抗壓強度。此規定顯示，採用 T 頭鋼筋可較 90 度標準彎鉤縮短拉力埋置長度 20%。

二、試體參數設計與試驗規劃

試體設計

本研究預計共進行九組梁柱接頭試驗，六組內柱接頭，三組外柱接頭試體，試體柱斷面尺寸均為 650 mm × 650 mm，梁斷面尺寸均為 400 mm × 700 mm，試體之混凝土材料設計強度 34.3 MPa (5000 psi)，主筋及交會區箍筋分別採用 SD420W 及 SD420 鋼筋，降伏強度為 412 MPa (60000 psi)。每組試體整體尺寸柱長為 3700 mm，支承中心距離為 3200 mm，梁長度從柱中心至試體梁端之距離為 2700 mm，柱心至梁端施力中心為 3000 mm，所有試體均符合 ACI 318-08 規範中柱梁撓曲強度比 R_m 大於 1.2 之規定。梁、柱縱向鋼筋量均採用 #8 鋼筋，柱構件主筋均採用 16 支，梁主筋支數隨著梁柱交會區剪力需求而調整，故梁端塑鉸彎矩強度與交會區剪力需求為本研究之重要參數。詳細研究參數及變化如表一所示，各試體梁主筋於接頭中配置形式詳表一中 I 至 V 類型。

表一 試體參數設計表



specimens	beam bars		$R_m = \frac{\Sigma M_{nc}}{\Sigma M_{ng}}$	$R_s = \frac{V_{jh,u}}{V_n}$	$\frac{V_{jh,u}}{V_{jh,sst}}$	type		Minimum spacing of bars	ρ		l_a (mm)	
	Top beam bars	bottom beam bars				Top beam bars	bottom beam bars		Top beam bars	bottom beam bars	Top beam bars	bottom beam bars
T 1	5-#8	5-#8	1.42	0.88	1.25	I	II	$4.0d_b$	0.010	0.010	none	528
T 2	5-#8	5-#8	1.42	0.88	1.25	I	III	$4.0d_b$	0.010	0.010	none	309
T 3	6-#8	6-#8	1.20	1.06	1.50	I	II	$2.2d_b$	0.012	0.012	none	528
T 4	6-#8	6-#8	1.20	1.06	1.50	I	III	$2.2d_b$	0.012	0.012	none	309
T 5	8-#8	4-#8	1.20	1.06	1.50	I	I	$2.2d_b$	0.016	0.008	none	none
T 6	8-#8	4-#8	1.20	1.06	1.50	III	III	$2.2d_b$	0.016	0.008	309	309
T 7	6-#8	6-#8	2.40	0.66	0.76	IV	IV	$2.2d_b$	0.012	0.012	528	528
T 8	6-#8	6-#8	2.40	0.66	0.76	IV	IV	$2.2d_b$	0.012	0.012	309	216
T 9	6-#8	6-#8	2.40	0.66	0.76	V	V	$2.2d_b$	0.012	0.012	528	528

Notes : R_m = ratio of column to beam flexural strength ;

$V_{jh,u}$ = joint shear demand ;

V_n = nominal joint shear capacity (EQ(2)) ;

$V_{jh,sst}$ = joint shear capacity (computed based on Softened Strut and Tie model, SST)[2] ;

ρ = reinforcement ratio of beam top or bottom main bars ;

l_a = anchored length of T headed bar in joint measured from column face.

本研究主要探討 T 頭鋼筋應用於耐震梁柱接頭之適用性，並聚焦於下列研究參數：

1. 交會區剪力需求與剪力容量比 (R_s)：藉由調整梁柱交會區剪力需求與容量之比值，探討 T 頭鋼筋於不同交會區剪應力之柱梁接頭之力學行為。試體 T1 與 T2、試體 T3 至 T6、及試體 T7 至 T9 之 R_s 值分別為 0.88、1.06 及 0.66，因此試體 T1 與 T3、及試體 T2、T4 與 T8 之試驗結果可分別進行比較分析。

2. T 頭鋼筋於梁柱接頭之配置型式：為使 T 頭鋼筋可確實有效地應用於鋼筋混凝土梁柱接頭中，因此本研究比較梁鋼筋採用 T 頭、一般直通及傳統彎鉤鋼筋之力學行為差異，因此梁鋼筋排列共採用五種型式：(I) 內柱直通鋼筋；(II) 內柱 T 頭鋼筋搭接；(III) 內柱 T 頭鋼筋對接；(IV)

外柱 T 頭鋼筋；及 (V) 外柱傳統 90 度彎鉤鋼筋。其中

(1) 試體 T1 與 T2 於梁柱接頭中梁上下層鋼筋的不同配置型式，可比較梁鋼筋間距 $4d_b$ 時，直通鋼筋、T 頭鋼筋搭接型式、與 T 頭鋼筋對接型式的力學行為差異；

(2) 試體 T3 與 T4 對應於試體 T1 與 T2，可比較梁鋼筋間距 $2.2d_b$ 時，直通鋼筋、T 頭鋼筋搭接型式、與 T 頭鋼筋對接型式的力學行為差異；

(3) 試體 T7、T8 與 T9 為外柱接頭試體，梁鋼筋間距採用 $2.2d_b$ ，利用上下層鋼筋埋置接頭深度的不同，比較標準 90 度彎鉤鋼筋、T 頭鋼筋埋入梁柱接頭 528、309、與 216mm 之耐震錨定性能差異。

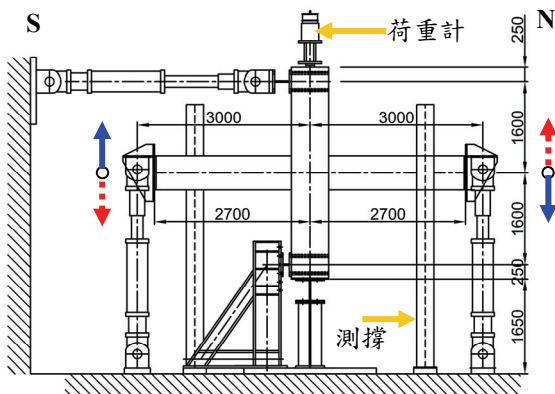
3. 不同鋼筋量之握裹效果：試體 T4、T5 與 T6，鋼筋間距均採用 $2.2d_b$ ，此試驗結果預期可探討梁柱接頭中梁鋼筋採用直通

與 T 頭對接型式配置，對 4、6 與 8 根 8 號梁主筋之不同鋼筋量對其混凝土握裹效應之影響。

4. T 頭鋼筋淨間距限制：以 ACI 318-08 規定 T 頭鋼筋淨間距 $4d_b$ 的限制為基礎，將其間距縮小至 $2.2d_b$ ，探討 T 頭鋼筋縮小間距應用之可行性。試體 T1、T3 與 T7，及試體 T2 與 T4 之試驗結果，可分別比較梁主筋間距 $4d_b$ 與 $2.2d_b$ 之 T 頭錨定行為差異。

5. T 頭鋼筋錨定長度：外柱試體 T7 與 T8 之梁上下層 T 頭鋼筋分別以 ACI 318-08 及 ACI 352-02 建議[3]之不同錨定長度設計，其錨定長度 l_a 分別採用 528、309 與 216mm，探討梁柱接頭中 T 頭鋼筋錨定長度對梁柱接頭耐震性能之影響。

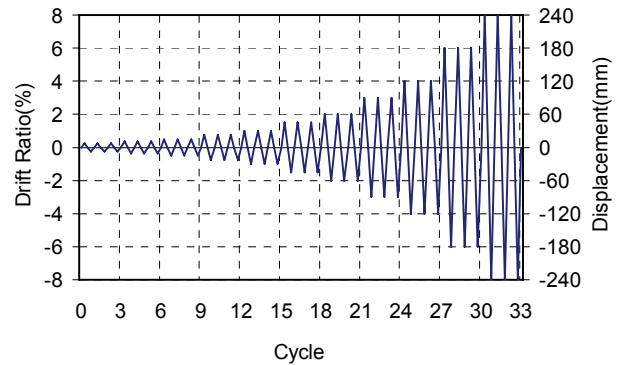
試驗計畫



圖一 梁接頭試驗構架圖

本研究之梁柱接頭之試驗裝置配置圖如圖一所示。試驗時軸力施加 725 kN 為 $0.05A_g f'_c$ 。試驗採用施加梁端位移載重之方式進行。梁端位移以結構物之層間變位角（Drift Ratio）為基礎，乘以柱心至梁施力點間距離求得，施加反覆之三角形位移。試驗層間尖峰變位角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、6%、8% 等逐漸增大，每個尖峰位移角進行三個迴圈[4]，如圖二所示。試驗至試體破壞或強度嚴重衰減後結束試驗。試驗過程中於每個尖峰位移角之第一

迴圈正反向最大位移後，分別進行混凝土表面裂縫描繪，並量測與記錄裂縫之寬度。



圖二 試驗之施載程序圖

三、展望

本研究目前進度正於試驗階段，其試驗結果有待進一步分析、比較、歸納與討論。由本研究計畫預期成果可突破現有 ACI 318-08 規範中對 T 頭鋼筋間距應用的局限，以增加 T 頭鋼筋於營建市場的應用價值，並可提高鋼筋混凝土工程更具彈性的施工技術。

參考文獻

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.
2. Hwang, S.J., and Lee, H.J., "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model", Journal of Structural Engineering, ASCE, December, 128(12), 2002, pp1519-1526.
3. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Proceedings, 2002.
4. ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (T1.1-01)," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2001.

縮尺連梁式鋼板剪力牆子結構反覆側推試驗

蔡克銓¹ 張景棠² 李昭賢³ 林志翰⁴

摘要

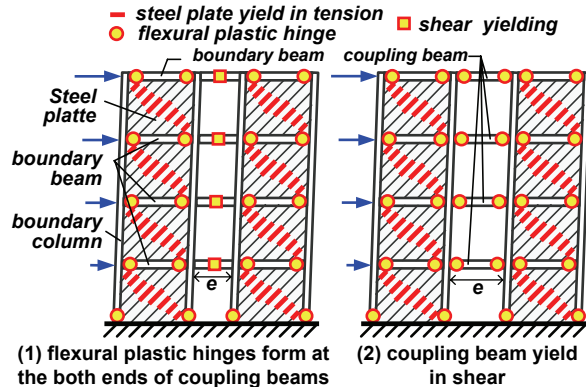
本研究探討連梁式鋼板剪力牆(Coupled Steel Plate Shear Wall)之耐震行為與設計方法，首先設計一棟六層樓的連梁式鋼板剪力牆原型結構，取其底層約莫兩層樓半的子結構製造 40%縮尺試體，利用國家地震工程研究中心多軸向試驗系統(MATS)對於子結構試體進行反覆側推試驗，在施予試體側向力的同時，亦對其施加來自上部結構的垂直軸力與傾倒彎矩。試驗結果顯示連梁式鋼板剪力牆具備優異的韌性與消能能力，最後藉由試驗結果探討邊界柱的設計議題。

關鍵詞：鋼板剪力牆、連梁式鋼板剪力牆、連接梁、容量設計

一、前言

近年來在北美與日本等地，越來越多的建築結構以鋼板剪力牆(steel plate shear wall, 縮寫 SPSW)作為其抗側力系統。將薄鋼板的四周與梁柱構件相連接，藉由鋼板在受剪挫屈後所發展出的拉力場行為(tension field action)抵抗地震力，並透過鋼板的沿拉力場方向的拉伸降伏來消能。然而，在梁柱構架中安裝整面鋼板常常無法滿足建築上開門開窗的需求。在獨立作用的高樓層鋼板剪力牆中，顯著的傾倒彎矩會造成邊界柱的高軸力需求，剪力牆整體的撓曲剛度遠低於抗剪剛度，在受側力作用時其變形往往被撓曲模式(flexural mode)所主控，使得位在較高樓層的鋼板較不易發展出塑性拉力場。

如圖一所示，連梁式鋼板剪力牆(Coupled Steel Plate Shear Wall, 縮寫 C-SPSW)透過連接梁(Coupling Beam)將兩道以上的鋼板剪力牆相連，使多道鋼板剪力牆與連接梁組成一個共同作用的系統，不僅能滿足上建築上開門開窗的需求，亦能改善高樓層鋼板剪力牆的結構特性。



圖一 兩種連梁式鋼板剪力牆塑性機構

二、連梁式鋼板剪力牆之塑性機構

在鋼筋混凝土造的連梁式鋼板剪力牆中，塑性區集中在牆底與連接梁，然而在連梁式鋼板剪力牆中，其塑性機構如圖一所示，系統藉由每個樓層的鋼板塑性拉力場以及位於連接梁上、邊界梁端與柱底的塑鉸來消散能量。連接梁之塑性行為與其長度 e 有關，參考美國現行鋼結構耐震設計規範(AISC, 2005)的對於偏心斜撐構架中連桿梁的建議，當 $e < 1.6M_p/V_p$ 時(M_p 與 V_p 分別為連接梁的塑性彎矩強度與塑性剪

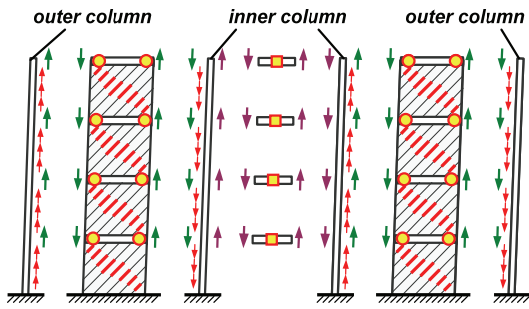
¹ 國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心顧問

² 前國立台灣大學土木工程系碩士生

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

力強度)，連接梁會發生剪力降伏；當 $e > 2.6M_p/V_p$ 時，連接梁會發生彎矩降伏。



圖二 邊界柱極限軸力之計算

如圖二所示，當連梁式鋼板剪力牆受側向力作用時，外側邊界柱(外柱，outer column)的極限軸力係由降伏鋼板拉力與邊界梁剪力加總得之；而內側邊界柱(內柱，inner column)的極限軸力則來自鋼板拉力、邊界梁剪力與連接梁剪力。連接梁剪力所造成之柱軸力與其他兩者造成之軸力方向相反，因此內柱之軸力較外柱為低。

三、原型結構設計

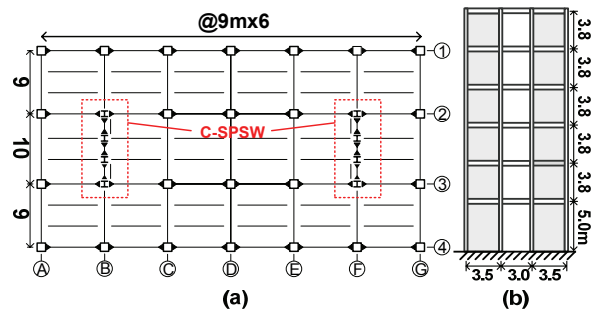
本研究以一棟六層樓的連梁式鋼板剪力牆作縮尺子結構試體的原型結構。工址位於嘉義市東區、屬第二類地盤。其結構平面如圖三(a)所示，結構長向為四道 6 跨的抗彎構架，跨距 9 公尺；結構短向共有三跨，兩端跨距 9 公尺，中央跨距 10 公尺，以兩座相同的連梁式鋼板剪力牆(分別位於 B 線與 F 線構架的中間跨)作為抗側力系統。如圖三(b)所示，連梁式鋼板剪力牆由兩道跨距 3.5 公尺的鋼板力牆與跨距 3 公尺的連接梁所組成，其一樓高 5 公尺，其餘樓層高 3.8 公尺，總高 24 公尺。

本研究建置連梁式鋼板剪力牆的板條模型 strip model (Thorburn *et al.*, 1983) 檢核整體結構在法規載重組合保持彈性。連接梁皆設計為剪力連桿。邊界梁同時滿足美國水牛城大學研究團隊所提出的容量設計要求(Vian and Bruneau, 2005)。一樓外柱則以本研究所提之容量設計方法設計之，本研究放寬過去研究(Tsai *et al.*, 2010)所提出「限制底層受壓柱上塑鉸僅能集中於柱底」的設計要求，允許受壓柱構件上的塑

鉸最高可產生於距離柱底 1/4 柱高處，因此可推導出底層柱彎矩需求公式：

$$M_{demand} = \left[\frac{(3\lambda - 1)}{16(\lambda + 1)} + \frac{1}{96} \right] \omega_{ch1} h_1^2 \quad (1)$$

其中 λ 為構架側位移動效應所造成底層受壓柱雙曲率變形時的柱底與柱頂彎矩比例，可由簡易的等效斜撐模型求算之。 h_1 與 ω_{ch1} 分別為一樓柱高與作用於一樓柱的水平塑性鋼板拉力， λ 與 ω_{ch1} 的計算方法可參考文獻(Tsai *et al.*, 2010)。



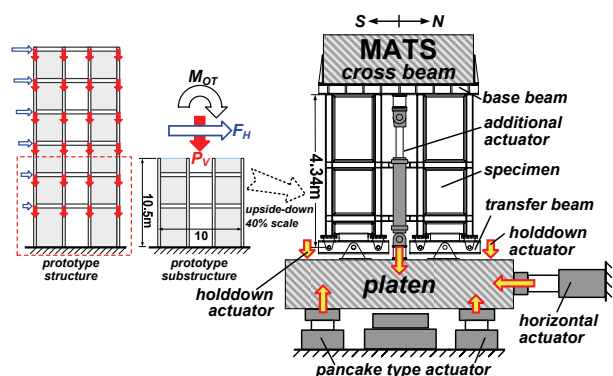
圖三 (a)原型結構平面圖與(b)連梁式鋼板剪力牆立面圖

四、縮尺子結構試體設計與試驗規劃

本研究之實驗試體為前述六層樓連梁式鋼板剪力牆原型構架底部 10.5 公尺高之子結構(如圖四所示)的 40% 縮尺試體，其涵蓋範圍為原型結構的一、二樓與部分第三樓。鋼板採用厚度 3.5 mm 的低降伏強度鋼(材料試驗結果 $F_y = 220 \text{ MPa}$)，梁柱構件選用 A570 Grade 50 鋼材，其設計結果如圖五所示，邊界梁端部採用梁翼切削(Reduced Beam Section，縮寫 RBS)的細節。鋼板與梁柱接合設計採用 7 mm 厚的魚尾板接合，材料使用 A572 Grade 50。

為模擬子結構試體在地震中的反應，除了對其施予側向力之外，須同時施加上部結構傳遞至子結構的垂直重力與傾倒彎矩。本研究使用國震中心多軸向試驗系統(MATS)進行試驗，將試體上下顛倒置於 MATS 中，試體底部透過底梁(base beam)鎖固於 MATS 的反力頂梁(cross beam)；子結構試體中兩道剪力牆頂邊分別與兩根轉接梁(transfer beam)相接，試體柱頂鉸接於

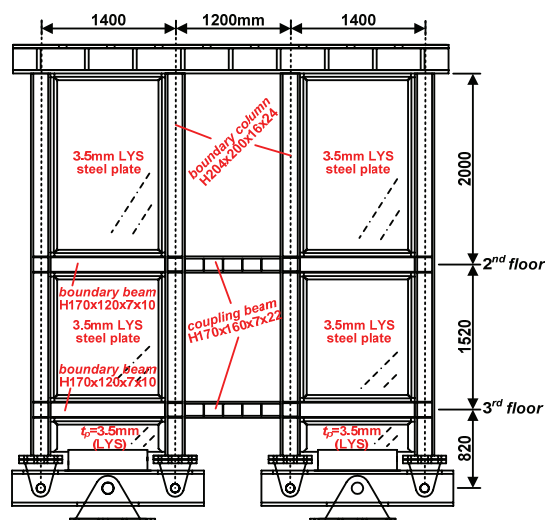
轉接梁端部、試體頂層鋼板透過魚尾板與轉接梁相接，轉接梁在跨中處鉸支承於 MATS 的施力平台(platen)上。千斤頂系統則透過 platen 對試體頂部施加側向力 F_H 、垂直力 F_V 與傾倒彎矩 M_{OT} 。此外，本試驗亦在 MATS 的 platen 與反力 A 架(A-frame)上組立側撐系統，給予每個梁柱交會區與邊界梁上翼板足夠的側向支撐。



圖四 子結構示意圖與試驗配置圖

兩支水平向油壓制動器對於試體頂層進行反覆的側向位移控制，依序對試體施加各兩循環的 0.1%、0.2%、0.3%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5% rad. 頂層側位移。垂直向的千斤頂則可分為三類：(1)在 platen 底下兩排各三座的冒油式千斤頂(single end pancake type actuator)向上推動 platen，透過兩排一大一小的軸力造成彎矩的效應；(2)兩支位於 platen 上方的 hold down 千斤頂向下推動 platen；以及(3)兩支鎖固於 cross beam 與 platen 之間的外加千斤頂(additional actuator)向下推動 platen。藉由這三組垂直向千斤頂的合力與合力矩對試體施加定值的垂直載重 $F_V=1400$ kN 與傾倒彎矩 M_{OT} 。本研究假設六層樓原型結構在反覆側推的過程中，作用於各樓層的側向力豎向分佈比例始終保持固定，其分配比例依據我國耐震設計規範

決定之。施予試體的傾倒彎矩 M_{OT} 與側向力 F_H 之間線性關係為： $M_{OT}=F_H \times (2.51\text{m})$ 。



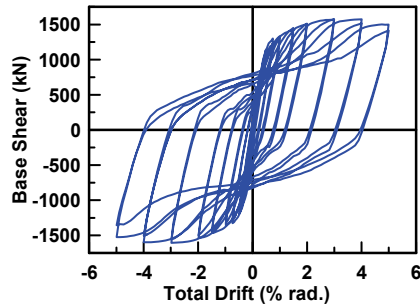
圖五 縮尺子結構試體設計結果

五、試驗結果與設計議題討論

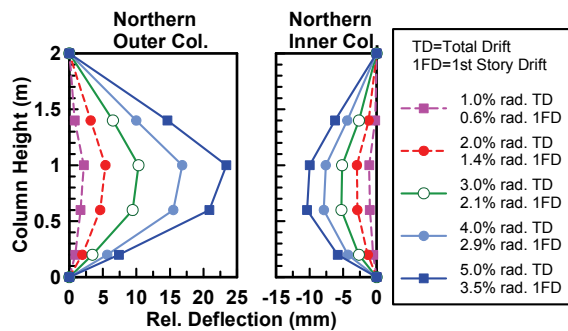
圖六為試體的受力與變形關係圖，在 0.3% rad.側位移階段，鋼板發生肉眼可見的局部挫屈、其餘構件皆保持彈性。在 0.5% rad.側位移階段，鋼板發生降伏，在連接梁與邊界梁的腹板皆可觀察到輕微的剪力降伏，在頂層側位移 0.75% rad.的階段，試體發生明顯的遲滯行為，連接梁的剪力降伏愈趨明顯。在 1.0% rad.側位移階段，南側剪力牆三樓魚尾板與轉接梁之間的焊道發生破裂。除外，此階段還發現外柱翼板上有軸力降伏造成之石膏漆撕裂條紋，範圍很廣，由一樓柱底至三樓梁柱接頭，而三樓邊界梁端部的腹板有明顯石膏漆脫落。在 1.5% rad.側位移階段，一樓柱石膏漆脫落情況明顯增加，內柱翼板外側與外柱腹板都皆可觀察到降伏的情形，連接梁腹板石膏漆大量脫落。

在 2.0% rad.側位移階段，南側剪力牆三樓魚尾板與轉接梁之間的填角焊完全撕裂，在北側剪力牆則無此種破壞。一樓柱構件腹板皆發生顯著的降伏，值得注意的是，內柱腹板上的塑性區集中在柱底端，而外柱腹板上的塑性區分布範圍較廣，在距柱底約 50~80cm 處。在頂層側位移達 3.0% rad.時，邊界梁 RBS 處翼板發生局部

挫屈。北側剪力牆三樓鋼板與轉接梁上魚尾板之間的焊道端部撕裂。在4%與5% rad. 側位移階段，梁柱構件上各塑性區(邊界梁RBS處、連接梁腹板與邊界柱底端)降伏加劇，北側剪力牆三樓鋼板與轉接梁上魚尾板之間的焊道逐漸撕裂。



圖六 試體受力變形關係圖



圖七 北側鋼板剪力牆1樓柱在經歷各階段側位移後之內彎殘餘變形

圖七為北側剪力牆一樓柱在各側位移階段第二循環中試體力量接近零時的相對變形(相對變形係指柱構件總位移扣除剛體運動所造成之位移)，可發現外柱被鋼板拉力向內拉彎曲的殘餘變形明顯高於內柱。推測乃是因外柱的軸力高於內柱，而軸彎互制效應使得外柱的撓曲強度低於內柱所致。在本研究依據公式(1)之撓曲需求設計外柱，亦即允許受壓一樓外柱的塑鉸在距離柱底1/4柱高處形成，試驗結果也發現在1樓外柱上於距柱底1/4柱高處附近有進入塑性。從圖七可見在經歷3.0% rad.頂層側位移(一樓樓層側位移2.1% rad.)之後，外柱上最大的殘餘變形約為10mm(= $h_1/200$)。由於「1/200樓高」的撓度可作為限制柱構件顯著二次效應(second-order effect)指標性撓度(Ellingwood, 2003)；而過去的研究亦(Tsai *et al.*, 2006)指出鋼板剪力牆在經歷2500年回歸期大地震時的最大樓

層側位移約為2.0-2.5% rad.，因此本試驗證實即便受壓柱的塑性區發生在距柱底1/4高處，在經歷大地震後，其殘餘的內彎變形量尚不至於造成嚴重的二次效應。

六、結論與展望

本研究計畫已完成結構試驗的工作，實驗結果顯示連梁式鋼板剪力牆在反覆側推下具備優異的韌性與消能能力，亦證實本研究所提出之柱構件容量設計可作為實務設計上的參考依據。未來將持續整理實驗數據並配合數值模擬的方法探討更多連梁式鋼板剪力牆的設計議題。

參考文獻

1. AISC. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction (AISC), Inc. 2005.
2. Ellingwood, B. "Serviceability Guidelines for Steel Structures", Engineering Journal Article (AISC). 2003.
3. Thorburn, L.J., Kulak, G.L., and Montgomery, C.J. "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada. 1983.
4. Tsai, K.C., Li, C.H., Lin, C.H., Tsai, C.Y. and Yu, Y.J. "Cyclic Tests of Four Two-story Narrow Steel Plate Shear Walls. Part 1: Analytical Studies and Specimen Design" Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2010. (accepted)
5. Tsai, K.C., Lin, C.H., Lin, Y.C., Hsieh, W.D. and Qu, B. "Substructural Hybrid Tests of A Full Scale 2-Story Steel Plate Shear Wall." Technical Report NCREC-06-017, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2006. (in Chinese)
6. Vian D. and Bruneau, M. "Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Building Structures" Technical Report MCEER-05-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA. 2005.

超高強度鋼筋混凝土軸力構件圍束行為研究

黃世建¹ 林克強² 張豐展³

摘要

在一般結構物中主要之柱構件扮演主要承受整體結構物垂直載重之角色，超高樓建築物中底樓層之柱構件，因承載上部結構自重，故軸力甚高，若採用現行傳統鋼筋混凝土材料，底樓層柱構件所需之斷面尺寸須大幅加大，但若能有效地提升材料之強度，使用超高強度之鋼筋與混凝土材料，可有效降低柱構件斷面尺寸，增加結構物之建築使用空間，並減少材料的使用且降低自重，同時超高強度鋼筋與混凝土材料的應用，符合環境永續發展之目標。因此本研究計畫之目的在探討主筋與箍筋分別採用 USD 685 與 USD 785 鋼筋，及混凝土分別採用 70 與 100MPa 之超高強度鋼筋混凝土柱構件圍束行為、耐震性能、及現行鋼筋混凝土設計規範強度預測公式之適用性。研究參數包括：(1)混凝土設計強度 f_c' 、(2)圍束箍筋量、(3)圍束箍筋配置形式等，進行純軸壓與定軸壓並施加反覆側力兩類試驗。

關鍵詞：柱構件、純軸壓、高軸力、雙曲率變形、側向力

一、前言

台灣地區隨都市型態之發展，高樓層之辦公、住宅建築需求已為必然之趨勢，然而就台灣而言，一般 20 層樓以上之 RC 高樓建物較為少見。特別於 921 地震時台灣既有老舊 RC 結構表現不佳，使得民眾對 RC 建物信心大減，但若能將 RC 材料強度提高並改變施工方法，高層建築物同樣也可以使用 RC 構造，達到高等級的安全性能。配合結構系統之設計，能提供長跨度、擴大樓層可利用空間，此方面日本之經驗足堪借鏡。

日本建設省有鑒於都市高層建築物之發展與 RC 構造的高強度、輕量化之需求，在 1988 至 1992 年間推行 5 年期國家型計畫 New RC Project，將普通降伏強度之鋼筋(420MPa)提升至 New RC 等級降伏強度(700MPa)，而混凝土之抗壓強度由 28MPa 提升至 70MPa。根據日本高樓層之建築使用 New RC 的高強度材料經驗，於 1993 年日本已超過 30 層以上之建築使用 New RC

之材料以為普遍，目前最高樓層數已超過至 50 層樓。由此可知使用高強度材料為建材已為可行。

本研究將專注於超高強度鋼筋混凝土軸力構件在配置橫向箍筋下圍束行為之探討，對於超高層 RC 建築中，底層樓層之柱構件，需承受整棟建物之自重及地震力所產生之底層剪力，因此底層樓之柱構件在高軸力作用下，其變形與抗剪之能力為一重要課題，故希冀藉由本章節，提供 RC 結構物之底層樓柱構件較具使用性與經濟性之設計方法做為參考。而鋼筋混凝土柱配置箍筋，其目的在對受壓柱構件產生柏松效應(Poisson effect)之混凝土提供圍束力，以提升其變形能力，同時箍筋亦可有效防止主筋挫屈，另一方面當柱受外力時有配置箍筋處可提供較佳的韌性，增加柱之耐震能力及抗剪之能力，以避免脆性破壞而達到預警之效果。

鑒於規範[1][2]對於混凝土強度及鋼筋之降伏強度皆有其上限之限制，於 RC

¹ 國立台灣大學土木工程學系教授

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系碩士生

結構物中往往因柱斷面尺寸過大或混凝土自重過重而侷限了結構物向更高樓層發展之可能性，因此本章節希望藉由較高強度之混凝土 70MPa(715 kgf/cm²)及較高降伏強度之鋼筋 685MPa(6980 kgf/cm²)為主筋，降伏強度 785MPa(8000 kgf/cm²)之鋼筋為圍束之箍筋，以了解高強度之材料結合為柱構件時，其圍束效果帶來之韌性及其承受反覆載重之能力，對於實際應用在 RC 結構物中較低樓層之柱構件可用較小的斷面尺寸且較節省材料之設計方法做為參考。

二、研究之目的與構件設計

為印證高強度之混凝土配合高強度鋼筋之 RC 柱構件結合後之行為，是否與預期具備好的圍束效果和韌性相符合，因此希望藉由實驗的方式來了解到其構件之行為，並配合數值方法之分析來驗證，因此本研究有以下目標：

- (1) 驗證現行規範之柱箍筋量要求對於高強度材料之適用性
- (2) 探討高強度材料柱在高軸壓下之韌性行為、承受反覆載重之能力
- (3) 探討高強度材料柱在不同圍束形式(傳統方箍與五螺箍)下之圍束效果
- (4) 數值方法建立高強度構件在高軸力作用下之強度預測模型

將以純軸壓之方式觀察高強度材料試體承受高軸壓下之力學行為探討，建立高強度軸力構件應力應變關係，作為分析比較之用。此外以固定軸力之方式對試體施加反覆側向力，觀察在高軸力作用下之韌性行為。

試驗設計參數中之箍筋量皆滿足 ACI 規範之箍筋量需求，但未受規範之箍筋降伏強度上限限制($f_{yh}=687\text{MPa}$)，規範[1]對於矩形斷面柱構件箍筋量規定為矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積不得小於以下兩式：

$$A_{sh} = 0.3 \left(sb_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots\dots(1)$$

$$A_{sh} = 0.09 sb_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \dots\dots\dots(2)$$

柱高=1800 mm；斷面=600×600 mm，由表[1]可知試驗之參數：(a) 混凝土強度 70、100 MPa 二種。(b) 斷面箍筋量配置之不同；如 B5 之斷面在雙向上皆比 B1,B3 斷面多一條繫筋，雖然根據規範所計算出之 A_{sh}/s_{bc} 相同，但在力學行為上卻不盡然相同。(c) 箍筋彎鉤形式之不同；B1,B2 為一般傳同之 90°、135°彎鉤繫筋，B3,B4 為兩端 180°繫筋之彎鉤，用以確認在高強度材料條件下之軸力構件是否會因 90°彎鉤繫筋產生挫屈。

表 1 試體設計參數表

斷面型式	試體編號	設計箍筋間距(mm)	橫箍筋直徑		f'_c (MPa)	箍筋單位長度用量 (kg/m)
			大螺直徑 ϕ_1 (mm)	小螺直徑 ϕ_2 (mm)		
	A1 B1	110	12.7 (#4,USD785)		70	50.7
	A2 B2	80	12.7 (#4,USD785)		100	69.7
	A3 B3	110	12.7 (#4,USD785)		70	49.3
	A4 B4	80	12.7 (#4,USD785)		100	67.8
	A5 B5	140	12.7 (#4,USD785)		70	49.0
	A6 B6	S ₁ 50 S ₂ 100	12.7(#4, USD785)		100	53.8
	A7 B7	S ₁ ,S ₂ 50	12.7(#4, USD785)	9.53(#3, USD490)	100	56.8

規範[1]之柱軸力強度係假設混凝土達強度時軸向之主筋亦在降伏平台，則柱之同心軸力強度為：

$$P_o = 0.85(A_g - A_{st}) f'_c + A_{st} f_y \dots\dots(3)$$

經上式可得計算之軸力強度，對於一般材料強度之構件此公式尚算保守，然而就高強度混凝土而言，藉圍束力以提升柱

構件之最大載重能力常不如預期，故可經由研究驗證式(3)是否持續適用。

三、參數比較

(1) 混凝土強度 70、100 MPa 二種。

70MPa 之混凝土為一般界定為高強度之分界，台灣目前已可量產，但於實際使用上並不常見。實驗室之混凝土強度已可發展至 100 MPa，使超高強度之混凝土，本次試驗以此種強度為最高之混凝土試體強度。為推廣鋼強度材料之使用，因此本試驗以 70 MPa 與 100 MPa 兩種級數之試體為參考對照組。

(2) 斷面箍筋量配置之不同。

利用箍筋型式如 Fig(a)方箍斷面一 有 4 條繫筋，與 Fig(c)方箍斷面三 有 6 條繫筋，二者皆為一般傳統之方箍配筋型式，主筋在外圍並以箍筋圍繞與繫筋連接，另配合 Fig(c)型式以增加繫筋方式放寬箍筋間距。

(3) 箍筋彎鉤形式之不同。

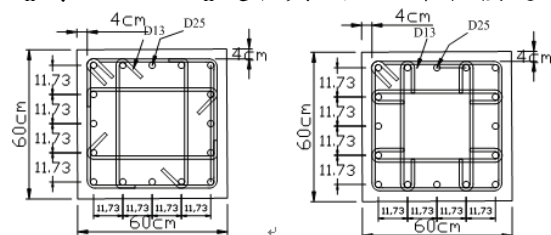
如 Fig(a)方箍斷面一對於 Fig(b)方箍斷面二，二者之箍筋繫筋配置方式皆相同，不同之處僅在於 Fig(a)繫筋為一般規範規定之 90° 、 135° 彎鉤，雖然施作上有交錯配置，但仍有 90° 彎鉤於受力過程中易向外鬆脫而無法圍束混凝土之疑慮。然而根據日本 New RC 之經驗，只承認兩端皆為 180° 彎鉤之繫筋，與台灣規範及施作不同，因此配置 Fig(b)型式之斷面，使用兩端皆 180° 為繫筋，驗證兩者為數效果是否產生明顯之差異

(4) 箍筋幾何型式之不同(傳統方箍與五螺箍)。

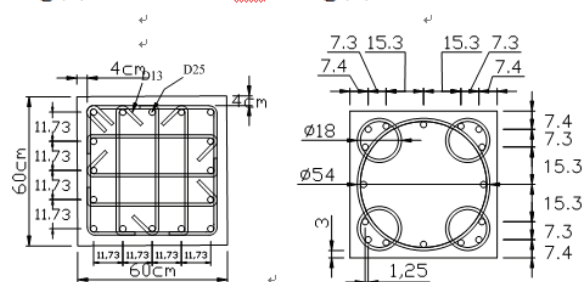
Fig(d)五螺箍斷面中之型式為五螺箍式之箍筋，中間一大螺箍與四角各一小螺箍，其大螺箍號數皆使用 #4(USD785)，小螺箍號數有 #3(SD490) 於 A6、B6 試以及 #4(USD785) 於 B6、B7 試體兩種，可鑑表 1。斷面配置參考文獻[3]，其圍束效果可拿來與傳統方箍型式之斷面作比較。

(5) 對試體施加軸壓時，加載側力與否。 以純軸壓試體與定軸壓加上側向載重輸

入之試體做比較，並觀察高強度材料柱之軸力-彎矩互制圖的趨勢，其中固定 P_n 時該點之 M_n 是否與試驗結果相接近。



Fig(a) 方箍斷面一 Fig(b) 方箍斷面二



Fig(c) 方箍斷面三 Fig(d) 五螺箍斷面

四、構件試驗

試驗共規劃了 14 組試體。所有試體主筋($f_y = 685 \text{ MPa}$)皆為 16 根 D25，試體於國家地震工程研究中心 MATS 進行測試，其簡圖如 Fig(e)試驗配置圖，其最大軸壓可 60 MN，並可將試體鎖於其上，且利用側邊之油壓致動器施力於試體下方之載重平台來進行側向力之加載。

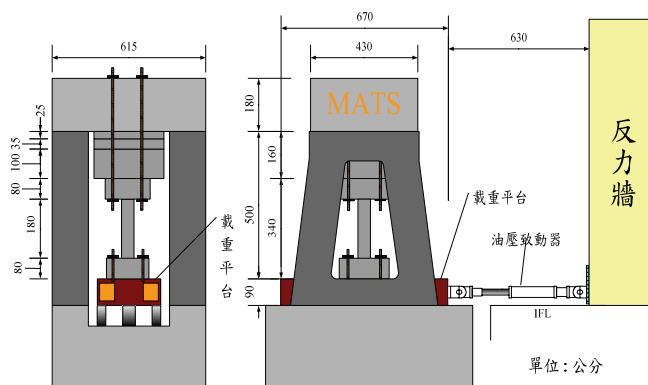


Fig (e)

設計試體 A1 ~A7 為無偏心之軸壓試體以了解高強度混凝土配合高強度鋼筋之柱的圍束效果與情形，其加載主要為位移控制，加載之應變速率參考 ASTM C39 及 CNS 1232-混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法，採用 $25 \mu\epsilon/\text{sec}$ ，故加載速率為 0.045 mm/sec 。

而試體 B1~B7，則會對試體輸入固定軸力後施加反覆之側向力使試體產生雙曲率之行為，以觀察試體在定軸壓下承受反覆側向力時之變形能力。其加載之 drift ratio 符合 ACI T1.1-01 之規定，其歷程如 Fig (f) 所示。

就 B 型試體試驗軸力而言，設計使用上之方箍： $\phi P_n = 0.80 \phi P_0 = 0.8 \times 0.65 P_0$ 螺箍： $\phi P_n = 0.85 \phi P_0 = 0.85 \times 0.70 P_0$ ，方箍： $\phi P_n = 0.80 \phi P_0 = 0.8 \times 0.65 P_0$ 構件壓力控制 (方箍 $\phi = 0.65$ ；螺箍 $\phi = 0.70$)，因此，故試驗中固定軸力並加側向力之 B 型試體，其固定軸力定為該斷面之 $0.6P_0$ ，為在一般建築設計時之上限。如 Fig(g) 所示，設計時經斷面分析可得計算之軸力-彎矩置圖(實線)，再經規範折減後，設計之使用為內部之虛線內部分，其上限即為螺箍 $0.6P_0$ 、方箍 $0.52P_0$ 之水平線(粗虛線)。

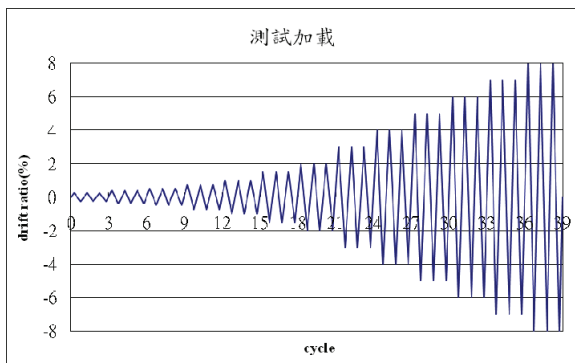


Fig (f)

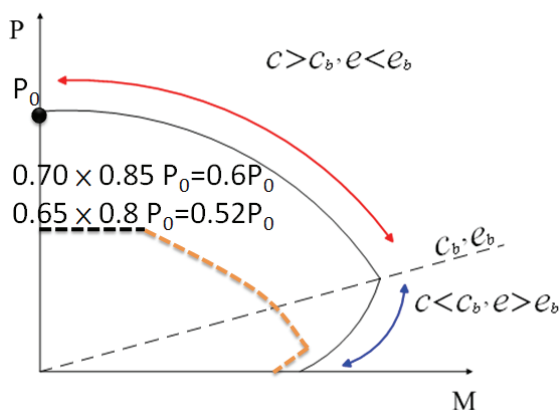


Fig (g)

五、試驗結果預測

A 型式之純軸壓試體，在高軸壓下應破壞於柱淨高一半之處附近，主要之破壞區

域約為淨高一半算之 60 公分內，在保護層剝落後，箍筋即開始發揮被動之圍束力，藉由高強度之箍筋圍束高強度混凝土於達到最高強度後，減緩強度衰減的速度，使其能向更大之軸向應變發展，強度點過後若能帶動構件容忍更大之變形能力且承载力無迅速衰減即發揮良好的圍束能力，因此藉由高強度之圍束箍筋若能在柱斷面內應變達降伏應變，能穩定分擔抵抗因柏松效應(Poisson effect)產生之側向變形，係達到良好之圍束效果。

B 型試體由於在承受了極高之軸壓後才施加側向力，柱頂與柱底在反覆載重作用下為臨界斷面之凝土混最先剝落，而後伴隨的破壞可能是交界面的箍筋斷裂，箍筋斷裂失去圍束效果後主筋便發生挫屈，使試體強度迅速下降，在臨界斷面中雖可能開始產生塑鉸，但於高軸力下容許之變形能力較低軸力之情形差，因此消能及韌性之效果可預期並不高。經斷面分析後可知斷面皆為壓力控制，故可推斷在高軸力作用下壓力側之主筋應會先達到降伏，而拉力側之主筋在整可試驗過程中因高軸壓而未必會出現收拉之情形，且恐怕更達不到拉力側主筋降伏之情形，若箍筋斷裂情形嚴重，失去箍筋圍束力不僅使主筋易挫屈或斷裂且同時易使核心混凝土失敗，使試體失去軸向之承載能力。

參考文獻

1. 中國土木工程學會，「混凝土工程設計與解說(土木 401-96)」，科技圖書，台北，2005。
2. ACI Committee 318，Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)，American Concrete Institute，Farmington Hills，Mich.，2008.
3. 「新矩形混凝土柱圍束型式之研究」，王柄雄，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。

分子生物識別技術於結構健康診斷之應用研究

古昌弘¹ 林子剛²

摘要

本研究目的為整合來自生物領域與資訊科技之先進技術，並且藉由國家地震中心振動台之八層樓縮尺鋼結構實驗為測試樣本，以進行結構物健康診斷系統雛形機的開發。利用 CompactRIO 與 Labview 的結合以及 GPRS 之技術，整合軟體以及硬體，而製作出一套新的機動型結構物健康診斷雛形機，爾後並實際於八層樓縮尺鋼結構作測試，提供未來各種控制系統一個應用與比較的平台。

關鍵詞： CompactRIO、LabView、結構物健康診斷

一、前言

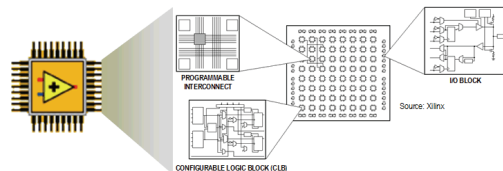
本計畫的目的在於設計、製作與測試可供整合型計畫使用的機動型結構物健康診斷系統。考慮到結構物健康檢測系統的機動性，本計畫必須設計並選定適當的軟體介面、硬體介面以及無線傳輸系統，並將此三大部分結合成本研究計畫預期的機動型結構物健康檢測系統。另考量雛形機執行效益，本計畫將會把開發出的雛型機實際在國家地震工程研究中心的 8 層樓結構體上做實測，並將試驗資料建置成為資料庫，提供結構健康診斷系統研究學者使用。

二、硬體的使用與選擇

本計畫中的硬體部分主要分為三大部分 CompactRIO 系統、FPGA System、LabView Real-Time System，而這整個系統整合起來後將會具備即時控制器以及可由使用者設定程式的 8 插槽可重設組態機箱以及可熱插拔的工業級 I/O 模組。這種嵌入式技術可以開放存取低階硬體資源，以便快速開發之獨立或分散式控制及擷取系統。

使用 CompactRIO 硬體系統，將可透過

簡單易用的圖形化程式設計工具，不但可迅速設計且製作本計畫所需的機動式結構物健康檢測系統，透過此系統的精巧體積、堅固耐用與高彈性的特色，亦可針對多種嵌入式的控制與擷取應用做出最好的調整，而「FPGA System」(如圖一)以及「Real-Time System」(如圖二)可獨立運作以及平行運算，因此將可使系統在執行程式、處理資料運算等，達到最高的效率，本研究即利用此項特點，進而使整個 SHM 的系統執行效率達至最佳的狀態。



圖一. FPGA 系統概念圖



圖二. Real-Time Controller

¹ 台灣大學土木工程學系四年級

² 國家地震工程研究中心副研究員

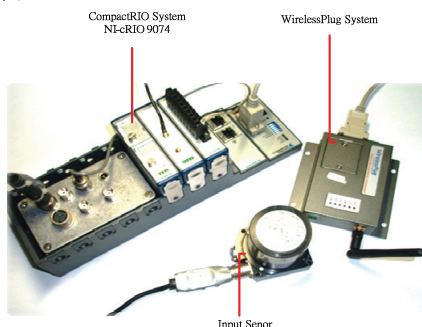
三、無線傳輸系統的使用與選擇

有關整個研究當中的傳輸模組所使用的儀器是 WirelessPlug MA8-9i 智慧型 GPRS/CDMA 通訊平台硬體，此儀器在機器對機器 (Machine-to-Machine) 應用上提供了完整無線的解決方案[1]，包括 MA8-9i 無線平臺及中心服務器的 PlugMaster TM 軟件，在硬體上 MA8-9i 提供了工業標準的 RS-232/RS-485 介面，可以直接與專業工控採集設備或專業的偵測器連接。

對於本計畫結構物健康診斷系統中，為了達到無線資料傳輸的目的，在經過不同的網路技術的比較後，最終選擇覆蓋率高、傳輸協定良好且穩定的 2.5 G 無線傳輸技術，藉此達到遠端監控結構物健康的目的。

四、機動型結構物健康診斷系統

如圖三所示，這是本研究中結構物健康檢測系統所有的硬體部分，圖中可以看到左方 NI-cRIO 9074 有三個可熱插拔式 Module，其分別是 Input Module、GPS Module 以及 SD Card Module，而其最左方的長方鐵盒則是本研究利用接電源的 Power Supply 在經過變壓處理後，提供給 Sensor(15D) Power，如此以來 Sensor 才能正常運作，而同時也是 Sensor 資料傳輸至 NI cRIO-9074 的中繼站，微振資料先經過 Sensor 測得後傳回長方鐵盒，長方鐵盒再回傳給 Input Module，長方鐵盒除了可支援加速度規的 Input 以外，尚可支援速度規的 Input。而 NI cRIO-9074 除了有外接 RS232 的插槽以外，亦具備兩個可與電腦相連接的網路孔。



圖三. Prototype 示意圖

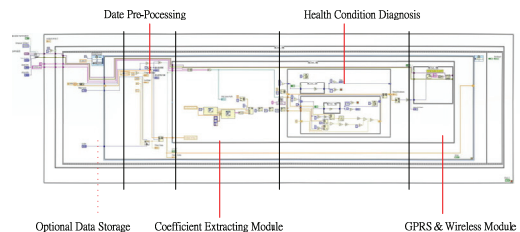
五、軟體的使用與選擇

為了結合上述所介紹的硬體部分，本研究計畫在比較過後各種不同的操作軟體之後，考慮到是否能與硬體有良好的結合與應用，以及其軟體所能提供的功能與應用等，在本研究裡最後所選擇使用的軟體為 LABVIEW。

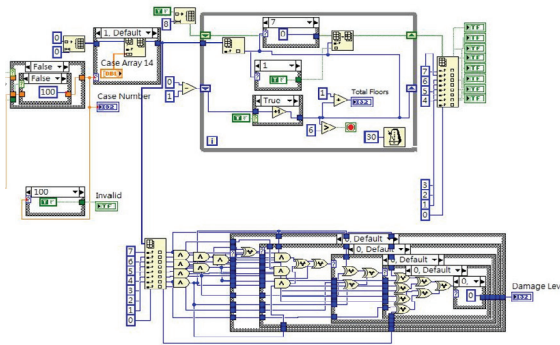
LABVIEW 是一種以圖形化程式介面的發展環境。此圖形化程式介面相較於文字指令型態的程式撰寫方式，對於程式撰寫經驗中，是一種更具直覺的程式設計方式。直覺式的圖形化程式設計圖示讓使用者很快且輕易上手。且可以透過交互式面板、對話框、選單以及數百種虛擬儀表 (Virtual Instruments, 簡稱為 VI) 來達成所有的功能，也可以將這些 Vis 置於圖框中，來定義使用者想要執行的動作。上述這些動作，只需利用點選滑鼠便可完成。如此，可有效的減少程式從初始設定到最後的執行所需的時間。

在實作中充分利用 LabView 的特性，因此在 LabView Project 介面下可以看到除了有硬體本身(cRIO-9074)以外，也有外接式的接收端 Module(Mod1、Mod2、Mod3)，以及此結構物健康檢測系統程式的主要架構檔案(target-single rate.vi)，而此部分在本次計畫裡將會分成「Onsite Program」(如圖四.) 以及「Demonstration Program」(如圖五.)。

本研究 On-site 端程式的主要架構如下圖所示，總共有四個主要部分(如圖四)，「Data Pre-Processing」、「Coefficient Extracting Module」、「Health Condition Diagnosis」、「GPRS & Wireless Module」。

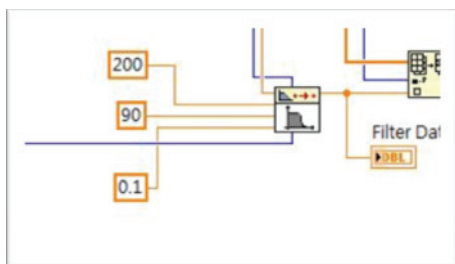


圖四. Onsite Program



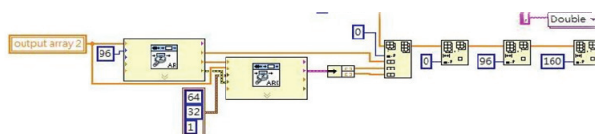
圖五. Demonstration Program

至於 Pre-Processing 的部分，主要有 Input 資料端的建置、濾波程式的設計、資料大小的設定，這幾個部分的設計即能成功的確保資料 Input 的正確性，而濾波器的設定以及選擇。本研究使用的 Sample Frequency 是 200HZ，而濾波的形式選的是 Band pass，意即把本研究不需要的高頻以及低頻濾掉，即將設定為 90HZ 以上以及 0.1HZ 以上的資料過濾掉，如此一來即可避免 Input 端的電壓與硬體上所造成的誤差值，確保了資料的專一性以及正確性。如圖六，即為濾波器程式的設定以及選擇。



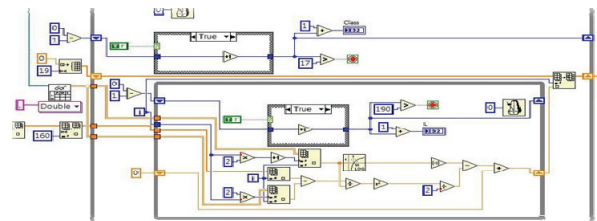
圖六. Data Pre-Processing

Coefficient Extracting Module 則是根據結構物健康檢測所應用的理論概念來做設計，如下圖所示，此為 AR-ARX Model 理論。於本研究中將其理論寫進 LabView 程式，有關 Order 的設定則如圖七所示，當經過 AR-ARX Model 後的資料點，本研究會再將其彙整，整理成 Array 的形式，並處理成符合下一階段資料計算處理所需之格式以及資料數量點。



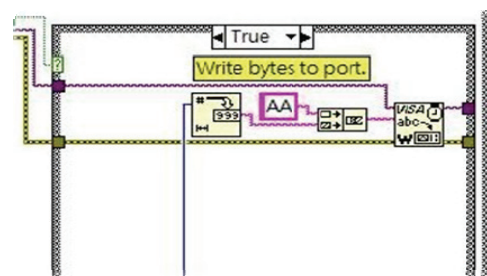
圖七. Coefficient Extracting Module

Health Condition Diagnosis 在這一階段本研究所運用到的理論為貝氏邏輯分類法，簡單的解釋就是將所測得的資料點來進行損害分析並與 database 作比對[2]，進而判斷其結構物損害情況並判別此損害情況是屬於哪一類的損害情形，如圖八。運用 LabView 軟體裡的 While Loop 使其達到持續計算與運作的情形，Input 進此階段貝氏邏輯分類並讀取 Database，將其損害情況判斷以及分類，最後將會出現一個數值 (1~19)，此即判別出的損傷分類為哪一個 case。

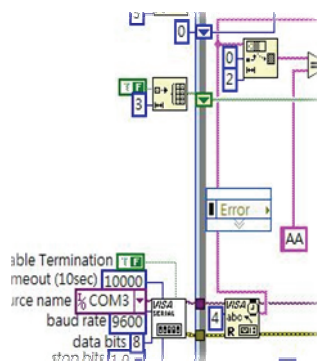


圖八. Coefficient Extracting Module

於分析出損傷分類後，此一分析結果為了達到即時監控的目的，所以必須回傳至監控端，因此使用了 GPRS Module 來進行資料的傳輸。本研究可以清楚呈現 GPRS 在 LabView 中所顯示出的畫面，選擇需要的設定數值，在 LabView 程式在運作時，且配合硬體的結合，即可成功的把資料回傳至監控端以進行結構物健康檢測的即時監控。同時在此系統中，為了確保資料的傳送以及接收能有良好的正確性，因此在資料傳輸時會利用加碼的方式進行傳輸，至於本研究中所使用的加碼以及解碼的技巧是在資料前端加上 AA 的字串，以及給予接收端指令，指令接收端判別資料前端有 AA 字串的才能接收下來，若無 AA 字串的資料則不接收，其實際狀況則如圖九以及圖十所示。



圖九. 傳送端的程式設計

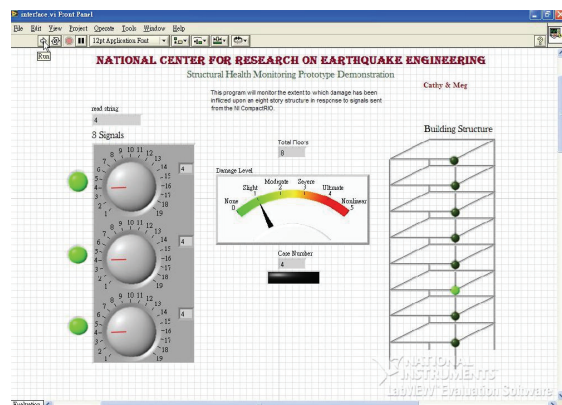


圖十. 接收端的程式設計

確定軟硬體方面執行效能以及結果方面皆與 Databases 符合後，本研究便開始進行驗證階段，有關離型機的實機測試[3]，將會選定於國家地震中心實驗場的 8 層樓結構體上進行實機的測試。為了要測試離型機的結構物健康診斷系統和另一台結構物健康診斷系統的判斷結果是否一致，本研究在進行實機測試時，一開始即把結構物四樓的螺栓鬆脫，形成一個結構物損傷，在進行離形機的測試，並把資料回傳至監控端，看其損傷分類是否與實際結構物的損傷一致，亦將微振資料存儲下來，並與另一台結構物健康診斷系統所測得的資料進行比對，以及其分析結果的比較等。

經過數次不同損傷情況的測試以及 Debugs，最後成功的將具備高度機動性以及操作方便性的機動型結構物健康診斷系統的離型機實現於實際的運用上。

本研究在實際運作此結構物健康診斷系統的結果如圖十一所示，左方為每 20 秒判斷一次的結構物健康診斷結果，而為了避免誤判的情形出現，本研究設定其系統將會判讀三次共 60 秒，其中所標示出來的數字即為判斷分類，當 60 秒執行完畢時，會自動由三次的檢測結果判斷出結構物真正的損傷情形，即如圖十一中間以及右方所示，中間即為損傷程度，而右方則為損傷位置。本研究所開發的機動式結構物健康診斷系統，將可使結構物健康診斷系統在各種不同的情況即時作出最好的反應以及即時的處理結構物損傷情況，因此可將不可預期的結構物損傷所造成的損失降至最低，成功達到結構物健康檢測的目的。



圖十一. 監控介面

五、結論與展望

本研究設計、分析、建置與測試結構物健康檢測系統的離形機，提供相關領域研究一個可在結構體中作實際測試的平台，各控制系統與理論可於此平台進行實測效益分析，讓結構物健康診斷系統更為務實，朝向實際運用邁進。

參考文獻

- [1]Straser, E. and Kiremidjian, A.S., "A Modular Wireless Damage Monitoring System for Structures," The John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report No. 128, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, 1998.
- [2]Sohn, H., and Farrar, C. R., "Damage Diagnosis Using Time Series Analysis of Vibration Signals," Journal of Smart Materials and Structures, 10(3), pp. 446-451(2001).
- [3]Keller, A. D., Schummer, M., Hood, L., Ruzzo, W. L., "Bayesian Classification of DNA Array Expression Data," Department of Computer Science and Engineering, University of Washington, Technical Report UW-CSE-2000-08-01, Seattle (2000).

鋼筋混凝土構架之健康診斷與受震模擬

廖文義¹

摘要

鋼筋混凝土構架受地震之結構健康診斷近年來為地震工程研究之重點之一，本研究採用之壓電材料製作成的智能骨材，可應用於鋼筋混凝土結構物受地震後之健康診斷，本研究使用四座鋼筋混凝土抗彎矩構件埋設智能骨材進行振動台試驗。使用壓電片做成的智能骨材埋於鋼筋混凝土結構中，可於結構在振動台測試時以量測到之智能骨材訊號判別結構健康情形。另一方面，本研究提出一數值模擬方式來計算結構桿件位移韌性需求，計算所得之桿件位移韌性需求與健康診斷所得之損壞指標進行比較，結果顯示數值模擬之位移韌性需求與損壞指標具一致性。

關鍵詞：損傷檢測、鋼筋混凝土、壓電陶瓷、智能骨材

一、前言

利用壓電進行損傷檢測類型主要有兩種類型：(1)基於阻抗的方法：利用壓電材料的阻抗可以應用在混凝土結構的損傷檢測中。(Sun et al. 1995, Ayres et al. 1998, Tseng and Wang 2004.)，(2)震動監測法：利用波傳特性可以對混凝土結構中的裂縫與損害作監測與評估(Okafor et al. 1996, Saafi and Sayyah 2001, Song et al., 2007, Liao et al., 2008)。

於本研究中，將壓電材料製造成之智能骨材配置成一分佈式智能感應網來進行鋼筋混凝土受地震輸入下的結構損傷檢測。經過一系列之四組單層雙跨鋼筋混凝土構架的振動台實驗，構架於受到不同程度之地震輸入後，發現局部之損傷指標確實可以從實驗量測資料中反應出來。振動台試驗所使用之地表加速度為 1999 年台灣集集地震中 TCU082 測站的地表運動紀錄。另一方面，RC 構件的非線性行為模擬對地震前的結構反應預測是很重要的，本文提出一個簡單而準確的方法模擬出 RC 構架受到地震作用下的反應。由此法計算出的結構桿件之位移韌性需求與使用智能骨材之健康監技術量測出的損傷指標

作比較後發現，損傷指標與韌性需求有良好的 consistency。

二、振動台實驗

本振動台試驗為設計四座單層兩跨之鋼筋混凝土構架，其編號為 RCF2、RCF3、RCF4 及 RCF5。結構配筋為依照現行耐震規範進行設計，四座試體採用同樣的細部設計和重量。試體於國家地震中心之振動台進行試驗，採用不同放大倍率之加速度歷時，以模擬中度地震至極大地震輸入下構架破壞情況。圖一為鋼筋混凝土構件設計圖。圖二為於振動台上組裝完成後之照片。

本試驗試體柱高度為 2 公尺，加上基礎底座後整座高度為 2.3 公尺。在試體頂部加裝質量塊，以模擬結構物之靜載重。其中 RCF2、RCF3 及 RCF4 在頂部安裝 4 噸重之質量塊，而 RCF5 則於頂部安裝 5.5 噸質量塊，以產生較大之慣性力。試體柱斷面尺寸皆為 20x20 cm，梁斷面尺寸為 16 x 20 cm。邊柱之斷面配筋方式為採用四根 4 號鋼筋，箍筋為 3 號鋼筋，箍筋間距為 10 cm。中間柱斷面配筋為八根 4 號鋼筋，箍筋為 3 號鋼筋，箍筋間距為 10 cm。混凝土

¹ 國立台北科技大學土木系副教授、國家地震工程研究中心兼任研究員

土平均抗壓強度為 210 kgf/cm^2 ，鋼筋平均降伏強度則為 4100 kgf/cm^2 。基礎設計成當構件柱和梁發生破壞後，基礎仍保持在彈性狀態。試體採用位移計和加速規來量測試體在受地震歷時所產生的位移和加速度。

為預防試體上的質量塊在試體破壞後讓試體傾倒，則裝置四根側撐鋼架支撐試體上樓版兩側之四端點。側撐鋼架與試體樓版四端之間有螺桿與滑輪，以減少側撐鋼架與試體的摩擦力，並可預防試體於試驗中之突然崩坍。

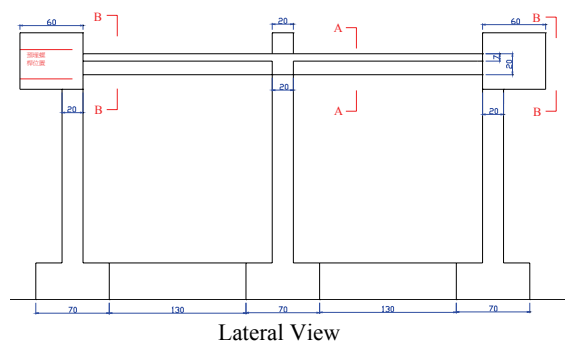
試驗之輸入地震為採用 921 南投集集大地震中 TCU078 水里國小測站所測得之東西向地震的加速度紀錄。振動台試驗於每一測試開始前與結束後均對受測構架輸入低震度之白訊號歷時以獲取結構系統識別所需之資訊，各試體於試驗前之基本振動頻率約為 6.0 Hz ，表一所列為各試體之輸入地震資訊與試驗前後所識別之基本振動頻率數值。

表一 各試體之輸入地震與振動頻率

Specimen	Excitation Name	Input PGA (gal)	Identified frequency (Hz)
RCF2	White noise	27	6.0
	TCU082	840	
	White noise	31	
RCF3	White noise	24	6.0
	TCU082	1310	
	White noise	36	
RCF4	White noise	30	6.0
	TCU082	1186	
	TCU082	668	
	White noise	33	
RCF5	White noise	30	5.1
	TCU082	1248	
	White noise	30	

Song *et al.* 於 2007 年提出採用智能骨材之應用研究，一般壓電片分正負兩極，將正負兩極銲上不同電線，並將銲完之壓電材料噴上防水膠，並將壓電片以砂漿包覆，以免受到震動或壓力而產生壓電片破壞，整個元件稱之為智能骨材，其組成如圖三所示。圖四為智能骨材埋置在本次試驗構

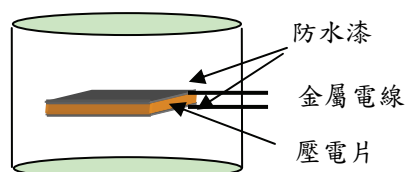
架之基礎、柱與樓板的位置。使用智能骨材的優點為可減少感測器成本並有效的進行檢測，有效檢測為指利用一個智能骨材激發一個應力波，其他智能骨材便能接收到激發出的應力波反應。在從接收的訊號分析便能利用於結構安全上的監測與損傷判別



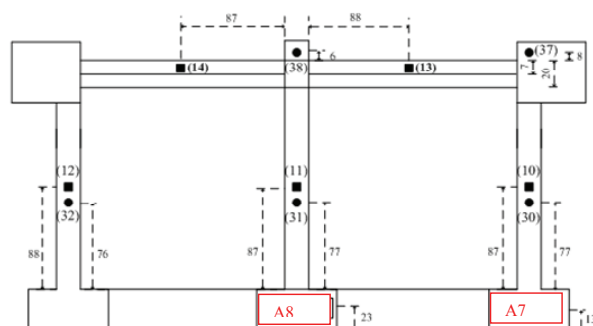
圖一 試驗之鋼筋混凝土構架



圖二 試體組裝圖。



圖三 智能骨材之組成



圖四 智能骨材配置位置示意圖

三、損傷檢測

智能骨材感測器的能量計算如下：

$$E = \int_{t_0}^{t_f} u^2 dt \quad (1)$$

t_0 ：起始時間， t_f ：完成時間，以及 u 為感測電壓。損傷檢測的能量向量表示為 E_h 。在時間指標 i 下，損害狀態的能量向量定義為 E_i 。在時間指標 i 下，損害指標定義為：

$$I = \frac{|E_h - E_i|}{E_h} \quad (2)$$

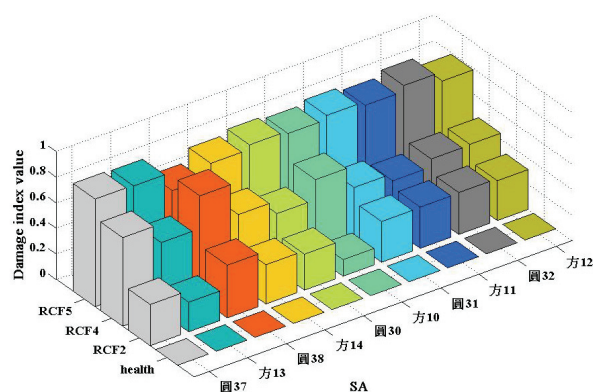
損害指標表示為結構損害所造成傳遞能量的損失。當損害指標趨近於 0 時，表示此結構物在健康穩定狀態。當損害指標超過某一程度時，表示出現損害。在試驗過程中可知，當損害指標越高，則有更嚴重的損害，當損害指標非常趨近於 1 時，表示此混凝土結構已嚴重損壞。

由試驗觀察得知構架之損壞嚴重程度順序為 RCF5、RCF4、CF2。於振動台測試後，智能骨材運用於混凝土柱體結構損害診斷上，如圖四所示，使用於基礎之智能骨材 PZT-A8 為發射源(頻率為 1kHz 和 5kHz)，設置在柱中及梁中之智能骨材為感測器。圖五為各感測器量測數據分析所得的損害指標矩陣圖。圖中感測器位置與編號則如圖四中所示。根據圖五之損害指標矩陣可知，智能骨材感測器的損害指標值和 RC 構架所受地震之慣性力有正比關係。這顯示出在不同構架下，損害指標矩陣的結果能有效評估損害的嚴重性。

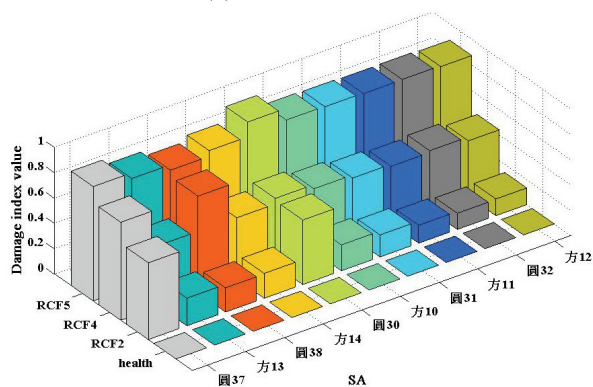
四、構架非線性行為模擬

本研究使用軟體 SAP2000 建立一有限元素模型來模擬 RC 構架結構物之受震的力學行為來。在 RC 構架模型中，梁柱以彈性梁元素及一個桿端非線性彈簧模擬，非線性彈簧對應之斷面開縫彎矩、降伏彎矩及最大彎矩和對應之曲率為利用分析軟體 XTRACT 計算得到；遲滯模型採用為 Takada 模型，梁柱分析所採取的有效慣性矩是開裂與未開裂慣性矩的平均值。圖六為本試驗 RC 構架的位移歷時比較圖。從此些圖中可以得知，本研究提出的簡易模

擬方法可以準確預測最大位移和 RC 構架結構的殘留位移量。結構中每一構材其單獨損傷狀態與整體的行為對於損壞判斷都有其重要性。韌性需求為一適當且常用於表示梁柱構材損傷狀況的指標。表二中顯示為計算所得之 RC 構架 C1、C2 和 C3 柱的位移韌性需求。由計算的位移韌性需求和智能骨材所測得的損害指標之比較可知，損害指標的增加趨勢和計算的位移韌性需求走向是一致的。此驗證了運用智能骨材進行損害檢測的有效性和正確性。



(a) 頻率=1 kHz



(b) 頻率=5 kHz

圖五 感測器損害指標矩陣

五、結論

於本研究中，智能骨材感測器系統被應用在不同地震強度下的混凝土構架的損傷監測。從實驗結果，智能骨材感測器可以監測以及經由提出的損害指標矩陣預測構架損傷狀態。智能骨材感測器可進一步運用到真實混凝土結構物以提高其安全性。本研究之 RC 構架模擬方法所得位移韌性需求與藉由智能骨材損傷檢測之傷害指標

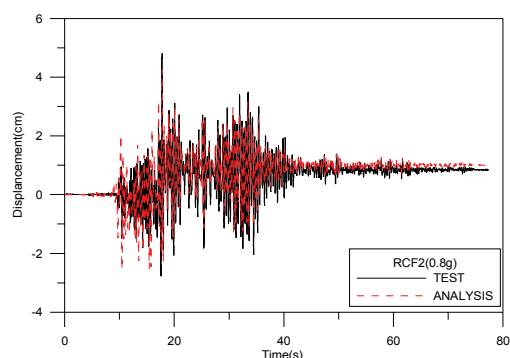
的比較顯示，損害指標能與韌性需求具一致性。

參考文獻

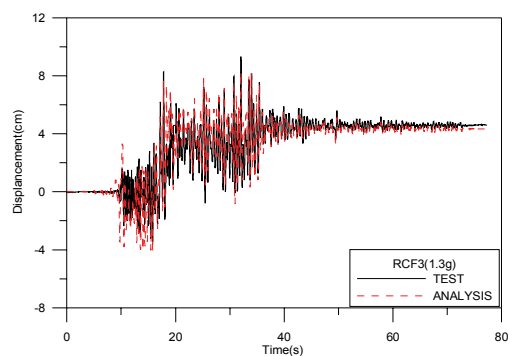
- Sun F. P., Chaudhry Z, Rogers C A and Majmundar M. (1995), “Automated real-time structure health monitoring via signature pattern recognition”, Proceedings of the SPIE -Smart Structures and Materials Conferences, vol. 2443, pp. 236-247
- Ayres J.W., Lalande F., Chaudhry Z. and Rogers C., (1998), “Qualitative impedance-based health monitoring of civil infrastructures”, Smart Materials and Structures, vol.7, no. 5 , 1998, pp. 599-605
- Liao W.L., Gu H, Olmi C, Song G, and Mo Y.L., "Structural Health Monitoring of a Concrete Column Subjected to Shake Table Excitations Using Smart Aggregates", 2008 ASCE Earth & Space Conference, March 3-5, 2008, Long Beach, CA, USA.
- Tseng K. K. and Wang, L., (2004), “Smart piezoelectric transducers for in situ health monitoring of concrete”, Smart Materials and Structures, vol. 13, no. 5, 2004, pp.1017-1024.
- Okafor A.C., Chandrashekhara and Jiang Y.P. (1996), “Delamination prediction in composite beams with built-in piezoelectric devices using modal analysis and neural network”, Smart Materials and Structures, vol. 5, no. 3, pp. 338-347
- Saafi M. and Sayyah T.(2001), “Health monitoring of concrete structures strengthened with advanced composite materials using piezoelectric transducers”, Composites Part B: Engineering, vol. 32, no.4, pp. 333-342
- Song G., Gu H., Mo Y. L., Hsu T., and Dhonde H., (2007) “Concrete structural health monitoring using embedded piezoceramic transducers”, Smart Materials and Structures, vol. 16, pp. 959-968.

XTRACT, software for Cross-sectional X Structural Analysis of Components”, 2006, TRC/Imbsen Software Systems.

Wilson E.L., “SAP2000 Analysis Reference”, 2002, Computer sand Structures, Inc, Berkeley, California, USA.



(a) RCF2



(b) RCF3

圖六 RC 構架之模擬位移與測試位移

表二(a) 柱之損傷指標與位移需求(1 kHz)

specimen column	RCF2		RCF4	
	Damage index	Ductility demand	Damage index	Ductility demand
C1(Pzt32)	0.418	1.203	0.444	1.837
C2(Pzt31)	0.410	1.276	0.439	1.909
C3(Pzt30)	0.385	1.213	0.453	1.861

表二(b) 柱之損傷指標與位移需求(5 kHz)

specimen column	RCF2		RCF4	
	Damage index	Ductility demand	Damage index	Ductility demand
C1(Pzt32)	0.134	1.203	0.505	1.837
C2(Pzt31)	0.170	1.276	0.506	1.909
C3(Pzt30)	0.151	1.213	0.560	1.861

有無安裝磁流變阻尼器之纜索的阻尼識別

黃謝恭¹ 羅俊雄² 林沛暘³

摘要

纜索在特殊載重組合下容易產生非常大的振動幅度，並且可能引致初次超越破壞（First Passage Failure）與疲勞破壞（Fatigue），所以吾人常使用被動控制或半主動控制元件來抑制此類破壞。此篇報告主要是透過實驗以研究有無安裝磁流變阻尼器纜索的動力特性，首先使用各種分析方法驗證纜索張力與自然振動頻率的關係，然後亦使用數種分析方法估測自由震動下的阻尼比，最後比較有無安裝磁流變阻尼器之纜索的阻尼。報告內容可以為使用被動控制或半主動控制元件控制纜索提供有用的資訊。

關鍵詞：磁流變阻尼器、阻尼比、纜索控制

一、前言

壯觀而經濟的斜張橋在近數十年來廣泛的增加，然而纜索在特殊載重組合下容易產生非常大的振動幅度，舉例來說，速度每秒十至二十公尺的中度風力與輕度雨量將會產生高達一至二公尺的振動幅度。此種現象被稱為風雨激振（Rain-wind Vibration），並在許多斜張橋都可以觀察到。斜張橋上纜索的固有阻尼通常微小（約不到 1%）而不足以消除振動，進而可能引致初次超越破壞與疲勞破壞。許多學者為消除此種振動，研究發展各式各樣的方法，然而大部分學者認可為纜所提供機械式阻尼器（Mechanical Damper）可以有效的消除振動。

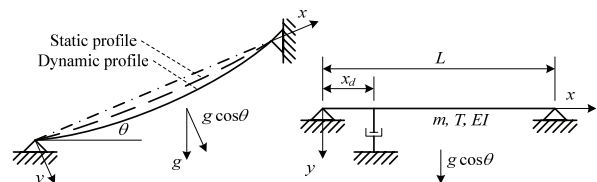
磁流變阻尼器（Magneto-Rheological Damper, MR damper）使用磁流變液體，磁流變液體能夠在數個微秒內透過磁場或電場來改變本身的物理性質，所以磁流變阻尼器被廣泛的應用於各種斜張橋研究。為了設計並安裝磁流變阻尼器，有必要探討有無安裝阻尼器之纜索的動力特性。此報告運用纜索之自由振動（Free Vibration）與強迫振動（Force Vibration）實驗資料來

識別頻率特性及阻尼特性。報告內容可以為控制纜索提供有用的資訊。

二、纜索振動之數學模型

考慮一側向裝有阻尼器的纜索，如圖一所示，阻尼器裝設於距底部 x_d 處。為建立數學模型通常有以下假設：(1) 纜索擁有均勻斷面，(2) 垂長比（Sag-to-length Ratio）很小而張重比（Tension-to-weight Ratio）很大，(3) 纜索振動僅受限於 xy 平面並且 x 方向可以被省略。Irvine 亦提供一個簡單方法考慮纜索的傾斜，因此纜索振動之控制方程式如下所示：

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} - T \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\lambda^2 T}{L^3} \int_0^L v dx + c \frac{\partial v}{\partial t} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = f - f_d \delta(x - x_d) \quad (1)$$



圖一、裝設組尼器之斜張纜索

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國立台灣大學土木工程系教授

³ 國家地震工程研究中心研究員

其中 $v=v(x,t)$ 為振動之側向變形， EI 為撓曲剛度， $T=T_h/\cos\theta$ 為張力， c 為固有阻尼， m 為單位長度之質量， $f=f(x,t)$ 為纜索上之作用力， f_d 為阻尼器施力， $\delta(\cdot)$ 為狄拉克 δ 函數 (Dirac Delta Function)， λ^2 為垂伸參數 (sag-extensibility parameter) 而表示如下：

$$\lambda^2 = \left(\frac{mgL \cos \theta}{T} \right)^2 \frac{LEA}{TL_e} \quad (2)$$

$$L_e = \int_0^L \left[(dy/dx)^2 + 1 \right]^{3/2} dx = L \left[1 + \frac{(mgL \cos \theta / T)^2}{8} \right] \quad (3)$$

因振動產生之側向變形可以依據分離變數法 (Separation of Variables) 假設：

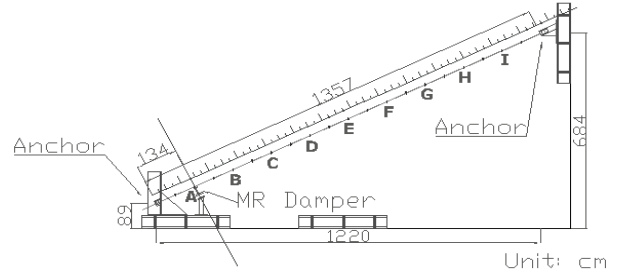
$$v(x,t) = \phi(x)q(t) \quad (4)$$

其中 $\phi(x)$ 為非時變性的部分而 $q(t)$ 為時變性的部分，所以式子(1)可以使用有限差分法 (Finite Difference Method, Tabatabai *et al.*) 與伽勒金法 (Galerkin method, Pacheco *et al.*) 解析。

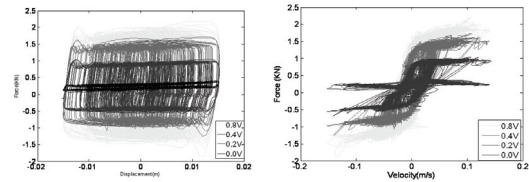
三、實驗設置

為了研究磁流變阻尼器對斜張纜索的影響，吾人設計一座縮尺斜張鋼纜並在國家地震工程研究中心建造。如圖二所示，此鋼纜由十七條鋼絞線匯聚而成，並且斜張在兩錨定點間，兩錨定點分別為反力牆 (Reaction Wall) 及強力地板 (Strong Floor)，所以可以考慮為固接 (Fixed)。鋼纜之斷面為 140 平方公厘，降伏應變為 1670 N/mm，總長度為 133.5 公尺，傾斜角約 26 度。為了真實模擬斜張纜索之動力特性，十九組各為 16 公斤的質量塊被安裝在鋼纜上。此外為自由調整鋼纜之張力，下端錨定點可使用油壓系統重新錨定。

距下端錨定點約 10% 長度的地方垂直安裝了一個磁流變阻尼器以增加阻尼。此磁流變阻尼器為 LORD 所生產，其最大出力為 3000 牛頓，最大輸入電壓為 0.8 伏特，最大輸入電流為 2 安培，最大衝程為正負



圖二、鋼纜試體示意圖



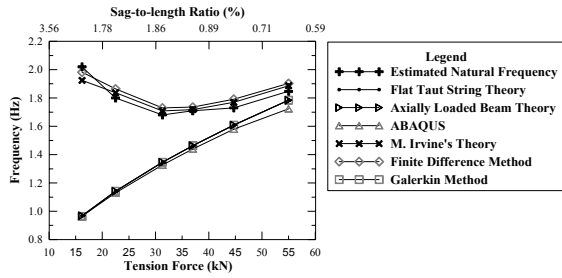
圖三、磁流變阻尼器之遲滯迴圈

20 公釐。磁流變阻尼器之遲滯迴圈繪製如圖三，不同輸入電壓下力量-位移及力量-速度的關係非常的不同。此處有兩個相當重要的特性可以觀察到，一是隨著輸入電壓升高可以消散更多能量，二是隨著輸入電壓有不同的初始勁度和庫倫摩擦力 (Coulomb Friction)。

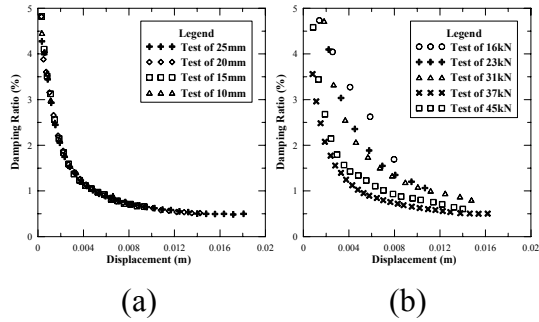
四、纜索之動力特性

理論上有許多方法可以估測纜索的自然振動頻率 (Natural Frequency)，如 Flat Taut String Theory、Axially Loaded Beam Theory 和 Irvine's theory，也可以透過前節所介紹的有限差分法與伽勒金法。吾人將一力量作用於斜張纜索的中間點，產生初始位移，然後釋放產生自由振動，不同張力下纜索的自然振動頻率繪製於圖四。其中 Flat Taut String Theory、Axially Loaded Beam Theory、ABAQUS 和伽勒金法沒有考慮“modal crossover”現象，所以估測得的自然振動頻率隨張力而上升。其中伽勒金法雖然能夠有效減低矩陣維度而廣泛被應用於纜索控制，但在垂長比低時精確度不高，幸運地，隨著垂長比升高，伽勒金法的精確度也隨著逐步提昇。

普遍來說，動力系統的阻尼比最難以被估測，古典方法有 Logarithmic decrement method 和 half-power bandwidth method，非古典方法有 Ibrahim time domain method、



圖四、不同張力下纜索的自然頻率



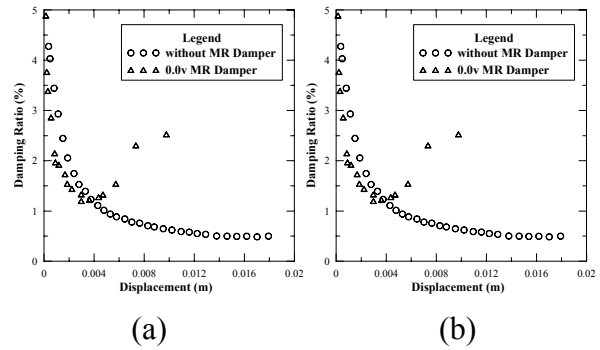
圖五、不同張力下估測得之阻尼係數

Hilbert transform method、Wavelet transform method。吾人將 Wavelet transform method 之結果繪製於圖五，此圖顯示斜張纜索的阻尼比隨著振幅減低而平滑地升高，為了檢驗這種非線性現象，將四種不同初始位移繪所估測得的結果繪製於圖五 a 上，而五種不同張力所估測得的結果繪製於圖五 b 上，阻尼比顯然的因為振幅高低與張力大小而改變。

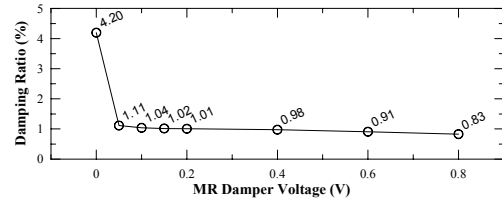
此節結論顯示斜張纜索在振動幅度較小時會提供較高之阻尼，而在振動幅度較大時會提供較小之阻尼。此種現象非常危險，因為振幅大時纜索才需要額外的阻尼消散能量，而磁流變阻尼器能夠替斜張纜索額外提供阻尼與消散能量。

五、有無安裝磁流變阻尼器之阻尼

吾人將一個磁流變阻尼器安裝於圖二的 A 處以額外提供阻尼力，而估測之阻尼比亦繪製於圖六。不同於前一節所得之結論，安裝磁流變阻尼器後阻尼係數於震動幅度較大時亦提供相當的阻尼力，解決了斜張橋上纜索的固有阻尼通常微小（約不到 1%）而不足以消除振動的問題。在圖六 b 中“-”表示磁流變阻尼器所提供之阻尼，“—”表示纜索的固有之阻尼，當振動幅度



圖六、有無磁流變阻尼器之估測阻尼比較



圖七、安裝磁流變阻尼器之估測阻尼比較

過大時磁流變阻尼器提供額外的阻尼消散能量，而當振動幅度減小時磁流變阻尼器停止消散能量而讓纜索消除振動。在此次實驗磁流變阻尼器提供了斜張纜索近 2% 的阻尼比。

學者 Pacheco 使用伽勒金法提出一條通用曲線來設計最理想的阻尼器，但是因此通用曲線使用理想化的纜索模型與阻尼器模型，忽略了垂度（Sag）、撓曲剛度、纜索的非線性阻尼力、阻尼器的勁度和阻尼器的非線性特性。吾人將大振幅（超過 1 公分）下第一模態估測得的阻尼比繪製於圖七，隨著輸入電壓上升，初始勁度和庫倫摩擦力明顯提昇而造成了“lock up”現象，這現象亦增加纜索的自然振動頻率與減低纜索的阻尼比。

六、結論

這份報告中，吾人驗證了纜索之非線性動力特性並且比較了纜索之阻尼比。從實驗結果顯示纜索的阻尼隨著振動幅度減小而上升，因此需要阻尼器消散振動能量。磁流變阻尼器擁有廣泛的動態範圍並且提供可觀的阻尼力，此外亦可以在各種頻率的擾動下減低纜索振動，減低之幅度也非常的優越。雖然磁流變阻尼器是增加纜索阻尼與消散振動非常好的選擇，但是

效果在特定電壓下即存在一道門檻而無法隨著電壓增加而再獲得改善。另外，纜索的勁度將會因為安裝磁流變阻尼器而小幅增加，因為磁流變阻尼器有初始勁度和庫倫摩擦力。

參考文獻

1. M. Matsumoto, N. Shiraishi, and H. Shirato. 1992. "Rain-wind Induced Vibration of Cables of Cable-stayed Bridges," *J. of Wind Engrg. and Industrial Aerodyn.*, 41-44, 2011-2022.
2. O. Flamand. 1995. "Rain-wind Induced Vibration of Cables," *J. of Wind Engrg. and Industrial Aerodyn.*, 57, 353-362.
3. H. Yamaguchi, and M. Ito. 1997. "Mode-dependence of Structural Damping in Cable-stayed Bridges," *J. of Wind Engrg. and Industrial Aerodyn.*, 72, 289-300.
4. R. E. Christenson, B. F. Spencer, and E. A. Johnson. 2006. "Experimental Verification of Smart Cable Damping," *J. of Engrg. Mech.*, 132(3), 268-278.
5. X. Y. Wang, Y. Q. Ni, J. M. Ko, and Z. Q. Chen. 2005. "Optimal Design of Viscous Dampers for Multi-mode Vibration Control of Bridge Cables," *Engrg. Struct.*, 27, 792-800.
7. A. B. Mehrabi, and H. Tabatabai. 1998. "Unified Finite Difference Formulation for Free Vibration of Cables," *J. of Struct. Engrg.*, 124, 1313-1322.
8. H. Tabatabai, and A. B. Mehrabi. 2000. "Design of Mechanical Viscous Dampers for Stay Cables," *J. Bridge Engrg.*, 5(2), 114-123.
9. B. M. Pacheco, Y. Fujino, and A. Sulekh. 1993. "Estimation Curve for Modal Damping in Stay Cables with Viscous Damper," *J. Struct. Eng.*, 119(6), 1961-1979.
10. E. A. Johnson, G. A. Baker, B. F. Spencer, and Y. Fujino. "Mitigating Stay Cable Oscillation using Semiactive Damping," *Smart Struct. and Matls. 2000, Proc. of SPIE*, 3988, 207-216.
11. E. A. Johnson, G. A. Baker, B. F. Spencer, and Y. Fujino. 2007. "Semiactive Damping of Stay Cables," *J. of Engrg. Mech.*, 133(1), 1-11.
12. A.M. Iglesias. "Investigating Various Modal Analysis Extraction Techniques to Estimate Damping Ratio," Master's Thesis, Mechanical Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University.
13. M. Feldman. 1994. "Non-linear System Vibration Analysis Using Hilbert Transform, I. Free Vibration Analysis Method 'Freevib'," *Mech. Syst. Signal Process.*, 8(2), 119-127.
14. M. Feldman. 1994. "Non-linear System Vibration Analysis Using Hilbert Transform, II. Forced Vibration Analysis Method 'Forcevib'," *Mech. Syst. Signal Process.*, 8(3), 309-318.
15. W. J. Staszewski. 1997. "Identification of Damping in MDOF Systems using Time-scale Decomposition", *J. of Sound and Vibration*, 203(2), 283-305.
16. M. Ruzzene, A. Fasana, L. Garibaldi, and B. Piombo. 1997. "Natural Frequencies and Dampings Identification using Wavelet Transform: Application to Real Data", *Mech. Syst. and Signal Process.*, 11(2), 207-218.

可變式油壓減震器之研發與測試

江宏偉¹ 林沛暘²

摘要

本研究之目的在於設計研發一套可以依據實際需要來改變其特性之消能元件。歷年來的試驗結果顯示，磁流變減震器可以達到最佳、最快速反應的特性變化可以應用在各種半主動控制系統。然而磁流變減震器的製造成本過高且維修不易，因此實際應用的競爭力以及可靠度不足，目前業界主要的應用還是以油壓減震器以及黏彈性減震器為主，在考量實際的可行性、經濟性、與可靠度下，將進行可變式的油壓減震器之研發，藉由旁通管的方式提供液壓油的流動路徑，共設計 3 mm、5 mm、8 mm 三種不同孔徑之旁通管，每一組旁通管均可以獨立開關，藉此改變液壓油的流通面積來提昇減震器的性能，接著在測試鋼床上安裝可變式的油壓減震器，用動態致動器作為震動的外力來源以不同的頻率與旁通管開關組合進行性能試驗，根據實驗結果進行減震器數學模型 $F=CV^a$ 參數識別，試驗與分析的結果皆顯示利用旁通管改變液壓油的流通面積是可以有效的提昇減震器的性能，未來可以透過可控制閥門，進行即時的減震器參數(阻尼力)控制。

關鍵字: 液流阻尼器、減震器、阻尼係數

一、前言

在半主動控制系統中，磁流變減震器雖然可以達到最佳、最快速反應的特性變化，但是製造成本過高維修不易，因此實際應用上缺乏競爭力，本研究之目的在於利用目前業界常用之油壓減震器設計、製作、測試與分析可以依據實際需要來改變其特性之減震器，利用旁通管的方式改變液壓油的流通面積，藉此改變減震器參數提昇其性能。

二、可變式油壓減震器設計

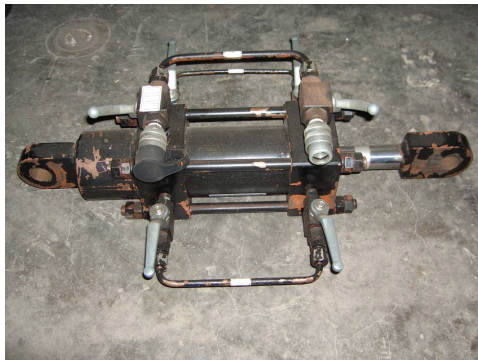
一般的油壓減震器是由油壓缸、活塞、活塞桿，以及液壓油所組成，油壓缸以活塞為界分為兩個空間，活塞中間開孔以供液壓油通過，外力作用時會迫使液壓油由一個空間流動至另一個空間而產生阻尼力。液壓油的黏滯性以及活塞開孔的面積，是控制油壓減震器特性的兩大要素，

如果能改變這兩項參數便可以變化減震器的特性。本研究採用一般油壓減震器之架構，活塞中間不開孔，藉由旁通管的方式提供液壓油的流動路徑。此減震器共設計 3 mm、5 mm、8 mm 三種不同孔徑之旁通管，每一組旁通管均可以獨立開關，藉由不同的開關組合可以改變液壓油的流通面積來提昇減震器性能。未來可以透過可控制閥門，進行即時的減震器參數控制。

圖一為可變式油壓減震器照片，片中可以發現共有三組旁通迴路，在連接油壓缸的地方皆有獨立的開關可供調整液壓油的流通面積。此減震器為模組化設計元件皆可拆卸，方便進行連通管與液壓油更換以利後續變更減震器設計參數。圖二為三種不同管徑之連通管之油壓管由下往上之管徑分別為 3 mm、5 mm 與 8 mm。

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員



圖一 可變式油壓減震器照片



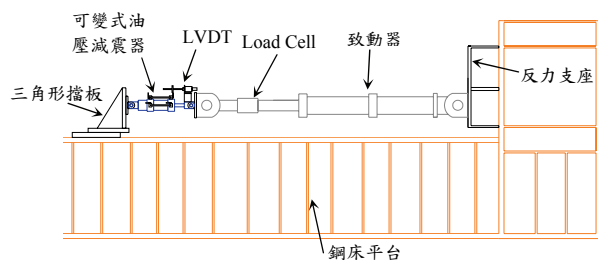
圖二 三種不同管徑之連通管之油壓管

液壓減震器的另一項控制因素為液壓油（阻尼油）的特性。從前人的研究得知，阻尼油黏度對減震器阻尼影響甚大，黏度越高，阻尼係數亦相對提昇，但是目前市面上減震器並無特定用油而且油品種類繁多、黏度不容易掌控，為了更進一步了解減震器的特性，使用之液壓油的黏度分類必需要廣且穩定，所以依據油品的特性，因矽油有著黏度分類廣、耐壓縮性高、防腐蝕(可耐微酸鹼)、無毒、無味和穩定性高，等優點，故選擇矽油當成阻尼油。

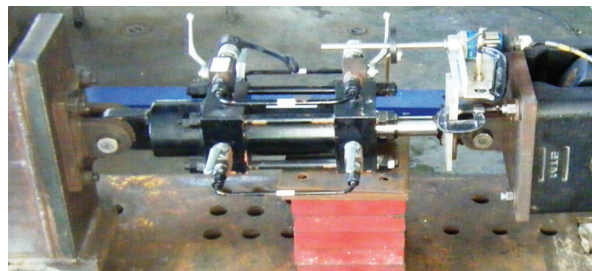
矽油濃度越高越不容易流動，所以選擇矽油時除了考慮減震器設計外，是否好添加也是一項重點，濃度越高之矽油越不容易流動，在添加時所產生的氣泡也越不容易消除，這時就會影響到減震器的性能，所以我們選擇黏度較低較易流動之矽油(1000cp)當成本次試驗的阻尼油，使減震器內的氣泡數量減到最少。

三、減震器性能試驗

本試驗組裝之示意圖如圖三所示，所有裝置包含鋼床平台，可變式油壓減震器，動態致動器，資料收集系統等。將致動器固定在試驗平台的反力支座上，在致動器前端安裝轉接板，利用插銷與減震器前端相連接，並安裝位移計量測減震器位移，後端則用插銷固定在三角形擋板上如圖四所示，致動器和位移計與 dSPACE 系統連接收錄量測力量與位移訊號，圖五為減震器性能測試照片。



圖三 減震器性能測試組裝示意圖



圖四 減震器之感測器配置與組裝照片



圖五 減震器性能測試照片

試驗依不同的閥門開關組合與不同的振動頻率進行測試，閥門開關組合如表一所示，每種組合代表不同的孔隙比，其中最大為 1.89% 最小為 0.48%，共有六種不同的開關組合方式。振動頻率為 0.25Hz、0.5Hz、0.75Hz、1Hz、1.25 Hz、2 Hz 共六

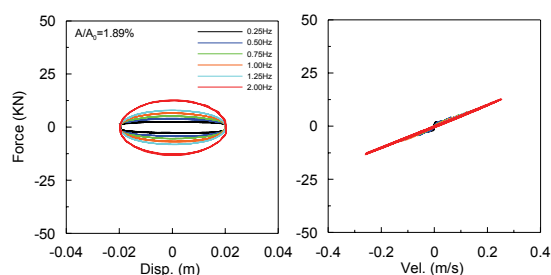
種不同頻率，每一頻率作用 10 個迴圈的正弦波運動，振幅為 ± 20 mm。第一次試驗時(case1)連通管閥門全開，以 0.25Hz 之振動頻率進行性能測試，完成之後再進行其他頻率測試，每一次試驗後皆停止 30 分鐘降低減震器溫度，這樣可使溫度對減震器的影響降到最低，而後每當改變閥們開關組合時，皆以上述步驟進行性能測試。

表一 連通管閥門開關組合

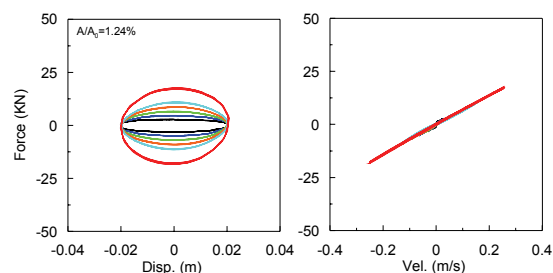
	3 mm	5 mm	8 mm	孔隙比(A/A_0)
case1	○	○	○	1.89%
case2	×	○	○	1.72%
case3	○	×	○	1.41%
case4	×	×	○	1.24%
case5	○	○	×	0.66%
case6	×	○	×	0.48%
○=開 ×=關 A=旁通管面積 A_0 =活塞面積				

四、實驗結果討論

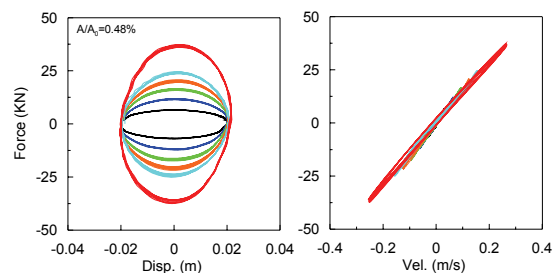
圖六至圖八所示之遲滯迴圈為典型的輸出實例，從圖中可看出遲滯迴圈並沒有傾斜所以此減震器沒有勁度的存在，比較孔隙比與阻尼力的變化，發現改變液壓油的流通面積確實可以改變減震器的參數，進而提昇減震器性能，由圖六可看出，當孔隙比為最大時(閥門開關全開)，隨著頻率變化所得到之減震器阻尼力改變不明顯，但隨著孔隙比越小如圖七、圖八，隨頻率變化所得到之減震器阻尼力變化顯著，表二為六種振動頻率下各種孔隙比最大阻尼力(單位 kN)，可看出在相同的測試頻率下，液壓油流通面積越小則減震器有較大的阻尼力。



圖六 孔隙比為 1.89% 之遲滯迴圈



圖七 孔隙比為 1.24% 之遲滯迴圈



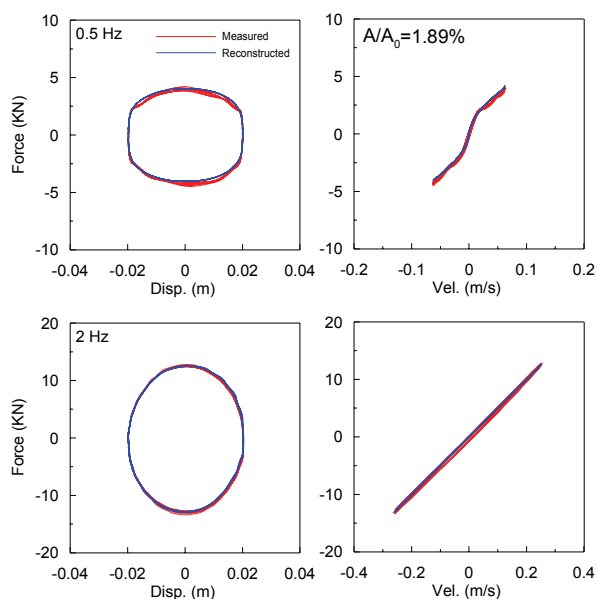
圖八 孔隙比為 0.48% 之遲滯迴圈

表二 振動頻率下各孔隙比最大阻尼力

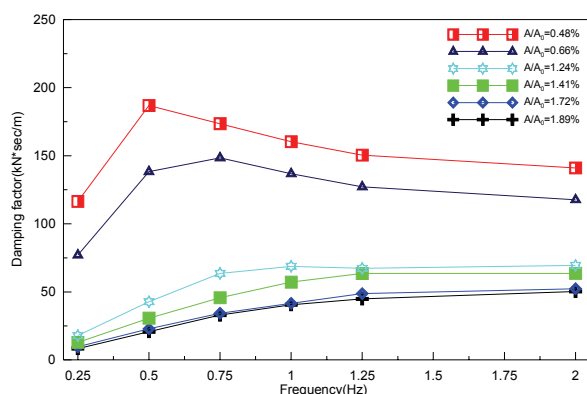
A/A_0 振動頻率	1.89 %	1.72 %	1.41 %	1.24 %	0.66 %	0.48 %
0.25 Hz	3.0	3.0	3.1	3.2	6.3	7.0
0.50 Hz	4.5	4.5	5.1	5.1	10.9	12.3
0.75 Hz	5.5	5.8	6.8	7.0	14.8	17.5
1.00 Hz	7.1	7.3	8.5	9.2	18.0	21.8
1.25 Hz	8.2	8.6	10.4	11.5	21.1	25.0
2.00 Hz	13.4	13.9	16.6	18.4	32.4	37.5

根據試驗的結果進行減震器參數識別，此減震器沒有勁度的存在，所以使用數學模型為 $F=CV^\alpha$ 之方程式進行 C 與 α 參數識別，利用識別出的 C 值與 α 值重建減震器的遲滯迴圈模形，結果如圖九所示，紅色線為實際性能測試之遲滯迴圈；藍色線為重建之遲滯迴圈，可看出二者圖形相當吻合。

圖十為頻率對各孔隙比之阻尼係數關係圖，圖中可明顯看出在所有頻率阻尼係數隨著孔隙比下降而提高，且不同試驗頻率之下有著不同的阻尼係數，也可以發現在頻率達某一程度時阻尼係數隨著頻率增加而降低，表三為六種孔隙比的平均 C 值與 α 值。



圖九 實際試驗與重建之遲滯迴圈比較



圖十 頻率對各孔隙比之阻尼係數關係圖

表三 各孔隙比之阻尼係數值

	孔隙比	平均 C 值	平均 α 值
case1	1.89%	39.11	0.82
case2	1.72%	42.08	0.85
case3	1.41%	54.85	0.89
case4	1.24%	64.72	0.94
case5	0.66%	89.86	0.77
case6	0.48%	109.81	0.79

五、結論

1. 此可變式油壓減震器確實可以藉由改變液壓油流通面積來改變減震器參數，當孔隙比越小阻尼力就越大。
2. 由遲滯迴圈的圖形可知，此減震器抵抗力只有阻尼力提供，並無勁度力的存在。

且隨著頻率變化所得到之減震器阻尼力會隨著孔隙比越小改變越明顯。

3. 油壓減震器的特性會因為振動頻率的不同而有所變化，而非呈現一固定值，當頻率增加至特定值之前，阻尼係數會呈現上揚的趨勢；在頻率超過特定值時，阻尼係數會呈現下降的趨勢。

4. 減震器添加的液壓油黏度，可視最小管徑之連通管而定，若黏度太高則在添加時所產生的氣泡不容易消除。

參考文獻

1. Hyun-Su Kim, Paul N Roschke, Pei-Yang Lin, Chin-Hsiung Loh, "Neuro-fuzzy model of hybrid semi-active base isolation system with FPS bearing and MR damper", Engineering structures 28, PP947-958, 2006
2. David Shook, Pei-Yang Lin, Tzu-Kang Lin and Paul N Roschke, "A comparative study in the semi-active control of isolated structures", Smart Material and Structures 16 1433-1446
3. 侯建元、李永峰、徐德修，(Sept. 2006)，「足尺寸液流阻尼器特性之認證測試及應用設計」，結構工程，第二十一卷，第三期，民國 95 年 9 月，第 116-128 頁。
4. 徐德修，李永峰，王冠凱，侯建元，(Oct. 2003)，「液流阻尼器全尺寸結構防振功能之振動台測試」，中興工程，第 81 期，145-148 頁。
5. 徐德修，李永峰，李俊德，侯建元，(Dec. 2003)，「錘撞試驗在液流阻尼器之特性測試」，中華民國第 27 屆全國力學會議論文集（上冊），成功大學，台南，民國 92 年 12 月 12-13 日，540-547 頁。
6. 徐德修，盧思源 (Dec.2000)，「矽液對液流阻尼器效能影響之研究」，第廿四屆全國力學會議論文集，No. H001，中原大學，中壢，民國 89 年 12 月 9~10 日，8 頁。

變摩擦隔震系統之半主動控制

楊卓諺¹ 鍾立來² 陳鴻銘³ 盧煉元⁴

摘要

被動隔震系統簡單且可靠，確實能夠有效的降低隔震目標(結構、設備)在地震力作用下，所產生的相對位移與絕對加速度反應。然而，被動隔震系統並不具有適應性。若外力於其振幅或震波特性和設計地震力不同，則無法發揮原設計之下的隔震效果。半主動控制系統具有感應器以便迴授系統狀態給控制系統，再輸出控制命令給驅動裝置。藉由改變系統結構參數，如勁度、阻尼或摩擦力來間接達成控制目的。因此，所需要的耗能遠低於主動控制系統且無控制系統穩定性的問題。本文主要在探討半主動控制律對於隔震系統的控制效果，且採用摩擦消能機制來消耗地震力。而半主動之控制機制，乃藉由控制正向力，進而改變滑動摩擦力之大小。於數值模擬之結果，此系統配合適當的控制律來輸出正向力，可發揮比被動隔震系統有更低的絕對加速度與隔震層位移。以 El Centro 0.1g 作為設計地震力來設計一半主動控制律與一最佳化被動隔震系統。當外力振幅大於設計地震力或於近斷層之地震力作用下，皆顯示半主動控制有比最佳化被動更小的加速度與位移反應。

關鍵詞：隔震系統、半主動控制、變摩擦

一、前言

近年來隨著科技進步，各項產業，包含醫療與民生工業都往高科技發展。然而也正因為如此，許多電子電機等高精密設備或生產線，其大部分都不能夠容許太大的振動量，且若因地震導致設備損毀或生產線停滯，其所造成的虧損甚大。因此若能夠隔絕地震力的傳導，則能夠避免上述的情況發生。基礎隔震是一個有效減低地震力作用的方法，其原理是加裝適當的隔震器 (isolator) 於上部結構主體與下部的基礎之間，延長建築物的基本週期，而達到減振的效果。

為了確保隔震系統面對近斷層地震的時的隔震效果，則隔震的半主動與主動控制提供了另一個策略(Yang, 2002)。近年來，經美國土木工程學會(ASCE)的努力，其完整的定義了不同基礎隔震方法的耐震基準(Nagarajaiah, 2006)。相較於被動隔震

系統而言，半主動與主動隔震系統確實能夠有較好的隔震效果。而半主動控制又相較於主動控制而言有較小的耗能與無控制系統穩定性之疑慮。因此，本文選定半主動控制於隔震之運用進行研究(林，2009)，而系統消能之機制則考慮摩擦消能，為達成摩擦力之半主動控制，系統間接控制造成摩擦力所對應之正向力大小，進而影響摩擦力之大小來達成隔絕地震力與抑制隔震層位移之控制目標。

二、半主動隔震系統

本文主要針對一具有摩擦阻尼器之半主動隔震系統為研究對象。圖 1 為該機構之示意圖。本系統之運動方程式如下：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{B}_1(u_d(t) + u_i(t)) + \mathbf{E}_1 w(t) \quad (1)$$

¹國立台灣科技大學營建系博士生

²國家地震工程研究中心研究員

³國立台灣科技大學營建系副教授

⁴國立高雄第一科技大學營建系教授

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix}, \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_s & -c_s \\ -c_s & c_s \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_s & -k_s \\ -k_s & k_s + k_i \end{bmatrix}, \mathbf{x}(t) = \begin{Bmatrix} x_s(t) \\ x_b(t) \end{Bmatrix}, \mathbf{B}_1 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix},$$

$$\mathbf{E}_1 = \begin{Bmatrix} -m_s \\ -m_b \end{Bmatrix}, w(t) = \ddot{x}_g(t)$$

$\mathbf{M}$ 為系統之質量矩陣， m_s 與 m_b 分別為隔震目標與隔震平台之質量。 $\mathbf{C}$ 為上部結構之阻尼矩陣。 $\mathbf{K}$ 為勁度矩陣， k_s 與 k_i 分別為上部結構與隔震彈簧之勁度。 $\mathbf{x}(t)$ 為描述系統運動之位移向量。 $\mathbf{B}_1$ 與 $\mathbf{E}_1$ 各為控制力與外力配置矩陣。 u_i 為由滑動所造成之摩擦力，其是由上部結構重量與隔震平台自重所造成之被動的摩擦力。 u_d 是一半主動之摩擦力，藉由改變正向力，進而影響 u_d 之摩擦力大小，達成控制目標。

考慮庫倫摩擦模型，被動摩擦力 u_i 之數學模型如下：

$$\begin{cases} |u_i(t)| \leq \mu_i(m_s + m_b)g & \text{if } \dot{x}_b(t) = 0 \\ u_i(t) = \mu_i(m_s + m_b)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b(t)) & \text{if } \dot{x}_b(t) \neq 0 \end{cases} \quad (2)$$

μ_i 為摩擦係數。至於半主動摩擦力 u_d ，數學模型可參考下式：

$$\begin{cases} |u_d(t)| \leq \mu_d N(t) & \text{if } \dot{x}_b(t) = 0 \\ u_d(t) = \mu_d N(t) \operatorname{sgn}(\dot{x}_b(t)) & \text{if } \dot{x}_b(t) \neq 0 \end{cases} \quad (3)$$

μ_d 則為對應 u_d 之摩擦係數。正向力 $N(t)$ 為控制律輸出。較大的正向力能夠抑制隔震層位移，但會造成上部隔震結構之加速度增大，因此，必須設計適當的控制律去改變正向力 $N(t)$ ，以期能夠發揮更佳之隔震效果。

本文採用之控制律如下：

$$N(t) = \begin{cases} N_0 + N_{\max}, N_0 + G|\dot{x}_b(t)|^\nu \geq N_0 + N_{\max} \\ N_0 + G|\dot{x}_b(t)|^\nu, N_0 + N_{\max} > N_0 + G|\dot{x}_b(t)|^\nu \geq N_0 \end{cases} \quad (4)$$

由(4)式， N_0 為一被動且固定之正向力。 $N_{\max}$ 為致動器所能輸出之最大正向力，當控制律所輸出之控制力需求大於 $N_{\max}$ ，則

以 $N_{\max}$ 輸出。式中也可看出，正向力之大小與隔震層之速度取絕對值成一非線性函數關係。 ν 為一可設定之次方控制參數，而 G 則為一增益參數。

為了選定適當的增益值 G ，本文定義了一隔震性能指標 J 如下：

$$J = \alpha \frac{\max|x_b(t)|_{\text{semi-active}}}{\max|x_b(t)|_{\text{passive}}} + (1 - \alpha) \frac{\max|\ddot{x}_{s,\text{abs}}(t)|_{\text{semi-active}}}{\max|\ddot{x}_{s,\text{abs}}(t)|_{\text{passive}}} \quad (7)$$

由(7)式，性能指標 J 為一經正規化之隔震層位移與結構絕對加速度的線性組合，兩者間的權重藉由 α ($0 \leq \alpha \leq 1$) 定義。當選定次方參數 ν 後，可藉由(7)式搜尋並設計最佳之增益值。

四、數值模擬結果

為簡化分析，因此於數值模擬時只考慮上部結構為一剛體，假設 m_s 與 m_b 皆為 75kg， μ_i 與 μ_d 分別為 0.009 與 0.09。目標函數中的權重 α 設定為 0.5。隔震系統之彈簧勁度 k_i 為 1000 N/m，換算其隔震頻率為 $f_i = 0.41$ Hz，屬於常見的隔震頻率(0.33~0.5 Hz)之內。初始預壓力為 $N_0 = 100$ N，最大正向力輸出為 $N_{\max} = 400$ N。

預期一重要設備或建築物在中度地震能夠發揮隔震效果，因此選定振幅為 100 gal 之 El Centro 地震力做為設計地震力。當次方設定為 $\nu = 0$ 時，配合(7)式經過最佳化搜尋後，可找到最佳化被動(optimal passive)之增益值 $G_{\text{OP}} = 123 \text{ N}/(\text{m/sec})^0$ 。而半主動控制的部分，則選定次方參數 $\nu = 0.2$ ，而相對應之最佳增益值為 $G_{\text{SA}} = 297 \text{ N}/(\text{m/sec})^{0.2}$ (圖 2)。

經最佳化蒐尋找出最佳的半主動與最佳化被動之增益後，以不同振幅的 El Centro(遠域)與 Imperial Valley (近域)地震力進行數值模擬。考慮外力為 El Centro 下，圖 3a 與 3b 顯示，在地震力振幅較小時，最佳被動與半主動於最大隔震層位移與最大結構絕對加速度(基底剪力)展現出

之隔震效果接近。當地震力隨著振幅加大時，可清楚的看到半主動隔震系統在隔震層位移與結構加速度(基底剪力)有比最佳被動隔震更好之效果，當 PGA 大於 0.25g 後，半主動控制之位移量約降低為最佳被動之 85%，加速度(基底剪力)則約為 90%。

若當地震力改為一近域地震 Imperial Valley 時，模擬結果如圖 4a 與 4b 與。在位移與加速度(基底剪力)同樣可以觀察到，當地震力振幅小於 0.2g 時，最佳化被動與半主動隔震效果接近。但當振幅一超越 0.25g 左右時，則半主動隔震有更小之位移與加速度(基底剪力)。在位移方面，隨著振幅增加，半主動約為最佳被動之 68%至 81%，在加速度(基底剪力)上則為 74%到 83%。綜合上述模擬結果不難看出，半主動隔震系統，具有被動隔震系統所欠缺之適應性。當外力並非設計地震力時，半主動隔震仍能夠發揮不錯之隔震效果，此優勢無法於經過設計之最佳化被動隔震系統上觀察到。

考慮外力為經正規化至 0.4g 的 Imperial Valley 近斷層地震力作用，其歷時反應可參考圖 5a 到 5c。最佳被動與半主動之隔震層位移分別為 0.369 m 與 0.288 m，結構加速度分別為 2.682 m/sec^2 與 2.164 m/sec^2 。所以，我們仍可看出半主動隔震在非設計之遠域地震力而改為一近斷層地震力作用時，仍能夠保有比最佳化被動隔震更佳之隔震效果。

五、結論

由本文之研究成果，可得知所提出的半主動控制律確實能夠發揮一定之隔震效果，且不論是在振幅大小不同或震波類型不同之非設計地震力作用下，也都能夠發揮不錯的隔震效果。再者，與同樣設計地震力之最佳被動隔震系統相比較，半主動隔震系統皆能夠比最佳化被動隔震系統有更低的隔震層位移與結構加速度反應。於遠域地震振幅大於 0.25g 時，半主動隔震於隔震層位移反應上，約為最佳被動隔震之 85%，結構加速度約為 90%。在近域地震

震波大於 0.25g 後，隔震層位移降至約 75%左右，結構加速度則約為 80%。

參考文獻

1. Yang JN and Agrawal AK. "Semi-active hybrid control systems for nonlinear buildings against near-field earthquakes", *Engineering Structures*, **24**, 2002, pp.271-280.
2. Nagarajaiah, S. "Structural control benchmark problem smart base isolated building subjected to near fault earthquakes", *Structural Control and Health Monitoring*, **13**(2-3), 2006 pp.571-572.
3. 林震宇 "可控式摩擦隔震系統之振動台實驗與分析"，國立高雄第一科技大學，碩士論文 2009

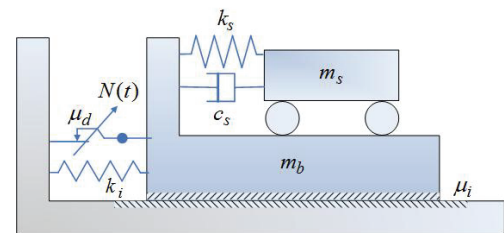


圖 1. 半主動摩擦隔震系統示意圖

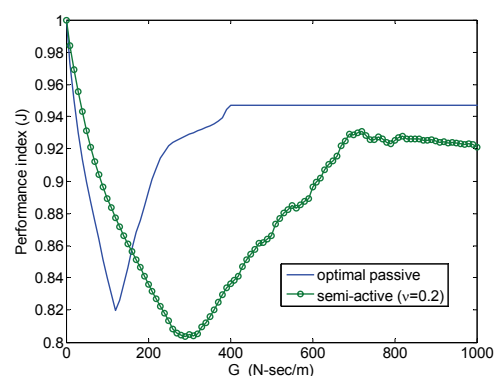


圖 2. 最佳被動與半主動控制之增益值

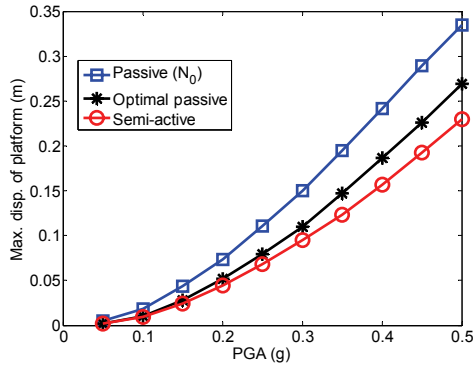


圖 3a. Maximum platform displacement vs. PGA (El Centro)

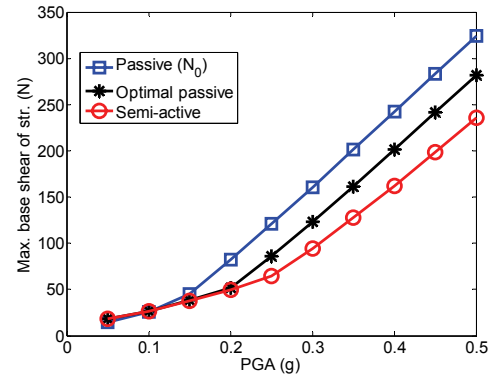


圖 4b. Maximum structural base shear vs. PGA (Imperial Valley)

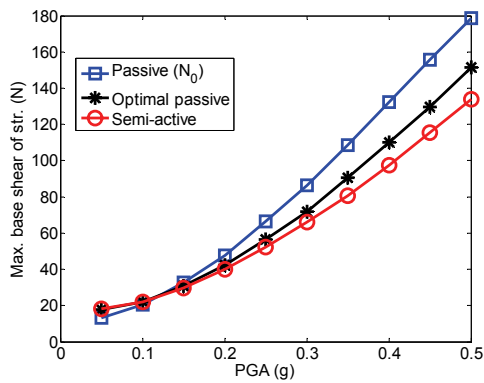


圖 3b. Maximum structural base shear vs. PGA (El Centro)

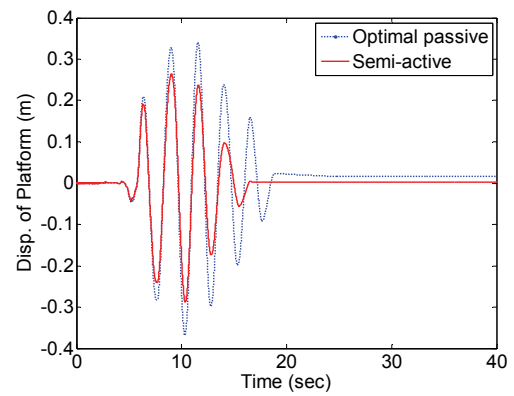


圖 5a. 位移歷時(Imperial Valley, 0.4g)

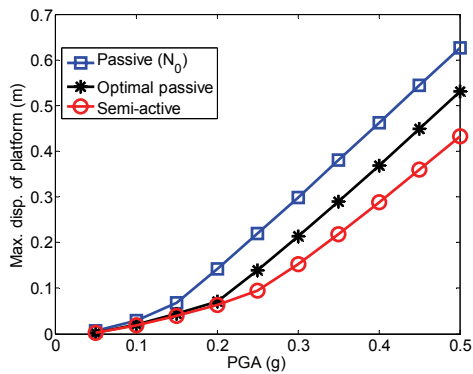


圖 4a. Maximum platform displacement vs. PGA (Imperial Valley)

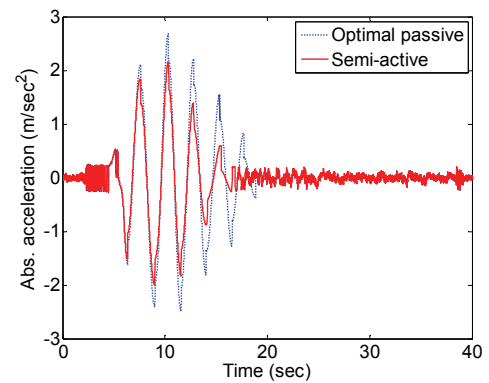


圖 5b. 加速度歷時(Imperial Valley, 0.4g)

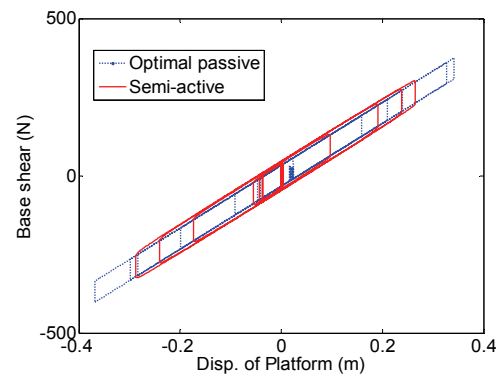


圖 5c. 遲滯迴圈(Imperial Valley, 0.4g)

勁度可控式隔震系統之半主動控制

連冠華¹ 鍾立來² 吳賴雲³ 盧煉元⁴

摘要

在地震擾動為非設計地震時，被動隔震系統也許無法發揮原設計下之隔震效果。而主動隔震系統於不同地震擾動均可確實發揮隔震效果，但其費用昂貴。因此半主動隔震是一兩者兼顧之選擇。本文探討簡易半主動控制演算於槓桿式可控勁度隔震系統(LSCIS)之隔震效果。簡易控制演算雖以遠域地震為設計地震，但其於不同震度下之近域地震或遠域地震均有隔震效果，結構基底剪力及隔震層位移相對被動隔震系統均有降低。

關鍵詞：半主動控制、變勁度隔震系統、槓桿式可控勁度隔震系統(LSCIS)

一、前言

於地震擾動下，雖然隔震系統能降低結構反應，但近域地震卻可能增加隔震層位移。因此，加入被動阻尼確實可抑制隔震層位移，但其卻又可能增加隔震層剪力。由於結構系統參數固定，若非設計地震，被動隔震系統也許無法發揮原設計下之隔震效果。此問題雖可由主動隔震系統獲得改善，然而其卻又有控制耗能及花費較大等缺點。因此，近年來半主動隔震系統是一兩者兼顧之選擇，克服被動及主動隔震系統之缺點[1-2]。

本研究目的是探討槓桿式可控勁度隔震系統(LSCIS)[3-4]，其勁度依據槓桿支點位置之變化進行調整。本文提出一簡易控制演算，由隔震位移及速度決定槓桿支點位置。以遠域地震為設計地震，進行控制演算設計，並探討於不同震度之遠域或近域地震下，LSCIS 裝置之可行性。

二、結構裝置 LSCIS 之動力方程式

結構裝設 LSCIS 裝置之分析模型，如圖一所示。因著重於 LSCIS 裝置之效能，

故上部結構假設為單自由度。LSCIS 裝置主要由可伸縮槓桿、槓桿支點、彈簧及滾輪所組成。槓桿支點之運動於 X 向受到束制，故僅能由槓桿支點控制力 F_p 於 Y 向進行運動。槓桿兩端之運動均於 Y 向受到束制，故僅能於 X 向進行運動。當槓桿支點往下移動，此時 LSCIS 裝置之隔震勁度降低；反之，則增加。LSCIS 裝置因槓桿支點位置之改變，可使其回復力進行變化，且由其可伸縮槓桿與滾輪提供摩擦力。

當單自由度化結構裝設 LSCIS 裝置後，變為二自由度系統，且受到一外在擾動 $\ddot{x}_g(t)$ 作用時，其運動方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}_0[\Delta u_r(t) + u_f(t)] = -\mathbf{M}\mathbf{E}_0\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

$$\text{其中 } \mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_s(t) & x_b(t) \end{bmatrix}^T; \quad \mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix};$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_s & -c_s \\ -c_s & c_s \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_s & -k_s \\ -k_s & k_s + k_{r0} \end{bmatrix};$$

$\mathbf{B}_0 = \begin{bmatrix} 0 & 1 \end{bmatrix}^T$; $\mathbf{E}_0 = \begin{bmatrix} 1 & 1 \end{bmatrix}^T$; $\mathbf{x}(t)$ 為系統位移向量； $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 及 $\mathbf{K}$ 為系統質量、阻尼及勁度矩陣； m_s 、 c_s 及 k_s 為單自由度結構之質

¹ 國立台灣大學土木工程系博士候選人

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立台灣大學土木工程系教授

⁴ 國立高雄第一科技大學營建工程系教授

量、阻尼係數及勁度； m_b 及 k_{r0} 為 LSCIS 裝置之質量及彈簧勁度； $x_s(t)$ 及 $x_b(t)$ 為結構及隔震層位移； $\Delta u_r(t)$ 及 $u_f(t)$ 為 LSCIS 裝置之可控回復力及摩擦力； $\mathbf{B}_0$ 及 $\mathbf{E}_0$ 為內部力及外部力之配置向量。將位形空間之二階微分方程式(1)，轉換成狀態空間之一階微分方程式為：

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{B}(\Delta u_r(t) + u_f(t)) + \mathbf{E}\ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

其中 $\mathbf{z}_{4 \times 1}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix}$ 為狀態向量；

$\mathbf{A}_{4 \times 4} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}$ 為系統矩陣；

$\mathbf{B}_{4 \times 1} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_0 \end{bmatrix}$ 為可控回復力與摩擦力之配置向量；

$\mathbf{E}_{4 \times 1} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{E}_0 \end{bmatrix}$ 為擾動配置向量。

設 Δt 為動力分析之積分步幅，並假設可控回復力 $\Delta u_r(t)$ 、摩擦力 $u_f(t)$ 與擾動 $\ddot{x}_g(t)$ 於任一積分步幅內皆為常數，則連續時間之狀態方程式(2)離散化為：

$$\mathbf{z}[k+1] = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d (\Delta u_r[k] + u_f[k]) + \mathbf{E}_d \ddot{x}_g[k] \quad (3)$$

其中 $(\mathbf{A}_d)_{4 \times 4} = e^{\mathbf{A}\Delta t}$ 為離散時間系統矩陣；
 $(\mathbf{B}_d)_{4 \times 1} = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{B}$ 為離散時間可控回復力與摩擦力之配置向量；
 $(\mathbf{E}_d)_{4 \times 1} = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{E}$ 為離散時間擾動配置向量。

離散時間可控回復力 $\Delta u_r[k]$ 及摩擦力 $u_f[k]$ 分別為：

$$\Delta u_r[k] = \Delta k_r[k] x_b[k] = \frac{2Lx_p[k]}{(0.5L - x_p[k])^2} k_{r0} x_b[k] \quad (4)$$

$$\begin{aligned} u_f[k] &= \min(|\tilde{u}_f[k]|, u_{f,\max}) \operatorname{sgn}(\tilde{u}_f[k]), \\ \tilde{u}_f[k] &= -(\mathbf{D}_v \mathbf{B}_d)^{-1} \mathbf{D}_v (\mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d (\Delta u_r[k] + u_f[k]) + \mathbf{E}_d \ddot{x}_g[k]), \\ u_{f,\max} &= \mu(m_s + m_b)g \end{aligned} \quad (5a,b,c)$$

其中 $\Delta k_r[k]$ 為離散時間 LSCIS 裝置之可控勁度，介於 -0.8 至 0.5 倍 k_{r0} ； $x_p[k]$ 為離散時間槓桿支點位移； L 為槓桿長度； $\tilde{u}_f[k]$ 為離散時間非滑動狀態之假設摩擦力； $\mathbf{D}_v = [0 \ 0 \ 0 \ 1]$ 為隔震層速度之配置向

量； $u_{f,\max}$ 為最大摩擦力； μ 為可伸縮槓桿與滾輪之總摩擦係數。

三、半主動控制演算

由公式(4)可知，LSCIS 裝置之可控勁度與槓桿支點位移 $x_p[k]$ 相依，因此本文提出一簡易控制演算，即槓桿支點位移 $x_p[k]$ 與隔震層位移及速度之乘積呈線性關係：

$$x_p[k] = Gx_b[k] \dot{x}_b[k] \quad (6)$$

將公式(6)之槓桿支點位移 $x_p[k]$ 代入公式(4)，經整理可得：

$$\Delta u_r[k] = \left[\frac{G2Lx_b^2[k]}{(0.5L - Gx_b[k] \dot{x}_b[k])^2} k_{r0} \right] \dot{x}_b[k] \quad (7)$$

其中括號內之項目為正號，且與隔震層位移及速度呈相依變化，因此可控回復力與隔震層速度同向並且可進行消能； G 為回饋增益值，其由最小化效能指標 J 決定。

$$J = \alpha \frac{\max(|m_s \ddot{x}_s[k]|)}{\max(|m_s \ddot{x}_{sp}[k]|)} + (1 - \alpha) \frac{\max(|x_b[k]|)}{\max(|x_{bp}[k]|)} \quad (8)$$

其中 α 為權因子，介於 0 至 1 之間；
 $m_s \ddot{x}_s[k]$ 為半主動隔震之結構基底剪力；
 $m_s \ddot{x}_{sp}[k]$ 為被動隔震之結構基底剪力；
 $x_{bp}[k]$ 為被動隔震之隔震層位移。

四、數值驗證

將一單自由度化結構裝設 LSCIS 裝置後，變為隔震系統，以進行數值模擬，其系統參數，如表一所示。隔震系統分為被動隔震，即槓桿支點位移 $x_p[k]$ 固定為零；半主動隔震，即槓桿支點位移 $x_p[k]$ 與隔震層位移及速度之乘積呈線性關係((6)式)。

數值模擬之外在擾動採用 El Centro 地震(最大地表加速度為 3.42 m/sec^2)、Chi-Chi(TCU068)地震(5.02 m/sec^2)及 Kobe 地震(6.17 m/sec^2)，以探討 LSCIS 裝置於遠域及近域地震下之隔震效益。以 El Centro 地震作為設計地震，配合(8)式，經過最佳化搜尋法[5]，當權因子 α 為 0.6，可找到最小化效能指標 J 之回饋增益值 G 為 2.5940。結構基底剪力由被動隔震之

29.98N 減少至半主動隔震之 27.79N; 隔震層位移, 由被動隔震之 0.180m 減少至半主動隔震之 0.112m。於近域地震(Chi-Chi 及 Kobe)下, 使用相同之回饋增益值 G , LSCIS 裝置相對於被動隔震之隔震效益, 依然有效, 其結構基底剪力及隔震層位移, 如表二所示。於 El Centro 及 Chi-Chi 地震下, LSCIS 裝置之隔震模擬結果, 如圖二與三所示。另由不同震度之 El Centro 及 Chi-Chi 地震下, 半主動隔震於結構基底剪力及隔震層位移(圖四與五)均優於被動隔震。且當震度增加時, 半主動隔震相對被動隔震之隔震效果亦明顯增加。

五、結論

藉由數值模擬成功地驗證簡易半主動控制演算於槓桿式可控勁度隔震系統(LSCIS)之隔震效果。由隔震層速度及位移, 可簡易計算槓桿支點位移。縱使以遠域地震為設計地震, 最小化效能指標, 決定回饋增益, 但在不同震度之遠域及近域地震下, 半主動隔震仍然優於被動隔震, 確實抑制結構基底剪力及隔震層位移。

參考文獻

1. Narasimhana, S. and Nagarajaiah, S. (2005), "A STFT Semiactive Controller for Base Isolated Buildings with Variable Stiffness Isolation Systems", Engineering Structures 27: 514-523.
2. Sahasrabudhe, S. and Nagarajaiah, S. (2005), "Effectiveness of Variable Stiffness Systems in Base isolated Bridges Subjected to Near-fault Earthquakes: An Experimental and Analytical Study", Journal of Intelligent Material Systems and Structures 16:743-756.
3. Lu, L.Y., Lin, G. L. and Kuo, T. C., "Stiffness Controllable Isolation System for Near-fault Seismic Isolation", 2008, Engineering Structures 30: 747-765.
4. 盧煉元、許朝峻、葉士瑋, 「槓桿式半主動隔震系統於近域防震之應用」, 中國土木水利工程學刊, 已於 2009 年 5

月 15 日接受。

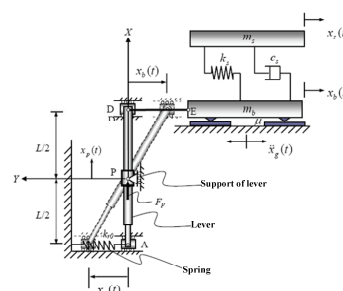
5. Wright, M.-H., (1995), "Direct search methods: once scorned, now respectable in numerical analysis", Pitman Research Notes in Mathematics, Addison Wesley Longman Limited, 191-208.

表一 數值模擬之系統參數

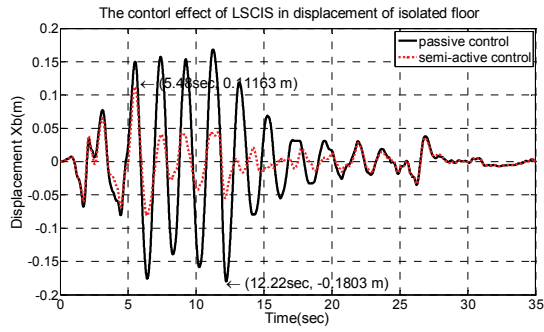
系統	項目	數值
上部結構	結構質量 (m_s)	16 kg
	結構勁度 (k_s)	568000 N/m
	阻尼係數(c_s)	6000 N-sec/m
	頻率(ω_s)	30 Hz
	阻尼比(ζ_s)	100 %
LSCIS 裝置	質量 (m_b)	28 kg
	彈簧勁度 (k_{r0})	438 N/m
	摩擦係數(μ)	0.008
	槓桿長度(L)	0.274 m

表二 被動與半主動隔震之比較

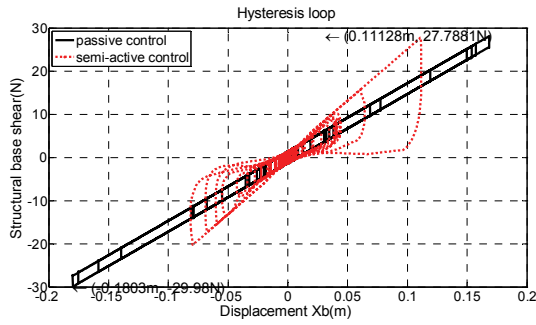
結構反應	地震擾動	被動隔震	半主動隔震
最大隔震層位移 (m)	El Centro	0.180	0.112
	Chi-Chi	0.778	0.357
	Kobe	0.348	0.141
最大結構基底剪力 (N)	El Centro	29.98	27.79
	Chi-Chi	125.20	86.65
	Kobe	56.67	34.94



圖一 結構與 LSCIS 裝置之分析模型

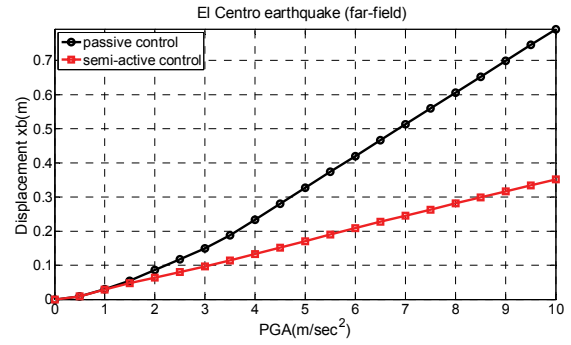


(a) 隔震層位移

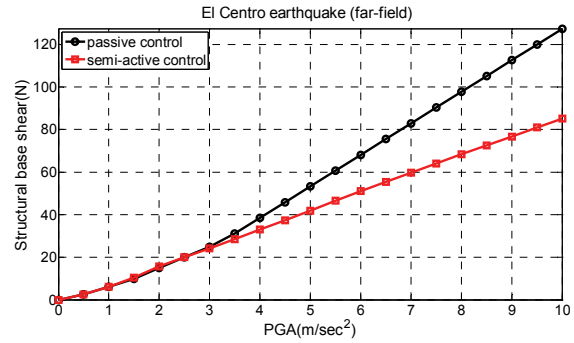


(b) 結構基底剪力遲滯迴圈

圖二 於 El Centro 地震下被動與半主動隔震之比較

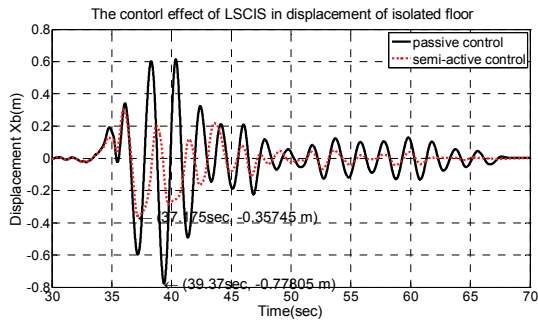


(a) 最大隔震層位移

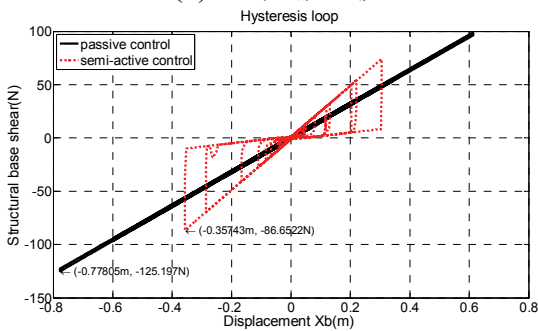


(b) 最大結構基底剪力

圖四 於不同震度 El Centro 地震下被動與半主動隔震之最大反應比較

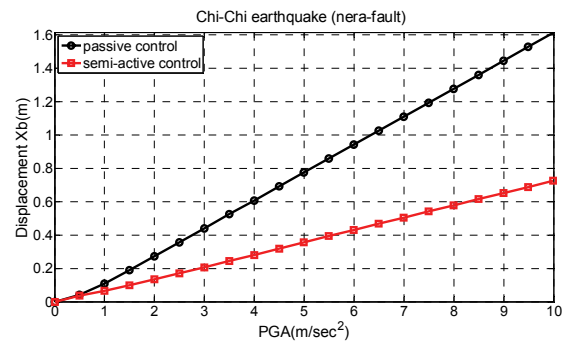


(a) 隔震層位移

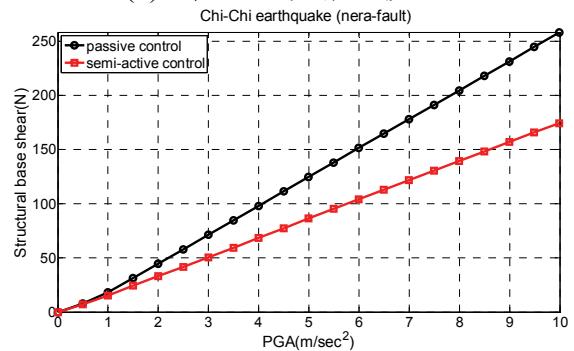


(b) 結構基底剪力遲滯迴圈

圖三 於 Chi-Chi (TCU068)地震下被動與半主動隔震之比較



(a) 最大隔震層位移



(a) 最大結構基底剪力

圖五 於不同震度 Chi-Chi (TCU068)地震下被動與半主動隔震之最大反應比較

雙向摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器減振效益之研究

鍾立來¹ 吳賴雲² 林廷翰³ 林美君³ 連冠華³

摘要

本文旨在探討雙向結構系統加裝雙向摩擦鐘擺 (Friction Pendulum System, FPS) 型調諧質塊阻尼器 (Tuned Mass Damper, TMD) 之動力行為及其減振效益。當結構物雙向振動頻率不同時，雙向 FPS 型 TMD 可依結構雙向不同之振頻設計不同之曲率半徑，分別進行調頻，使 FPS 型 TMD 雙向之振動頻率與結構雙向振動頻率相調諧，以達到減振效果。透過 MATLAB 現有之最佳化工具：直接搜索法 (direct search method)，以臺北 101 大樓作為實例分析對象，將其兩水平方向各自單自由度化後為雙向結構系統，模擬臺北 101 加裝雙向 FPS 型 TMD 之動力行為，驗證雙向 FPS 型 TMD 之可行性。由臺北 101 大樓之案例分析可知，當結構雙向之振動頻率相差越大時，越能彰顯出變曲率雙向 FPS 型 TMD 減振效果之顯著處。

關鍵詞：調諧質塊阻尼器、雙向摩擦鐘擺系統、非線性

一、前言

摩擦鐘擺為圓弧球面之滑動摩擦系統，同時具有自行復位及摩擦消能之特性，可運用於結構之隔震 [1-3]，經試驗、分析與設計等方面之研發，摩擦鐘擺之隔震已相當普遍，運用於新建及補強之結構。將摩擦鐘擺系統運用於 TMD，即為摩擦鐘擺型 TMD，其研究僅在初步階段。鍾等人 [4] 提出摩擦鐘擺型 TMD 之最佳化設計理論，並成功驗證其可行性及減振效益。然而，雙向 FPS 型 TMD 最佳化之研究仍待後續發展。

本研究以雙向結構系統加裝單一雙向 FPS 型 TMD 為分析對象，因結構物雙向振動頻率不同時，雙向 FPS 型 TMD 可依結構雙向不同之振頻設計不同之曲率半徑，分別進行調頻，使 FPS 型 TMD 雙向之振動頻率與結構雙向振動頻率相調諧，以達到減振效果。以一雙向結構系統加裝雙向 FPS 型 TMD 作動力分析，透過直接搜索法

(Direct Search Method) 找得雙向 FPS 型 TMD 之最佳設計參數；再以臺北 101 大樓作為實例分析對象，模擬臺北 101 加裝雙向 FPS 型 TMD 之動力行為，驗證雙向 FPS 型 TMD 之可行性，期有助於結構減振之應用與推廣。

二、雙向結構系統加裝雙向 FPS 型 TMD 之動力方程式

若雙向 FPS 型 TMD 之任意一個如碗狀的曲面方程式可表示為下式：

$$z_d = R - \sqrt{R^2 - r_d^2} \quad (1)$$

其中， $r_d = \sqrt{x_d^2 + y_d^2}$ ； $R = \frac{R_x x_d^2 + R_y y_d^2}{x_d^2 + y_d^2}$ 為變曲率半徑。

在計算 TMD 回復力時，與最大斜率大小有關，最大斜率之向量與 x_d - y_d 平面之夾角為 θ ，參考向量空間圖一，可推得：

$$\tan \theta = s_{\max} = \sqrt{s_x^2 + s_y^2} \quad (2)$$

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣大學土木工程學系教授

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

其中，平行於 x_d - z_d 平面及 y_d - z_d 平面的斜率分別為： $s_x = \frac{\partial z_d}{\partial x_d}$ 、 $s_y = \frac{\partial z_d}{\partial y_d}$ 。

由於雙向 FPS 型 TMD 滑動時，若兩方向之曲率半徑不同，其回復力之合力方向乃沿著斜率最大處，故須先得知其最大斜率的方向，再將回復力分解到 x_d 、 y_d 兩個方向上，可得雙向 FPS 型 TMD 兩方向的回復力。將最大斜率之向量，投影至 x_d - y_d 平面後，與 x_d 軸的夾角為 φ ，參考向量空間圖一，則可推得以下關係：

$$\tan \varphi = \frac{s_y}{s_x} \quad (3)$$

有了 (2) 及 (3) 式，即可求得雙向 FPS 型 TMD 於兩方向的回復力，先投影至 x_d - y_d 平面後，再分解至 x_d 、 y_d 兩座標方向，如 (4) 式及 (5) 式所示，其中滑動曲面上任意一點回復力 $F_{r\theta}(t) = m_d g \sin \theta$ ：

$$F_{rx}(t) = F_{r\theta}(t) \cos \theta \cos \varphi \quad (4)$$

$$F_{ry}(t) = F_{r\theta}(t) \cos \theta \sin \varphi \quad (5)$$

將雙向 FPS 型 TMD 加裝於雙向結構系統上，變為 4 自由度系統，且由於數值模擬的關係，需將回復力分成兩部分，一部分由 TMD 線性勁度所提供的線性回復力，置於運動方程式等號左邊，另一部分則為非線性回復力扣除線性回復力的部分，因此運動方程式表示為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{B}\mathbf{F}'_r(t) + \mathbf{B}\mathbf{F}_f(t) + \mathbf{E}_1\mathbf{w}(t) \quad (6)$$

其中 $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_d \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_s \mathbf{I} \end{bmatrix}$ 為質量矩陣；

$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 2} & \mathbf{0}_{2 \times 2} \\ \mathbf{0}_{2 \times 2} & \mathbf{C}_s \mathbf{I}_{2 \times 2} \end{bmatrix}$ 為阻尼矩陣；

$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_d & -\mathbf{K}_d \\ -\mathbf{K}_d & \mathbf{K}_d + \mathbf{K}_s \end{bmatrix}$ 為勁度矩陣；

$\mathbf{K}_d = \begin{bmatrix} k_{dx} & 0 \\ 0 & k_{dy} \end{bmatrix}$ ； $\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}_{d \ 2 \times 1}(t) \\ \mathbf{x}_{s \ 2 \times 1}(t) \end{bmatrix}$ 為雙向

FPS 型 TMD 與雙向結構系統之位移向

量； $\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -\mathbf{I} \\ \mathbf{I} \end{bmatrix}$ 為 TMD 部分回復力及摩擦力

向量配置矩陣；

$\mathbf{F}'_r(t) = \begin{bmatrix} F'_{rx}(t) \\ F'_{ry}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{rx}(t) - k_{dx}x_d(t) \\ F_{ry}(t) - k_{dy}y_d(t) \end{bmatrix}$ 為雙向

FPS 型 TMD 非線性部分回復力向量；

$\mathbf{F}_f(t) = \begin{bmatrix} F_{fx}(t) \\ F_{fy}(t) \end{bmatrix}$ 為雙向 FPS 型 TMD 摩擦力

向量； $\mathbf{E}_1$ 為雙向擾動配置矩陣，若擾動 $\mathbf{w}(t)$ 為風力，擾動是直接加於主結構上，TMD 不會直接受風力作用，故 TMD 對應的元素皆為零。

利用狀態空間法 (state space procedure) 求解其動力反應，將 (6) 式之運動方程式轉換成連續時間系統下之狀態空間方程式：

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{B}_c\mathbf{F}'_r(t) + \mathbf{B}_c\mathbf{F}_f(t) + \mathbf{E}\mathbf{w}(t) \quad (7)$$

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；

$\mathbf{B}_c = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{B} \end{bmatrix}$ 為摩擦力與部分回復力配置

矩陣； $\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{E}_1 \end{bmatrix}$ 為擾動配置矩陣。

(7) 式經計算後，可得離散時間系統下之狀態空間方程式：

$$\mathbf{z}[k+1] = \mathbf{A}_d\mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d\mathbf{F}'_r[k] + \mathbf{B}_d\mathbf{F}_f[k] + \mathbf{E}_d\mathbf{w}[k] \quad (8)$$

其中： $\mathbf{A}_d = e^{\mathbf{A}\Delta t}$ 為離散時間系統矩陣；

$\mathbf{B}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{B}$ 為離散時間摩擦力與部分回復力配置矩陣； $\mathbf{E}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{E}$ 為離散時間擾動配置矩陣。

假設雙向 FPS 型 TMD 於第 $k+1$ 步之兩方向速度同時為 0，可反推得第 k 步之估算摩擦力向量 $\hat{\mathbf{F}}_f[k]$ 為：

$$\hat{\mathbf{F}}_f[k] = -(\mathbf{D}_1\mathbf{B}_d)^{-1}\mathbf{D}_1(\mathbf{A}_d\mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d\mathbf{F}'_r[k] + \mathbf{E}_d\mathbf{w}[k]) \quad (9)$$

其中： $\mathbf{D}_1 = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 2} & \mathbf{I}_{2 \times 2} \end{bmatrix}$ ； $\hat{\mathbf{F}}_f[k] = \begin{bmatrix} \hat{F}_{fx}[k] \\ \hat{F}_{fy}[k] \end{bmatrix}$ 為

估算摩擦力向量。

以最大靜摩擦力來判斷估算摩擦力之合力與原先假設是否正確，分為以下兩種

情況所述：

- (1) $|\hat{F}_f[k]| < F_{f,\max}[k]$ ，因此雙向 FPS 型 TMD 於第 $k+1$ 步確實為非滑動狀態，與假設一致，真實摩擦力之合力大小與其估算值相同，即：

$$|F_f[k]| = |\hat{F}_f[k]| \quad (10)$$

- (2) $|\hat{F}_f[k]| \geq F_{f,\max}[k]$ ，即已克服了滑動面所允許之最大靜摩擦力，使得雙向 FPS 型 TMD 於第 $k+1$ 步已為滑動狀態，與假設不符，故真實摩擦力之合力大小即為最大靜摩擦力，即：

$$|F_f[k]| = F_{f,\max}[k] \quad (11)$$

其中， $|\hat{F}_f[k]| = \sqrt{(\hat{F}_{fx}[k])^2 + (\hat{F}_{fy}[k])^2}$ 為摩擦力之合力大小； $F_{f,\max}[k] = \mu N \cos \theta$ 為最大靜摩擦力。計算真實摩擦力之合力大小後，再依估算摩擦力向量的比例分解到雙向 FPS 型 TMD 兩個水平自由度方向上，且可研判摩擦力之方向，得一組真實摩擦力向量，即：

$$\mathbf{F}_f[k] = \begin{bmatrix} F_{fx}[k] \\ F_{fy}[k] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} |F_f[k]| \frac{\hat{F}_{fx}[k]}{|\hat{F}_f[k]|} \\ |F_f[k]| \frac{\hat{F}_{fy}[k]}{|\hat{F}_f[k]|} \end{bmatrix} \quad (12)$$

三、實例分析

台北 101 大樓樓高 508 公尺，其結構第一振態質量 $m_s = 5371.7 \text{ tonf-sec}^2/\text{m}$ ，結構基本振動頻率為 $f_{sx} = 0.1425 \text{ Hz}$ ，且假設結構之 $f_{sy} = 1.2 f_{sx}$ ，因此第一振態勁度 $k_{sx} = m_s \omega_x^2 = 4036.8 \text{ tonf/m}$ 、 $k_{sy} = 5168.2 \text{ tonf/m}$ ；又假設結構阻尼比 $\xi_s = 2\%$ ，得結構第一振態阻尼係數 $c_{sx} = 2m_s \omega_x \xi_s = 192.4 \text{ tonf-sec/m}$ 、 $c_{sy} = 230.9 \text{ tonf-sec/m}$ 。臺北 101 未加裝雙向 FPS 型 TMD 之結構峰值加速度反應，於 X 方向為 6.54 gal、Y 方向為 6.91 gal (圖二、三)，皆高於 5 gal，不符合舒適度之要求，因此模擬臺北 101 加裝雙向 FPS 型 TMD

之動力行為，驗證雙向 FPS 型 TMD 之可行性。TMD 質量 $m_d = 67.278 \text{ tonf-sec}^2/\text{m}$ ；TMD 與結構第一振態之質量比 $R_m = 1.25\%$ 。

以主結構動力反應之歷時平方和作為最佳化分析時之目標函數，其定義如下：

$$J = \sum_{k=1}^{k_1} x_n^2[k] \quad (13)$$

以直接搜索法搜尋雙向 FPS 型 TMD 之最佳設計參數，其目標函數則改為 X 方向及 Y 方向之合歷時，故將結構合位移比 (R_d) 分別定義如下：

$$R_d = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{k_1} (x_s^2[k] + y_s^2[k])_{\text{with TMD}}}{\sum_{k=1}^{k_1} (x_s^2[k] + y_s^2[k])_{\text{w/o TMD}}}} \quad (14)$$

考慮等曲率雙向 FPS 型 TMD 時：最佳位移比 (R_d) 為 0.7791，最佳曲率半徑 (R) 為 11.7128 m，最佳摩擦係數 (μ) 為 0.00140，且結構 X 方向與 Y 方向之峰值加速度分別為 0.0424 m/sec^2 和 0.0501 m/sec^2 (圖二、三)。

考慮變曲率雙向 FPS 型 TMD 時：最佳位移比 (R_d) 為 0.7494，X 方向最佳曲率半徑 (R_x) 為 12.0700 m，Y 方向最佳曲率半徑 (R_y) 為 9.7163 m，最佳摩擦係數 (μ) 為 0.00133，且結構 X 方向與 Y 方向之峰值加速度分別為 0.0430 m/sec^2 和 0.0441 m/sec^2 (圖二、三)。由雙向 FPS 型 TMD 得到之最佳位移比、X 方向與 Y 方向之峰值加速度 (圖二、圖三) 可知，變曲率雙向 FPS 型 TMD 之減振效果較等曲率雙向 FPS 型 TMD 更為彰顯。

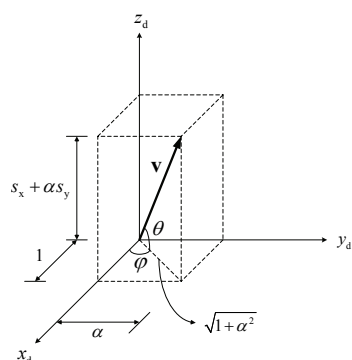
四、結論與展望

本文旨在於探討雙向結構系統加裝雙向 FPS 型 TMD 之減振效益。以臺北 101 大樓作為實例分析中，結構未加裝 TMD 之結構峰值加速度反應，不論是 X 方向或 Y 方向，皆高於 5 gal，不符合舒適度之要求。當加裝等曲率之 FPS 型 TMD 時，僅有單一曲率，而結構之雙向頻率不同，TMD 之單一頻率，無法與結構之雙向頻

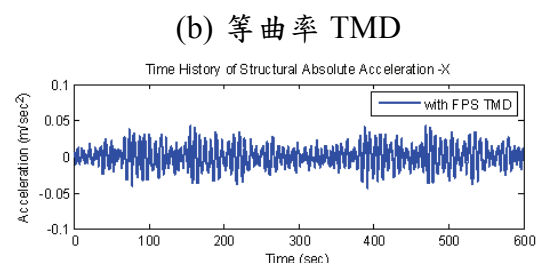
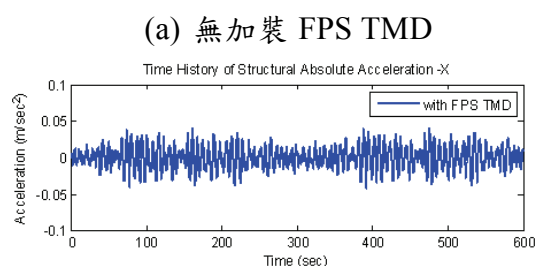
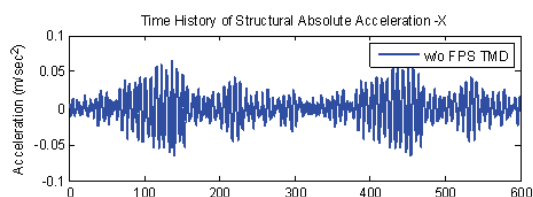
率，同時調諧，因此，其中一個方向不符合舒適度之要求。當加裝變曲率之 FPS 型 TMD 時，於兩方向具有不同之曲率，與結構之雙向頻率，可同時調諧，因此，兩方向均符合舒適度之要求。透過實例分析，可看出變曲率雙向 FPS 型 TMD 之減振效果乃優於等曲率雙向 FPS 型 TMD，從而彰顯出變曲率雙向 FPS 型 TMD 之優處。

參考文獻

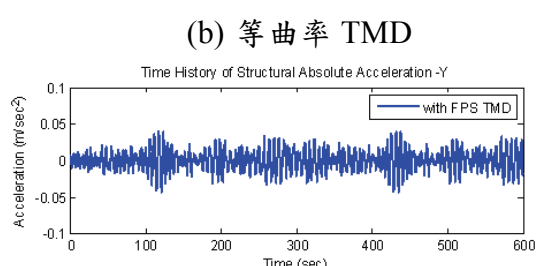
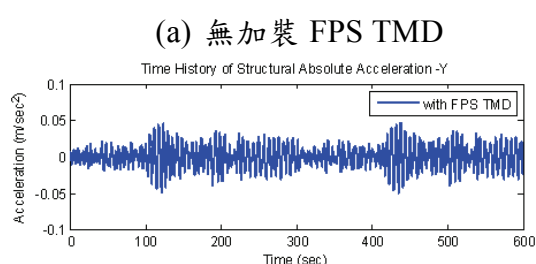
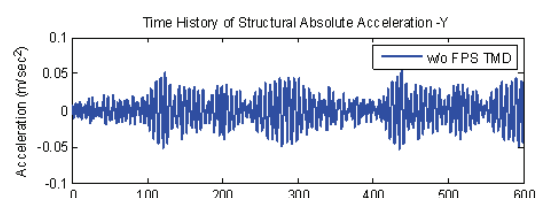
1. Tsopelas, P., Constantinou, M.C., Kim, Y.S., and Okamoto, S., "Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 65-78 (1996).
2. Mokha, A.S., Amin, N., Constantinou, M.C., and Zayas, V., "Seismic isolation retrofit of large historic building," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 3, pp. 298-308 (1996).
3. Zayas, V., Low, S.S., and Mahin, S.A., "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation," Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp.317-331 (1990).
4. 鍾立來，吳賴雲，陳宣宏，黃旭輝，張忠信，林廷翰，"摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器之最佳化設計研究"，國家地震工程研究中心，NCREE 08-018 (2008)。



圖一 向量空間圖



圖二 結構加速度歷時圖-X 方向
($f_{sy} = 1.2f_{sx}$)



圖三 結構加速度歷時圖-Y 方向
($f_{sy} = 1.2f_{sx}$)

固定樁頭單樁韌性容量之簡易評估法

邱俊翔¹ 陳正興² 蔡煜青³

摘要

本研究發展固定樁頭單樁位移韌性容量之簡易評估公式。簡易公式之基本型式係根據一理想模型推導出樁位移韌性與樁-土系統參數間之關係。理想模型考量一具雙線性彎矩-曲率性質之半無限長樁，埋置於溫克土壤中。簡易公式型式被進一步修正以考量土壤非線性效應。從簡易公式中可知固定樁頭樁之位移韌性可由樁斷面之過強度比、曲率韌性容量、以及樁-土系統參數比表示之。為校正與驗證所發展的公式，本研究進行一系列全模型之非線性側推分析。最後，本文發展出一組簡易公式，可用來評估在線性與非線性土層中固定樁頭樁之位移韌性容量。

關鍵詞：韌性容量、固定樁頭樁、塑鉸

一、前言

傳統樁基礎耐震設計理念係強迫塑性發生於上部結構物中，而不使樁發生塑性，因此將樁設計為彈性結構物。然而，在大地震發生的情況下，若仍將樁設計成彈性結構物，則相當不經濟。特別是固定樁頭的基樁，其樁頭因受樁帽或基礎版的束制，經常承受高的撓曲應變，使基樁在樁頭處極易產生損害。另一個較為經濟的作法係將樁設計成具有韌性的結構物，使其具有消能的作用。基此，樁的韌性容量會是耐震設計上之一重要因子。

目前已有許多方法被發展來評估樁的位移韌性容量。這些方法皆是將斷面曲率韌性視為重要之設計因子。舉例來說，Chai (2002)利用集中塑鉸模式，採用定值的塑鉸長度來建立柱式基礎之位移韌性與曲率韌性間的關係。Song et al. (2005)對於固定樁頭單樁亦利用集中塑鉸模式來研究類似的關係。

除了斷面曲率韌性外，Chiou et al. (2009a)發現斷面過強度比亦是影響樁位移韌性的重要因子，但現有的分析方法並未

考量此參數的影響。

為考量過強比參數之影響及找出其他未識別出的位移韌性影響因子，本研究將重新確認影響樁位移韌性之顯著因子，並進一步發展出評估方法來量化其影響。本文將以凝聚性土層為例，針對該土層，發展樁位移韌性容量之評估公式。為達到此目的，本研究利用一個理想模型：具非線性斷面性質之固定樁頭半無限長樁埋置於均勻溫克土層中，來幫助建立位移韌性容量與樁-土系統參數間的關係。從此模型，分別針對線性與非線性土層，可發展其位移韌性容量之簡易公式，從公式中可識別影響樁位移韌性容量的因子有曲率韌性容量、過強度比，以及非線性與線性土-樁系統參數比。最後，本研究進行一系列全模型之非線性側推分析來校正，並驗證簡易公式之適用性。

二、溫克地盤中長樁之位移韌性容量

1. 樁在線彈性土層

為了推導樁的韌性容量，本研究建立一簡單的理想模型，如圖一所示。圖一(a)

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

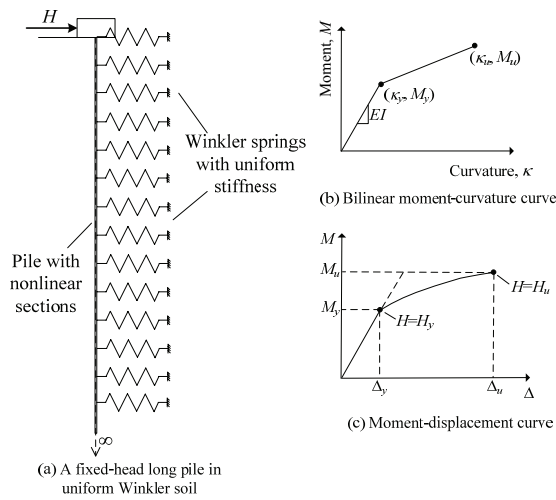
² 國立台灣大學土木工程學系教授

³ 國立台灣大學土木工程學系博士候選人

所示為一固定樁頭條件下之半無限長樁埋置於土壤勁度隨深度均勻分佈之溫克土層中。樁的斷面性質假設為由斷面降服點與極限點所定義而成之雙線性曲線，如圖一(b)所示。根據此斷面性質，進一步可定義斷面曲率韌性容量 μ_κ 與過強度比 ω 如下：

$$\mu_\kappa = \frac{K_u}{K_y} \quad (1)$$

$$\omega = \frac{M_u}{M_y} \quad (2)$$



圖一 理想分析模型

根據以上所建立之分析模型，當樁受側向力作用時，其樁頭彎矩與位移關係，將如圖一(c)所示。根據此關係可定義位移韌性容量 μ_Δ 為

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y \quad (3)$$

其中， Δ_u 與 Δ_y 分別為樁頭極限位移與降服位移。

根據上述模型進行理論推導，可得位移韌性容量，如下式所示：

$$\mu_\Delta = \omega + \frac{\beta}{2\lambda} \cdot \left(1 - \frac{1}{\omega}\right) \cdot (\mu_\kappa - \omega) \quad (4)$$

其中， λ 為樁頭極限側力與彎矩的比值，定義為 $H_u/(2M_u)$ ，以及 β 為線性樁-土系統特徵係數，定義為

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (5)$$

其中， E_s 為地盤反力模數， EI 為樁的撓曲刚度。

從式(4)可以明顯看到 β/λ 、 ω 、 μ_κ 為位移韌性之顯著因子。 λ 可以進一步透過理論分析推導出與 β 的關連性，簡化式(4)如下：

$$\mu_\Delta = \sqrt{\omega + \mu_\kappa(\omega - 1)} \quad (6)$$

由式(6)可知對於線性土壤，樁之韌性容量完全由 ω 、 μ_κ 所控制。

2. 樁在非線性土層

當樁埋置於非線性土壤中，土壤在樁受側向荷載的過程中有可能會進入非線性狀態。土壤非線性程度由樁位移超出土壤降伏位移的程度而定。由於式(4)係針對樁在線性土壤中的情況下所推得，因此若考量土壤非線性效應的影響，應修正式(4)如下：

$$\mu_\Delta = \omega + \frac{\beta_y^2}{2\beta_u \lambda} \cdot \left(1 - \frac{1}{\omega}\right) \cdot (\mu_\kappa - \omega) \quad (7)$$

其中， β_y 與 β_u 分別表示於樁降伏與樁頭塑性區發展階段所對應之土壤狀態下的等效樁-土系統特徵係數。

為評估土壤非線性效應所造成樁位移韌性容量的變化，定義係數 α 如下：

$$\alpha = \frac{\mu_{\Delta 1} - \omega}{\mu_{\Delta 0} - \omega} = \frac{\beta_y^2}{\beta_u \beta} \cdot \frac{\lambda_0}{\lambda_1} \quad (8)$$

其中， $\mu_{\Delta 0}$ 與 $\mu_{\Delta 1}$ 分別表示對應於線性土壤與非線性土壤情況下之位移韌性容量； λ_0 與 λ_1 則分別代表線性土壤與非線性土壤情況下之 λ 值。 λ_0 一般會與 λ_1 不同，因為線性土壤與非線性土壤的情況下，樁頭之極限側力並不相同。

由於當樁剛降伏時，土壤產生非線性的區域通常為無或輕微，且局部集中在淺層土壤，因此 β_y 可近似為 β 。

若此， α 可近似成

$$\alpha = \frac{\beta}{\beta_u} \frac{\lambda_0}{\lambda_1} \quad (9)$$

從式(9)可以看到， α 值會大於1，因為受到土壤非線性效應的影響， β/β_u 與 λ_0/λ_1 會大於1。由此可知，土壤非線性效應將使樁之韌性容量被放大。

經上討論，進一步利用 α 來修正線性土壤情況下之位移韌性容量如下式：

$$\mu_\Delta = \omega + \alpha(-\omega + \sqrt{\omega + \mu_\kappa(\omega - 1)}) \quad (10)$$

其中， α 可視為一位移相關之放大因子。由於 α 會隨土壤 p - y 曲線之非線性型式而有所不同，並無法直接求得，因此本研究將利用一些數值案例來求取 α 之經驗值。

三、校正與驗證分析

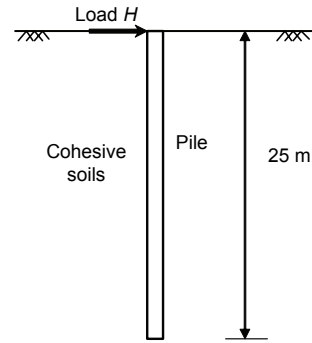
經由上節的推導，已深入討論影響樁位移韌性容量之顯著因子，並發展出式(6)與(10)來估算樁之韌性容量。然而，如前述，式(10)之 α 值尚未決定，因此並不能直接應用式(10)。因此，本研究藉由一些數值側推分析結果來建立估算 α 之經驗式，並檢驗式(6)與(10)之適用性。

1. 分析模型與參數選擇

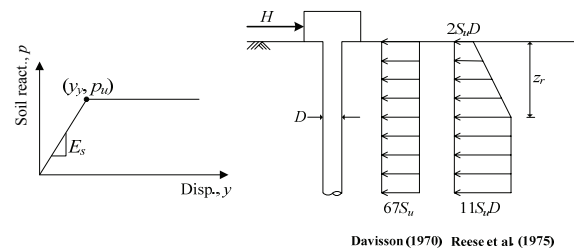
圖二所示為案例分析所採用之模型，為一長25m之樁，埋置凝聚性土壤中，在固定樁頭條件下，樁頭受側向力 H 作用。

以溫克基礎梁模式考量樁材與土壤之非線性效應來分析此樁在不同參數條件下之行為。溫克基礎梁模式係以梁元素來模擬樁，對於土壤則以隨深度分佈之獨立彈簧元素來模擬。樁斷面之非線性彎矩-曲率關係以雙線性曲線簡化模擬，如圖1(b)所示。樁身非線性行為的模擬以分佈塑鉸模式來模擬。分佈塑鉸模式係在樁身佈設許多塑鉸以模擬塑性區隨荷載發展之情形。相關配置詳細說明可參考 Chiou, et al. (2009b)。在土壤非線性的模擬上，係利用非線性 p - y 曲線定義彈簧之受力-變形關係。 P - y 曲線型式假設為彈性-完全塑性，如圖3所示。其中，對於地盤反力模數 E_s

假設隨深度成定值，而極限反力分佈，則參考 Reese et al. (1975)。



圖二 案例分析模型



Davison (1970) Reese et al (1975)

圖三 凝聚性土壤之 p - y 曲線模型

表一 分析參數

Case	D (m)	$P/(f_c'A_g)$	ω	μ_κ	S_u (kN/m ²)
1	1	0	1.2	16	80
2	1	0.1	1.2	16	80
3	1	0.2	1.2	16	80
4	1	0.1	1.05	16	80
5	1	0.1	1.4	16	80
6	1	0.1	1.6	16	80
7	1	0.1	1.2	14	80
8	1	0.1	1.2	18	80
9	1	0.1	1.2	20	80
10	1	0.1	1.2	16	20
11	1	0.1	1.2	16	150
12	0.6	0.1	1.2	16	80
13	1.5	0.1	1.2	16	80

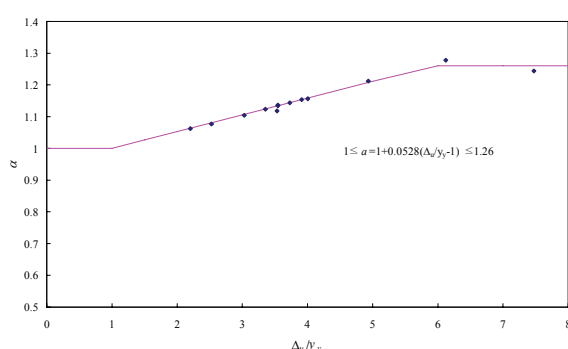
表一所列為本研究所有案例之參數值。參數值包含樁徑 D 、樁軸力等級 $P/(f_c'A_g)$ 、斷面過強度比 ω 、曲率韌性容量 μ_κ 、土壤不排水剪力強度 S_u 。其中，軸力等級參數係用來改變樁體之撓曲剛度。

根據表一所設定之分析參數，執行一系列側推分析以求得各案例之樁頭側推曲線，並由該曲線之降伏位移與極限位移可決定對應之位移韌性容量。

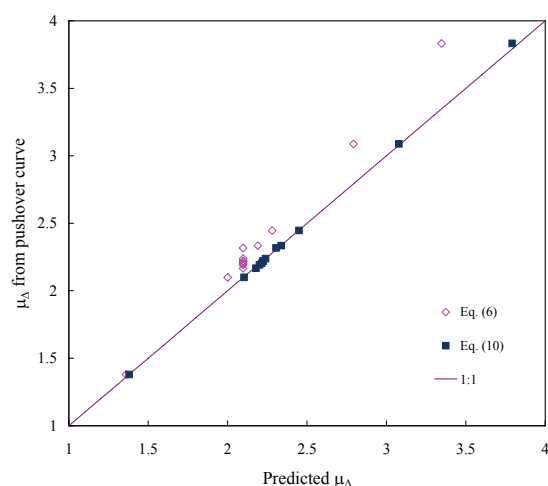
2. α 之決定

為求得式(10)之 α 值，本研究利用前述各案例側推分析結果建立求算 α 值之經驗式。為此，利用式(10)以側推分析所得之韌性容量值反算 α 值，並對應各案例之 Δ_u/y_y ，繪製出無因次 $\alpha-\Delta_u/y_y$ 之關係，如圖四所示，其中， Δ_u 為樁頭極限位移， y_y 為表層土壤之降伏位移。利用這些資料點，建立出 α 值經驗式如下：

$$\alpha = 1 + 0.0528(\Delta_u / y_y - 1) \leq 1.26 \quad \text{當 } \Delta_u > y_y \quad (11)$$



圖四 $\alpha-\Delta_u/y_y$ 關係



圖五 簡易公式驗證

3. 簡易公式之適用性

圖五所示為由式(6)與式(10)所估得韌性容量與由側推曲線所得數值之比較。圖中可看出，式(6)低估樁之韌性容量，它提出韌性容量之最小值。而式(10)額外考量非線性效應，可得到與側推分析相當一致的韌性容量值。

四、結論

由本研究之理想模型可識別出影響固定樁頭樁位移韌性容量之控制因子包括樁斷面過強度比、曲率韌性容量與樁土系統特徵係數比。由式(6)可知，對於線性土壤，樁之韌形容量完全由斷面過強度比、曲率韌性容量所控制，且該式提供位移韌性容量之最小值。對於樁在非線性土壤的情況，式(10)利用放大因子來修正式(6)，以考量土壤非線性效應造成韌性容量的增加。

參考文獻

1. Chiou, J.S, Chen, C.H., and Tsai, Y.C. (2009a). "Ductility capacity of fixed-head reinforced concrete piles," under review, Soils and Foundations.
2. Chiou, J.S., Yang, H.H., and Chen, C.H. (2009b). "Use of plastic hinge model in nonlinear pushover analysis of a pile," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(9), 1341-1346.
3. Chai, Y. H. (2002). "Flexural strength and ductility of extended pile-shafts. I: Analytical model," Journal of Structural Engineering, 128(5), 586-594.
4. Davisson, M.T. (1970). "Lateral load capacity of piles." High. Res. Rec., No. 39, 25-48.
5. Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1975). "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay," Proceedings, 7th Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, Texas, 672-690.
6. Song S.T., Chai, Y. H., and Hale, T. H. (2005). "Analytical model for ductility assessment of fixed-head concrete piles," Journal of Structural Engineering, 131(7), 1051-1059.

飽和砂土層中基樁之側向載重與振動台試驗

翁作新¹ 陳家漢² 陳正興³ 戴偉倫⁴

摘要

為瞭解在地震力作用下之液化土壤與樁基礎互制反應，利用所研發之大型雙軸向多層剪力試驗盒，配合國家地震工程研究中心之反力牆與振動台進行樁基礎物理模型試驗，以探討飽和土壤中樁基礎受靜態與動態側向力作用之反應行為。本研究使用空心鋁合金管樁為模型樁，其尺寸為長 1600 mm，外徑為 101.6 mm，厚度為 3 mm。模型樁固接於剪力盒底部以模擬其貫入岩盤或堅實地盤之情況，並於振動台試驗時在樁頂裝設數塊質量塊以模擬不同上部結構載重對於基樁反應之影響。目前已完成側向載重試驗與振動台試驗，根據試驗結果除可進行土壤－基樁互制作用之研究，更可以進一步探討目前常用之擬靜態分析法是否能有效的涵蓋真實地震作用下之動力效應。

關鍵詞：側向載重試驗、振動台試驗、土壤液化、模型樁

一、前言

使用樁基礎作為碼頭棧橋、橋梁及高樓等結構物之支撐，常因波浪、風力與地震作用，使樁基承受相當側向力。尤其在強烈地震中，除上部結構物振動引起之側向力外，水岸飽和地層也可能發生液化與側潰的現象，而產生推擠基樁之側向力。在過去許多大地震，如 1964 日本新瀉地震、1989 美國 Loma Prieta 地震、1995 阪神地震，以及 1999 台灣集集地震中，皆有因土壤液化使樁基礎破壞的案例，因此需要針對液化土層與樁基礎之互制行為作深入探討，以確保結構物之受震安全性。

為探討基樁受側向荷載(包括地震作用)時之行為與樁土互制作用，許多學者進行樁基礎側向載重試驗，包括模型樁與全尺度樁實驗室與現地側向載重試驗(如陳正興等人,1998; Rollins et al., 2005; Ashford et al., 2006)、離心機試驗(如 Dobry and Abdoun, 2001, 2003)與振動台試驗(如 Tokimatsu et al., 2005)等。本研究為了解在飽和砂土中基樁受側向動態荷重的行為，

將模型樁埋置於翁作新等人(2006)所研發之大型二維多層剪力盒內之飽和越南砂試體中，配合國家地震工程研究中心之反力牆與振動台，進行基樁於飽和砂土中受靜態與動態側向力行為之探討。以下分別簡述反力牆與振動台之模型樁試驗及分析結果。

二、模型樁及試體準備

本研究選用模型樁為鋁合金管樁，樁長 160 cm，外徑 10.16 cm，管壁厚 0.3 cm，撓曲剛度為 77.62 kN-m²。模型樁由下而上於 100 mm 至 1450 mm 間，共十個高度(間隔為 150 mm)之樁表面各黏貼兩對防水型應變計以量測樁身受側向力變形行為，圖一為應變計沿樁身黏貼之情況。在本研究初步規劃中，模型樁是以固接的方式固定在剪力盒底部以探討基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受側力或振動反應。並於振動台試驗時，在樁頂處裝設數塊質量塊以模擬不同上部結構載重對於基樁反應之影響。

¹ 國立台灣大學土木工程系名譽教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學土木工程系教授

⁴ 國立台灣大學土木工程系碩士班研究生



圖一 模型樁及沿樁身之應變計分佈圖

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。其中砂土的最小及最大孔隙比分別是根據 ASTM D4253 Method 1B(wet method)及 ASTM D4254 Method A 所求得。

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的研究報告 [7,8]。

表一 越南石英砂之基本物理性質

Shape	G_s	D_{50} (mm)	C_u	e_{max}	e_{min}	ρ_{max} (kg/cm ³)	ρ_{min} (kg/cm ³)
Subangular	2.65	0.32	1.52	0.912	0.612	1644	1386

三、側向載重試驗

為了解基樁的材料性質及飽和砂土中基樁承受靜動態側向力載重之行為反應，分別進行一系列基樁以及埋置在飽和砂土試體中基樁之靜態和動態反覆側向載重試驗。側向載重試驗是利用油壓千斤頂以位移控制的方式加載於基樁頂部，並控制最大位移量在樁材的彈性變形範圍之內 (≤ 3.6 cm)。其中靜態側向載重試驗是以 0.0667 mm/sec 的速度加載一個完整的三角波，而動態反覆側向載重試驗則是施加 10 個正弦波，同時變化三種不同頻率 (0.5、1 和 4 Hz) 以及不同的振幅 (1、5

和 10 mm)進行單軸向試驗以探討不同情況下樁基礎之受力反應。此外，為了與輸入二維運動下之振動台模型樁試驗結果比較，本次試驗也進行二維之側向載重試驗，分別進行圓形與橢圓型軌跡之靜態與動態試驗。

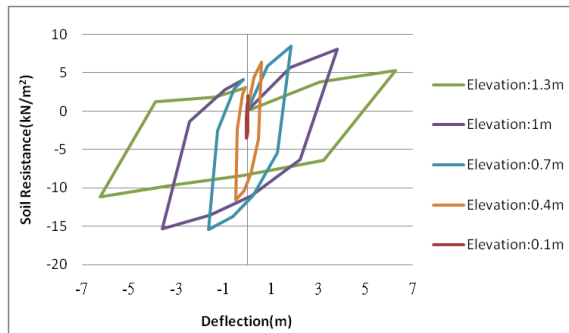
基樁受側向載重時，樁身變位是一重要課題，而基樁—土壤之互制行為與其引致之超額孔隙水壓變化等亦為觀察重點。因此在每次側向載重試驗中皆量測不同深度樁身應變與加速度，以及試體中樁身附近之土壤加速度與孔隙水壓力變化，並於試驗後量測樁身附近砂面高程變化情形。圖二為飽和砂土試體中基樁側向載重試驗之情況。



圖二 基樁在飽和砂土中之側向載重試驗

作用於樁身之土壤反力與樁位移關係常以 $p-y$ 曲線表示之， p 為單位樁長之土壤側向反力， y 為基樁的側向變位。根據彈性梁理論之基本假設，以樁身應變計量測樁身變形曲率，乘上基樁 EI 值計算各高程樁身所受的彎矩。由於試驗之邊界情況，假設樁身彎矩沿深度分布為四次多項式函數，並滿足以下邊界條件：(1)地表面處之樁身彎矩；(2)地表面處之樁身剪力；(3)樁底固定端處之土壤反力為零。本研究採用拉格蘭治乘數 (Lagrange multiplier) 進行邊界條件束制，再利用最小二乘法進行回歸分析求取樁身彎矩函數之未定係數以獲得樁身所受彎矩隨高程的變化。再將隨高程變化之彎矩方程式進行微分兩次，得土壤反力隨高程變化之關係。依據樁身變形曲率

隨高程變化的關係及邊界條件，則可求得隨高程變化之樁身側向變位。結合此二項結果可得在某一時間下不同深度樁與土壤間之 p-y 關係。連結不同時段或側向力作用下之 p-y 關係，則可得某深度樁與土壤間隨位移變化之 p-y 曲線。

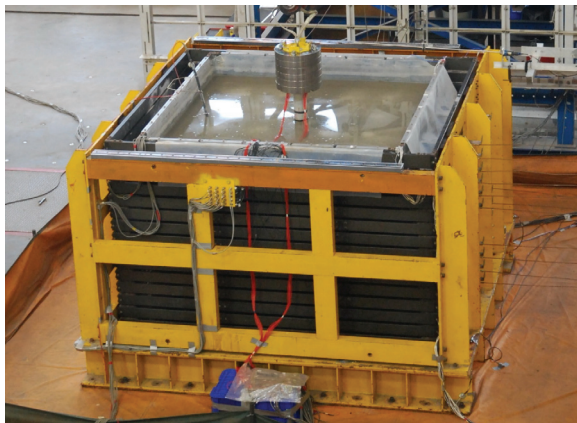


圖四 靜態側向載重試驗下不同深度之 p-y 曲線

圖四為單軸向靜態側向載重(最大樁頂位移為 10 mm)不同深度之 p-y 曲線，可看出樁土間之 p-y 關係為非線性，且呈迴圈的形式。若連結迴圈兩端點得其等值地盤反力模數，則由結果顯示側向等值地盤反力模數會隨深度增加而增加。

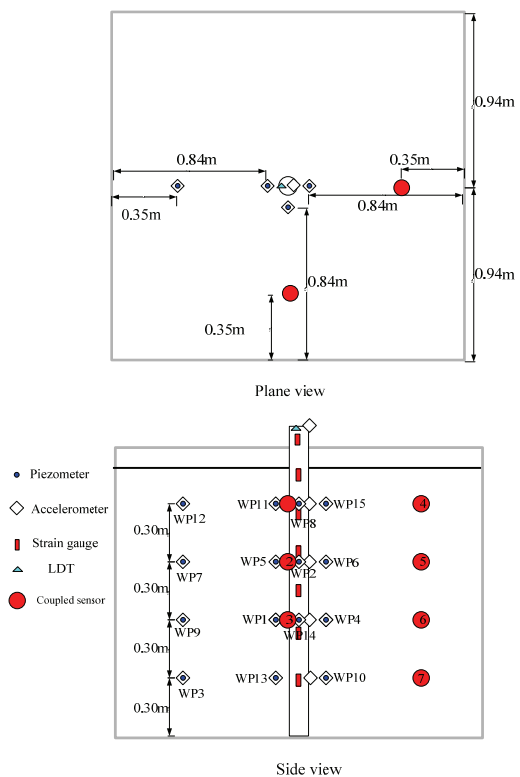
四、振動台試驗

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容器，進行大尺寸物理模型試驗來模擬砂土地盤中樁基礎受水平地震力作用下之反應行為。圖五為模型樁在砂土試體中之振動台試驗情況。



圖五 模型樁振動台試驗之情形

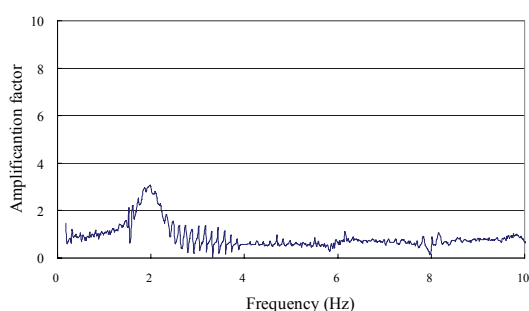
試驗輸入振動模式為先進行一維振動後，再是二維振動；先施加 10 秒之正弦波，並變化不同頻率，然後再施加代表性地震記錄；先以小振幅振動，再施加大振幅振動。每次振動試驗中皆量測不同深度剪力盒內外框 x、y 向的加速度與位移、樁身應變、加速度與樁頂位移，以及試體內樁周之近遠域土壤之水壓力、加速度反應。振動停止後，仍繼續量測水壓計之記錄，以觀測孔隙水壓之傳播與消散狀況。而且在每次振動前後量測水面與砂面高度，以得到砂土沈陷量與試體密度的變化。圖六為剪力試驗盒內部量測儀器配置狀況。



圖六 剪力盒內部儀器配置

為探討不同上部結構載重對樁基礎受震反應之影響，本研究規劃一系列不同質量加載於樁頂之振動台試驗。根據試驗結果發現：(1)在較小的上部結構載重下(低慣性力)，土層中基樁的受力反應主要由地層運動效應所控制；(2)而在上部結構載重較大時(高慣性力)，其行為則由上部結構傳遞之慣性力所主控；(3)在介於兩者之間時，上部結構引致之慣性力效應與地層之運動效應對基樁受力反應則有一定比例關係。

當模型鉛樁上部加載六塊質量塊(約 220 kg)並承受振幅為 0.15 g 之 4 Hz 單向度簡諧波振動時，根據剪力盒外框之加速度反應與水壓量測判斷此次試驗土層為完全液化的情況。根據水壓計之反應，選取液化後之樁頂加速度與輸入運動加速度進行轉換函數求取，可得其加速度放大曲線如圖七所示。由分析結果可識別在完全液化土層中之基樁系統頻率約為 2 Hz，此與加載六塊質量塊之基樁頻率幾乎一致(2.07 Hz)，此顯示液化狀態之土層幾乎無法提供強度之事實。



圖七 地盤液化後，樁頂加速度放大曲線

五、結 論

本年度完成模型樁側向載重與振動台試驗，所得試驗數據數量相當豐富。利用上述試驗結果，可建立樁身地盤反力與位移之 p-y 曲線關係，同時可以探討其與受震時基樁變位與樁身周圍之孔隙水壓力激發之耦合(coupled)反應，更可以進一步探討目前常用之擬靜態分析法是否能有效的涵蓋真實地震作用下之動力效應。經由一系列試驗探討，期能對於液化土層與樁基礎結構之互制現象及行為有更進一步了解，進而提出一套合理之液化地盤中樁基礎分析及設計方法以供工程實務上耐震設計參考。

參考文獻

1. 陳正興、邱俊翔、黃俊鴻，「嘉義太保場鑄基樁之側向荷載試驗與分析」，中國力學期刊，第 14 卷，第 2 期，第 125-139 頁 (1998)。

2. Rollins, K.M., Gerber, T.M., Lane, J.D. and Ashford, S.A., "Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 1, pp. 115-125 (2005).
3. Ashford, S.A., Juirnarongrit T., Sugano T., and Hamada M. "Soil-pile response to blast-induced lateral spreading. I: field test," *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, 132(2), 2006, pp.152-162.
4. Dobry, R.D. and Abdoun T. "Recent Studies on Seismic Centrifuge Modeling of Liquefaction and its Effect on Deep Foundations," *State-of-the-Art Report (SOAP3)*, Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA, March 26-31, Vol. 2 (2001).
5. Abdoun, T., Dobry, R.D., O'Rourke, T., and Goh, S.H., "Pile Response to Lateral Spreads: Centrifuge Modeling," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp. 869-889 (2003).
6. Tokimatsu, K., Suzuki, H., and Sato, M., "Effect of Inertial and Kinematic Interaction on Seismic Behavior of Pile with Embedded Foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, pp. 753-762(2005).
7. Ueng, T. S., Wang, M. H., Chen, M. H., Chen, C. H., and Peng, L. H., "A Large Biaxial Shear Box for Shaking Table Tests on Saturated Sand," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 29(1), pp.1-8(2006).
8. 翁作新、陳家漢、程漢璋、吳繼偉，「大型振動台剪力盒土壤液化試驗(III)—飽和越南砂試體受振沈陷之探討」，國家地震工程研究中心，No. NCREE-06-019，台北，2006。

結構基礎損傷評估技術發展(I)

柯永彥¹ 張為光² 陳正興³

摘要

本年度研究目的在應用振動量測於結構基礎損傷檢測，並建立可信之資料分析流程，定義具代表性之損傷指標，以合理評估結構基礎之損傷程度。本中心曾進行一系列橋柱試體於剛性基盤與柔性基盤條件下之側向載重試驗，以探討橋柱直接基礎之搖擺機制，本研究藉此機會，分別在不同基盤條件試體處於完整與破壞狀態時進行微振量測，藉此瞭解基盤條件與結構損傷對橋柱振動特性之影響。此外，針對台灣常見之橋梁基礎受冲刷裸露現象，於苗栗縣之台三線汶水橋進行現地振動量測，配合數值模型之建立以進行模態分析，探討基礎裸露所造成橋梁上部結構實際振動特性之變化。上述試驗結果，均可驗證基於振動量測之結構基礎損傷評估技術確具實用價值。

關鍵詞：振動量測、損傷評估、損傷指數、基礎裸露

一、前言

近年發生於台灣之重大橋梁災害，多與橋墩基礎受冲刷裸露而使承载力下降有關，若能事先瞭解基礎損傷程度，適時管制使用或進行補強修復，便能避免災害發生。然而，橋梁基礎裸露之情況在水位低時雖能目視檢測，但當水位高於基礎時則難以觀察。若利用儀器直接對橋梁基礎進行接觸性監測，雖可在無法目視時研判基礎裸露程度，但儀器易受水流衝擊或遭水流夾帶物撞擊而受損，故實有必要發展以間接方式檢測結構基礎損傷狀態之技術。

對於土壤~結構互制系統而言，結構體之振動能表現系統自身特性，並可反映邊界條件之變化。因此，藉由量測結構振動反應，將有助評估基礎之損傷情況。其不僅易於施作，且儀器非直接設置於基礎而存活率高；此外，振動資料分析技術多元且成熟，相關損傷指標於各工程領域也已多所應用。因此，基於振動量測之結構基礎損傷檢測技術，實為值得發展之方向。由於橋梁災害防治為當前之重要議題，故本年度之研究主要係針對橋梁基礎為之。

二、振動量測於結構損傷評估之應用

結構系統之動力性質，如基本振動頻率（或自然頻率）、阻尼、與模態振形等，與其質量、勁度與完整性相關。當結構系統遭受損傷時，由於勁度下降，其自然頻率會降低；另由於裂縫增加或應變增大，導致阻尼增加；此外，因損傷造成系統勁度重新分配，造成振動模態產生變化。若藉由各類振動量測試驗來瞭解結構之振動特性變化，將有助於掌握結構是否產生損傷，損傷之程度，及損傷之可能位置。常用於評估結構特性之振動量測試驗包括：

1. 微振動量測：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(transfer function)，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。
2. 強迫振動試驗：利用人工振源（車行引致振動、簡諧振動產生器、重錘等）激

¹國家地震工程研究中心專案副研究員

²國立台灣大學土木工程系博士後研究員

³國立台灣大學土木工程系教授

發結構振動反應，有助於瞭解在特定振源型式與較大應變下之結構振動特性。

以下將就本研究應用之結構振動反應分析技術進行簡介：

1. 快速富利葉轉換：時域中難以直接判斷振動歷時資料之頻率特性，需藉由頻譜分析將訊號轉至頻率域方能有效判釋。快速富利葉轉換(fast Fourier transform, FFT)係基於富利葉轉換關係式，所得富氏譜能展現振動之頻率特性，可藉以判斷結構特性，為常用的頻譜分析法。
2. 平均富氏譜：進行長時間現地振動量測時，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，Samizo et al. (2007) 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分別判釋結構自然頻率後，再予以平均求得平均自然頻率。在此基於此概念，然係針對各時段富氏譜進行平均，求得代表性平均富氏譜，如圖一所示，再藉以研判振動特性。如此不只能消除依時變異性，也更能完整掌握系統振動特性。

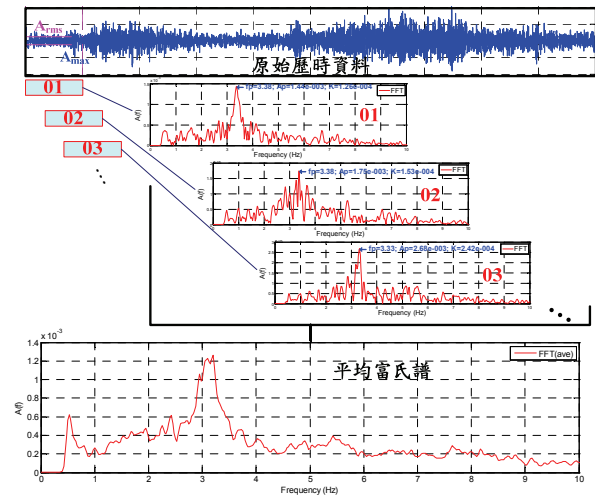
應用振動量測進行結構損傷診斷時，常採用具代表性之系統特徵參數作為損傷狀態之評估指標。一般常用結構自然頻率之變化來評估損傷程度，但量測過程中可能之隨機誤差將影響結果之靈敏度。模態振形則常被用於判斷損傷所在位置。若綜合振動振幅與自然頻率之變化，發展具簡單型式之損傷指標，不僅能提供簡便之判斷基準，並且能更有效地展現損傷程度。Nakamura (1997) 分別針對地盤、橋梁構架及剛性塊體，提出基於微振反應所定義之損傷指數(vulnerability index)。其與振動振幅呈正相關，與自然頻率呈負相關，當指數越高，代表損傷程度越嚴重。其中，以橋梁構架損傷指數較適合本研究之需求。

參考圖二，若該構架受地盤微振作用而使橋面版受最大加速度為 α_{sg} ，則橋面版所受擬靜態慣性力造成各柱之柱底彎矩為 $M=m\alpha_{sg}h/2$ 。若考慮柱底可能發生之撓曲

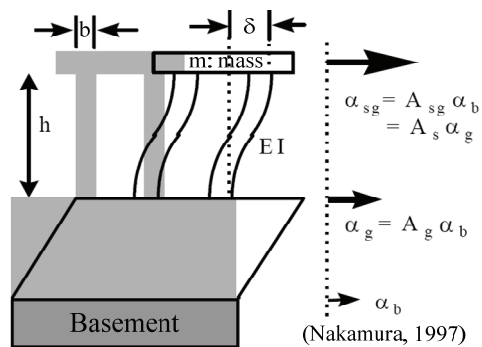
破壞，則其損傷程度可反映在柱底應變量：

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{M}{EI} \cdot \frac{b}{2} = \frac{m\alpha_{sg}h}{2EI} \cdot \frac{b}{2} = m\alpha_{sg} \cdot \frac{h^3}{6EI} \cdot \frac{3b}{h^2} = \frac{m\alpha_{sg}}{k} \cdot \frac{3b}{h^2} \\ &= \frac{1}{(2\pi)^2} \cdot \frac{3b}{h^2} \cdot \frac{\alpha_{sg}}{f_s^2} = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{3b}{h^2} \cdot \frac{A_s}{f_s^2} \alpha_g = K_{sg} \alpha_g \quad (1)\end{aligned}$$

其中， $k=6EI/L^3$ ，為該構架之總側向勁度； $f_s=(1/2\pi)\sqrt{k/m}$ ，為該構架之自然頻率； α_g 為地表微振最大加速度； A_s 為橋面振動反應相對於地表微振於頻率為 f_s 時之放大係數，則 K_{sg} 即為損傷指數，與柱底應變量成正比，故能展現柱底發生撓曲破壞之潛勢或損傷程度，亦可應用於基礎裸露或土層弱化使橋柱搖擺變形性增加之情況。



圖一 平均富氏譜分析流程示意圖

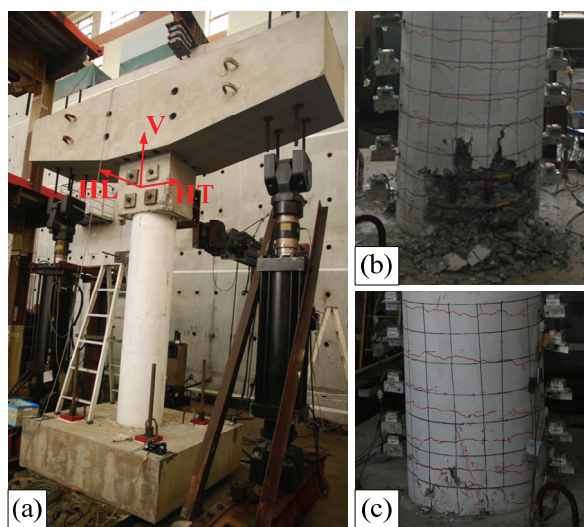


圖二 受地盤振動激發之橋梁構架示意圖

三、橋柱試驗之試體微振量測

為探討直接基礎搖擺機制降低橋柱地震需求之效應，本中心曾進行一系列橋柱側向載重試驗。所採試體如圖三(a)所示。為釐清基礎搖擺行為之影響，試驗採兩種

基盤條件：一為固定基盤，基腳直接固定於強力地板以限制搖擺模態；另一為柔性基盤，基腳設置於橡膠墊上，模擬直接基礎座落於堅實土層之情況。試驗中，用以模擬地震載重之側向力係沿行車方向（HL向，見圖三(a)）施加於橋柱頂端。圖三(b)與(c)分別為試驗後兩種基盤條件下之橋柱下端撓曲破壞情況，可看出前者之破壞顯較後者為嚴重，說明了直接基礎的搖擺機制能降低受側向載重橋墩之塑性變形量。



圖三 (a)橋柱試驗試體；(b)固定基盤與(c)柔性基盤條件下試驗後橋柱下端損傷狀態

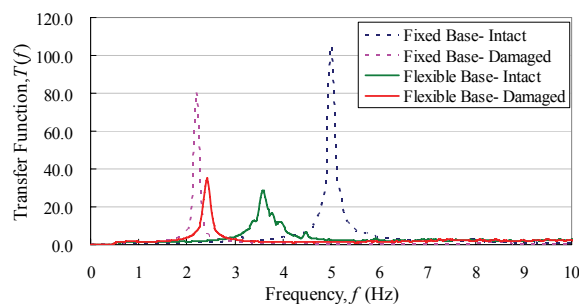
本研究利用該橋柱試驗，針對剛性與柔性基盤試體，分別於完整狀態與破壞狀態時進行微振量測，以瞭解基盤狀態與結構損傷對結構振動特性之影響。速度計固定於帽梁與強力地板上，連續同步量測 20 分鐘。在橋柱試驗中，撓曲破壞主要沿側力方向發展，故在此僅討論 HL 向振動。

為能清楚掌握橋柱結構特性，在此利用前述平均富氏譜分析流程，求取各情況下帽梁與地板振動反應之平均轉換函數，如圖四所示。在固定基盤時，完整橋柱之自然頻率為 5.00 Hz，所對應之放大係數為 105.3；破壞後，橋柱自然頻率為 2.20 Hz，下降達 56.0%，係橋柱損傷使勁度降低所致，放大係數則降低為 81.2，可能與裂縫帶來之消能效應有關。至於柔性基盤時，完整橋柱之自然頻率為 3.58 Hz，所對應放大係數為 28.7，均較固定基盤者為低，可

能係由於橡膠墊所造成之勁度降低與額外阻尼；破壞後橋柱自然頻率為 2.42 Hz，下降了 32.5%，放大係數則上升為 35.2。

由上述結果可知，橋柱損傷將引致整體勁度下降，使結構自然頻率隨之降低，當損傷越嚴重，自然頻率下降幅度越高，故自然頻率變化量能反映結構損傷程度。放大係數則同時與勁度降低及裂縫導致之阻尼有關，前者造成其上升，後者則造成下降；當損傷較輕微時，整體將趨於上升，而當損傷較嚴重時則將下降。此外，當基盤為柔性時，亦造成系統整體勁度較剛性基盤時為低，使自然頻率下降；放大係數則可能因橡膠墊之消能效應而降低。此可視為基礎裸露或土層弱化造成基礎勁度降低時，對橋柱振動反應可能造成之影響。

接著，根據所求得之自然頻率與放大係數計算各狀態之損傷指數為（由於橋柱尺寸固定，故將式(1)簡化為 $K_{sg} = A_s / f_s^2$ ）(a)剛性基盤、完整： $K_{sg}=4.21$ ；(b)剛性基盤，破壞： $K_{sg}=16.77$ ；(c)柔性基盤、完整： $K_{sg}=2.24$ ；(a)柔性基盤、破壞： $K_{sg}=6.02$ 。不論剛性或柔性基盤條件下，破壞後之損傷指數均較完整狀態為高，且以破壞較嚴重之剛性基盤案例上升幅度較大。因此，該損傷指數確實能反應橋柱破壞之程度。



圖四 各情況下之橋柱振動反應轉換函數

四、現地橋梁結構振動量測

位於苗栗縣之台三線汶水橋，因原有沉箱基礎受冲刷裸露，於 2008 年底動工將基礎改建為群樁型式，並已於 2009 年底完工通車。2009 年 2 月施工期間，為增加橋下淨空，於 P3 橋墩處進行河床降挖，因而使 P3 橋墩沉箱基礎裸露達 5.5~7m（見圖

五)。因此，本研究選定裸露嚴重的 P3 橋墩，以及相鄰處輕微裸露但已利用蛇籠加固之 P2 橋墩，進行現地振動量測，以探討在不同橋墩基礎裸露程度下，橋梁振動特性之差異。速度計係固定於 P2 與 P3 橋墩對應之橋面版伸縮縫旁，於正常車流情況下同步量測兩橋墩之行車方向 (HL 向) 與橫向 (HT 向) 振動反應達 20 分鐘。

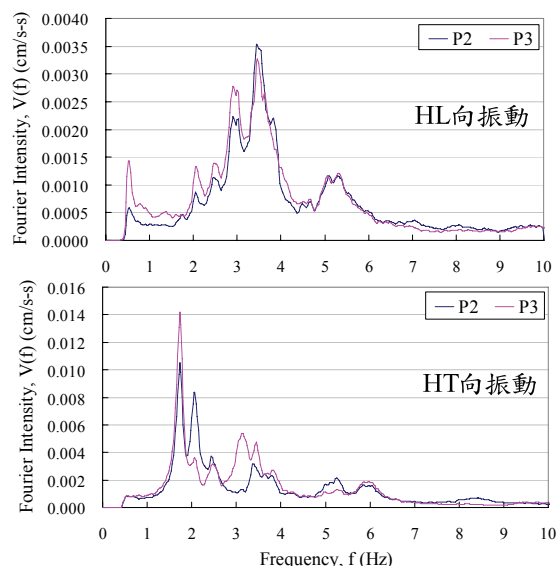


圖五 汶水橋振動量測時之橋墩裸露情況

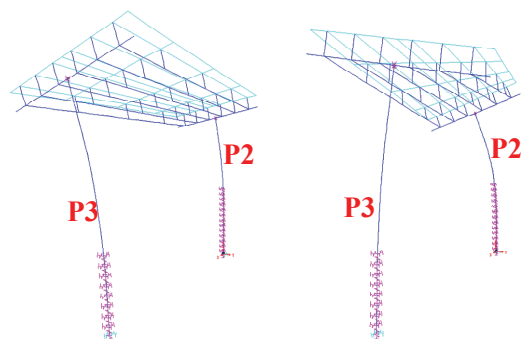
圖六為利用前述流程所求得之 P2 與 P3 橋墩振動平均富氏譜，在 HL 向振動方面，兩者頻譜曲線相近，主要尖峰均位於 3.5Hz 附近，應為橋面版與大梁提供之 HL 向束制使兩者振動反應特性接近，也因此 HL 向振動並無法有效反映基礎裸露之情況；至於 HT 向振動，P2 橋墩之平均富氏譜有兩個主要尖峰，分別位於 1.7Hz 與 2.1Hz，P3 橋墩則僅有位於 1.7Hz 之尖峰，且尖峰值較 P2 橋墩於 1.7Hz 之尖峰為大。

為釐清平均富氏譜中各個尖峰代表之意義，在此利用 Sap 2000 軟體建立汶水橋 P2-P3 單元模型進行模態分析。其中，地盤以土壤彈簧模擬，基礎裸露則以移除土壤彈簧代表。所得模態振形如圖七，第一模態為 P2 與 P3 之同向側移~搖擺耦合反應，且 P3 位移量較 P2 為大，對應基本頻率為 1.72Hz；第二模態為 P2 與 P3 之反向側移~搖擺耦合反應，且 P2 位移較 P3 大，對應基本頻率為 2.09Hz。由此可知，前述 HT 向振動平均富氏譜中，P2 於 2.1Hz 之尖峰係屬 P2 之特性；P2 與 P3 於 1.7Hz 之尖峰則對應到 P3 之特性。因 P3 基礎明顯裸露，側移勁度較低，因而有較低之振動顯著頻率，且振幅較大，甚至影響 P2 之振動特性。

接著以式(1)計算 P2 與 P3 之損傷指數。因兩橋墩之量測係同步進行，振源特性視為一致，故直接以富氏譜振幅代入式中之 A_s ；另外，P2 採 2.1Hz 對應之尖峰計算。可得其損傷指數分別為 1.42×10^{-5} 與 4.37×10^{-5} ，後者顯較前者為大，可見此損傷指數亦能合理反映橋墩基礎裸露程度。



圖六 汶水橋 P2 與 P3 橋墩振動平均富氏譜



(a) 第一模態， $f=1.72\text{Hz}$ (b) 第二模態， $f=2.09\text{Hz}$

圖七 汶水橋振動單元模態分析結果

參考文獻

1. Samizo M, Watanabe S, Fuchiwaki A and Sugiyama T. "Evaluation of the structural integrity of bridge pier foundations using microtremors in flood conditions", Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, 48(3), 2007, pp. 153-157.
2. Nakamura Y. "Seismic vulnerability indices for ground and structures using microtremor", Proceedings of World Congress on Railway Research, Florence, Italy, 1997.

建築物考慮土壤結構互制阻尼比之研究(II)

許尚逸¹ 陳正興² 邱俊翔³

摘要

在地震工程與結構耐震設計中，土壤～結構互制效應 (Soil-Structure Interaction, SSI) 對於結構的動態行為與受震反應扮演相當重要的角色，SSI 效應使得整體土壤結構系統的自然頻率較結構自然頻率下降並且系統的阻尼也會提高。本年度計畫則繼續延伸等值固定基盤模式，使其應用於考慮多自由度結構系統與土壤互制作用分析上，並結合傳統多自由度結構系統常用之模態分析法與傳統耐震設計採用之反應譜值設計法，期望提出多自由度結構與土壤互制系統之等值固定基盤分析模式，可為日後提出本土建築結構物耐震設計相關法規參考之用。

關鍵詞：土壤結構互制效應、基礎阻抗、等值固定基盤模式、耐震設計

一、前言

本研究以單自由度結構結合基礎阻抗之簡單分析模式識別出影響土壤～結構互制效應之主要參數，進而提出一複數型式之土壤～結構互制效應評估因子，將 SSI 效應分為對土壤結構系統自然頻率以及系統阻尼比變化兩方面之影響並予以量化，可直接評估 SSI 效應。97 年第一期研究中透過土壤～結構互制效應評估因子修正整體系統勁度之方式，提出等值固定基盤分析模式，使得在傳統剛性基盤模式動力分析中可考慮 SSI 作用。

本年度計畫延續先前研究結果，結合結構動力分析上常用之模態分析法，進一步推導在頻率域下多自由度結構～土壤系統之等值固定基盤分析模式 (MDOF EFB)，並與傳統剛性基盤分析模式相互比較，以瞭解在多自由度結構系統下，土壤～結構互制效應如何影響整體系統之受振行為。

本研究由 MDOF EFB 模式結合傳統結構耐震設計常用之反應譜分析法，發展出可考慮土壤～結構互制效應之反應譜分析

法，稱為 SSI 反應譜分析法。此方法無須經過繁瑣之計算，可與結構物耐震設計規範結合且有效應用於工程實務，方便分析與設計使用。

二、多自由度結構之 SSI 分析模式

當多自由度結構物分析模型受地震加速度 $\ddot{x}_g(t)$ 作用，其運動狀況如圖一所示。其中 m_i 為各樓層質量， J_i 為各樓層樓版質量慣性矩， m_0 為基礎版質量， J_0 為基礎版質量慣性矩， k_i 為各樓層側向勁度， c_i 為各樓層阻尼係數， h_i 為樓版距基礎版之高度， $i = 1 \sim N$ ， N 為總樓層數。 $x_i(t)$ 表各樓版相對於基礎版之水平位移， $x_f(t)$ 、 $\theta(t)$ 分別表基礎版因土壤～結構互制效應所引致之側移及旋轉，則各層樓版相對於地盤之運動 $x_{f,i}(t)$ 可表為：

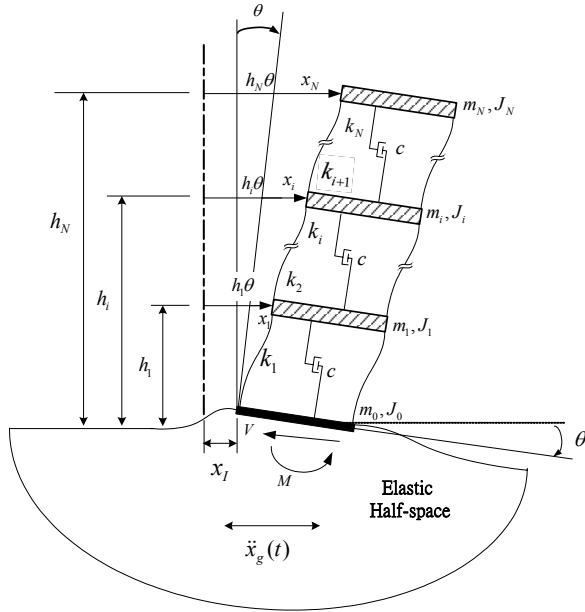
$$x_{f,i}(t) = x_i(t) + x_f(t) + h_i \theta(t) \quad (1)$$

其中 $x_{f,i}(t)$ 等於樓板彈性位移 $x_i(t)$ 、基礎側移運動 $x_f(t)$ 以及由基礎搖擺運動所引致之位移量 $h_i \theta(t)$ 三者之和。

¹ 國家地震工程研究中心專案副研究員

² 國家地震工程研究中心大地組組長、國立台灣大學土木工程系教授

³ 國家地震工程研究中心副研究員



圖一 多自由度結構物分析模型

考慮結構之內力平衡、整體系統之側向力平衡以及力矩平衡，若忽略土壤耦合阻抗，其運動方程式在頻率域可寫為

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{k}\mathbf{X} + \mathbf{m}_1\ddot{X}_I + \mathbf{m}\mathbf{h}\ddot{\Theta} = -\mathbf{m}_1\ddot{X}_g \quad (2a)$$

$$\mathbf{1}^T \mathbf{m}\ddot{\mathbf{X}} + m_T \ddot{X}_I + d_T \ddot{\Theta} + K_{VV}(i\omega) \cdot X_I = -m_T \ddot{X}_g \quad (2b)$$

$$\mathbf{h}^T \mathbf{m}\ddot{\mathbf{X}} + d_T \ddot{X}_I + I_T \ddot{\Theta} + K_{MM}(i\omega) \cdot \Theta = -d_T \ddot{X}_g \quad (2c)$$

其中 $\mathbf{h} = \{h_1 \dots h_N\}^T$ 為樓版高度之行向量， $J_T = \sum_{i=0}^n J_i$ 為基礎與各層樓版之轉動慣量和， $m_T = m_0 + \mathbf{1}^T \mathbf{m}_1$ 為基礎與所有樓版之總質量， $d_T = \mathbf{h}^T \mathbf{m}_1$ 為各樓版對基礎版之質量一次矩的總和， $I_T = J_T + \mathbf{h}^T \mathbf{m} \mathbf{h}$ 。 $K_{VV}(i\omega)$ 與 $K_{MM}(i\omega)$ 分別表彈性半無限空間上無質量剛性基礎之側移與旋轉阻抗，對於若干特定型式基礎已有對應之阻抗函數可參考引用。

將原先系統之運動方程式改用樓版相對位移向量 $\mathbf{X}_f(i\omega)$ 來表示，其中 $\mathbf{X}_f(i\omega)$ 為 $x_f(t)$ 經傅氏轉換至頻率域時之函數，則原運動方程式(2a)、(2b)與(2c)可改寫為：

$$\mathbf{A} \cdot \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_f \\ X_I \\ \Theta \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \mathbf{m}_1 \\ m_T \\ d_T \end{Bmatrix} \ddot{X}_g \quad (3a)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -\omega^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}^* & -\mathbf{k}^* \mathbf{1} & -\mathbf{k}^* \mathbf{h} \\ -\omega^2 \mathbf{1}^T \mathbf{m} & -\omega^2 m_0 + K_{VV}(i\omega) & 0 \\ -\omega^2 \mathbf{h}^T \mathbf{m} & 0 & -\omega^2 J_T + K_{MM}(i\omega) \end{bmatrix} \quad (3b)$$

上式即為多自由度結構與土壤互制作用之運動方程式，其中阻抗矩陣 $\mathbf{A}$ 為一個 $(N+2) \times (N+2)$ 之矩陣，可直接解出在土壤～結構互制作用下，多自由度結構樓版相對於地盤之位移振動反應，再經傅力葉逆轉換由頻率域轉至時間域得到振動反應歷時。

由前述推導雖可得出多自由度結構與土壤互制作用之運動方程式，但若結構物自由度甚多時，採用直接法求解聯立方程式必然耗時費力。因此，本研究引入模態分析的觀念，將多自由度結構系統利用模態分析概念求解，可有效降低計算時間成本。將 $\mathbf{X}_f$ 表示為

$$\mathbf{X}_f = \Phi \mathbf{Y} + \mathbf{1} X_I + \mathbf{h} \Theta = \Phi \mathbf{Y}_f \quad (4a)$$

$$\mathbf{Y}_f = [\mathbf{Y} + \Phi^{-1} \mathbf{1} X_I + \Phi^{-1} \mathbf{h} \Theta] \quad (4b)$$

在此， Φ 為多自由度結構系統在剛性基盤模式下對質量正規化的模態矩陣，對 $\mathbf{m}$ 、 $\mathbf{c}$ 與 $\mathbf{k}$ (或者 $\mathbf{k}^*$) 矩陣具有正交性。

依照先前單自由度結構系統之推導方法，將式(4)關係代入式(3)中，可得出以 $\mathbf{Y}_f$ 表示之運動方程式 ($N \times N$ 維度)。因此在結構物第 j 模態下之運動方程式，如下所示

$$\ddot{\mathbf{Y}}_{f,j} + (F_{SSI})_j \cdot (\omega_j^*)^2 \mathbf{Y}_{f,j} = -\gamma_j \ddot{X}_g \quad (5a)$$

$$(F_{SSI})_j = \frac{1 + \frac{a_j (\beta_j)^2}{-a_j (\beta_j)^2 + S_j}}{1 + \frac{a_j + 1}{-a_j (\beta_j)^2 + S_j} + \frac{1}{-b_j (\beta_j)^2 + R_j}} \quad (5b)$$

此處 $\beta_j = \omega / \omega_j$ 為第 j 模態下之頻率比， $(\omega_j^*)^2 = \omega_j^2 (1 + i 2 \xi_j \beta_j)$ ， ξ_j 為該模態下之模態阻尼比， $R_j = K_{MM} / (\omega_j^*)^2 \Gamma_j^2$ 為正規化之

基礎側移阻抗， $S_j = K_{VV} / (\omega_j^*)^2 \gamma_j^2$ 為正規化之基礎搖擺阻抗， $a_j = m_0 / \gamma_j^2$ 、 $b_j = J_T / \Gamma_j^2$ 而 γ_j 與 Γ_j 分別為對應質量正規化模態矩陣所求出之模態質量分配係數向量及模態彎矩分配係數向量。

式(5)為對應結構第 j 模態之運動方程式，其型式與傳統剛性基盤模式之運動方程式類似，只是加上 $(F_{SSI})_j$ 之修正係數而已， $(F_{SSI})_j$ 型式與先前推導單自由度結構與土壤互制系統之 SSI 效應評估因子 F_{SSI} 相同，顯示本研究所提出之分析法不只可應用於單自由度結構系統之 SSI 分析，對於多自由度結構系統的 SSI 分析，亦可與模態分析相結合進行 SSI 分析。

三、MDOF 系統等值固定基盤模式

根據本研究前期單自由度 SSI 系統之推導程序，在此取 SSI 模態運動方程式之自然頻率 $(\tilde{\omega}_l)_j$ 及在自然頻率 $(\tilde{\omega}_l)_j$ 處之系統阻尼比 $(\tilde{\xi}_l)_j$ 二參數，定義出此第 j 模態下等值固定基盤(EFB)模式之運動方程式為：

$$\ddot{Y}_{f,j} + (\tilde{\omega}_l)_j^2 \cdot (1 + i2(\tilde{\xi}_l)_j \cdot (\beta_l)_j) Y_{f,j} = -\gamma_j \ddot{X}_g \quad (6)$$

其中 $(\tilde{\omega}_l)_j$ 為第 j 模態下 EFB 模式之自然頻率， $(\beta_l)_j = \omega / (\tilde{\omega}_l)_j$ 則為第 j 模態下之頻率比， $(\tilde{\xi}_l)_j$ 為第 j 模態下 EFB 模式之等值阻尼比。

3.1 EFB 模式之系統自然頻率 $\tilde{\omega}_l$

EFB 模型之自然頻率 $\tilde{\omega}_l$ 與原來的 SSI 系統相同，若忽略結構阻尼，由式(6)可得

$$\mu_j^2 = [(\tilde{\omega}_l)_j / \omega_j]^2 = [(F_{SSI})_j]_{RE} \quad (7)$$

μ_j 稱為第 j 模態下之系統頻率降低比，即第 j 模態下土壤結構系統自然頻率 $(\tilde{\omega}_l)_j$ 與

傳統剛性基盤模式下結構自然頻率 ω_j 之比值； $[(F_{SSI})_j]_{RE}$ 代表 $(F_{SSI})_j$ 複數函數之實部。假設在 a_0 小於 1 時，以平均值 $\bar{k}_{VV}$ 與 $\bar{k}_{MM}$ 來代表 k_{VV} 與 k_{MM} ，並忽略阻抗虛部之影響，則式(7)可用無因次勁度比參數 $(Gr_0 / \omega_j^2 M_j)$ 之雙曲線函數來代表：

$$\mu_j^2 = \frac{\frac{Gr_0}{\omega_j^2 M_j}}{\frac{Gr_0}{\omega_j^2 M_j} + \frac{1}{(E_0)_j}} \quad (8a)$$

$$(E_0)_j = \left[\frac{a_{1,j}}{\bar{k}_{VV}} + \frac{b_{1,j}}{\bar{k}_{MM}} \frac{H_j^2}{r_0^2} \right]^{-1} \quad (8b)$$

上式中 $(E_0)_j$ 稱為該模態下之結構特徵係數，和結構參數及基礎型式有關， $H_j^2 = \Gamma_j^2 / \gamma_j^2$ 為此模態下力矩分配係數平方與質量分配係數平方兩者的比值。

3.2 EFB 模式之系統等值阻尼比 $\tilde{\xi}_l$

本研究建議選擇土壤結構系統自然頻率 $\tilde{\omega}_l$ 處所對應之阻尼比 $\tilde{\xi}_l$ 來代表，將系統之阻尼比視為與頻率無關，稱之為等值固定基盤模式之有效阻尼比。由式(6)與(7)之關係可得

$$(\tilde{\xi}_l)_j = \xi_j \mu_j + \frac{1}{2\mu_j^2} \cdot [(F_{SSI})_j]_{IM} \quad (9)$$

四、SSI 反應譜分析法

對 EFB 模式之模態運動方程式，若針對特定場址設計反應譜，針對各模態下 EFB 模式之系統自然頻率與等值阻尼比參數之反應譜加速度值 $S_{ad}((\tilde{\omega}_l)_j, (\tilde{\xi}_l)_j)$ ，可得到在考慮 SSI 效應下相對應結構第 j 模態之最大樓版位移反應 $(\tilde{x}_f)_{j,\max}^i$ 為：

$$(x_f)_{j,\max}^i = \phi_{ij} \frac{\gamma_j}{M_j (\tilde{\omega}_l)_j^2} S_{ad}((\tilde{\omega}_l)_j, (\tilde{\xi}_l)_j) \quad (10)$$

根據式(3a)中結構內力平衡關係，可得出對應 j 模態下第 i 層樓版之最大等值彈性力 $(f_s)_{i,\max}^j$ 為

$$(f_s)_{i,\max}^j = m_i \phi_{ij} \frac{\gamma_j}{M_j} S_{aD} \left((\tilde{\omega}_l)_j, (\tilde{\xi}_l)_j \right) \quad (11)$$

上式中各樓版等值彈性力之和即為對應 j 模態下之最大基底剪力 $V_{\max}^j$ ：

$$V_{\max}^j = \frac{\gamma_j^2}{M_j} S_{aD} \left((\tilde{\omega}_l)_j, (\tilde{\xi}_l)_j \right) \quad (12)$$

其中 γ_j^2/M_j 為 j 模態之有效模態質量，而其與結構總質量之比值 $(\gamma_j^2/M_j)/\sum_{i=1}^N m_i$ 稱為 j 模態之有效質量參與係數。

各樓版對於基礎版之最大等值彎矩的總和即為對應 j 模態下之最大基底彎矩 $(M_0)_{j,\max}$ 可由下式表示：

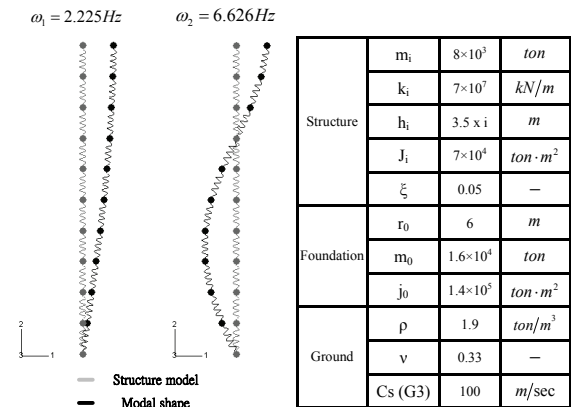
$$(M_0)_{j,\max} = \frac{\Gamma_j \gamma_j}{M_j} S_{aD} \left((\tilde{\omega}_l)_j, (\tilde{\xi}_l)_j \right) \quad (13)$$

求出所有模態之各項最大反應值，最後可以 SRSS 法 (Square Root of the Sum of the Squares, SRSS) 或者 CQC 法 (Complete Quadratic Combination) 疊加，求取所需位移或者構件內力之最大值作為設計之用。

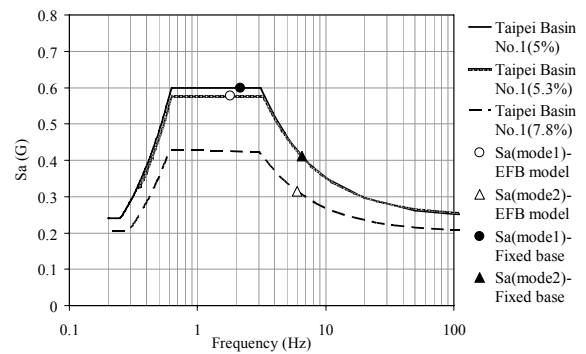
五、多自由度結構 SSI 反應分析

本研究擬用一座落於均質土層表面上之 10 層樓結構物作為分析案例 (結構模型與分析參數如圖 2 所示)，工址所在之地震分區為台北一區，地層土壤剪力波速為 100 m/sec，基礎型式為表面式剛性圓盤 (以 Velectsos and Wei (1971) 之表面式剛性圓盤基礎阻抗函數模擬)。利用前述之 MDOF EFB 模式進行分析，在考慮 SSI 效應下，系統第一模態頻率由結構第一模態之 2.225 Hz 下降至 1.8 Hz，等值阻尼比為 5.3%；系統第二模態則由 6.626 Hz 下降至 6 Hz，等值阻尼比為 7.8%。計算對應 EFB 第一模態與第二模態之譜加速度

$S_{aD}((\tilde{\omega}_l)_j, (\tilde{\xi}_l)_j)$ 值 (如圖 3)，利用反應譜分析法考慮前兩個模態之 SSRS 疊加計算 EFB 模式之最大基底剪力與最大基底彎矩各約為 39969 kN 與 934597.5 kN·m，而傳統剛性基盤模式計算所得之最大基底剪力與最大基底彎矩各為 40810.7 kN 與 953401.4 kN·m。



圖二 數值案例之結構模型與分析參數



圖三 剛性基盤與 EFB 模式之 S_a 值

六、結論與展望

本研究所提出之 MDOF EFB 模式與 SSI 反應譜法，可將 SSI 效應反應在 SSI 系統之自然頻率 $\tilde{\omega}_l$ 以及等值阻尼比 $\tilde{\xi}_l$ 兩參數之中，對於耐震工程設計使用上具有便利性，可供分析設計使用。

參考文獻

1. Chen, C.H., Hsu, S.Y., "Equivalent Fixed-Base Model for Soil-Structure Interaction Analysis," Journal of Mechanics, Vol. 22, No. 3, 2007, pp. 167-180.

實尺寸三層樓特殊同心斜撐鋼構架試驗研究

蔡克銓¹、魏志毓²、吳安傑²、蔡青宜³、林志翰²、林克強⁴

摘要

本研究之試體為一實尺寸三層特殊同心斜撐鋼構架，試體高度為 9.3 公尺，寬度為 6.0 公尺，斜撐排列之幾何形狀為大 X 型(一樓與三樓為倒 V 型，二樓則為 V 型)。本試驗採兩階段測試，使用相同梁柱構架，替換不同形式之斜撐與接合板。二階段試驗斜撐分別採用 A500 材質之鋼管(HSS125x125x9)與 A36 材質之寬翼斷面(H175x175x7.5x11)，除斜撐之外，構架之梁柱材質則是使用 A992。試驗結束後，由於梁柱並未有嚴重破壞，故更換已損壞之斜撐進行第二階段試驗。試驗結果顯示試體確能提供良好的消能能力，頂層位移角容量分別為 3.34 弧度(HSS)與 4.3 弧度(WF)，而 X 型配置之斜撐挫屈行為會互相牽動，所有斜撐皆發生挫屈。結構變形與破壞集中於斜撐與接合板，斜撐最大面外變形可達 390mm，但並未對梁柱造成明顯破壞。

關鍵詞：同心斜撐構架、斜撐挫屈、接合板

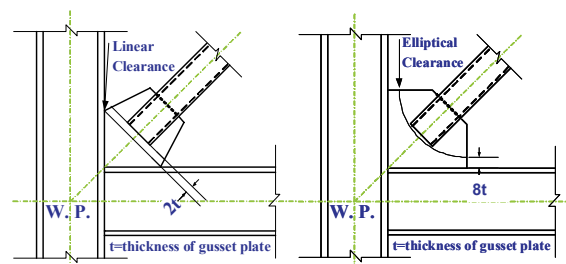
一、前言

同心斜撐構架(Concentrically Braced Frame, CBF)為鋼結構中廣泛使用之耐震系統之一。由於同心斜撐構架具較高之側向勁度與施工之便利性，相較於其他結構系統而言，頗具經濟效益。同心斜撐構架主要是由梁、柱與斜撐構件組成，而斜撐與梁柱構件接合處需設置韌性適當之接合板。

本試驗研究為一國際合作計畫，參與此試驗計劃的國際合作團隊，包括台灣國家地震研究中心、美國華盛頓大學、加州大學柏克萊分校、明尼蘇達大學與日本 E-defense 研究中心和加拿大蒙特婁理工大學的研究人員。目的是為了研發新一代的同心斜撐構架系統，英文稱為 Tomorrow's Concentrically Braced Frame (TCBF)。[1]

美國華盛頓大學西雅圖分校團隊參與試體設計，而實驗則在國家地震工程研究中心測試。研究動機是希望透過實驗觀

察，以瞭解依最先進方法設計之特殊同心斜撐構架之耐震性能。圖一顯示現行規範 AISC2005 建議之接合板彎折需求與美國華大建議之新型接合板設計需求。在本研究之試驗試體設計接合板，皆採用華大 8t 之接合板設計需求。[2]



(a) AISC 2t 需求 (b)美國華大 8t 需求

圖一 接合板凹折需求

二、試驗配置

本研究試體為一座實尺寸單跨度三層樓大 X 斜撐型式(一樓與三樓為倒 V 型，二樓為 V 型)之構架系統，柱心間距為

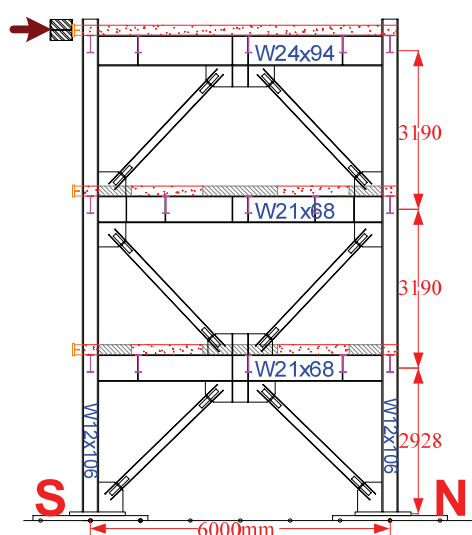
¹ 國立台灣大學土木工程學系教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

6000mm，一樓樓層高度為 2928mm，二樓與三樓樓層高度均為 3190mm，總高度為 9308mm。圖二為典型試驗構架立面圖，此構架試驗試體之鋼構件是由美國直接運送至國家地震工程研究中心進行組裝，梁柱皆使用 A992 鋼材之寬翼斷面，梁斷面尺寸一樓與二樓為 W21x68，頂樓梁由於斜撐配置型式為倒 V 型，梁跨距中央須抵抗較大之垂直方向不平衡力，因此採用較大之斷面尺寸 W24x94，柱則是使用 W12x106。梁柱接合型式，一樓梁柱接頭採用鉸接方式，而二樓與頂樓梁柱接頭則為抗彎接合。柱底與 75mm 厚底板焊接，再透過預力鋼棒與錨定板錨定於強力地板之上。於各樓層皆配置 2260mm 寬、厚度為 200mm 以及強度為 5000psi 之鋼纖混凝土樓板。



圖二 試體立面圖

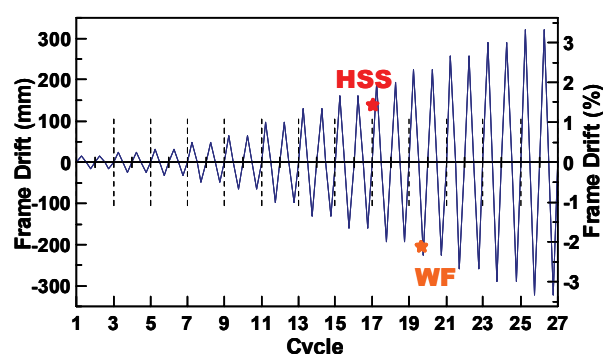
本試驗採二階段測試，依據使用之斜撐型式不同，將各次試驗命名為：TCBF-HSS 與 TCBF-WF。HSS 代表斜撐斷面為結構用矩型鋼管(Hollow Structural Section, HSS)，使用 A500 之鋼材，斜撐斷面尺寸為 HSS125x125x9，WF 表示斜撐斷面為寬翼斷面，試驗使用 A36 鋼材與斷面為 H175x175x7.5x11 之斜撐。兩次試驗皆使用相同的梁柱構架，第一次試驗完成後將破壞的斜撐構件與接合板移除，更換新的斜撐與接合板後再進行接續試驗。所有試驗用之鋼材構件皆在加工廠中製作完

成，再運送到國震中心組裝，TCBF-WF 組裝完成後之情形如圖三所示。

試驗採用位移控制方法，僅於頂層樓板施加側力，圖四為本次試驗之加載歷時，圖中顯示疲勞載重各迴圈之目標位移以及各次試驗第一根斜撐斷裂之位置，此加載歷時是依據 ATC-24 與 SAC 之建議擬定[3]。施力方式採用反覆施力，僅施力於構架平面內方向(南北向，往北為推力，往南為拉力)。力量是由油壓致動器施加位移，透過轉接梁先傳到樓板兩側邊梁，再由 200mm 厚樓板傳遞至試體斜撐構架。



圖三 試驗配置完成

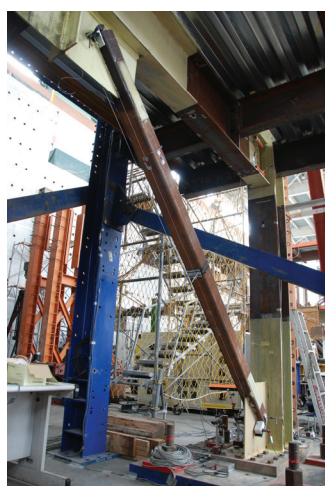


圖四 試驗加載歷時與第一根斜撐斷裂點

三、量測計劃

為了在試驗過程中能有效監控試體反應，以及紀錄試體行為，於試驗前，安裝各種量測儀器於試體四周，以得到所需之試驗資料，於本試驗中所使用之量測儀器種類敘述如下：

- (1) 應變計：試驗中使用之應變計主要分為兩種，一種是貼覆於鋼材表面，主要分佈位置為梁、柱與斜撐；另一種則是預埋於混凝土之應變計，目的為監控樓板受力情況。
- (2) 位移轉換器：於本試驗中所使用之位移轉換器可分為三種，其中 LVDT 與 Dial gauge 量測的原理大致相同，以圓柱型鋼棒之移動取得量測點之變形；另一種位移計則是拉線式位移計 (String pot)，其應用範圍主要是量測斜撐之面外變形(最大可量測範圍為 1000mm)，而 LVDT 與 Dial gauge 則多用於試體柱底、梁柱接頭以及接合板(gusset plate)等部位，以記錄試體構架受反覆載重下之反應，此外上述之位移轉換器同時也用於監控試體邊界條件之變化，以確保試體承受側力時，不致產生非預期之變形與滑動，主要之監控部位有試體錨定板、柱底板、側向支撐面外變形以及致動器底部是否有異常滑動，安裝完成情形如圖五至圖七所示。
- (3) NDI 光學影像量測儀：試驗中使用三維光學影像量測儀記錄一樓中央接合板量測點之位移作標，目的為監控一樓梁中央接合板面外變形情況。本試驗共使用 15 組 NDI 感應器，其實際量測位置如圖八所示。



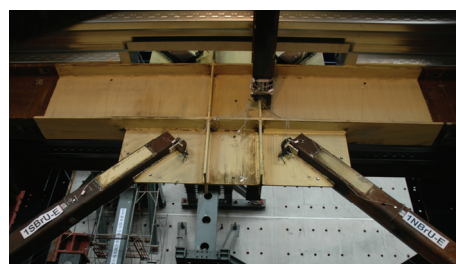
圖五 斜撐面外變形量測



圖六 頂層梁中間接合板面外變形量測



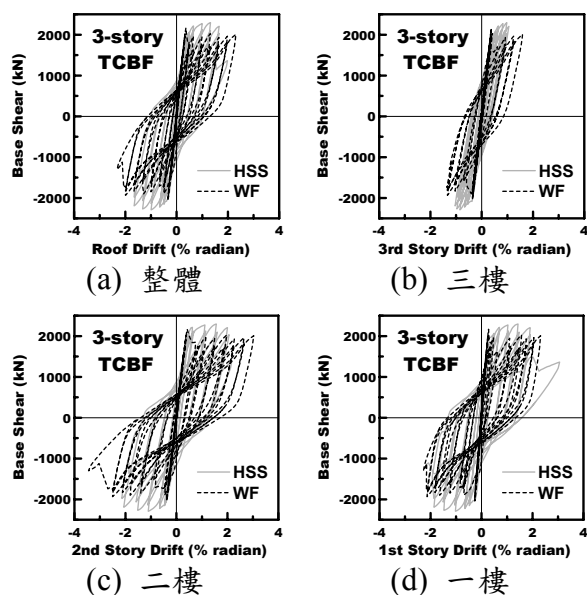
圖七 底部接合板面外變形量測



圖八 NDI 感應器配置圖

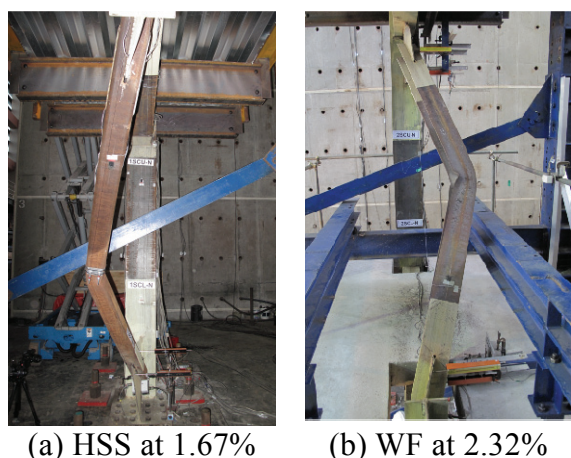
四、試驗結果

圖九為兩階段試驗中，各樓層之遲滯消能情形，由圖中可看出於本試驗中，試體遲滯迴圈尚稱飽滿，在斜撐斷裂之前，試體能提供穩定的強度與勁度，並未明顯受到斜撐與接合板面外變形的影響(約在層間側位移角 $-2\%\sim+2\%$ 之間)。圖九(a)為兩次試驗整體遲滯反應之比較，由圖所示在彈性階段兩次試驗之強度約略相同，但斜撐開始挫屈後 HSS 試驗之強度仍繼續發展，然而 WF 試驗則在斜撐挫屈時，有明顯的跳躍情形，而後於斜撐挫屈穩定後，又可持續穩定發展。圖九(b)~(d)為兩階段試驗各樓層之層間位移與基底剪力之比較圖，如圖所示，於二樓有較大之層間側位移，三樓的層間側位移角則大約在 $-1\%\sim+1\%$ 之間，一樓的層間側位移則較接近整體構架之側位移反應。

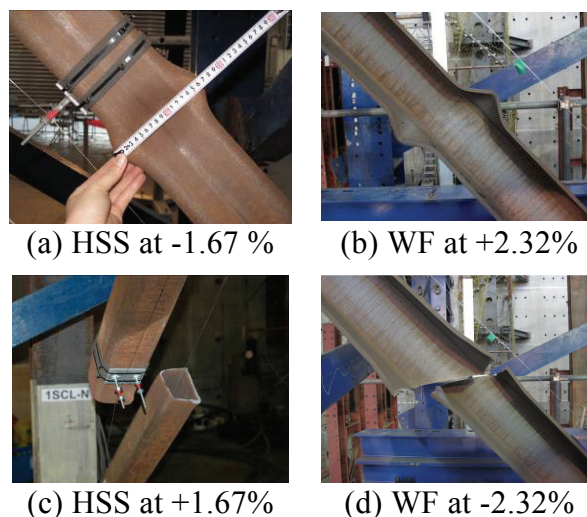


圖九 試體遲滯迴圈比較

由兩階段試驗觀察得知，當某一樓層之斜撐先發生面外挫屈時，變形會集中於此一樓層，但通過 X 型的排列，可經由中間接合板(middle gusset plate)驅動其他層斜撐，使其分配到側力，並發生面外挫屈。圖十為 HSS 與 WF 試驗典型試體斜撐之挫屈形式，每次試驗六根斜撐皆發生第一模態挫屈。大約在頂層側位移角大於 1.6% 後，在斜撐中間彎折處會發生局部挫屈，其挫屈形狀如圖十一(a)(b)所示。而圖十一(c)(d)則為各次試驗第一根斜撐在受拉力作用下斷裂之情形。各次試驗第一根斜撐在試驗進行中斷裂之時間點標示於圖四中，HSS 試體在頂層側位移角+1.67%時斷裂，WF 則在-2.32%頂層側位移角斷裂。



圖十 試體面外挫屈情況



圖十一 試體局部挫屈與斷裂情形

五、結論

試驗結果顯示此種同心斜撐系統具有良好且穩定的消能能力，且試體在強度與勁度上之表現也算穩定，試體雖在單層斜撐先產生挫屈，但可藉由 X 型斜撐分佈驅動另一層斜撐產生面外挫屈的行為，為一可用耐震消能系統。此外由二階段試驗顯示，頂層位移角容量分別為 3.34 弧度(HSS)與 4.3 弧度(WF)，故同心斜撐構架之斜撐採用寬翼斷面可具有較大的韌性容量。

參考文獻

- [1] Lehman, D. E., Roeder, C. W., Herman, D., Johnson, S. & Kotulka, B. 2008, Improved Seismic Performance of Gusset Plate Connections, ASCE, *Journal of Structural Engineering*, Vol.134, No. 6, pp.890-901, Reston, VA,.
- [2] Lin, C.H., Tsai, K.C., Wei, C.Y., Wang, K.J., Tsai, C.Y., Wu, A.C., Powell, J., Clark, K. & Roeder, C. 2009, Cyclic Tests of A Full-Scale 2-Story Steel Concentrically Braced Frame, 5th International Symposium on Steel Structures, Korea, March 12-13.
- [3] AISC 2005, Seismic Provisions for Steel Buildings, AISC/ANSI Standard 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

震源參數與微地動地盤特性研究（微震監測）

張道明¹ 謝宏灝² 林哲民³ 郭俊翔³ 溫國樑⁴

摘要

針對台灣三大科學園區以密集寬頻地震儀建立活動斷層微震監測網，除了可持續地觀察微震之活動及分佈，監測與斷層有關之異常地震活動，更希望藉此建立各斷層的活動度及震源參數等相關數據。從 97 年度下半年起開始建置中部科學園區微震監測網，並與既有竹科及南科微震網串連成一完整的台灣西部活動斷層監測網，共包含 47 個測站，監測範圍囊括新竹至台南間之所有活動斷層。透過本計畫自行研發之地震資料處理系統進行分析及初步定位工作，可有效觀測科學園區附近之地震活動，瞭解主要發震帶及地震活動變化。竹科及新竹都會區下地震活動極少，地震多發生在已知活動斷層之東或東南側麓山帶地區及三義埔里地震帶。南科附近區域之震央分佈較為分散，由麓山帶向西至沿海一帶皆有顯著的地震活動。微震網中段南投、彰化一帶，地震活動相較於南北兩段安靜許多。

關鍵詞：科學園區、微震監測、活動斷層、地震定位

一、前言

本計畫研究標的為台灣主要經濟命脈之西部三大科學園區，由於台灣地體構造特性，科學園區所在位置皆鄰近第一類活動斷層，密集的地震活動威脅著園區內之廠房及設備。因此，研究重點在於利用密集寬頻地震儀測站建立完整的活動斷層微震監測網，除可持續地觀察微震之活動及分佈，監測與斷層有關之異常地震活動，更希望藉此建立各斷層的活動度及震源參數等相關數據，可作為後續地震動數值模擬及地震潛勢分析模型的重要參考依據。

本計畫為一系列研究計畫之一子計畫，最終目的在於針對斷層活動參數、地震動數值模擬、場址效應及地震預警等方向，對三大科學園區進行詳細的研究，並綜合其成果達到耐震設計檢討、危害度評估及地震潛勢分析之目標。目前已完成三大科學園區密集微地動場址特性研究、建立針對新城及新化斷層之兩個地震前兆地化氣體異常觀測站、建立強震站場址工程

地質資料庫和地震危害度及潛勢分析技術。關於本項計畫之活動斷層微震監測方面，94 年度起在新竹科學園區設置微震監測網，共有 15 個寬頻監測站，涵蓋區域主要為苗栗、新竹及部分鄰近縣市；95 年度起在南部科學園區設置微震監測網，共有 11 個寬頻監測站，涵蓋區域主要為台南及部分嘉義、高雄縣。而從 97 年度下半年起開始建置中部科學園區微震監測網，並將三個微震網串連成一完整的台灣西部活動斷層監測網。

二、微震網概述

微震資料之品質取決於測站之位置及設置安裝上。微震監測站為避免人為雜訊干擾，需設置於人煙稀少僻靜之位置上，利於訊號雜訊比之提升，提高資料辨識度；因此，本計畫測站地點皆經過小心選擇，必要時事先進行背景振動量測，並於設站後仍持續注意資料中背景雜訊之變化，維持資料品質。測站之設立及地震儀

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

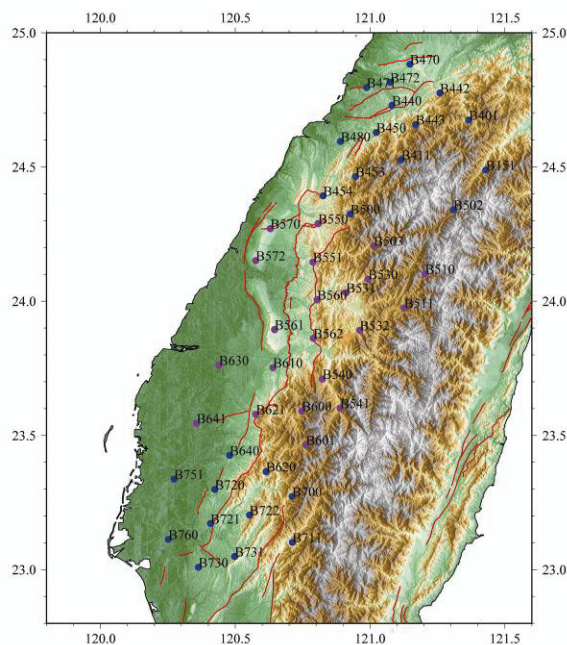
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案副研究員

⁴ 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

安裝上，本計畫藉由這幾年的經驗及測試已發展出一套完整的設站流程。主要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，降低地表雜訊影響；並做好保溫與防潮工作，確保儀器之穩定運作。本計畫使用高靈敏度寬頻地震儀，資料取樣率為每秒 100 點，並採每日 24 小時連續記錄，避免遺漏微震波形。各微震監測站皆配置太陽能供電裝置及 GPS 接收器維持測站之長時間運作及校時功能。

在測站之編碼上，為求統一便於分辨、符合後續分析要求及未來延續性，首先根據行政區域畫分為 10 個行政分區，再於各分區中依地質及地形特性劃分為數個次分區。測站以四位數字或字母編碼，第一碼為測站類型，所有寬頻微震站為 B，第二碼為行政分區碼，第三碼為次分區碼，第四碼則為次分區內之辨別碼。此編碼方式將可滿足未來測站增加或變動之需求。



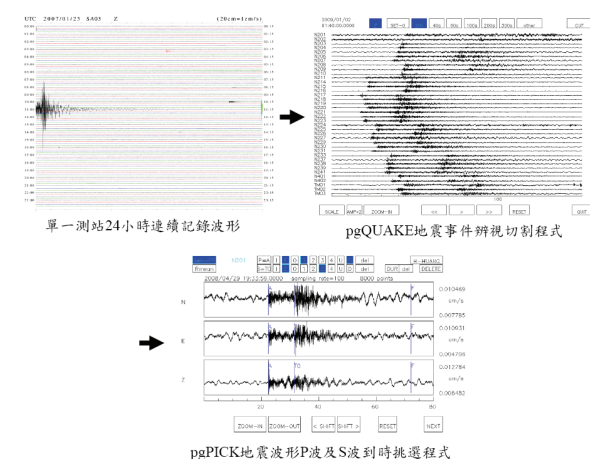
圖一 科學園區微震監測網測站分佈圖

中部科學工業園區包括台中縣市的台中園區、后里園區及雲林縣虎尾園區及彰化縣二林園區。本計畫微震監測網為涵蓋園區附近之活動斷層，並與竹科及南科之

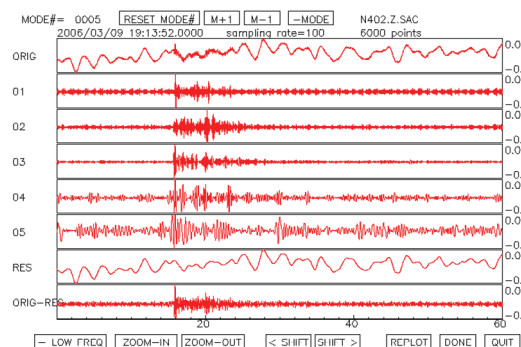
既有微震網串連結合，於中部新設置了 21 個寬頻地震儀微震監測站，範圍涵蓋台中、彰化、南投、雲林、嘉義縣市。圖一所繪是科學園區微震網測站分佈圖，新設測站以紫色圓圈表示，涵蓋三大科學園區之微震網共包含 47 個測站，監測範圍囊括台灣西部新竹至台南間之所有活動斷層。

三、地震資料分析處理

整個科學園區微震監測網一日之資料量高達 5Gb，所處理之地震規模相當小，傳統自動地震定位的方法皆不適用，必須仰賴人力目視處理。為提高資料分析效率，本計畫自行發展微震監測網資料處理程式（張道明，2009）。資料分析處理時，首先將將資料格式轉換為一整天的連續 SAC 檔，再以人力辨識微震訊號，分別切出形成一組地震事件，挑出各測站 P 波與 S 波到時，並付予品質代碼，如此即可進行地震定位，圖二是本研究開發程式之資料處理流程畫面示意圖。此外，由於寬頻地震儀非常靈敏，為有效使用這些微震資料，程式中還結合經驗振模分解方法（Empirical Mode Decomposition; EMD）之希爾伯特-黃變換法（Hilbert-Huang Transform; HHT）（Huang et al., 1998）擷取微震波形，可有效去除風或海浪等長周期背景波，將微震波形分離出來（圖三）。



圖二 本研究開發程式之資料處理流程畫面示意圖



圖三 經驗振模分解法將資料分解擷取微震波形的過程

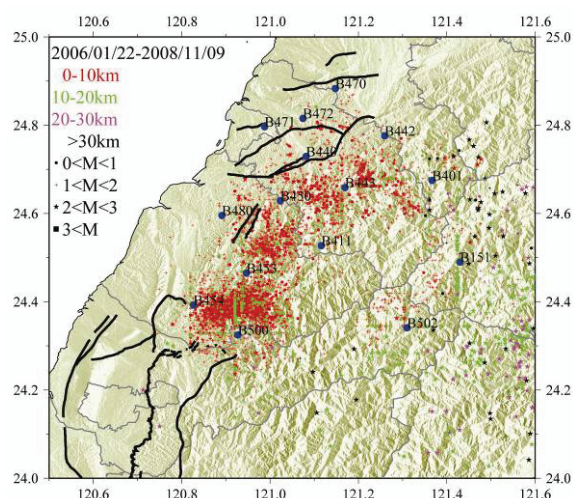
初步定位方法使用 HYPO 71 (Lee and Lahr, 1972) 程式，利用 P 波及 S 波到時計算各地震發生時間、震央位置、震源深度及規模等。定位時採用中央氣象局定位用速度構造模型。而由於微震規模太小且訊號太高頻，不適合使用芮氏地震規模 M_L ，改以各測站之震央距離和震動持續時間計算地震 M_d 規模。

四、微震定位結果

中部科學園區微震網於 2008 年 11 月建置完成後，始完成三個微震網之資料整合，後續處理分析皆以 47 個測站一併進行。而此時間點之前，則是竹科、南科微震網分別進行分析。以下則就整合前竹科、南科微震網及整合後微震網之地震定位初步結果分別進行簡單說明討論。

竹科微震網於 2006/1/22 至 2008/11/9 期間，去除誤差較大之事件後，共定位出 6288 筆地震事件，地震規模 M_d 介於 0 到 3 之間，地震分佈如圖四所示。由震源深度來看，地震多發生於近地表 0 至 10 公里之間，少部分發生於深度 10 至 20 公里，微震網的範圍內深度超過 20 公里之地震不多見，震源深度尚看不出有與斷層形貌相關之變化；較深的地震多發生在微震網東側的雪山與中央山脈一帶，但由於是網外地震，其定位可靠性較差。震央分佈上，竹科及新竹都會區沒有地震活動存在，地震多發生在已知活動斷層之東或東南側麓山帶地區，主要可分為三段。最北段為大平地斷層南南東方向麓山帶地區，此區域地

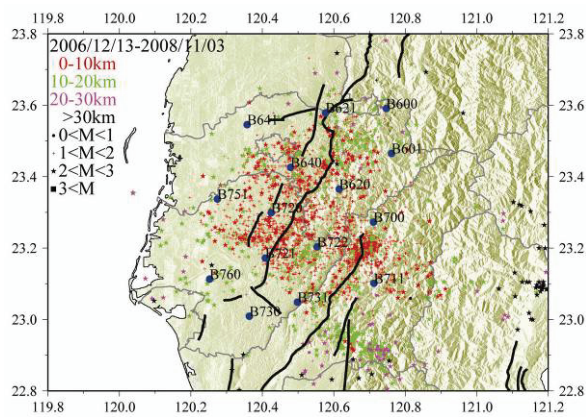
震較鬆散約略還可分為兩群地震。中段為獅潭與神桌山斷層東南側；最南段的三義埔里地震北緣則是最密集的發震區域，鄰近三義、車籠埔、大茅埔-雙冬斷層北端。



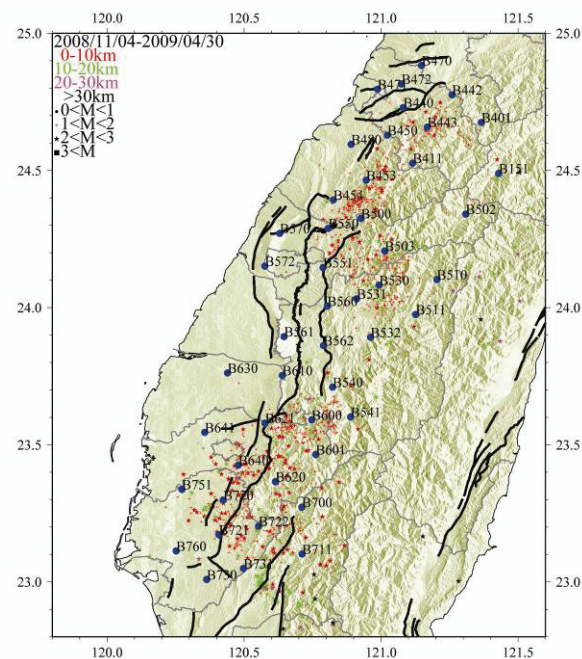
圖四 竹科微震監測網 2008 年 11 月以前之微震定位結果

南科微震網於 2006/12/13 至 2008/11/3 期間共定位出 3649 筆地震事件，地震規模 M_d 同樣介於 0 到 3 之間，但規模大於 2 的地震明顯較竹科多，地震分佈如圖五所示。由震源深度來看，地震多發生於 0 至 20 公里之間，較深的地震也多發生微震網外。南科微震網內之震央分佈較為分散，由麓山帶向西至沿海一帶皆有顯著的地震活動，此台南地區活躍的地震活動值得重視及更多後續研究。密集地震活動，以觸口、木屐寮及六甲斷層沿線為主，旗山斷層北端也有一地震群集現象。

整合後之科學園區微震監測網至 2009/4/30 為止共定位出 1517 筆地震，地震分佈如圖六所示。由於觀測時間尚短，地震數量較少。竹科及南科附近的地震分佈大致上與先前之結果相似，但可辨識出更完整的地震帶位置，如三義埔里地震帶等。值得注意的是，微震網中間區域，也就是車籠埔斷層位置，地震活動相較於南北兩段安靜許多。從中央氣象局過去的地震目錄也有同樣的現象，這或許間接說明了 921 集集大地震發生之原因。



圖五 南科微震監測網2008年11月以前之微震定位結果

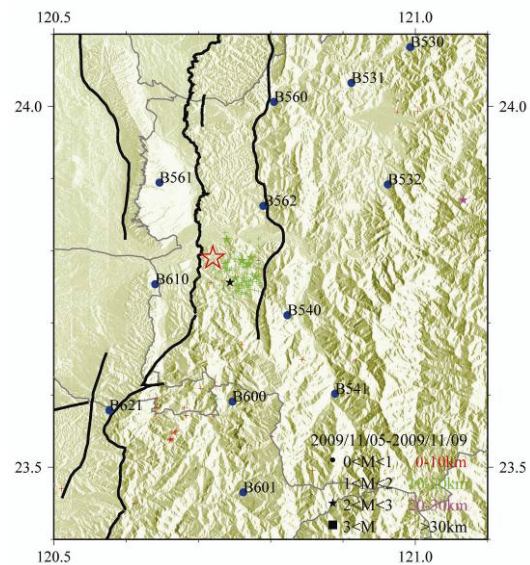


圖六 科學園區微震監測網至2009年4月底止之微震定位結果

五、2009/11/5 名間地震餘震序列

2009年11月5日17時32分57.7秒於台灣中部南投縣名間鄉發生一起芮氏規模 $M_L 6.2$ 之地震，震央位置在北緯 23.79 度、東經 120.72 度，震源深度為 24.1 公里，最大震度達七級。由於震央位置接近集集地震震央，受到廣泛注意。本微震網使用高精度寬頻地震儀，在此近震源之強地動作用下，會產生地震波形飽和情形，因此無法對此主震及較大規模餘震進行有效的定位。圖七則是本計畫微震網針對主震後四天內之餘震定位結果，餘震多集中在主

震東南方向，數量超過 300 個，深度則是小於主震深度的 10 至 20 公里之間。



圖七 科學園區微震監測網名間地震後四天內所觀測到之餘震分佈

六、結論與展望

本計畫所建構之微震監測網可有效觀測科學園區附近之地震活動，目前將持續進行觀測。未來將使用雙差分定位方式進行精確定位，並嘗試解算震源機制，建立各活動斷層活動度及震源參數。

參考文獻

1. Huang, N. E., Shen, Z., Long, S. R., Wu, M. C., Shin, H. H., Zhang, Q., Yen, N. C., Tung, C. C., and Liu, H. H., "The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for nonlinear and non-stationary time series analysis", Proc. R. Soc. Lond. A., 1998, 453, pp 903-995.
2. 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.
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。

震源參數與微地動地盤特性研究-地化監測

瓦里亞¹、林世榮²、楊燦堯³、溫國樑⁴

摘要

台灣處於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界，持續擠壓使台灣地震活動相當頻繁。活動斷層和地震前兆之研究，可作為預測未來地震之依據。本研究利用斷層帶上所設置土壤氣體觀測站之氣體成分變化，探討新竹新城斷層及台南新化斷層活動性，今年增設一宜蘭礁溪站。新城及新化測站觀測結果顯示，某些主要地震事件具有潛在異常訊號，兩觀測結果分別反映出不同的構造活動性，而我們亦發現兩測站之土氣濃度對近期幾個主要地震事件具有異常反應。

關鍵詞：土壤氣體、斷層、地震、構造、氬氣、二氧化碳

一、前言

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的交接處，地殼活動特別活躍，斷層活動引發的地震也特別多。斷層因其截切過岩層，可視為一弱帶，由高度破碎的材料所組成，其破碎行為為地底下氣體提供一個遷移的通道，有助於氣體逸散。

近年來在地球化學研究地震災害及斷層活動性上顯示出有潛在的發展性，許多研究指出地底下的氣體藉由擴散（diffusion）或滲流（advection）行為，透過潛在的通道如斷層或破碎帶上升至地表（Yang et al., 2003）。為瞭解地底下氬氣之所以能遷移如此大的距離，許多學者建立數種可能的模式，如透過地下水或載流氣體（carrier gases），如CO₂、CH₄、He或N₂的攜帶，而遷移至他處（Etiope and Martinelli, 2002）。

氣體遷移速度及濃度受控於許多因子，如底岩中鈾土元素的分佈、土壤孔隙率、濕度及微裂隙發育等，這些稀有的地球化學氣體釋放與地熱及地震活動有強烈的關聯性存在。因此調查土壤氣體濃度的分佈及變化可被用來辨認斷層帶的位置及

偵測地震活動，成為有效的偵測活動斷層的工具（Walia et al., 2009a; Walia et al., 2005; Fu et al., 2005; Yang et al., 2006）。

此技術目前用於新城斷層、新化斷層及宜蘭地區的調查上，並完成新城及新化斷層帶上完成地球化學觀測站設置，今年針對宜蘭地區新增一礁溪站。

二、方法

為設置氣體觀測站，第一階段需對斷層沿線進行土壤氣體採樣，利用氬氣偵測儀分析⁴He含量；攜帶式氣相層析儀分析CO₂、N₂、O₂等含量；氬氣分析儀得到氬氣濃度，討論彼此間的相互關係，研判異常值與斷層帶分佈關係。

隨後進行第二階段工作，選取一剖面作或氣體濃度異常高之位置作定期採樣，藉以瞭解該場址對地震活動事件之敏感性，並評估設站可能性。

經過長期定期採樣分析，選取一處具有高濃度的氬氣及氬氣值位置設置觀測站，其內部放置氬氣分析儀（RTM 2100, SARAD）、地震儀（Etna, Kinematics）及一台個人電腦，透過網路即時將資料傳回

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學地質科學系教授

⁴ 國家地震工程研究中心副主任

台北辦公室中。

三、結果與討論

在這段觀察期間，測站對某些主要地震具有潛在的地震前兆訊號，同時某些地震密集出現在1-5天內，這些可能為主震後的餘震，本研究視為單一地震作為分析。

A. 新城斷層

新城測站設置於新竹科學園區內，於2005年10月底設置完成，自2006年1月至2009年12月底觀測期間（圖二），本區共發生55起地震事件，而土氫氣體連續觀測資料記錄到45起氣體異常事件，研判其中有30起異常事件（佔67%）可能與鄰近的地震活動有關（表一），剩下的氣體異常事件，但無相對應的地震事件，可能是潛在的小規模地殼活動其規模不足以引發地震造成。

其餘地震事件未能反映出氣體異常，主要原因是暴雨影響或儀器維護所造成資料暫時中斷，另可能原因為該地震屬深源地震，無法反映出土氫氣體變化。本測站的信賴水平（Confidence Level）為2.03，顯示該站適合作為地震觀測站。

B. 新化斷層

新化站設置於新化畜產試驗所內，於2006年10月底設置完成，自2006年11月至2009年12月底觀測期間（圖二），本區共發生65起地震事件，土氫氣體連續觀測資料記錄到57起氣體異常事件，研判其中有46起（佔81%）異常事件可能與鄰近的地震活動有關（表一）。其餘未能對應的地震事件，主要受到如暴雨影響而造成資料暫時中斷。與新城測站相比，本站的觀測結果較新城測站有較佳的信賴水平（Confidence Level）而本站記錄到較多的地震與氣體異常事件，亦顯示本區域較為活動。

C. 宜蘭地區

宜蘭平原位於台灣東北，為一沖積三角洲，種種研究都顯示宜蘭平原為南沖繩

海槽在陸地上的延伸，而宜蘭地區地震活動多少與沖繩海槽的擴張與活躍的海底熱液活動有關。

本研究在宜蘭地區完成150個採樣點（圖三a），點與點相距約1~2公里，平均散佈在宜蘭平原上，分析結果顯示除在斷層帶附近有明顯氫氣及氦氣異常分佈（圖三b,c），在某些地區亦有較高的數值。評估設站條件後，在礁溪選擇2地點作為定期採樣點，經過近半年採樣觀察結果（圖四），土氫及氦氣在某些地震事件似乎具有潛在異常訊號。在2009年12月完成觀測站設置後，將可藉由連續分析，以進一步瞭解地化氣體的異常與地震事件之關係。

四、討論

從新城及新化測站連續觀測結果可發現：(1)土壤氫氣的濃度在地震前數天到數小時呈現變化；(2)土壤氫氣濃度變化不僅對大地震有反應，其靈敏度對可偵測到近距離的中小地震；(3)土壤氫氣的濃度變化強度與地震的距離有關聯，反應不同的構造活動區。

從新城斷層帶上的土壤氣體變化對應的地震事件，主要為發生在測站東南方及宜蘭外海處，反映的是台灣東北部沖繩海槽及東部琉球海槽擴張所造成的應力改變，如圖五。而新化斷層帶上的土壤氣體變化對應的地震事件主要在台灣東南方及測站北方，代表的是台灣東南部呂宋島弧或其他陸地上的構造活動所造成的應力改變。由此可知兩測站代表兩不同構造敏感區(Walia et al., 2009b)，若有一地震造成兩測站均發現異常，該地震可能位置將在兩重疊區域，如圖六。

參考文獻

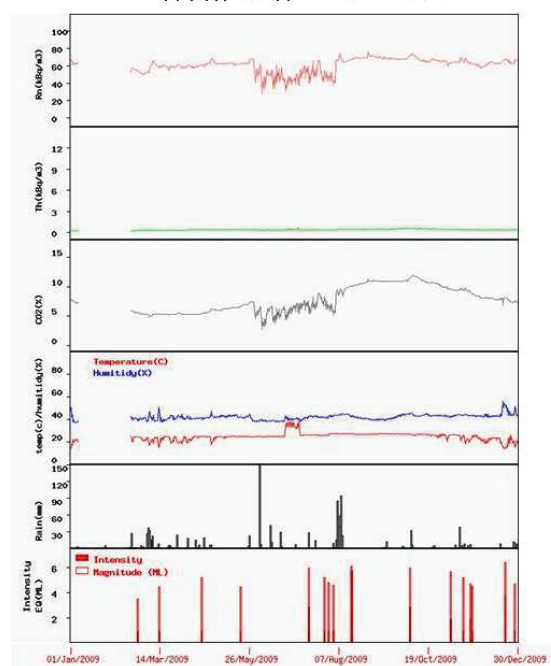
- 1 Etiope, G., Martinelli, G. (2002). "Migration of carrier and trace gases in the geosphere: an overview". *Phys. Earth Planet. Int.*, 129, 185-204.
- 2 Fu, C.C., Yang, T.F., Walia, V., Chen, C-H. (2005). "Reconnaissance of soil gas

- composition over the buried fault and fracture zone in southern Taiwan”. *Geochemical Journal*, 39,427-439.
- 3 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.
 - 4 Walia, V., Yang, T.F., Lin, S-J., Hong, W-L., Fu, C-C., Wen, K-L.,Chen, C-H. (2009b). “Continuous temporal soil-gas composition variations for earthquake precursory studies along Hsincheng and Hsinhua faults in Taiwan”. *Radiat. Meas.*, 44, 934-939.
 - 5 Walia, V., 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.
 - 6 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.
 - 7 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.

表一 兩側站異常訊號與地震事件統計

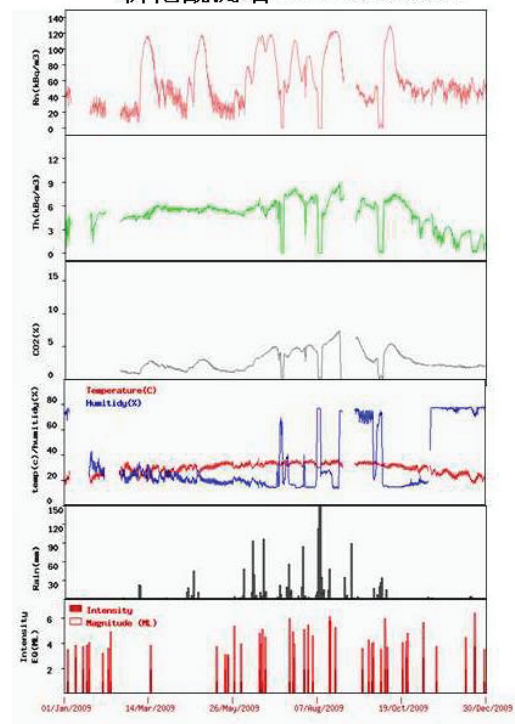
Station Name	Total Anomalies (a)	Total seismic events (b)	Anomalies related with events (c)	Anomalies not related with seismic events (d)	Signal (%) (c/a)	Noise (%) (d/a)	Confidence level (Signal/Noise)
Hsincheng	45	55	30	13	67%	33%	2.03
Hsinhua	57	63	46	10	81%	19%	4.26

竹科觀測站 Hsinchu Station

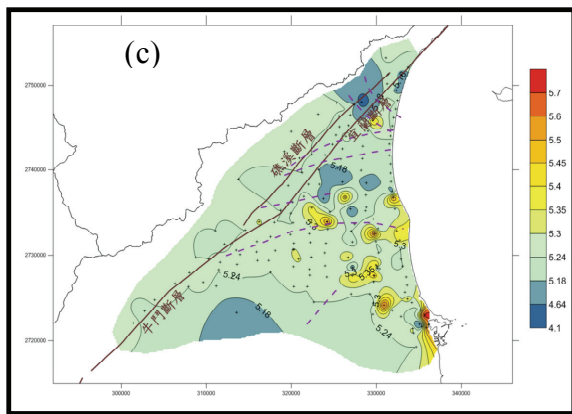
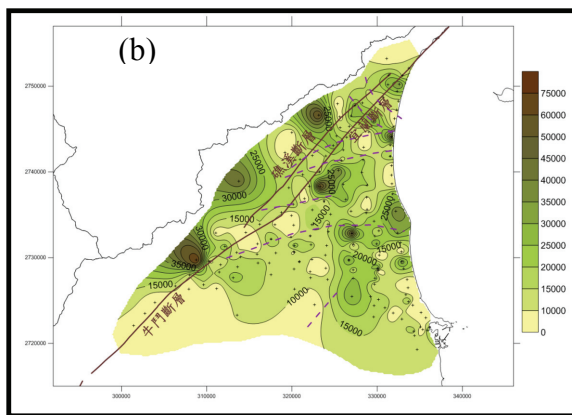
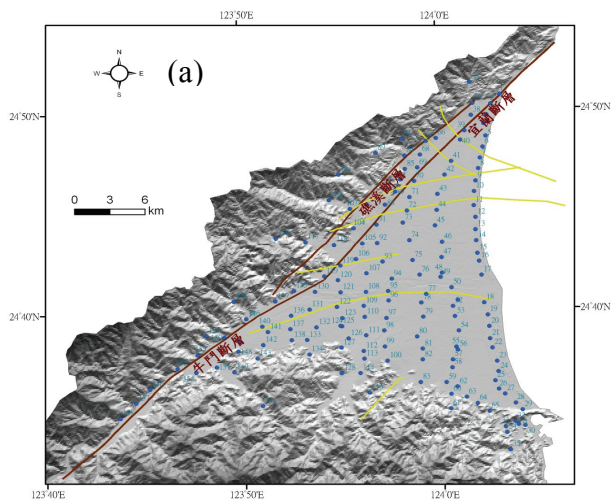


圖一 竹科土壤氣體觀測站於 2009/1/1 ~2009/12/31 期間，土壤氣體中氬氣、二氧化碳與地震活動事件之關係

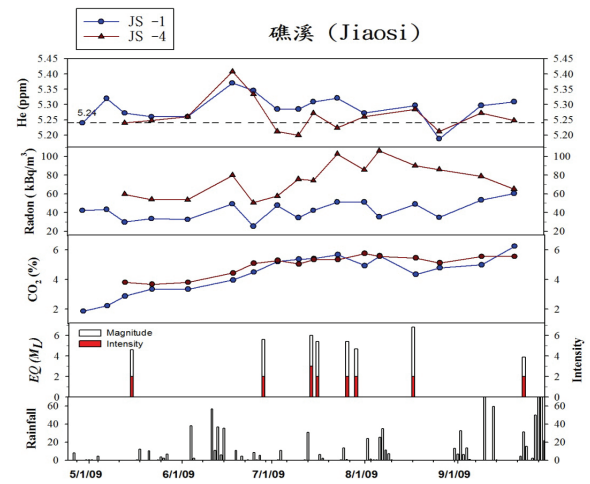
新化觀測站 Hsinhua Station



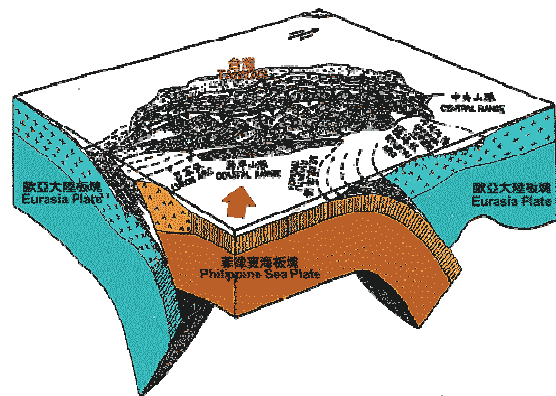
圖二 新化土壤氣體觀測站於 2009/1/1 ~2009/12/31 期間，土壤氣體中氬氣、二氧化碳與地震活動事件之關係



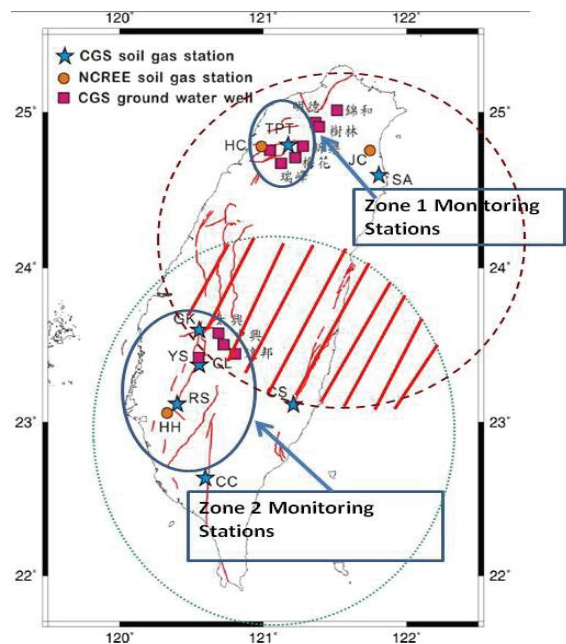
圖三 (a)宜蘭平原採樣點分佈位置(b)宜蘭平原土壤氮濃度分佈(c)宜蘭平原土壤氮氣濃度分佈



圖四 礁溪2處預定點定期採樣與地震事件關係



圖五 台灣地區的地體構造



圖六 根據測站可將台灣分成兩敏感區(若兩測站均有異常,則紅斜線代表可能的地震位置)

自來水管網系統震後服務效能之不確定性影響分析

劉季宇¹ 洪祥瑗²

摘要

自來水系統震害會直接衝擊災區民生、醫療、衛生、消防、工商活動等，其影響不可謂不大。本系列研究已初步建立自來水系統震後服務效能之分析技術，本文則專就強地動與管線災損率不確定性對於其服務效能的分析結果的影響進行探討。初步結果顯示有否考慮不確定性對於分析結果的影響不大，真正具支配性影響的因素應為自來水系統本身的管網特性。

關鍵詞：自來水系統、震後服務效能、震災境況模擬、不確定性

一、前言

自來水系統的震害會直接衝擊災區民生、醫療、衛生、消防、工商活動等，其影響不可謂不大。近年來美、日等國為進一步強化震災風險管理效能，莫不積極推動自來水系統震損評估與震後服務效能分析技術之研發，發展以境況模擬為基礎(scenario-based)之地震減災與緊急應變新思維，國內亦已初步建立自來水系統震後服務效能分析之技術[Liu et al., 2009]，本研究係持續就強地動與管線災損率不確定性對於自來水系統震後服務效能的分析結果的影響進行探討。

二、自來水管網水力分析原理

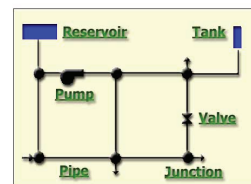
自來水管網系統之簡易示意圖如圖一所示，假設其中有 N 個一般節點、 NF 個固定水頭節點(如貯水池及水庫)以及 K 條自來水管線，則解決該系統作為加壓管流(pressurized pipe flows)之問題的第一組方程式為所有管線中水頭損失與流量的關係式，共有 K 條方程式。以任意管線兩端的節點 i 與節點 j 之間的水流為例，該關係式可表為：

$$H_i - H_j = h_{ij} = r \cdot Q_{ij}^n + m \cdot Q_{ij}^2$$

其中 H 、 h 、 Q 、 r 、 n 、 m 分別為節點水頭、水頭損失、管線流量、管線阻力係數、管線阻力流量乘冪參數、管線次要水頭損失(minor loss)係數。常用於決定 r 與 n 參數值的經驗公式有 Darcy-Weisbach、Hazen-Williams、Chezy-Manning 等，公式均極複雜且各自使用若干影響因子，例如管徑、管長、流量、管壁粗糙度等。第二組方程式為所有一般節點上必須滿足之連續方程式，共有 N 條，其意義為各節點上所有流入流量總合與流出流量總合之差值，必須與該節點上預設的需求(供水量)相符。本組方程式可表為：

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0$$

其中 D_i 為定義於節點 i 上預設的需求(一般來說需求值都是正的)。因此，應用以上兩組方程式即可以解出所有未知數，也就是 N 個節點水頭 H_i 以及 K 個管線流量 Q_{ij} [Rossman, 2000]。



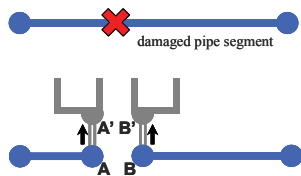
圖一 自來水管網示意圖[Rossman, 2000]

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

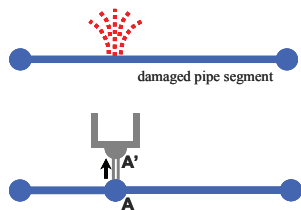
三、自來水管線災損點水力模型

當管線發生斷裂時，斷裂點的水力模型如圖二所示[Shi, 2006]，此時可依以下步驟處理自來水管網資料，以將管線斷裂的等效水力模型置入：(1)決定管線滲漏位置(以及其高程)；(2)移除原管線；(3)新增二節點 A、B 於斷裂位置；(4)新增二段管線(材質同原管線)，分別連接原管線端點與 A、B 二節點；(5)新增二節點 A'、B' 並指定為 Reservoirs(賦予該斷裂位置之高程)；(6)再新增二段管線，分別連接節點 A、B 以及節點 A'、B'；(7)指定步驟 6 新增之二段管線具有 check valve 以防止逆流[Liu et al., 2009]。



圖二 自來水管線斷裂點水力模型示意圖
[Shi, 2006]

當管線發生滲漏時，滲漏點的水力模型如圖三所示[Shi, 2006]，此時可依以下步驟處理自來水管網資料，以將管線滲漏的等效水力模型置入：(1)決定管線滲漏位置(以及其高程)；(2)移除原管線；(3)新增節點 A 於滲漏位置；(4)新增二段管線(材質同原管線)，分別連接原管線端點與節點 A；(5)新增節點 A' 並指定為 Reservoirs(賦予該滲漏位置之高程)；(6)再新增一段管線連接節點 A 與節點 A'；(7)指定步驟 6 新增之管線具有 check valve 以防止逆流；(8)指定步驟 6 新增之管線具有與滲漏型態(相應之滲漏面積)相符的管徑[Liu et al., 2009]。



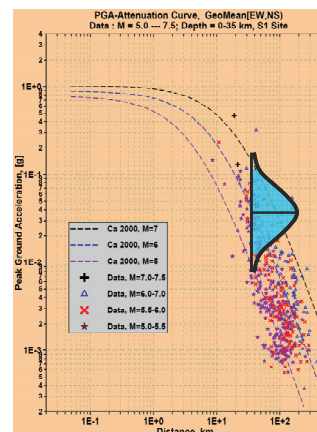
圖三 自來水管線滲漏點水力模型示意圖
[Shi, 2006]

三、地震動強度與管線災損率推估公式以及其不確定性

本研究推估強地動 PGA 震度係採用國震中心簡文郁博士所發展之衰減律[簡文郁等, 2002]，如圖四所示，其表示式為：

$$PGA = 0.003694 \cdot e^{1.7538 \cdot M} \cdot [R + 0.1222 \cdot e^{0.7832 \cdot M}]^{-2.0564}$$

其中 M 為芮氏規模， R 為場址至震源的距離(單位 km)，實測數據相對於該表示式有自然對數值的標準差約為 0.68~0.75。當地震波由岩盤傳至地表面時，地表振動強度的參數受場址效應影響，其修正係數與土壤類別(堅實地盤、中等地盤、軟弱地盤、台北盆地)和震動強度有關，並且台北盆地應再細分為台北一區、台北二區、台北三區和台北四區[葉錦勳, 2003]。

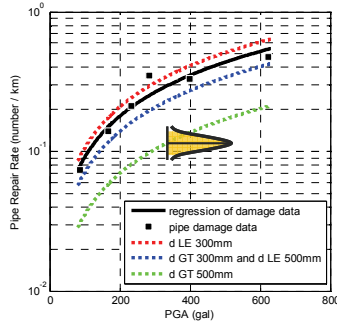


圖四 台灣地區不同規模地震之 PGA 衰減律曲線[簡文郁等, 2002]

一般假設強地動 PGA 震度的推估值與實測值的比率呈對數常態分佈，如圖四含蓋藍色區域之曲線所示。根據此一假設，即可以利用產生隨機變數的方式決定一比率，用於調整 PGA 推估值的大小以模擬地震動的不確定性。

自來水地下管線系統的損壞程度，通常以災損率(repair rate, RR)表示。災損率是指單位長度管線發生的災損數或修理數，為地震動或地表變形的函數。葉錦勳等曾根據台灣中部 11 個鄉鎮市的 921 地震災損資料，進行比較完整的災損率研究[Yeh et al., 2006]。為了能夠將地震動與地

表變形二者引致的管線災損數量加以分離，研究中係將主要受地震動影響的區域(車籠埔斷層下盤)以及同時受地震動和地表變形影響的區域(車籠埔斷層上盤)加以區分，進而分別獲得自來水地下管線災損率與地震動以及地表變形的回歸公式。



圖五 自來水管線地震動 PGA 災損率

圖五所示六個自來水地下管線災損率資料點為根據集集地震時中部災區災損資料(管線管徑取為大於或等於 200mm，總長度 596.13 公里，管線災損數為 158 個)所得到，計算方式採用黃宏謀等所提網格資料排序方法[Hwang et al., 2004]，藉以避免前人所犯的資料點權重不一致的問題，資料點經迴歸分析可以得到災損率經驗公式為：

$$RR = 1.028 \times 10^{-3} \cdot PGA^{0.9735} \quad (R^2 = 0.9388)$$

同時，資料點相對於迴歸公式之自然對數值標準差為 0.1701。由於普遍的災損資料顯示管線災損率應隨管徑之增加而降低[ALA, 2001]，因此本研究參酌以上本土化經驗公式，假設以下隨管徑而區分之自來水地下管線災損率公式：

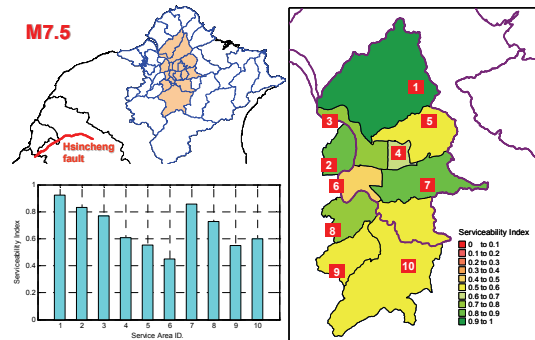
$$RR = \begin{cases} 1.2 \times 10^{-3} \cdot PGA^\alpha & \phi \leq 300\text{mm} \\ 0.8 \times 10^{-3} \cdot PGA^\alpha & 300\text{mm} < \phi \leq 500\text{mm} \\ 0.4 \times 10^{-3} \cdot PGA^\alpha & 500\text{mm} < \phi \end{cases}$$

其中 $\alpha = 0.9735$ 。

同理，假設自來水地下管線災損率的推估值與實測值的比率呈對數常態分佈，如圖五含蓋黃色區域之曲線所示。根據此一假設，即可以利用產生隨機變數的方式決定一比率，用於調整管線災損率推估值的大小以模擬災損率的不確定性。

四、分析案例

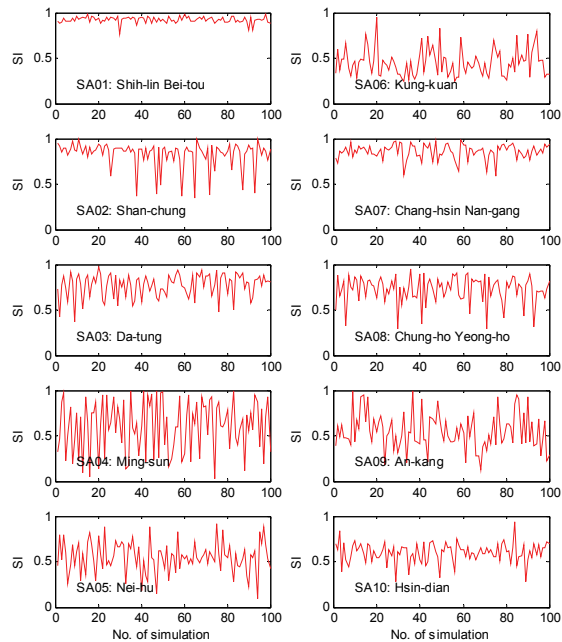
考慮台北都會區附近新城斷層 M7.5 模擬地震作用下，台北都會區的 10 個供水分區的震後服務效能指標(SI, serviceability index，指震後供水量與正常供水量之值的比值，其值為1代表服務效能不受任何影響，0代表服務效能完全喪失)，其初步分析結果如圖六所示，為 100 個隨機案例結果的平均值，顯示震後供水量將降至 44% 至 92%。圖七所示則為這 100 個隨機案例的震後服務效能指標的個別結果，顯示結果的變異性在各供水分區之間的差異甚大，例如 SA01(士林北投)與 SA07(長興南港)之變異性較小，反之 SA04(民生)之變異性則極大。



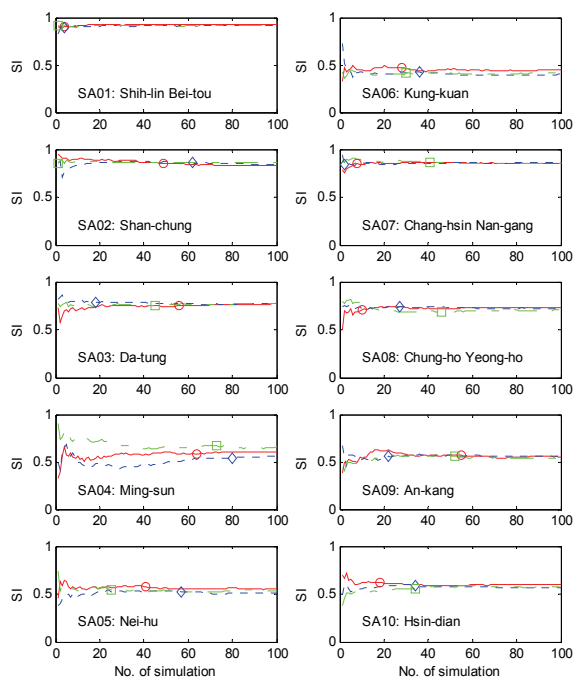
圖六 新城斷層 M7.5 模擬地震下台北都會區各供水分區之震後服務效能推估

圖八所示為相同案例中各供水分區震後服務效能指標之收斂曲線(前 n 個隨機案例結果的平均值， $n=1, \dots, 100$)，其中紅色實線、藍色點線與綠色虛線分別為未考慮不確定性、考慮強地動不確定性，以及考慮管線災損率不確定性的收斂曲線，並且曲線上以符號作記的位置為結果開始收斂的位置(之後 $\Delta SI \leq 0.02$)。初步觀察顯示有否考慮強地動或是管線災損率不確定性，對於震後服務效能指標之收斂結果與收斂快慢均無甚影響。然而，前述 SA01(士林北投)、SA07(長興南港)與 SA04(民生)之供水分區，其震後服務效能指標或者收斂極快，或者收斂極慢，顯示震後服務效能對於各隨機案例所作的管線災損模擬是否敏感，可能與供水分區的管網特性(例如拓樸形狀、贅餘度等)的關係密切，值得進一步

探討。對於屬於敏感的供水分區，進行震後服務效能分析時對於結果的詮釋顯然必須極為謹慎；未來配合震災應變進行震後服務效能分析時，亦宜整合使用重要管線實際災損資料以使分析結果具有意義。



圖七 新城斷層 M7.5 模擬地震下台北都會區各供水分區在隨機案例中之震後服務效能指標



圖八 新城斷層 M7.5 模擬地震下台北都會區各供水分區震後服務效能指標之收斂曲線

五、結語

本研究就強地動與管線災損率不確定性對於服務效能的分析結果的影響進行探討，初步結果顯示有否考慮不確定性對於分析結果的影響不大，真正具支配性影響的因素應為自來水系統本身的管網特性，未來配合震災應變進行震後服務效能分析時，亦宜整合使用重要管線實際災損資料以使分析結果具有意義。

參考文獻

1. ALA (American Lifelines Alliance) (2001). Seismic Fragility Formulations for Water Systems, <http://www.Americanlifelinesalliance.org>.
2. Hwang, H., Chiu, Y.-H., Chen, W. and Shih, B.-J., (2004) "Analysis of Damage to Steel Gas Pipelines by Ground Shaking Effects during the Chi-Chi, Taiwan Earthquake," *Earthquake Spectra*, 20(4), pp.1095-1110.
3. Liu, G.-Y. and Hung, H.-Y., (2009) "Hydraulic Performance Analysis of Water Systems under Major Earthquakes," *Proc. 6th Taiwan-US-Japan Workshop on Water System Seismic Practices*, Taipei, Taiwan.
4. Rossman, L.A. (2000). EPANET 2 User's Manual, EPA, Cincinnati, OH.
5. Shi, P., O'Rourke, T. D. and Wang, Y. (2006). "Simulation of Earthquake Water Supply Performance", *Proc. 8-th U.S. Nat. Confer. Earthquake Eng.*, Paper No. 1295, San Francisco, CA.
6. Yeh, C. H., Shih, B.-J., Chang, C.-H., Chen, W.-Y. Walter, Liu, G.-Y. and Hung, H.-Y., (2006) "Seismic Damage Assessment of Potable Water Pipelines," *Proc. 4-th Int. Confer. Earthquake Eng.*, Taipei, Taiwan.
7. 簡文郁、張毓文、溫國樑、羅俊雄，2002，「台北盆地地盤效應分析」，*結構工程*，第十七卷，第三期。
8. 葉錦勳，2003，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-03-002，台北。

地震應變與防災資訊系統建置之研究

陳志欣¹ 陳緯蒼² 葉錦勳³

摘要

隨著台灣地震損失評估系統(TELES, Taiwan Earthquake Loss Estimation System)逐年開發與更新,國家地震工程研究中心(國震中心)所蒐集建置之資料庫與所研發的震損評估模式已漸趨完整,震損評估資訊之獲取需求亦日益增加。有鑑於此,國震中心近年來透過電腦資訊技術及網路地理資訊系統技術,不斷開發地震應變與防災所需的資訊系統。本研究於 98 年度結合交通路網資訊及地震勘災調查資料,建置地震應變與防災資訊系統,其中結合震災境況模擬及震災早期評估結果,提供應變單位震前訓練及震後決策參考,另建置地震災情資料上傳與管理系統及地震災情資訊平台示範系統以地理資訊系統之方式蒐集並發佈地震災情資訊予應變單位與一般民眾。此外,為提昇公路系統震後應變效能,本研究另建置橋樑調查軟體,以便快速蒐集橋樑資訊。

關鍵詞:台灣地震損失評估系統、震災境況模擬、震災早期評估、Web-GIS

一、前言

本研究開發地震應變與防災相關的資訊系統,建置內容主要包含以下四項:(1)震災早期評估及境況模擬結果展示系統,(2)地震災情資料上傳與管理系統,(3)地震災情資訊平台示範系統,(4)橋樑調查軟體,各建置系統說明如下。

二、震災早期評估及境況模擬展示系統

TELES 為地震災害損失評估方法,適應不同使用者的需求與不同精確度的資料來源,作為地區性或全國性的地震災害損失評估之用。

TELES 之震災早期評估功能為在地震發生後能自動啟動或以人工方式啟動,在短時間內推估地表振動強度、一般建築物的損害狀態機率與數量、人員傷亡程度與數量、臨時避難所的需求、經濟損失評估等數據,供各級災害應變中心參考,作為

救災人力物力和醫療資源派遣的決策支援系統。

震災境況模擬功能為根據模擬地震的震源參數和活動斷層分佈資料,推估地表振動強度和土層破壞機率與永久位移量,並可進行各項工程結構物的損害評估、地震引致的二次災害評估和對社會經濟的衝擊等。

而為進行有效且正確的災損推估,必須蒐集建置完整的資料庫,以及研發分析模式與校正參數。雖然國震中心可提供免費的 TELES 應用軟體,但由於地震損失模擬資料庫內容龐大,目前並無提供資料庫供一般使用者自行運用。故為使社會大眾和防災單位的人員能方便地取得各種模擬地震作用下的評估結果,乃結合 Web-GIS 技術,研發「震災早期評估及境況模擬展示系統」。透過網路及地理資訊系統圖形化展示之方式,便於使用者透過瀏覽器之方式獲取相關災損評估資訊。

¹國家地震工程研究中心助理技術師

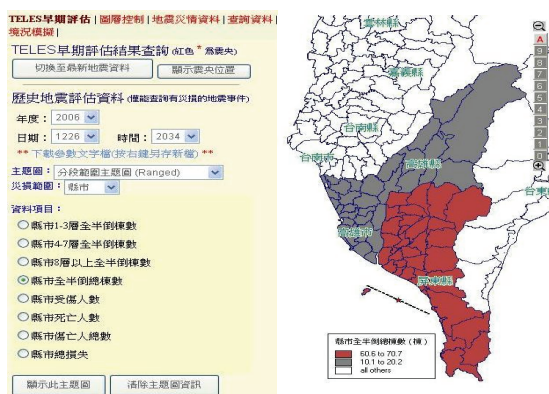
²國家地震工程研究中心助理研究員

³國家地震工程研究中心研究員兼任組長

震災早期評估

為於地震發生初期立即進行災損評估，中央氣象局於地震發生後立即藉由電子郵件之方式提供地震相關參數訊息予 TELES，TELES 並據電子郵件中的震源參數和速報站的實測地表最大加速度值立即啟動早期損失評估模組，進行震災早期評估，經過運算後分別獲得建物損害、人員傷亡及經濟損失等的評估結果。TELES 完成早期評估後，可立即將評估的結果公佈於資訊網站供各相關需求人員查詢，並透過手機簡訊之方式發送各相關決策人員。

參考圖一，本系統依照中央氣象局的地震報告資訊和 TELES 早期評估結果，系統可呈現該地震的震央位置與可能的斷層開裂方向，使用者可查詢災損的數量及分布情形。本系統並提供使用者依據分析需求之不同，以不同主題圖類別、範圍設定及資料項目，下載相關的參數檔案及主題圖圖資進行後續的研究。



圖一 TELES 早期評估介面展示情況

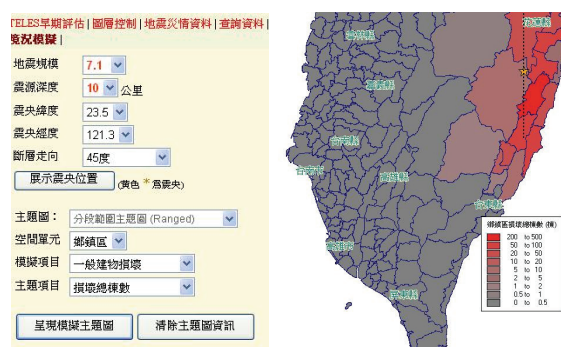


圖二 災情資料整合展示情況

參考圖二，本系統亦提供使用者查詢地震災情之勘災調查資料，藉由地圖之方式顯示災損點的位置、經緯度資訊和摘要報告等，並提供連結完整的報告內容。配合勘災調查與早期評估結果，在同一地圖上作整合展示，可以協助進行災情研判，進而提供指揮官更精確的資訊。

震災境況模擬結果展示與查詢系統

TELES 震災境況模擬技術，可建置地震損失模擬資料庫，內容包含地震災害潛勢分析、一般建築物損害評估、人員傷亡和經濟損失等推估結果，並可供平時地震災害教育與演練使用。參考圖三，本研究建置之「震災境況模擬結果展示與查詢系統」乃結合事前已建置的地震損失模擬資料庫，提供各種模擬地震之災情評估結果的展示與查詢功能。



圖三 TELES 境況模擬介面展示情況

使用者可設定震源參數，包含地震規模、震央位置(緯度、經度)、震源深度(公里)、斷層走向等，系統依據使用者設定之震源參數於地震損失模擬資料庫中篩選模擬地震的評估結果。使用者並可依各項分析之所需，按不同的主題圖(分段、點密度、各別值、圖餅與條狀主題圖)、空間單元(縣市或鄉鎮)與模擬項目(一般建築物損壞、人員傷亡推估、直接經濟損失、震後火災、震後避難需求、震後廢棄物)及相關欄位資料進行主題圖與交通路網圖資的套疊。

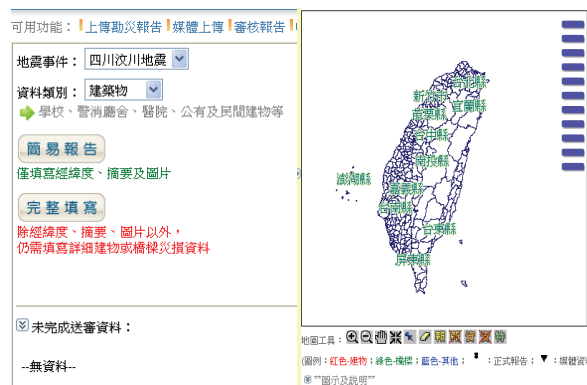
三、地震災情資料上傳與管理系統

為提供地震應變時之災情評估和日後之社會經濟或工程結構物之易損性分析的需求，另配合行政院災害防救委員會每年舉辦一次的地震防災演練，本研究已建置「災情資料上傳與管理系統」的離型系統(參考圖四)，以利於地震後之災情訊息之彙整予蒐集。當強震發生後，國震中心將即時啟動緊急應變機制，概分災情研判、災情彙整、勘災調查和行政支援等分組。其中勘災調查組負責到災害現場勘災，並透過本系統傳回必要資訊。災情彙整組則透過系統整理勘災調查組與防災協力人員回傳的資訊，同時蒐集相關電子媒體發佈之地震災情資訊和影像圖資等，並透過本系統進行彙整。而為確保勘災調查資料的正確性，提供高信賴度之災情資訊，災情上傳資訊亦透過本系統之審核流程，經由相關人員確認無誤後進行確認。

另為使勘災資料能有系統地儲存，便於後續之統計分析，本系統將勘災對象概分為七大類別，區分為建築物、橋梁、非結構、港灣機場、大地地質、民生系統、古蹟等。其中建築物和橋梁已設計勘災調查表格，將災害情況做詳實的記錄。

本系統考量地震時期之操作及分析之需求，以地理資訊系統地圖之方式為操作介面，建置採用 MapInfo MapXtreme 之 WebGIS 技術、Microsoft ASP.NET、AJAX 等軟體開發技術及 Microsoft SQL Server 2005 之資料庫進行開發建置，藉由 Web 地圖顯示方式提供以視覺化之方式提供精確的災損點定位、檢視、修正與展示等功能，使用者可隨時隨地透過網頁瀏覽器之使用介面即可輕易獲得災情資訊。

除了可在「災情資料上傳與管理系統」進行勘災調查資料的展示及查詢外，本系統亦建置 Web Service 對外發佈之功能介面，藉由 Web 通訊協定及資料格式的開放式標準(HTTP、XML 及 SOAP 等)，利於各相關防救災單位獲取即時之災情資訊，並整合於各相關資訊系統以進行分析與評估之所需。

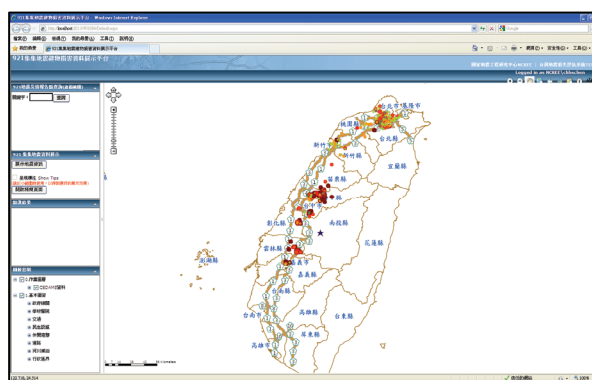


圖四 災情資料上傳與管理系統之介面

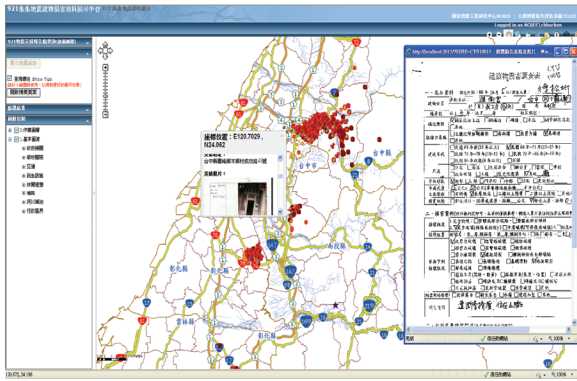
四、地震災情資訊平台示範系統

地震災情資訊除可提供震後時期相關救災人員與決策人員所需之外，民眾於災後亦期望能獲知各相關災情資訊。故為能將地震過後之受損狀況與勘災資料提供於民眾或其他需求單位進行查詢，本研究建置一地震災情資訊平台示範系統，透過 Web-GIS 之方式提供詳盡資訊。本研究以 921 地震為例，完成地震建物勘災資料整理與座標校對，提供詳盡的建物勘災報告與圖片資訊。

參考圖五，本系統提供使用者藉由地理資訊系統圖形化顯示之方式，了解 921 地震震源資訊及各災損點之分布資訊。使用者並可點選個災損點以查閱詳細之勘災報告與相關照片資訊，如圖六所示。



圖五 災情資訊分布圖



圖六 災情資訊與勘災報告



圖七 PDA 版橋樑調查軟體

五、橋樑調查軟體

橋樑是道路交通運輸系統中不可或缺的構造物，若於地震中產生了損害，除危害生命財產外，亦阻礙了救災與復原工作。目前公路總局所管轄之兩千餘座橋樑之基本資料、空間資料、耐震等相關屬性對於地震前之準備、地震後之應變尚顯不足。

為提昇公路系統震後應變效能，減輕可能的二次損失，以及有效率的針對橋樑進行調查與基本資料建置作業之進行，本研究配合「公路橋樑地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究」乙案，建置橋樑調查軟體，以利橋樑調查作業之進行及後續資料之處理與建檔。

橋樑調查軟體包含 PDA（參考圖七）及 PC（參考圖八）之版本，兩者皆採用 Microsoft .Net 之軟體開發技術，其中 PDA 版本適用於行動受限區域之調查，其操作介面考量 PDA 之輸入不易與畫面尺寸，事先匯入橋樑基本屬性資料，減少使用者之輸入次數。PC 版則因輸入介面較為方便及運算效能較佳，故額外提供搜尋、排序、影像檢視等進階功能。

藉由橋樑調查軟體進行橋樑屬性及其狀況之記錄後，將可建立更為完整之省、縣道公路橋樑地震損失模擬資料庫，利於未來研發公路橋樑震災早期損失評估模組，能使 TELES 自此資料庫擷取最可能之橋樑震損評估結果供應便參考之用。



圖八 PC 版橋樑調查軟體

六、結論與展望

本研究將 TELES 的應用進行推廣，將震災早期評估及境況模擬結果藉由 Web-GIS 之方式提供平時教育、震前準備、震災時決策參考的資訊。建置網頁化系統提供地震災情資料彙整及發佈，供地震時期之應變及決策分析需求。發展橋樑調查軟體，快速蒐集以建置橋樑地震損失模擬資料庫。

本研究未來將持續精進 TELES 模式發展，加強地震損害評估，發展相關應用系統。此外，加強地震災情資訊之彙整、發佈與分析，使地震災害的預防與救災能更加地完備。

全國強震測站場址工程地質資料庫之建立

溫國樑¹² 謝宏灝³

摘要

交通部中央氣象局為了解地震發生時之地動特性，在臺灣各人口集中的都會區、斷層附近及各種不同地質環境之自由場設置「強震儀」，以蒐集完整強震記錄。為使所設之六百多處自由場強震儀測站，量測到的地震記錄，在分析時可以考量到測站場址之地質特性，交通部中央氣象局與財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，自民國八十九年起合作，針對自由場強震儀測站之地質狀況進行調查。主要工作內容包括測站位置地表現況描述、工程地質鑽探試驗，以及利用懸盪式井測資料擷取系統(Suspension P-S Velocity Logging System)量測地層波速結構。本年度調查測站主要分佈於花蓮、台東地區，共計完成了 47 個測站之現場調查(座標量測、測站平面圖及描述、現況照片及像片基本圖標示等)、38 個測站之地質鑽探調查及 37 個測站之懸盪式井測波速測量。

關鍵詞：鑽探、地質調查、強震儀、地層波速、懸盪式井測資料擷取系統

一、前言

臺灣地處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界處，地震頻繁，更有一些造成重大災害的地震。為使地震研究資料更為豐富，且在地震發生時，可迅速有效地提供各地之振動情形，交通部中央氣象局配合國建六年計畫，執行“建立地震測報觀測網—強地動觀測計畫”，已於全臺各地建立超過六百處的自由場強震儀測站，測站密度之高幾冠於全球，所收集到之資料對於地震相關之研究有非常大的幫助。

有感於臺灣擁有非常豐富的地震記錄，但由於場址地質資料尚未建立，使得強震資料之應用受到限制。因此中央氣象局與本中心於民國八十九年起逐年分區執行“全國強震測站場址工程地質資料庫之建立”計畫，針對各個地震測站進行地質調查，以及土壤波傳速度之量測工作。希望最終能建構臺灣本土之強震儀地質資料庫，提供相關研究更加豐富且完整之資訊。

二、資料庫內容

一般而言，與地震工程相關研究中所須之場址資料主要包括場址基本資料、土壤之基本物理性質資料以及土壤波傳速度資料等三大項。其中場址基本資料包括測站之座標、地下水位高程以及測站周圍環境（如地形、地貌以及與周遭結構物之相關位置）描述；土壤基本物理性質資料則包括各個深度之標準貫入值（SPT-N Value）、統一土壤分類、土壤描述、土壤組成結構、單位重、含水量、比重、塑性指數以及粒徑分佈曲線等。場址基本資料以及土壤基本物理性質資料可藉由於測站場址進行現地量測及鑽探調查取得。至於土壤波傳速度資料部份，則可藉由不同的探測方式加以量得。由於地層中之波速結構是為評估地盤波傳分類的重要因素，並將從而估算出地震時該地之地表振動情形，因此為整個地質資料庫的調查重點之一。

為得到上述場址資料，並使所得資料能充分提供研究者使用，本計畫主要工作

¹ 國立中央大學地球科學學系暨地球物理研究所教授

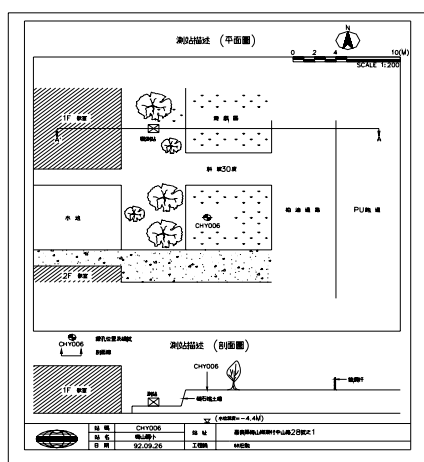
² 國家地震工程研究中心組長

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

項目如下：

壹、測站基本資料描述—

針對各個調查的強震儀測站進行相關地表地質與地形地物之描繪，製作測站與周遭結構之平面與剖面示意圖，如圖一所示。並利用 GPS 定位確認各測站位置，另輔以各測站附近地區之航照圖或地形圖，使該測站之現地狀況可以充分顯現，以利遠端使用測站地震記錄的研究人員，可以清楚地了解測站實際情況。



圖一 測站平面與剖面示意圖

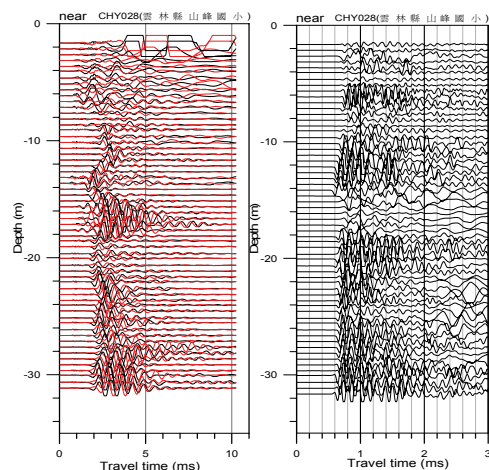
貳、測站地質鑽探與相關試驗—

在所選取之強震儀測站場址進行鑽探及量測工作，每一孔位鑽探至預定深度或堅硬土層為止，並進行土壤標準貫入試驗(SPT-N)、劈管取樣分析……等一般物理性質試驗。

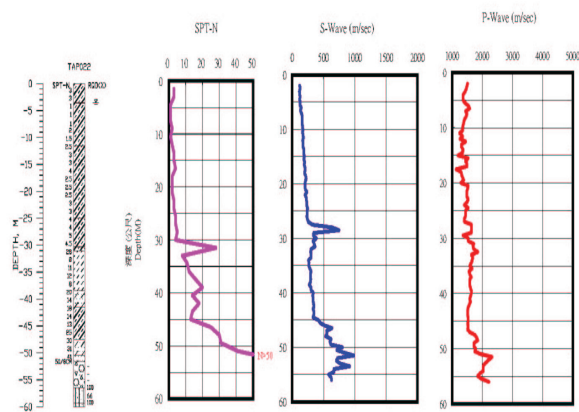
參、地層波速構造量測—

利用懸盪式井測資料擷取系統(Suspension P-S Velocity Logging System)進行土層波速分佈量測，由於該系統本身具有震源與受波器同體的特性，在量測時可提供較佳的解析度，且資料品質完全不受量測深度影響，所以在適當的鑽井作業配合下，可以連續、便利且較為準確地量測地層波速結構，對於本計畫建立各測站地層波速剖面資料助益良多。圖二為該系統試驗所得訊號深度序列圖 (Depth Sequence)。另外，所得波速資料亦會與鑽孔岩心及標準貫入試驗結果，整理繪製成

與深度對應之剖面圖，如圖三所示。



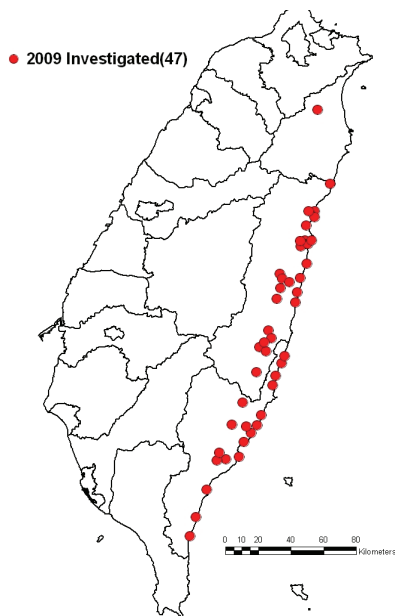
圖二 懸盪式速度井測試所得訊號深度序列圖 (Depth Sequence)



圖三 岩心、SPT-N 值、P-S 波波速對應深度剖面圖

三、工作成果

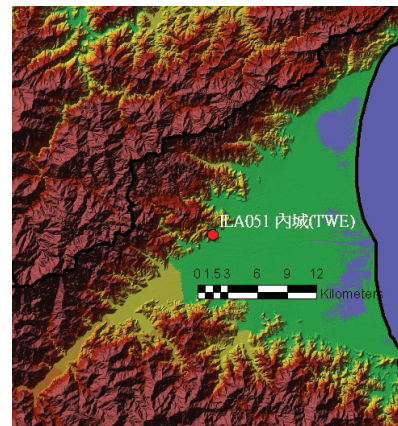
本年度強震儀地質調查共計完成了 47 個測站之現場調查(座標量測、測站平面圖及描述、現況照片及像片基本圖標示等)、38 個測站之地質鑽探調查及 37 個測站之懸盪式井測波速測量，調查測站分佈如圖四，各測站站名與站碼則表列於表一。測站分佈於宜蘭、花蓮與台東地區，調查測站數量分別為：宜蘭地區 1 個(圖五)、花蓮地區 28 個(圖六)、台東地區 18 個(圖七)。鑽探結束後，各鑽孔裝設 2.5 英吋 PVC 管並封底，且於管內灌滿水，管壁與孔壁間以水泥與皂土(Bentonite)回填，以利懸盪式井測資料擷取系統量測地層波速。



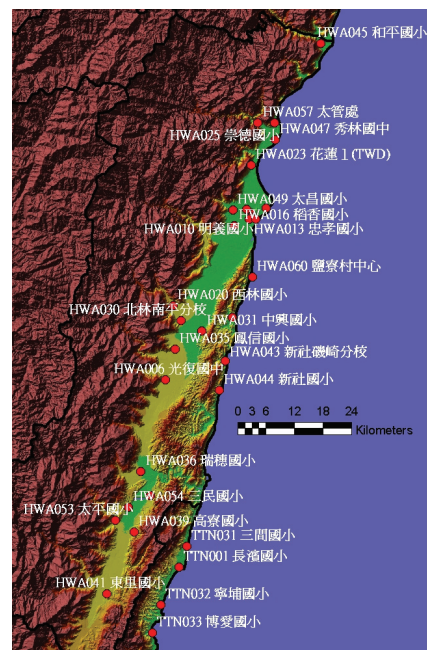
圖四 本年度完成 47 個測站分佈圖

表一 本年度調查測站站名與站碼

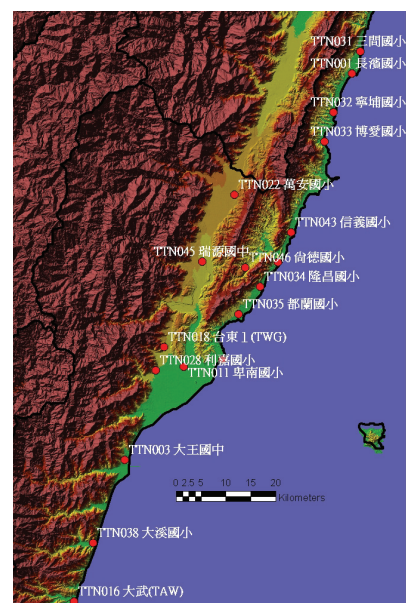
站碼	站名	站碼	站名
HWA001	水璉國中	HWA054	三民國小
HWA006	光復國中	HWA057	太管處
HWA008	花蓮商職	HWA060	鹽寮村中心
HWA010	明義國小	HWA062	花蓮港務局
HWA011	明廉國小	ILA051	內城(TWE)
HWA013	忠孝國小	TTN001	長濱國小
HWA016	稻香國小	TTN002	東河國小
HWA019	花蓮(HWA)	TTN003	大王國中
HWA020	西林(ESL)	TTN011	卑南國小
HWA023	花蓮1(TWD)	TTN016	大武(TAW)
HWA025	崇德國小	TTN018	台東1(TWG)
HWA030	北林南平分校	TTN022	萬安國小
HWA031	中興國小	TTN028	利嘉國小
HWA035	鳳信國小	TTN031	三間國小
HWA036	瑞穗國小	TTN032	寧埔國小
HWA037	春日國小	TTN033	博愛國小
HWA039	高寮國小	TTN034	隆昌國小
HWA041	東里國小	TTN035	都蘭國小
HWA043	新社磯崎分校	TTN036	富崗國小
HWA044	新社國小	TTN038	大溪國小
HWA045	和平國小	TTN043	信義國小
HWA047	秀林國中	TTN045	瑞源國中
HWA049	太昌國小	TTN046	尚德國小
HWA053	太平國小		



圖五 宜蘭地區 ILA051 內城測站位置



圖六 花蓮地區 28 個調查測站分佈



圖七 台東地區 18 個調查測站分佈

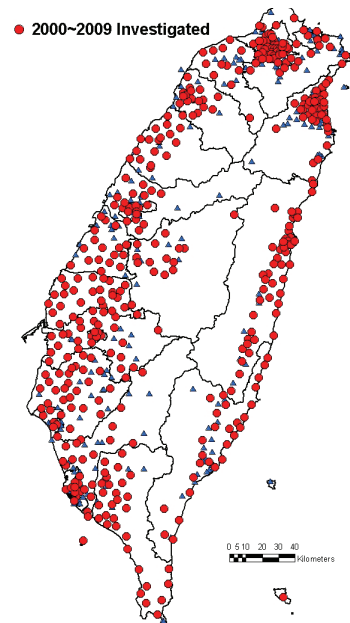
將本年度鑽探深度達 30 公尺以上之 37 個測站，依據內政部建築研究所耐震設計規範，取地表 30 公尺厚之地層平均剪力波速進行分類。平均剪力波速大於 360m/sec 者為第一類地盤(堅實地盤)，介於 180m/sec 到 360m/sec 之間為第二類地盤(普通地盤)，小於 180m/sec 則為第三類地盤(軟弱地盤)，分類結果如表二所示。

表二 本年度鑽探調查測站地盤分類

站碼	地盤分類	站碼	地盤分類
HWA001	第一類	HWA047	第一類
HWA006	第一類	HWA049	第一類
HWA008	第二類	HWA053	第一類
HWA010	第二類	HWA062	第一類
HWA011	第一類	ILA051	第一類
HWA013	第二類	TTN001	第一類
HWA016	第一類	TTN002	第一類
HWA019	第一類	TTN003	第一類
HWA020	第一類	TTN011	第一類
HWA025	第一類	TTN016	第一類
HWA030	第一類	TTN028	第一類
HWA031	第一類	TTN031	第一類
HWA035	第一類	TTN032	第一類
HWA036	第一類	TTN033	第一類
HWA037	第一類	TTN034	第一類
HWA041	第一類	TTN043	第一類
HWA043	第一類	TTN045	第一類
HWA044	第一類	TTN046	第一類
HWA045	第一類		

四、結論與展望

本計畫自民國八十九年起，進行自由場強震儀測站調查及資料建置工作。八十九年調查重點以速報站為主，總數量為 41 個；九十年則針對宜蘭縣、雲林縣、嘉義縣及台南縣市平原地區進行調查，共完成了 65 個測站的調查工作；九十一年至九十八年，則進行全台各地共 342 個測站之調查，迄今已完成 448 個自由場強震儀測站之調查工作，分佈情形如圖九所示。在 448 個已完成調查測站中，有 22 個測站鑽探深度大於 50 公尺，鑽探深度最深的是彰化縣湳雅國小(TCU138)，深度達 150 公尺。



圖八 已完成調查測站分佈圖

為了增加資料之可讀性與應用性，本計畫持續將包含波速、標準貫入試驗值、岩心、土壤試驗……等地層相關資料系統化，並適時地將成果公告於網頁上，提供資料查詢與申請服務，期使國內外學者皆能充分利用該資料庫之內容，提升相關研究之準確性。該場址工程地質資料庫網頁網址為 <http://geo.ncree.org.tw>，歡迎相關研究學者能多多利用。

參考文獻

1. 富國技術工程股份有限公司，「強震儀測站地質鑽探調查工程紀實報告書」，民國九十八年十一月(JG090712)。
2. Kuo, C. H., D. S. Cheng, H. H. Hsieh, T. M. Chang, H. J. Chiang, C. M. Lin, and K. L. Wen (2009). "Comparison of three different methods in investigating shallow shear wave velocity structures in Ilan, Taiwan", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 29(1), 133-143.
3. 謝宏灝、溫國樑(2008)，「全國強震測站場址工程地質資料庫之建立」，2008 工程地質探勘資料庫系統成果發表暨研討會，經濟部中央地質調查所，第 151-158 頁。
4. 陳銘鴻、謝宏灝、溫國樑，懸盪式井測法在軟硬地盤中之適用特性，2004 岩盤工程研討會論文集，558-565 頁，2004。

數值模擬平台 PISA3D 之研發與推廣

游宜哲¹ 莊明介² 蔡克銓³

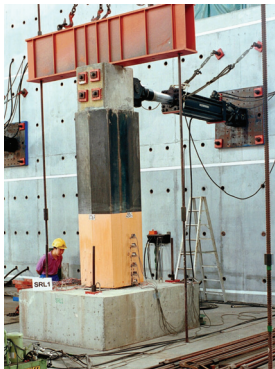
摘要

本研究計畫進行非線性結構分析程式 PISA3D 研發與推廣，於 98 年度主要成果為：
(1) 對無補強及進行鋼板補強之鋼筋混凝土柱進行數值模擬。(2) 參加日本 E-Defense 振動台所舉辦的五層樓含阻尼器鋼構架振動台試驗反應預測競賽。(3) 結構受震倒塌實驗反應模擬分析。及 (4) PISA4SB 校舍耐震能力詳細評估系統之研發與應用。

關鍵詞：PISA3D、非線性分析、PISA4SB

一、RC 柱數值模擬

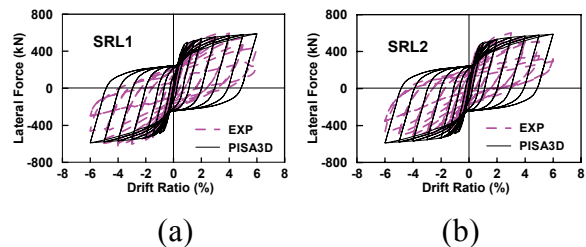
林敏朗與蔡克銓於 2002 年針對國內老舊橋柱可能發生的主筋搭接及剪力破壞問題進行縮尺試驗，討論其受震行為，進行矩形斷面鋼筋混凝土柱補強研究(Tsai and Lin 2002)。試驗試體包括橢圓形鋼板包覆補強試體 SRL2、八角形鋼板包覆補強試體 SRL1(圖一)及未補強試體 BMRL(圖二)。研究結果顯示，塑鉸區主筋搭接或剪力不足的老舊橋柱在未達設計強度前已產生非韌性的搭接或剪力破壞，而橢圓形與八角形鋼板包覆均能有效提供側向圍束力及剪力強度，使橋柱強度與韌性能力獲得有效的改善。



圖一 鋼板包覆補強試體



圖二 試體 BMRL (試驗後)



圖三 鋼板包覆補強試體模擬與試驗反應比較 (a)試體 SRL1 (b) 試體 SRL2

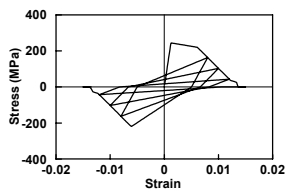
本研究以國家地震中心所研發之非線性結構分析程式 PISA3D(Lin *et al.* 2009)對此橋柱試體實驗反應進行數值模擬分析研究。此數值模型中，以纖維梁柱元素(Spacone *et al.* 2009)模擬模型中的橋柱元件，延桿件軸向選用五個斷面(積分點)積分得到整體反應。柱斷面由 32 個鋼纖維及 117 個混凝土纖維所組成。此柱在受到定軸力 1400kN 下進行反覆側推。鋼板補強試體 SRL1 及 SRL2 數值模型中，混凝土材料應力應變關係採用 Mander 模型，考量良好圍束，抗壓強度為 33.35MPa。鋼纖維材料以雙線性應力應變關係來模擬，降服後勁度比為 0.01。圖三為試體 SRL1 及 SRL2 模擬結果與試驗反應比較圖，由圖中可發現，在柱頂側向變形 4% 以前，試體勁度及強度皆可準確預測模擬。然而此分析並未考慮混凝土 Pinching 及鋼筋疲勞破壞效應，因

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

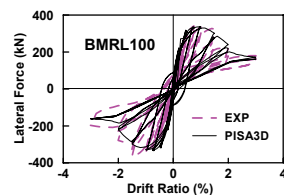
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系教授

此在柱頂側向變形 1% 至 4% 試體的 Pinching 現象及超過 5% 後的鋼筋疲勞破壞造成整體強度下降未能準確模擬。



圖四 BMRL100 數
值模型鋼纖
維材料應力
應變關係



圖五 BMRL100
試體模擬與
試驗反應比
較

在未補強試體 BMRL100 數值模型中，混凝土材料應力應變關係分為無圍束(保護層)及圍束混凝土，採用 Mander 模型，抗壓強度各為 17.46 及 21.68 MPa。此試體由於主筋搭接長度不足造成試驗結果柱試體強度下降行為，以 PISA3D 中的 fracture 材料來模擬，BMRL100 數值模型中的鋼纖維應力應變關係即以圖四來代表。鋼材的最大應力以 $f_s = f_{i\mu pl_s} / A_b$ 計算得到，其中 f_i 為假設箍筋完全降服下，考慮 60% 的折減(由於搭接不足)所計算得到。圖五為試體 BMRL100 模擬結果與試驗反應比較圖，由圖中可發現試體反覆側推下的強度下降反應可被合理地模擬。

二、參加日本 E-Defense 結構反應預測競賽

全世界最大的振動台 E-Defense 自落成以來，已進行各式結構系統試驗研究。在 2009 年，日本 Hyogo 地震工程研究中心利用此振動台進行實尺寸五層樓含阻尼器鋼構架振動台試驗，並在試驗前進行試體反應預測的國際競賽。這一連串的試驗包含了鋼構架加裝 BRB 阻尼器(圖六 a)、黏性阻尼器(圖六 b)、黏彈性阻尼器及純抗彎構架等。該試體於振動台上以 1995 年 Kobe 地震，取 Takatori 測站資料，進行三向地震振動台試驗，以研究此結構受震下的非線性行為。本中心數值模擬研究人員參與了此次競賽，並使用了 OpenSEES 及 PISA3D 兩個非線性分析程式進行反應預

測分析，得到了三維 BRB 分析組的第二名、三維黏性阻尼器分析組的第三名及二維 BRB 分析組的第三名。分析模型中採用纖維梁柱元素模擬梁構件及柱構件，梁構件考慮為混凝土樓板與鋼梁完全複合之複合梁。BRB 斜撐構件及黏性阻尼器的非線性行為以主辦單位提供的構件試驗結果為依據，定義數值模型中的非線性參數。更多有關此結構反應預測競賽的資料及結果，請參考：

http://www.blind-analysis.jp/index_e.html



(a)

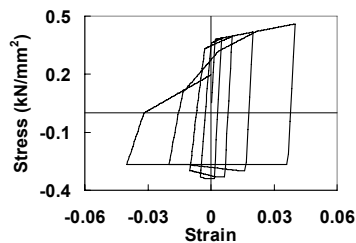
(b)

圖六 五層樓鋼骨構架加裝 (a) BRB 阻尼器 (b) 黏性阻尼器

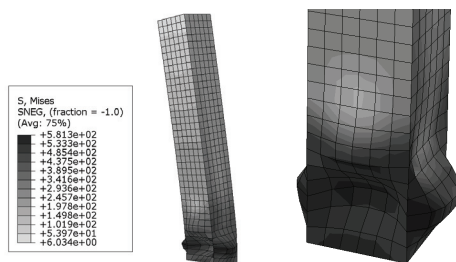
三、結構受震倒塌實驗反應模擬分析

日本 E-Defense 振動台於 2007 年九月，進行了四層樓實尺寸鋼骨抗彎構架受震倒塌試驗。在試驗前亦舉辦了預測試體崩塌行為的國際競賽。地震中心研究人員參與了此競賽，運用 PISA3D 分析得到了二維分析研究人員組第二名。在試驗之後，主辦單位公佈了試驗反應資料。國震中心利用此構架試驗結果，進行結構非線性及崩塌模擬研究。此試驗構架於倒塌階段地震作用下，一樓柱構件產生局部挫屈，造成弱層並使結構崩塌。因此我們針對柱構件局部挫屈行為提出數值模型來模擬。此研究中提出模擬柱局部挫屈強度衰減行為數值模型，包含了考慮構件軸力彎矩互制效應與不考慮兩種，並與強度不衰減之雙線性材料柱比較。於此四頁報告中，僅介紹考慮軸彎互制效應的挫屈纖維梁柱元素模型，搭配 PISA3D 中的挫屈材料。PISA3D 中的挫屈材料(Buckle Material)

採用 Maison 及 Popov (1980) 提出的挫屈模型。此”FBC”纖維梁柱元素柱模型斷面由 44 個挫屈材料(圖七)鋼纖維組成，延桿件軸向選用五個積分點積分得到整體反應。此研究利用 ABAQUS 建立單柱模型(圖八)研究局部挫屈反應，再以此結果為依據設定 PISA3D 柱模型非線性參數。此柱模型分別在施加兩種不同大小的定軸力(代表構架模型中的邊柱及中心柱)下進行反覆側推，結果顯示在較大軸力下，柱局部挫屈強度衰減行為會較劇烈。此現象可用 PISA3D 中纖維梁柱元素搭配同一組強度衰減參數挫屈材料準確模擬。

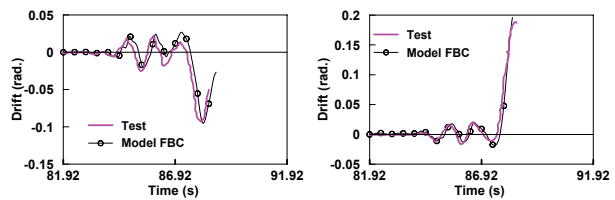


圖七 FBC 數值模型鋼纖維材料應力應變關係



圖八 ABAQUS 柱模型局部挫屈反應

FBC 構架數值模型即以上述之纖維梁柱元素搭配挫屈材料柱模型代表構架中之柱構件。進行三向動力分析後，圖九為此改善模型在崩塌地震歷時作用下結構短向及長向之一樓層間位移角歷時反應與試驗結果(Tada *et al.* 2008)的比較。由圖中可發現在結構的兩個方向分析結果皆與試驗結果非常接近，且數值模型可正確預測構架崩塌時間(主辦單位定義構架崩塌為任一層樓層間變位位移角到達 13%)(圖九 b)。本研究提出的模擬柱構件挫屈反應模型可有效地模擬預測結構崩塌行為。考量柱構件模型軸力彎矩及雙向彎矩互制對預測構架崩塌反應有重大影響。



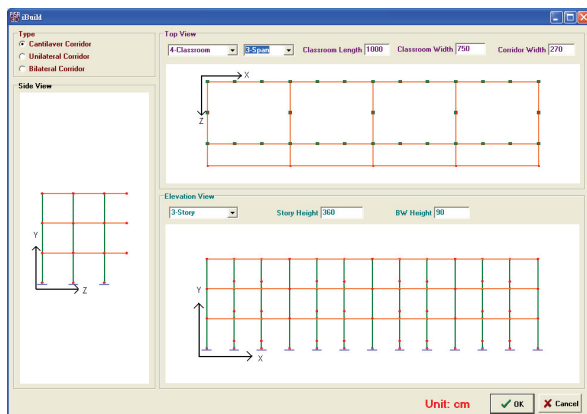
(a) 結構短向 (b) 結構長向

圖九 一樓層間位移角歷時反應

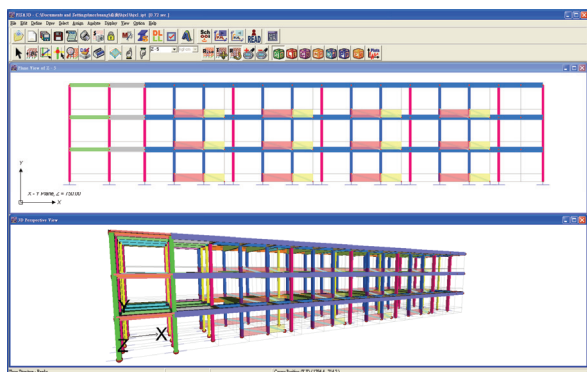
四、PISA4SB 校舍耐震能力詳細評估系統之研發與應用

根據近年來屢次發生的大地震，顯現出我國許多老舊校舍在結構安全上的許多問題，又因校舍為強震後的緊急避難場所，其結構安全的重要性不言而喻，故國震中心針對老舊校舍其耐震性能，進行相關研究與模擬工作，並透過許多大型結構實驗驗證，綜合上述各項成果，提出容量震譜法(Chung *et al.* 2009)此一詳細評估方法，該法中靜力側推所求取的容量曲線，乃是基於各構件良好的非線性行為之定義，因此國震中心提供相關輔助工具，輔助使用者結合市面上的商用結構分析軟體，採用容量震譜法進行耐震能力詳評工作，惟操作流程中，使用者需要透過文字界面定義構件斷面，自行彙整考量重力作用下的柱構件軸力，並進行一連串的跨平台軟體操作才能完成詳評工作。由於國震中心所研發之高性能結構非線性分析軟體 PISA3D 已通過中華民國結構技師公會全國聯合會認證，並技術授權多家工程顧問公司運用於多項超高樓建築與重要工程之分析。故為呼應校舍耐震能力詳細評估之需求，國震中心以 PISA3D 作為開發基礎，研發 PISA4SB 校舍耐震能力詳細評估系統，搭配國震中心所推行之詳細評估方法(容量震譜法)操作流程，免費開放業界使用。PISA4SB 除了提供典型校舍樣板模組(圖十)可供使用者快速建構數值模型(圖十一)，且自動載入重力分析結果設定各構件的非線性行為，並可針對其側推分析結果與使用者輸入的參數進行性能目標地表加速度(耐震能力)的運算工作，因此

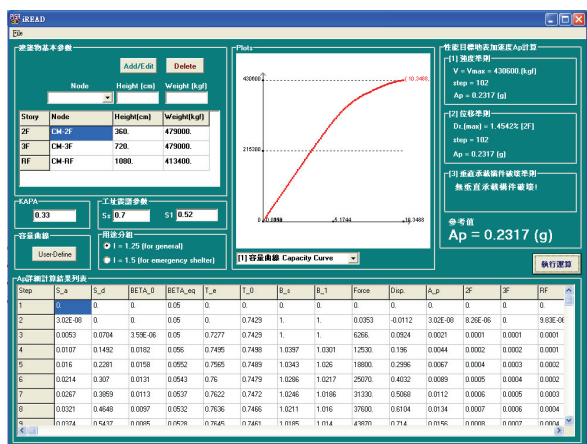
PISA4SB 透過客製化的軟體開發實現單一平台的操作，希望藉由 PISA4SB 的軟體開發與免費釋出，幫助工程界快速導入 PISA3D/PISA4SB 相關應用技術，並降低非線性分析的技術門檻與軟體成本，提供進行校舍耐震能力詳評工作的執業人員更多結構非線性分析的工具與技術支援。



圖十 PISA4SB 典型校舍樣板模組



圖十一 PISA4SB 校舍數值模型



圖十二 PISA4SB 性能目標地表加速度(耐震能力)計算模組

參考文獻

1. Tsai, K. C., and Lin, M.L. (2002), "Steel Jacket Retrofitting of Rectangular RC Bridge Columns to Prevent Lap Splice and Shear Failures," Report No. NCREE 02-15, National Center for Research on Earthquake Engineering.
2. Lin, B. Z., Chuang, M. C. and Tsai, K. C. (2009), "Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework," Advances in Engineering Software, 40, pp. 66-82.
3. Spacone, E., Filippou, F. C., and Taucer, F. F. (1996), "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part 1. formulation," Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 25. 711-725.
4. Maison, B. F., and Popov, E. P. (1980), "Cyclic response prediction for braced steel frames," Journal of the Structural Division, Vol. 106, No. 7, p.1401-p.1416.
5. Tada, M., Tamai, H., Ohgami, K., Kuwahara, S., and Horimoto, A. (2008), "Analytical simulation utilizing collaborative structural analysis system," Proceeding of 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
6. Chung, L. L. et al. (2009), "Technology Handbook for Seismic Evaluation and Retrofit of School Buildings," Report No. NCREE 09-23, National Center for Research on Earthquake Engineering.

雙相機影像量測系統於結構實驗之應用

陳北亭¹ 黃仲偉² 楊元森³ 吳俊霖⁴

摘要

數位影像量測係根據物體在變化前、後的兩張影像間之相對位置分析物體表面的空間資訊，進而推算出位移場、應變場、裂縫位置等工程上相關的物理量。本研究之目的即在於自行建構雙相機影像量測系統，包括硬體設備的組合與軟體分析程式的開發。此系統具備三項特色：首先是可提供雙數位相機拍攝影像，再進行後續數據的處理與分析。其次，由於具備影像重建的功能，故雙相機之視角不需相同，且適用於不同型號之相機或雙相機與待測物不等距離拍攝之量測。最後，本系統亦可適用於曲面待測物的量測，不侷限於平面量測。

本文利用精密定位儀進行零應變實驗，實例顯示雙相機系統在位移量測結果與精度。本系統亦實際應用於三維空間之實尺寸大型結構實驗的量測，透過本系統的影像分析可顯示出鋼筋混凝土牆在循環載重作用下的裂縫生成與延伸，並可量測出同心斜撐在側力作用下的面外運動。

關鍵詞：數位影像量測、雙相機系統、影像重建、大型結構實驗、曲面量測

一、簡介

數位影像的三維量測在大型結構實驗可量測待測物在各方向的運動與變形，不侷限於特定單方向，且可量測大變形的發生，應變計算範圍廣泛。與傳統量測儀器相比，數位影像量測大幅減少接線配置，且可視需要調整相機的數目與量測點，具有很高的方便性。本研究目的在於以自行建構雙相機影像量測與分析系統，並實際應用於三維空間之大型結構實驗的量測。除了發展相對應的軟體分析程式與硬體設備組合之外，並克服雙相機視角不同可能導致的影像識別問題。最後將該系統實際應用於大型結構實驗上，量測待測物在各方向上的運動與變形，並計算相對應的應變場。相較於本研究去年度的 Impro Strain[1]，本年度的方法不侷限於平面應變，而可以量測物體在空間中的面外變形。

二、理論與分析

本研究採用的量測方法，需要在試體量測範圍表面噴佈斑點紋，作為影像追蹤依據。假設變形前點 P 的灰階值為 $G_0(x, y)$ ，變形後點 P 移動至 P' 點，其灰階值為 $G_d(x', y')$ 。用於判別變形後區域影像是否與推估變形的區域相符合的參數即為影像相關係數，其定義如下：

$$C(D) = \frac{\sum_{s \in S, s' \in S'} [G_0(s)G_d(s')]}{[\sum_{s \in S} G_0^2(s) \sum_{s' \in S'} G_d^2(s')]^{1/2}} \quad (1)$$

上式中 S 代表變形前該矩形區域的集合 (subset)， S' 代表變形後該區域的集合。對於任一小區域而言，若所假設的變形向量 D 為最佳解，那麼這將會使(1)式中的 $C(D)$ 值為最大值。

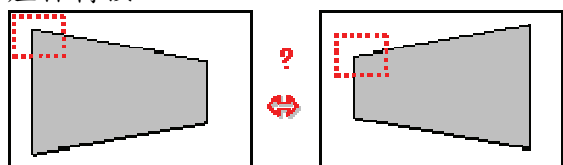
¹ 中原大學土木系研究生

² 中原大學土木系助理教授

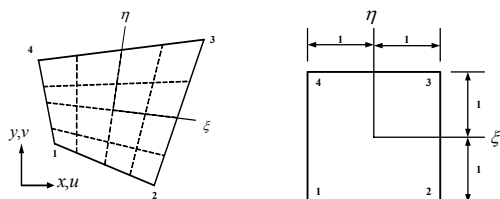
³ 國立台北科技大學助理教授

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

利用三角定位技術(triangulation)，左右相機所得待測物影像得以計算它的空間位置。不過，左右相機所攝得影像的空間扭曲不同，如圖一所示。此一影像偏差將導致在影像識別上發生問題，亦即左相機影像中的目標物在右相機影像中找對匹配影像時造成誤差，降低影像定位精度。為克服此一問題，本研究採用重建影像的方式，將左右相機拍攝的影像轉換成從同一視角觀看物體。藉由座標轉換將空間中這四點位置所圍成的表面，經過剛體平移與旋轉使其重合於影像座標平面上。本研究借助有限元素法中形狀函數內插的觀念[2]，採用平面四個節點等參線性元素(如圖二)，作為平面影像座標與真實座標之間的座標轉換。



圖一 視角造成的影像差異示意圖



(a) x-y 平面

(b) ξ - η 平面

圖二 等參形元素示意圖[2]

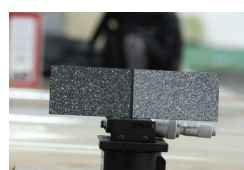
三、系統實測驗證

本量測系統的軟體架構是以 MATLAB 撰寫，並採用目前電腦視覺領域已開發的程式庫作為分析核心，包括 Intel 公司以 C/C++ 開發的 OpenCV 程式庫[3] 與以 MATLAB 撰寫的 Camera calibration toolbox[4]。前者主要用於影像識，後者主要用來進行影像的校正與不同座標系統的轉換與三角定位計算。最後再搭配自行開發的程式計算觀測物上每個監測點的位移與應變。

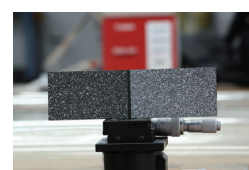
零應變測試

本測試對自行架設的硬體設備和分析

軟體進行實測驗證。系統硬體主要由兩台單眼數位相機(型號 Canon 450D)，而軟體主要是利用 MATLAB 程式語言所開發，再搭配相關既有的程式庫 OpenCV 與 Camera Calibration Tool Box 進行分析。測試的方式分別為利用精密定位儀進行零應變實驗(圖三與表一至二)以及預力鋼筋混凝土牆與同心斜撐的靜態反覆載重實驗。前者用以探討影像量測的位移精確度，後兩者則是影像量測於實尺寸大型結構實驗之應用。



(a) 左相機影像



(b) 右相機影像

圖三 零應變實驗相機拍攝影像

表一 零應變實驗位移量測結果

位移量 (mm)	x 向位移 (mm)				
	最大位移	最小位移	平均位移	絕對誤差	相對誤差
0.02	0.0214	0.0161	0.0199	0.0001	0.50%
0.32	0.3248	0.3120	0.3188	0.0012	0.38%
1.28	1.2790	1.2600	1.2691	0.0109	0.85%
2.56	2.5544	2.5367	2.5463	0.0137	0.54%
5.12	5.1259	5.1001	5.1133	0.0067	0.13%
位移量 (mm)	y 向位移 (mm)				
	最大位移	最小位移	平均位移	絕對誤差	相對誤差
0.02	0.0296	0.0177	0.0233	0.0033	16.55%
0.32	0.3278	0.3069	0.3187	0.0013	0.40%
1.28	1.2854	1.2650	1.2741	0.0059	0.46%
2.56	2.5766	2.5522	2.5623	0.0023	0.09%
5.12	5.1994	5.1700	5.1838	0.0638	1.25%

表二 零應變實驗x向位移差分所得之應變

位移(mm)	x 向位移	
	平均應變 ϵ_{xx}	平均應變 ϵ_{yy}
0.02	-6.1937×10^{-6}	-2.4930×10^{-5}
0.32	9.5504×10^{-6}	2.6242×10^{-5}
1.28	3.4454×10^{-5}	5.3549×10^{-5}
2.56	5.3986×10^{-5}	6.9756×10^{-5}
5.12	1.0914×10^{-4}	1.0061×10^{-4}
位移(mm)	y 向位移	
	平均應變 ϵ_{xx}	平均應變 ϵ_{yy}
0.02	-1.4186×10^{-5}	-1.6549×10^{-5}
0.32	-5.1797×10^{-5}	-3.6087×10^{-5}
1.28	-5.0911×10^{-5}	-2.2190×10^{-5}
2.56	-1.2157×10^{-5}	-5.1413×10^{-5}
5.12	-5.1600×10^{-5}	-1.2380×10^{-4}

圖三中雙相機所拍攝的影像為 4272×2848 像素，而左、右相機所得影像中待測物所佔的像素分別為 2892×948 與 2916×744 。待測物大小為 $15 \text{ cm} \times 4.3 \text{ cm}$ 。以此換算每個像素對應的絕對長度大約為 0.05 mm 。若無使用特殊的影像技巧，可推估本研究之三角定位精度可達 0.5 至 1 個像素。

預力鋼筋混凝土牆實驗

本例以後拉式預力鋼筋混凝土牆受靜態反覆載重作用[5]下的反應作為數位影像量測應用的測例(如圖四所示)，藉由數位影像量測的方式來量測混凝土牆表面在實驗過程中的應變變化。實驗試體為一個大尺寸後拉式預力鋼筋混凝土牆。試體南端的頂部以一組油壓千斤頂施以位移控制的反覆水平力量，藉此產生反覆且幅度一直加大的水平位移。數位影像的拍攝是採用四台市面上即可購得的數位單眼相機。左、右量測區域各採用兩台相機，從不同的角度拍攝以進行立體定位。量測之前，每一台相機均進行相機校正以取得其相機參數以及相機之間的相對座標轉換關係。實驗進行後則選擇在每個循環載重施加之後進行拍攝。圖五與圖六為載重施加各階段的影像分析後所得之應變場。更多更詳細的分析結果，可參閱文獻[6]或[7]。



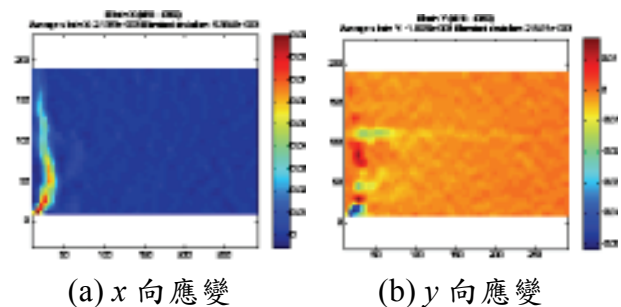
(a)RC 牆實驗示意圖 (b)量測區域(紅框所示)

圖四 後拉式預力鋼筋混凝土牆

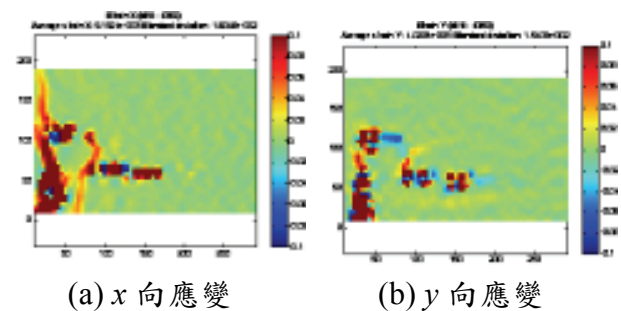
兩層樓同心斜撐構架實驗

本測試例為同心斜撐構架受靜態反覆載重，其中數位影像量測的部分是觀測斜撐接頭角板的變形狀況，藉數位影像來量

測角板的面外變形。實驗試體為兩層樓高之同心斜撐構架(圖七至八)。試體的頂部以一組油壓千斤頂施以位移控制的反覆水平力量，藉此產生反覆且幅度一直加大的水平位移。圖九(a)與(b)分別為載重施加前與施加後某階段的影像分析後所得之變形。分析的重點在於觀看角板面外的變形。三維位置變形圖中有一塊區域非常的雜亂，是因為相機觀測區域橫跨過直立的鋼板，並非此測試的觀測區域。利用影像量測的方法得以量測得此鋼板的面外變形場。



圖五 頂層位移為 91 mm



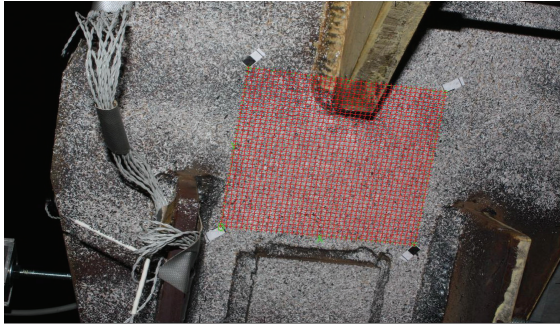
圖六 頂層位移為 182.8 mm



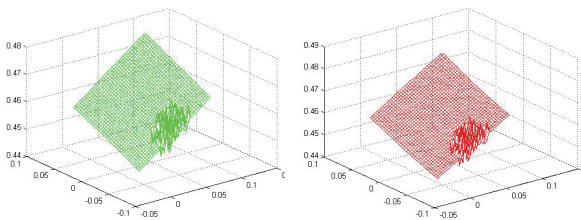
圖七 同心斜撐鋼構架與攝影配置

五、小結

本研究本年度採用的影像量測方法，不同於去年度開發的 ImPro Strain 軟體之方法。本年度的方法不侷限於平面應變，而可以量測物體在空間中的面外變形。



圖八 拍攝影像(紅格為量測網格，為拍攝後繪製)



圖九(a) 鋼板變形前 圖 10(b) 鋼板變形後

影像量測並非取代過去的量測方式，相較於傳統的位移計與應變計提供單點的量測資料，影像量測可提供另一種全域的量測方法。本研究自行建構出雙相機量測系統，其中包含硬體設備與對應的軟體分析程式，硬體方面可依使用者需求自行選擇兩台單眼數位相機，軟體方面則是自行利用 MATLAB 開發相關程式，並結合 Camera Calibration Tool Box 與 OpenCV 等函式庫，透過變形前、後的影像識別與分析，可計算出影像中待測物的位移場與應變場。

相較於其他現有雙相機影像量測系統，本文所開發之系統具有三項優點：一、本系統利用雙數位相機拍攝實驗影像之後，再進行後續數據的處理與分析，而非利用單相機不同時間點先、後拍攝的影像進行分析。二、本系統由於具備影像重建的功能，故雙相機之視角不需相同，且可用於兩不同型號之相機或兩相機與待測物不同距離拍攝之量測，不會因此而導致位移計算錯誤。三、本系統亦可適用於待測物表面為曲面的量測，並不侷限於平面待測物。

實例顯示影像量測在位移量測上可提供足夠的精確度，但在應變場的計算上仍還有改善的空間，同時也是亟待克服的問題。

題。理論上，網格切割的越細，待測物整體應變場的分佈就越清晰，有助於觀察裂縫生成與延伸；但當網格越細時，利用差分計算所需的位移就必須越精準。但因為位移量測的精確度有其上限，故網格密度也存在一個對應的上限。

預拉鋼筋混凝土牆與同心斜撐構架受循環載重作用實驗是典型影像量測實際應用的例子。由頂層位移峰值對應的混凝土牆應變分佈圖，可看出牆角應變歷時的變化與裂縫生成與發展過程，此時影像網格的密度會影響裂縫位置觀測的精確度。

參考文獻

1. Yang, Y. S., Huang, C. W., Chen, B. T., & Wu, C. L. (2008). "Image-based Surface Strain Field Measurement of a Post-Tensioned RC-Wall Cyclic Test," *Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11)*, Taipei, Taiwan, November, 2008.
2. Zienkiewicz, O. C. & Taylor, R. L. (2005). *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics 6 Ed.*, Elsevier, UK.
3. Intel Corp. "Open source computer vision library," Web page: <http://www.intel.com/research/mrl/research/opencv>
4. Bouguet, J. Y. (2007). "Camera calibration toolbox for MATLAB," Web page: http://www.vision.caltech.edu/bouguetj/cali_b_doc/index.html
5. Chen, P. C. "International Collaborative Test on Post-tensioned RC Shear Wall," *NCREE Newsletter*, 3(1), pp.6-9, 2008.
6. 陳北亭，楊元森，黃仲偉，吳俊霖 (2009). "雙相機影像量測系統於結構實驗之應用," 中華民國力學學會第三十三屆全國力學會議，國立聯合大學，苗栗，台灣，98 年 11 月 13-14 日
7. 陳北亭 (2009). "數位影像量測於結構實驗之應用," 碩士論文，中原大學土木工程系，中壢，台灣，民國 98 年。

向量式有限元分析方法 於鋼筋混凝土結構非線性行為之應用

王仲宇¹ 王仁佐² 張鈴菟³

摘要

本計劃主要是採用向量式有限元素法(vector form intrinsic finite element, VFIFE, V-5)，來模擬鋼筋混凝土結構之非線性行為，因此利用向量式有限元素法之平面固體元，來模擬混凝土受力之後的幾何非線性行為，以及利用向量式有限元素法之一維桁架桿件元來模擬鋼筋材受力之後的情形。結合上述元素即可構成鋼筋混凝土結構之數值模擬分析體系。在材料模型選擇中，混凝土採用非線性彈性模型，以 Darwin 和 Pecknold 之等效應變模型。鋼筋材料模型則採用雙折線彈塑性模型，並且鋼筋混凝土之間是以完全握裹接觸情況來進行模擬分析。為了證明本計畫所開發之鋼筋混凝土分析程式之精確性，分別比較無箍筋之鋼筋混凝土簡支梁以及含箍筋之鋼筋混凝土簡支梁之實驗。透過一系列數值算例和實驗結果比較結果可以得知，VFIFE 方法確實可以有效的模擬鋼筋混凝土結構之非線性行為。

關鍵詞:向量式有限元素法、鋼筋混凝土結構、幾何非線性、Darwin 和 Pecknold 模式。

一、前言

鋼筋混凝土結構物是目前使用最為廣泛的一種結構，近年來，隨著高強度混凝土材料。活性粉混凝土材料等等的廣泛應用，對於鋼筋混凝土結構的安全性、耐久性、和使用性的要求越來越高，若能詳細了解結構物受力之後之行為，便滿足安全又經濟的結構物的需求，而數值模擬分析方法是除了實驗之外，能夠提供預測鋼筋混凝土結構變形破壞之有效方法之一。

因此本計畫是採用向量式有限元素法來作為數值分析方法之基本理論，採用之元素為平面固體元，來模擬混凝土材料模型受力之後的行為，以及向量式有限元素法之一維桁架桿件元來模擬鋼筋材料模型受力之後的情形。

二、平面固體元之V-5基本理論

基本假設

在選擇時間點的總數和增量，或途徑單元時，作了以下的假設：

- 1.在途徑單元內，結構單元的變形很小。內力計算是小變形和大變位問題。
- 2.在途徑單元內，結構單元的幾何變化在內力計算中省略。

在選擇空間點的總數和配置，或結構單元的網格時，作了以下的假設：

- 1.結構單元的變形近似一個均勻變形。
- 2.單元內的位移用內插函數作近似計算。
- 3.單元網格滿足構件為連續體的物理條件。

運動解析的基本步驟

考慮一組連續體，它的形狀及運動可以用一組質點的運動軌跡以及在平面上的位置來描述。將時段 t_0 至 t 分割成 N 個適當的離散時段， $t_a \leq t \leq t_b$ 為一途徑單元。考慮一質量 m 為的任意質點的自由體，質點在時間為 t 時的運動方程式可以寫成：

¹ 中央大學土木工程學系 教授

² 國家地震工程研究中心 副研究員

³ 中央大學土木工程學系 研究生

$$m\ddot{\mathbf{d}} = \mathbf{P} + \sum_{i=1}^n \mathbf{p}_i - \sum_{i=1}^n \mathbf{f}_i, t_a \leq t \leq t_b \quad (1)$$

位移向量 $\mathbf{d}$ 為

$$\mathbf{d} = \mathbf{x}(t) - \mathbf{x}_a = \begin{cases} x(t) - x(t_a) \\ y(t) - y(t_a) \end{cases} \quad (2)$$

$\mathbf{x}_a$ 是質點在 t_a 時的位置向量。

取一任意三節點平面固體元，節點編號為(1, 2, 3)。由節點位置向量 $\mathbf{x}_\alpha(t)$ ， $\alpha = 1, 2, 3$ ，求節點變形是兩個步驟：

(1) 估算在 $t-t_a$ 時段內平面元的剛體平移和轉動。

(2) 以逆向運動計算變形位移向量。即可得到剛體位移和變形向量。

接著定義一組變形座標 $(\hat{x}, \hat{y})$ ，並將傳統有限元分析之內插函數簡化，簡化後，稱為變形函數(deformation function)：

$$\hat{u} = N_2 \hat{u}_2 + N_3 \hat{u}_3 \quad (3)$$

$$\hat{v} = N_3 \hat{v}_3 \quad (4)$$

式中

$$N_i = \frac{1}{\alpha_1} (\beta_i \hat{x} + \gamma_i \hat{y}), \quad i = 2, 3 \quad (5)$$

有了變形函數，可以直接用彈性力學理論推導平面元的應變和應力函數：

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{D}_f \hat{\mathbf{u}} = \mathbf{B} \hat{\mathbf{u}}_n^* \quad (6)$$

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}_a \mathbf{B} \hat{\mathbf{u}}_n^* \quad (7)$$

令固體元的變形虛功與節點內力產生的變形虛功相等，得到等效內力：

$$\hat{\mathbf{f}}_a^* = d_a \int_{A_a} \mathbf{B}^T \hat{\boldsymbol{\sigma}}_a dA_a \quad (8)$$

節點內力計算完成之後，接著進行節點外力。構件點質量及點控制方程式計算。

三、混凝土材料模型

正交異性之混凝土材料模型

Drawin 和 Pecknold 之模型是建立在主軸方向上，並且假設主應力軸與主應變軸相同。根據能量守衡以及令柏松比沒有方向性，可得混凝土材料正向應力-正向應變之增量關係：

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$$

$$= \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu \sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ \nu \sqrt{E_1 E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

其中 E_1 、 E_2 和 ν 是應力相依之材料參數， G 為剪力模數， γ_{12} 為工程剪應變($=\alpha\varepsilon_{12}$)；材料軸與主應力軸(1-2)相同。

假設剪切模數 G 沒有方向性，可求得：

$$(1-\nu^2)G = \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \quad (10)$$

在此假設主應力軸與主應變軸相同。

等效單軸應變分析模型之基本理念

Drawin 和 Pecknold 提出等效單軸應力-應變關係曲線。此觀念是找出等效單軸應變使其符合混凝土之強度準則及符合真實多軸載重下之應力應變關係，因此定義等效單軸應變增量和雙軸應變增量之間的關係公式(11)，將Poisson's效應移到應變項。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{1u} \\ d\varepsilon_{2u} \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

其中

$$d\varepsilon_{1u} = \frac{1}{1-\nu^2} (d\varepsilon_1 + \nu\sqrt{E_2/E_1} d\varepsilon_2) \quad (12)$$

$$d\varepsilon_{2u} = \frac{1}{1-\nu^2} (\nu\sqrt{E_1/E_2} d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2) \quad (13)$$

單向加載之等效單軸應力-應變曲線

本文採用 Saenz 提出以下之公式來描述混凝土材料受壓應力作用下之行為(如圖1所示)：

$$\sigma_i = \frac{E_0 \varepsilon_{iu}}{1 + \left(\frac{E_0}{E_s} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon_{iu}}{\varepsilon_{ic}} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{iu}}{\varepsilon_{ic}} \right)^2} \quad (14)$$

$$E_i = d\sigma_i / d\varepsilon_{iu} \quad (15)$$

其中 E_0 為初始切線彈性模數， σ_{ic} 為最大壓應力， ε_{ic} 為最大壓應力所對應之壓應變。

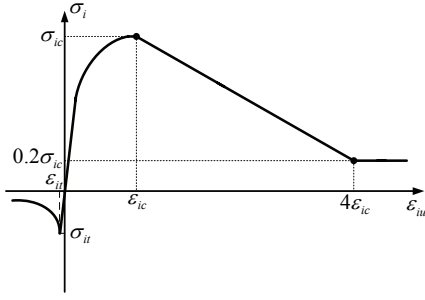


圖1 等效單軸應力-應變曲線

(a) σ_{ic} 、 σ_{it} 之取值

在求取 σ_{ic} 、 σ_{it} 時是根據雙軸強度包絡綫求得。此雙軸強度包絡綫分為四個區域，不同之 $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2$ 值則對應出不同之 σ_{ic} 、 σ_{it} ($i = 1, 2$)，如圖2，使用由Kupfer和Gerstle 所提出近似雙軸強度包絡綫之公式。

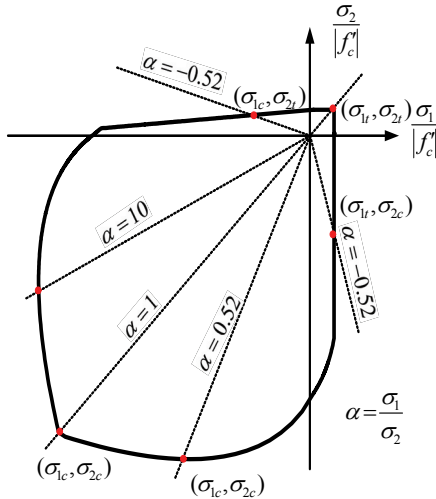


圖2 雙軸強度包絡綫

壓-壓區之公式：

$$\sigma_{2c} = \frac{(1+3.65\alpha)}{(1+\alpha)^2} f'_c, \quad \sigma_{1c} = \alpha \sigma_{2c} \quad (16)$$

壓-拉區之公式

$$\sigma_{1t} = (1-0.8 \frac{\sigma_2}{f'_c}) f'_t, \quad \sigma_{2c} = \frac{(1+3.28\alpha)}{(1+\alpha)^2} f'_c \quad (17)$$

拉-拉區之公式

$$\sigma_{1t} = f'_t, \quad \sigma_{2t} = f'_t \quad (18)$$

(b) ε_{ic} 之取值

當 $|\sigma_{ic}| \geq |f'_c|$

$$\varepsilon_{ic} = \varepsilon_p \left[3 \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right) - 2 \right] \quad (19)$$

當 $|\sigma_{ic}| < |f'_c|$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ic} = & \varepsilon_{cu} \left(-1.6 \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right)^3 \right) + \varepsilon_{cu} \left(2.25 \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right)^2 \right) \\ & + \varepsilon_{cu} \left(0.35 \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right) \right) \end{aligned} \quad (20)$$

其中 ε_{cu} 真實單軸曲線下峰值應力所對應之應變。

(c) 柏松比 ν 之取值

$$\nu = 0.2 \quad (21)$$

式(21)適用於壓-壓區及拉-拉區

$$\nu = 0.2 + 0.6 \left(\frac{\sigma_2}{f'_c} \right)^4 + 0.4 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1t}} \right)^4 \quad (22)$$

$$\nu \leq 0.99$$

式(22)適用於單軸壓力及拉-壓區。

四、鋼筋材料模型

本計畫採用一維桁架單元來模擬鋼筋的受力行為，一維桁架單元指的是只能承受軸力，而不能承受彎矩及剪力之桿件。鋼筋混凝土之握裹滑移效應採用完全握裹的方式，將其反應於鋼筋之應力-應變關係中呈現，本文採用以下公式之應力-應變關係來描述鋼筋受完全握裹於單向加載下之行為，此模型為模擬握裹滑移之線彈性及線性應變軟化之雙折線模型，如圖3所示。

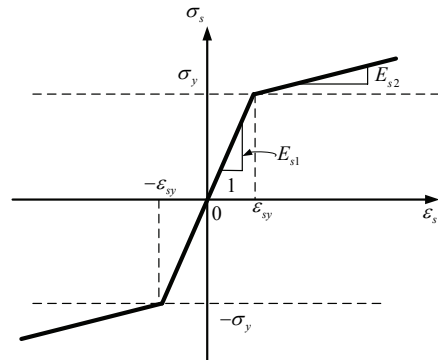


圖3 鋼筋之應力-應變關係

鋼筋材料受拉應力作用下之行為：

$$\text{當 } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}, \text{ 取 } E_s = E_{s1} = E_{s0}$$

$$\text{當 } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy}, \text{ 取 } E_s = E_{s2} = 0.01E_{s0}$$

其中 E_{s0} 為鋼筋初始彈性模數， ε_{sy} 為鋼筋降伏強度所對應之應變， $\varepsilon_{sy} = \sigma_y / E_{s0}$ 。

鋼筋材料受壓應力作用下之行為：

當 $\varepsilon_s \geq -\varepsilon_{sy}$ ，取 $E_s = E_{s1} = E_{s0}$

當 $\varepsilon_s < -\varepsilon_{sy}$ ，取 $E_s = E_{s2} = 0.01E_{s0}$

五、數值算例驗證

無箍筋RC材料模型簡支梁模擬

本算例將 V-5 與 Burns 和 Siess 之實驗結果以及 Barzegar 和 Schnobrich 數值模擬結果之力與位移曲線比較結果如圖4所示。混凝土抗壓強度：

$$f'_c = -4.82 \text{ ksi}$$

單軸應力峰值對應的應力：

$$\varepsilon_{cu} = -0.0022 \text{ in/in.}$$

混凝土抗拉強度： $f'_t = 0.482 \text{ ksi}$

混凝土彈性模數： $E_c = 3800 \text{ ksi}$

混凝土柏松比： $\nu = 0.2$

混凝土質量密度： $\rho = 150 \text{ lb/ft}^3$

鋼筋比： $\rho = 0.99\%$

鋼筋彈性模數： $E_s = 29500 \text{ ksi}$

鋼筋降伏應力： $f_y = 44.9 \text{ ksi}$

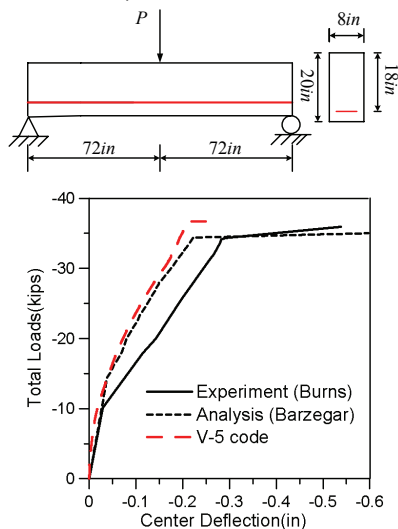


圖4 無箍筋鋼筋混凝土簡支梁力與位移比較圖

含箍筋RC材料模型簡支梁模擬

本算例將 VFIFE 與 Bresler 和 Scordelis 實驗以及 Kwak 和 Filippou 數值模擬結果之力與位移曲線比較結果如圖5所示。

混凝土抗壓強度： $f'_c = -3.49 \text{ ksi}$

單軸應力峰值所對應的應力：

$$\varepsilon_{cu} = -0.0022 \text{ in/in.}$$

混凝土抗拉強度： $f'_t = 0.349 \text{ ksi}$

混凝土彈性模數： $E_c = 3367 \text{ ksi}$

混凝土柏松比： $\nu = 0.2$

混凝土質量密度： $\rho = 150 \text{ lb/ft}^3$

鋼筋比： $\rho = 1.53\%$

#9: 鋼筋彈性模數： $E_s = 31600 \text{ ksi}$

鋼筋降伏應力： $f_y = 80.5 \text{ ksi}$

#4: 鋼筋彈性模數： $E_s = 29200 \text{ ksi}$

鋼筋降伏應力： $f_y = 50.1 \text{ ksi}$

#2: 鋼筋彈性模數： $E_s = 27500 \text{ ksi}$

鋼筋降伏應力： $f_y = 47.2 \text{ ksi}$

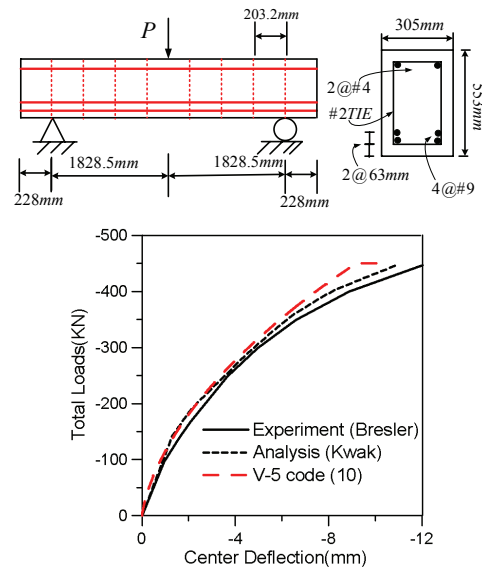


圖5 含箍筋鋼筋混凝土簡支梁力與位移比較圖

六、結論

本計畫中對於鋼筋混凝土簡支梁模擬中，在混凝土簡之梁未開裂前有不錯的模擬結果，但是在微開裂之後，結果與實驗之結果有所差距，會造成這種狀況可能除了因為用三節點之固體元來模擬之外，也可能是因為在鋼筋材料模型與混凝土材料模型之間的握裹滑移效應，是以完全握裹來模擬，當混凝土開裂之後，鋼筋材料模型不會因為混凝土開裂而減低鋼筋對簡支梁之作用力，因此造成結構強度比實驗來的高。

NCREE 資訊及知識服務之建置與應用(II)

周光武¹ 涂文祥¹ 林峻毅² 謝尚賢³ 林顯堂⁴

摘要

為管理及推廣國家地震工程研究中心多年來累積的知識及經驗，本計劃著手相關知識管理技術之研發和資訊服務系統之建置與擴充。在前年度建立的基礎上，本（98）年度著手開發地震工程知識檢索系統，以作為中心研究成果之推廣工具。再者，實驗資訊整合管理系統之建立則提供從實驗申請到完成期間完善的實驗資料及實驗相關資訊之管理與應用服務。在對內資訊服務的建置上，本計劃架設一協同工作平台，幫助中心同仁共同管理重要文件並同時落實中心資訊安全政策之要求。

關鍵詞：檢索系統、知識本體、實驗資料與流程管理、線上實驗申請、協同工作平台

一、前言

國家地震工程研究中心（簡稱 NCREE）自成立以來，在大型結構實驗、實驗技術的創新、地震工程學術研究、結構耐震設計與補強相關研究、以及地震災害模擬等方面，已累積許多研究成果。如能藉由有效地管理及呈現研究成果來推廣地震工程知識，NCREE 所創造與累積的知識將可獲得更廣泛的應用來解決地震工程問題。因此，如何管理 NCREE 的知識產出和促進知識的應用是本計劃的重點。延續過去幾年在這方面的努力，本（98）年度的重要工作項目之一即為知識推廣工具—地震工程知識檢索系統之開發。此外，考慮地震工程實驗所利用和所產出的資料實為 NCREE 可重覆應用之重要知識資產，本計劃已於 96 年度建置線上實驗申請系統和 NCREE 實驗資料管理系統來管理中心實驗產出及相關資訊[1]。97 年更加入實驗流程管理系統[2]。本（98）年度則進一步將之整合成實驗資訊整合管理系統，以提供更完善的服務於整個實驗歷程—從申請到完成。最後，為提升 NCREE 同仁工作效率

進而幫助地震工程研究相關工作之推動，本計劃架設協同工作平台，幫助同仁共同管理重要文件，並同時落實 NCREE 資訊安全政策之要求。

二、地震工程知識檢索系統之研發

本計劃與台大土木系合作研發地震工程知識檢索系統 OntoPassage。該系統基於 97 年研發之地震工程知識本體 (ontology)，提供有別於一般性檢索系統(如 Google)之專業領域知識搜尋服務。如圖一所示，OntoPassage 提供用戶傳統檢索情境及概念式檢索情境。後者為本計劃的研究重點，目前已初步證實具備較傳統檢索方法準確之知識搜尋能力[3]。



圖一 OntoPassage 檢索系統首頁

以關鍵字 Base Isolation 查詢來說明，

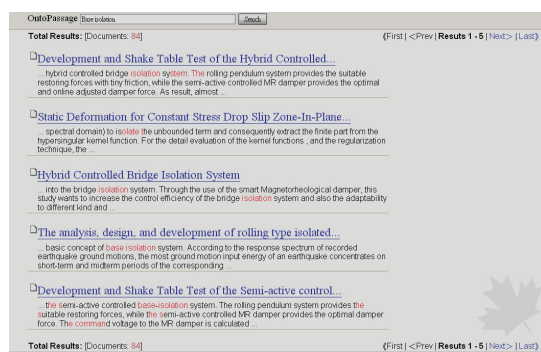
¹ 國家地震工程研究中心副技術師

² 國家地震工程研究中心助理技術師

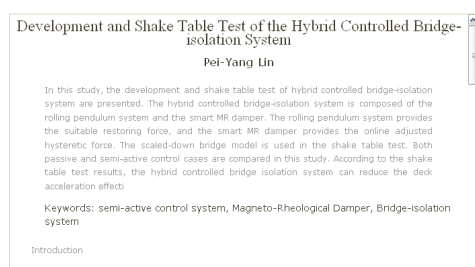
³ 國家地震工程研究中心資訊技術組組長；國立台灣大學土木工程學系教授

⁴ 國立台灣大學土木工程學博士

當用戶選擇傳統檢索情境(即選擇 Display Documents 按鈕)後,系統共找到 84 篇符合的文件,並於搜尋結果第一頁中顯示相似度最高的五篇文章(如圖二)。使用者選擇第一篇搜尋結果,進入文件檢視頁面可以瀏覽該文章的全文內容(如圖三),而使用者需自行找尋符合的段落。



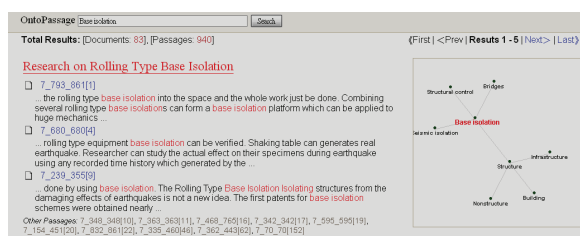
圖二 搜尋結果頁面[傳統檢索情境]



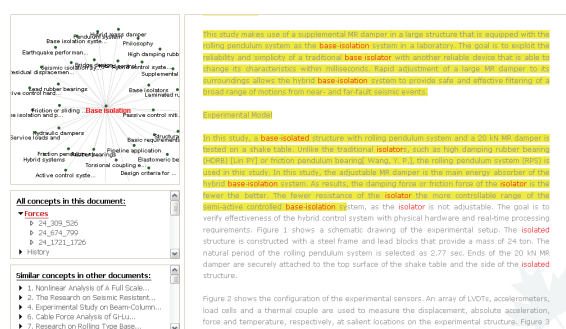
圖三 文件內容瀏覽[傳統檢索情境]

當用戶選擇概念式檢索情境(即選擇 Display Passages 按鈕)進行 Base Isolation 關鍵字查詢時,系統則找到 83 篇符合的文件。由於在此情境下,系統的搜尋目標不是文件,而是依查詢字詞以及從地震工程知識本體[2]抽出與查詢相關的概念進行文件切割所得之文件子集合,本計劃命其名為段落(passage)。以此實際找到的段落數量則高達 940 筆。接著,系統於搜尋結果第一頁顯示相似度最高的五篇文章。每一篇文章下方列出排名最高的三個段落內容,段落名稱後方的中括號代表段落的實際排名(如圖四)。而右方的樹狀/網狀結構,則將該篇文章的主題概念分布狀況以圖形方式呈現。使用者可選擇符合需求之文件進入瀏覽,系統自動將該段落於全文中標示(如圖五)。左上方為構成該文件主題的樹狀/網狀圖示,有助於使用者迅速理解該文件的編排。左側第二欄則列出該文件的所有

主題及其對應的段落位置,使用者可於此切換其所關注的主題,全文中所標註的內容亦會隨著主題變更而改變。左下方則列出「該主題亦曾出現於其他文件的那些段落」的資訊,提供使用者跨文件的瀏覽功能。



圖四 搜尋結果頁面[概念式檢索情境]

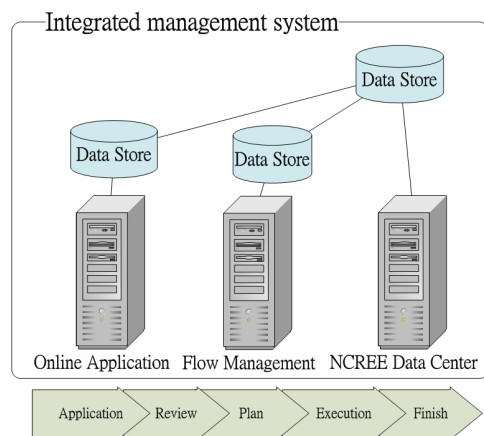


圖五 文件內容瀏覽[概念式檢索情境]

三、NCREE 實驗資訊管理

NCREE 實驗資訊保存與管理的發展從 96 年起開始提供單一管理介面與集中儲存環境的實驗資料管理系統(NCREE Data Center),到 97 年的線上實驗申請系統與流程管理系統,已漸漸勾勒出實驗資訊保存與管理的架構。為進一步落實實驗資訊管理並減少研究人員在實驗資訊保存與管理的過程中所花費的人力與資源,自今(98)年開始推行實驗資訊整合管理,期望透過制度的建立與系統整合 E 化的導入,讓使用者可以了解並熟悉實驗資訊管理的精神與運作,同時亦導入生命周期概念於實驗資訊管理,明確定義在不同實驗階段內所應負責的資訊管理內容。整個生命周期共分 5 個階段,從申請、審核、規畫、執行至完成階段。申請與審核階段主要為了 E 化與管理工作,而規畫、執行至完成階段的主要工作為實驗資料之收集。

由於使用者需求尚未十分明確，系統開發乃採用雛型開發模式(Prototyping)來因應開發需求之變動。並同時配合實驗資訊管理生命周期之概念，將周期之 5 階段分別實現於實驗室線上申請、實驗流程管理與實驗資料管理系統中。此三系統在既定周期階段前後及資料傳遞關係的要求下，銜接成為實驗資訊整合管理系統。其前端由線上申請系統負責申請與審核。後端由流程管理系統負責規畫、執行與完成階段，如圖六所示，而各階段所取得的資料則自動轉換為相容於實驗資料管理系統上所定義的資料保存架構(NCREE Data Model)。如此一來，使用者只需透過該系統進行實驗申請與相關流程作業，各項實驗資料就會同時保存至符合 NCREE 資料保存架構的實驗資料管理系統中。



圖六 實驗資訊整合管理系統

由於 NCREE 實驗室既有之實驗作業為發展線上實驗申請與流程管理系統之重要參考依據，如何有效地取得需求並適當地釐清人機介面成為需求分析階段的挑戰。此外，除了現有之實驗流程作業外，尚需考量將實驗資訊管理導入現有作業時可能面臨的問題。例如在現有之流程作業中比較沒有明確地界定管理生命周期中的規畫、執行與完成階段，而研究人員與技術人員間的實驗資料交換也尚無嚴謹的規定。這些相關議題與處理方式皆為持續研議的重點。

實驗資料整合管理系統的雛型已於 98 年中上線供使用者測試，期望透過使用者

的回饋意見與使用經驗，逐步建立明確之需求，用以改善系統之不足。另一方面為確保系統之可用性(Availability)，亦制定系統災難回復計畫(Disaster recovery plan)，內含系統、檔案結構與資料庫的備份與回復機制，以縮短災難發生時系統所需的回復時間。

四、NCREE 網頁資訊服務

文件管理在 NCREE 導入的資訊安全管理制度當中，屬於非常重要的環節。然而，這是一項繁瑣的工作，尤其在文件修訂改版、簽核發行作業上，往往耗費列印資源，如果能夠有好的工具來協助，才容易做得完善又環保。

典型的文件管理動作與檔案管理人員經常遭遇到的問題如表一所列。為了使文件管理工作本身不至於成為資訊安全管理制度的包袱，本計畫便開始思考文件管理的基本需求為何(詳見表二)以及需要具備什麼樣特性才會是一個比較理想的文件管理方案(詳見表三)。此外，我們需要在最短的時間內，將這樣的文件管理系統建立完成。

本計畫今(98)年完成建置具備文件管理功能的協同工作平台。它是一套建構在既有的網路基礎設施上的服務系統，充分利用現有資源，以更有效率、更易於操作的作業流程提供服務。由於這是一套功能相當完整的作業平台，其後端管理介面、前端使用者介面都經過詳細設計，因此同仁們只需熟悉其操作介面，便可在有限時間內，獲得一個符合需求之文件管理解決方案。如圖七所示，在原有之工作平台上建立一個文件庫(document library)，並取名為文件中心，這樣即可透過協同工作平台強大的功能，進行文件管理的動作。

使用本文件管理系統，資訊安全管理小組也可以方便地配合資訊安全政策來管理文件。若有小組成員修改文件，其修改軌跡與紀錄都很容易追蹤，且系統會自動寄發通知給相關小組成員。此外，系統內建的檔案鎖定功能，可以幫助小組成員協

同作業，而不至於發生同時覆寫同一檔案的問題。版本控制也是重要需求之一，某份文件在正式出版前，都會歷經數個次要版次的修改，當中的版本管理工作，也都由此系統自動處理。

表一 典型文件管理動作與常見問題

文件管理動作	常見問題
新增檔案	檔案會被儲存在何處？ 該取什麼檔名才適合？
更新檔案	該如何找到想要更新的檔案？ 更新時，要如何才能避免覆蓋原有檔案？ 如何提供多人共管的機制？
開啟檔案	如何確定這是我要的版本？ 該如何與最近對檔案執行更新動作的編輯者聯繫？
刪除檔案	萬一誤刪檔案時該怎麼辦？ 刪除某檔案後，要如何確定沒有其他副本存在？

表二 文件管理之基本需求

1	具有組織、排序、搜尋的功能。
2	檔案儲存結構要易於維護。
3	具有描述檔案內容的欄位。
4	具有自動檔案命名的功能。
5	具有檔案變更歷史追蹤的功能。
6	具有檔案監控功能，在某些事件發生時，能夠自動發出通知。
7	多人協同作業時，具有檔案鎖定功能。

表三 理想文件管理系統之特性

1	可儲存任何檔案類型。
2	內建檔案變更歷史追蹤功能。
3	內建檔案鎖定功能。
4	檔案變更時自動發送通知。
5	可自訂檔案管理政策與規則。
6	內建檔案還原機制。
7	良好的權限設計。
8	可自訂檔案檢視方式。

五、結論與展望

本計劃之地震工程知識檢索系統基於上年度研發之地震工程知識本體，提供使

用者優於傳統檢索之概念式檢索方式，預期將可幫助中心推廣研究成果。未來除了系統功能及使用者介面之持續改進外，仍需落實系統資料庫內含知識文件及概念式檢索所需地震工程知識本體內容之充實。實驗資訊整合管理離型系統已成功整合線上實驗申請、實驗流程管理及實驗資料管理三個系統來實現實驗資訊生命週期管理之需求。然而未來仍需持續改進系統功能以完成系統的導入工作。最後，本計劃架設之協同工作平台已能確實協助中心同仁做好文件管理工作。在文件修訂、簽核發行工作流程 E 化的幫助下，可避免文件往返間所需之列印工作。除了可提升中心同仁工作效率之外，對環保亦應有相當程度的助益。



圖七 在既有之協同工作平台上建立新文件庫

參考文獻

- [1] 周光武、林峻毅、涂文祥、謝尚賢、林顯堂(2008)。NCREE 資訊管理工具之研發與應用，96 年度研究成果報告，財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，125-128 頁。
- [2] 周光武、涂文祥、林峻毅、謝尚賢、林顯堂(2009)。NCREE 資訊及知識服務之建置與應用，97 年度研究成果報告，財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，153-156 頁。
- [3] 林顯堂(2009)。以知識本體為基礎之特定領域文件段落擷取方法及應用，博士論文，國立臺灣大學土木工程學系，113-115 頁。

老舊橋梁地震與洪水沖刷多重災害無線監測 網路應用系統現地試驗研究

林詠彬¹ 張國鎮² 翁士晟³ 李路生⁴ 彭信文⁵

摘要

台灣的橋梁為數眾多，颱風洪水沖刷對現存橋梁之災害防制非常急迫與重要，因此，以無線監測網路應用於橋梁多重災害監測，確保橋梁於颱風豪雨洪水侵襲中仍能確保其功能性，減少橋梁倒塌災害發生，並儘早發出危險訊號示警，提供交通養護管理單位工程人員儘速採取適當措施應變，減低災害發生。本研究以智慧型無線感測網路，光纖沖刷檢測系統、微積電壓力感測器、無線網路沖刷磚、無線網路飄浮磚四種沖刷監測設備，安裝於現地橋梁，以便作為颱風期間河川水位與即時沖刷深度之即時監測，相關資料將可建立橋梁安全沖刷評估標準作業流程與警戒值之參考，此外並整合加速度計、沉陷計、水位計、流速計等，進行橋梁全方位監測，並回饋資料供學界、業界、政府機關做應用與決策依據。

關鍵詞：無線監測網路、沖刷監測、橋梁安全預警

一、前言

國內大小橋梁約有兩萬座，其中由交通部高速公路局及公路總局管理的公路橋梁有一萬零五百九十座，其餘近一萬座橋梁，受限於地方政府無充足預算，相當缺乏管理、維修及相關資訊，對於民眾生命財產安全構成威脅，除維修、管理問題，台灣地區老舊橋梁尚且面臨沖刷、超載、老化、劣化等問題。而且隨時間的增加，工程技術再好、安全係數再高的橋梁都有老化、劣化的發生，再加上車流超載、沖刷與地震之作用，更必須加強其安全監測與維修才能保障安全。因此，為維護老舊橋梁之安全，防止台灣地區橋梁因為劣化、河川沖刷、重車超載、地震與其他外力之作用，尤其是關於老舊橋梁的使用狀況，安全評估與診斷等，迫切需要一套可靠度良好的監測預警系統，以便進行長期之監測與分析。

二、河川橋梁沖刷監測

橋梁系統之長期安全監測及預警系統，是否具有可靠度與穩定性，涉及下列問題包括：（1）監測系統之選擇；（2）監測項目或種類；（3）監測預警基準之研究與探討；（4）感測器之安裝方式與校正維護；（5）量測得之物理量應如何詮釋。有鑑於此，為維護公路橋梁使用期間仍保有長期安全與耐久性，尤其是老舊橋梁於改建期間或拆除之前的沖刷與地震安全，以便確保運輸系統於颱風洪水沖刷與地震災害之通暢，本研究乃規劃進行無線網路監測技術於橋梁沖刷與地震多重災害之防減災研究應用研究，主要目的在於藉由現地安裝相關監測網路系統，以便驗證實驗室研發之系統，建立橋梁系統之安全長期監測系統。

無線網路系統之趨勢為在單一矽晶片上擁有感測、辨識、計算功能之微處理器與無線通訊，不同的感測單元可以透過不

¹ 國家地震工程研究中心研究員

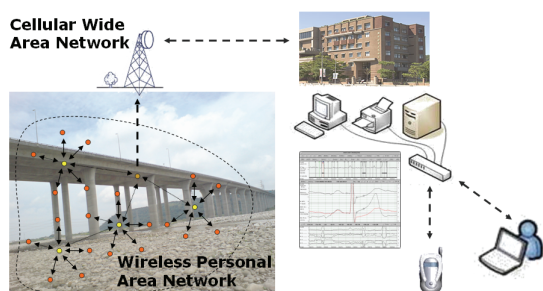
² 國家地震工程研究中心主任

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副技術師

⁵ 國家地震工程研究中心研究助理

同的訊號傳輸構架相互連結。當此一系統安裝於橋梁時，平常除可以長期監測橋梁的安全及健康診斷之外，當地震發生導致災區橋梁斷落時，此一無線傳輸感測系統可以即時發出橋梁是否崩落倒塌狀況，並即時和地震災時搶救系統及維生系統連結，即時顯示災區之救災與維生路線，以供防救災單位進行資源管理與救災工作之推行。此一技術更適合作為颱風期間水位即時監測網路，透過相關微機電感測器之研發設計與測試，配合無線監測網路技術之發展，可將相關災害減低到最小，並提供政府相關主管機關作為緊急應變之決策依據，無線監測網路示意圖如圖一所示，於現地所量測的資料透過網路傳回監控中心，經過分析評估立即將資料回報給相關人員。



圖一 智慧型監測網路示意圖

三、沖刷監測系統

1. 光纖光柵感測器

基於光纖感測技術越趨成熟，光纖感測器的應用更加多樣化，基於其下列優勢：1.體積小、重量輕、柔軟性高 2.不受電磁及輻射干擾 3.低傳輸損失 4.高靈敏度 5.長期使用之準確度、穩定性與可靠度 6.抵抗惡劣環境能力佳及遠端傳輸 7.具有極大的頻寬 8.可多工性質，已成功驗證藉此光纖感測器可即時監測沖刷深度及水位面之變化，若配合適當之保護措施，可有效應用於現地試驗，進行長期監測作業。光纖光柵感測器提供多工及直接即時量測的功能，此外，光纖感測器適用於惡劣的環境，故光纖沖刷計可即時監測河床沖刷狀態，訊號可透過光纖網路傳回監測中心，若達沖刷預警深度值則提供預警採取

適當應變措施。

2. 微積電壓力感測器

利用 MEMS 製程的壓力感測器若置於水中可量測流水水位高度變化的資訊，若埋設於河川中，壓力訊號包含靜態水壓、流水動態水壓以及淤積河砂所施加的土壓力，因為感測器埋於土壤內不受動態水壓力影響，因此，經由外部附屬的即時水位高程水壓力（FL sensor），可藉由側向土壓力即時得知淤積深度。因而河砂淤積歷程以及淤積高度可由感測器所量測到的訊號反應來判讀獲得資訊。

3. 無線網路沖刷磚

無線網路沖刷磚使用微積電製程感測元件，其體積小且成本低，^{經基本加工製成磚塊}，當磚塊被沖出，^{微感測元件能}量測到水流對此產生的振動訊號，訊號傳出後透過無線感測網路回到監控中心。

4. 無線網路飄浮磚

無線網路飄浮磚是本研究改良後之 RF 元件，具無線電發射功能之小型訊號器，將該無線網路飄浮磚事先埋於橋址處附近。在靜止狀態時不會發出信號，表示該位置尚未受洪水沖刷，但經河水沖刷浮出後，內建機械裝置將觸動體內發報系統，送出無線電封包訊號，由接受器接收後予以解碼、傳輸，進而辨識出河床之沖刷深度。其監測方法兼具成本經濟和簡便之優點，該儀器設備設置於河床時，於洪水來襲之時，能測知洪峰通過時之河床各斷面之沖刷深度，但只能使用一次，屬於拋棄型沖刷監測系統，本研究將利用 MEMS/NEMS 壓電元件技術設計此一無線網路飄浮磚，並同步設置並固定於其他三種沖刷樁附近，以便同時量測沖刷與洄淤情形。

四、橋梁多重監測系統

對於橋梁安全而言，包含其上部、下部、基礎等等，若要全方面監測，整合性的系統勢在必行，且台灣橋梁以多跨橋梁為大多數，若需對全橋進行分析與評估勢

必為浩大工程，不但不經濟也曠日費時，對此，全面性的研究整合便可有效降低且也達成沖刷監測的目地，因此監測前需進行選址，針對橋梁較具有沖刷潛勢的橋墩進行監測，此處於颱風時期沖刷最為劇烈，且最早發生不穩定之區域，在此以河川斷面量測資料，進行水理分析，以對橋梁中較具代表性的橋墩進行安裝監測系統。

此外針對全橋安全，選定於橋柱頂、柱中、柱底安裝三組雙向加速度計，藉此，可了解當橋體受沖刷、地震、車載等外力作用下，橋柱不同的震動模態與其反應，於橋面板架設雙向加速度計與雙向傾斜計，了解橋面當下部外力傳至上部後的反應，透過下部加速度比對，可識別出橋梁本身的特性，轉換至頻率域後的長期監測，對橋梁本身的健康狀況提供了相當大的研究資料庫，其老化與使用年限的變化，透過此處得到一可解析的平台，供相關工程、學術界、業界的參考；橋面板上的傾斜計並能監控橋墩的變位，沖刷造成不穩定後的最後把關，也為地震後的健康診斷提供第一線的可靠比對。

為驗證橋梁於颱風期間，水位的變化、沖刷造成的河床變動，不同橋墩間的相對沉陷，並同時設有沉陷計與橋梁上，對於橋梁分析與比對，提供了相互驗證的工具。

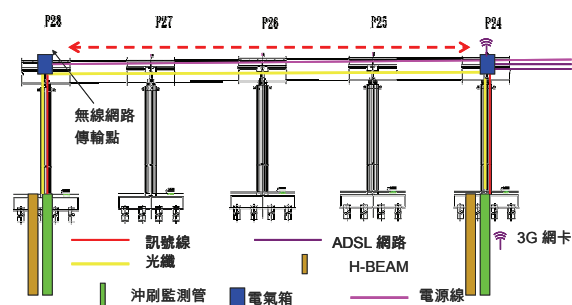
在流域分析，水工試驗等水理評估與分析，透過安裝於橋面上的流速計，兩種不同機構的水位計，也提供分析與實際情況之比對與驗證，相較於水工模型的試驗，將實驗推廣並應用與實務上，提供充足的經驗與測試。

而於沖刷監測的部份，一直為各界所關心的重點，也為學術、業界、工程界等不同的領域同時開發並進行研究測試之目標，有效的即時監控同時佐橋梁基本參數分析，合併可得更多有效之評估，於橋梁確實發生危害前，盡早發出警訊，針對此部份，本研究提供四種不同的監測方法，相互驗證與比較，盼能由此得到可信且確

實之沖刷監測結果。

綜觀上述所有感測器，為整合系統同時監測，本研究選用微積電製程等高科技設備，需透過資料擷取系統進行監控，對此，實因不同橋墩的間距相當大，以傳統有線的監測設備而言，其所遭遇的外在干擾，傳輸訊號線的電子阻抗等相關問題，幾乎無法在此條件下進行監控，或是需耗費相當大的成本，才能達到穩定且可靠的量測，在此嚴苛的外在環境，無線感測網路系統便提供了一個可行的解決辦法，同時進行即時的監控，另外本研究也採用光纖光柵感測器，其大大克服所有電子式的感測設備在使用上會遭遇的困難點，傳輸距離也幾乎不受此限制。

網路系統示意圖如圖二所示，橋墩編號 P28 監測管與其它感測器將數據傳輸至無線網路感測器後，透過 ZigBee 無線網路，將數據傳輸至 P24 墩，再將感測資料透過 ADSL 將數據傳回監測中心，其中路由器加裝 3G 網卡做資料傳輸備援，當有線網路出現問題時，能提供一備案之傳輸系統，使該監測設備於颱風期間有更加可靠之傳輸系統。至於光纖光柵感測器之光譜分析儀設製於 P24 墩，P28 墩之光纖透過兩墩間佈設光纖可直接將訊號傳至 P24 墩。另外國道一號與國道三號皆有安裝不斷電系統，當天災發生，若發生停電等災害時，尚有備援電力提供訊號續繼傳輸用，另一方面也可同時穩定所輸入的電力。

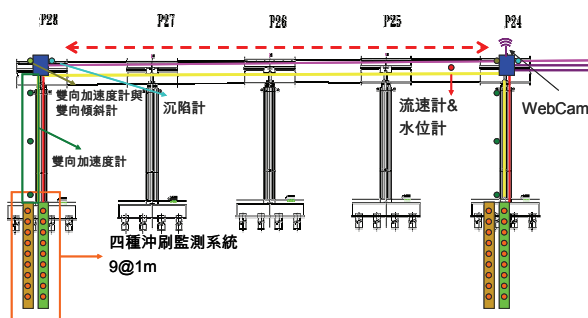


圖二 網路系統示意圖

監測系統示意圖如圖三所示，每座橋墩各埋設長 15 米監測系統共兩組，含沖刷監測管及 H-Beam 系統。沖刷監測管以微

積電壓力感測器及光纖光柵感測器為主，H-Beam 則以無線網路沖刷磚及無線網路飄浮磚為主，總共四種感測機制。其配置情況為每公尺裝設一感測器，最下端的六公尺以水泥固定。

此外，在 P24 及 P28 橋墩上中下三處也有安裝雙軸加速度計，橋面上亦有安裝雙軸加速度計及傾斜計，兩橋墩另裝有沉陷計、流速計及水位計。



圖三 監測系統示意圖

五、結論與展望

颱風洪水沖刷對橋梁之災害防制非常急迫與重要，因此，如何確保橋梁於地震、颱風、豪雨、洪水侵襲中仍能確保其功能性，減少橋梁倒塌災害發生，並儘早發出橋梁危險訊號示警與橋梁危險即時警報，提供交通養護管理單位工程人員儘速採取適當措施應變，減低災害發生及防止二次災害發生，有賴於多重災害無線監測的開發研究與驗證，與其相關監測資料的判讀，分析橋梁的穩定性，評估橋梁安全。對於本研究提及四種即時沖刷監測系統，包括光纖沖刷感測系統、微機電壓力無線感測網路系統與無線沖刷磚、無線飄浮磚等，以便互為印證即時沖刷深度量測資料，並同時比對同步整合於無線網路系統之水位高程、傾斜計與加速度計，以便作為颱風期間河川水位與即時沖刷深度之即時監測，以確認相關橋梁沖刷檢、監測技術之適用性，且未來可藉由現地水文、水理資料之調查分析，配合橋梁基礎耐洪評估表格之製作與橋梁沖刷安全穩定之數值模型分析，建立橋梁安全沖刷評估模式，進而訂定橋梁沖刷安全評估標準作業流程

與警戒值，相關資料將可作為颱風侵襲期間跨河橋梁沖刷安全預警、封橋與開放之決策依據，保護橋梁與通行於橋梁上之人員和車輛，避免斷橋造成人民財產損失的悲劇再次發生

參考文獻

1. W. Y. Chang, J. S. Lai and C. L. Yen, Evolution of scour depth at circular bridge piers, Journal of Hydraulic Engineering, v 130, n 9 (2004) 905-913
2. Y. B. Lin, J. C. Chen, K. C. Chang, J. C. Chern and J. S. Lai, Real-time monitoring of local scour by using fiber Bragg grating sensors, Smart Materials & Structures, volume 14 (2005) 664-670
3. Y. B. Lin, J. C. Chen, K. C. Chang, J. C. Chern and J. S. Lai "Flood scour monitoring system using fiber Bragg grating sensors," Smart Materials & Structures, volume 15, (2006) 1950-1959
4. S. F. Yuan, X. S. Lai, X. Zhao, X. Xu and L. Zhang, Distributed structural health monitoring system based on smart wireless sensor and multi-agent technology, Smart Materials and Structures, v 15, n 1 (2006) 1-8
5. 交通部：公路橋梁耐震設計規範（二版），幼獅文化事業公司，2000。
6. 交通部科技顧問室研究報告：跨河構造物監測預警系統開發計畫，1999.12。
7. 林呈：橋梁災害分析與改進措施，台灣地區橋梁安全維護與管理研討會論文集，第 1~34 頁，2000。
8. 林呈：台灣河流之沖刷對橋梁基礎與道路邊坡之影響及成因探討，台灣公路工程，第 29 卷第 8 期，第 2~34 頁，2003。
9. 李有豐、林安彥：橋梁檢測評估與補強。全華科技圖書股份有限公司 2000。
10. 國立中央大學災害防治研究中心：橋台及橋墩沖刷防治工法之探討(一)，交通部委託研究計劃，2001。
11. 梁樾、何鴻文、朱育正：跨河橋梁安全維護管理，台灣公路工程，第二十八卷，第十二期，P2~P4，2002。

類神經網路分析應用於現地型強震即時警報系統之研究

林主潔¹ 沈哲平²

摘要

台灣位於環太平洋地震帶上歐亞大陸與菲律賓海板塊交接之處，致使地震發生頻繁，以現今的科學技術尚無法準確進行震前預警，然其因瞬間災害劇烈，是以災時應變時間極短，而當震波於地球體內傳遞時，因地層介質相異，其波速會有增減之情況，其由震源生成地震波經地涵體波傳遞至地表震災形成之過程可視為高度非線性系統。吾人希藉由地震之 P 波傳遞速度快於 S 波之物理特性，利用類神經網路對於非線性系統良好的規則解析以及數據推估能力，分析地震歷時與地震規模、地表最大加速度、P 波和 S 波之時間差等相關參數之關聯，並發展現地型預警系統，使用測站擷取 P 波短時間之資料，以推測地震對地表所可能形成的影響，並針對監測區域進行強震預警以提供民眾更長應變時間，進而減少地震對社會經濟所造成之傷害。

關鍵詞：類神經網路、現地型強震即時警報系統

一、簡介

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交接處，處於環太平洋地震帶上，據 1901-2006 年由中央氣象局統計的地震資料顯示，有 97 次的地震災害形成財產損失，有 52 次的地震災害導致人員傷亡(中央氣象局，2007)，而 1999 年所發生的 921 集集大地震更對社會經濟、人民生命安全造成極大的傷亡，然以現今的科學技術而言，地震仍無法進行事前預估而先行避難，需藉由地震觀測網和歷史地震資料與當地的地質條件判定可能存在的危險區以先行規劃地震災害避難措施。

由於震源生成之地震波於地球體內傳遞時，受於地涵中各種地層介質相異之特性而使波速有所增減，地震波可分為 P 波與 S 波兩種，若 P 波之速度約為 5-7(km/sec)，容易產生地表破壞之 S 波波速約為 3-4(km/sec)，本研究藉由 P 波速度大於 S 波之特性，發展強震即時警報系統(Earthquake Early Warning System,

EEWS)，針對 P 波資料以推估後續到達之 S 波對地表可能形成之影響，增加災前應變時間，減少地震災害對於社會經濟所形成之衝擊。

二、強震即時警報系統

鑑於台灣因地理特性其地震發生頻率較高，中央氣象局建置強震監測網偵測地震活動情形，由於地震本身具有 P 波與 S 波相異速度差之物理現象，且地表震度、最大地表加速度(PGA)皆與 S 波息息相關，又因電子訊號傳遞速度接近光速，雖受限於傳遞方式以及傳遞介質其速度會有所遞減，但仍遠快於地震波的波速，故可利用近震央測站接收 P 波資料，並傳遞給運算核心透過相關演算法推估後續 S 波對於地表之影響，進而針對受強震影響之區域，於劇烈震動開始前提出警示。

此一構想最早由美國 Cooper 博士(1868)所提出，美國與墨西哥於 19 世紀末皆分別發展適用該地區之強震即時警報系

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

統，而在日本方面，早期由 Hakuno 教授進行此方面的研究，日本氣象廳於 2007 年建置強震即時警報系統(Earthquake Early Warning System, EEWS)，透過網格大小約為 20 平方公里之地震觀測網，集合近震央測站群之即時資料進行該次地震事件之震波影響情形推估，並對於 S 波尚未到達的區域(距震央較遠處)進行警示，此種運用測站群資料統合運算推估地震規模、地表震度以及 S 波到達時間等相關參數之運行模式，可視為廣域型強震即時警報系統，目前正由中央氣象局輔以地震測站監測群(如強震觀測網, TSMIP)進行開發與維護。

廣域型強震即時警報系統以大型地震觀測網收集地震資料，當地震發生時，藉由震央周圍測站群記錄資料，統合推估該地震事件之相關影響，因地震波於地球體內傳遞受相異介質影響，為了減少推測數據之誤差，故利用多個測站資料交互分析以期降低誤差，而由大範圍、高密度的觀測群能於一定程度上提升近震央測站的資料收集量，進而提升系統的預估準確性，但大型測站群建設時間、花費成本較高，且此法需多一個以上的測站資料方可進行後續分析，對於近震央區域無法提供預警，是以我們發展現地型預警系統(on-site EEWS)以期能彌補預警的盲區(如近震央 50 公里內之地區)，以提升整體防災減傷之成效，而日本也利用現地型預警系統提升其強震即時警報系統對於該國強震警示服務的即時性。

現地型強震即時警報系統主要警戒目標為近震央區域，當測站偵測到 P 波後，經由擷取 P 波後 0-T 秒之資料透過演算法推估相關地震參數，以決定是否需對該系統負責區域進行示警以及執行相應的自動化防災策略，如瓦斯自動關閉，大樓電梯停止運作，建物內人員先行避難動作……等，減少廣域型強震即時警報系統需等待複數測站資料之待時，和資料傳遞回系統主機運算後再傳給警戒區域進行訊息發佈的系統分析時間。然現地型強震即時警報

系統受限於只使用單一測站即時資訊進行後續 S 波所影響之地震參數推算，遠低於廣域型系統之資料量，預估精度較低，但仍符合實務上之需求，並由振動台實驗可知其對於距震央 100 公里地區也有預警能力，且因無需建置大型地震觀測網，故建置成本較低。

三、類神經網路

類神經網路(Neural Network, NN)是一種源於觀察生物神經細胞處理訊息時的現象並加以模擬的計算系統，以神經元(neuron)及單元彼此間之連結(connection)來模擬人類神經學習新知之方式，其運算單元是模擬生物神經元的處理器，運算單元之間的連結為模擬生物神經元之間的突觸，就地震工程而言，類神經網路能學習龐大的歷史地震之歷時地表初期加速度紀錄與該地震之最大地表加速度兩者之間的關聯，並於訓練完成後將此關聯運用於往後之地震預警之用。

類神經網路為一個高度非線性動態系統，由大量互相聯繫的並聯神經元所構成，各個神經元皆包含一部分的動態信息和簡單的計算能力，透過輸入值與目標值之誤差計算各神經元彼此間之訊號關連性，藉由大量的訓練動態各個神經元間之加權值，並以各處理單元的數值權重決定該神經元所傳遞的訊號強度，各神經元之訊號傳遞來自於神經元本身匯集上一層各個神經元發出之訊號乘上被分配到權重加總組合而成，經活化函數(sigmoid)計算之加總之後，在送至下一層神經元。

本研究採用倒傳遞類神經網路(Back-propagation Neural Networks)進行地震參數識別作業，由輸入層、輸出層及一或多層隱藏層組成，輸入層用以接收網路的輸入變數，隱藏層負責處理類神經網路中各單元間的交互影響，輸出層將網路運算結果輸出。其為目前類神經網路應用最普遍的形式，屬於監督式學習網路，可逐步修正網路中的傳遞權重，以符合使用者的期待，在學習的過程中給予類神經網路

訓練範例，每一個訓練範例中同時包含輸入項和目標輸出值，目標輸出值會不斷的督促網路修正傳遞權重的值，藉由訓練過程中逐次調整網路連結的強弱，來降低網路輸出值與目標輸出值之間的差距，直到差距到達使用者給定的容許誤差量才告停止。

四、研究方法

我們藉由台灣地區歷年來強震相關之地震加速度歷時記錄來分析研究，蒐集 1992-2006 年台灣各測站之歷史地震資料，以 Fortran 開發地震資料前處理程式和類神經網路分析程式依年份建置訓練資料與驗證資料，進而配合類神經網路方法，針對地震加速度歷時記錄及強震即時警報之相關資訊進行關聯性分析。

當於距震央 50 公里處偵測到 P 波後，後續 S 波約為 7-9 秒後到達，而最大地表加速度到達時間則依各地震特性，與 P 波到達時間相差約有 12-18 秒，因強震即時警報系統需一定秒數之資料收集與運算時間，且資訊集錄時間與地震參數推估正確性為正相關、但與災時可應變時間為負相關，若令 P 波到達時間為第 0 秒，則我們取測站資料之 P 波後 T 秒內的資料分別建立數種類神經網路模型組成專家類神經網路群(Expert Group Neural Networks, EGNN $NN_{M4-8}:T_{0-i}, i=1,2,...10$)，以期能盡早預警及推估符合實務需求的地震參數。

本研究整合林主潔 (Lin 1999) 以 Fortran 開發之類神經網路程式應用於地震參數推估以供強震即時警報系統所用，吾人考量台灣地震測站分別為 1 秒 200 點或 1 秒 250 點之取樣頻率，為了避免內插數據影響真解以及最大程度運用歷史測站資訊，故使用 1 秒 50 點之取樣頻率將由地震資料前處理程式所彙整的訓練數據，以數個類神經網路模型，包含一層輸入層 (450-1500 個輸入端神經元)、兩層隱藏層 (分別各為 30 個接續端神經元)、一層輸出層 (11 個輸出端神經元) 組成 EGNN，將分

類資料輸入至程式供其訓練並學習輸入值資料和目標值兩者間的關聯，待 EGNN 計算所得之模擬值與真實目標值的相似度達到接受標準，吾人保留各層各個神經元的所屬權重，日後若地震發生時，則可使用此 EGNN 模型以預測該地震的規模、S 波到達時間、三軸六向最大地表加速度和三軸 PGA 到達時間，透過強震即時警報系統發佈給預警區(如學校、高人口聚集或高經濟價值之建物等)，研究流程如圖 1 所示。

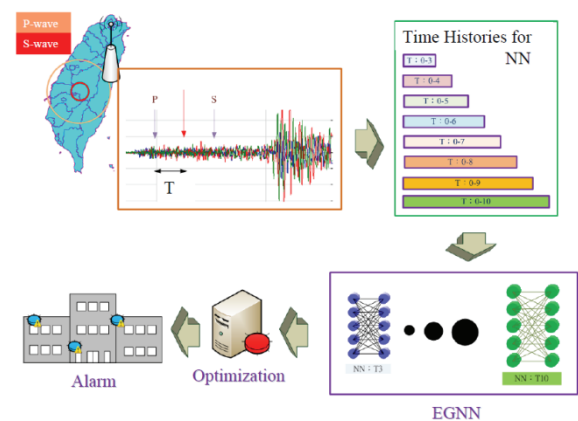


圖 1 研究流程示意圖

五、結果展現

本研究首先取規模介於 4-8 中五萬餘筆的歷史測站資料，並分為 80% 的訓練資料 (40590 筆) 以及 20% 測試資料 (9610 筆)，吾人以測試資料檢驗 EGNN 是否有推估地震參數之能力，在 $NN_{M4-8}:T_{0-3}$ 的模型中，取 NN 對測試資料所計算之最大震度與實際資料相比，其兩者迴歸的 R^2 為 0.6020，震度相同之準確率為 60.96%，正負一個震度區間之準確率為 98.12%，如圖 2 所示。而在 P 波與 S 波之間差推測方面，考慮推測 S 波時間可提早於真實時間，若令 S 波到達時間推測值大於真實時間 20% 為誤差容忍界線，則在此界線上部塊區域有 57% 達到警示作用，如圖 3 所示。

在實務上，當感測器經由地震處發事件演算法判別地震事件是否成立後，須再經由相關演算法來推算該地震事件之規模，而藉由強震資料的 NN 分析結果，吾人擴展資料學習範圍，將規模 0-4 者也包

含至 NN 的歸納分析中，於 $NN_{M0-8:T0-3}$ 的模型裡，其因資料量較大，故學習需時較 $NN_{M4-8:T0-3}$ 為長，其最大震度預估值與實際資料的 R^2 為 0.294，但震度相同之準確率為 50.21%，正負一個震度區間之準確率為 89.76%。在 P 波與 S 波之時間差推測方面，S 波到達時間推測值有 59% 之準確度可達警示作用。

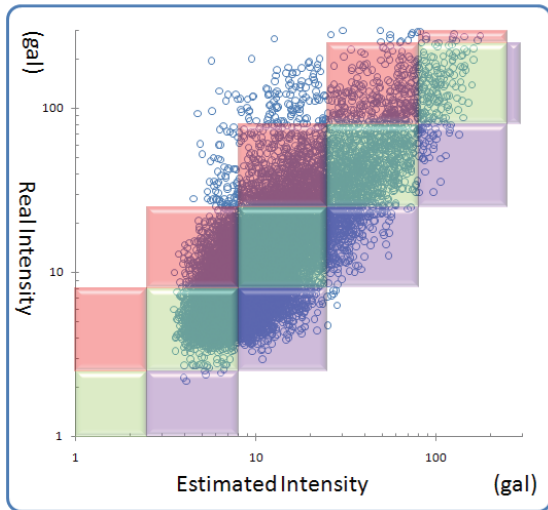


圖 2 測試資料 $NN_{M4-8:T0-3}$ 推估最大震度與實際資料之線性迴歸圖(綠色為震度完全相同區域，紅色為震度小一級區域，紫色為震度大一級區域)

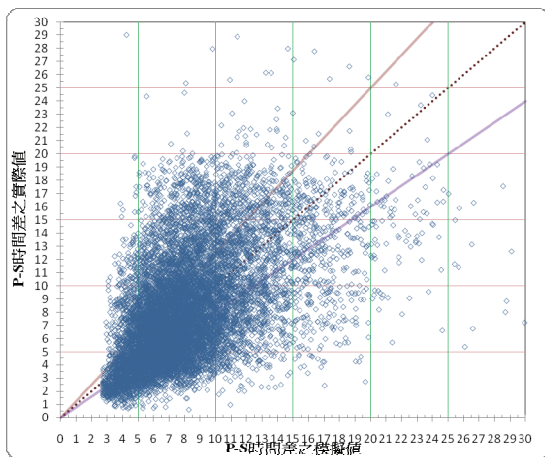


圖 3 測試資料 $NN_{M4-8:T0-3}$ 所推估 P 波與 S 波時間差與實際資料之線性迴歸圖

此外，在 $NN_{M4-8:T0-10}$ 的模型中，震度相同之準確率為 68.38%，正負一個震度區間之準確率為 98.77%。在 P 波與 S 波之時間差推測方面，S 波到達時間推測值有

54% 之準確度可達警示作用。在 $NN_{M0-8:T0-10}$ 的模型中，震度相同之準確率為 49.6%，正負一個震度區間之準確率為 94.35%，在 P 波與 S 波之時間差推測方面，S 波到達時間推測值有 55% 之準確度可達警示作用。

六、結論

本研究以專家類神經網路群(EGNN)學習地震歷時與相關地震參數(規模、P 波與 S 波的時間差、三軸六向 PGA 和三軸 PGA 抵達時間)的關聯，運用於現地型強震即時警報系統之強震預警，以彌補廣域型強震預警系統的盲區，進而提升防震減災之成效，目前在震度推測部分已有相當程度之準確性，而 S 波到達時間推測值之準確度則尚有精進之空間。

參考文獻

- 1 Cooper, J.D., 1868. *San Francisco Daily Evening Bulletin*, Nov. 3.
- 2 Horiuchi, S., H. Negishi, K. Abe, A. Kamimura, and Y. Fujinawa, 2005. An Automatic Processing System for Broadcasting Earthquake Alarm, *Bull. Seism. Soc. Am.* 95, pp708-718.
- 3 Lin, C-C.J., 1999. A Neural Network Based Methodology for Generating Spectrum Compatible Earthquake Accelerograms, *Ph.D. thesis*, Dept. of Civil Engrg., UIUC, Urbana, IL
- 4 Lin, C.-C. J. and Y.C. Sung, 2009. Expert Group Neural Networks for Structural Health Diagnosis of Mau-Lo Creek Cable-stayed Bridge, *Inno. Comp., Info. Cont. Exp. Ltr. – An Int'l J. of Res. Surv. (ICIC-EL)*, Vol.3, No.1, pp47-52.
- 5 Nakamura, Y., 1988. On the Urgent Earthquake Detection and Alarm System (UrEDAS), *Proc. 9th WCEE*, pp673-678.
- 6 Wu, Y.-M., and H. Kanamori, 2005. Experiment on an onsite early warning method for the Taiwan early warning system, *Bull. Seism. Soc. Am.* 95, pp347-353.

利用境況模擬技術預估結構物反應之可行性研究

吳炳昀¹ 林子剛²

摘要

由於台灣地區地震發生頻繁，常有足以使結構物損壞的大地震發生，為了避免九二一大地震時多處結構物毀損倒塌的情形，本研究重點在於利用地震監測技術，發展出一套當地震產生時能迅速且有效預測結構物反應的強震即時警報系統。此外，藉由過去中央氣象局所提供的強震網地震記錄，進行境況模擬技術的研究，以及迴歸分析法的應用，找出反應結構物的預測放大係數並與真實的放大係數作比較，評估境況模擬技術的可行性。

關鍵詞：強震即時警報系統、境況模擬技術

一、前言

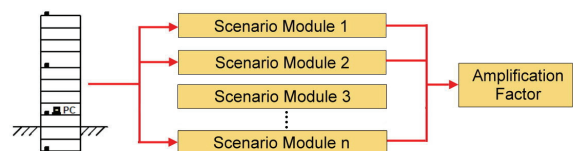
當地震發生時，隨著結構物的距離離地震震央越遠，所需感受到振動的時間也越長，強震即時警報系統即是利用地震波傳達到結構物的這段時間，做出結構物反應的預測，以達到預警的效果。當地震波從震央傳出後，由於P波和S波的波速不同，到達目標位置會有一時間差，利用此時間差，在目標位置測得P波後三秒內，而S波還未傳遞至目標位置前，預測目標位置之地表加速度反應，快速分析地震瞬時之各項基本特性後，再以預測到的目標位置地震規模、地表加速度反應、目標位置與震央之距離等地震參數，輸入應用境況模擬技術之強震即時警報系統，然後輸出目標結構物各樓層對應於地表反應之放大係數。此放大係數可分為低精度倍率，如預估各樓層之震度；或高精度倍率，如預估各樓層之加速度反應放大係數，依據使用者的需求選擇高精度或低精度的放大係數之預測結果。

二、境況模擬技術簡介

境況模擬技術背後之理論為支撐向量機(Support Vector Machine，簡稱SVM)方

法，支撐向量機本身乃為一種分類(Classification)演算法，在境況模擬技術中，建立各種境況模組(Scenario Module)後，如何將參數樣本對應至所屬的境況模組，即是需要透過支撐向量機的分類演算能力，來達到所求的對應結果。

將境況模擬技術應用至強震即時警報系統，首先必須選定分類的依據，即對境況模擬模組進行分類，本研究中對境況模擬模組的分類是採取影響結構物放大係數相關程度最大之地震參數作為分類的依據，完成初步分類後，接著再以其他影響結構物地震反應之因素，如結構物阻尼比、結構物所在地之土壤類型及地形……等，分成不同的境況模擬模組。因此，當地震發生時，透過各測站所量測到之各種地震參數，代入由支撐向量機的概念建立出之境況模擬分類演算過程，即可得到所求地點之結構物反應放大係數，流程圖如圖一所示。



圖一 境況模擬技術分類構想圖

¹ 國立台灣大學土木工程學系大學部學生

² 國家地震工程研究中心副研究員

三、迴歸公式法簡介

迴歸分析是一種統計學上對數據進行分析的方法，主要是探討數據之間是否有一種特定的關係，了解兩個或多個變數間是否相關、相關方向與強度，並建立數學模型以便觀察特定變數來預測研究者感興趣的變數。因此在境況模擬技術中，將利用迴歸公式法作為數據之分析方法，並藉此預測當一地震發生時，某結構物的頂樓放大係數。由於此方法依據過去收集到的地震資料參數進行迴歸，所以迴歸結果的精確度是值得信賴，測報工作通常也利用此方法建立預測模型。

由於結構物在不同震度之地震下，會因地震特性以及結構物本身對應之阻尼比不同，而得到不同之頂樓放大係數，因此在進行數據的迴歸分析時，必須審慎加以考量境況模擬之分類方法，以便未來能利用迴歸公式法找出一可靠之預測頂樓地震反應放大係數的公式，如此一來，當地震發生時，透過已知的地震參數，即可推估出頂樓對應地表 PGA 值的放大係數，進而得到頂樓可能的地震反應，即時作出防災的應變措施。

為了探討獨立變數與反應變數之間的數學模式關係，並且希望在這兩者之間找出一個適當的近似函數，本研究在此所採用的方法為反應曲面法(Response surface methodology)，其為結合數學與統計而延伸出之方法，是最適實驗設計或作業條件的有利工具，操作方法為先假定一未知的目標函數：

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_n) + \varepsilon \quad (1)$$

Y 為反應變數， $X_1, X_2, \dots, X_n$ 為獨立變數， ε 為誤差，在問題的假設及應用系統的限制下，利用大量的數據資料去測試之，可有效地求得最佳實驗或作業變數值，並找到一個確切的近似函數。

一般而言，在反應曲面設計上常用的有兩種模型，一種為低階多項式的近似，即為一階迴歸模型(first-order model)：

$$Y = \alpha_0 + \sum_{i=1}^N \alpha_i x_i \quad (2)$$

另一種則需利用較高階的多項式，為二階迴歸模型(second-order model)：

$$Y = \alpha_0 + \sum_{i=1}^N \alpha_i x_i + \sum_{i=1}^N \alpha_{ii} x_i^2 + \sum_{i < j} \alpha_{ij} x_i x_j \quad (3)$$

而在 MATLAB 裡還提供了另外的迴歸模型[1]，像是 interaction 及 pure quadratic，interaction 的迴歸模型為：

$$Y = \alpha_0 + \sum_{i=1}^N \alpha_i x_i + \sum_{i < j} \alpha_{ij} x_i x_j \quad (4)$$

pure quadratic 的迴歸模型為：

$$Y = \alpha_0 + \sum_{i=1}^N \alpha_i x_i + \sum_{i=1}^N \alpha_{ii} x_i^2 \quad (5)$$

其中 α_0 為常數項， α_i 為一次項係數， α_{ij} 為交互項係數， α_{ii} 為二次項係數，interaction 及 pure quadratic 皆為二次迴歸模型的部分模型，前者是去掉二次項，後者是去掉交互項。本研究的迴歸分析將比較這四個迴歸模型，找出效果最好的迴歸模型，並在選定迴歸模型後，以收集到的數據資料進行最小平方方法的配適，尋找出一個適當的近似函數，作為預測分析之用。

四、境況模擬系統之建構與分析

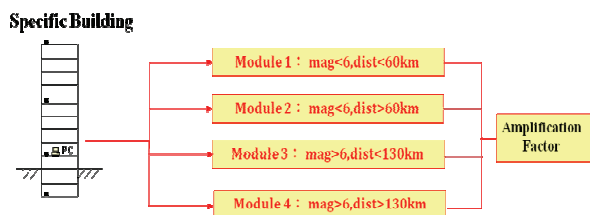
本研究以台電大樓(圖二)作為標的結構物進行分析研究，目前一共有 26 個強震儀裝設於台電大樓中，分別位於主樓地下三樓、一樓、九樓、十九樓、頂樓及副樓地下二樓、五樓、頂樓的地板或樓板上。當地震發生時，藉由這些強震儀可得到裝設樓層的 PGA 值，同時可以利用台北盆地的不同地震歷時記錄，對台電大樓的有限元素模型模擬各種地震歷時分析，現行是以 500 筆的地震資料分析結果作為境況模擬迴歸的數據來源。



圖二 台電大樓

當地震發生時，由於地震規模、震央距離、地震震度的不同，結構物的地震反應也會因此而不一樣，在台電大樓的測站分析中，將以地震規模、震央距離、地表加速度、地震頻率及 P 波和 S 波的時間差作為迴歸分析的五個變數，探討結構物頂樓放大係數與變數間的關係，並得到一迴歸方程式，用來預測結構物頂樓之地震反應。比較上述的五個變數與頂樓放大係數的相關係數後，得知不論是 X 向或是 Y 向，地震規模與震央距離都是和頂樓放大係數相關程度最高的兩個變數，因此境況模擬模組之分類將以此兩變數作為依據。

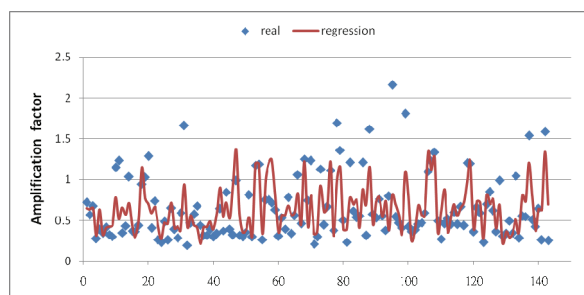
找出相關程度較大的變數後，接著依地震規模排序，在排序大約一半的地方找個適當的地震規模做個分界點，這裡以地震規模 6 做為分界，初步分成地震規模小於 6 及地震規模大於 6 兩組，之後再以同樣的方法將這兩組依震央距離進行細部分組，地震規模小於 6 這組以震央距離 60km 為分界，而地震規模大於 6 這組以震央距離 130km 為分界，經過以上的資料整理分類後，一共可分為四種境況模組，如圖三所示。



圖三 境況模組分類圖

將已分類好的資料代入二階迴歸模型

進行迴歸分析後，每個境況模組都會得到一迴歸公式，圖四即為 X 向 $\text{mag}<6$, $\text{dist}<60\text{km}$ 境況模組預測與實際放大係數比較圖。因此當地震發生時，先蒐集相關的地震參數，判斷該地震應屬於哪個分類，再藉由該分類的迴歸公式即可預測結構物的頂樓放大係數，並進一步推測結構物的地震反應，以達到警示的作用。



圖四 X 向 $\text{mag}<6$, $\text{dist}<60\text{km}$ 境況模組

五、境況模擬系統之驗證

在之前的境況模擬模組建構裡，由電腦進行迴歸分析每個境況模組的地震資料而得到預測迴歸公式，在此所要探討的即是利用實際的例子驗證迴歸公式預測的可信度，為了確認迴歸公式預測的放大係數，於是從強震資料庫中台電大樓的地震資料挑出未經迴歸分析的地震資料來進行測試。首先先做境況模擬分組的處理，將地震資料依據地震規模、震央距離分類到前一節建立的境況模組下，接著再把該筆地震資料的五個地震參數，地震規模、震央距離、地表加速度、地震頻率及 P 波和 S 波的時間差代入其境況模組的迴歸公式中，經過迴歸公式的運算於是得到結構物的頂樓預測放大係數，並與實際的放大係數作比較。

表一為 X 向迴歸放大係數及誤差比較表，在此舉 $\text{mag}<6$, $\text{dist}<60\text{km}$ 及 $\text{mag}>6$, $\text{dist}<130\text{km}$ 兩組境況模組做為例子，從表中可看出依據迴歸公式所得的放大係數與實際的放大係數並非都很接近，都存在著誤差， $\text{mag}<6$, $\text{dist}<60\text{km}$ 境況模組裡誤差較為顯著，而 $\text{mag}>6$, $\text{dist}<130\text{km}$ 這組則誤差較小，迴歸結果較好，因此推測會有較大誤差的產生有可能是結構物的頂樓放

大反應不明顯所致，或是放大係數過小而顯得誤差太敏感所造成。由於直接預測放大係數是屬於高精度的部份，難免會有較大的誤差，於是表二採取迴歸得到的放大係數轉換震度與實際震度來做比較，雖然震度的精度沒有很高，但也有一定的可信度，藉此比較預測震度是否接近實際震度。

表一 X 向迴歸放大係數及誤差比較表

時間	Amp X	Regression Amp X	誤差
mag<6, dist<60km			
2005/10/05 16:16:35	0.64	0.45	-25.85%
2000/11/20 00:07:09	0.75	0.45	-40.23%
mag>6, dist<130km			
1996/07/29 20:20:53	0.64	0.73	13.86%
2002/03/31 06:52:49	2.84	2.92	2.78%

表二 X 向轉換成震度比較表

時間	實際震度	預測震度
mag<6, dist<60km		
2005/10/05 16:16:35	2	2
2000/11/20 00:07:09	2	2
mag>6, dist<130km		
1996/07/29 20:20:53	3	3
2002/03/31 06:52:49	6	6

六、結論

由迴歸分析的結果來看，本研究目前已證實利用以迴歸公式為基礎之境況模擬技術預估結構物反應放大係數之可行性，只不過在迴歸與實際的放大係數比較顯示，準確度方面還有努力提昇的空間，因此如何提昇準確度是未來研究的重要課

題。依目前境況分類所做的分析，每個境況模組都有相同的問題，當實際的放大係數出現較大值時，迴歸的趨勢線無法逼近，因而造成了比較大的誤差。因此為了避免這樣的情形產生並增加迴歸分析的準確度，未來可以針對其境況模擬分類法進行不同分類的測試，試驗依據哪種境況分類可以得到最有效的迴歸，使迴歸所得的放大係數能更加接近實際值。此外，關於迴歸公式法的部分，可以嘗試引進其他的迴歸模型，如非線性迴歸，來進行迴歸分析，並與現有的迴歸方法來做比較，找出最適合的迴歸方式，以致於能預測出較為精準的放大係數。

另外，目前是使用台電大樓作為結構物的分析來源，但是不同的建築物會有不同的特性，例如結構物本身的阻尼比、結構物的內部配置方式…等，因此每棟結構物的頂樓放大係數也會不盡相同，故利用境況模擬技術建立強震即時警報系統時，應該要將不同結構物的特性考慮進去，如此才能以客製化的方式建立強震即時警報系統。

七、未來展望

目前是以台北盆地的 500 筆地震紀錄資料來進行分析，未來將持續擴充強震資料庫，並將所有地震記錄加入迴歸分析，使境況模擬技術的數據來源更可靠。此外，將使用國家地震中心為應用之實例，建構國家地震中心之境況模擬模組，並透過支撐向量法（SVM），建立國家地震中心之客製化即時警報強震系統，實際驗證此項技術之優點，並確定境況模擬技術應用於即時強震警報系統之可行性。根據不同的區域，如北部、中部及南部的分區，建構各自的境況模組系統，並引進其他迴歸模型，與現有方式的進行比較，找出效果最好的迴歸方式，使強震即時警報系統能在短時間內做出精準的預測。

參考文獻

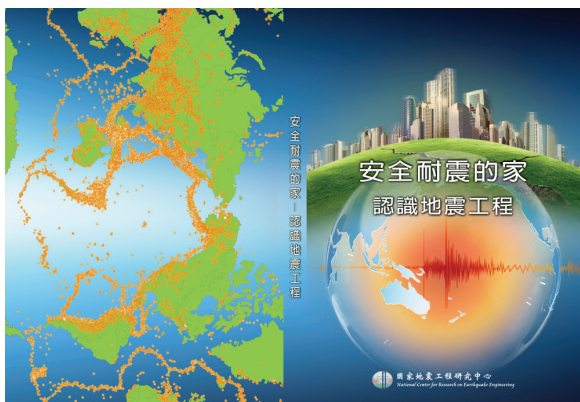
- [1] MATLAB. *User's Guide*.
The MathWorks, Inc.: Natic, MA, 1992

地震工程科普手冊編輯

李政寬¹、邱世彬²、張惠玲³、黃育仁⁴、蔡克銓⁵

摘要

1999 年 9 月 21 日集集地震撼動全台造成嚴重災情，國際之間近十年來也發生多起震害慘重的地震事件，大眾更為關心自己住家是否安全，及如何選購安全耐震的家。為回應大眾知的需求，及提升民眾的防災意識，國震中心(NCREE) 近年著手編輯地震科普手冊，取名為「安全耐震的家—認識地震工程」，自 2009 年 9 月初版以來，受各界的重視。本工作成果報告，羅列介紹本手冊重點內容。



地震工程科普手冊封面

一、手冊序

豐富的地質活動與天候變化，形塑了「婆娑之洋、美麗之島」的臺灣。多地震、多颱風的自然環境，是生活在這片土地上的每個人，都得學習面對與適應的共同課題。由於科技進步的緣故，如今颱風預報已能示警大眾作好防颱工作；但對於地震，科學家目前仍無法準確預測可能發生的時間、地點與規模。地震常令人感到威脅，難以防範。

地震是大地的震動，震央在空曠區域的強烈地震，並不致引起嚴重傷亡。強烈地震震央若鄰近都市城鎮人口集中區域，造成嚴重死傷的原因多來自倒塌的建物。

一場侵襲都市城鎮的大地震，將考驗著每一座建物，耐震性能優者存留，不耐震者嚴重損壞或倒塌。生活在地震帶上，建物是否耐震，經得起地震的強烈搖晃，確實是攸關生死的議題。

近二、三十年來，臺灣地區地震災害頻繁，民眾越來越關心住家樓房的耐震性。為了向大眾介紹「工程師觀點」的耐震建築，同時也為吸引更多年輕學子從事地震工程研究或實務，國家地震工程研究中心著手編輯本手冊，希望能以顯淺的文字敘述、圖例與模型實驗、地震災害案例解說、和選購屋舍注意事項，來介紹地震與建築。

今年適逢 921 集集地震第十週年，當年在國小就學的學童，如今已成年就讀高中或大學院校了，不知他們對這場地震是否仍有深刻印象。印象與記憶或許會隨時間流逝而模糊和淡忘，但經驗與教訓則應繼續留傳。期讓當年教訓能用於災害防治，這樣才能使十年前受難者的損失有所意義。希望本手冊能扮演一些經驗與教訓傳承的角色。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

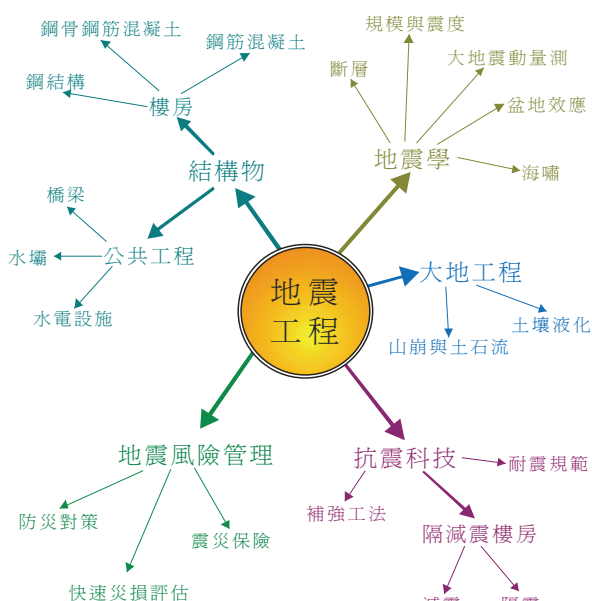
⁵ 國家地震工程研究中心前主任、國立台灣大學土木工程系教授

二、手冊前言

地震工程科技涵蓋的層面廣泛，凡是能減輕震災程度、迅速恢復社會機能的科技，都屬相關範疇。如果以上、中、下游的觀點區分，地震工程科技的上游是地震學、中游是工程技術、下游是災害風險管理，每個領域皆相當專業而繁浩。

普遍而言，大眾對於「地震工程」感到陌生，但對「住的安全」相當關心，所以本手冊定位為科普教材，以「耐震安全的家－認識地震工程」為主題，目的在喚起大眾防震減災意識，引導大眾對地震工程的好奇和學習。手冊避免使用數學公式，代之以照片、圖片與顯淺的文字，解說工程原理，希望藉由近似漫畫的表現方式，能讓閱聽大眾從手冊中了解地震活動、地震災害、耐震建築原理、如何選購耐震好宅、居家安全注意事項、震後屋舍檢查要點；也希望能讓高中在學學生對土木工程、環境工程、新興耐震技術等學門感到興趣。

手冊的素材，部分來自公家單位以及學校老師，感謝他們惠允使用；部分為國震中心同仁所提供；還有部分為編輯小組平時接待國震中心訪客，事先整理繪製的內容。編輯小組見識有限，內容或有疏誤，盼各方先進指正，督促手冊編修。



地震工程科普手冊構架

三、手冊目錄

章節	單元名稱	頁次
第一章 地震概說		
	(一) 為什麼會發生地震	P2
	(二) 臺灣歷史上的地震	P12
	(三) 震央、深度、規模與震度	P20
	(四) 地震波的傳遞	P30
	(五) 中央氣象局地震觀測網	P36
第二章 地震災害與大地環境		
	(一) 邊坡的穩定性	P42
	(二) 哪些地方不適合蓋房子	P50
	(三) 土壤液化現象與防治	P52
	(四) 盆地效應	P64
第三章 地震與樓房振動		
	(一) 地震如何使房屋振動與變形	P74
	(二) 樓房的自然振動週期	P78
	(三) 樓房與地震波的共振現象	P86
	(四) 建築物與近斷層效應	P90
	(五) 建築物的外觀形狀與耐震性	P98
第四章 房屋結構的介紹		
	(一) 臺灣常見的建築構造	P120
	(二) 鋼筋混凝土構造的原理	P130
	(三) 鋼筋混凝土構造的施工細節	P140
第五章 地震工程科技		
	(一) 地震工程科技簡介	P154
	(二) 減震技術	P158
	(三) 隔震技術	P172
	(四) 電腦在地震工程上的應用	P184
	(五) 建築物耐震設計規範	P192
	(六) 建築結構的耐震補強	P198
第六章 居家抗震		
	(一) 921 地震，一位受災者的現身說法	P208
	(二) 傢俱、家電與易碎物件的牢固	P210
	(三) 地震避難須知	P218
	(四) 地震保險	P226
附錄一、屋舍震後檢查		P230
附錄二、選購屋舍停看聽		P240
附錄三、地震工程相關網路資源		P244

四、網路相關資料

■ 地震相關資訊	
● 中央氣象局	http://www.cwb.gov.tw 天氣預報、天氣觀測、地震測報、颱風資訊 「地震百問」介紹地震的基本知識
● 地震聯合研究機構全球地震監視系統	http://www.iris.edu/seismon 全球即時地震觀測資訊
● 美國國家地質調查所地震災害調查與研究	http://earthquake.usgs.gov 全球地震資訊彙整與研究
● 經濟部中央地質調查所	http://www.moeacgs.gov.tw 全國地質、礦產、斷層之調查及研究
● 中央地質調查所臺灣地質知識服務網	http://twgeoref.moeacgs.gov.tw 臺灣地區及鄰近海域之地質科學相關知識、調查文件與圖庫分享
● 北一女中地球科學學習網站	http://earth.fg.tp.edu.tw 臺北盆地與臺灣島的形成、板塊運動、地震、海嘯等地球科學知識
● 阿山的地科研究室	http://ashan.gl.ntu.edu.tw/chinese/index-Earthquake.html 古地震研究、地科教室、地質公園
● 國立科學工藝博物館撼天動地地震科學探索	http://www3.nstm.gov.tw/earthquake 地震科學、地震工程探索
● 國家地震工程中心	http://www.ncree.org 耐震技術研究、地震災損快速評估、建築物結構實驗
● 921 網路博物館	http://921.gov.tw 921 地震相關的文獻、照片、影音、故事、活動宣傳、教育資源、地震遺址介紹
● 日本名古屋大學環境學研究科一福和實驗室	http://www.sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp/labofT/bururu_english/index.htm 有趣的地震工程科普實驗

■ 防救災相關單位	
● 內政部消防署全球資訊網、消防影音新聞台	http://www.nfa.gov.tw 消防法規查詢、火災預防知識、消防救災與緊急救護資訊 http://enews.nfa.gov.tw/V4index-enews.asp 消防小常識、消防教室、救災實錄
● 內政部營建署	http://www.cpami.gov.tw 建築物耐震設計規範及解說
● 行政院災害防救委員會	http://www.ndppc.nat.gov.tw 災害防救計畫、跨部會災害防救協調整合
● 行政院農業委員會水土保持局土石流防災資訊網	http://246.swcb.gov.tw 土石流警戒及防災資訊、親子線上學習、重大土砂災情報告
● 原子能委員會	http://www.aec.gov.tw 幅射屋查詢、環境幅射偵測

■ 專業技師公會	
● 臺北市土木工程技師公會	http://www.tpce.org.tw 結構安全評估、水土保持設施評估
● 臺北市結構工程工業技師公會	http://www.tsea.com.tw 結構安全鑑定、結構補強鑑定、耐震能力評估
● 臺北市／臺灣省大地工程技師公會	http://www.pga.org.tw 工址地盤調查、土層與岩心鑑定、擋土結構及支撐、地盤改良及灌漿、邊坡穩定
● 臺灣省土木工程技師公會	http://www.twce.org.tw 結構安全評估、水土保持設施評估

五、近期工作重點

完成中文版地震科普手冊後，工作小組接著將執行英文版翻譯工作，並預計於一至二年內，建置「地震工程科教網站」，期望透過更多動態影片與解說資料，朝向建置「地震工程網路博物館」的目標，讓更多國內外師生及大眾能了解與學習，防震減災的重要性及地震工程實用的內容。