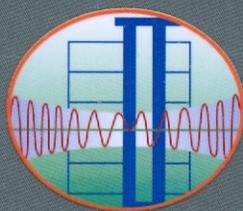
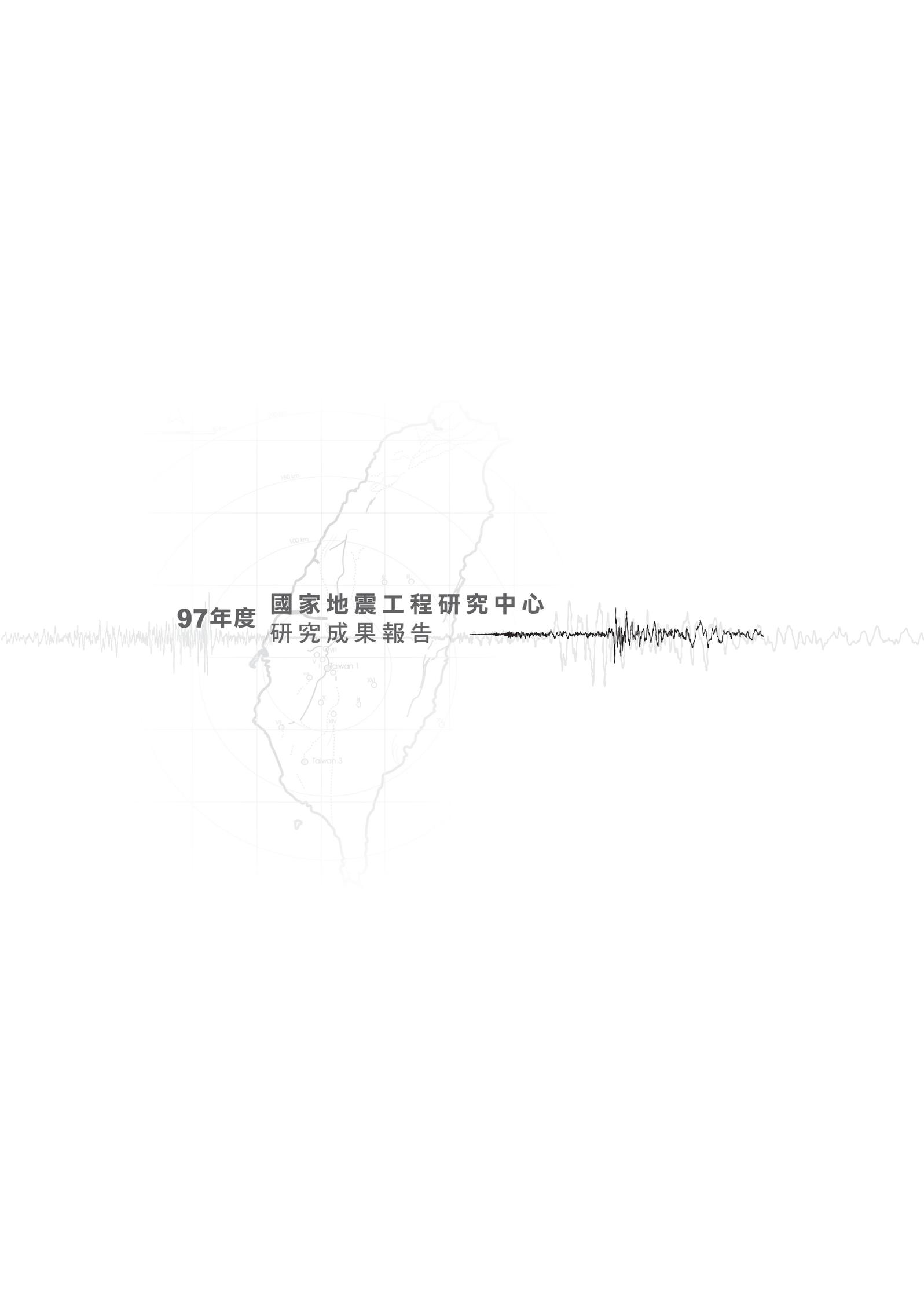


97年度
國家地震工程研究中心
研究成果報告

財團法人國家實驗研究院-國家地震工程研究中心



NCREE



**97年度 國家地震工程研究中心
研究成果報告**

序言

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。本中心發展目標為「營運地震工程共同實驗研究設施及相關資料庫，支援地震工程學術研發」、「建構風險管理之研發與服務平台，提供地震防災規劃及應變之資訊」、「擔任地震工程研究先驅，促進耐震設計評估與補強技術提升與落實」與「構築地震工程產學界之橋梁，帶領技術創新及知識之傳播與普及」。為達成上述目標，本中心彙整國內外產官學研專家學者意見，擬定三項分項計畫：(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。各分項計畫之下再細分數個子項計畫，依此計畫架構，本中心97年度研究成果分述如下：

(一)結構耐震設計、評估與補強技術發展

- 1.耐震規範研究：耐震性能設計規範改進先期研究(二)；台北盆地耐震設計微分區研究。
- 2.既有建物耐震評估與補強：低矮型RC建築耐震性能需求分析(二)；足尺鋼筋混凝土含牆構架雙向反覆載重實驗；鋼筋混凝土柱受剪破壞之耐震行為曲線研究；0401地震台東消防局震損紀錄與結構材料試驗；側推分析於校舍現地試驗之驗證；國民中小學校舍結構耐震評估與補強設計使用手冊(二)；校舍結構耐震行為之檢核與驗證；鋼筋混凝土構架振動台崩塌實驗；鋼筋混凝土柱受剪破壞之耐震行為曲線研究。
- 3.橋梁延壽技術研發：不規則橋梁之側推分析研究；台139線集鹿斜張橋後續監測研究計畫；橋梁承受雙向地震力之行為研究；不鏽鋼鋼筋應用於地震工程之研究；橋梁承受雙向地震力之行為研究。
- 4.新技術與工法研發：AR-ARX高維度陣列資料與Bayes分類法於結構物健康診斷之應用；矩形RC柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓之耐震補強研究；含額外阻尼之平面對稱結構之受震反應分析；醫院非結構耐震設計基礎研究；摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器之最佳化設計；非線性黏滯型調諧質塊阻尼器之最佳化設計公式；非線性滾動隔震阻尼系統之動力分析；黏性阻尼器於立面不規則結構之應用；實尺寸兩層特殊同

心斜撐鋼構架試驗分析研究；整合健康診斷實現智慧建築結構；運用磁流變減震器於鋼纜震動控制；矩形RC柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓之耐震補強研究。

5.大地地震工程研究：校舍現地試驗之土壤結構互制分析；飽和砂土層中模型樁振動台試驗；固定樁頭單樁韌性容量之參數研究；建築物考慮土壤結構互制阻尼比之研究(I)。

(二)震災應變、風險評估與管理

1.震災風險評估與管理平台：地震應變與防災資訊網建置之初步研究；自來水系統震後服務效能分析之初步研究。

2.地震工程與地震學之整合：震源參數與微地動地盤特性研究-高科技園區（地化監測）(IV)；強地動預估系統雛型開發；全國強震測站場址工程地質資料庫之建立。

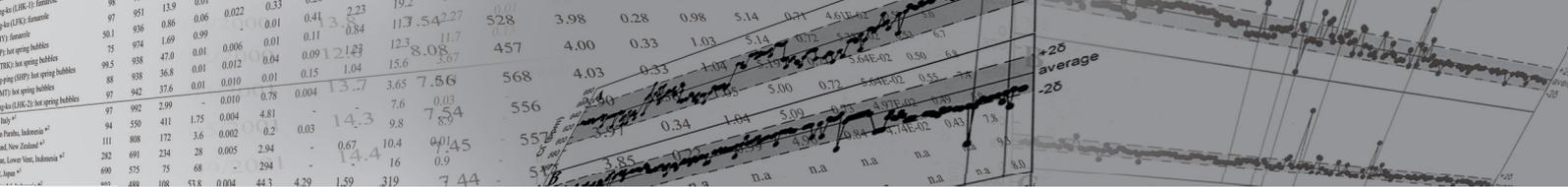
(三)地震工程試驗與模擬技術服務

1.實驗設施維護與技術發展：結構物倒塌之數值模擬分析程式之開發；RC牆反覆側推實驗之表面應變場影像量測；同步數值更新之複合實驗方法初步研究；NCREE資訊及知識服務之建置與應用。

本報告綜整97年度各研究成果的精簡報告，目的在於藉由廣泛、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及成果之落實，相關計畫之詳細介紹與成果則請參閱本中心各計畫之研究報告。

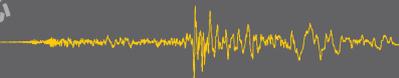
主任





目錄

- 1 **耐震性能設計規範改進先期研究 (二)**
鄧崇任、柴駿甫、廖文義、簡文郁、翁元滔、邱世彬、林凡茹、周德光
- 5 **台北盆地耐震設計微分區研究**
張毓文、邱世彬、簡文郁、柴駿甫
- 9 **低矮型RC建築耐震性能需求分析(二)**
翁元滔、黃世建
- 13 **新建建物耐震性能導向詳細評估程序發展與示範例應用檢討**
翁元滔、鄧崇任
- 17 **足尺鋼筋混凝土含牆構架雙向反覆載重實驗**
曾建創、黃世建、葉勇凱、李逸聰
- 21 **0401地震台東消防局震損紀錄與結構材料試驗**
葉勇凱、沈文成、江文卿、王文清、鍾立來
- 25 **側推分析於校舍現地試驗之驗證**
葉勇凱、沈文成、蕭輔沛、周德光
- 29 **國民中小學校舍結構耐震評估與補強設計使用手冊(二)**
鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、周德光、楊耀昇、邱聰智、趙宜峰、黃世建、柴駿甫
- 33 **校舍結構耐震行為之檢核與驗證**
鍾立來、吳賴雲、孫啟祥、連冠華、張明禮、楊耀昇、邱聰智、周德光、葉勇凱、簡文郁
- 37 **鋼筋混凝土構架振動台崩塌實驗**
林士涵、S. Yavari、K.J. Elwood、吳俊霖、翁樸文、黃世建
- 41 **鋼筋混凝土柱受剪破壞之耐震行為曲線研究**
黃世建、黃益堂
- 45 **不規則橋梁之側推分析研究**
洪曉慧、張國鎮
- 49 **台139線集鹿斜張橋後續監測研究計畫**
李政寬、張國鎮
- 53 **不鏽鋼筋應用於地震工程之研究**
歐昱辰、張國鎮、蔡木森、Yihui Zhou、George C. Lee
- 57 **橋梁承受雙向地震力之行為研究**
劉光晏、張國鎮、鄭維晉、盧智宏
- 61 **AR-ARX高維度陣列資料與Bayes分類法於結構物健康診斷之應用**
林偉淞、林子剛、張國鎮
- 65 **含額外阻尼之平面不對稱結構之受震反應分析**
林瑞良、蔡克銓
- 69 **醫院非結構耐震設計基礎研究**
柴駿甫、姚昭智、林凡茹
- 73 **摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器之最佳化設計**
鍾立來、吳賴雲、陳宣宏、黃旭輝、林廷翰、連冠華



Contents

- 77 **非線性黏滯型調諧質塊阻尼器之最佳化設計公式**
鍾立來、吳賴雲、黃旭輝、張忠信、陳宣宏、林美君、連冠華
- 81 **非線性滾動隔震阻尼系統之動力分析**
鍾立來、謝姪馨、楊卓諺、吳賴雲、陳鴻銘、盧煉元
- 85 **黏性阻尼器於立面不規則結構之應用**
黃震興、林旺春、汪向榮
- 89 **實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架試驗分析研究**
蔡克銓、林克強、魏志毓、林志翰、蔡青宜、吳安傑、游宜哲
- 93 **改造結構物成為智慧型結構：整合健康診斷技術**
盧恭君、翁建煌、羅俊雄、林沛暘
- 97 **運用半主動控制磁流變阻尼器於斜張鋼纜振動之控制**
鄭揆熹、黃謝恭、羅俊雄、林沛暘
- 101 **校舍現地試驗之土壤結構互制分析**
柯永彥
- 105 **矩形RC柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓之耐震補強研究**
林敏郎、陳沛清、吳穎涵、蔡克銓、林至聰
- 109 **飽和砂土層中模型樁振動台試驗**
翁作新、陳家漢、曾永成
- 113 **固定樁頭單樁韌性容量之參數研究**
邱俊翔
- 117 **建築物考慮土壤結構互制阻尼比之研究(I)**
許尚逸、陳正興、邱俊翔
- 121 **地震應變與防災資訊網建置之初步研究**
陳煒仁、王惠萍、陳緯蒼、葉錦勳
- 125 **自來水系統震後服務效能分析之初步研究**
劉季宇、洪祥瑗
- 129 **震源參數與微地動地盤特性研究-高科技園區（地化監測）(IV)**
瓦里亞、林世榮、楊燦堯、溫國樑
- 133 **強地動預估系統雛型開發**
張道明
- 137 **全國強震測站場址工程地質資料庫之建立**
溫國樑、謝宏灝
- 141 **結構物倒塌之數值模擬分析程式之開發**
王仁佐、蔡克銓、莊明介
- 145 **RC牆反覆側推實驗之表面應變場影像量測**
楊元森、黃仲偉、陳北亭、吳俊霖
- 149 **同步數值更新之複合實驗方法初步研究**
楊元森、蔡克銓、Amr S. Elnashai、Oh-Sung Kwon、林聖霖
- 153 **NCREE資訊及知識服務之建置與應用**
周光武、涂文祥、林峻毅、謝尚賢、林顯堂

耐震性能設計規範改進先期研究（二）

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

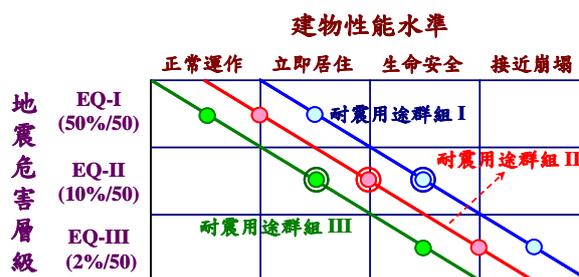
本(97)年度之孫項計畫研究成果，係針對 96 年度所提之「耐震性能設計規範改造版本之建議設計流程」進行檢討，提出更具體可行的施行方案，以改進原建議「建築物耐震性能設計指針草案(2006 版)」之諸項缺點。同時，本年度已完成部份章節條文案內容，以作為銜接未來耐震性能設計規範之基礎。

關鍵詞：性能設計過渡版本、性能目標、耐震設計類別、性能檢核

一、前言

一般所謂的建築物耐震性能，是指包括強度與變形在內的兩種性能種類。現行耐震設計規範的精神，主要強調的是耐震強度性能的滿足，至於耐震變形性能的滿足則是隱藏在決定設計地震力之時，當作是決定條件來使用。其作法是先預設一個等效單自由度結構系統之總體變形韌性，繼而反推得到設計地震力，然後建築物的耐震強度性能是藉由將設計地震力效應納入各種載重組合效應當中，並利用 LRFD 來進行設計，使得建築物在設計地震危害之下保證具有足夠的強度性能而不致破壞。但是現行耐震設計規範對於這個結構總體預設變形韌性，乃至於多自由度系統主要耐震構件的變形性能(或指每層的層間變位)，事實上並沒有建立一個驗證機制來驗證其是否有達成先前所預期。究其原因，在於針對等效單自由度結構之總體預設變形韌性或許較容易進行驗證，但是對於多自由度系統之主要耐震構件之變形性能而言，其驗證則必須要另外提出相關之驗證方法以及驗證標準限度值才有可能來

實現。因此，本報告將針對耐震性能目標矩陣的概念作一介紹，然後再針對如何在現行耐震設計規範中落實耐震性能目標矩陣，提出具體施行方案。



圖一 按照不同耐震用途群組進行設計時所設定之標稱耐震性能目標矩陣圖(具有符號◎者表示實際保留進行驗證設計建築物之「變形」性能)

二、耐震性能目標矩陣的概念簡介

一般的耐震設計規範，對於地震危害的估計，都是先建立地震地表運動強烈度量參數(一般用反應譜加速度系數或 PGA 值來度量)的工址危害機率曲線，然後再以此地震地表運動強烈度量參數當作是結構

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

系統的地震作用設計參數，以間接方式進行設計該工址建築物。事實上，我們若是想要將建築物之耐震變形性能設定為耐震設計內容所主要達成的設計標的，則可直接進行危害度分析以建立該耐震變形性能指標參數（一般以最大層間變位來度量）的工址危害機率曲線，當作為耐震設計的需求。圖一即為目前所建議的耐震性能目標矩陣圖，除了不考慮其縱橫座標的比例因子之外，本質上其物理意義就是一個針對不同耐震用途群組（依重要性而定）的工址建築物，關於耐震變形性能指標參數（一般以最大層間變位來度量）的危害機率目標曲線。基於查核點數目的限制，以及耐震變形性能指標參數值會隨不同結構系統而變化的事實，因此，將此工址耐震變形性能指標危害度目標曲線離散化成每一耐震用途群組只保留三個查核點，同時將建築物關於耐震變形性能指標參數，用一組離散化的定性建築物性能水準來描述。

三、建立可操作之耐震性能目標矩陣

如何依照圖一所示直接建立耐震性能目標矩陣，並落實於現行耐震設計規範當中，仍然存在有諸多疑慮。因此在規範可操作性以及規範延續性的考量之下，我們建議採取下列可操作的措施，以期能真正落實於現行耐震設計規範當中：

1. 建議仍然採取間接的方式，分析求取建築物在查核點上之耐震變形性能指標參數需求（一般以最大層間變位來度量），而且是僅保留進行分析驗證設計地震等級（10%/50yr）作用下之耐震性能需求，以節省工程師進行分析驗證之時間。所謂的間接方式乃是指仍然是採取先將超越機率換算成地震地表運動強烈度量參數值（一般用反應譜加速度係數來度量），然後再進行結構分析程序並估計其耐震變形性能指標參數值需求。當然在僅保留進行分析驗證設計地震等級（10%/50yr）作用下之耐震性能之前，我們必須先要檢討額外進行其餘查核點（50%/50yr，

2%/50yr）驗證之必要性，以及其可省略之合理性，有關此方面的檢討請參考相關計畫成果報告之說明。

2. 在建立相關驗證程序之前，首先要先建立「耐震設計類別」的配套措施。對於不同的「耐震設計類別」，規範會賦予不同的限制條件規定。這些設計限制規定包括：(a)限制結構系統之選擇與高度限制範圍；(b)限制結構分析中結構模型之模擬方式、分析程序（含驗證程序）之選擇以及雙向加載之作用方式；(c)依設計類別而增加設計及細部要求之額外要求規定（例如垂直地震力、橫隔板等）。簡而言之，針對那些耐震用途群組重要性越高且工址地震危害度越大者（相當於「耐震設計類別」級別愈高者），其設計限制規定就越嚴格，反過來說，不需要嚴格設計者其分析設計過程就可以儘量簡化。藉由此配套措施的實施，將可引導工程師在不犧牲精確性的原則下經濟有效的進行耐震設計。表一即為目前所建議的「耐震設計類別」種類，有關「耐震設計類別」種類多寡、界限訂定的檢討以及相關限制條件之規定，請參考相關計畫成果報告之說明。

表一：基於 S_{DS} 訂定之耐震設計類別

S_{DS} 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$0.5 \leq S_{DS} < 0.6$	C	C	D
$0.6 \leq S_{DS}$	D	D	D

3. 在建立相關之驗證程序方面，其內容主要是規定如何求取建築物在查核點上之耐震變形性能指標參數值（一般以層間變位來表示），這些條文規定都是在「分析程序」中加以訂定。「分析程序」的種類分為等效側力程序、反應譜程序、線性與非線性反應歷時程序以及非線性靜力分析程序等四種，其使用時機視「耐震設計類別」之不同而定，且各有其不同的層間變位計算公式。有關這些「分析程序」中之相關層間變位計算公式，請參考相關計畫成果報告之說明。

4. 在建立相關耐震性能驗證標準方面，首先要將原先用一組離散化且定性描述的建築物性能水準，換算成會隨不同結構系統而變之建築物耐震變形性能指標參數(一般以最大層間變位來表示)的具體量化限度值。例如，本研究建議訂定設計地震等級(10%/50yr)作用下，不同結構系統在不同耐震用途群組中所允許之最大層間變位。在建立相關耐震性能驗證標準之後，即可完成整體驗證程序過程，此也就相當於建立了可操作性的耐震性能目標矩陣。
3. 將現行版本之「2.18 節：垂直地震力」以及「3.11 節：垂直地震效應」抽出並合併成地震設計載重組合效應，以作為構材強度需求之計算基礎，但是因為比以往增定了變形需求的計算，而此兩者的載重係數並不同，故將載重係數設定為一個變數，稱之為「贅餘度因子」。同時，將現行版本第一章之規則性與不規則性結構、結構系統、系統之限制、分析方法之要求，以及第六章結構系統設計詳細要求合併，並增訂變形要求之規定以形成新架構之第三章。

四、耐震設計規範新架構之修訂重點

準耐震性能設計規範，其架構特徵應具備下列基本要素：(1)採取制定一種所謂「耐震性能設計」分級管控措施，(2)採取將「地震地表運動」單獨制定成專章規定之措施，(3)採取將「設計程序」與「分析程序」分別制定成專章規定之措施，以及(4)採取將其他與耐震設計相關(例如基礎之耐震設計)但又未於其他設計規範中有所規定者，分別於本耐震設計規範中制定成專章作為額外附加之規定。

因此，現階段可基於現行耐震設計規範進行局部改版，制定為準耐震性能設計規範，其修訂重點包括：

1. 將現行版本「2.8 節用途係數」之條文，移至新架構第一章並改為耐震用途群組及耐震性能目標，同時增訂耐震設計類別之規定。此外，將現行版本「第七章、耐震工程品管」以及「第八章、既有建築物之耐震能力評估與補強」的原則性規定，移至新架構第一章之內，以當作設定好耐震性能目標後應有之品質管制原則性規定。
2. 將現行版本中散見於「第二章、靜力分析方法」及「第三章、動力分析方法」且與建築物工址地震危害相關的地震地表運動條文規定抽出，獨立並集中在新架構之第二章，以單獨突顯出地震之危害度量。
4. 將現行版本中散見於「第二章、靜力分析方法」及「第三章、動力分析方法」之條文扣除與工址地震危害相關的地震地表運動條文規定後，所剩下之條文規定即單純屬於建立模型與分析計算之「分析程序」條文。這些「分析程序」之規定，在耐震性能設計規範架構中是至為重要的關鍵。同時，這些「分析程序」之規定是最可能達到所謂「標準作業程序(SOP)」化的境界；意即不同的工程師若按照相同的標準作業程序進行分析，則其分析結果的變異性應該不致過大。新增各種分析程序中有關變位計算方式之規定，以作為「耐震性能」具體量化的基礎。同時，還補充增訂了「非線性靜力分析程序」以及在各分析程序中如何考慮「土壤—結構互制效應」的規定，以形成新架構之第四章。除此之外，新架構另新增了「附錄 B：性能評估」以及「附錄 C：詳細性能評估程序」，以提供作為當工程師沒有按照耐震設計類別之限制規定進行設計，或是業主願意採用比規範最低限度要求更高而自行訂定其耐震性能目標時之替代性設計參考依據。未來，預計這些附錄之條文規定在相當成熟之後，即可取代新架構之第四章，以順利達成耐震設計規範全面性能化的目標。
5. 將現行版本之第四章改為新架構之第五章。同時，除了將現行版本第五章有關非建築結構之設計要求改為新架構之第六章之外，還另增訂了非建築結構耐震

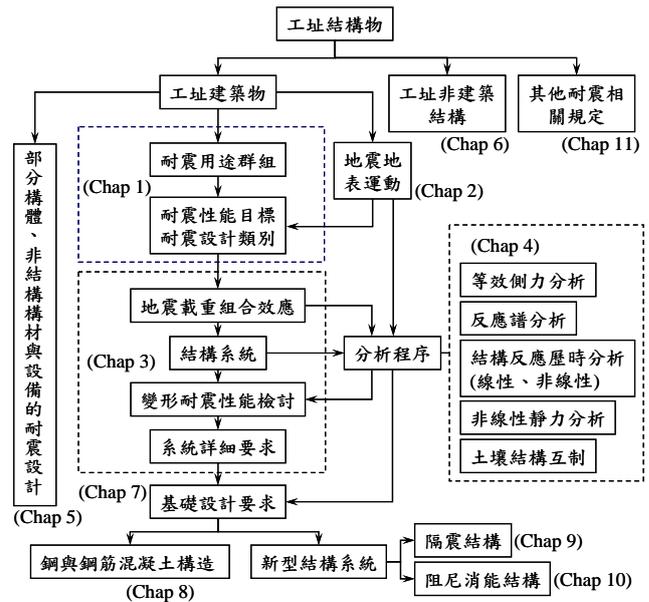
性能檢核之規定。

6. 新增訂「第七章、基礎設計要求」之規定，並將現行版本之 11.1 節移出並納入本章之中。同時，附錄 D 還提供了「基礎之大地極限強度設計以及載重—變形模擬」之替代性基礎設計參考依據。
7. 理想的耐震性能設計規範原應針對每一種構造，分門別類的成立專章並訂定相關條文，以規範該構造於耐震設計過程中，建立其數學模擬模型時所需注意之事項；補充相關構材設計規範(例如土木 401-96)沒有涵蓋的部分、或是需要優先超越這些構材設計規範之原規定者、或是因應特殊性能要求的額外規定。由於考量目前我國鋼結構與鋼筋混凝土結構中需要補充規定之事項並非很多，故初期暫時將之合併於新架構之第八章，待未來成熟後再將其拆開分章訂定。
8. 現行版本之第九章、第十章以及扣除 11.1 節後之第十一章暫時維持不變，而原來之附錄亦改為附錄 A。

五、結論與展望

建議版本之主要條文章節架構如圖二所示，在新架構之設計流程中，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。但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 50 年超越機率 10% 之地震作用下的變形性能需求，若無法滿足則應重新設計直至滿足為止。至於其餘地震危害層級(例如 50 年超越機率 2% 之地震)下的耐震性能要求，實際上並沒有進行檢查，而是假定只要該結構符合結構強度性能需求之規定並按照系統詳細要求之規定進行設計，則該結構將自動滿足 50 年超越機率 2% 地震危害層級下的變形性能需求。

當然在將耐震性能目標矩陣落實在現行耐震設計規範的過程當中，還有很多工作項目必須配合進行，其中最重要的工作項目是必須先將現行耐震設計規範的章節架構進行重組，才有空間以納入耐震性能目標矩陣的相關條文規定。本研究已初步建立可操作性的耐震性能目標矩陣，並且為未來之耐震性能設計規範奠定基礎。



圖二 耐震設計規範改造版之條文章節架構圖

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. ASCE Standard (2006), ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.
3. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、簡文郁、翁元滔、邱世彬、林凡茹、周德光，「耐震與性能設計規範研究(三)」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-07-010，2007。

台北盆地耐震設計微分區研究

張毓文¹ 邱世彬¹ 簡文郁² 柴駿甫²

摘要

我國 2005 年頒行之建築耐震設計規範，對於耐震設計地震之規定開始朝微分區之方向發展。台北盆地因歷次之大地震紀錄及震害顯示出其特殊之盆地效應，採用更小之行政區單位(里)劃定設計地震微分區。然而，現行台北盆地設計地震微分區之建立為依據 1999 年 6 月以前之台北盆地地震紀錄，分析測站地震紀錄的正規化結構速度反應譜，平均求得台北地區各強震測站的正規化場址相依係數 C_v 值分佈結果，劃定目前的微分區。近年台灣地區發生數個大規模災害地震，其中 1999 年的 921 集集地震及 2002 年的 331 花蓮地震，均在台北盆地造成災害，且台北盆地內強震測站密度逐年提高。因此，為使耐震設計規範準則合理並足以反應台北盆地之盆地效應，有必要將近年蒐錄的大規模地震加入資料庫，重新檢討台北盆地設計地震微分區之劃分，以釐清及改善目前盆地內設計標準之缺點。

關鍵詞：設計地震、台北盆地、設計反應譜、轉角週期、微分區、長週期效應、盆地效應

一、前言

我國 2005 年頒行之建築耐震設計規範，對於耐震設計地震之規定開始朝微分區之方向發展。配合行政區之劃分，設計地震以鄉鎮為單位，主要依據地震危害度分析之結果，分別指定 475 年、2500 年回歸期之設計地震，以長、短週期譜加速度值定義簡化之設計反應譜。而台北盆地更因歷次之大地震紀錄及震害顯示出其特殊之盆地效應，採用更小之行政區單位(里)劃定設計地震微分區，範圍如圖一所示，當時因侷限於資料量，部分盆地外之山區亦被列入盆地範圍。

台北盆地現行之設計地震微分區，其建立範疇在於地震動的峰值速度與加速度值之比值(V/A 值)，與長週期反應譜值有極高之關連性，可反映盆地地形對長週期波之放大效應。因而由實測地震紀錄，篩選 V/A 值最大的數筆地震紀錄，分析當時盆地內測站之正規化場址相依係數 C_v 值分佈，決定設計反應譜轉角周期值之微分區。另一方面，規範為採用等效地表最大

加速度(effective peak ground acceleration, EPA)的觀念，將台北盆地內測站各正規化設計加速度反應譜之短週期平台統一訂定為 $S_a=2.5$ ，並將位於及鄰近盆地內外之強震測站之正規化場址相依設計加速度反應譜係數 S_a 表示為

$$S_a = \begin{cases} 1.0 + 7.5T/T_0 & ; 0 \leq T \leq 0.2T_0 \quad (\text{較短週期}) \\ 2.5 & ; 0.2T_0 \leq T \leq T_0 \quad (\text{短週期}) \\ C_v/T & ; T_0 \leq T \leq 2.5T_0 \quad (\text{中週期}) \\ 1.0 & ; 2.5T_0 \leq T \quad (\text{長週期}) \end{cases}$$

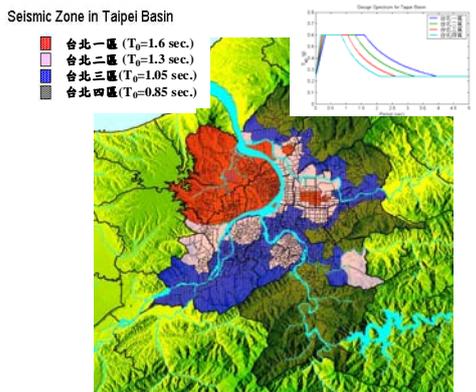
其中， T 為結構週期，單位為秒。而反應盆地內長週期效應之轉角週期 T_0 ，定義為短週期區段 $S_a=2.5$ 與代表中週期區段 S_a 值的 C_v 值的比值。

藉由上述關係及測站地震紀錄的正規化結構速度反應譜(5%阻尼比)，求得台北地區強震測站的正規化場址相依係數 C_v 值，其分佈成為現行台北盆地設計地震微分區依據。然而，當時分析資料庫僅含括 1999 年 6 月以前間台北地區強震測站收錄之地震紀錄，但未包含 921 集集地震等大型災害地震資料。近年台灣地區發生數個

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

大規模災害地震，其中 1999 年的 921 集集地震及 2002 年的 331 花蓮地震，均在台北盆地造成災害。除此外，台北盆地內強震測站之密度亦逐年增加中，因此，有必要將近年蒐錄的大規模地震納入分析資料庫，重新檢討台北盆地設計地震微分區之劃分，以釐清及改善目前盆地內設計標準之缺點。



圖一 台北盆地微分區(Code'05)

二、台北盆地地質概況

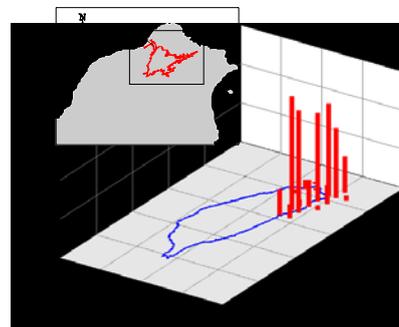
台北盆地是一個第四系半地塹，座落於山腳斷層的上盤。盆地的基盤是褶曲的第三系沈積岩，基盤面西北邊為最深，上覆有水平的第四系沈積層。盆地的地表為一片平坦的沖積平原，標高低於 20 公尺，盆地邊緣為丘陵、台地所圍繞。台北楔形盆地的形狀及深度的複雜變化等影響，使得盆地效應的分析十分困難，本研究以海平面 20 公尺等高線所涵蓋之範圍，視為台北盆地界線，以範圍內之強震測站的實際地震紀錄中，篩選適宜且具代表性之資料統計分析，探討台北盆地長週期效應。

三、台北盆地控制地震

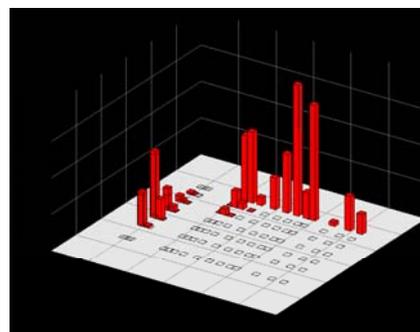
特殊的盆地效應，使台北地區成為全台震災最頻繁的地區之一。1986 年 11 月 15 日在花蓮外海發生規模 $M_L 6.8$ (深度 15 公里)的地震，距離震央超過 100 公里的台北盆地當中，台北縣中和華陽市場整體倒塌造成 12 人死亡及台北市的裕台大樓剪力牆剪斷最為嚴重。而這一次的地震災情使學術及工程界嚴肅的探討盆地與地盤效

應對震波的影響，更促使我國耐震設計規範考慮台北盆地效應而修正其耐震設計反應譜。1999 年 921 集集地震，地震規模達 $M_L 7.3$ (深度 8 公里)，距離震央約 150 公里的台北盆地內的建築物再次受到重創，共造成 120 多人死亡。2002 年 331 花蓮地震又同樣造成不小的災情，狀況與 1986 年在花蓮外海發生的地震相似。此類地震皆於台北盆地引發嚴重震害。

地震危害度參數拆解分析依據潛勢地震源對台北盆地地震危害度之貢獻量，分析 475 年回歸期之控制地震，顯示主要危害貢獻分佈為圖二所示，位置多來自於盆地的東南部外海。經由拆解分析所得之規模與距離，依據危害貢獻量比較如圖三所示，其規模多接近或大於 $M_L 6.5$ ，距離大於 70 公里以上的遠距離地震(Chang et al, 2008)。依據危害貢獻度來源分佈，顯示如 1986 年地震與 331 地震等，震央位於花蓮外海的地震，皆屬於引發台北盆地顯著的地震災害的控制地震源，該形式的地震容易引發盆地內特殊之場址效應。



圖二 台北盆地地震危害潛勢來源分佈



圖三 控制地震之危害貢獻度比較

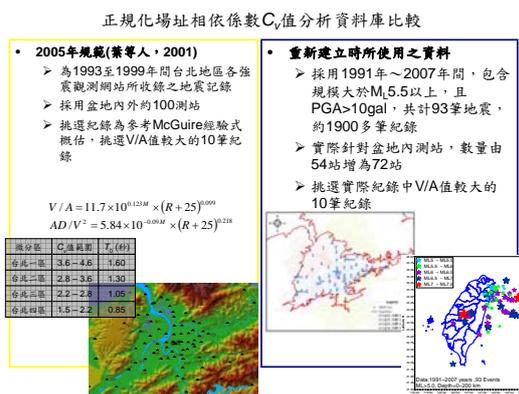
這些歷史災害地震災害分佈均顯示出盆地效應的嚴重性與複雜性，因此探討時

必須適度考慮控制地震的特性，以實測地震資料進行統計分析以考慮盆地效應，進而檢討目前耐震設計微分區，仍為必要。

四、反映長週期效應分析--正規化場址相依係數 C_v

為能獲致各測站實際反映盆地效應的正規化場址相依設計反應譜係數，測站收錄之地震紀錄須經篩選，挑出足以激發該測站盆地效應的地震事件，方能藉由這些地震紀錄的正規化結構速度反應譜(5%阻尼比)，平均求得台北地區各強震測站的正規化場址相依係數 C_v 。

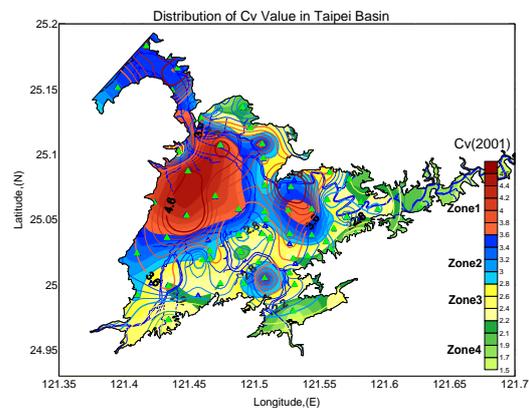
本研究從中央氣象局地震資料庫中篩選出自 1991 年後之地震事件，其規模大於 $M_L 5.0$ ，共有 93 筆地震，包含近年來造成台北盆地震害的地震。並取台北盆地範圍內之測站記錄到尖峰地表加速度值(PGA)大於 10gal 的地震紀錄(約 1900 多筆)，作為分析資料庫，建立正規化場址相依係數 C_v 之等值分佈圖，作為重新檢討台北盆地目前耐震分區適用性之參考依據。分析資料庫與目前規範所採用之資料庫比較如圖四，顯示本分析採用的資料庫會使結果更為細緻的反映台北盆地之盆地效應。



圖四 正規化場址相依係數 C_v 值分析資料庫之比較

應用重新分析的正規化場址相依係數 C_v 值建立等值曲線，參與的測站共計 63 站。各測站挑選時皆由實際紀錄反應譜確認其長週期效應明顯，如鄰近盆地邊緣測站的 TAP094、TAP106、TAP087 等測站。

圖五為考量災害地震紀錄之正規化場址相依係數 C_v 值之等值曲線分佈(等高線分佈樣式)，與 2001 年版之正規化場址相依係數 C_v 的分佈(色階為填滿樣式)之比較，圖中顯示考量災害地震之地震記錄所得到正規化場址相依係數 C_v 值較 2001 年之結果要高，其趨勢由西北向東南遞減，與基盤深度分佈，即沖積層厚度分佈相似。重新分析後之 C_v 值分佈範圍與目前規範所使用之各地震分區在大範圍上大致上吻合，但部分區域在考量災害地震之地震記錄後，於盆地西北邊反映出高的 C_v 值，與盆地內松山層厚度的範圍相符。由重新分析後之結果，建議目前的微分區範圍需略做調整。

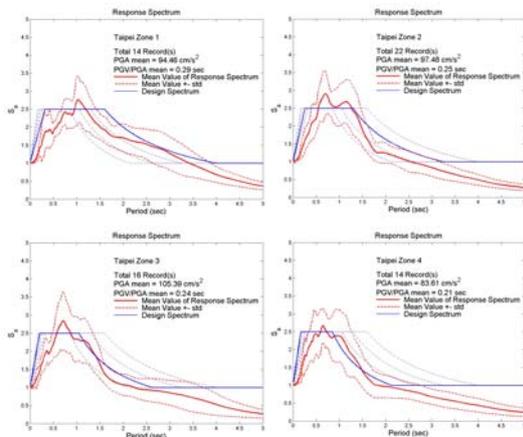


圖五 考量災害地震紀錄所得到之 C_v 值等值分佈與葉等人(2001)之比較

五、震譜轉角週期分析檢討

因台北盆地內地震動反應譜形狀或其轉角週期明顯受到地震震源特性之影響，尤其規模大於 $M_L 6.8$ 之遠距離淺層地震。這一類型地震的震波能量傳致台北盆地時尚未充分衰減，且震波入射角較大而容易產生長週期表面波，因此盆地效應非常容易對長週期波(盆地固有震動週期範圍)產生明顯地增幅現象。因此，為確定控制地震之震源特性對盆地內實際地震反應譜之影響，本研究從前述地震資料庫中篩選出控制地震為 1999 年 921 集集地震及 2002 年 331 花蓮地震之事件紀錄，分析實際地震反應譜，並與目前各地震分區之設計反應譜相比較，進一步檢視其合理性。

將 921 地震及 331 地震在台北盆地內測站之地震紀錄依據 2005 年版規範之微分區分成四個群組，計算平均正規化加速度反應譜，並分別與規範四個微分區之設計地震反應譜進行比較 (Chiou et al, 2008)，如圖六所示。結果顯示在此二災害性地震作用下，台北盆地各測站實測紀錄之正規化反應譜皆與規範之設計反應譜吻合，顯示 2005 年版規範之四個分區的轉角週期或長週期設計譜加速度值之設定應是合理。



圖六 兩個地震事件(921、331 地震)之平均反應譜與設計反應譜比較

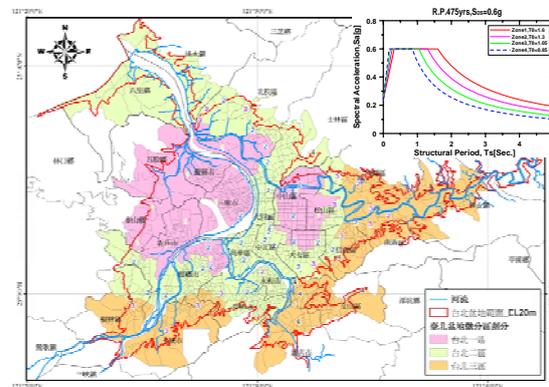
另外，經由逐一檢視各測站之實際反應譜，仍有部分測站須調整其地震分區，總共需要調整的測站共 30 站，其分布情形及調整情況如圖七所示，如 TAP008 測站，依據實測地震分析結果，建議將其耐震需求之分區從台北二區提高至台北一區。考量災害地震紀錄之正規化場址相依係數 C_v 等值分佈與以控制地震資料分析反應譜形狀之微調整之結果，在趨勢大致吻合。

六、結論與展望

目前規範於台北盆地內所制訂的台北四個震區範圍，經反應長週期效應的正規化場址相依係數 C_v 值分佈之檢驗，顯示部分地區之耐震分區需進行微調。而經由各測站實際地震反應譜之檢驗，顯示規範之設計反應譜仍可保守的反應台北盆地內實際的地盤特性，也凸顯部分測站所在位置

應有必要提高規範標準。以海拔 20 公尺等高線的範圍所涵蓋的台北盆地，修正後之台北耐震設計微分區，可分為三個台北耐震分區，各震區範圍如圖七所示，其中一區之範圍略為擴大，具有爭議的山區部分也排除至台北盆地外。藉由災害地震之實際地震紀錄分析所建立之台北盆地設計微分區，應能合理的修正目前耐震設計規範對台北盆地之長週期效應之考量。

除此外，本研究計算時針對短週期區段 S_a 值定義為 2.5，採用一平均特性，未來應重新探討短週期區段 S_a 值實際的特性，以建立更能反映長週期地震效應之設計反應譜。



圖七 重新修正之台北盆地耐震微分區圖

參考文獻

1. Chang Y.W., Jean, W.Y., Chai J.F. Loh C.H. and Wen K.L.(2007). The Microzonation of Seismic Design Earthquake for Taipei Basin, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 07-145.
2. Chiou,S.B., Jean, W.Y. and Chai J.F. (2007). Study on Spectrum Shape for Performance Based Design in Taipei Basin, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 07-146.
3. 葉超雄、鄧崇任、柴駿甫、廖文義，(2001)。台北盆地微分區及其相對應之微分區設計反應譜，內政部建築研究所研究計畫成果報告。
4. 建築物耐震設計規範及解說，(2005)。內政部營建署。

低矮型 RC 建築耐震性能需求分析(二)

翁元滔¹ 黃世建²

摘要

本研究擬針對台灣主要的建物構造：低矮 RC 建物族群，進行詳細評估模型開發，並藉由歷年所得既有之結構實驗結果，解析不同地震危害等級下此類構造之損傷與破壞模式與性能需求。其次，藉由非線性分析軟體模擬各個非韌性 RC 柱反覆載重實驗結果，以求取構件勁度、強度及其衰減後之性能需求，同時亦將其損傷狀態加以量化，並探究其適切性，以適度量化與評估結構勁度、強度衰減行為與殘餘強度等主要性能表現。本研究於 97 年度針對本中心 96 年所執行非韌性 RC 構件試驗成果，其中分為一般柱及含窗台柱兩種類型，進行分析比對與模型建立，藉由試驗數據與錄像資料解析在特定地震危害水準下所對應之損傷狀態，作為工程師未來進行耐震評估時之構件性能基準重要參考。

關鍵詞：現地試驗、損傷指標、非韌性構件、反覆靜力側推分析

一、前言

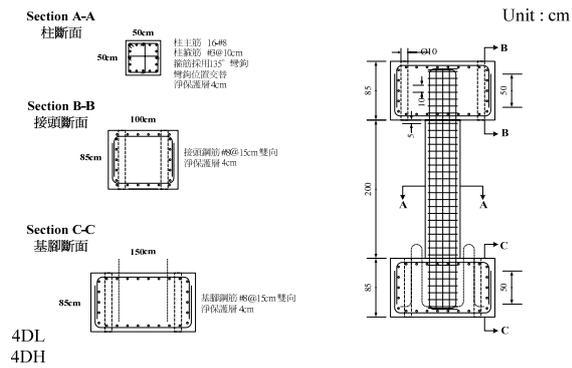
目前台灣存在著許多既有的老舊建築物，而當初在設計這些老舊建築物時並無韌性設計之觀念，大多成為強梁弱柱的配置，導致整個結構系統遭遇強震時易產生剪力破壞。且早期對耐震的觀念較為不足，所以會有非韌性配筋的狀況，如柱箍筋間距過大、箍筋彎鉤為 90 度彎鉤、接頭未配置箍筋等，易造成結構物於地震時倒塌。目前有許多人對此課題進行相關研究，例如林炳昌等人[1]對於 RC 梁柱構材之非線性變形能力作過探討。王仁佐等人[2]作過關於在地震力作用下 RC 結構崩塌分析的研究。為探討此種類型的 RC 構件之耐震性能表現，並將其損傷狀態加以量化，故本文針對非韌性 RC 柱構件試驗加以模擬此類構件之損傷狀態，並整理影像資料與之對應，目的在於將其損傷狀態加以量化及具像化，以提供工程師進行耐震性能評估時，能更有效地掌握老舊建築物之耐震性能。

二、試驗資料

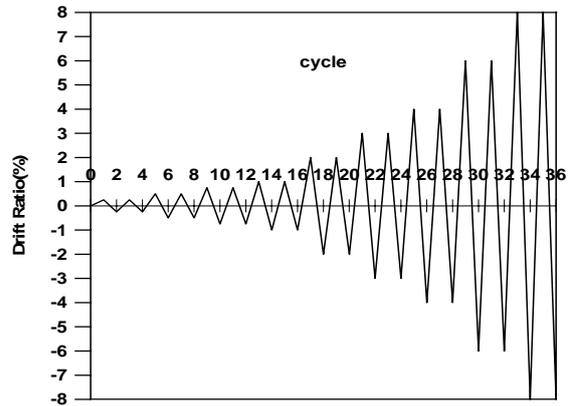
本文取用翁樸文碩士論文[5]中的八座實尺寸之鋼筋混凝土試體受反覆靜態推垮實驗。此實驗是為了模擬短柱韌性與非韌性的反覆靜態推垮而設置的，規劃了 4DL、4DH、4NL、4NH、3DL、3DH、3NL、3NH 八個試體(試體命名之規則為 數字：高寬比、D：韌性、N：非韌性、L：設計軸力為 $0.1A_g f'_c$ 、H：設計軸力為 $0.3A_g f'_c$ ，參見圖一至圖四)。其實驗加載方式是以試體層間變位角(Drift Ratio)當作系統之控制參數，施載程序採三角形位移波，每階段最大層間變位角依次為 0.25%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%，每次位移取三個週期(如圖 5)。且為了符合實際結構物受側向力時，柱的變形為雙曲率變形，實驗配置將柱頂限制為無轉角之雙曲率變形。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

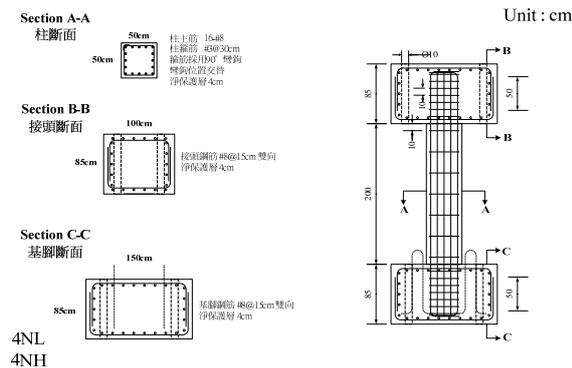
² 國立台灣大學土木工程學系教授



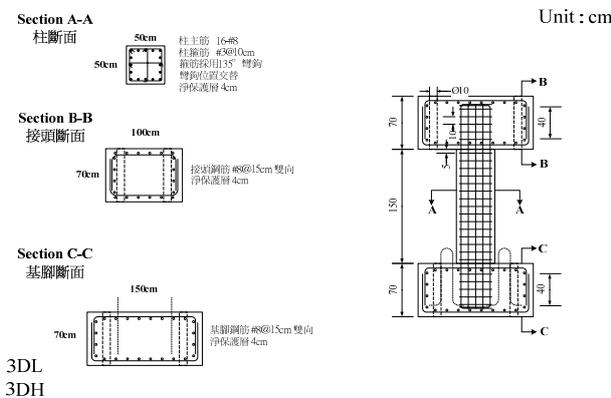
圖一 柱(4DL、4DH)試體尺寸[3]



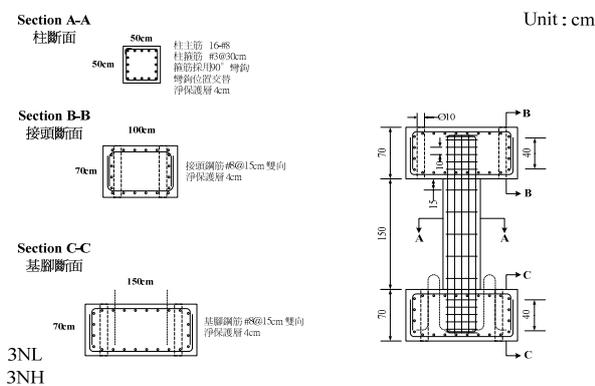
圖五 試體加載歷時圖



圖二 柱(4NL、4NH)試體尺寸[3]



圖三 柱(3DL、3DH)試體尺寸[3]



圖四 柱(3NL、3NH)試體尺寸[3]

三、RC 柱構件強度與勁度計算

目前計算鋼筋混凝土斷面彎矩強度有許多方法，可以從鋼筋混凝土學理方面計算，也可以使用常見之 BIAX 程式加以計算。而本研究採用多倫多大學所研發之 RC 梁柱非線性斷面分析 Response-2000 計算鋼筋混凝土柱之斷面彎矩曲率曲線，而彎矩所對應的剪力強度則是假設反曲點在一半柱高度而得，並將其推估值和實驗值相比，結果如表一。

表一. 試體強度比較

	V_{test}	$V_{response2000}$	V_{test}	$V_{response2000}$
4DL	73.11	71.6	3DL	78.13
4DH	78.38	81.3	3DH	86.12
4NL	47.62	42	3NL	48.02
4NH	67.4	62	3NH	71.24

在 PISA3D 中三參數衰減材料必須輸入 RC 之彈性段之斜率 E_1 與塑性段之斜率 E_2 值，本文中採取之計算方式為：

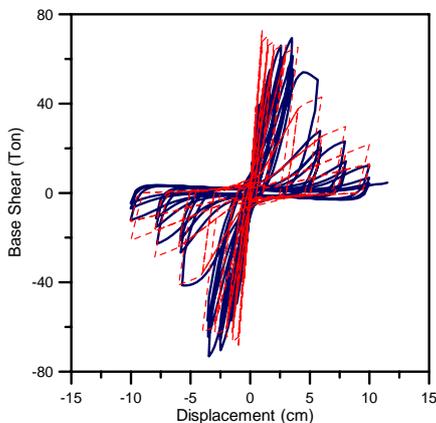
$$E_1 = M_y / IK_y \quad (1)$$

其中 M_y ：斷面降伏彎矩、 I ：斷面慣性矩、 K_y ：斷面降伏曲率。

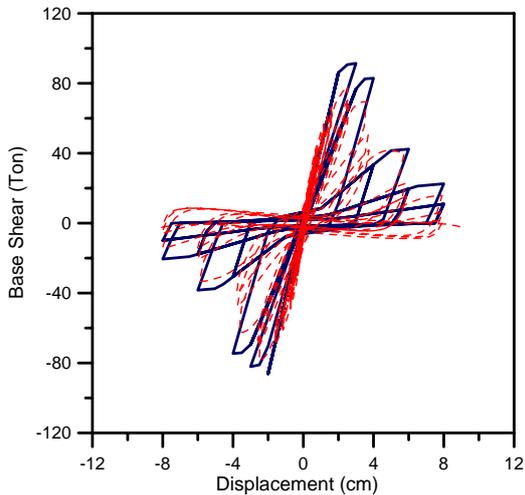
而 RC 塑性段之斜率 E_2 由於過去的經驗多介於 $0.03 \sim 0.05E_1$ ，故在此本文使用 $0.04E_1$ 當作其第二段之斜率。

四、分析結果

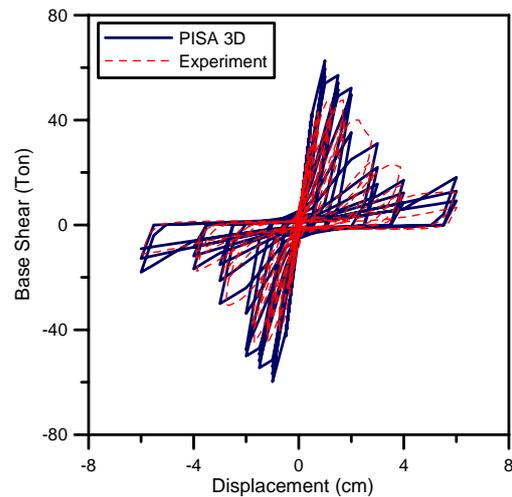
本文使用 PISA3D 模擬翁樸文碩士論文[3]中的八座實尺寸之鋼筋混凝土試體。在此必須注意因試驗設置為模擬雙曲率柱的行為，故柱頂變形為符合試驗必須設置成無轉角的情況。試驗所得柱剪力與柱頂位移關係曲線及分析模擬結果比較如圖六至圖九，發現除了4DL柱於勁度模擬上較不佳外，其餘模擬所得構件側向勁度皆與實驗值相近；如表一所示，其推估構件尖峰強度值則常較低於實驗值，此因其在計算強度時假設柱側向變形之反曲點在一半柱高乃與實際不符合所造成。



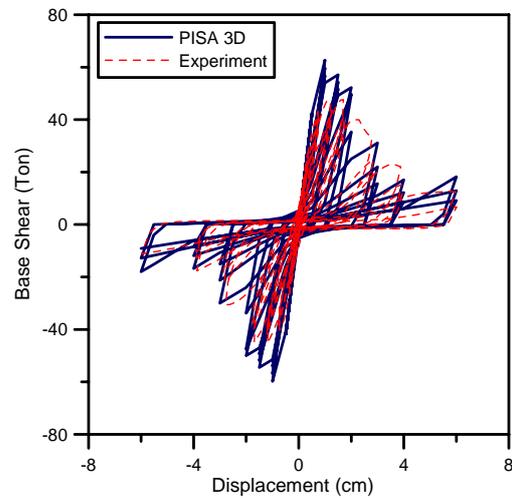
圖六 實驗與分析所得遲滯迴圈(4DL)



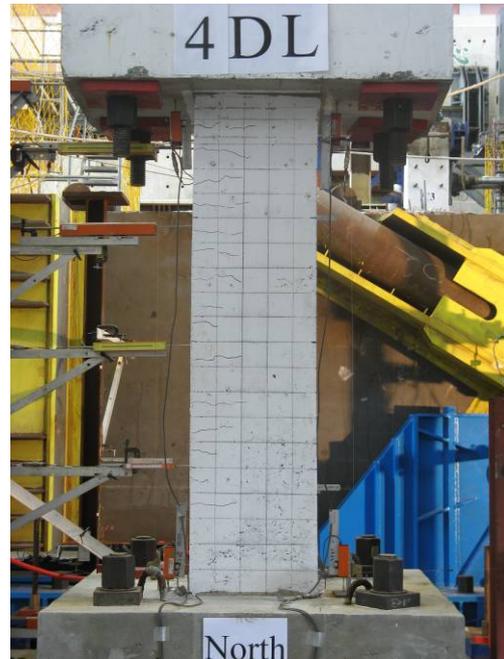
圖七 實驗與分析所得遲滯迴圈(4DH)



圖八 實驗與分析所得遲滯迴圈(4NL)

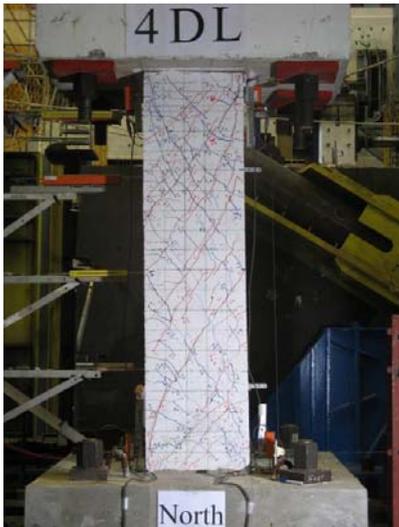


圖九 實驗與分析所得遲滯迴圈(4NH)



損傷指標值 DI=0.0

圖十 4DL 試體 Drift Ratio 0%



損傷指標值 $DI=0.196$

圖十一 4DL 試體損傷狀態(Drift=2%)



損傷指標值 $DI=0.402$

圖十二 4DL 試體損傷狀態(Drift=4%)



損傷指標值 $DI=0.504$

圖十三 4DL 試體損傷狀態(Drift=5%)

五、結論與展望

本文經由模擬之結果發現，使用結構非線性分析軟體 PISA3D 可適切模擬鋼筋混凝土構架行為。而在經由試誤法本文建議 PISA3D 中勁度衰減參數 S_1 、強度劣化參數 S_2 與握裹滑移參數 S_3 ，在混凝土短柱於低軸力與高軸力的情況下可以分別採用 1.2、0.9、0.1 與 0.1、0.9、0.1，並可據以計算其相對應之損傷指標值及照片記錄(如圖十至圖十三)。

本研究之目的在於透過單體非韌性 RC 柱構件試驗以有效模擬柱的非線性行為，提供工程師對於可更加清楚掌握與理解 RC 構件之非線性行為，並在將來可更準確地模擬低矮形 RC 建築物之受震行為。

參考文獻

1. 王力行、林炳昌，「深柱構材之塑鉸性質推算及實體構架試驗結果之驗證」，結構工程，Vol. 21, No. 4, pp. 105-122, Dec (2006)。
2. 王仁佐、吳俊霖、林柏州、楊元森、蔡克銓，「地震力作用下鋼筋混凝土結構崩塌分析」，第四屆海峽兩岸結構與大地工程學術研討會，四月 24~26 日，浙江，杭州。
3. 翁樸文，「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之耐震行為曲線研究」，台灣科技大學營建工程學系，碩士論文(2007)。
4. Bo-Zhou Lin and Keh-Chyuan Tsai, Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems-PISA3D R2.0.2 User's Manual, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan(2006).

新建建物耐震性能導向詳細評估程序發展 與示範例應用檢討

翁元滔¹ 鄧崇任²

摘要

在 1994 年美國北嶺地震和 1995 年日本 Kobe 地震的衝擊下，結構耐震設計和建造程序的一些弱點浮現在工程師的眼前，尤其如何適度考慮地震危害度分析中所蘊涵強地動之不確定性、材料之變異性以及設計與分析程序中載重之不確定性與分析模型精確程度等，皆應在進行耐震性能評估程序中經由機率與統計分析加以量化各種變異性及其可靠度。有鑒於此，目前美國一些專家學者提出所謂「可信度導向耐震性能評估程序」以作為未來耐震性能設計規範所需之分析檢核方法。本研究引入此一新見之可信度導向耐震性能評估程序，並研討不同地震歷時強度調整方法對此種耐震性能評估程序所產生之影響，在此亦以一座 34-story 鋼造範例結構來進行比較，以探究不同歷時調整法所引致地震需求變異性對結構耐震性能可信度評估之影響。

關鍵詞：可信度、耐震性能、危害度、不確定性

一、前言

美國 SAC 專案(FEMA-350, 2000)乃是針對鋼造抗彎構架系統建物之性能預測與評估進行一系列之研究，其中建議以考慮不確定程度之地震需求，與考慮材料變異及分析模型精細度之結構（或構件）容量兩者之比值作為可信度因子，據以換算成量化之可信度。SAC 專案亦針對不同工址、不同自然地震群組及不同年代規範所設計之範例結構設計結果，建立不同精細程度（例如有否考慮節點剛域及模擬梁柱交會區與否）之結構分析模型，進行一系列之歷時動力分析及增量式動力分析，並藉以訂定出不同地震危害等級（耐震性能等級）下之耐震性能可信度水準。其中將耐震性能等級區分為 Collapse Prevention(防止崩塌，以下簡稱 CP)與 Immediate Occupancy(可立即使用，以下簡稱 IO)。其中 CP 等級所對應之地震危害等級為使用年限 50 年、超越機率 2%（以下簡稱 2%in50yr）、迴歸期為 2475 年；而 IO 等級所對應之地震危害等級為使用年

限 50 年、超越機率 50%（以下簡稱 2%in50yr）、迴歸期為 72 年。FEMA-350(SAC Joint Venture, 2000)則以 SAC 專案研究為基礎，以訂定出特定耐震性能要求下之可信度基準與限值。

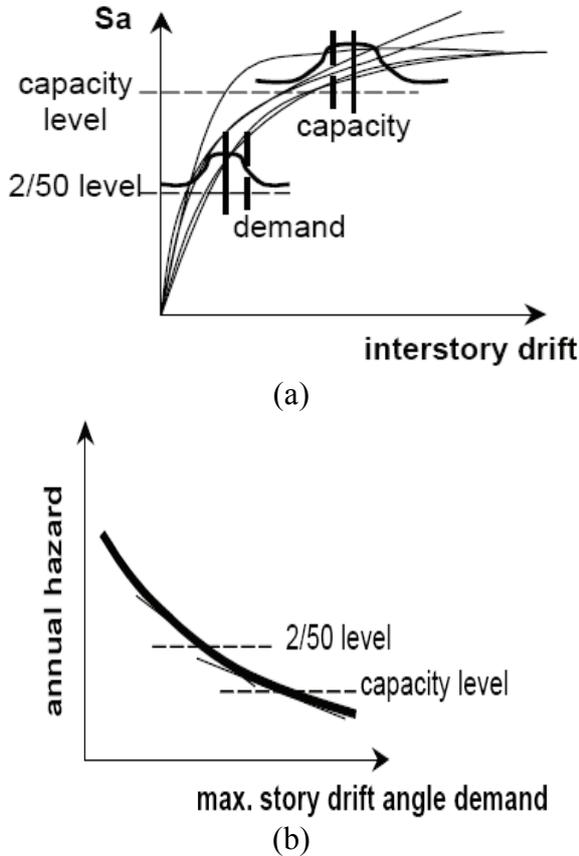
二、耐震性能可信度評估程序

如圖一(a)所示，經由不同地震記錄進行增量動力分析所得之容量曲線會有所不同，而在特定地震強度下之受震反應需求（例如最大樓層側位移角）亦會產生某種程度之變異，故此一可信度評估程序亦考慮地震危害度分析中之地震不確定性之影響(圖一(b)所示)。在可信度導向耐震性能評估程序中，針對結構整體耐震性能之主要評估項目包含柱軸力和樓層側位移角等，在本文中僅針對最大樓層側位移角評估程序進行示範。其次，使用最大樓層側位移角(Max inter-story drift)作為主要設計檢核參數，可用以間接連結及判斷有關接合破裂的狀態、接合失去承受重力的能力、梁柱翼版挫屈、永久側向變位和整體不穩定狀態。在此所謂「整體倒塌」的定

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國家地震工程研究中心研究員

義為動力分析過程中結構產生不穩定或是樓層側位移角達到 10%。



圖一 不同地震危害等級下受震需求不確定性與結構容量變異性之描述

而判斷結構物耐震性能等級，以 Factored Capacity(ϕC) 與 Factored Demand($\gamma\gamma_a D$) 比值 λ_{con} 判斷，表示在式 (1)，稱為 Factored Demand-to-Capacity Ratio：

$$\lambda_{con} = \frac{\phi C}{\gamma\gamma_a D} \quad (1)$$

D = 側位移角需求 (estimate of median drift demand)，以對數平均值估算， C = 樓層側位移角容量 (estimate of median drift capacity)，以對數平均值估算， ϕ = 容量阻抗因子 (Resistance factor)，假設為對數常態分佈， γ = 需求變異性因子 (Demand factor)，假設為對數常態分佈， γ_a = 需求分析不確定性因子 (Analysis demand factor)，假設為對數常態分佈， λ_{con} = 可信度因子 (Confidence factor)，用來決

定信賴層級，其倒數 $\lambda = \frac{1}{\lambda_{con}}$ 稱為危害度

因子， λ 值越大表示結構可信度越低。

2.1 因數化需求 Factored Demand ($\gamma\gamma_a D$)

為求出因數化需求，須先求出結構物受震反應需求均值 D ，其可由線性靜力程序、線性動力程序、非線性靜力程序、非線性動力程序等結構分析方法求取之。在此以 IO 或 CP 等級所對應之地震強度為準，使用不同歷時調整方法調整自然地震歷時至該特定地震強度後，輸入結構分析模型進行歷時動力分析所得最大樓層側位移角反應， \hat{D}_i 為第 i 組地震輸入後所得之最大樓層側位移角需求，以式 (2) 計算側位移角需求：

$$D = \exp\left\{\left[\sum_{i=1}^N \ln(\hat{D}_i)\right] / N\right\} \quad (2)$$

以上所列之 C_B 及 β_{DU} 值可參考 FEMA-351(2000) 所列之計算方法，在此不加以詳述。

2.2 因數化容量 Factored Capacity (ϕC)

於可信度因子計算的分子 ϕC 稱為因數化容量 (Factored capacity)，至於結構物容量 C 的求取，須先由各種不同分析方法求取結構物之容量曲線。在此以增量動力分析程序 (IDA) 求取容量曲線後，配合 5.2.3 節所述有關結構物容量 C 之決定方法以決定容量 C 。其中分別使用不同的地震記錄進行 IDA 所得最大樓層側位移角反應 \hat{C}_i 後，則結構容量 C 以式 (3) 計算：

$$C = \exp\left\{\left[\sum_{i=1}^N \ln(C_i)\right] / N\right\} \quad (3)$$

其中 i 表示 $1 \sim N$ 組地震。

至於阻抗因子 ϕ 之計算則依據 Jalayer and Cornell (1999) 建議之計算方法如式 (4)：

$$\phi = \phi_U \phi_R = e^{-\frac{k}{2b} \beta_v^2} \phi_R \quad (4)$$

其中 ϕ_R 為估算結構容量過程中由於不同地震紀錄產生的隨機變異性，可由式 (5) 計算：

$$\phi_R = e^{-\frac{k}{2b}\beta_{CR}^2} \quad (5)$$

β_{CR} 為增量式動力分析(IDA)所得側位移角容量之自然對數值的標準差，其計算方式如下式：

$$\beta_{CU} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \ln \hat{C}_i - \ln \bar{\hat{C}}_i}{N-1}} \quad (6)$$

ϕ_U 是由於結構容量之不確定性對 ϕ 的貢獻，可用式(7)表示：

$$\phi_U = e^{-\frac{k}{2b}\beta_{CU}^2} \quad (7)$$

β_{CU} 為計算結構物整體倒塌容量時之不確定性，與分析模型精細度有關，FEMA-355F (2000)針對不同樓層數已建議其所對應之 β_{CU} 值，此一不確定性亦與實驗測試結果得到的側位移角容量的自然對數值的標準差有關。

由上述內容可求出可信度因子 λ_{con} ，而評估此一 λ_{con} 是否在可接受的信賴區間內則可由 K_X 標準高斯分佈判斷。Jalayer and Cornell (1999)提出 C_B 與 K_X 之關係式如式(8)所示：

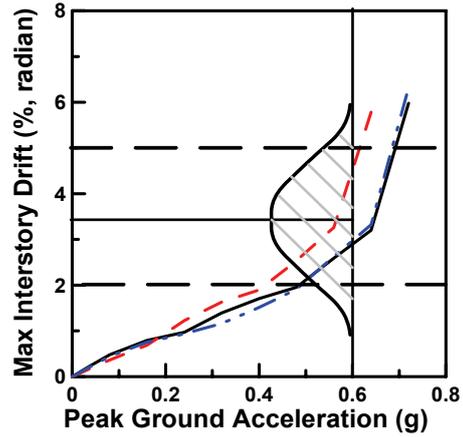
$$\lambda_{con} = e^{(K_X \beta_{UT} - \frac{k\beta_{UT}^2}{2})} \quad (8)$$

其中 β_{UT} 為受震需求不確定性與容量隨機變異性的總和，可由式(10)計算之，而式(9)是假設受震需求具有對數常態分佈特性。圖二(a)為使用不同地震記錄進行增量動力分析所得地震強度(PGA 值)與受震需求之關係曲線，當選擇任一特定之PGA值，對應到使用不同地震紀錄進行需求分析所得之最大樓層側位移角需求值之分佈，在此假設此分佈為如圖二(b)所示常態分佈，故 λ_{con} 可用式(8)表示。而 K_X 為標準高斯分佈變異數，圖三顯示 K_X 與可信度百分比之關係曲線， K_X 與 λ_{con} 之關係曲線則可由下式表示：

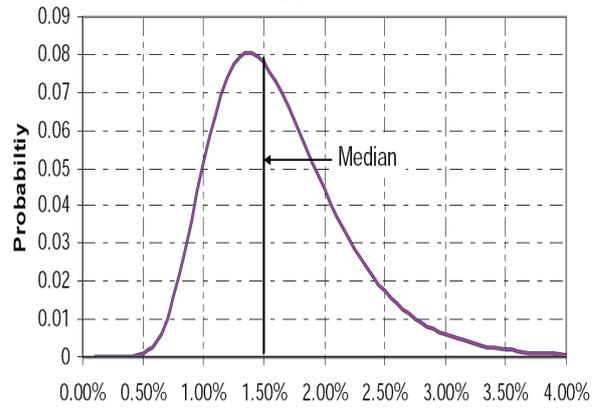
$$K_X = \left[\ln(\lambda_{con}) + \frac{1}{2} \cdot k \cdot \beta_{UT}^2 \right] \cdot \frac{1}{\beta_{UT}} \quad (9)$$

故任一 λ_{con} 皆可依其對應之 K_X 估算其所對應之可信度百分比。

$$\beta_{UT} = \sqrt{\sum_i \beta_{ui}^2} \quad (10)$$

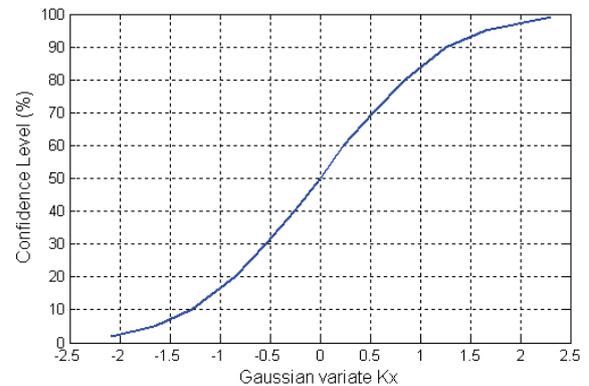


(a)



(b)

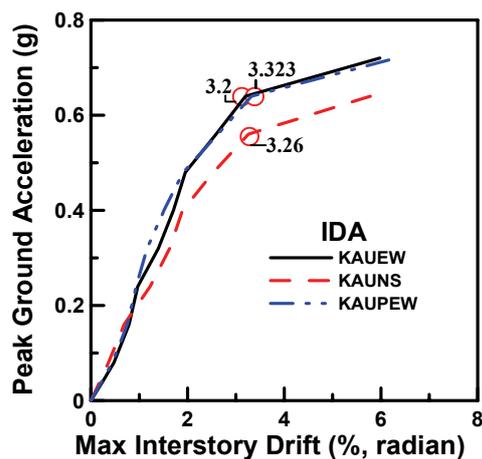
圖二 (a)地震強度與受震反應需求分佈 (b)對數常態分佈曲線



圖三 標準高斯變異數與可信度關係曲線

2.3 範例構架評估結果簡介

以下以一座 34-story 範例構架長向為例，輸入三組人造地震進行增量動力分析求取其容量曲線與結構側位移角容量，在此沿 34-story 範例構架長向輸入三組人造地震進行增量動力分析所得容量曲線與結構側位移角容量分析結果如圖四所示，其結構物容量對數平均值為 3.72 %弧度。



圖四 34-story 增量動力分析結果

表一 34-story 範例構架之因數化需求與因數化容量之計算參數

	MMS	Code
k	2.40	2.40
b	1.00	1.00
β_{DR}	0.14	0.26
β_{DU}	0.25	0.25
β_{CR}	0.02	0.02
β_{CU}	0.25	0.25
γ	1.02	1.08
γ_a	1.08	1.08
ϕ_R	1.00	1.00
ϕ_U	0.93	0.93
$\gamma_a D$	1.14	2.27
ϕC	3.02	3.02

表二 34-story 範例構架之可信度因子與可信度評估結果

	λ_{con}	λ_{con-95} %	K_X	Confidence Level	Check
MMS	2.66	1.55	3.02	99%	OK
Code	1.33	1.60	1.18	85%	NG

三、可信度分析結果討論

分析結果顯示，34-story 範例構架長向之因數化容量 ϕC 與所得因數化需求 $\gamma_a D$ ，代入式(8)分別計算其可信度因子 λ_{con} ，結果列於表二，依據 FEMA-350(2000)之建議：對應於 2%in50yr 地震危害等級，結構物之可信度表現應該在 95% 以上，表

二列出對應於可信度百分比為 95% 之可信度因子 λ_{con-95} ，從表二亦可看出：MMS 法與 Code 法此二種地震歷時調整法應用於此一可信度導向耐震性能評估程序時所得範例構架長向受震反應之可信度百分比，其中考慮較高振態之 MMS 法高於 95%，而 Code 法所得之可信度百分比低於 95%。因 λ_{con} 為因數化容量與因數化需求的比值，故此一比值越大，代表結構物越安全；MMS 法的可信度百分比最大亦即使用 MMS 法可有效降低地震需求變異性，使結構耐震性能可信度評估的檢核結果更加合理，間接可使結構設計更加經濟。

四、結論與展望

在本章中詳細介紹美國 SAC 專案研究所提出之結構耐震性能可信度評估程序，並以一座位於台灣高雄市 34-story 範例構架進行案例分析以探究不同歷時調整法所引致地震需求變異性對結構耐震性能可信度評估之影響。其中使用考慮較高振態之 MMS 法所得之可信度皆高於 95%，而 S Code 法所得之可信度百分比易低於 95%，顯示現行規範所訂之歷時調整法易使性能評估結果太過保守。

參考文獻

1. Federal Emergency Management Agency (2000), FEMA-350, -351, and -355F, Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by SAC Joint Venture for FEMA, Washington, D.C.
2. Jalayer, F. and Cornell, A. (1998), Development of a Probability-Based Demand and Capacity Factor Design Seismic Format, Draft 8/11/98, Publication as a SAC Background Document Pending.
3. Krawinkler, H. and Gupta, A. (1999), "Seismic Demands For Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame." Structures Report No.132, June.

足尺鋼筋混凝土含牆構架雙向反覆載重實驗

曾建創¹ 黃世建² 葉勇凱³ 李逸聰⁴

摘要

鋼筋混凝土的理論可粗分為「撓曲與軸力」及「剪力與扭矩」兩大部分，其中「撓曲與軸力」已有較成熟之解析模型且已納入規範之設計程序中。但「剪力與扭矩」則缺乏較完整之解析模型，尤其「扭矩」方面，因目前缺少實驗的驗證，實難發展一套合理的解析模型，本研究針對此一需求，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；反覆載重實驗結果可提供第二階段振動台實驗參考，將由 University of Houston 負責於美國 NEES program 項下申請研究經費執行，主要探討 variable strain rate effects 對材料強度、結構裂縫發展、破壞模式將產生之影響。

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

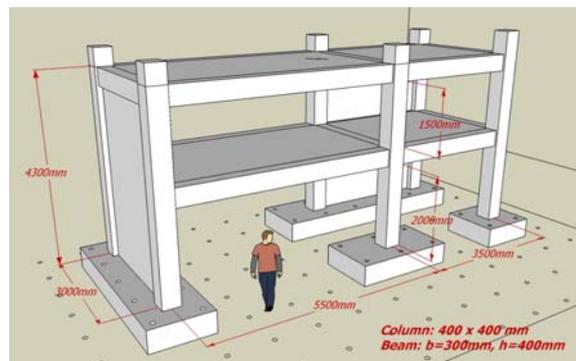
一、前言

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。實驗規劃成二個階段：第一階段試驗結果，可探討結構複雜的互制行為；並於第一階段試驗結束後，進行快速修復，以進行第二階段吊掛石材耐震試驗。其詳細之試體設計、試驗配置與初步試驗結果，分述於以下各節。

二、試體設計

本試體設計參照國內現行設計規範(土木 401-95)與 ACI318-05 code，除二樓柱桿件為求剪力強度控制其行為，將其橫向

鋼筋間距放寬，不符規範要求外，其餘設計皆依照規範規定為主。試體整體尺寸：試體長向(南北向)長度為 9000 mm，短向長度(東西向)為 3000 mm；長向之兩跨度分別為長跨 5500 mm 與短跨 3500 mm；試體包含六根柱，一樓柱淨高 2000 mm，二樓柱淨高為 1500 mm，柱斷面為 400 mm x 400 mm，梁斷面尺寸為 300 mm x 400 mm，樓板厚度為 200 mm。其試體外觀尺寸如圖一所示。



圖一 足尺鋼筋混凝土含牆構架尺寸圖

¹ 國家地震工程研究中心助理技術師

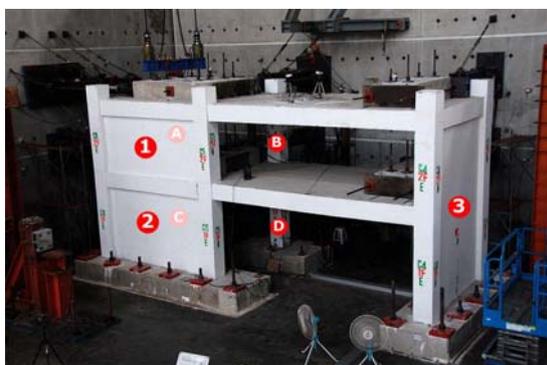
² 國立台灣大學土木工程系教授兼國家地震工程研究中心組長

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國立台灣大學土木工程系研究生

三、試驗規劃及配置

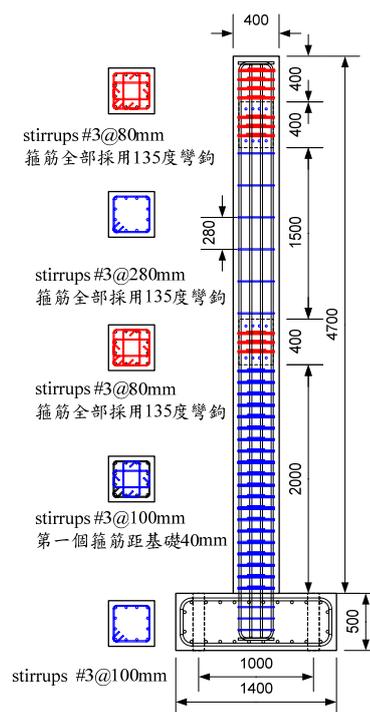
本試體在牆體的配置上，為求達到平面勁度不對稱，以產生扭轉的現象，在試體的東側與北側共配置了三面低矮型剪力牆，如圖二所示。東側長向短跨處配置了牆 1(高寬比 0.48)、牆 2(高寬比 0.64)，而北側短向處配置了牆 3(高寬比 1.5)，此三面牆之極限強度皆由剪力強度主控。在柱設計方面，二樓柱(如柱 A 及柱 B)為短柱設計，極限強度由剪力強度主控；一樓柱(如柱 C 及柱 D)為一般柱設計，極限強度由撓曲強度主控。其中邊柱(柱 A 及柱 C)則規劃額外承受 $0.2f_c'$ 軸壓應力，以探討單柱受軸壓之影響。



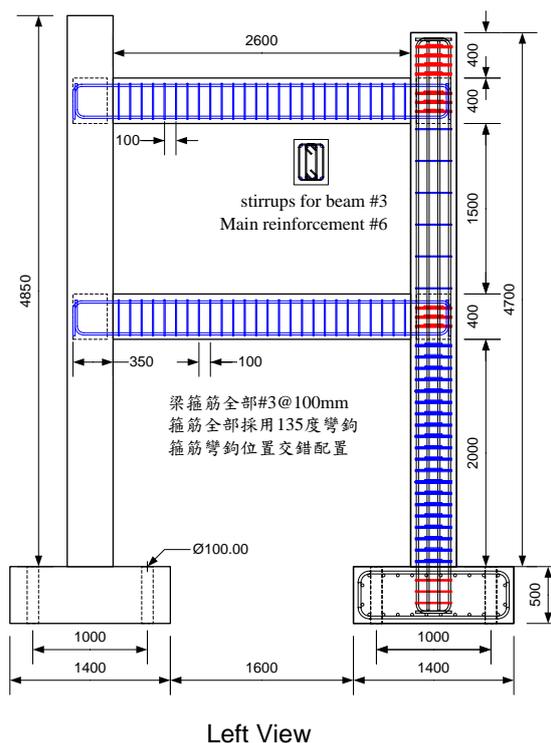
圖二 試驗配置示意圖

試體中之樓板板厚決定，取決於施力系統的力量大小。本試驗中，油壓制動器產生之外力，經由鋼筋混凝土塊將力量傳遞至樓板，最後再傳遞至各構件；在試驗時，並不希望在力量在傳遞過程中，樓板因強度不足而造成試體先行破壞，造成實驗失敗；故在規劃試體過程中，由上述考量因素來決定樓板板厚為 200 mm。

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 ，詳細配筋圖如圖三所示。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 ，詳細配筋圖如圖四所示。



圖三 柱配筋圖



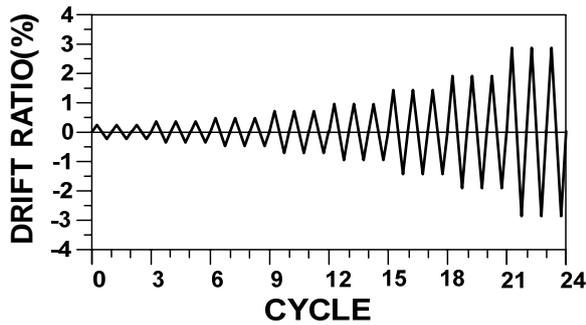
Left View

圖四 梁配筋圖

本實驗總共使用十組油壓制動器，每組油壓制動器所提供之推拉力均為 981kN；在試體之長向推力(南北向)，總共配置五組油壓制動器，二樓樓板配置三組，一樓樓

板配置兩組；在試體的短向(東西向)，同樣於二樓樓板配置三組，一樓樓板配置兩組。

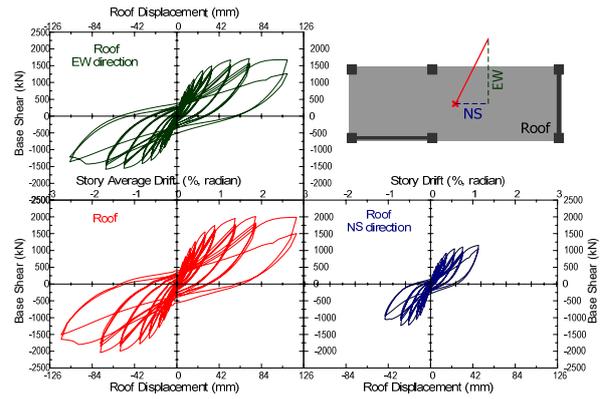
在實驗位移加載控制方面，為因應實驗需求，需同時符合底下條件：(1) 控制二樓樓板質心運動，使南北向及東西向雙向的位移比為 1:2，其位移加載歷時圖如圖五所示；(2) 一樓與二樓之水平外力，以樓高來進行豎向分配，即一樓與二樓水平外力比為 1:1.83。



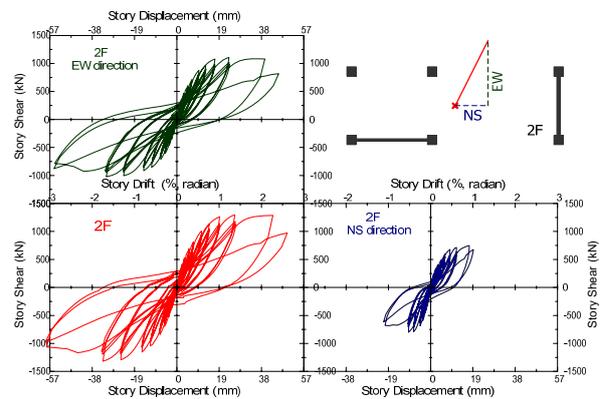
圖五 位移加載歷時圖

四、試驗結果與討論

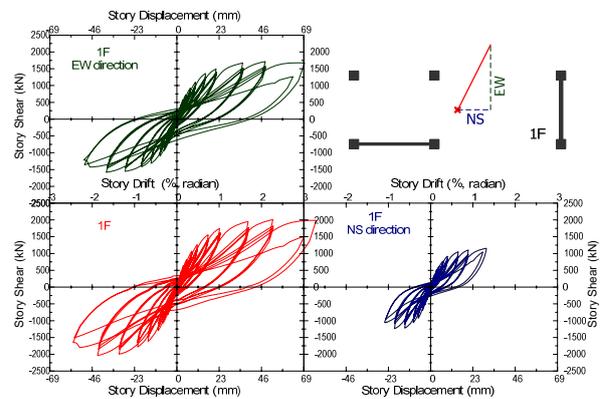
試體之整體基底剪力與頂層位移關係圖，如圖六所示。圖中紅色曲線表示試體基底剪力總和與頂層位移之關係，當試體層間變位達 -3.0% 時，試體於二樓柱產生剪力破壞，導致基底剪力有下降趨勢；圖中藍色曲線則為南北向的力量及位移分量；而綠色曲線則為東西向的力量及位移分量，將各向分量分別繪出，以利比較。當試驗進行至層間變位達 3.0% 時，於試體一樓樓層先產生軟化現象，此現象可比較圖七及圖八可看出端倪：圖八中紅色曲線正向位移較大，即表示一樓樓層先產生軟化，接著於負向位移時，二樓柱因產生剪力破壞，使軟化現象轉移至二樓樓層，如圖七中紅色曲線所示。由以上試驗結果可看出，結構行為在進入高度非線性時，個別樓層間複雜的互制行為。



圖六 試體基底剪力-頂層位移關係圖



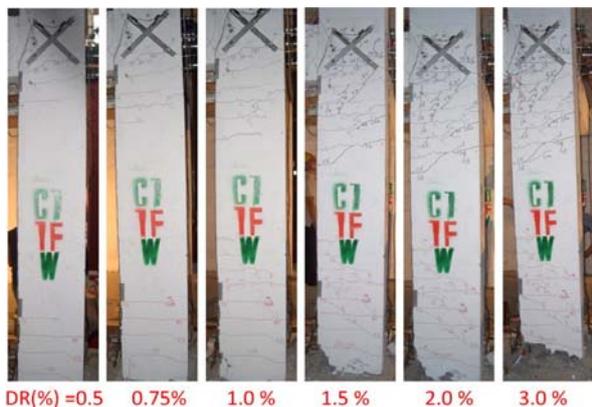
圖七 試體二樓樓層剪力-樓層位移關係圖



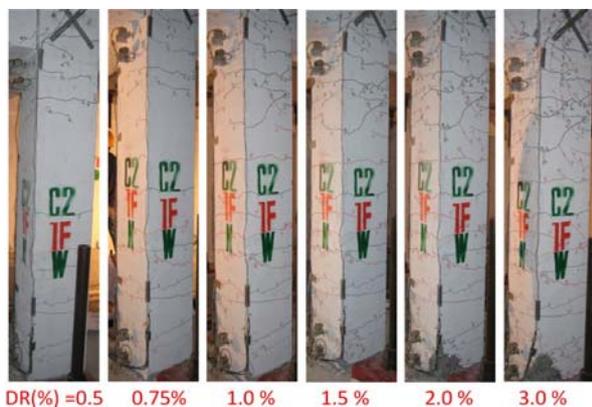
圖八 試體一樓樓層剪力-樓層位移關係圖

於實驗過程中，除觀測試體裂縫發展之外，亦拍照紀錄之。圖九為一樓 C1 柱(柱 C)，在實驗過程中，有額外承受 0.2 fc' 的軸壓應力，其裂縫集中於柱兩側發展，若與一樓 C2 柱(柱 D) 比較，可發現未承受額外軸壓應力的 C2 柱，其裂縫發展有延伸至柱中間段，但最後破壞模式皆為塑角區撓曲破壞。反觀二樓 C2 柱(柱 B)，裂縫發展分散於柱各部位，屬典型的剪力強度

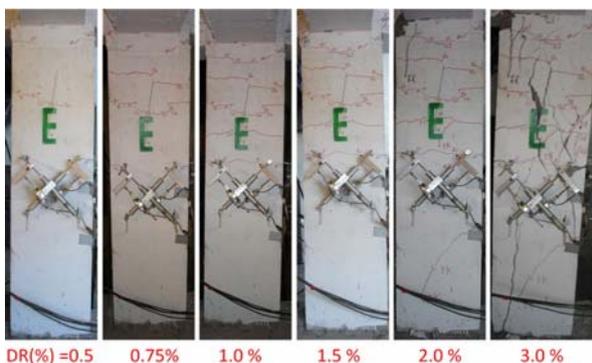
主控之破壞模式，至 Drift Ratio = 3.0 % 則突然產生剪力裂縫，如圖十一所示。



圖九 一樓 C1 柱(柱 C)於各階段裂縫發展情形



圖十 一樓 C2 柱(柱 D)於各階段裂縫發展情形



圖十一 二樓 C2 柱(柱 B)於各階段裂縫發展情形

五、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：

1. 在試體位移加載控制方面，只控制試體二樓樓板質心位移，以及一樓與二樓側向力的分配。可直接觀察到試體因平面勁度不對稱，造成偏心扭矩而產生平面旋轉的現象。
2. 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。
3. 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。

參考文獻

1. 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.
2. Mansour, M. and Hsu, T. T. C. (2005a). "Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear: Part 1 – Experiments," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 1, January, 2005, pp. 44-53.
3. Kunnath, S.K. and Reinhorn, A.M. (1990). "Model for inelastic biaxial bending interaction of reinforced concrete beam-columns," ACI Structural Journal, Vol.87, No.3, pp.284-291.
4. 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.

0401 地震台東消防局震損紀錄與結構材料試驗

葉勇凱¹ 沈文成² 江文卿³ 王文清⁴ 鍾立來¹

摘要

消防廳舍為了方便消防車及相關機具之進出，有其特殊之空間配置，因而造成一些耐震上之弱點。2006 年發生 0401 地震造成台東消防局結構體嚴重損壞，為了實際瞭解此次地震事件對台東消防局之影響，國家地震工程研究中心前往現場進行勘災，並取樣分析混凝土與鋼筋試樣之強度，作為日後相關研究工作之參考依據。

為推動台灣地區強地動監測計畫，中央氣象局曾於台東消防大樓設置儀器以記錄地震反應資料。若能完整蒐集強地動資料並搭配震損紀錄以及結構材料試驗結果，可提供未來研究者以台東消防大樓為例，進行耐震能力評估分析研究時之重要參考。本報告除了針對台東消防局進行 0401 地震結構損害調查以及鋼筋試樣與混凝土圓柱試體試驗，亦詳細記錄三個地震之歷時資料。

關鍵詞：0401 地震、台東消防局、現場勘災、地震歷時反應

一、前言

2006 年 4 月 1 日下午 6 時 2 分發生芮氏規模 6.2、深度為 7.2 公里的地震，震央位於台東市附近的卑南山下，即所謂 0401 台東地震。地震發生後，國家地震工程研究中心隨即派員前往台東地區了解實際災損情況，根據現場勘災結果發現，此次地震造成約 40 人受傷，多集中於台東市；而建築物損害方面，台東地區僅有零星災情，但特別的是台東消防局結構體嚴重受損。

中央氣象局地震測報中心推動強地動觀測計畫[1]時，曾於台東消防局裝設強震監測儀器，並定期蒐集地震記錄，包括歷年之 921 與 1022 等較大規模之地震。此次 0401 地震造成台東消防局結構體嚴重受損，同時強震儀也記錄了主震及餘震之歷時反應。國家地震工程研究中心將此視為寶貴的真實結構在真實地震中之現地試驗，因而進行此研究。本報告詳細記載 0401 地震對台東消防局造成之損害情形，以及

自現場取回之鋼筋與混凝土試體進行材料試驗後之結果。爾後研究人員進行相關研究時，可利用這些真實地震紀錄與材料參數，以及結構體幾何尺寸配合現場勘災報告，作為耐震能力評估研究之參考。

二、0401 地震描述與受損紀錄

台灣地區於 2006 年 4 月 1 日下午 6 時 2 分發生芮氏規模 6.2 的地震，震央在台東縣卑南地震站北方 7.0 公里處，震源深度僅 7.2 公里，俗稱 0401 台東地震。除了台東消防局大樓在此次地震中損壞外，各地災情計有高雄衛武營區圍牆倒塌 20 公尺，高雄市 1 處電梯受困，台東縣 7,250 戶停電 8 分鐘後復電、11 處瓦斯外洩、2 處電梯受困。建築結構方面，台東消防局一、二樓嚴重龜裂，物品散落，樓梯、牆壁多處破裂。本次地震共計有約 40 人受傷，大部份為天花板、屋內物品掉落打傷，其次為驚慌撞傷，所幸受傷民眾均無大礙。本次地震後，國家地震工程研究中心派員前往現

¹ 國家地震工程研究中心研究員

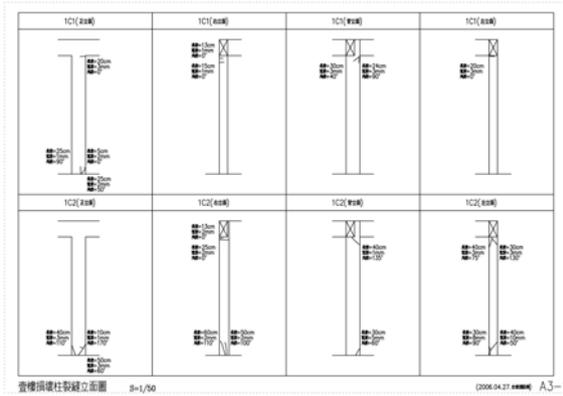
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 大漢技術學院土木工程系副教授

⁴ 國立台東大學資訊管理系副教授

場進行勘災[2]。

台東 0401 地震造成消防局的主要破壞集中於四處，右側器材室、中央一樓半高之夾層值勤室以及中央與右側的樓梯間，其他則是磚牆與梁柱界面的分離與牆面破壞。地震之後，台東大學王文清教授之研究團隊針對一樓柱損壞情形，仔細描繪其裂縫位置，部分裂縫描繪位置如圖一所示。



圖一 部分一樓損壞柱裂縫描繪

三、試體取樣

此次地震造成台東消防局主結構體損害，為瞭解此棟建築物之材料參數，大漢技術學院江文卿教授團隊至現場進行取樣，合計混凝土圓柱試體取樣數為 51 個；鋼筋試體取樣數為 27 根。首先將取回之鋼筋裁切成試樣所需長度約 60cm（夾具所需長度加上位移計拉伸活動空間），進行試驗前鋼筋須事先打設兩小孔，兩孔間距離為 20cm，以利裝設位移計記錄鋼筋變形量。試樣準備好之後裝置於 100 噸萬能試驗機上，以 0.05 mm/s 拉伸速率加載，直到鋼筋斷裂為止。試驗儀器可記錄降伏荷重與最大荷重。於現場採樣之混凝土鑽心試體，均取自於柱並無梁或其他位置。以兩倍直徑（約 7cm）裁切成試體所需高度後，始進行混凝土抗壓試驗，唯須注意試體表面是否平整，若不平整可利用蓋平石膏抹平修補試體。完成以上步驟後，即可將圓柱試體平放置於萬能試驗機上加壓，以每秒 1.4~3.4kg/cm² 的荷重施加於試體，直到試體破壞為止，並記錄破壞時的最大荷重。

四、921、1022、0401 強震記錄

台東消防局為一地下一層、地上四層之 RC 造建築物，中央氣象局在四個樓層共安裝 22 個加速度規，量測台東消防分隊大樓振動反應訊號；強震儀安置於地下室、一樓、二樓、頂樓以及自由場，包含 X 向、Y 向及 Z 向，配置位置如表一所示。其中 05 頻道及 13 頻道因接收訊號異常，故視為損壞；量測之訊號包括 1999 年的 9 月 21 日集集地震、10 月 22 日嘉義地震以及 2006 年 4 月 1 日台東地震。

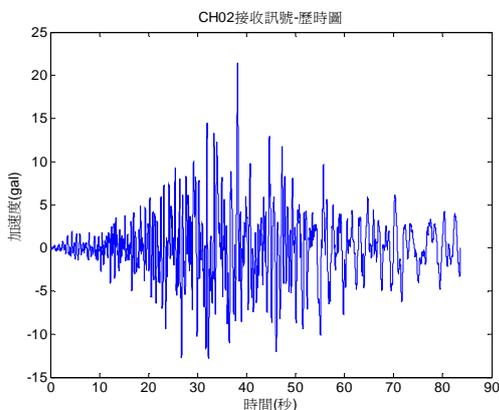
表一 強震儀安裝位置

編號	軸向	位置描述
CH01	X	自由場，消防隊大樓後門
CH02	Y	自由場，消防隊大樓後門
CH03	Z	自由場，消防隊大樓後門
CH04	X	B1 樓板上面向樓梯地下室柱子邊
CH05	Y	B1 樓板上面向樓梯地下室柱子邊
CH06	Z	B1 樓板上面向樓梯地下室柱子邊
CH07	X	1F 樓板下面向樓梯倒掛
CH08	Y	1F 樓板下面向樓梯倒掛
CH09	X	1F 樓板上面向馬路靠近正前方柱子
CH10	Y	1F 樓板上面向馬路靠近正前方柱子
CH11	Z	1F 樓板上靠近左側樓梯柱子
CH12	X	2F 樓地板下靠近左側樓梯柱子
CH13	Y	2F 樓地板下靠近左側樓梯柱子
CH14	X	2F 樓板下正前方柱子
CH15	Y	2F 樓板下正前方柱子
CH16	X	RF 樓地板下 (辦公室內面向後門)
CH17	Y	RF 樓地板下 (辦公室內面向後門)
CH18	Z	RF 樓地板下 (辦公室內面向後門)
CH19	X	RF 樓地板下 (會議室面對馬路)
CH20	Y	RF 樓地板下 (會議室面對馬路)
CH21	Z	RF 樓地板下 (會議室面對馬路)
CH22	Z	RF 樓地板下 (陽台)

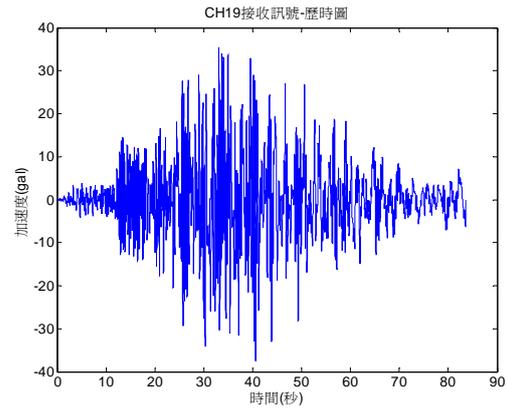
由台東消防大樓蒐集到的 921 地震離散訊號，其歷時共 103.7 秒，訊號取樣間隔為 0.005 秒，前 20.1 秒由於無明顯振盪，故視為地震發生之前，因此予以剔除。各頻道量測到之最大加速度整理於表二，921 地震最大地表加速度為 21.51gal，由消防大樓後門之自由場 Y 向 02 頻道量得，其地震歷時如圖二所示。加速度平方和最大值於頂樓 X 向 19 頻道量得，為 $1.19 \times 10^6 \text{gal}^2$ ，其地震歷時如圖三所示。

表二 最大加速度 (單位：gal)

		921	1022	0401
B1 X 向	CH04	18.89	4.71	165.48
B1 Y 向	CH05	Bad Data		
B1 Z 向	CH06	10.99	2.33	230.85
1F X 向	CH01	18.59	4.98	211.92
	CH07	19.57	5.19	176.99
	CH09	19.39	5.04	210.22
1F Y 向	CH02	21.51	4.36	382.49
	CH08	21.79	4.14	365.40
	CH10	21.90	5.08	375.78
1F Z 向	CH03	10.84	2.45	126.18
	CH11	14.38	2.53	206.59
2F X 向	CH12	28.10	8.87	196.13
	CH14	29.35	13.57	313.85
2F Y 向	CH13	Bad Data		
	CH15	23.32	5.85	401.24
RF X 向	CH16	33.73	13.13	289.09
	CH19	37.48	15.95	357.98
RF Y 向	CH17	32.22	9.55	520.34
	CH20	25.91	8.22	506.69
RF Z 向	CH18	11.60	2.56	151.10
	CH21	11.76	3.01	219.66
	CH22	15.55	3.50	221.18

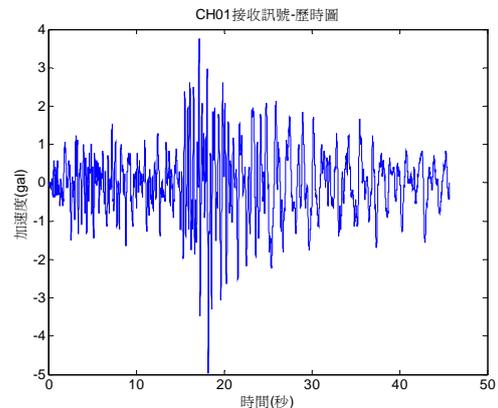


圖二 921 地震-自由場最大地震歷時圖

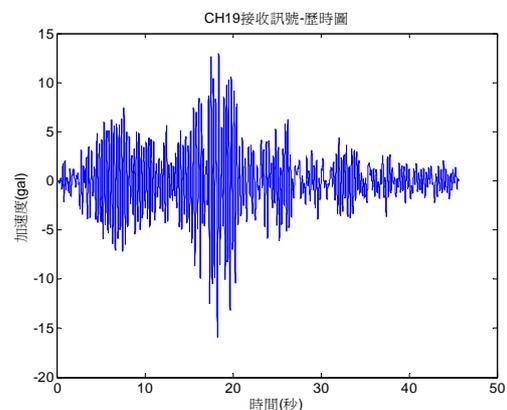


圖三 921 地震-19 頻道之地震歷時圖

由台東消防大樓蒐集到的 1022 地震離散訊號，其歷時共 62.75 秒，訊號取樣間隔是 0.005 秒，前 17.08 秒由於無明顯振盪，故視為地震發生之前，因此予以剔除。最大地表加速度於一樓自由場 X 向 01 頻道量得，為 4.98gal，其地震歷時如圖四所示；加速度平方和最大值於頂樓 X 向 19 頻道量得，為 $8.07 \times 10^4 \text{gal}^2$ ，其地震歷時如圖五所示。

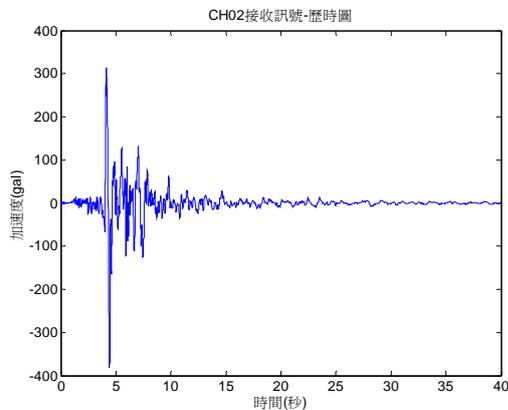


圖四 1022 地震-自由場最大地震歷時圖

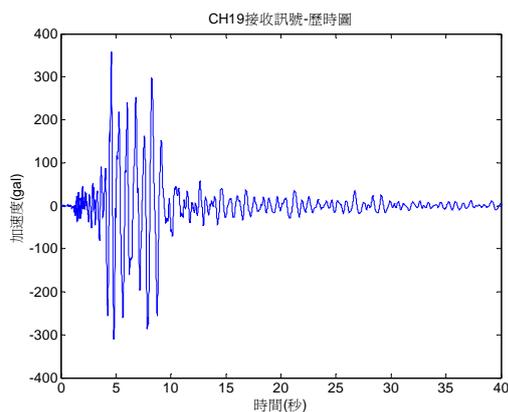


圖五 1022 地震-19 頻道之地震歷時圖

由台東消防大樓蒐集到的0401地震離散訊號，其歷時共 103.7 秒，訊號取樣間隔是 0.005 秒，前 32.55 秒由於無明顯振盪視為地震發生之前，因此予以剔除，72.55 秒之後（即最後 31.15 秒）無明顯震盪，視為地震已經結束亦剔除，因此 0401 各頻道地震歷時圖僅保留中間有明顯振盪之 40 秒。最大地表加速度於一樓 Y 向 02 頻道量得，為 382.49gal，其地震歷時如圖六所示；速度平方和最大值於頂樓 X 向 19 頻道量得，為 $2.79 \times 10^7 \text{gal}^2$ ，其地震歷時如圖七所示。由以上結果可觀察得到 0401 地震較 921 及 1022 地震皆大很多，故最後導致建築物損壞。



圖六 0401 地震-自由場最大地震歷時圖



圖七 0401 地震-19 頻道之地震歷時圖

由三次地震中各方向之最大地表加速度記錄，可觀察到 0401 地震規模較其他兩次 921 及 1022 地震大很多，各方向之最大地表加速度值在 150gal 以上，因而導致台東地區建築物以及地下維生管線受損，其中台東消防大樓結構體嚴重損壞，必須面臨拆除重建。

五、結論與展望

台東 0401 地震造成台東消防局大樓嚴重受損，最後決定拆除重建，所幸無人傷亡，更幸運的是中央氣象局推動強地動觀測計畫時，曾於該大樓設置強震量測儀器，完整記錄了 0401 之地震反應。報告中除說明台東消防大樓之結構幾何尺寸、鋼筋配置情況以及材料參數，並描述其損傷之情形，本研究成果應有助於各界瞭解結構體在強震作用下之反應及其受損機制。

參考文獻

1. 溫國樑、劉良方、邱士榮、陳國昌，「台北、宜蘭地區自由場強震儀暨結構物監測系統檢測及資料收集」，中央氣象局地震技術報告彙編，台北 (1998)
2. 國家地震工程研究中心、國家災害防救科技中心，「2006 台東 0401 地震事件勘災報告」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-06-006，台北 (2006)

側推分析於校舍現地試驗之驗證

葉勇凱¹ 沈文成² 蕭輔沛³ 周德光⁴

摘要

既有建築物的耐震能力需要一套有效的耐震評估方法加以確認。國家地震工程研究中心基於美國 ATC-40 的容量震譜法，發展了一套以側推分析為基礎的耐震詳細評估方法，目前已針對低矮型建築的結構元件建議適當的非線性鉸性質，這些非線性鉸性質直接影響建築物側推分析的結果，因此需要實體校舍試驗加以驗證。過去四年來，國震中心針對欲拆除之老舊校舍，開始於花蓮縣新城國中進行首次現地側推試驗，隨後陸續在雲林縣口湖國小、桃園縣瑞埔國小及台南縣關廟國小，進行多次現地側推試驗，試驗結果確立了一些真實校舍結構在側推下之反應，正可作為驗證側推分析之用。文中針對國震中心歷年來完成之未補強校舍現地試驗結果，與 ETABS 側推分析得到之容量曲線進行比較分析，除了驗證本文介紹之耐震詳細評估方法的合理性與正確性，並深入探討結構體非線性鉸發生之機制，作為後續修正結構元件非線性鉸特性之依據，更能真實模擬低矮型建築之受震行為，提供將來工程師進行低矮型建築耐震能力評估之參考。

關鍵詞：ETABS、現地試驗、側推分析、詳細評估

一、前言

由於大型實體結構物試體的製作與測試經費非常龐大，以往少有大型實體結構物之試驗結果可供理論進行分析比對，且在實驗室中多採取縮小尺寸或單一構架之模型進行試驗，容易因材料尺寸效應及未考慮構架中內力重分配機制，無法完整反應真實建築物之耐震能力。因此，為了獲得最直接且符合現況之建築物耐震試驗結果，國震中心在 2005 年初首次於花蓮縣新城國中進行校舍現地試驗，針對結構體空構架進行靜態單向側推試驗[1]，此次試驗乃是國內大型結構試驗技術的重大突破。試驗前先將沿走廊方向原有磚翼牆拆除，只保留隔間牆柱與窗台柱構架的典型校舍型式，再切割校舍獨立所需之試體單元，於每層樓切開處梁端位置安裝加載用之千斤頂，並於千斤頂後方的構架加上鋼骨斜撐作為反力支撐。為模擬側推分析的水平力豎向分配，依倒三角形豎向分配原則，

利用千斤頂活塞面積的不同，控制側向力以 2:1 的比例，施加於屋頂及二樓樓板層。

有了前次成功的經驗，國震中心於 2005 年 7 月在雲林縣口湖國小進行第二次現地試驗，其中包含空構架、磚翼牆補強構架與 RC 翼牆補強構架等不同結構性質之靜態單向側推試驗，並比較前述兩種不同補強工法之效益；隔年暑假期間，選定桃園縣瑞埔國小待拆除重建之校舍，規劃了標準試體、隔間牆增設複合柱補強試體[2]與柱載重重分配試體單元進行試驗，並探討靜態單向側推載重、擬動態載重與反覆載重等不同載重型式對結構體受側力行為之影響[3]。最近一次則是 2007 年暑假於台南縣關廟國小進行現地試驗，主要探討構架式鋼板包覆、RC 擴柱與後拉式預力鋼棒等補強工法之成效，經由實驗結果得到之容量曲線圖，可驗證上述補強工法應用於校舍結構之效益。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理技術師

二、耐震詳細評估方法

美國 ATC-40[4]建議的耐震能力評估方法，即所謂的容量震譜法，首先需由側推分析建立建築物的基底剪力與屋頂位移的容量曲線，再依建築物的第一模態轉換為容量震譜，即譜加速度與譜位移的關係曲線。建立了建築物的容量震譜後，基於建築物的最大允許位移、最大層間位移、重要結構元件破壞、或側力強度的允許衰減率，可於容量譜上指定一性能點，此性能點表示在容量震譜上，建築物允許的最大位移能力，進而可計算得結構對應的性能目標地表加速度。由側推分析建立的基底剪力與屋頂位移的關係曲線，可適度的表現建築物的受力與變形關係，使建築物的耐震能力不只由強度決定，而是由強度與韌性一起貢獻。

目前工程界常使用之 ETABS、SAP2000 等結構分析軟體，皆能提供使用者進行非線性側推分析，進而得到建築物之容量曲線。在 ETABS 中結構元件的彈性行為是以材料彈性性質來表現，而結構元件之非線性行為，完全由結構元件上所設置之非線性鉸來表現，非線性鉸性質之設定合理與否將影響容量曲線之正確性。ETABS 提供兩種非線性鉸設定方式，分別為預設之非線性鉸與使用者定義之非線性鉸，預設之非線性鉸性質參數設定完全是依據 FEMA-273 及 ATC-40 之建議，程式內建之非線性鉸有四種：(1)軸力非線性鉸；(2)與軸力互制之彎矩非線性鉸；(3)彎矩非線性鉸及(4)剪力非線性鉸；使用者定義之非線性鉸則可依其內建的非線性鉸性質加以修改或自訂一個新的非線性鉸性質。

內建之非線性鉸性質均過於保守，分析的結果與實際情形有所差異；且在進行含磚牆或 RC 牆構架之側推分析時，亦沒提供對應之非線性鉸定義，無法進行含牆構架之側推分析。因此，葉與蕭等人[5-9]根據過去國內外學者之理論，依據雙曲率柱的側向載重位移曲線關係，給予結構元件對應的非線性鉸參數，並以等值斜撐模

擬磚牆與等值寬柱模擬 RC 牆於地震作用下之行為，並運用 MATLAB 程式編譯軟體撰寫使用者介面程式[5]，計算非線性鉸參數以及設置非線性鉸對應之位置，方便工程師使用 ETABS 進行側推分析。

三、單向側推試驗容量曲線之修正

2006 年於桃園縣瑞埔國小進行之校舍現地試驗，規劃有參考校舍之單向側推試驗、擬動態載重試驗與反覆側推試驗，此試驗結果可作為單向側推試驗與反覆載重側推試驗之對照比較，藉以修正單向側推試驗之容量曲線，使其能反應反覆載重下之容量曲線。

由於單向側推試驗係單一方向施力，未能適切考慮實際地震所引致之反覆變位行為，為真實模擬結構物受地震來臨之反覆作用情形，利用桃園縣瑞埔國小現地試驗之反覆載重試驗所得之容量曲線，將原有單向側推容量曲線非線性部分予以修正得到擬反覆側推容量曲線，此擬反覆側推容量曲線應與擬動態與反覆側推試驗之容量曲線接近。比較圖一中反覆側推試驗結果之包絡線與單向側推試驗之容量曲線，兩者之初始勁度差異不大，但反覆側推試驗在後期強度明顯衰減較快，且兩者之負勁度存在比例關係，因此定義出以下之修正關係：

(1) 當單向側推曲線之基底剪力 $V \leq 0.97V_{monotonic,max}$ 時，擬反覆側推曲線可由下式定義

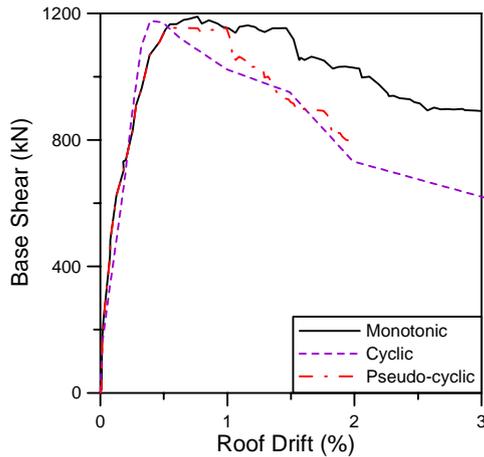
$$\delta_{pseudo} = \delta_{monotonic}, V_{pseudo} = V_{monotonic}, \quad (1)$$

上式中， δ_{pseudo} 為擬反覆側推曲線之屋頂位移； $\delta_{monotonic}$ 為單向側推曲線之屋頂位移； V_{pseudo} 為擬反覆側推曲線之基底剪力； $V_{monotonic}$ 為單向側推曲線之基底剪力。

(2) 當單向側推曲線中屋頂位移大於 $0.97V_{monotonic,max}$ 所對應之屋頂位移且基底剪力小於 $0.97V_{monotonic,max}$ 部份，由下式進行修正

$$\delta_{pseudo} = \delta_y + \frac{\delta_{monotonic} - \delta_y}{2}, V_{pseudo} = V_{monotonic}, \quad (2)$$

上式中， δ_y 為單向側推曲線中 $0.97V_{monotonic,max}$ 所對應之屋頂位移。式(1)與式(2)即可用以修正單向側推試驗所得之容量曲線，進而得到擬反覆側推容量曲線，使其能反應反覆側推的強度衰減現象。



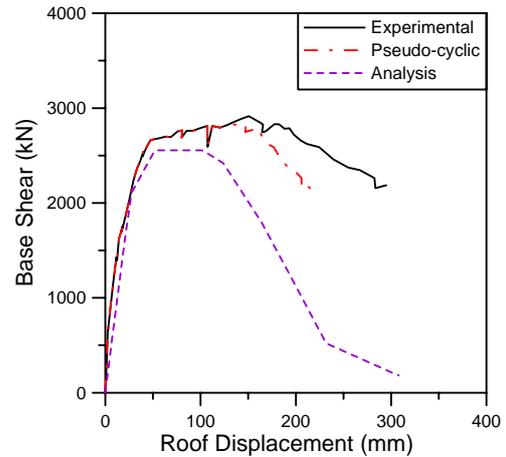
圖一 反覆側推曲線與單向側推曲線

四、現地試驗之驗證

本精簡報告僅以新城國中校舍為例，新城國中提供之舊校舍為兩層樓之鋼筋混凝土加強磚造建築物，屬於走廊外有柱之梁柱構架結構型式，一樓高 3.95 公尺，二樓高 3.75 公尺，長向尺寸為 30 公尺，短向尺寸為 10.4 公尺，每樓層計有 3 間 3 跨教室，教室之間設有 1B 厚度磚造隔間牆，沿走廊方向之窗台為 1B 磚造，窗台高度大多為 75 公分。

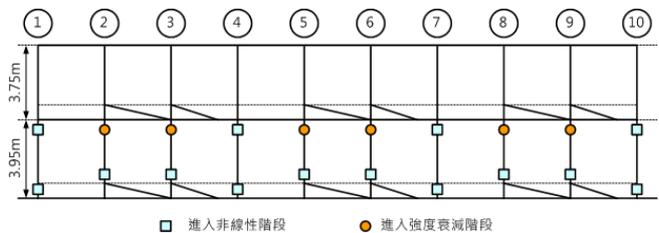
建立 ETABS 分析模型並完成非線性鉸之設置後，即可進行側推分析而得到結構物之容量曲線，圖二顯示現地試驗與側推分析得到之容量曲線比較圖，未補強前標準試體之最大強度為 2914.7kN，發生於頂層側位位移達 149.5mm；而 ETABS 非線性側推分析後得到之最大基底剪力值為 2554.8kN。標準試體與分析結果之初始勁度非常接近，最大側力強度尚有一小段差距，分析結果稍微偏向保守。由於新城國中教室柱長較長，沒有短柱效應發生，試

驗結果顯示柱的破壞模式多為撓曲或撓剪破壞，使結構具有相當大的韌性。

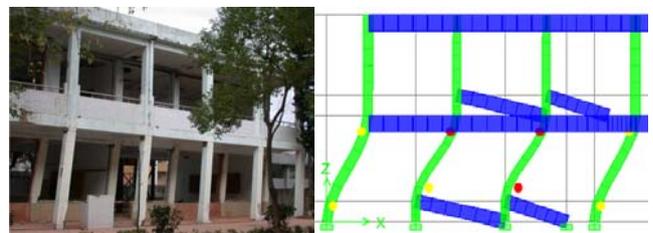


圖二 新城國中標準試體容量曲線比較圖

為方便說明並比較分析之結果，本文只討論靠近走廊側之構架非線性鉸之行為。圖三表示最大側力強度下非線性鉸發展情形，最大強度發生時，只有一樓有非線性鉸產生，二樓柱無明顯開裂仍保持彈性變形，表示軟弱層存在於底層的現象，同時窗台柱比隔間牆柱較早發生撓剪破壞，這些分析結果皆與現場觀察極為接近。圖四為新城國中標準試體靠近走廊側構架破壞後之照片與非線性鉸發展圖。



圖三 新城國中標準試體靠近走廊側構架之非線性鉸發展圖



圖四 新城國中標準試體最終破壞情況

五、結論與展望

本文以現地試驗之校舍資料，利用 ETABS 結構分析軟體進行非線性側推分

析，將容量曲線與試驗結果比對，均能得到不錯的結果，顯示此套針對低矮型校舍之耐震評估方法之正確性，且其建議之非線性鉸性質已能反應地震力作用之下，結構元件產生之破壞機制。本方法所得到之研究成果將可提供一個合理的方法，方便工程師有效地處理既有校舍之耐震能力評估，未來將探討軸力變化對結構元件非線性鉸性質之影響，以及針對軸力非線性鉸之定義持續研究，將此套評估方法推展至中高樓層之建築物。

詳細評估法-以消防廳舍為例」，鋼筋混凝土建築耐震能力評估研討會論文集，台北 (2006)。

8. 蕭輔沛、葉勇凱、林金祿，「校舍建築之耐震能力詳細評估與試驗驗證」，中華民國第八屆結構工程研討會論文集，南投 (2006)。
9. 蕭輔沛、葉勇凱、曾至堅，「建築物耐震詳細評估方法之研究(一)」，國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-07-049，台北 (2007)。

參考文獻

1. 江文卿、邱聰智、蕭輔沛、杜怡萱、簡文郁、葉勇凱、鍾立來、黃世建，「花蓮縣新城國中校舍現地實驗-靜態單向側推」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-08-008，台北 (2008)。
2. 鍾立來、吳賴雲、楊耀昇、黃裕哲、連冠華、簡文郁、葉勇凱、黃世建、蕭輔沛、邱聰智，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強試體靜態單向側推現地試驗」，國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-07-058，台北 (2007)。
3. 翁元滔、林克強、黃世建、邱聰智，「桃園瑞埔國小校舍耐震性能現地試驗-標準構架試體擬動態與反覆側推試驗」，國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-08-004，台北 (2008)。
4. ATC-40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01," Applied Technology Council (1996).
5. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-08-023，台北 (2008)。
6. 葉勇凱、蕭輔沛、林金祿，「耐震詳評之 ETABS 推垮分析」，校舍之耐震評估與補強講習會，台北 (2005)。
7. 葉勇凱、蕭輔沛，「建築結構耐震能力

國民中小學校舍結構耐震評估與補強設計使用手冊(二)

鍾立來¹ 葉勇凱¹ 簡文郁¹ 蕭輔沛² 沈文成³ 周德光⁴

楊耀昇⁵ 邱聰智³ 趙宜峰⁶ 黃世建⁷ 柴駿甫¹

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。本團隊彙整多年來在校舍結構耐震評估與補強之研究成果，編訂成研究報告，共出版二冊，一為「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，闡述耐震評估之方法及耐震補強之工法，並佐以範例，詳述耐震評估及四種補強方法之設計分析流程；另一為「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」，除將整套詳細評估方法做一詳盡之解說，亦進行實機演練說明。本團隊另舉辦三場講習會來推廣本手冊所介紹之詳細評估方法與其實際應用，其中在台北及高雄各舉辦一場「校舍結構耐震評估與補強技術手冊講習會」，再於高雄舉辦一場「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」。經由一系列之講習會將本手冊之詳評方法推廣並應用，期能在下一次地震來臨前，做好預先防範之措施，以保障師生之安全。

關鍵詞：校舍、耐震評估、耐震補強、擴柱、翼牆、剪力牆、複合柱

一、前言

本團隊彙整多年來在校舍結構耐震評估與補強之研究成果，出版「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」(中心報告編號：NCREE-08-023)，闡述耐震評估之方法及耐震補強之工法，並佐以範例。本手冊共分八章：第一章前言，說明歷年地震下之校舍震害、校舍結構系統、校舍耐震提升策略及本手冊之內容與適用性；第二章設計地震與補強目標，將設計地震、校舍在大震中之性能、補強目標及耐震性能檢核；第三章建築物現況與檢測，說明實施耐震評估與補強前所須完成之基本資料調查、檢測項目及檢測報告；第四章耐震評估，介紹非線性側推分析之流程、構件行為及模擬；第五章耐震補強工法，介紹四種適用於校舍且經試驗驗證之補強工法(擴柱

補強、剪力牆補強、翼牆補強及複合柱補強)，逐一說明其規劃設計、補強後之評估及施工注意事項；第六章資料庫，藉由中心所建構之耐震資訊網平台將經過統計分析後之耐震評估及補強設計資料，透過網頁模式呈現完整之分析結果。第七章結語，將本手冊之主要結論加以說明；第八章示範例，選擇某校舍作為本手冊之評估與各種補強設計之示範例，詳述耐震評估及補強設計之流程，提供工程師使用時參考。此外，尚出版「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」(NCREE-08-030)，分別介紹耐震能力詳細評估(容量震譜法)之程序、非線性鉸之設定與檢核、側推分析之技巧、性能曲線之分析與性能目標地表加速度之判定。

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 國立台灣大學土木工程系研究生

⁶ 國家地震工程研究中心專任助理

⁷ 國立台灣大學土木工程系教授

二、性能點

本手冊針對一般校舍及緊急避難用校舍分別建議其性能點選取之判斷基準，包含強度準則及位移準則。針對一般校舍，在 475 年回歸期之設計地震作用下之基底剪力不得超過最大強度，且任一樓層之最大層間變位角不得大於 2%；針對指定為震後避難場所之校舍結構，則應要求其具有較佳之建物性能水準，故規定其在 475 年回歸期之設計地震作用下，結構之基底剪力仍在上升段，並不得大於最大強度之 80%，且任一樓層之最大層間變位角不得大於 1%。

本中心取後甲國中德育樓其中一間教室單元，簡化為二層三跨含磚造窗台之鋼筋混凝土平面構架進行反覆側推試驗，試體包含一般柱與受窗台束制之短柱，梁柱配筋仿照早期設計慣用之配筋量，使用混凝土抗壓強度為 180 kg/cm^2 ，鋼筋降伏強度為 2800 kg/cm^2 ，且柱內埋設水管。由試驗觀察可知構架底層受窗台束制之短柱為較嚴重之破壞構件。若試體設定為一般校舍用途，在性能點狀態下(由強度準則控制)，一般柱與窗台柱之上下端均產生撓曲裂縫，柱中間出現剪力裂縫，損傷分級屬於中度損壞之下限，窗台柱之裂縫狀況如圖 1(a)所示。若試體設定為緊急避難用校舍，在性能點狀態下(由強度準則控制)，一般柱僅有細微之撓曲裂縫，而窗台柱上下端產生輕微撓曲裂縫，損傷分級屬於輕微損壞，窗台柱之裂縫狀況如圖 1(b)所示。

三、範例校舍結構

本手冊以一地上三層之鋼筋混凝土校舍作為範例，用途設定為一般校舍用途。由基本資料調查、現場檢測等可知每層樓高 3.6 公尺，長向長度為 53.5 公尺、短向為 10.2 公尺。其平面配置為四間教室並排連接，每間教室含三跨，教室之長向有 90 公分高之窗台，教室間設置 1B 隔間磚牆，走廊為單邊走廊且廊外無柱，樓梯位於建築物之兩側，廁所位於建築物正面之左側。正立圖及平面圖分別如圖 2 及圖 3 所示。

因乃示範例，故未進行材料之取樣及試驗。因此，鋼筋降伏強度採 2800 kgf/cm^2 ；混凝土抗壓強度採 160 kgf/cm^2 。磚牆之材料性質則依內政部建築研究所之「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」中所敘述之建議值。

四、範例校舍耐震評估

利用前述相關資料可建立結構模型，執行線性靜力分析後可輸出在靜載重加上二分之一活載重作用下各柱之軸力，利用本團隊所提供自動計算梁、柱非線性鉸程式(Colph.exe)與自動計算磚牆等值斜撐非線性鉸程式(Bwph.exe)，可計算相應之梁、柱撓曲非線性鉸及剪力非線性鉸參數及磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數，其中一柱構件之撓曲非線性鉸及剪力非線性鉸參數如圖 4 及圖 5 所示。將各構件之非線性鉸性質設定至非線性作用之位置，然後執行側推分析即可求得本範例校舍結構之容量曲線，即基底剪力與屋頂位移之關係曲線。再執行自動計算性能目標地表加速度程式(PGA.exe)，可將容量曲線轉換成性能目標地表加速度與對應屋頂位移之關係曲線，即所謂的耐震性能曲線。本範例校舍可得知該棟校舍結構物沿走廊方向最大側力強度分析值 $V_{\max} = 433.420 \text{ tf}$ ，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度 A_p 為 $0.222g$ ，另檢核基底剪力達 V_{\max} 時最大之樓層間位移比產生於一樓，為 1.325%，小於 2%。故本範例校舍之性能目標地表加速度為 $0.222g$ ，容量曲線與耐震性能曲線對照圖如圖 6 所示。另以同樣步驟，假設梁不產生非線性鉸時，分析可得沿走廊方向最大側力強度分析值為 436.79 tf ，對應於最大側力強度之性能目標地表加速度為 $A_p = 0.210g$ 。與前述考慮對梁產生非線性鉸(但窗台下之梁，仍假設不產生非線性鉸)之性能目標地表加速度比較，取保守較小值，故得到該棟校舍之耐震能力為 $0.210g$ 。

五、範例校舍耐震補強

本範例校舍之性能目標地表加速度為

0.210g，小於校舍位置所在地之耐震規範要求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.28g$ ，顯示其耐震能力不足，須進行耐震補強。本手冊提供四種經濟有效且經實驗驗證之補強工法，包括擴柱補強、翼牆補強、剪力牆補強及複合柱補強。

比較依耐震設計規範求得設計最大地表加速度 A_T 與依耐震能力詳細評估所得之性能目標地表加速度 A_p ，可計算得本範例校舍初步補強設計所需之基底剪力 $V^* = (A_T/A_p)V = 582.382tf$ 。再由單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 可求得所需之補強桿件數量 $N = (V^* - V)/\Delta V_L$ 。當補強數量確定後，再將補強桿件配置於適當位置，並盡量符合結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

本範例校舍若採用擴柱補強工法，經初步設計需採用4根擴柱補強；若採用翼牆補強，需採用6片翼牆補強；若採用剪力牆補強，需採用2片剪力牆補強；若採用複合柱補強，需增設10根複合柱補強。

完成補強初步設計及規劃後，應再進行補強後之耐震能力分析，比較補強後之性能目標地表加速度 A_p^* 應符合 $A_p^* \geq A_T$ ，以確保補強後耐震能力符合需求。擴柱補強、翼牆補強、剪力牆補強及複合柱補強之補強後評估如圖7~圖10所示，經四種補強方法補強後之耐震能力，即性能目標地表加速度均符合耐震需求，可以此四種工法進行補強施工。

六、結語

本團隊除完成中心成果報告「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」(08-023)及「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」(08-030)，並於2008年10月3日及10月18日分別在台北及高雄舉辦「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」講習會。另為使工程師熟悉評估之操作，並作實機演練，遂再於11月28日在高雄舉行「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」，已有數百名工程師及

校方人員參與講習。本團隊透過中心成果報告之出版及講習會之教育訓練，將本中心建議容量震譜法之技術移轉給工程界，期能在短時間內，兼顧成本效益，有效地做好校舍結構耐震評估與補強。

參考文獻

1. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-023，2008。
2. 蕭輔沛、沈文成、周德光、楊耀昇、鍾立來、葉勇凱、簡文郁，「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-030，2008。



一般校舍用途 緊急避難校舍
($V=V_{max}$) ($V=0.8V_{max}$)
圖1 後甲國中反覆載重試驗照片

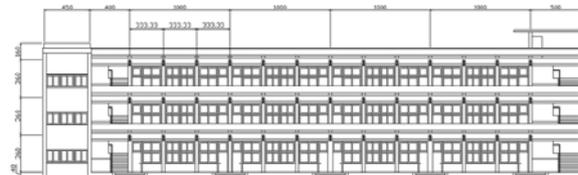


圖2 範例校舍之正立面圖

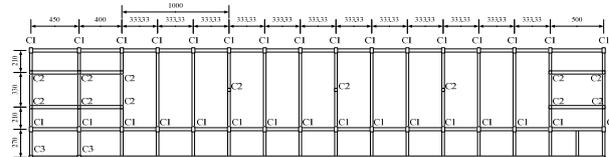


圖3 範例校舍之平面圖

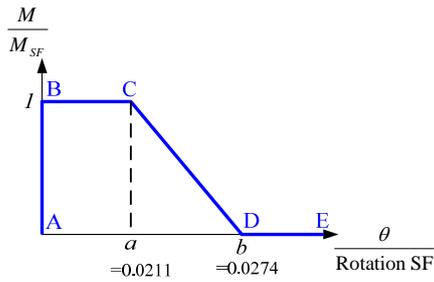


圖 4 範例校舍某一柱之撓曲非線性鉸參數

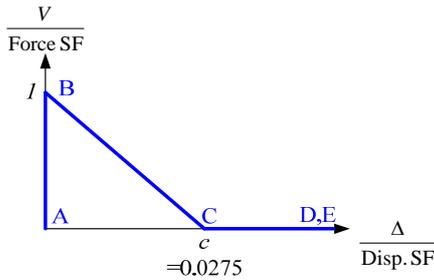


圖 5 範例校舍某一柱之剪力非線性鉸參數

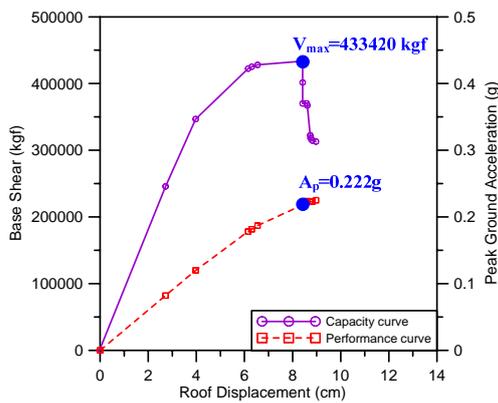


圖 6 範例校舍容量曲線與性能曲線對照圖

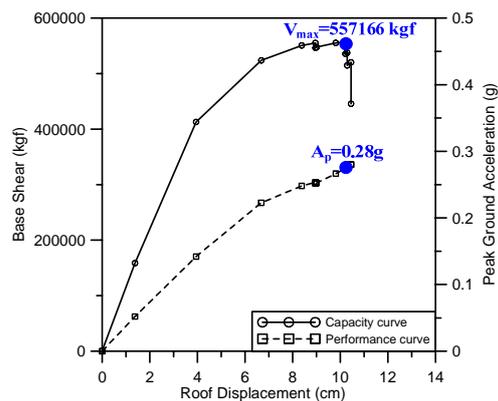


圖 7 擴柱補強後之容量曲線與性能曲線

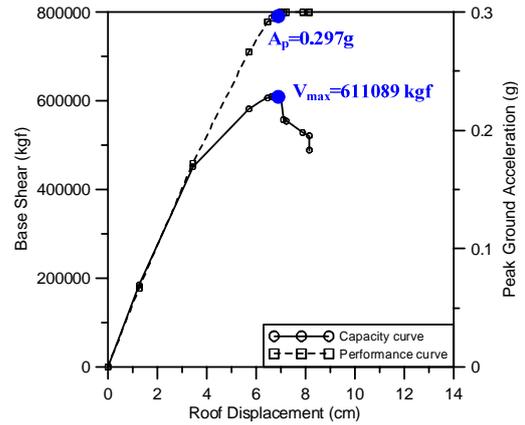


圖 8 翼牆補強後之容量曲線與性能曲線

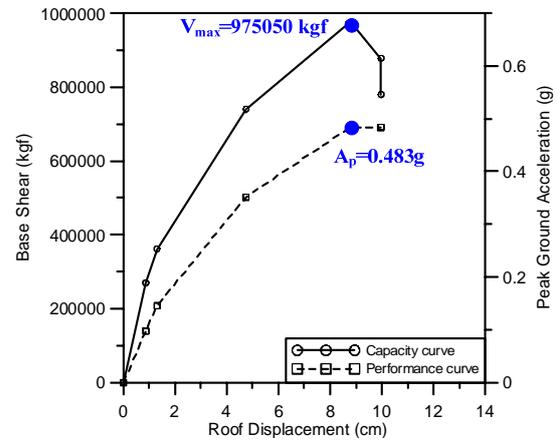


圖 9 剪力牆補強後之容量曲線與性能曲線

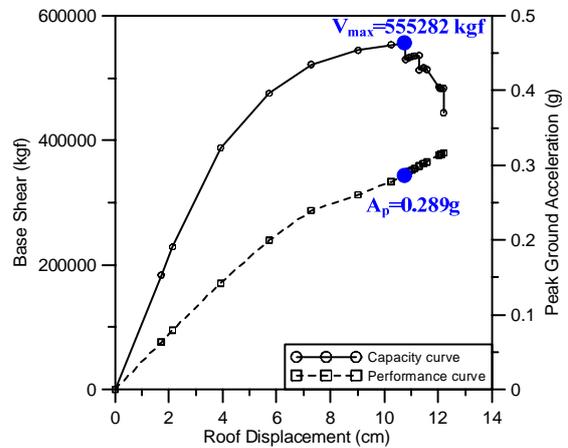


圖 10 複合柱補強後之容量曲線與性能曲線

校舍結構耐震行為之檢核與驗證

鍾立來¹ 吳賴雲² 孫啟祥² 連冠華² 張明禮² 楊耀昇²
邱聰智¹ 周德光¹ 葉勇凱¹ 簡文郁¹

摘要

既有校舍結構係按照建造當時之規範進行設計與施工，其要求遠不及目前的水準，故校舍結構耐震能力堪憂。國內現行耐震設計規範係在構件為韌性配筋之前題下，進行結構耐震檢核，然而未必適用於現存之老舊校舍，以致無法準確掌握其耐震行為。有鑑於此，本文利用二層三跨實尺寸校舍試體反復載重之試驗結果，驗證軟弱層、強柱弱梁、柱破壞模式及接頭之檢核。校舍試體並無軟層，但其一樓為弱層，理論檢核與試驗結果一致。一樓外柱為撓曲破壞，內柱為撓剪破壞，理論檢核與試驗結果一致。若校舍試體具弱層，在強柱弱梁之檢核中，不得計入弱層之上層柱的彎矩強度，經修正後之理論檢核，與試驗結果一致，一樓皆為弱柱強梁。因為校舍試體一樓之柱子皆為弱柱強梁，故以弱柱強梁之模式檢核接頭，理論檢核與試驗結果一致，一樓接頭並無破壞。

關鍵詞：校舍、耐震檢核、強梁弱柱、接頭檢核

一、前言

中小學校舍屬於區域性防災避難中心，應作為災難來襲時，災民臨時庇護所之用。然於 921 地震中，中小學校舍嚴重損壞，無法發揮其安頓災民之作用。隨著科技的進步，耐震設計規範亦隨之不斷更新。老舊校舍係按照建造當時之規範進行設計與施工，由於早期結構耐震設計之專業知識與技術不足，相關設計與施工規範之要求遠不及目前的水準，故老舊校舍耐震能力堪憂。國內現行耐震設計規範係在構件為韌性配筋之前題下，進行結構耐震檢核，然而未必適用於現存之老舊校舍，以致無法準確掌握其耐震行為，來進一步進行補強。故文利用二層三跨實尺寸校舍試體反復載重之試驗結果，掌握其軟弱層、強柱弱梁、柱破壞模式及接頭之行為，同時亦針對現行規範進行結構耐震檢核，並加以比較，進一步修正規範不足之處，提出適用於老舊校舍之耐震檢核方法。

二、試驗之介紹、材料性質及結果

校舍試體為二層三跨含門窗之足尺寸鋼筋混凝土結構，詳細構架尺寸及梁柱斷面配筋，如圖一所示[1]。由材料試驗可得，混凝土之平均抗壓強度為 191 kgf/cm^2 、#3 箍筋之平均降伏強度為 3900 kgf/cm^2 、#6 主筋之平均降伏強度為 3167 kgf/cm^2 及 #7 主筋之平均降伏強度為 3701 kgf/cm^2 。以油壓千斤頂於頂樓樓板之柱頂處施加鉛直壓力，以模擬二層樓重量，其中 C1 及 C5 柱施加 36.9 tonf，C2 及 C6 施加 42.8 tonf，C3 及 C7 施加 46.6 tonf；C4 及 C8 施加 43.5 tonf (柱編號如圖二所示)。對校舍試體進行側向反復載重試驗，以油壓致動器對頂樓及二樓之樓板施予側向力，兩者之比例為二比一，在每一反復加載後，執行試驗觀察、裂縫之描畫及拍照。

由試驗數據，可知校舍試體之層間變位-樓層高關係圖(圖三)及樓層遲滯迴圈

¹ 國家地震工程研究中心

² 國立台灣大學土木工程學系

(層剪力與層間變位)圖(圖四)。由圖三及圖四可看出，當頂層位移比達 0.25% 時，二樓之層剪力為 168.55kN，層間相對位移(頂樓相對於二樓)為 6.64mm，故二樓之側向勁度為 25.38 kN/mm；一樓之層剪力為 246.21kN，層間相對位移(二樓相對於一樓)為 8.58mm，故一樓之側向勁度為 28.70 kN/mm。一樓與二樓之勁度比值為 113%，表示一樓之勁度較二樓高，故校舍試體無軟層。

當頂層位移比達 2.0% 時，二樓之層間相對位移為 26.55mm，一樓之層間相對位移為 102.59mm，二樓的層間相對位移僅為一樓之 26%，故變形大都集中於一樓，二樓幾乎呈剛體移動。此外，由圖四之遲滯迴圈亦可看出，結構物之消能主要都是由一樓所貢獻，表示校舍試體有弱層的存在。

觀察試驗結束後所拍攝之照片(圖五)，破壞集中在一樓，且一樓柱子產生破壞，而梁未產生破壞，由此可判斷出校舍試體為弱柱強梁。一樓 C6 及 C7 柱(內柱且為窗台柱)之頂端及底端，於試驗初期有些許撓曲裂縫，而後因受到磚台之束制，開始產生剪力破壞，故判斷為撓剪破壞；一樓 C5 及 C8 柱(外柱)之頂端及底端，有許多撓曲裂縫產生，故判斷為撓曲破壞；一樓接頭因應力集中，保護層產生些許斜裂縫，但內部尚未破壞，故判斷為無破壞。

三、理論檢核

根據建築物耐震設計規範與解說[2]，軟層係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%，極軟層係指該層之側向勁度低於上一層者之 60%。校舍試體一樓及二樓之梁柱斷面尺寸與配筋均相同，故一樓及二樓之側向勁度亦均相同，故理論檢核為無軟層。由試驗結果，一樓與二樓之勁度比值為 113%，故試驗結果亦為無軟層。理論檢核與試驗結果一致。

根據建築物耐震設計規範與解說，弱層係指該層極限層剪力強度與其設計層剪力的比值低於其上層所得比值 80% 者。校舍試體一樓及二樓之梁柱斷面尺寸與配筋

均相同，故一樓及二樓具有相同之極限層剪力強度。由地震力之豎向分配可知，一樓設計層剪力為二樓之 1.5 倍。因此，一樓極限層剪力強度與設計層剪力的比值為二樓之 67%，低於 80%，故理論檢核為有弱層。由試驗結果，二樓的層間相對位移僅為一樓之 26%，校舍試體之變形與破壞集中於一樓，一樓已發揮其極限層剪力強度，而二樓則尚未，故試驗結果為有弱層。因此，理論檢核與試驗結果一致。

根據鋼筋混凝土設計規範[3]，結構強柱弱梁之檢核公式為：

$$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb} \quad (1)$$

其中 $\sum M_{nc}$ 為連接於接頭各柱在接頭中心之計算彎矩強度之總和； $\sum M_{nb}$ 為連接於於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度之總和。一樓 C5 及 C8 柱為外柱，其接頭有二根柱及一根梁，柱彎矩強度之總和高於梁的 1.2 倍(表一(a))，故理論檢核為強柱弱梁。一樓 C6 及 C7 柱為內柱，其接頭有二根柱及二根梁，柱彎矩強度之總和低於梁的 1.2 倍(表一(a))，故理論檢核為弱柱強梁。觀察校舍試體最終破壞之情況，一樓柱均產生破壞，而梁則尚未破壞，故為弱柱強梁。對內柱(C6 及 C7 柱)而言，理論檢核與試驗結果一致；對外柱(C5 及 C8 柱)而言，理論檢核與試驗結果相反。由於校舍試體之一樓為弱層，當一樓發揮其強度時，二樓仍處於彈性限度內，故二樓之柱子僅提供部分彎矩強度。因此，在強柱弱梁檢核之前，先檢核軟弱層，若有弱層，則於計算柱子彎矩強度之總和時，不得計入軟弱層之上層柱的彎矩強度。經修正後，理論檢核如表一(b)所示，一樓柱皆為弱柱強梁，如此一來，修正後之理論檢核，與試驗結果一致。

根據鋼筋混凝土設計規範，計算軸壓力作用下柱剪力強度 V_n 及柱彎矩強度 M_n 。假設柱為雙曲率，彎矩強度 M_n 除於柱淨高之一半，求得撓曲之側向強度 V_m ，若柱子之撓曲側向強度 V_m 與剪力側向強度 V_n 的比值小於 0.6，則為撓曲破壞；若介於 0.6 及 1.0 之間，則為撓剪破壞；若

大於 1.0，則為剪力破壞。理論檢核如表二所示，一樓外柱(C5 及 C8 柱)為撓曲破壞，一樓內柱(C6 及 C7 柱)受窗台所束制，有效長度變小，為撓剪破壞。觀察校舍試體最終破壞之情況，理論檢核與試驗結果一致。此外，比較一樓每一根柱子之 V_m 及 V_n ，取其小值，再對一樓所有柱子進行疊加，可得理論基底剪力之上限值為 531.8 kN，因為一樓柱子未必會同時到其極限強度，且柱子之反曲點未必位在柱中央，故直接疊加之基剪力強度為上限值。試驗之基底剪力強度為 480kN，低於理論之上限值，因此，直接疊加可作為基剪力強度上限值之檢核。

根據鋼筋混凝土設計規範，在強柱弱梁之情況，先計算梁彎矩強度所對應之主筋拉力，再假設柱反曲點在中央，以求得柱所對應之剪力，最後取接頭剪力平衡，即可得接頭之需求剪力 $V_{joint-sc}$ 。若需求低於接頭之容許剪力 ϕV_n ，則接頭檢核通過，如表三(a)之 C5 及 C8 柱所示。校舍試體為弱柱強梁，遂修正接頭之檢核，假設柱反曲點在中央，計算柱彎矩強度所對應之剪力，再根據柱彎矩強度，按照梁之撓曲勁度進行分配，接著根據梁所分配之彎矩強度，推算中性軸及所對應之主筋拉力，最後取接頭剪力平衡，即可得接頭之需求剪力 $V_{joint-sb}$ 。若需求低於接頭之容許剪力 ϕV_n ，則接頭檢核通過，如表三(b)所示。理論檢核與試驗結果一致，接頭並無破壞。

四、結論

根據建築物耐震設計規範與解說，針對校舍試體進行軟弱層檢核，並與試驗結果相互比較，其結果一致，校舍試體之一樓為弱層。若校舍試體具弱層，當弱層降伏，弱層之上層柱仍在彈性限度內，其柱構件僅提供部分彎矩強度，則強柱弱梁檢核公式之柱子彎矩強度總和，不得計入弱層之上層柱的彎矩強度。經修正後之理論檢核，與試驗結果一致，一樓之柱子皆為弱柱強梁。

檢核一樓柱子之破壞模式，與試驗結果一致，外柱為撓曲破壞，內柱為撓剪破壞。在接頭之檢核，因為校舍試體一樓之柱子皆為弱柱強梁，故以弱柱強梁之模式檢核接頭，與試驗結果一致，一樓接頭並無破壞。

參考文獻

1. 邱聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、鍾立來、周德光，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-38，2008。
2. 內政部營建署編輯委員會，「建築物耐震設計規範與解說」，營建雜誌社，台北，2005。
3. 中國土木工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)」，科技圖書公司，2007。

表一 強柱弱梁之檢核

(a) 按照規範

	5	6	7	8
$\sum M_{nc}$ (tf-m)	27.02	27.54	27.94	27.68
$6/5 \sum M_{nb}$ (tf-m)	21.59	32.90	32.90	21.59
是否為強柱弱梁	是	否	否	是

(b) 修改過後

	5	6	7	8
$\sum M_{nc}$ (tf-m)	13.51	13.77	13.97	13.84
$6/5 \sum M_{nb}$ (tf-m)	21.59	32.90	32.90	21.59
是否為強柱弱梁	否	否	否	否

表二 柱破壞模式之檢核

	C1、C5	C2、C6	C3、C7	C4、C8	B1~B6
軸力 P(tf)	36.9	42.8	46.6	43.5	0
彎矩強度 M_n (tf-m)	9.65	17.21	17.46	9.89	17.99 9.43
撓曲強度 V_m (tf)	17.90	18.50	18.91	18.58	
V_m/V_n	0.54	0.93	0.92	0.53	
破壞模式	撓曲	撓剪	撓剪	撓曲	

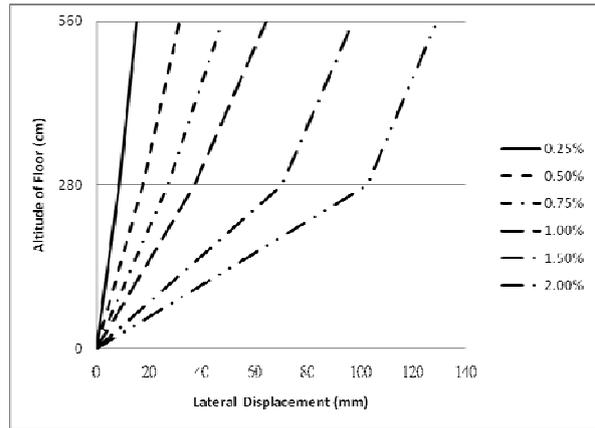
表三 接頭檢核

(a) 按照規範

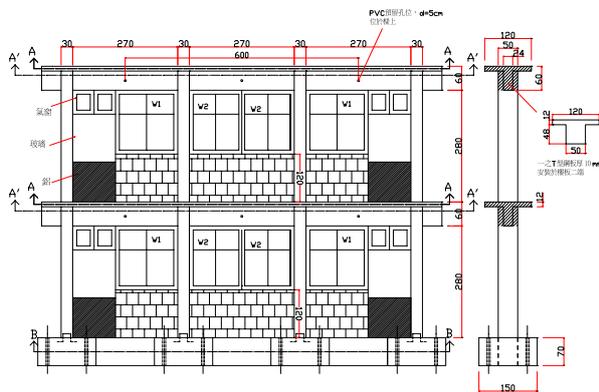
	5	6	7	8
$V_{\text{joint-sc}}$ (tf)	18.53	50.84	50.59	37.55
ϕV_n (tf)	56.39	93.39	93.39	56.39
check	OK	OK	OK	OK

(b) 修改過後

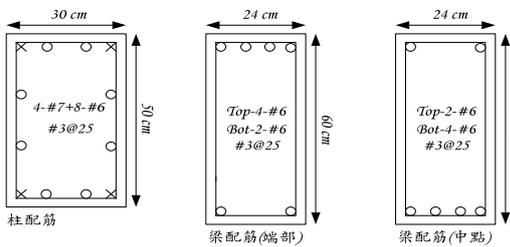
	5	6	7	8
$V_{\text{joint-sb}}$ (tf)	13.03	50.84	50.59	35.48
ϕV_n (tf)	56.39	93.39	93.39	56.39
check	OK	OK	OK	OK



圖三 樓板側位移與樓層高程之關係圖

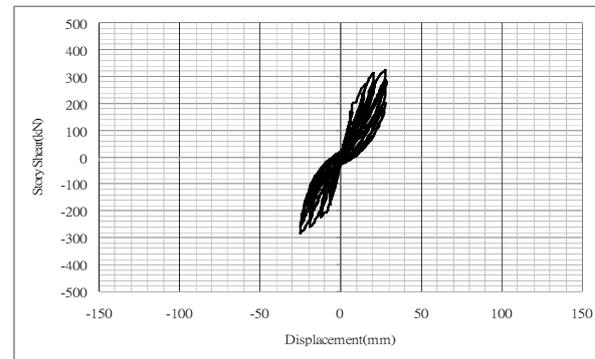


(a) 詳細尺寸及配置

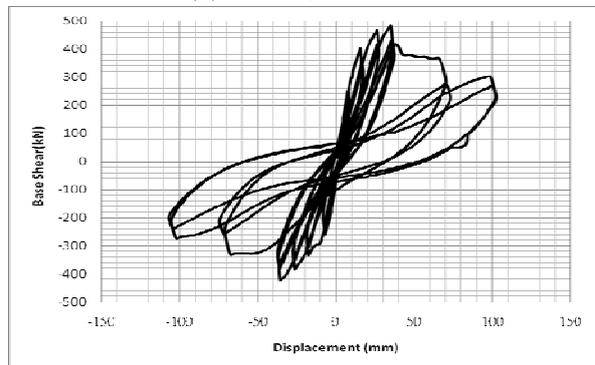


(b) 梁柱配筋

圖一 校舍試體尺寸及配筋[1]

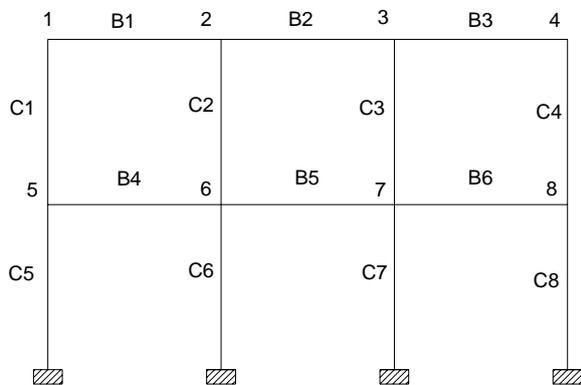


(a) 二樓遲滯迴圈



(b) 一樓遲滯迴圈

圖四 校舍試體之遲滯迴圈圖



圖二 梁、柱及接頭之編號



圖五 校舍試體最後破壞照片(位移歸零)

鋼筋混凝土構架振動台崩塌實驗

林士涵¹ S. Yavari² K.J. Elwood³ 吳俊霖⁴ 翁樸文⁵ 黃世建⁶

摘要

為了在崩塌試驗中觀察結構桿件的互制作用，在 2008 和 2009 年 6 組 RC 構架於台灣的國家地震工程研究中心 (NCREE) 測試。每組試體由 1/2 的比例組成兩層兩跨 RC 構架。我們將利用不同的地震力來觀察結構在承受高低軸力下的行為。當試體崩塌時，同時也將探討梁、柱和梁柱接頭的互制作用。在振動台測試後，分析模型的結果將與實驗數據進行比較。這種比較將可以凸顯出分析模型的受限和不足之處。這樣的研究將可以針對現有的 RC 構架的受震行為的有更好的預測，並且有更經濟的改進對策。

關鍵詞： 崩塌，振動台實驗，非韌性混凝土構架，混凝土柱，混凝土梁柱接頭，剪力及軸力破壞

簡介

1906 舊金山地震結束後，最新的的研究已經出爐，大量的人員傷亡發生在混凝土大樓(Kircher et al., 2006)。類似的結果同樣發生在土耳其和台灣，未來可預期在其它地震帶國家也會發生。但並非所有大樓都帶來威脅，當工程師鑑定可能在地震中倒塌的大樓，並非所有經營者願意投資在結構補強上。很顯然地，研究可以幫助工程師和業主有效降低大樓在承受地震時所帶來的威脅(NRC, 2004)。

基於存在於世界上地震帶的觀察，強震將導致大範圍區域內老舊大樓破壞，破壞形式從最輕微裂縫到崩塌都有可能(Otani, 1999)。現有的地震危害評估沒辦法提供工程師準確的評估大樓可能會倒塌或只有較小範圍的損傷。這種保守評估方法導致所有老舊大樓被認定在地震時均會發生倒塌。針對既有結構物受震時的行

為，一項有效的研究提供了一個有效的改善評估方法，將有效幫助了解結構物複雜的非線性行為。這將有效的幫助我們了解如何在有限的資源裡面，讓我們可以開發出更有效的評估機制，運用在國家的政策上，來降低地震帶來的危害。

本文研究為來自加拿大和美國的研究人員合作，透過這樣的合作希望能夠獲得一定程度的突破，在耐震領域上有更大的貢獻。

計劃內容

本計畫將於台灣的NCREE振動台上執行。經由振動台測試可以了解到結構物受震的複雜行為。而振動台將可以提供有效的數據，幫助我們了解實驗中結構受地震力的行為。

其他合作對象包括加拿大卑詩大學(UBC)和美國NEES。目前NEES有測試

¹ 國立台灣大學土木工程研究所結構組碩士生

² 加拿大卑詩大學地震工程研究所博士生

³ 加拿大卑詩大學副教授

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁶ 國立台灣大學土木工程系教授

關於土壤-結構互制行為的研究，大尺寸比例的倒塌行為研究等。但NEES並不沒有包括振動台測試。NCREE UBC-NEES之間的國際合作目標，將提供工程師，業主和政府利用有效的方法來降低地震造成的危害。這項重要目標必須透過三方參與者的密切合作才能完成。這次合作案的目標為希望能發展出對既有老舊大樓的有效結構評估方法。UBC-NCREE-NEES之間的合作將可以提供有效的數據。透過數值模擬，將可以提供結構工程師有效的評估方法，尤其是針對既有危險的建築物，將可以作立即有效的評估。

計劃背景

一RC構架在承受地震力作用下，可能因為梁，柱或者梁柱接頭的破壞而導致崩塌。老舊的設計方法將導致強梁弱柱的行為，因此，基於這樣的設計方法，預期的結構破壞模式大多為發生在結構的柱或者梁柱接頭的破壞。至今，有部分文獻描述有關於圍束混凝土結構系統受震行為的研究，但是在崩塌領域卻仍相當缺乏。這些測試沒有探討非韌性柱承受高軸力下的破壞行為。為了補足這方面的缺乏，我們將測試六組1/2縮尺兩層兩跨的RC構架。每組試體都依照非耐震設計規定之配筋去設計，並且容許降伏撓曲直到結構物抵抗側向剪力能力下降，喪失軸向承載能力為止。我們也將探討非維束的梁柱接頭在崩塌試驗中對結構物所造成的影響。

這次的振動台測試將可以提供有效的數據，並且改善既有的分析模型。這次的實驗，NCREE將針對兩項以往未被重視的課題：(1) 結構物內各項桿件之間在結構物崩塌時的互制行為(即梁，柱和梁柱接頭)和(2) 高地震力對結構物受崩塌時的影響。過去振動台測試集中於特定桿件(即柱子)的性能測試，並只輸入中低地震力的測試，但這樣的測試尚並不足以讓我們了解整體結構物在受震時真正的行為。

圖1為未來我們將測試的試體。來自MCFS和HCFS的結果的比較將顯示軸向承載對撓剪柱的側向軸向行為的影響，MUFS和MUF的報告將說明非維束梁柱接頭對在於崩塌點和結構各桿件破壞的順序總體行為影響。試體設計將在後面的章節中有詳細說明。MCFS和HCFS各兩座試體已被測試，而各自將還有一座試體待測。

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 1 試體說明

試體及測試佈置

圖2顯示NCREE測試的試體尺寸。設計的依據為參考七樓高的建築構架。構架最後的尺寸及配筋根據：實驗室和振動台設備的限制，既有建築的柱設計，預期破壞模式及經費。六座試體分別於2008下半年2009年初建造完成。預期的破壞模式為在測試中能夠觀察到地震力於結構桿件內再分配的破壞行為。柱的細部設計以1960~70年代醫院大樓建築為參考，有相當大的箍筋間距及90度彎鉤。梁柱勁度比被與既有老舊建築相符。試體尺寸受限於NCREE振動台的尺寸；梁深將調整達到預期梁柱勁度比。副梁將採用較小的箍筋間距及135度彎鉤以提供足夠的剪力強度，在強梁弱柱的設計下，柱縱向鋼筋可以發展出撓曲強度。梁與柱皆不採用搭接。板將與梁一同澆置，可以同時觀察板與梁之間的行為。

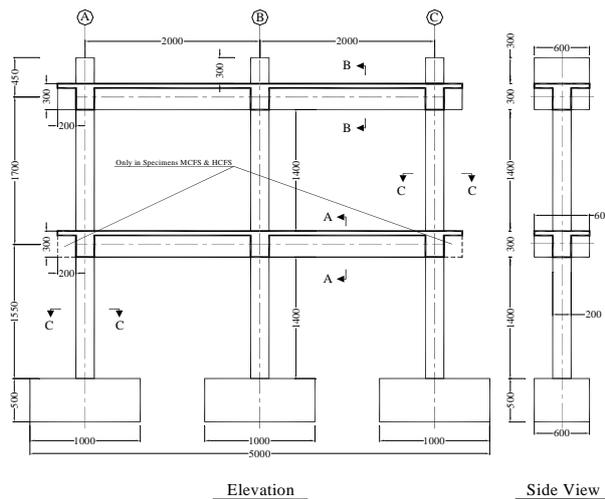


圖 2 振動台測試之試體圖

如圖3中所示，模擬七樓層高結構物之行為體，我們將使用高軸力系統及高側向力系統，如紅圈處所示，質量台車被安置於側撐架上，兩者接觸介面為滾輪，台車再與試體連接；這樣的安裝方式可以讓上部樓層剪力順利傳到試體當中，直到試體崩塌為止。

我們安裝了側撐鋼架於振動台上，於面外的方像我們安裝了摩擦力相當低的滾輪來限制試體面外的行為。試體崩塌的瞬間，側撐鋼架將可以有效的接柱試體，避免傷害到儀器及設備。

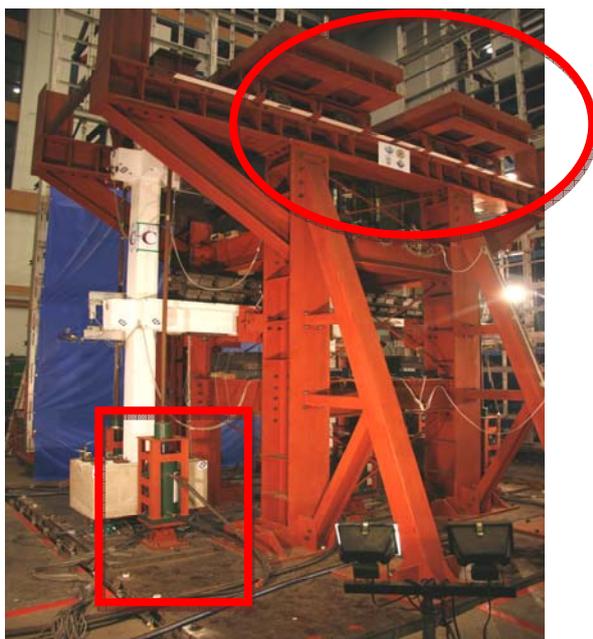


圖 3 試體，側撐鋼架及慣性質量系統

安裝於試體上的儀器：1) 安裝於試體基礎下方的量力計可量測試體之軸力及面內，面外剪力；2) 分別安裝應變計於試體內的梁柱縱向主筋，箍筋以及接頭內的箍筋；3) 水平，垂直向的加速規；以及4) 整體及區域的位移計。圖4顯示2008年12月於NCREE振動台所做的實驗，部分儀器安裝情形。



圖 4 梁柱接頭儀器佈置

測試

在2008年12月進行第一次測試。第一次測試的試體在建造時有一些誤差。一二樓之間有了大約1%的角度誤差。

因此，這次的測試被設定為觀察全新的系統是否能夠順利的運行。其中包括軸力系統的拉式千斤頂，傳遞側向剪力的慣性質量系統，儀器的量測等。第一次振動台輸入白訊，我們得到了結構物的自然週期。上述觀察項目運做的很好。但是由於軸承箱轉接座設計不佳，導致慣性質量系統沒有辦法順利將側向剪力傳進試體。因此，試體並沒有在預期的地震力作用下倒塌。並且，被視為可以防止質量台車跳動的系統也並沒有發揮預期作用；這些都在實驗的過程中被觀察到並且記錄下來。圖5顯示A柱伴隨著軸力及剪力破壞。



圖 5 A柱二樓破壞

觀察三根柱子設計相同，A柱及B柱在實驗中受到嚴重的破壞，而柱子C只經歷撓曲和較小剪力裂縫(圖6)。



圖 6 試體於實驗中破壞的情形

結論

在2008和2009年在NCREE將測試1/2縮尺的兩層兩跨RC構架崩塌試驗。測試結果預期可以將高軸力撓剪柱承受側向及軸向負載，非圍束的接頭，非韌性配筋的構架在接近崩塌時的總體行為。試體的尺寸及設計等細節已於本文描述。振動台的實驗，將可以提供更有效的數據，在未來的

的結構物受震行為預測上，有更好的發展，並且在撓剪柱的行為上有精確的預測。

參考文獻

1. Kircher, C.A., Seligson, H.A., Bouabid, J., and Morrow, G.C. (2006) "When the Big One Hits Again - Estimated Losses due to a Repeat of the 1906 San Francisco Earthquake," *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. S2, pp. S297-S339.
2. 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>.
3. 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.

鋼筋混凝土柱受剪破壞之耐震行為曲線研究

黃世建¹ 黃益堂²

摘要

鋼筋混凝土建築物受剪破壞而倒塌，在九二一地震勘災中屢屢可見。剪力破壞屬於脆性破壞，對建築物而言必須盡量避免之。但建築物常常為了通風、冷氣裝設、門窗等等，易使柱桿件形成極短柱，極短柱破壞主要以剪力破壞為主，側位移能力極小，所以常常是建築物第一個破壞的地方。因此本研究以實驗及分析方法，來探討鋼筋混凝土極短柱在固定軸力載重下受剪破壞之耐震行為。

本研究中依實際比例共製作 8 座鋼筋混凝土試體，分別變化其高寬比、軸壓比與不同的配筋形式，採取雙曲率變形與固定軸力的形式，進行擬靜態反覆載重試驗，以了解鋼筋混凝土極短柱受剪破壞之行為，以及剪力破壞後之崩塌行為。

實驗結果顯示不同的軸壓比造成試體有不同的崩塌行為，高軸力會加速試體的崩塌。不同的配筋造成破壞模式的差異，韌性配筋會提供較大的側力與側位移能力。

關鍵詞：極短柱、脆性破壞、雙曲率變形

一、前言

1999 年 9 月 21 號凌晨 1 點 47 分，台灣發生芮氏規模 7.3 級的集集大地震，造成全國人民生命與財產上嚴重的損失，許多鋼筋混凝土建築物倒塌和不計其數的人員傷亡，世界各地的學者也關注到此事件。地震後勘災的結果[1]，我們可以了解混凝土建築物的損毀，絕大原因在於柱桿件的破壞，特別是低矮型鋼筋混凝土建築物，一樓的柱破壞的十分嚴重。破壞模式多為剪力破壞，屬於脆性破壞，必須盡量避免之，特別是極短柱只能有極小的側位移，所以常常是第一個發生破壞的地方。我們觀察到鋼筋混凝土建築物中，極短柱的形成常發生在窗台、冷氣旁，許多鋼筋混凝土建築物為了通風、採光和冷氣的設置...等需求，造成柱桿件的短柱效應，這個結果大幅提高了柱的撓曲強度，使得柱容易產生剪力破壞，軸向承载力急速衰減，整體結構行為和破壞模式也為之影響。早期的建築物設計缺乏抗震概念，由勘災結果能窺探之，在柱體內的配筋，箍筋的放置

不符合耐震規範，彎鉤的角度沒達到 135 度、箍筋的間距過大等問題，也必須正視。因此研究極短柱桿件受剪的行為，有利於我們更了解鋼筋混凝土建築物整體倒塌的行為。

二、試驗規劃

根據九二一地震勘災結果[1]，建築物的柱桿件發生破壞原因為短柱桿件與非韌性配筋，我們提出三項特性：1.短柱桿件 2.非韌性配筋 3.雙曲率變形，提供設計試體變化，設計上參考文獻[2,3]，本實驗共設計八種試體，分別變化其高寬比、軸壓比與韌性非韌性配筋，採取雙曲率變形與固定軸力，進行擬靜態反覆載重試驗。我們定義高寬比為 $H/h=2$ 與 $H/h=1$ 時為極短柱，將試體分成四大類，如圖一所示。每一類分別製作兩組試體，分別加載 0.1 和 $0.3 f'_c A_g$ ：第一類為高寬比 2 之韌性柱，柱長 100 公分，斷面尺寸為 50×30 公分，受力方向(水平向)深度為 50 公分，柱主筋採用 12-#7，縱向鋼筋比 3%，韌性配筋配置

¹ 國立台灣大學土木工程系教授

² 國立台灣大學土木工程系碩士班研究生

#4@10 公分箍筋，並採用 135 度彎鉤。第二類為高寬比 2 之非韌性柱，柱長 100 公分，斷面尺寸為 50×30 公分，受力方向(水平向)深度為 50 公分，柱主筋採用 12-#7，縱向鋼筋比 3%，非韌性配筋配置#3@20 公分箍筋，並採用 90 度彎鉤。第三類為高寬比 1 之韌性柱，柱長 50 公分，斷面尺寸為 50×30 公分，受力方向(水平向)深度為 50 公分，柱主筋採用 12-#7，縱向鋼筋比 3%，韌性配筋配置#4@10 公分箍筋，並採用 135 度彎鉤。第四類為高寬比 1 之非韌性柱，柱長 50 公分，斷面尺寸為 50×30 公分，受力方向(水平向)深度為 50 公分，柱主筋採用 12-#7，縱向鋼筋比 3%，非韌性配筋配置#3@20 公分箍筋，並採用 90 度彎鉤。為了方便表示，高寬比以 2(H/h=2)和 1(H/h=1)表示，軸壓比以 $H(0.3 f'_c A_g)$ 和 $L(0.1 f'_c A_g)$ 表示，韌性與非韌性配筋以 D(Ductile)和 N(non-ductile)表示，例如 2DH 代表高寬比 2 之韌性高軸力柱。柱處混凝土設計強度採用 210kgf/cm^2 ，基礎設計強度採用 420kgf/cm^2 ，防止柱以外位置發生破壞，主筋與箍筋設計降伏強度採用 4200kgf/cm^2 。

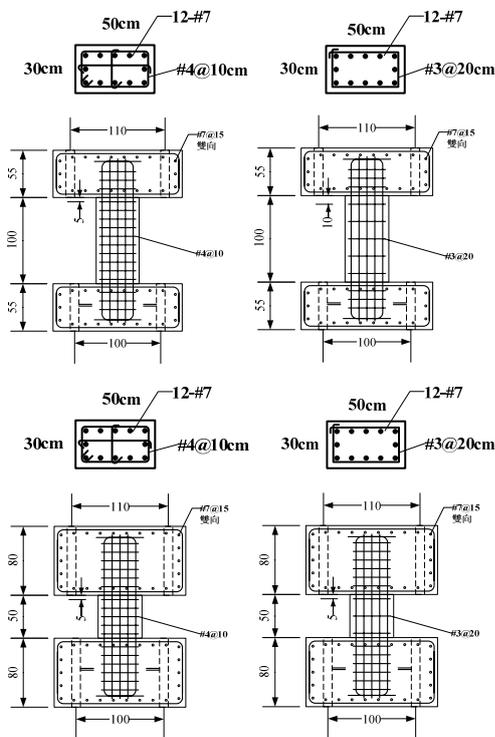


圖 1 各類試體配置圖

為了配合測試佈置，做了基礎與反應梁，澆製分基礎與柱、反應梁兩階段。為配合既有設備進而考慮試體總高度，分別在試體上下墊了轉接鋼梁與混凝土塊，此方法也可以減少一些經費支出，實驗佈置分固定系統與施力系統。固定系統:將試體與下部強力地板和上部 L 型鋼利用螺桿施加預力固定之，防止試體滑動與轉動。施力系統:使用 4 支 MTS 油壓致動器與 L 型鋼接合，控制 2 支垂直向油壓致動器的位移相同以達到雙曲率變形，2 支垂直向油壓致動器的合力等於我們的軸力。將 1 支水平向油壓致動器依位移加載方式控制，另外控制 2 支水平向油壓致動器的力量相同，為了使水平合力通過反曲點，高寬比 2 及 1 之實驗佈置分別如圖 2 及圖 3 所示。加載方式以層間變位角(Drift Ratio)當作系統之控制參數，加載程序採三角形位移波輸出，各階段層間變位角依次為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.25%、1.5%、1.75%、2.0%、2.5%、3.0%、4.0%、5.0%、6.0%、8.0%、10%、12.5%，各個位移三個週期，如圖 4 所示，以擬靜態的方式，直到試體發生崩塌行為後終止。

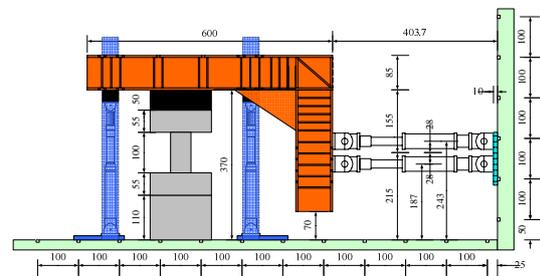


圖 2 高寬比 2 之試體佈置圖

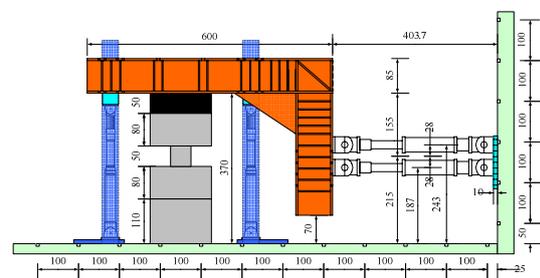


圖 3 高寬比 1 之試體佈置圖

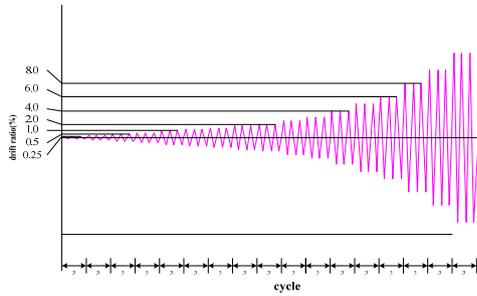


圖 4 Load history

三、試驗結果

試體試驗之載重-位移遲滯迴圈關係曲線圖與包絡線如圖 5，結果如下：

2DH 試體在層間變位角+1.142%時，柱體位移為+1.142 公分，達到最大側力強度+60.06tf，達到最大側力強度-56.06tf，與分析所得比較，可判定 2DH 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角為+5.016%時，試體喪失軸向承載力，崩塌前試體能可承受+1.64tf 側力。

2DL 試體在層間變位角+1.387%時，柱體位移為+1.387 公分，達到最大側力強度+57.51tf，與分析所得比較，可判定 2DL 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角為 13.18%時，試體喪失軸向承載力，崩塌前已無側力強度。

2NH 在層間變位角+0.694%時，柱體位移為+0.694 公分，達到最大側力強度+46.89tf，與分析所得比較，可判定 2NH 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角為+2.95%時，試體喪失軸向承載力，崩塌前試體能承受+5.93tf 側力。

2NL 在層間變位角-0.833%時，柱體位移為-0.833 公分，達到最大側力強度-40.95tf，與分析所得比較，可判定 2NL 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角為+9.945%時，試體喪失軸向承載力，崩塌前已無側力強度試體。

1DH 在層間變位角-0.762%時，柱體位

移為-0.381 公分，達到最大側力強度-71.45tf，與分析所得比較，可判定 1DH 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角+4.688%，試體喪失軸向承載能力，實驗終止，崩塌前試體仍有+18.38tf 側力強度。

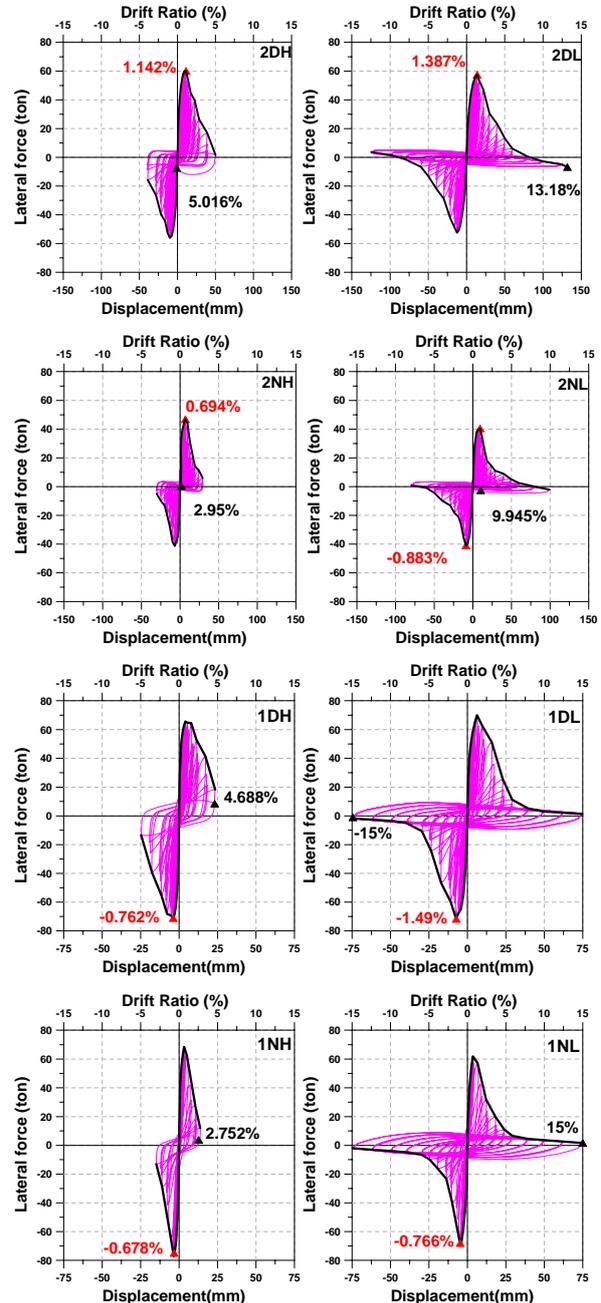


圖 5 各試體載重-位移遲滯迴圈關係曲線與包絡線圖

1DL 在層間變位角-1.488%時，柱體位移為-0.744 公分，達到最大側力強度-71.17tf，與分析所得比較，可判定 1DL 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強

度開始衰減，層間變位角-15%時，試體尚未崩塌，所有加載程序已跑完，實驗終止。最終試體沒有喪失軸向承載力，可承受37.2tf 軸力，且仍有-1.93tf 側力強度。

1NH 在層間變位角-0.678%時，柱體位移為-0.339 公分，達到最大側力強度-77.17tf，與分析所得比較，可判定 1NH 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角+2.752%，試體喪失軸向承載能力，實驗終止，崩塌前試體仍有+12.04tf 側力強度。

1NL 在層間變位角-0.776%時，體位移為-0.388 公分，達到最大側力強度-67.26tf，與分析所得比較，可判定 1NL 試體為剪力破壞。最大強度點過後，側力強度開始衰減，層間變位角+15%時，試體喪失軸向承載能力，實驗終止，崩塌前試體仍有+1.59tf 側力強度。

本實驗試體皆為剪力破壞，實驗結果顯示，韌性柱使桿件有較高的勁度，增加軸力也會提高少許側力強度，韌性柱側力強度不管軸力大小，都比非韌性柱來的高。強度點的側向位移能力也是韌性柱比非韌性柱來的好，不因為軸力改變而有所不同。崩塌點的側向位移能力，在相同軸力下韌性柱比較好，但是非韌性柱低軸力崩塌點的側向位移能力遠比韌性高軸力來的好，由此可見崩塌點的側向位移能力因為軸力的不同影響很大。我們發現試體受低軸力作用下，在崩塌點可以有很好的側向位移能力是因為只剩下柱主筋也能承受軸力，如圖 6 所示，圖中柱體已經呈現中空，但是柱主筋能繼續提供軸力。強度點過後非韌性柱強度衰減斜率比韌性柱來的快。在裂縫的發展我們觀察到非韌性柱初始裂縫角度比韌性來的陡，當非韌性柱的主裂縫產生後，就不太會繼續產生其他裂縫，主裂縫為從上發展到下的單一剪力斜裂縫，而韌性柱發展至強度點能產生許多不同角度的裂縫，角度逐漸增陡，從力學的角度看，初期韌性柱不需靠所有箍筋提供力量，所以裂縫角度小，發展到強度點期間，所需強度提高，依賴的箍筋增多，

因此裂縫角度增多且逐漸增陡，但是非韌性柱一開始就用掉大部分箍筋，所以裂縫沒有韌性柱來的多。

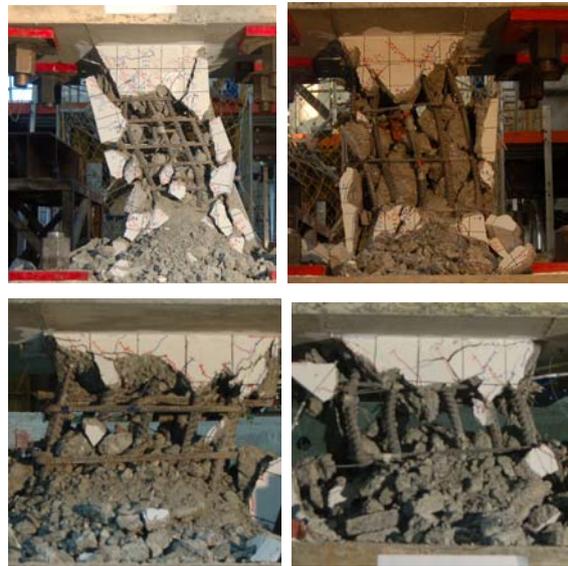


圖 6 低軸力試體崩塌時之情形

四、結論

本研究可以說明韌性配筋有其必要性，不管對於強度或側向位移能力都比非韌性來的好。韌性柱裂縫的發展會慢慢增加，角度也慢慢增陡，而非韌性柱容易為單一剪力主裂縫。軸力大小影響崩塌點的側向位移能力很大，而韌性配筋也有一些影響。本研究在垂直承載力喪失的認定上，定義在柱之垂直力抵抗能力急遽下降，而不以側力強度為零之位移作為判斷之基準。

參考文獻

1. 蕭江碧，葉祥海，許茂雄，蔡克銓，丁育群，「九二一集集大地震全面勘災報告-建築物震害調查」，民國 88 年。
2. 翁樸文，「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之耐震行為曲線研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北，民國 96 年。
3. 中國土木工程學會，「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-93)」，民國 94 年。

不規則橋梁之側推分析研究

洪曉慧¹ 張國鎮²

摘要

近年來非線性靜力側推分析因觀念簡單，且工程界常用之套裝軟體也提供此分析功能，已儼然成為橋梁耐震評估之必要工具。在此方法即將廣泛應用之同時，為避免誤用造成誤判，讓工程師瞭解側推分析之基本假設及其適用限制刻不容緩。目前工程界常用之單模態側推分析流程中，無論是側向力之空間分佈或是目標位移之計算，均是基於結構反應由基本模態所控制，且振動模態與側向力分佈在結構進入塑性後仍維持不變之基本假設。很明顯地，這兩種假設對於高階模態相對重要之橋梁極不合理。為考量高階模態之貢獻，文獻上已有多種改良方法，但多為針對建築結構所設計。基於橋梁結構系統與建築結構系統本質之不同，單模態側推分析法及其他改良式側推分析方法在橋梁結構之適用性仍待進一步評估，尤其是對於高度不規則橋梁。因此本研究目的在探討單模態側推分析與改良式適應式側推分析在不等高柱連續橋梁之適用性，以及高階模態對分析結果之影響程度。

關鍵詞：側推分析、高階模態、多跨連續橋梁、適應式側推分析

一、前言

近年來有鑑於各國所相繼經歷之災害性地震對既有橋梁耐震能力之衝擊，大家普遍認同合理的耐震評估與設計需基於結構之非線性變形需求與容量，為提升新建橋梁耐震性能與合理預測既有橋梁之耐震能力，須先能正確掌握橋梁受震下之非線性變形行為。因此，以位移為基準之耐震評估與耐震設計概念也在如此背景下應運而生，並逐步成為近年來規範改革之主體方向。目前兩種廣為人知的位移設計與評估法為 FEMA-273 的位移係數法與 ATC-40 的容量震譜法，兩者皆需使用靜力非線性側推分析(pushover analysis)來求得其控制位移，目前工程界常用之套裝軟體 ETABS 與 SAP 也提供此分析功能，故靜力非線性側推分析由於分析工具取得容易、超作簡單，又可獲致以往強度設計法中難以求得之結構破壞機制與破壞順序，廣受工程界歡迎，近年來已儼然成為橋梁性能設計與耐震評估之必要分析工具，但 SAP 所提供之傳統單模態非線性側推分析法有

其適用限制。單模態側推分析法係藉由施加固定分佈之側向力於結構物，隨著側向力緩慢增加，紀錄結構塑性變形發展行為，最後依據觀測點位移與基底剪力之關係曲線推求整體結構之耐震容量。其中無論是側向力的空間分佈或是目標位移之計算均是基於結構反應由基本模態所控制，以及振動模態與側向力分佈在結構進入塑性後仍維持不變之基本假設。很明顯地，這兩種假設對於高階模態相對重要之不規則橋梁，極為不合理。近年來國內外針對傳統側推分析法之缺陷所另行發展的改良式多模態側推分析法有很多，但其對象多為針對建築結構，此外，各類方法分歧，各有優缺點，文獻上亦尚無公認之統一分析流程，多模態側推分析仍待進一步研究與驗證。

目前實務上工程界常利用套裝軟體提供之側推分析工具進行結構耐震評估，故傳統之單模態側推分析法雖然有缺陷，其實際應用卻未曾間斷，在此側推分析法即將廣泛應用之同時，為避免工程師因誤用

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 台灣大學土木工程學系教授

而造成誤判，建立一套合理的分析流程刻不容緩。因此本研究之目的為透過與非線性動力分析結果進行比較，驗證常用之單模態側推分析與較先進之適應式側推分析法[1]應用於不同規則度連續橋梁之正確性，藉以釐清單模態側推分析對於因橋墩高矮之不同所產生之不同規則度橋梁之適用範圍，探討高階模態對不同規則度橋梁側推分析之影響，期望未來側推分析得以在更充分之理論基礎下推廣至實際應用。

二、側推分析流程

本文主要目的為比較單模態側推分析法和多模態適應式側推分析法[1]於不同規則度連續橋梁之適用性，故首先簡介並比較這兩種分析流程。單模態側推分析係在結構施加符合地震力豎向分配的水平力，通常是基本模態地震力，然後按比例增加，求取結構由線性至非線性階段之觀測點水平位移與基底總剪力關係曲線，此即為側推曲線(pushover curve)。單模態側推分析法的缺點為施加之側向力分佈未考慮高振態影響，且其分佈在側推過程中維持不變，並未考慮結構進入塑性後模態改變之事實。相反地，多模態適應式側推法施加之側向力分佈係由各分析步幅之模態力決定，藉由在各步幅對結構所求解出之特徵值來計算當時之各模態振型與其參與係數，使得結構的側向荷載分佈形式除可考慮多模態之影響外，亦得以隨著結構動力特性之變化而改變。

側推曲線代表整體結構承受側向力時某一觀測點之變形特性與受力關係，但為了能對應至規範規定之需求譜，側推曲線常需轉換成等值單自由度系統之譜加速度 $S_{a,k}$ 與譜位移 $S_{d,k}$ 關係曲線，稱為容量譜曲線。文獻上常依式(1)推算容量譜：

$$S_{a,k} = \frac{V_{b,k}}{M_n^* g}, \quad S_{d,k} = \frac{\Delta_{r,k}}{\Gamma_n \times \phi_m} \quad (1)$$

其中 $V_{b,k}$ 為基底總剪力； $\Delta_{r,k}$ 為觀測點水平位移； M_n^* 為基本模態 n 之有效振態質量，也是等值單自由度結構之質量； Γ_n 為基本

振態 n 之振態參與係數， ϕ_m 為振態 n 於觀測點 r 之振態量。但公式(1)之計算結果強烈相依於位移觀測點 r 之選擇，不同的觀測點會產生不同之結果，此並不合理。合理的容量譜曲線推算方式應綜合考慮不同節點位移之貢獻，因此本研究建議採用文獻[2]之系統位移和質量概念推求等值單自由度系統容量譜關係曲線如下：

$$S_{a,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sys,k} g}, \quad S_{d,k} = \Delta_{sys,k}, \quad (2)$$

其中 $M_{sys,k}$ 為第 k 步幅之系統等效質量； $\Delta_{sys,k}$ 為第 k 步幅之系統等效位移：

$$M_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_{sys,k}}, \quad \Delta_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum_i m_i \Delta_{i,k}} \quad (3)$$

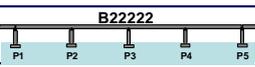
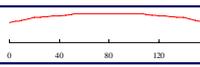
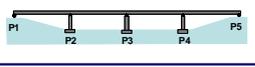
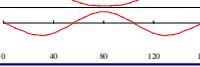
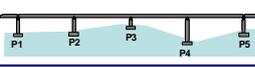
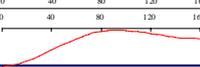
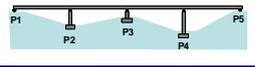
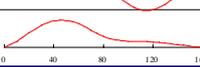
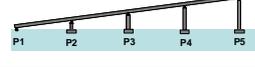
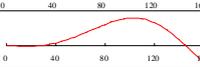
系統等效位移推算公式之理論基礎為等效單自由度系統位移所作之功等同於原多自由度系統所作之功；而系統等效質量 $M_{sys,k}$ 與基本模態 n 之有效振態質量 M_n^* 相當類似，惟 M_n^* 只考慮彈性狀態之基本模態，而 $M_{sys,k}$ 以結構於第 k 分析步幅之實際位移分佈推算其對應之等值單自由系統有效質量，故 $M_{sys,k}$ 隨著步幅增加而改變，而 M_n^* 為一定值。公式(3)中之 i 代表結構各節點，故依公式(2)所得之容量譜已綜合考慮各節點位移之影響。對於橋梁而言，為簡化起見，可僅考慮各橋柱對應之上構節點。

三、實例分析模型

為釐清工程界常用之傳統單模態側推分析法與適應性側推分析法對不同規則度橋梁之適用性，本研究針對因相鄰橋墩高矮之差異而組成之一系列不同規則度連續橋梁，進行不同方式之非線性靜力側推分析與非線性動力歷時分析。藉由側推分析與動力分析結果之比較，探討高階模態對不同規則度橋梁側推分析正確性之影響。考慮之橋梁配置如表一所示，共包括五種橋型。五種橋型均屬四跨連續橋，單跨跨長 40 m，總長 160 m，中間柱(P2、P3、P4)之支承為鉸接，伸縮縫端(P1、P5)之支承為滾支承。上部結構單位長質量為 15 ton/m；下部結構為直徑 2.5 m 之單柱式圓形 RC 橋

柱，橋柱混凝土強度 $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ 。五座橋之橋柱均採用相同尺寸與配筋，主筋配置為 74 根 32ϕ 鋼筋，箍筋配置為 $19 \phi @ 8 \text{ cm}$ 。各橋之名稱分別定義為 B22222、B02220、B22132、B02130 與 B01234，其中五位數分別代表 P1~P5 處之柱高，其中 1 代表柱高為 5 m；2 為 10 m；3 為 15 m；4 為 20 m；而 0 為橋台。

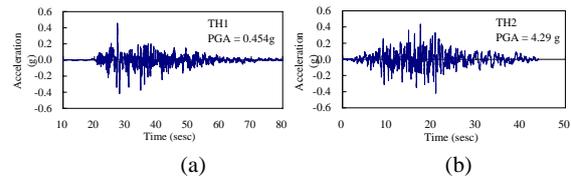
表一 分析橋型示意圖

橋型	垂直行車向振態性質	垂直行車向振態
 B22222	Mode 1 $T = 0.457 \text{ sec}$ $\alpha = 89.07\%$	
 B02220	Mode 1 $T = 0.411 \text{ sec}$ $\alpha = 69.06\%$ Mode 2 $T = 0.167 \text{ sec}$ $\alpha = 12.33\%$	
 B22132	Mode 1 $T = 0.495 \text{ sec}$ $\alpha = 21.61\%$ Mode 2 $T = 0.429 \text{ sec}$ $\alpha = 53.32\%$	
 B02130	Mode 1 $T = 0.315 \text{ sec}$ $\alpha = 22.25\%$ Mode 2 $T = 0.269 \text{ sec}$ $\alpha = 57.80\%$	
 B01234	Mode 1 $T = 0.925 \text{ sec}$ $\alpha = 42.28\%$ Mode 2 $T = 0.444 \text{ sec}$ $\alpha = 19.18\%$	

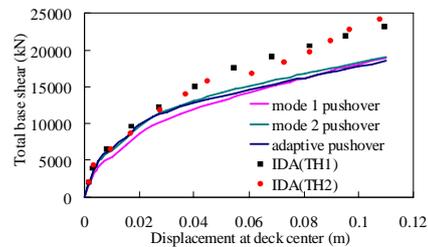
多跨連續橋不規則度之影響主要展現在垂直行車向，故本研究將侷限於垂直行車向之分析。各橋型進行模態分析後所得之前幾個垂直行車向模態振型與其相關性質亦列於表一，其中 T 為振動週期； α 為振態質量係數。如表所示，橋型 B22222 之第一模態振態質量係數已達 89.07%，代表相當規則的橋型；橋型 B02220 由於邊跨橋台之束制，需累積至第二模態後，累積振態質量係數才會超過 80%；橋型 B22132、B02130 同屬相當不規則橋型。兩者之第一模態均呈現反對稱形式，振態質量係數大約為 20%，而第二模態之振態質量係數均大於第一模態；橋型 B01234 之第一模態振態質量係數也僅為 42.28%。

本文採用 SeismoStruct [3] 進行非線性靜力側推分析與非線性動力分析。橋柱構件之非線性行為以纖維有限元素模擬，上部結構以線彈性梁元素模擬；假設橋台於地震下隨地盤而動，故橋台並未納入分析模型中。側推分析法之精確性將透過與動

力非線性歷時分析結果比較進行驗證，為獲致橋梁承受不同強度側向力時之變形與受力關係，動力分析將採用增量式動力分析 (IDA)。動力分析採用之兩組地震歷時繪於圖一，兩組均為南投埔里鎮之人造設計地震歷時。每組地震歷時均依 16 個強度調整係數 S 進行 16 次非線性歷時分析，強度調整係數涵蓋於 0.1 至 3 之間，即考慮之地震強度範圍為圖一所示加速度歷時之 0.1 倍至 3 倍。



圖一 輸入地震歷時 (a) TH1；(b) TH2

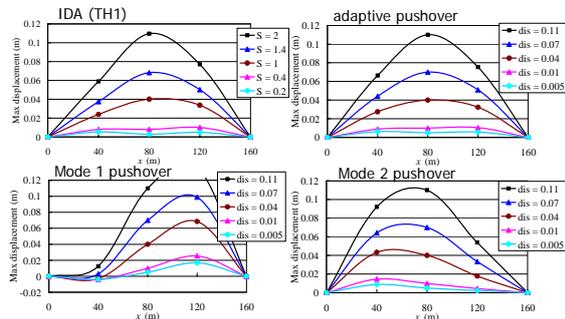


圖二 側推曲線比較圖

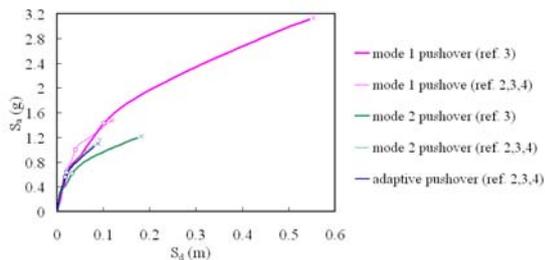
四、分析結果討論

側推分析流程的兩大關鍵因素為水平加載模式與目標位移設定。水平加載模式之影響在於側推曲線，而目標位移選定之主要影響在於容量譜曲線，所以本研究比較表一各橋型於不同方法所得之側推曲線與容量譜曲線。因篇幅限制，本報告以 B02130 為例，將側推分析與動力分析所得之側推曲線比較圖繪於圖二。如圖所示，由於兩端橋台對總基底剪力貢獻太大，圖示之適應式側推分析側推曲線與單模態側推分析所得者並無呈現太大差異，然而若進一步觀察圖三在不同分析法下，整體橋面位移分佈隨著地震力增加而增加之發展曲線可發現，與 TH1 之動力分析結果相比，適應式側推分析法可完全掌握整體橋梁位移隨著地震力增加之變化趨勢，即在小地震力作用下，P3 柱頂位移小於 P2 和 P4，而隨著 P3 先進入塑性，P3 柱頂位移

則逐漸高於 P2 和 P4。至於單模態側推分析，無論是第一模態或第二模態側推均無法正確掌握上述位移分佈之變化趨勢。



圖三 橋型 B02130 位移分佈圖



圖四 容量譜曲線比較圖

接著比較不同分析方法所得之容量譜曲線。同樣以橋型 B02130 為例，圖四所示之五條曲線分別為依適應性側推分析法與單模態側推分析法但不同位移觀測點所得之結果，其中觀測點 2、3、4 分別對應於橋柱 P2、P3 和 P4 處之橋面節點；符號x 對應混凝土達壓碎應變之時刻，在此定義為混凝土壓應變達 0.006；符號o 對應鋼筋達降伏應變之時刻，在此定義為鋼筋拉應變達 0.0025。如圖所示，五條容量譜曲線完全不同，此結果暴露出若由單一觀測點推求容量譜，在位移觀測點之選擇並無明確規定之情況下，分析結果將可能因位移觀測點選擇之不同而獲致不同的結果，此現象對於將此一流程推廣至標準之規範應用將會是一大障礙。目前國內所進行之耐震能力評估常依據設計規範所設定設計反應譜，由容量譜性能點之等效基本周期及等效阻尼比直接反推性能點對應之地表加速度。依此流程，吾人可推求不同分析流程當鋼筋達降伏應變時之地表加速度 A_y 與橋柱混凝土達壓碎應變時之地表加速度 A_u ，結果列於表二。同時，依據 TH1 之增量式動力分析可得對應之 $A_y=0.21\sim 0.27g$ ，

$A_u=0.68\sim 0.75g$ 。將此結果與表二相比可知以點 3 作為觀測點之第一模態側推分析所得之地表加速度遠大於動力分析所得結果，但若另增加點 2 和 4 作為觀測點，則可略為改善所得結果。此外，第二模態側推分析結果比第一模態側推好，因為第二模態之參與係數大於第一模態，較能代表結構受力模態。同樣地，第二模態側推分析若同時以節點 2、3、4 作為觀測點，其所得之分析結果亦較接近動力分析所得結果。至於適應式側推分析結果預估之地表加速度則可完全合乎動力分析結果。

五、結論與建議

根據本文之分析可獲致以下兩點結論：(1)單模態側推分析僅適用於規則性橋梁，對於高度不規則橋梁適應式側推分析將是較佳的選擇；(2)側推分析容量譜曲線相依於所選擇之位移觀測點位置，對於多跨連續橋梁結構，建議將所有節點均視為位移觀測點，或至少將連續橋所有柱頂節點均視為位移觀測點推算容量譜曲線。

表二 地表加速度 A_y 和 A_u

分析法	A_y (g)	A_u (g)
Mode 1 pushover(ref. 3)	0.57	2.06
Mode 1 pushover(ref. 2,3,4)	0.40	0.95
Mode 2 pushover(ref. 3)	0.25	0.78
Mode 2 pushover(ref. 2,3,4)	0.25	0.74
Adaptive pushover(ref. 2,3,4)	0.23	0.70

參考文獻

1. Antoniou, S., Pinho, R., "Advantages and Limitations of Force-based Adaptive and Non-Adaptive Pushover Procedures," Journal of Earthquake Engineering, 8(4), pp.497-522 (2004)
2. Kowalsky, M.J., "A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp. 719-747 (2002).
3. SeismoSoft, "SeismoStruct- A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures" [online]. Available from URL: <http://www.seissoft.com> (2007).

台 139 線集鹿斜張橋後續監測研究計畫

李政寬¹ 張國鎮²

摘要

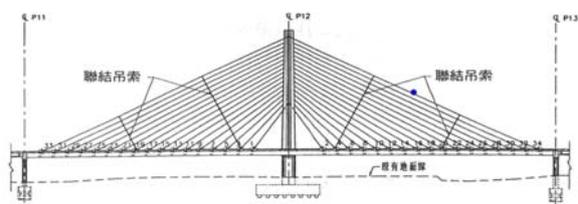
本研究「台 139 線集鹿斜張橋後續監測」，主要的工作內容為：斜張橋鋼纜風雨穩定性評估。國外案例顯示，風雨效應可導致斜張鋼纜強烈振動，造成導管破壞，及加速端錨系統與防蝕鏽材料破壞，縮短鋼纜服務壽命；尤有甚者，鋼纜撞擊橋面造成橋面破壞。因此，本研究將藉由鋼纜的強迫振動實驗及於颱風天觀測鋼纜來振動評估鋼纜風雨穩定性，並設計減振阻尼器。經由現地試驗與實測記錄，釐清工程疑問，以了解施作聯結吊索，或施作減振阻尼器之必要性。

關鍵詞：鋼纜風雨穩定性、風雨效應、聯結吊索、減振阻尼器

一、前言

集鹿斜張橋位於南投縣集集鎮與鹿谷鄉之間，橋跨濁水溪，外觀造型如圖一所示，流線形單箱雙室樑、橋面寬度 24m(四車道)為單塔柱(塔高 58m)、雙索面扇狀(17 組，每組 4 索，共 68 索鋼纜)、跨徑 120m+120m，原始設計案以聯結吊索縮短鋼纜自由振動長度，減低鋼纜風雨振動程度。然而聯結吊索對橋梁景觀影響衝擊甚大，且因為跨徑僅 120m+120m，風雨振動程度可能不若長跨斜張橋的情形嚴重，是否確有必要對本橋施作聯結吊索工程，一直未有定論。

國外案例顯示，風雨效應可導致斜張鋼纜強烈振動，造成導管破壞(圖二)，及加速端錨系統與防蝕鏽材料破壞，縮短鋼纜服務壽命，尤有甚者，鋼纜撞擊橋面造成橋面破壞。因此，本章將藉由鋼纜的強迫振動實驗及於颱風天觀測鋼纜來振動評估鋼纜風雨穩定性，經由現地試驗與實測記錄，釐清工程疑問，以了解施作聯結吊索工程的必要性，及評估其它抗風減振方案。



圖一 集鹿斜張橋外觀造型與聯結吊索



圖二 斜張橋導管破壞

二、鋼纜強迫振動實驗

鋼纜強迫振動實驗方式有二：(1)使用斜張鋼纜起振器(cable exciter system)，(2)施作拉與快放實驗(pull and quick release)。國內目前沒有斜張鋼纜起振器系統，無得租賃，因此本計劃使用拉與快放實驗來求鋼纜的阻尼參數，以評估鋼纜風

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暨系主任

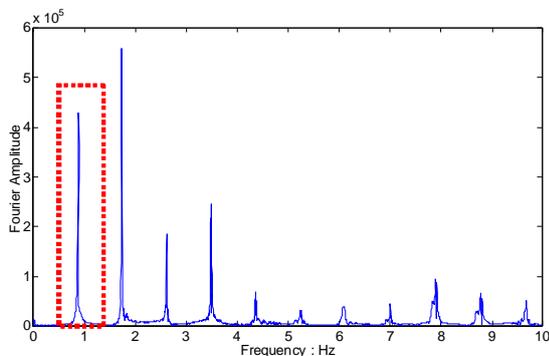
雨穩定性。拉與快放實驗是將鋼繩綁縛在高處的鋼纜上，之後鋼繩利用扣環扣在橋面版上，然後施加拉力，再快速釋放扣環，引起鋼纜的自由振動，如圖三。



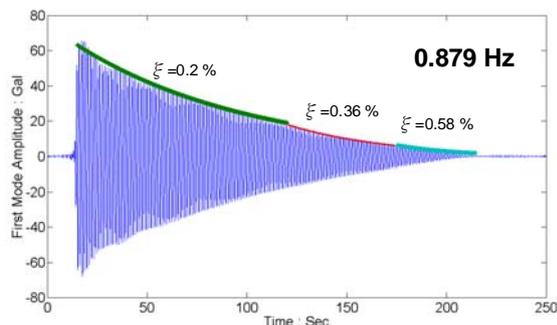
圖三 施加拉力後，釋放扣環，鋼纜振動

三、鋼纜振動訊號與模態阻尼分析

施作編號 R33 鋼纜拉與快放實驗，所收錄到的振動訊號之富氏譜圖，繪示於圖四。從圖四，可清楚辨識各模態的振頻。拈取圖四紅色方框中的訊號，即第一模態頻率域的訊號，執行逆富氏分析(Inverse Fourier Transform)，得圖五第一模態時間域的訊號，以及阻尼值的變化。



圖四 R33 鋼纜上加速度計所記錄振動訊號的富氏譜圖



圖五 第一模態振動訊號與阻尼分析

四、風雨穩定性評估

根據 PTI (Post-Tensioning Institute) 研究報告，文獻[1]，當 Scruton Number Sc 大於 10 時，風雨振動發生機率即相當低；當 Sc 小於 1.7 時，風雨振動一定會發生。

$$Sc = \frac{m\xi}{\rho D^2} \quad (1)$$

其中 m 為單位長度質量； ξ 為阻尼比； ρ 為空氣密度； D 為鋼纜直徑。經過計算得知，編號 R33 鋼纜好幾個模態的 Scruton Number 比 1.7 還要小。依據 PTI 研究報告，鋼纜風雨振動現象勢必會發生，本橋鋼纜抗風穩定性是不足的。

五、颱風天鋼纜風雨穩定性觀測

2008/07/28 鳳凰颱風侵台路線如圖六。根據觀測，颱風所帶來的風雨確實引起 R33 等鋼纜發生了風雨馳振的情形。2008/07/28 下午 3:29，風向為南風，風速約 11 m/sec，現地觀察 R33、R31 鋼纜沒有發生了風雨馳振的情形。2008/07/28 下午 18:35，風向為南偏西 40 度，風速約 13 m/sec，現地觀察 R33 鋼纜發生了風雨馳振的情形。經由颱風天實地觀測鋼纜風雨振動情形，驗證本斜張橋鋼纜風雨穩定性確實不足。

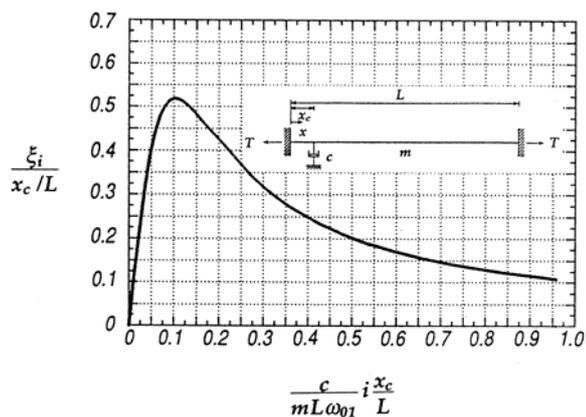
為抑制風雨馳振現象，應設置原設計案中的聯結吊索，或考慮其它抗風補強設計，例如加置阻尼器。



圖六 2008/07/28 鳳凰颱風侵台路線

六、鋼纜抗風減振阻尼補強設計

集鹿橋原設計案有聯結吊索設計，但慮及本橋不算長跨度橋梁及考慮橋梁美觀起見，而暫時擱置聯結吊索工程，如圖一所示。事實上鋼纜抗風補強，亦可經由加置阻尼器予以提高鋼纜的 Scruton number 值，以避風雨馳振情形的發生。文獻[2]，Benito M. Pacheco 研究論文“Estimation Curve for Modal Damping in Stay Cables with Viscous Damper”，提供圖七減振參數曲線圖。圖七指出：(1)阻尼器的大小與位置決定了各模態阻尼比增量 ξ_i 的值，其中 i 是模態數指標。(2)模態阻尼比最大增量 ξ_i 大約是長度比 X_c/L 之半。(3)經由最佳化設計，才能對所欲控制的模態，提供最大的阻尼比增量 ξ_i 。



圖七 阻尼器值與位置與各模態阻尼比增量 ξ_i 關係曲線

茲考慮 R33 鋼纜，針對第一、第二、第三模態進行抗風補強設計，如圖八所示。已知的參數條件為：鋼纜長度 $L=126.4$ m、鋼纜質量線密度 $m=48$ Kg/m、第一基頻 $\omega_{01}=0.879 \times 2\pi$ rad/s、 $X_c/L=3.0/126$ 、鋼纜直徑 $D=0.2$ m、空氣密度 $\rho=1.2$ kg/m³。

$$\xi_1 = 0.42 \times \left(\frac{3.0}{126}\right) = 0.010$$

$$Sc_1 = \frac{m(\xi_{1,original} + \xi_1)}{\rho D^2} = \frac{m(0.010 + 0.002)}{\rho D^2} = 11.2$$

$$\frac{c}{mL\omega_{01}} \times 1 \times \left(\frac{x_c}{L}\right) = 0.05$$

$$\therefore C = 7.0 \times 10^5 \text{ N-sec/m}$$

C 值決定後，可計算阻尼 C 對第二及第三模態的模態阻尼比增量 ξ_i 的值，以及第二及第三模態各別的 Scruton number 值。

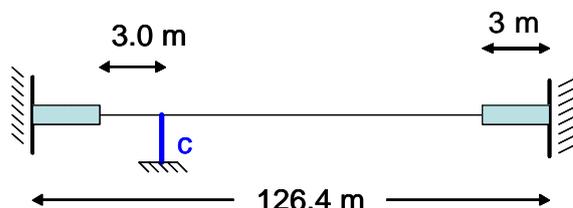
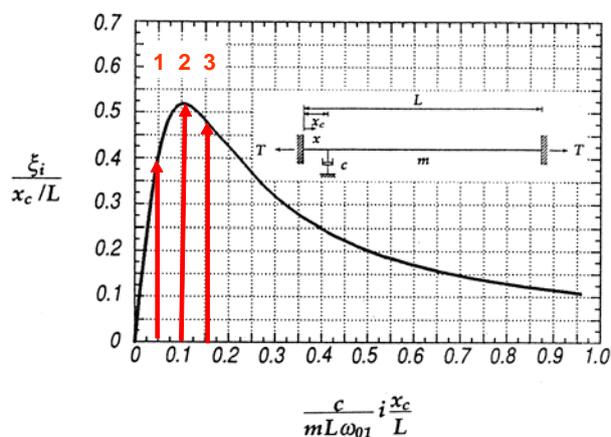
$$\xi_2 = 0.52 \times \left(\frac{3.0}{126}\right) = 0.012$$

$$Sc_2 = \frac{m(\xi_{2,original} + \xi_2)}{\rho D^2} = \frac{m(0.0012 + 0.012)}{\rho D^2} = 12.3$$

$$\xi_3 = 0.47 \times \left(\frac{3.0}{126}\right) = 0.011$$

$$Sc_3 = \frac{m(\xi_{3,original} + \xi_3)}{\rho D^2} = \frac{m(0.0013 + 0.011)}{\rho D^2} = 12.3$$

以上加置阻尼抗風雨補強設計，可使 R33 鋼纜第一、第二、第三模態的 Scruton number 提升至 10 以上。依據 PTI 報告，當 Scruton number 大於 10 以上，則風雨馳振發生機率相當低。



圖八 考慮 R33 鋼纜，對其第一、第二、及第三模態抗風補強設計

結論與展望

本研究執行鋼纜的強迫振動實驗及於颱風天實地觀測鋼纜振動情形，評估集鹿橋的鋼纜風雨穩定性，釐清了工程疑問，了解施作聯結吊索之必要性，並設計替代方案之減振阻尼器。

參考文獻

1. Post-Tensioning Institute (PTI) "Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation," 1993.
2. Benito M. Pacheco, Yozo Fujino, and Ajai Sulekh, "Estimation Curve for Modal Damping in Stay Cables with Viscous Damper," Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 6, June 1993, pp. 1961-1979.
3. Y. B. Lin, K. C. Chang, J. C. Chern, L. Wang,(2005), "Packaging Methods of Fiber Bragg Grating Sensors in Civil Structure Applications," IEEE Sensor Journal, Vol.5, pp.419-424,

不鏽鋼鋼筋應用於地震工程之研究

歐昱辰¹ 張國鎮² 蔡木森³ Yihui Zhou⁴ George C. Lee⁵

摘要

對於RC結構物而言，鏽蝕是一個很大的議題，而不鏽鋼鋼筋的使用是目前一個被認為可行的方式。在使用不鏽鋼鋼筋於RC之前，必須對不鏽鋼鋼筋有更深一層的探討與比較，其中包括標稱強度、實際強度、張力強度與伸長量。Enduramet32 鋼筋、316LN 鋼筋與 2205 Duplex 鋼筋，為本研究中所使用的三種不鏽鋼鋼筋，這三種鋼筋所得到的試驗結果會與耐震設計中常用的 A706 鋼筋做比較，另外也會和高強度鋼筋 MMFX II 結果做比較。試驗結果顯示出相對於 A706 與 MMFX II 鋼筋，不鏽鋼鋼筋擁有較小的彈性模數 E 值、較大的伸長量。由試驗結果得知五種鋼筋試體皆滿足 ACI 318 中 σ_u / σ_{y2} 下限值與實際強度上限值的規定。Enduramet32 鋼筋擁有最大的伸長量的特性。

關鍵詞：不鏽鋼、鋼筋

前言

鏽蝕對於結構用鋼與RC中的鋼筋會使公路橋樑的橋面版、柱與上部結構提早發生破壞，並且也會縮短橋樑的服務年限，氯化物與鋼筋的接觸以及混凝土中的碳化物是造成鋼筋鏽蝕的兩大主要原因。然而，人們為了維修因為與氯化物接觸後鋼筋所造成的鏽蝕，不僅對於身體有傷害且成本昂貴；混凝土中碳化物造成的鋼筋的鏽蝕也會造成結構物相當的影響。而不鏽鋼鋼筋的使用對於鏽蝕問題是相當正面的解答。儘管不鏽鋼鋼筋初期所需的成本比起一般所使用的鋼筋還要來的高，在近 20 年內，可以發現越來越多的案例使用不鏽鋼鋼筋[2]。因為防鏽的特性，預期可以降低生命週期成本無疑也是主要的原因[3]。

試驗計畫

試驗材料

在這個試驗中共有三種不鏽鋼鋼筋做為這次的試驗材料：Enduramet32 鋼筋、316LN 鋼筋與 2205 Duplex 鋼筋，此三種鋼筋分別以 ASTM A955[7]中的 S24100、S31653 與 S31803 來設計。另外，做為比較的鋼筋則是採用 A706 鋼筋，在做耐震設計時，這種鋼筋常被拿來使用；還有 MMFX II 鋼筋也是測試的鋼筋之一，其為一種高強度與防鏽的鋼筋，近年來也常出現在市面上。在這次所使用的三種不鏽鋼鋼筋的成分中，可以明顯的發現這三種鋼筋鉻的成分比其他種鋼筋還多出 17%。而鉻在空氣中，會與氧產生化學作用並生成一層薄膜來防止薄膜內的鋼筋繼續與氧作用。

¹ 國立台灣科技大學營建工程系助理教授

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博士生

⁴ Ph.D Student, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, U.S.A.

⁵ Professor, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, NY.

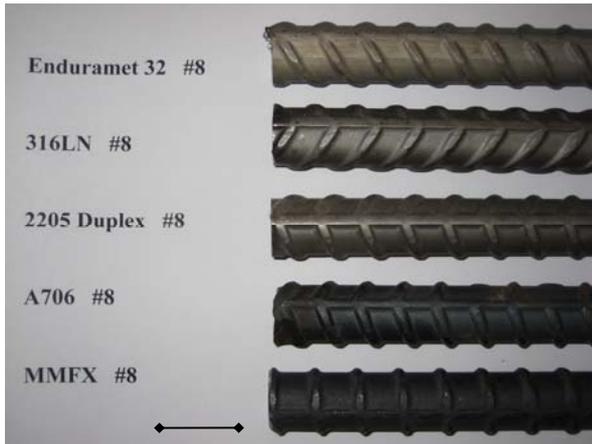


圖 1. 五種試驗鋼筋

試體設計與試驗配置

在這次的鋼筋材料試驗中，為了得到鋼筋的彈性模數、降服強度、張力強度與破壞時的伸長量，所以採用了簡單的單拉試驗來求的所要的參數。而所有的試體皆是以 ASTM E8 [7] 來做設計。

圖 2(a)中顯示出整個試驗的配置情形，與量測儀器的配置。試體整體的破壞是根據 ASTM E606 [7]，亦即，當強度低於最大強度的 50%時定義為破壞。圖 2(b)顯示出當試體破壞時的情形。

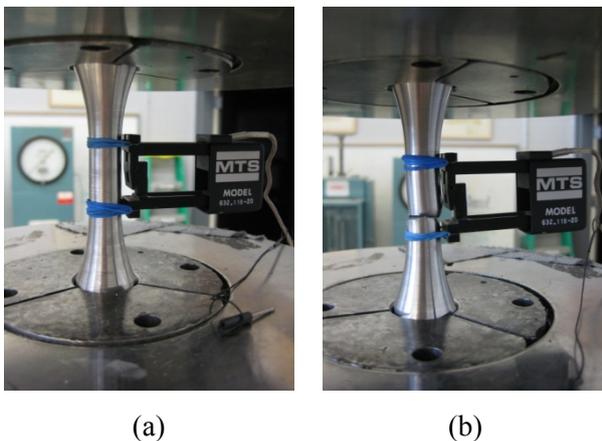


圖 2. (a) A specimen before fatigue test;
(b) A failed fatigue specimen

試驗結果與討論

圖 3 為單拉試驗後五種鋼筋的應力應變曲線圖的比較，而基本的鋼筋性質列於表 1 中，在表 1 中 σ_{y1} 與 σ_{y2} 分別對應於 0.2%

偏心值時的應力與應變為 0.35%時的應力。

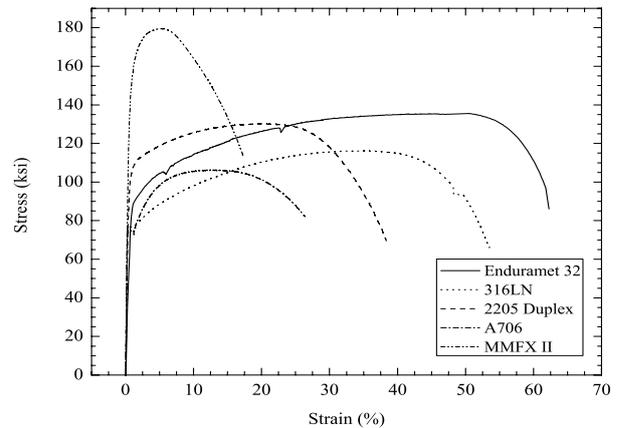


圖 3. 五種試體的應力應變曲線圖

表 1 單拉試驗結果

Steel Name	E (ksi)	Specified σ_y (ksi)	Actual σ_{y1} (ksi)	Actual σ_{y2} (ksi)
Enduramet 32	29,848	75	84.17	83.52
316LN	28,981	75	77.14	77.75
2205 Duplex	27,705	75	94.06	96.97
A706	30,244	60	73.67	72.59
MMFX II	31,533	100	137.88	100.73

Steel Name	Actual σ_u (ksi)	$\frac{\sigma_u}{\sigma_{y2}}$	Elongation (%)
Enduramet 32	136.25	1.63	58.66
316LN	116.34	1.50	52.82
2205 Duplex	130.53	1.35	38.74
A706	106.02	1.46	26.5
MMFX II	179.43	1.78	17.51

σ_{y1} is determined by 0.2% offset method according to ASTM E8
 σ_{y2} is defined as the stress corresponding to a strain of 0.35

試驗結果同時也顯示出，相較於常用的 A706 鋼筋，三種不鏽鋼鋼筋的彈性模數 E 值比 A706 鋼筋的 E 值來的小，但是比 MMFX II 鋼筋的 E 值大。Enduramet32、316LN、2205 Duplex 與 MMFX II 鋼筋的 E 值分別為 A706 鋼筋 E 值的 98.7%、95.8%、91.6%與 104.3%。從數據的比較上，可以發現，Enduramet32 的彈性模數其實與 A706 的彈性模數是非常相近的。

從鋼筋 316LN 的應力應變曲線在 1.2% 應變以前，可以發現與 A706 鋼筋相同的降服平台，然而，對於其他種類的鋼筋則看不出擁有明顯的降服平台的特性。

表 1 也顯示出各鋼筋 σ_{y1} 與 σ_{y2} 的比較，綜合這些值的比較，可以看出不管是不鏽鋼鋼筋或是常用的 A706 鋼筋兩個方法所求得的降服應力都非常接近。但是 MMFX II 鋼筋所得到的兩個降服應力中，偏心值 0.2% 所對應的應力明顯的比 0.35% 應變所對應的應力高出許多，但是 ACI 318 [4] 為了確保設計保守的理念，所以採用 0.35% 應變所對應的應力值為降服的應力。而在這五種鋼筋中，MMFX II 鋼筋擁有最高的降服強度，100.73 ksi。而於 ACI 318 中，這種高強度的鋼筋也被接受使用在圍束鋼筋以便增加建造性[12]。另外，由於這種鋼筋的高降服強度會造成整個斷面的強度提高，相對上會導致更嚴重的破壞。基於這個理由，在目前的建築物與橋樑規範中，一般而言是不允許設計降服強度高於 80 ksi 與 75 ksi。

在單拉試驗中，可以發現三種不鏽鋼鋼筋在拉斷時的伸長量遠比 A706 鋼筋與 MMFX II 鋼筋高上許多，由表中可以看出，A706 的伸長量為 26.5%，比 MMFX II 鋼筋的伸長量(17.51%)高。這顯示出不鏽鋼鋼筋的韌性遠比 A706 以及 MMFX II 鋼筋好，而 MMFX II 鋼筋也是這裡面幾種鋼筋中韌性最差的。而較長的伸長量代表這個鋼筋更能受拉以及在拉斷之前可以展現比其他鋼筋更好的消能能力，而這也是耐震設計所想要得特性。

根據 ACI 318 規範，可變形抗震元件的

σ_u / σ_{y2} 比值不能小於 1.25 以確保此構建可以承受較大的非線性行為，除此之外，實際強度與標稱強度差值不能大於 18 ksi，以避免因為非預期的過高的強度所造成的剪力以及握裹破壞產生。而在試驗中，也發現這些試體皆滿足這些規定。

結論

對於 Enduramet32、316LN、2205 Duplex 不鏽鋼鋼筋與 A706 鋼筋以及 MMFX II 高強度鋼筋的機械性質皆在此試驗中完整的測試出並呈現於表 1 中，其他重要得結論如下：

- (1) Enduramet32、316LN、2205 Duplex 不鏽鋼鋼筋的彈性模數 E 值相對於 A706 鋼筋的 E 值分別小於 1.3%、4.2%與 8.4%，而 MMFX II 高強度鋼筋的 E 值則比 A706 的 E 值大 4.3%。
- (2) 五種鋼筋試體皆滿足 ACI 318 σ_u / σ_{y2} 最小值與實際強度上限值的規定。
- (3) 在單拉試驗中，三種不鏽鋼鋼筋在拉斷時達到的伸長量遠比 A706 鋼筋與 MMFX II 鋼筋高上許多。

參考文獻

1. Smith, F. N.. 2007. "The use of stainless steel reinforcement," Concrete Engineering International, Vol. 11, No. 2, pp. 25-27.
2. IMOA. 2008. "Stainless Steel Rebar." <http://www.imoa.info/_files/stainless_steel/StainlessSteelReinforcement.pdf>.
3. Schnell, R. E., and Bergmann, M. P. 2007. "Improving tomorrow's infrastructure: extending the life of concrete structures with solid stainless steel reinforcing bar," 3rd NYC Bridge Conference, New York, NY, U.S.A., Aug. 27-28.
4. ACI Committee 318. 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

5. AASHTO. 2007. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC.
6. Stephens, Ralph I., Fatemi, Ali., Stephens, Robert R. and Fuchs, Henry O.. 2001. Metal Fatigue in Engineering, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.
7. ASTM. 2004. ASTM Annual Book, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
8. MMFX Technologies Corp. 2008. "Revolutionary steel — Setting the standards for the future." <<http://www.mmfx.com>>.
9. Murray, G., White, C.V., and Weise W. 2007. Introduction to Engineering Materials, Second Edition, CRC Press, New York.
10. Mander, J.B., Panthaki, F.D. and Kasalanati, A.. 1994. "Low-Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel," Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 6, No. 4, pp. 453-468.
11. Brown, J., and Kunnath, S.K., 2004. "Low-cycle fatigue failure of reinforcing steel bars," Vol. 101, No. 6, pp. 457-466.
12. Post, N.M. 2007. "High-strength rebar called revolutionary." Engineering News-Record, August27/September 3, the McGraw Hill companies.

橋梁承受雙向地震力之行為研究

劉光晏¹ 張國鎮² 鄭維晉³ 盧智宏⁴

摘要

橋梁建設礙於地形、水文、交通流量與區域發展之限制條件，採行斜橋等不規則橋梁配置的情形十分普遍，該類橋梁因其結構特性致使地震侵襲時產生雙向地震力效應，目前國內並無足夠之實驗數據與研究成果可確實掌握此複雜之行為，因此衍生結構安全之疑慮。國內既有橋梁多採 PCI 簡支梁橋搭配橡膠支承墊為其支承系統，因實務設計與施工方式影響導致此類橋梁於烈震發生時可能產生支承墊磨擦滑動。本文主旨為探討裝設橡膠支承墊之斜橋，在承受雙向地震作用下的行為反應，首先根據文獻資料對斜橋之力學行為進行探討後，針對橡膠支承墊的磨擦係數進行觀察，並與前期相關試驗比較分析得知支承墊在高速滑動下磨擦係數變化並不明顯。再者，建立一座縮尺斜橋模型進行振動台試驗，試驗結果顯示支承墊的滑動會降低上部結構慣性力的生成，將有助於降低橋柱受力之需求，提供一個有別於橋柱塑鉸機制的新思維。最後本文以非線性有限元素分析法進行數值模擬，與試驗結果比較獲得尚可接受的分析結果，並以不同橋梁斜交角度與地震歷時輸入方向為變數進行參數分析，分析結果顯示斜角低於 20 度之橋梁其行為反應較為規律，而斜角高於 20 度之橋梁其結構不規則特性逐漸顯現，將導致結構行為難以預測，本文建議分析設計斜角高於 20 度之橋梁時，應考量諸多因素以確保結構安全，此類橋樑承受雙向地震力作用之支承位移與橋柱韌性需求有待未來持續研究。

關鍵詞：斜橋、橡膠支承墊、支承墊滑動、振動台試驗、磨擦力

一、前言

橋梁平時肩負著提供交通運輸功能、平衡區域發展與聯繫經濟活動命脈的重大責任，對於國家部份地區遭受重大天然災害後，更成為維繫緊急救災艱鉅任務的通道。國內目前共有兩萬餘座橋梁，視地形、水文、交通量等需求，採行斜橋等不規則橋梁配置的時機相當普遍，當採用斜橋配置或承受雙向地震力時，可能因支承系統位移需求提高而有落橋之疑慮，而礙於相關研究成果未臻完善，現階段不易確實掌握不規則橋梁在雙向地震力作用下之動力行為。橋梁元件包含上部結構、伸縮縫、支承系統、位移限制裝置、防止落橋裝置、橋柱/橋墩、橋台、與基礎等系統，在過去集集地震之震災經驗與近年來有關橋梁功

能性支承之研究成果顯示，位移需求為動力反應中非常重要的條件，將橋梁各元件的位移空間經適當組合後，將可能改善橋梁損害模式，進而降低橋梁震害後修復成本與加速恢復通行時間。然而位移量的評估有賴於對橋梁元件力學行為的掌握程度，因此，本文首先探討近年來有關橡膠支承墊磨擦性質實驗之結果，再者融入橋梁性能設計理念與位移設計法，配合震動台實驗以驗證橋梁元件力學數值模型之準確性，應可對整體橋梁之動力行為有更進一步之了解。由整體系統性安全為出發點，透過此一系列實驗真實反應既有橋梁各構件的功能表現，重新檢視相關設計規範的合理性、安全性與經濟性，正與持續推動國家永續發展的理念不謀而合。

¹ 國家地震中心專案副研究員

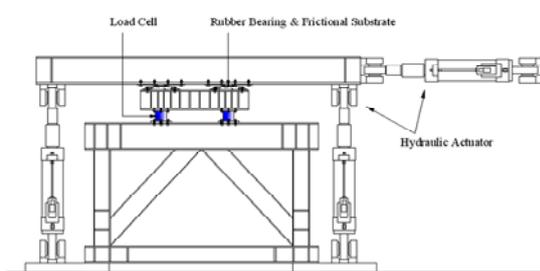
² 國立台灣大學土木工程系教授

³ 國立台灣大學土木工程系碩士

⁴ 國立台灣大學土木工程系博士生

二、橡膠支承墊磨擦性質試驗

本次試驗採用之立體測試鋼構架如圖一所示。正向壓力考量實際工程應用，參照前台灣省交通處編定之橋梁工程標準圖，支承墊所受到之正向壓力大部分集中於 40 kg/cm^2 左右。橡膠支承墊厚度為 15mm ，因此設計的滑動距離為 $\pm 6\text{cm}$ 。依照試驗的配置，此處的滑動行程指的應為試驗構架中與水平致動器連接之大梁所移動的水平距離。由於水平致動器並非與橡膠支承墊直接接觸，所以該滑動行程並不能完全代表橡膠支承墊的滑動距離。不過，依然可由滑動遲滯迴圈或水平力歷時圖判斷是否有滑動現象發生。因此本試驗考量地震可能造成支承滑動速度，選用之 4 種滑動速度 0.106 、 5 、 15 、 30 cm/s 做為參數。在磨擦基材方面，本試驗提供兩種橡膠支承墊及三種磨擦基材，以測試橋梁工程中常用的施工界面。本研究比較之磨擦基材包含橡膠與無收縮水泥砂漿表面 (RB-Cem)、橡膠與鋼板面 (RB-Steel)、鐵氟龍與鋼板面 (PTFE-Steel)、橡膠與混凝土表面 (RB-Cnr) 及鐵氟龍與混凝土表面 (PTFE-Cnr)。前期實驗中，磨擦基材是重複使用直至損壞時才做更換，而本試驗希望能在進行每組測試之前均可更換試體，且為了試驗系統的穩定，而設計一個基座使得磨擦基材可以順利抽換。



圖一 磨擦實驗測試構架

此試驗共進行 20 組不同磨擦界面及不同滑動速度之測試，磨擦係數計算根據 2005 年 ISO 15113 敘述，橡膠的磨擦力在整個滑動過程中並非保持定值，且其建議取試驗滑動磨擦遲滯迴圈之中位數代表該試驗循環的磨擦力。93 年度的實驗當中所設定的滑動距離為本試驗的 2.5 倍，而前期

試驗測得之磨擦係數為本試驗的 0.4 倍，表示磨擦係數與滑動距離呈獻反比的關係，亦證明磨擦係數受滑動距離的影響相當密切。93 年度實驗當中磨擦係數隨滑動循環變化有先下降的趨勢，而本試驗的實驗結果卻無從觀察到此現象，可能是因為本試驗於每次進行新的一組試驗之前皆更換全新的磨擦基材所導致的結果。橡膠支承墊的滑動性質並不單純，所測得之磨擦係數變異性相當大，隨著滑動循環提升滑動總距離愈長，磨擦係數有下降的趨勢。速度是一個影響橡膠支承墊滑動磨擦係數的重要參數。不同的滑動磨擦界面，表現出來的結果亦有所差異。由本節之討論，可歸納出一個概念，即是橡膠支承墊的磨擦係數在較高的滑動速度條件下，會相對保持為一定值變化不會太大，因此可以體認到即使橡膠支承墊滑動速度隨地表運動的 PGA 值增加而上升，傳遞至下部結構之水平力亦不會有太大的變化。

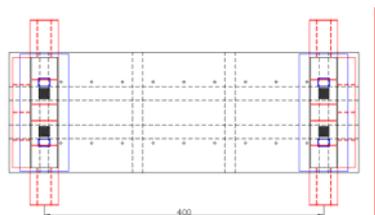
表 1 磨擦係數試驗結果

測試規範	AASHTO			
尺寸	150×150×15mm			
面積	20736mm ²			
形狀係數	3.75			
勁度	(1.0)			
正向力	162.74kN (1.0)			
正向應力	40.0kg/cm ²			
滑動位移	60mm (1.0)			
滑動速度	0.106	5	15	30
RB-Cem	0.378	0.299	0.229	0.231
RB-Steel	0.417	0.536	0.477	0.498
RB-Cnr	0.315	0.324	0.269	0.273
PTFE-Steel	0.130	0.175	0.193	0.213
PTFE-Cnr	0.160	0.160	0.153	0.134

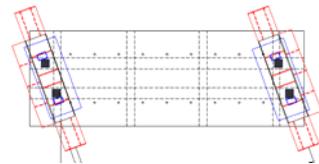
三、縮尺震動台試驗與參數分析

本試驗主要目的在探討單跨斜橋結構反應，縮尺試體主要參考前台灣省交通處公路局橋梁工程標準圖進行設計以符合國內橋梁現況，試體平面與立面如圖二、圖三所示。上部結構選用 PCI 梁橋結構原型，經縮尺設計後由一混凝土橋面版與兩混凝土大梁所組成 π 形斷面。橋面版全長 5 公尺、橋面淨寬 1.75 公尺、版厚為 13.8 公分；兩大梁之幾何尺寸為高度 30 公分，寬

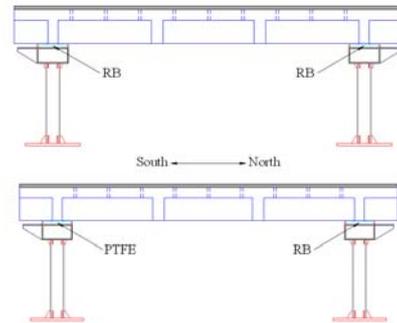
度 20 公分，並且在部分位置設置隔梁；一般而言，斜橋之橋面版通常為斜交版，即橋面版之相鄰兩邊不成交，且在其銳角處易與相鄰橋面版或橋台產生碰撞，而本研究之目的在於探討單跨斜橋因支承墊滑動後橋柱受力之行為反應，故暫不考慮橋面板間之碰撞效應，僅將橋面版做為承重使用；此外，在縮尺試體梁端底面塗佈 epoxy 後植入膨脹螺栓固定襯底鋼板，以符合國內橋梁於 PCI 大梁下方設置鋼板之慣例。下部結構為了配合重複測試多組地震歷時與變換不同地震等級之規劃，橋墩選用 A572 Gr.50 之鋼材為結構材料，以避免混凝土橋柱於試驗過程中發生開裂或降伏造成橋柱勁度折減，鋼材經單軸拉伸試驗測得其楊氏係數為 204.1GPa，降伏應變約為 1964 μ ；經縮尺設計後，下部結構為一雙柱式剛架橋墩，橋柱斷面尺寸為 170×120×8mm 之箱型柱，柱高依縮尺比例設計為 94 公分；帽梁為鋼管型式，深度 20 公分且內灌混凝土，上方以厚度為 4 公分的砂漿墊墊高。另外，為防止試驗過程中不慎致使橋面版掉落，故在帽梁外側加製外伸擋版，以達防落目的。在支承系統方面，選用的橡膠支承墊材質為硬度 60 的合成橡膠，長寬厚尺寸為 150×150×15mm，每塊橡膠支承墊內部含有兩片厚度為 1mm 的 SS400 低碳鋼板，以下稱其為「RB 支承墊」；此外，為模擬簡支梁橋一端為鉸接，另一端為輓接之設計，其將上述之純橡膠支承墊的單側表面被覆一層厚度為 4mm 之鐵氟龍(PTFE)，利用鐵氟龍材料的低磨擦性質做為輓支承，以下稱其為「PTFE 支承墊」，如圖四所示。依據縮尺理論，為了彌補因幾何尺寸縮尺而造成質量損失，使用三塊尺寸均為 5000×1750×15mm 之荷重鋼板增加上部結構重量，使上部結構之總質量能補足至 10.762 公噸。



圖二 縮尺直橋振動台試驗配置圖

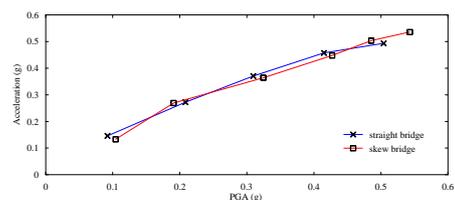


圖三 縮尺斜橋振動台試驗配置圖

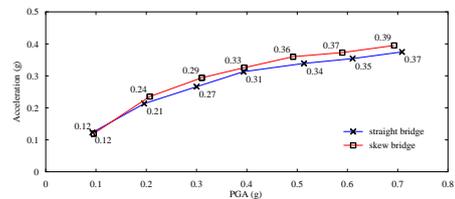


圖四 支承配置 (上:RB組, 下:PTFE組)

在進行振動台試驗前，以白訊試驗與傳遞函數轉換識別直橋與斜橋試體之主要頻率，直橋與斜橋之行車向頻率各別為 0.234 秒及 0.253 秒。圖五為 TCU068 與 EL Centro 兩筆地震歷時作用下，橋梁行車向橋面版加速度比較圖，圖中顯示直橋與 20 度斜橋在受到相同地震等級、相同輸入方向之地震歷時作用時，橋面版最大加速度反應大致相同，其差距僅在 0.02g 範圍內。此外，隨著 PGA 等即持續增加，加速度增加的幅度逐漸趨緩，代表上部結構的慣性力發展亦趨和緩，也就表示傳遞至下部結構之水平力將會逐漸持平。



(a) TCU068(PTFE)



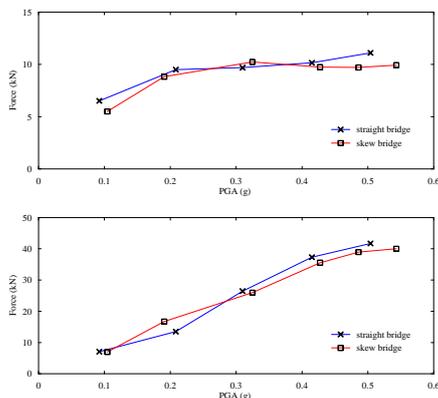
(b) EL Centro(PTFE)

圖五 直斜橋橋面版 X 向加速度比較

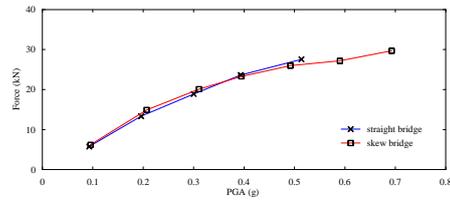
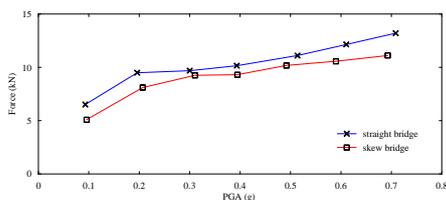
圖六及圖七為兩筆地震歷時作用下，兩側橋墩剪力隨 PGA 等級增加之變化圖。

TCU068 歷時試驗當中，由於南側橋墩帽梁上放置 PTFE 支承墊，其界面磨擦係數較小，PGA 等級為 0.2g 之處開始轉折平緩，此後南側橋墩所受之水平力不再有太大的變化；反觀配置 RB 支承墊之北側橋墩，在 PGA 等級未達 0.4g 時尚未有明顯的滑動情況，因此北側橋墩受力持續增加，但大於 0.4g 後因支承墊磨擦滑動，所以受力開始趨於平緩。

當輸入地震歷時改為 EL Centro 地震，亦可以觀察得到與輸入地震歷時為 TCU068 具相同結果。實驗結果顯示支承墊磨擦滑動將會阻止結構系統整體反應增大。同時，因為支承墊產生磨擦滑動，傳遞至下部結構之水平力受限為為支承墊之磨擦力，即意味著橋柱之受力必有所折減。因此，運用此類支承系統在烈震侵襲下對橋柱產生相當程度的保護作用。但相對的，支承墊的易滑動特性將不利於結構之位移變化，一般而言其會產生較大的位移反應，因此，選用可滑動橡膠支承墊時相關防落裝置需妥善配置。本文利用實驗的進行驗證了單跨直橋與單跨 20 度斜橋的耐震行為反應相近，但僅止於此類型的橋梁型式。



圖六 TCU068(PTFE)，直斜橋橋墩最大水平力比較：(上) 南側柱、(下)北側柱



圖七 EL Centro_X 向，直斜橋橋墩最大水平力比較：(上) 南側柱、(下)北側柱

四、結論

從實驗觀察與數值模擬結果得知，裝設橡膠支承墊之斜橋，其橋面版加速度反應因支承磨沙滑動而有降低趨勢，相對於地表加速度之放大比率將隨著 PGA 等級提升而下降，峰值亦有延後之現象，也證實了支承磨擦滑動行為有助於抑制上部結構慣性力的生成，進而降低橋柱受力，保護橋柱免於破壞，這與集集地震中實際觀察到的損壞模式相符，證實此種支承墊配置形式具有保護橋柱將低損壞程度之功效。由於斜橋結構具有不規則性，試驗與分析結果顯示隨著歷時輸入角度的變化結構反應並無規律性，當斜角低於 20 度之斜橋，其結構反應類似於規則橋梁不會有顯著差異，但高於 20 度斜角之斜橋其行為可能難以掌控，因此應選用多種歷時輸入角度以求得最大反應確保橋梁結構安全。

參考文獻

1. ISO (2005), "Rubber-Determination of Frictional Properties", ISO 15113 INTERNATIONAL STANDARD.
2. AASHTO (2002), "Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Ed", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
3. 鄭維晉，「裝設橡膠支承墊之斜橋縮尺模型試驗」，台灣大學碩士論文，張國鎮教授指導，民國 97 年 6 月。
4. 張國鎮、郭拱源、劉光晏、盧智宏，「支承系統對橋梁耐震行為之影響 - 921 集集地震橋梁震害之探討與醒思」，結構工程，第 19 卷，第 2 期，民國 93 年 6 月，第 55-73 頁。

AR-ARX 高維度陣列資料與 Bayes 分類法於 結構物健康診斷之應用

林偉淞¹ 林子剛² 張國鎮³

摘要

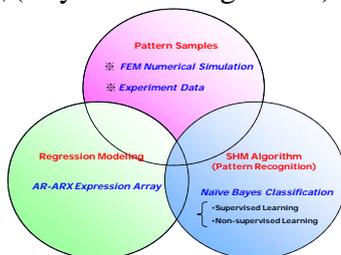
本研究整合來自生物領域與資訊科技之先進技術 (DNA Array Expression Data 與 Bayes Classification)以研發新一代結構物健康診斷系統。利用國家地震中心震動台之六層樓縮尺鋼結構實驗為測試樣本，利用生物科技 DNA 序列圖像識別技術預測癌症的概念，及 AR-ARX 模型建立之結構特徵(時間)序列(Multi-Array Expression Data)作為，資訊科技領域中 Naïve Bayes Classification 演算法損傷判斷依據。

關鍵詞：結構物健康診斷、Naïve Bayes 分類法、DNA Expression Data

一、前言

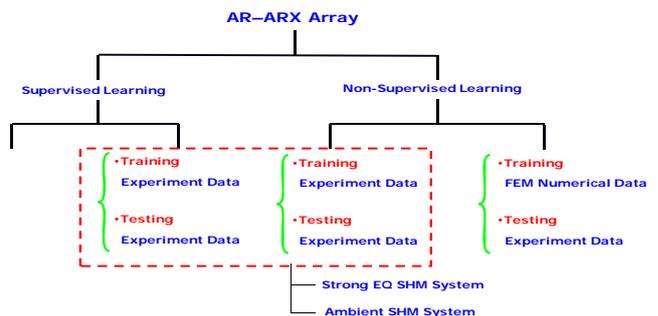
本研究旨在於移植生物資訊領域藉生物特徵序列 (DNA Expression Array) 於癌症基因診斷技術與資訊科技領域於時間序列資料探取(Data Mining)與圖像識別 (Pattern Recognition)之先進科技的整合性研究，於土木工程領域之非破壞性結構健康診斷(SHM, Structural Health Monitoring)應用之初期理論可行性研究。

本理論方法由三個主要概念所組成，如下圖所示：(一)、結構物特徵序列建立的理論方法-結構系統迴歸模型 (Regression Modeling)。(二)、特徵序列樣本(Pattern Samples)的資料取得來源。(三)、結構物健康情況之圖像識別貝氏診斷邏輯(Bayes SHM Algorithm)。



圖一 本研究健康診斷系統概念組成

研究進程的規劃，依上述理論方法的三個概念可劃分如下之樹狀圖。本研究診斷技術發展目標為期望建立一組結構最可能損傷的有限種類破壞情況之數值模型作為結構健康診斷圖像識別之訓練樣本 (Training Sample)，與一組量測結構物現況用於比對結構數值模型之測試樣本 (Testing Sample)，再藉由本研究提出之結構物健康診斷邏輯方法兩相比較訓練樣本與測試樣本差異，便可成功判定結構損傷現況。同時提出兩套適用於結構強震過後與日常情況下之雙模式結構物健康診斷系統。



圖二 研究進程樹狀圖

回顧過往圖像識別技術研究文獻知，若訓練樣本已含部分測試樣本於其中

¹ 國立台灣大學土木工程學系碩士班

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教授

(Supervised Learning)，分類識別結果準確性幾可達百分百。然而本研究非破壞診斷方法於實際應用中，訓練樣本和測試樣本為各自獨立之樣本空間(Non-supervised Learning)，故增添本研究損傷判定的難度與挑戰性。

總結本研究進行階段。(1.) 初期，實驗量測資料進行重複樣本空間之自我測試(Supervised Self-training and Testing)，測試貝氏診斷邏輯方法於各種不同地震特性(Excitation Characteristics)下的診斷表現。(2.) 中期進程，本研究發展之強震與微震結構物健康診斷系統診斷能力可行性測試。檢驗貝氏診斷邏輯方法於非重複樣本空間(Non-supervised Training and Testing)條件下，對結構物反應歷時資料判讀損傷現況類別分類的能力，藉此歸納、建構本研究之雙模式結構物健康診斷系統個別應用於強震與微震情況下之建議『損傷診斷程序』。(3.) 最終目標，建立結構物之有限元素數值模型以模擬各類結構損傷情況，套用中期研究之建議『損傷診斷程序』成果。實現本研究雙模式結構物健康診斷系統於強震與微震下藉結構物數值模型判定目前結構物所屬的損傷現況。

二、分析資料庫建立

本研究採用兩組於國家實驗室地震工程研究中心(NCREE)執行之震動台強震實驗資料庫(Loh et. al., 2007 & Lin et. al., 2008)與一組非震動台試驗之夜間微震實驗資料庫。

所建立之資料庫，均是以鬆動單側實驗構架的梁柱接頭處接合螺栓，模擬結構物於該樓層產生結構損傷。依所鬆動螺栓的樓層數區分為(1.) 結構物無損傷，螺栓全數無鬆動；(2.) 結構物產生輕度損傷，單一樓層數螺栓被鬆動；(3.) 結構物產生中度損傷，兩個樓層數的螺栓被鬆動；(4.) 結構物產生嚴重損傷，三個樓層數的螺栓被鬆動。

前兩組震動台強震資料庫，乃是用以分析並建立『結構物強震下健康診斷系統』(Strong Earthquake SHM System)。唯第一組

強震資料庫(Loh, 2007)所收集之地震資料筆數與結構損傷種類甚少，對本研究發展的以機率理論為基礎之貝氏邏輯診斷法，將會產生樣本數過少的問題。故僅用於非重複樣本空間下之結構數值損壞模型的建立與可行性前期研究。最後一組夜間微震資料庫，則是用來分析並建立『結構物微震下健康診斷系統』(Ambient Vibration SHM System)。



Experiment Case Schedule, Prof. Loh et.al.
conducted on 2007 at NCREE

Case Number	First Stage Damage Group	Damage Floors
1	Undamaged	None
2		1F
3	Slight	4F
4		6F
5		1 & 4F
6	Moderate	4 & 6F

* Loosened Bolt (for damage simulation)

表一 震動台強震資料庫(一) - Loh et. al.



Experiment Case Schedule, T. K. Lin et.al.
conducted on September, 2008 at NCREE

Case	Group	Damaged Floors
1	Undamaged	None
2		1F
3		2F
4		3F
5	Slight	4F
6		5F
7		6F
8		1 & 2F
9	Moderate	3 & 4F
10		5 & 6F
11		1 & 2 & 3F
12	Severe	2 & 3 & 4F
13		4 & 5 & 6F

Loosened Bolt (for damage simulation)

表二 震動台強震資料庫(二) - Lin et. al.

三、診斷邏輯理論之初步研究

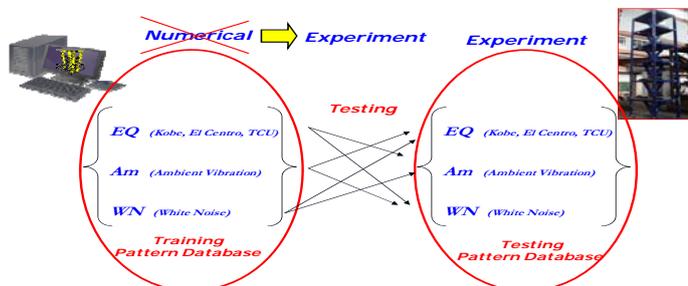
本研究發展之診斷邏輯理論方法係引進生物資訊領域圖像識別概念，藉由模擬有限種類之結構物破壞損傷情況，進而將損傷結構之動力反應資料轉換為該破壞種類之『損傷結構物特徵(時間)序列』，故可藉由適當的資料採取邏輯方法，例如本研究之貝氏邏輯診斷法，便可有效分析比對『未知結構物特徵(時間)序列』最大可能所屬之破壞種類。此分析比對特徵序列的過程，亦是生物資訊領域中成功分類診斷一細胞的DNA是否發展成癌症細胞的關鍵。

結構物特徵(時間)序列之建立，本研究援引來自於土木結構領域所發展之結構物識別技術，以線性迴歸數值模型(AR Model, Auto-regression Model)建立代表結構的系

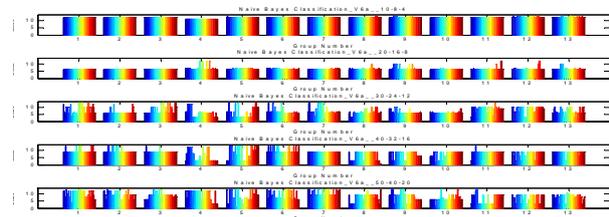
統迴歸方程式，該方程式的常係數項便是本研究所稱之結構物特徵(時間)序列。另一方面，考量反應不同外部擾動之特性，以含外力輸入項之線性迴歸數值模型(ARX Model, Auto-regression with exogenous Model)再次建立系統迴歸方程式。故結合此兩部分之係數，便可得系統之結構物特徵(時間)序列(AR-ARX Expression Array)。

本階段之初步研究已證實：(1.)採用單一感測器(Channel) 所建立之結構特徵(時間)序列(Multi-Array Expression Data)相對多個感測器，對於結構物健康情況分類的表現更佳。(2.)利用 AR-ARX 序列確實能有效作為結構物特徵表現的時間序列，反應各種損傷之結構特性。(3.)結構物損傷的分類表現可藉由增加 AR-ARX 序列組個數(Order)而有效提高。

貝氏診斷邏輯理論於不同地震特性下適用性之初步研究方面，採用『重複樣本空間之自我測試法』藉由交叉比對強震、白噪音和微震共計三種各具不同擾動特性之結構特徵(時間)序列，其結構物損傷分類結果如下。



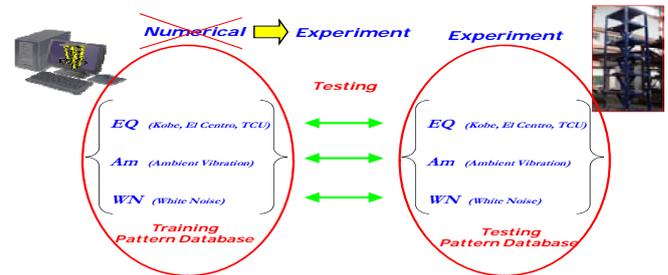
圖三 強震相異資料庫交叉比對組合



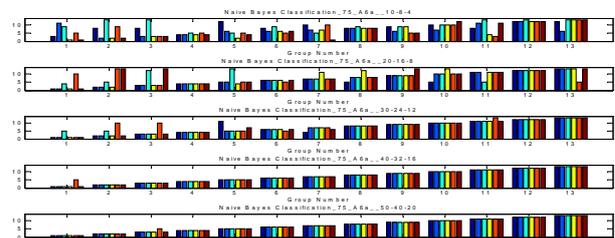
圖四 地震對微震資料庫損傷分類結果

觀察圖三至圖七所示之貝氏邏輯分類情況可知，(1.)對具相同擾動特性之資料庫，例如地震對地震及微震對微震，本研究成功證實貝氏邏輯分類法能完全診斷出結構損傷類別；相對的，對於不同擾動特

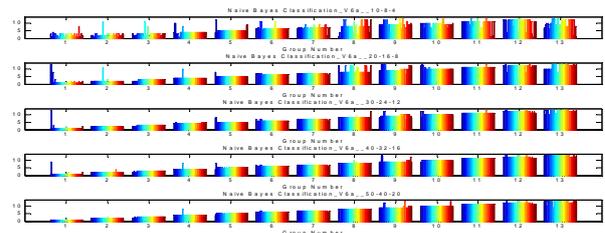
性之資料庫分類表現，則使得本診斷邏輯法失效。(2.)本研究成功移植生物資訊領域的貝氏邏輯診斷法得以應用於土木建築結構物多分類破壞損傷診斷上。



圖五 強震重複資料庫比對組合



圖六 地震資料庫自我比對損傷分類結果



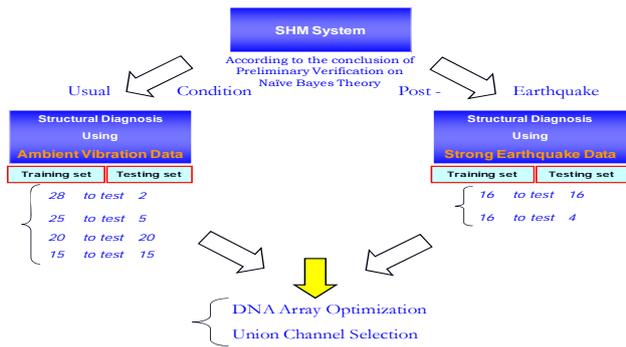
圖七 微震資料庫自我比對損傷分類結果

根據上述診斷邏輯理論驗證成果，本研究進一步提出發展『雙模式結構物健康診斷系統』的概念。該健康診斷系統可運用結構物於日常條件下量測之微震資料或剛受強烈地震侵襲後之強震資料進行結構現況損傷判斷，藉以提供土木結構物全天候與地震過後即時健康狀況評估。

四、強震與微震之雙模式結構物健康診斷系統可行性初步研究

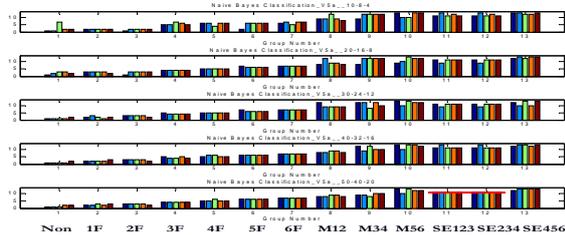
可行性研究採個別分割微震或強震資料庫為自我非重複樣本空間進行損傷分類測試，如圖八所示。本研究顯示，微震系統表現甚佳，能有效分類結構所屬損傷類別。而強震系統則需要經『損傷診斷程序』選取適當的地震歷時之主要地震段記錄方

能提升在本系統破壞損傷的分類表現。

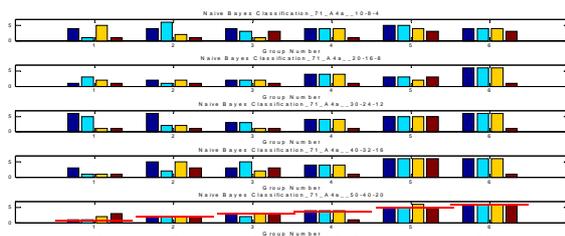


圖八 雙模式健康診斷系統測試組合

測試結果如下圖所示。微震診斷系統已證實能成功應用於實體結構物之破壞損傷診斷上，雖然於部分類別上無法達百分百準確，此缺點可望於未來藉由最佳化分類法得到改善；於強震診斷系統方面，已知該系統結構特徵(時間)序列受不同擾動特性影響甚為顯著。因此本階段先選取 6 組破壞情況的主地震段歷時進行分析，以增強系統分類表現趨勢，並希望未來推展至 13 組破壞情況診斷。



圖九 微震 25-5 非重複樣本損傷分類結果

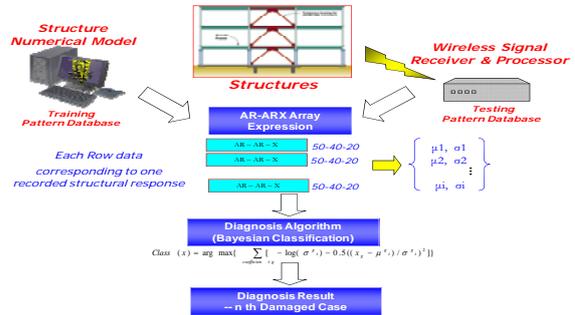


圖十 強震 16-4 非重複樣本損傷分類結果

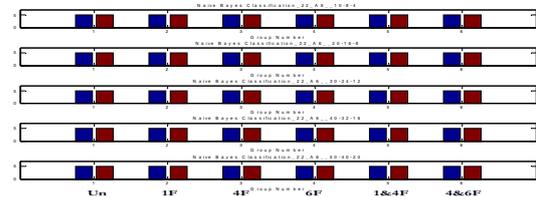
五、雙模結構物健康診斷系統之驗證

本研究目前最後階段之診斷系統實體驗證，延續 6 組破壞情況進行分析。如圖十二所示，為數值模擬損傷與實驗記錄資料比對之分類結果，目前尚無法有效成功分類出來。經檢驗數值模型之可靠度與準

確性，發現目前模擬只能有效模擬結構數個低模態主頻，因此結構特徵(時間)序列之轉換中會產生對損傷結構行為代表性不足的問題，導致分類失敗。



圖十一 健康診斷系統實體構想圖



圖十二 強震之數值對實驗資料分類結果

六、結論與展望

本研究發展之雙模式結構物健康診斷系統研究成果證實，AR-ARX 結構物特徵(時間)序列能成功反應結構物損傷情況。強震與微震診斷系統確實具可行性，只需適當改善值模型準確性便可實現藉由軟體模擬結構破壞種類，而判斷出結構健康情況。

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).

含額外阻尼之平面不對稱結構之受震反應分析

林瑞良¹ 蔡克銓²

摘要

本研究採用三個自由度的振態運動方程式分析含黏性阻尼器之雙向平面不對稱結構受雙向地震力作用下的受震反應。由於三個自由度的振態運動方程式具有原結構阻尼的特性，亦即對於具非比例阻尼的結構，每個三自由度的振態運動方程式中的兩個振態平移與一個振態旋轉可以互相不同。一般簡化的分析方法採用單自由度的振態運動方程式進行振態分析，此單自由度的振態運動方程式是由忽略轉換後的阻尼矩陣的非對角線上元素而得。研究結果顯示採用三個自由度的振態運動方程式的振態分析結果會大幅改善一般簡化的分析方法所得到的結果。

關鍵詞：平面不對稱結構、非比例阻尼、振態分析、雙向地震力

一、前言

本研究對於建築的質量中心與勁度中心不重疊在兩個水平軸上的情形稱為雙向不對稱建築。當建築具有額外阻尼時，例如在斜撐方向上裝設黏性阻尼器，一般均會是屬於具非比例阻尼的結構。具非比例阻尼的結構其阻尼矩陣無法以不考慮阻尼所得到的振態向量予以對角化，故無法得到單自由度的振態運動方程式。雖然很早就有學者對於具非比例阻尼的對稱結構進行研究，但對於具非比例阻尼的不對稱結構的研究則是近十年前才開始(Goel 1998)。依據其他學者的文獻回顧(Goel 2001)，對於具非比例阻尼的結構分析方法可分為四類，其優缺點概述如下。第一類分析方法是直接對全結構的多自由度運動方程式進行逐步積分，當結構自由度數目相當多時，此種分析方法在數值運算上會比較沒有效率。故有些學者建議截去一部份藕和的振態運動方程式，以取代全結構的運動方程式，以改善數值運算的效率。第二類分析方法是採用複數的振態分析，但此種方法會使求解特徵值的問題的矩陣大小加倍，並使進行動力歷時分析的困難度增加。第三類分析方法是時間域

進行疊代分析求解藕和的振態運動方程式。此類分析方法的缺點在於一般商業用的結構分析軟體無法進行此種運算。最後一類的分析方法也是最普遍與簡單的方法，就是忽略轉換後阻尼矩陣的非對角線上的元素，得到單自由度的振態運動方程式，進行傳統的振態分析。此類分析方法最受工程界歡迎，因為可以一般商業用的結構分析軟體進行傳統的振態分析。

本研究採用三個自由度的振態運動方程式取代傳統藉由忽略轉換後阻尼矩陣的非對角線上元素所得到的單自由度振態運動方程式。此種三個自由度的振態運動方程式是由矩陣分割而得。本研究發現此三個自由度的振態運動方程式能夠保有原結構具有非比例阻尼的特性，由數值驗證可採用此三個自由度的振態運動方程式進行振態分析，得到相當滿意的分析結果。

二、三個自由度振態運動方程式

關於推導三個自由度振態運動方程式及證明其與單自由度振態運動方程式的一致性可詳見 Lin and Tsai (2008a)，概略性的介紹如下。本研究所採用的座標系統水

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

平軸為 X 軸與 Z 軸，垂直軸為 Y 軸朝上。假設樓板為剛性樓板，當一棟 N 層樓建築受到雙向地震力作用時，其運動方程式的右邊可表示為：

$$\begin{aligned} & -\mathbf{M}\mathbf{t}_x\ddot{u}_{gx}(t) - \mathbf{M}\mathbf{t}_z\ddot{u}_{gz}(t) \\ &= -\sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{xn} \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n \ddot{u}_{gx}(t) - \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{zn} \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n \ddot{u}_{gz}(t) \\ &= -\sum_{n=1}^{3N} (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{zn} \ddot{u}_{gz}) \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n = -\sum_{n=1}^{3N} (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{zn} \ddot{u}_{gz}) \mathbf{s}_n \end{aligned} \quad (1)$$

其中 \mathbf{s}_n 等於 $\mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n$ 並且 $\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{zn} \ddot{u}_{gz}$ 代表第 n 個振態的合成地震。 Γ_{xn} 與 Γ_{zn} 分別是第 n 個振態在 X 方向上與 Z 方向上的振態參與係數，定義為

$$\begin{aligned} \Gamma_{xn} &= \frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{t}_x}{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n} & \Gamma_{zn} &= \frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{t}_z}{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n} \\ \mathbf{t}_x &= \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}_{3N \times 1} & \mathbf{t}_z &= \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}_{3N \times 1} \end{aligned} \quad (2)$$

假設當具非比例阻尼系統受到 $-(\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{zn} \ddot{u}_{gz}) \mathbf{s}_n$ 力量作用時，只有第 n 個振態的位移反應 \mathbf{u}_n 會被激發出來，則

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_n + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_n + \mathbf{K} \mathbf{u}_n = -(\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{zn} \ddot{u}_{gz}) \mathbf{s}_n \quad n=1 \sim 3N \quad (3)$$

式(3)中的質量、阻尼與勁度矩陣可分割表示成

$$\begin{aligned} \mathbf{M} &= \begin{bmatrix} \mathbf{m}_x & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_z & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I}_0 \end{bmatrix}_{3N \times 3N}, & \mathbf{C} &= \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{xx} & \mathbf{c}_{xz} & \mathbf{c}_{x\theta} \\ \mathbf{c}_{zx} & \mathbf{c}_{zz} & \mathbf{c}_{z\theta} \\ \mathbf{c}_{\theta x} & \mathbf{c}_{\theta z} & \mathbf{c}_{\theta\theta} \end{bmatrix}_{3N \times 3N} \\ \mathbf{K} &= \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{k}_{xz} & \mathbf{k}_{x\theta} \\ \mathbf{k}_{zx} & \mathbf{k}_{zz} & \mathbf{k}_{z\theta} \\ \mathbf{k}_{\theta x} & \mathbf{k}_{\theta z} & \mathbf{k}_{\theta\theta} \end{bmatrix}_{3N \times 3N} \end{aligned} \quad (4)$$

其中下標 x, z 與 θ 分別代表該物理量與 X 方向平移、Z 方向平移與 Y 方向旋轉有關。第 n 個振態的位移反應 \mathbf{u}_n 也可以分割表示成

$$\mathbf{u}_n = \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{xn} \\ \mathbf{u}_{zn} \\ \mathbf{u}_{\theta n} \end{bmatrix}_{3N \times 1} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_{xn} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{zn} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{\theta n} \end{bmatrix}_{3N \times 3} \begin{bmatrix} D_{xn} \\ D_{zn} \\ D_{\theta n} \end{bmatrix}_{3 \times 1} \quad (5)$$

其中 $\boldsymbol{\varphi}_{xn}$, $\boldsymbol{\varphi}_{zn}$ 與 $\boldsymbol{\varphi}_{\theta n}$ 是不考慮阻尼效應時所得到第 n 個振態在 X 方向上、Z 方向上與旋轉方向上的分量， D_{xn} , D_{zn} 與 $D_{\theta n}$ 稱為第 n 個振態的平移與旋轉座標。對式(3)等號

左右兩邊均乘上 $\begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_{xn} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{zn} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{\theta n} \end{bmatrix}_{3N \times 3}^T$ 並將式(5)代入式(3)可得到

$$\mathbf{M}_n \ddot{\mathbf{D}}_n + \mathbf{C}_n \dot{\mathbf{D}}_n + \mathbf{K}_n \mathbf{D}_n = -\mathbf{M}_n \mathbf{1} (\Gamma_{xn} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{zn} \ddot{u}_{gz}) \quad (6)$$

其中 \mathbf{M}_n , \mathbf{C}_n , \mathbf{K}_n 為 3×3 矩陣。式(6)即稱為第 n 個振態的三個自由度振態運動方程式，對於每一個三個自由度振態運動方程式均可建立一個相對應的三個自由度振態系統(Lin and Tsai 2008a)。其中阻尼矩陣 \mathbf{C}_n 等於

$$\mathbf{C}_n = \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_{xn} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{zn} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{\theta n} \end{bmatrix}_{3N \times 3}^T \mathbf{C} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_{xn} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{zn} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \boldsymbol{\varphi}_{\theta n} \end{bmatrix}_{3N \times 3} \quad (7)$$

當原建築具有比例阻尼時，亦即

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{xx} & \mathbf{c}_{xz} & \mathbf{c}_{x\theta} \\ \mathbf{c}_{zx} & \mathbf{c}_{zz} & \mathbf{c}_{z\theta} \\ \mathbf{c}_{\theta x} & \mathbf{c}_{\theta z} & \mathbf{c}_{\theta\theta} \end{bmatrix}_{3N \times 3N} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (8)$$

則振態阻尼矩陣 \mathbf{C}_n 為

$$\mathbf{C}_n = \alpha \mathbf{M}_n + \beta \mathbf{K}_n \quad (9)$$

因此當原建築具有非比例阻尼時，振態阻尼矩陣亦會變成非比例阻尼矩陣，亦即

$$\mathbf{C}_n \neq \alpha \mathbf{M}_n + \beta \mathbf{K}_n \quad (10)$$

由以上說明可知一個具有非比例阻尼的 N 層樓建築可以得到 $3N$ 組具非比例阻尼的三個自由度振態運動方程式，這些振態運

動方程式可使振態的平移與旋轉座標互不相等，表現出有相位差的運動情形。故三個自由度振態運動方程式較傳統單自由度振態運動方程式更適合於用於對雙向不對稱建築受雙向地震力的情形作振態分析。第 n 個振態的歷時 $\mathbf{D}_n(t)$ 可以由對式(6)進行逐步積分而得。故全結構的位移歷時可計算如下：

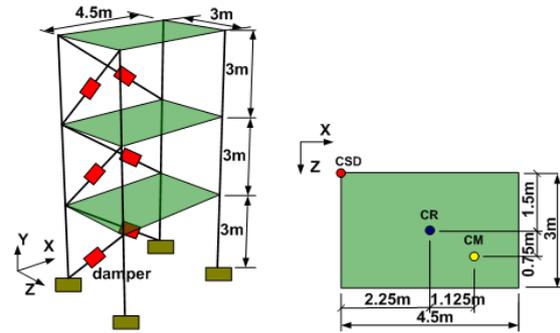
$$\mathbf{u}(t) \approx \sum_{n=1}^p \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^p \begin{bmatrix} \phi_{xn} D_{xn}(t) \\ \phi_{zn} D_{zn}(t) \\ \phi_{\theta n} D_{\theta n}(t) \end{bmatrix}_{3N \times 1} \quad (11)$$

其中 p 是所考慮的振態數目， $p \leq 3N$ 。三個自由度振態運動方程式以增加兩個自由度來換取擁有非比例阻尼的特性，而且此運動方程式仍然可以輕易地被一般結構分析軟體運算求解，同時，本研究所提的分析方法仍保有一般振態分析簡單與明瞭的特性。

三、數值驗證

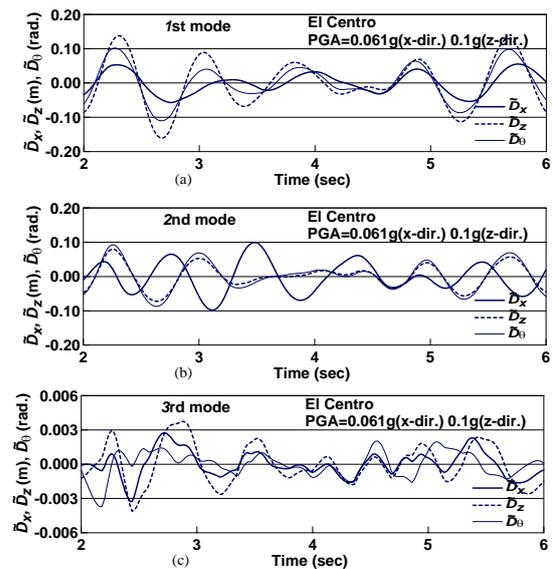
圖一所示為在兩個方向上均裝有黏性阻尼器的雙向不對稱三層樓建築。共採用三種分析方法分析該建築，包括：對全結構的運動方程式進行逐步積分求解、忽略轉換後阻尼矩陣的非對角線上元素，進行傳統的振態分析求解與本研究所提出的三個自由度振態分析求解。由對全結構的運動方程式進行逐步積分所得之反應視為正確解。此三層樓建築所有梁柱均對稱配置，故勁度中心位於樓板的幾何中心。質量中心則是偏心置放於如圖一所示的位置，使額外阻尼的兩個方向上的偏心率 \bar{e}_{sd} 均等於 -0.75。依據 Goel (2001) 的研究，選擇 $\bar{e}_{sd} = -0.75$ 已足夠驗證所提方法的有效性。兩個方向上的額外阻尼比 ξ_{sdx} 與 ξ_{sdz} 均假設為 30%。此三層樓建築的資料詳見於 Lin and Tsai (2008b)。假設樓板為剛性樓板，結構故有阻尼為雷利阻尼，結構第一與第三振態的阻尼比假設為 2%。此分析例所採用的地震記錄是 1940 年 El Centro 地震的南北向與東西向地震歷時，分別沿結構 Z 軸與 X 軸輸入，PGA 值分別為 0.1g

與 0.061g。在此地震力作用下，假設結構仍然保持彈性。

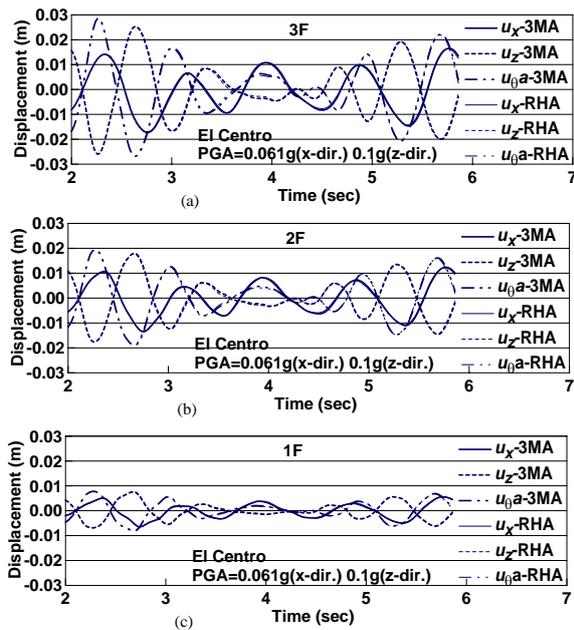


圖一 三層樓建築示範例

由對全結構的運動方程式進行逐步積分求解、藉由忽略轉換後阻尼矩陣的非對角線上元素，進行傳統的振態分析求解與本研究所提出的三個自由度振態分析求解分別以 RHA, SMA 與 3MA 表示。此三層樓建築九個振態的 3×3 \mathbf{M}_n , \mathbf{C}_n 與 \mathbf{K}_n 矩陣可詳見於 Lin and Tsai (2008b)。 \mathbf{M}_n , \mathbf{C}_n 與 \mathbf{K}_n 各自所有元素的和分別等於 1 、 $\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n$ 與 $\phi_n^T \mathbf{K} \phi_n$ 。由 3MA 所得到此三層樓建築的前三個振態反應如圖二所示。由圖二可知振態平移不等於振態旋轉，此即由於原結構具非比例阻尼所造成。由 3MA 與 RHA 所得到的全結構反應如圖三所示。圖三顯示由 3MA 所得到的結果幾乎與 RHA 所得到的結果相同。



圖二 由 3MA 所得到的三層樓建築 (a) 第一 (b) 第二 (c) 第三振態反應



圖二 由 3MA 與 RHA 所得到的三層樓建築
(a)三樓(b)二樓(c)一樓的平移與旋轉
反應

但由 SMA 所得到的結果偏離 RHA 所得到的結果甚多，在 X 向、Z 向與旋轉向的最大位移反應的誤差分別達到 0.6%，18.2% 與 28.9%，並且在相位上，SMA 與 RHA 二者也有相當大的差異(Lin and Tsai 2008b)。本研究對採用 3MA 僅考慮前面三個振態所得到的全結構屋頂反應亦有進行分析比較。結果顯示對於此三層樓建築，採用 3MA 僅考慮前面三個振態亦可得到相當不錯的結果。這表示 3MA 不須採用全部 3N 個振態反應(此三層樓建築共有九個振態)。此亦表示本研究所提出的分析方法具有傳統振態分析的優點，亦即以前面少數幾個振態反應即可精確獲得結構的整體受震反應。

四、結論

本研究發展出一種對含額外阻尼雙向不對稱建築受雙向地震力作用的簡化分析方法。所建議的分析方法類似於傳統的簡化分析方法，唯一不同處是以三個自由度的振態運動方程式取代單自由度的振態運動方程式。三個自由度的振態運動方程式的阻尼特性取決於原結構的阻尼特性，它可使具有非比例阻尼結構的振態平移反應不同於振態旋轉反應。故三個自由度的振

態運動方程式較單自由度的振態運動方程式更能真實反應結構物的行為。在本研究中，此分析方法的準確性已被數值驗證。並且，此分析方法相似於傳統簡化的分析方法，沒有其他分析方法的複雜性，故工程界應較樂於採用。

參考文獻

1. Goel, R.K., "Effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric-plane systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 1998, pp125-141.
2. Goel, R.K., "Simplified analysis of asymmetric structures with supplemental damping," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 2001, pp 1399-1416.
3. Lin, J.L. and Tsai, K.C., "Seismic analysis of two-way asymmetric building systems under bi-directional seismic ground motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 2008a, pp 305-328.
4. Lin, J.L. and Tsai, K.C., "Seismic analysis of non-proportionally damped two-way asymmetric elastic buildings under bi-directional seismic ground motions," *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 2008b, pp1139-1156.

醫院非結構耐震設計基礎研究

柴駿甫¹ 姚昭智² 林凡茹³

摘要

醫院於強震之後必須維持非結構正常運作性能，但非結構構件種類繁雜且差異性大，故在進行非結構耐震設計前，應篩選出重要且易損之非結構物項目。本研究案配合成功大學附設醫院之第二大樓新建案，建立非結構篩選與耐震檢核準則，並實際與施工廠商決定施工可行性高的耐震安裝措施，可供日後欲作非結構耐震安裝或補強之醫院參考。

關鍵詞：非結構耐震設計、非結構檢核準則、非結構耐震安裝措施

一、前言

為提升成大醫院二期新建工程建築的耐震能力，本研究結合院方、設計單位與施工單位之努力，於現有設計施工審查流程下，納入非結構耐震設計與施工等程序。非結構耐震設計方面，本研究針對醫院大量且龐雜的設備種類與非結構物，提出非結構檢核對象與篩選準則，同時為便於設計與施工單位迅速評估與檢核非結構原有固定方式之耐震能力，本研究提出非結構耐震設計地震力需求計算程式，以及非結構物之螺栓固定簡易耐震設計。在非結構施工方面，本研究首先檢討現行非結構施工規範內容，並依據國內外文獻提出非結構耐震參考準則建議，同時收集國內外相關非結構文獻與規範以供院方與施工單位參考。最後，本研究針對設計與施工單位提供之非結構物施工圖說，依照一般耐震經驗，判斷其耐震能力合理性，並提出修正建議。

由於本研究期程未能與成大醫院二期新建工程之施工時間配合，在本計劃執行期間，在整個工程的現階段僅做到「已確定廠商及商品」的耐震措施檢討，施工單位未決標以及未確定之商品，本研究尚無法提供確切的耐震措施。

二、非結構設計施工現況與建議

目前國內尚未建立針對醫院非結構物的耐震規定與準則，故醫院非結構物施工安裝，主要為依據建築師與業主、營造廠商與承包廠商共同協定之施工規範書所提出的概念性規定。本工程施工規範中，與設備或非結構物固定的相關章節主要規定在 15080 與 15081 章節。

15080 章節「避震及地震控制」為針對日常運轉會產生振動的設備，其建議耐震措施為全方向地震制動器(Snubber)，如冰水機、空調用水幫浦等應加設至少 4 個有彈性的地震制動器與相關鋼結構支架，而地震制動器應能抵抗 100% 側向動力。

15081 章節「支撐、錨錠及固定器」，則針對其他直接固定的設備物。15081 章節內容包括管線與懸吊設備之吊架、支撐及相關之錨錠，設備基座及支撐等。15081 章節中並無固定措施耐震能力的相關規定，如懸吊支架間距，主要是防止垂直向的靜載與活載下管線撓度過大，並非以抵抗水平地震力為考量。

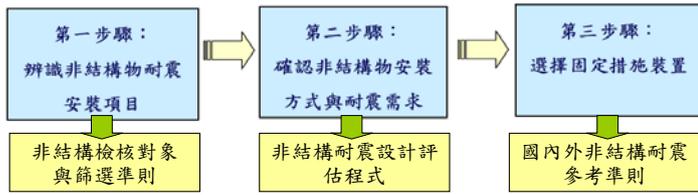
由上述可知，目前施工規範僅針對隔振設備之耐震措施做較詳盡的規定。為提昇醫院整體非結構耐震性能，本文提出非

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立成功大學建築系教授

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

結構耐震設計安裝步驟，以及本研究建議之對應準則或分析程式，如圖一所示。



圖一 非結構耐震設計安裝步驟

本案亦提出在例行施工程序納入非結構耐震設計與安裝之審核與查驗機制，以落實其成效。

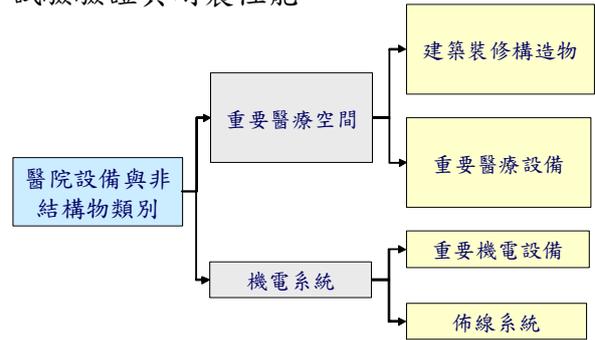
三、非結構檢核對象與篩選準則

在非結構耐震安裝步驟當中，第一步驟即有系統地從眾多非結構構件中，辨識出耐震安裝項目。如圖二所示，先挑選出醫院內的重要醫療空間，以及支援醫療空間之「機電系統」，再辨識出重要醫療空間中，具生命安全性能或正常運作性能的「建築裝修構造物」、「重要醫療設備」。本案由院方與研究團隊共同決定重要醫療空間項目，並依據參考文獻與規範列出重要機電設備(FEMA412~414、ATC51-2)、建築裝修構造物(FEMA74、FEMA460、IBHS、ATC51-2)與重要醫療設備項目。

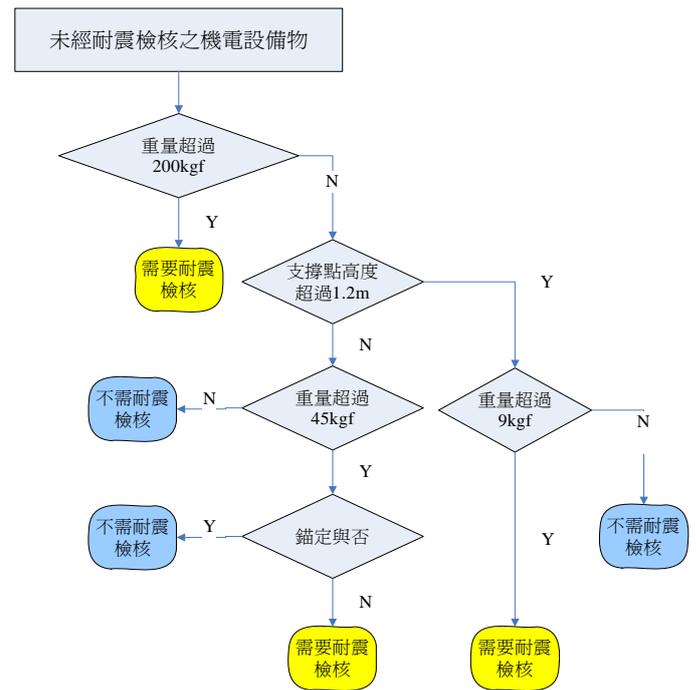
除了參考文獻所列的重要機電設備物與建築構造物之外，其他獨立固定的非結構物，可依據耐震檢核判斷指標，決定是否耐震檢核，如圖三。本案分別提供機電設備物與建築構造物的耐震能力檢核指標，兩者不同之處，主要是建築構造物位置多鄰近使用者，故頂部高度超過 1.5m，恐有傷及使用者之虞，不論重量多寡，均應進行耐震檢核。

本案使用 Excel 程式簡單設計一判斷表，評估者只要輸入基本特性參數，即可得知是否須進一步進行耐震檢核，如表 3 所示。本評估表只適用於判斷獨立固定的設備物或非結構構件，如冷卻水塔、泵浦或一般櫥櫃等。若是系統性的非結構物，如天花板系統、高架地板系統、管線系統等，建議仍應以數值模擬分析或是振動台

試驗驗證其耐震性能。



圖二 第一步驟--辨識非結構耐震檢核項目



圖三 機電設備物耐震能力檢核指標

四、非結構耐震設計評估程式

確認非結構耐震能力檢核對象後，非結構耐震安裝第二步驟，為確認其機能上的安裝方式以及其耐震需求。在未考量耐震性能，僅考量機電性能與非結構正常使用性能的情形下，非結構物一般安裝方式因「安裝位置」與「支承形式」而不同，特殊之非結構物安裝方式則包括系統性、支撐型與其他重要非結構物，如表 1。

確認非結構物基於日常運作考量下的安裝方式後，接下來便必須提升該安裝方式之耐震能力，方能同時兼顧非結構正常運作性能與耐震性能。本案依據我國耐震規範提出非結構物固定繫件的耐震需求，

包括設計地震力與傾倒性分析，並在評估人員完成非結構耐震能力檢核與否判斷表後，能同步得知非結構耐震需求，如表 3。

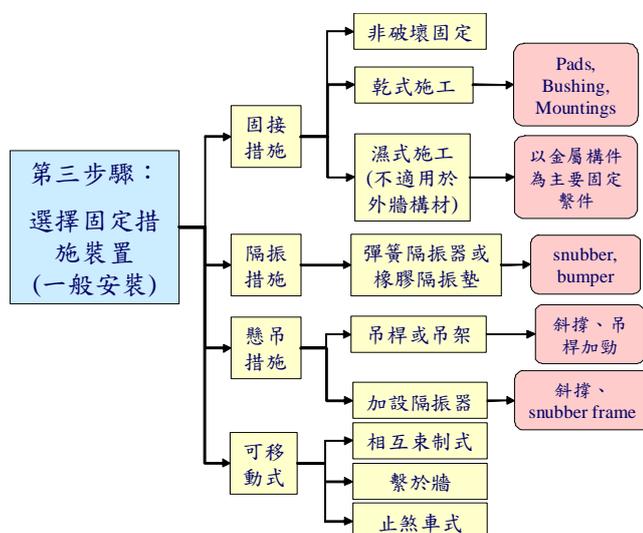
表 1 非結構物安裝方式分類

一般非結構物		特殊非結構物	
安裝於建築結構體		系統性非結構物	
A	安裝於樓板/固接	I	電梯
B	安裝於樓板/隔振	J	佈線系統
C	懸吊於牆、上方樓板/固接	K	天花板
D	懸吊於牆、上方樓板/隔振	支撐型非結構物	
E	可移動式非結構物	L	高架地板
安裝於其他非結構物		M	隔間牆板
F	安裝於高架地板	N	儲物架
G	安裝於天花板系統	其他	
H	桌上型非結構物	O	牆面飾材
		P	重要機電系統設備物

基於目前對於設備與非結構物本身耐震能力的研究成果缺乏，本案研究範圍僅探討非結構物固定繫件的耐震能力，並假設設備或非結構物本身的耐震能力足以抵抗設計地震力。此外，表 3 亦提供簡化的錨定設計，假設非結構構件以膨脹螺栓固定，以 Excel 程式簡易評估固定用的膨脹螺栓所需尺寸與數量，供施工單位參考。

五、非結構耐震參考準則

經由步驟一、步驟二，確認非結構物種類與安裝方式後，接下來即為選擇適合該非結構物之耐震固定措施裝置。如步驟二所述，一般安裝方式可分為四種類別，包括固接、隔振、懸吊與可移動式等，各安裝方式之耐震固定措施裝置如圖四。



圖四 第三步驟--固定措施裝置(一般安裝)

此外，本案亦參考 ATC51-2，依據表 1 的非結構安裝方式分類，建議其耐震參考準則。

六、非結構物施工圖說

在非結構施工廠商招標之際，即應要求廠商提供重要非結構物之耐震施工圖說以及耐震計算書，以供建築師或結構工程師審核。由於本研究計劃起始之際，部份機電系統已發包，再加上計劃執行時間有限，故本章節的施工圖說之非結構耐震性能均未經過數值模擬分析與實驗驗證，大部分亦未提出計算書，故僅依照一般耐震經驗加以判斷以求速效。

本案試以消防系統為例，以非結構耐震安裝步驟決定消防系統子設備物耐震固定方式。

1. 辨識非結構物耐震安裝項目

消防系統中的子設備物如表 2 所示，再請消防廠商提供子設備物型錄、施工圖說與計算書。

表 2 消防系統子設備物安裝方式分類

滅火設備系統	自動撒水滅火設備	管線(J)、撒水頭(J)、屋頂水箱(A)、空壓機(B)
	泡沫滅火設備(B1F)	管線(J)、泡沫頭與撒水頭(J)
	CO ₂ 滅火設備(B1F)	管線(J)、CO ₂ 噴口(J)、CO ₂ 鋼瓶組合架(A)、火警設備(CO ₂ 控制盤)(C)
	細水霧滅火設備(B1F)	管線(J)、細水霧噴頭(J)、細水霧用水箱(A)、泵浦(B)、細水霧灑水受信總機(C)
警報設備	監測室內的火警自動警報設備、廣播設備(B1F)	受信總機等機櫃(N)、桌上型設備(LCD、印表機)(H)、電腦主機(H)、EPS緊急電源、廣播機櫃(N)
避難逃生設備		避難方向指示燈(C)、避難器具(A)、緊急照明設備(C)

2. 確認非結構物安裝方式與耐震需求

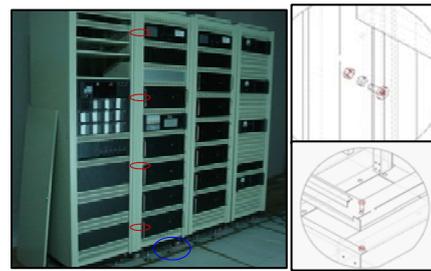
依據廠商提供的型錄，第二步驟為確認非結構基於機電性能考量的安裝方式，並計算非結構的耐震需求。

確認消防設備固定方式後，未提供計算書或其他耐震固定證明之設備物，施工單位可藉由非結構耐震能力檢核表，如表 3，篩選出易損度較高的耐震檢核對象，並進行簡易錨定設計。經由簡易錨定設計而

得之螺栓數量與尺寸若是過大，表示該設備無法僅靠螺栓強度抗震，應進行第三步驟，增設固定措施裝置。

3. 選擇固定措施裝置

參見表 3，為將消防系統子設備物做 Type A~Type P 的固定方式初步分類，施工單位可參考對應之非結構類別的耐震安裝準則，繪製符合準則的施工圖說，如圖五。



圖五 廣播主機加強固定點

表 3 耐震能力檢核表與簡易錨定設計

設備系統	消防設備		
設備基本資料	填寫說明		
設備編碼		01	02
設備名稱	請直接填寫可辨識的設備名稱或型號	灑水幫浦	泡沫幫浦
設備種類(代號)	請參見表1填入代號	44	44
設備所在樓層(F)	B1F~B3F請填-1~-3， R1F~R2F請填R1~R2	-3	-3
設備固定方法(代號)	請參見表2填入代號	2	2
設備固定位置(代號)	請參見表3填入代號	2	2
固定點數量(個)	如於設備四角固定，則填寫 4， 如僅置放無固定，請填寫 0	4	4
最高固定點距離地板面高度(m)	固定於樓板者可不用填寫		
設備重量	非管線系統(kgf)	1410	660
	管線系統單位載重(包括內容物)(kgf/m)		
	管線系統支撐間隔(m)		
設備尺寸(m)	若為管線系統，則可不用填		
1. 長(較長邊)		1.6	1.58
2. 寬(較短邊)		1.33	1.02
3. 高(包含內容物)		1.63	1.55
設備最高點距離地板面高度(包含內容物)(m)		1.6	1.58
設備是否倚靠牆放置(Y或N)		Y	Y
與其他設備是否以軟管連接(Y或N或U)	若未與其他設備連接，則填寫U，請勿空白	y	Y
判斷結果	N代表不需耐震檢核，Y代表須進一步耐震檢核	Y	Y
	設備若無固定：N代表沒有傾倒可能，Y代表可能會傾倒	N	N
固定構件總設計水平地震力(kgf)		814.28	381.15
固定構件總設計垂直地震力(kgf)		407.14	190.58
每個固定構件之螺栓數量	(個)	4	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		
螺栓尺寸	請填入公制規格 如M8 M10...等	M16	M16
螺栓埋入深度	(in)	2.5	2.5
結構體混凝土強度 f_c	(psi)	5000	5000
$(V/V_a)^{(5/3)} + (N/N_a)^{(5/3)} <= 1.0$		0.02	0.01
固定繫件強度足夠與否		OK	OK

七、結論與展望

為簡化並落實醫院非結構耐震設計與安裝，本案提出非結構耐震設計安裝三大步驟，並初步提出對應之非結構檢核對象與篩選準則、非結構耐震設計評估程式、非結構耐震參考準則，以協助施工單位進行符合耐震設計觀念的安裝施工，並提出在例行施工程序納入非結構耐震設計與安裝之審核與查驗機制，以落實其成效。

參考文獻

1. Vibration Isolation and Seismic Control Manufacturers Association (VISCMA), Installing Seismic Restraints for Mechanical Equipment (FEMA 412), Federal Emergency Management Agency, 2002.
2. VISCMA, Installing Seismic Restraints for Electrical Equipment (FEMA 413), Federal Emergency Management Agency, 2004.
3. VISCMA, Installing Seismic Restraints for Duct and Pipe (FEMA 414), Federal Emergency Management Agency, 2004.
4. WISS, JANNEY, ELSTNER ASSOCIATES, INC., Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage (FEMA 74), Federal Emergency Management Agency, 1994.
5. FEMA 460, Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accessible to the Public, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 2005.
6. A Homeowner's Guide to Earthquake Retrofit, Institute for Business & Home Safety (IBHS), Tampa, Florida, U.S., 2001.
7. Applied Technology Council, ATC-51-2 : Recommended U.S.-Italy collaborative guidelines for bracing and anchoring nonstructural components in Italian hospitals, Department of Civil Protection, Italy, 2003.

摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器之最佳化設計

鍾立來¹ 吳賴雲² 陳宣宏³ 黃旭輝³ 林廷翰³ 連冠華³

摘要

本文旨在探討單自由度化結構加裝單一摩擦鐘擺型 (FPS) 調諧質塊阻尼器 (TMD) 之最佳化參數研究。FPS 型 TMD 擁有以下特點：TMD 與基座之接觸面具有摩擦弧面特性，TMD 的滑動呈現鐘擺行為，因此擁有良好的自復位功能，無須附設回復彈簧；藉由接觸面間之非線性摩擦力進行消能，無須再額外加裝阻尼器；FPS 型 TMD 的頻率取決於摩擦弧面之曲率半徑，僅需提供摩擦面之基座，不像懸吊式 TMD 需要佔用龐大的空間。首先建立離散時間系統之狀態方程式以進行動力分析，由本文所推導出之最佳化理論進行最佳化分析，取得調諧質塊阻尼器之最佳設計參數。最後以台北 101 作為實例分析，驗證 FPS 型 TMD 對於結構有良好的減振效果，使其頂樓加速度峰值降至 5 gal 以下，即分析結果可作為工程師設計之依據，期有助於 FPS 型 TMD 之應用及推廣。

關鍵詞：結構控制、調諧質塊阻尼器、非線性、摩擦鐘擺系統

一、前言

調諧質塊阻尼器 (TMD) 為一具有質量、阻尼及彈簧之結構振動控制系統，其自然振頻與結構之基本振頻相調諧。本文旨在探討單自由度化結構加裝單一 FPS 型 TMD 之最佳化研究，FPS 型 TMD 滑動時呈現鐘擺行為，藉接觸面間之非線性摩擦力進行消能，本文僅針對在小角度範圍內擺動的假設下進行研究，建立離散時間系統之狀態方程式以進行動力分析，由推導出之最佳化理論進行最佳化分析，取得 FPS 型 TMD 之最佳設計參數。並以台北 101 作為實例分析，驗證 FPS 型 TMD 對於結構減振之可行性。

二、動力方程式及其分析方法

單自由度結構裝設單一 FPS 型 TMD (如圖一)之動力方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{b}u(t) + \mathbf{b}r(t) + \mathbf{E}_1w(t) \quad (1)$$

其中

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

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \text{ 為阻尼矩陣；}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{d0} & -k_{d0} \\ -k_{d0} & k_{d0} + k_s \end{bmatrix} \text{ 為勁度矩陣；}$$

$$\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_d(t) \\ x_s(t) \end{bmatrix} \text{ 為位移向量；}$$

$$\mathbf{b} = \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E}_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix}, \quad k_d = k_{d0} + k_{d1},$$

$u(t)$ 為摩擦力， $r(t)$ 為 TMD 補償回復力， $w(t)$ 為外力擾動， m_d 、 m_s 分別為 TMD 與結構質量， c_s 為結構阻尼， k_d 、 k_s 分別為 TMD 與結構勁度。

離散時間系統之一階狀態方程式為

$$\mathbf{z}[k+1] = \mathbf{A}_d\mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d u[k] + k_{d1}\mathbf{B}_d \mathbf{d}_0^T \mathbf{z}[k] + \mathbf{E}_d w[k] \quad (2)$$

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研究所研究生

其中

$\mathbf{z}[k] = \begin{bmatrix} \mathbf{x}[k] \\ \dot{\mathbf{x}}[k] \end{bmatrix}$ 為狀態向量

$\mathbf{A}_d = e^{A\Delta t}$ 為離散時間系統矩陣

$\mathbf{B}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{B}$ 為離散摩擦力配置向量

$\mathbf{E}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{E}$ 為離散擾動配置向量

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

$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{b} \end{bmatrix}$ 為摩擦力配置向量

$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{E}_1 \end{bmatrix}$ 為擾動配置向量

$\mathbf{d}_0^T = [-\mathbf{b}^T \quad \mathbf{0}]$

k_{d1} 為 TMD 勁度增量

假設動摩擦係數等於最大靜摩擦係數。其摩擦力可表示為

$$u[k] = \mu N \quad (3)$$

其中 $N = m_d g$ 為正向力， g 為重力加速度。

三、最佳化理論

以結構歷時反應之平方和作為目標函數 J 。

$$J = \sum_{k=0}^{k_1} y^T[k]y[k] \quad (4)$$

$$= \sum_{k=0}^{k_1} \{ \mathbf{z}[k]^T \mathbf{d}_y \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[k] + 2\mathbf{z}[k]^T \mathbf{d}_y E_y w[k] + E_y^2 w^2[k] \}$$

其中， $y[k] = \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[k] + E_y w[k]$ 為結構歷時反應，若輸出為結構頂樓加速度歷時，則 $y[k] = \mathbf{d}_a^T \ddot{\mathbf{x}}[k] = \mathbf{d}_a^T (\mathbf{a}^T \mathbf{z}[k] + \mathbf{M}^{-1} \mathbf{E}_1 w[k])$ ，其中， $\mathbf{d}_a^T = [0 \quad 1]$ 、 $\mathbf{a}^T = [-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \quad -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}]$ 。故 $\mathbf{d}_y^T = \mathbf{d}_a^T \mathbf{a}^T$ 、 $E_y = \mathbf{d}_a^T \mathbf{M}^{-1} \mathbf{E}_1$ 。並以離散時間系統之動力方程式作為束制條件：

$$J' = \sum_{k=0}^{k_1} \{ \mathbf{z}[k]^T \mathbf{d}_y \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[k] + 2\mathbf{z}[k]^T \mathbf{d}_y E_y w[k] + E_y^2 w^2[k] + \boldsymbol{\lambda}^T[k+1] (\mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d u[k] + k_{d1} \mathbf{B}_d \mathbf{d}_0^T \mathbf{z}[k] + \mathbf{E}_d w[k] - \mathbf{z}[k+1]) \} \quad (5)$$

其中， $\boldsymbol{\lambda}[k+1]$ 為拉格朗日乘子向量。

利用變分學 $\delta J' = 0$ ，可得最佳化理論之充分且必要條件。

$$\frac{\partial J'}{\partial \boldsymbol{\lambda}[k+1]} = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d u[k] + k_{d1} \mathbf{B}_d \mathbf{d}_0^T \mathbf{z}[k] + \mathbf{E}_d w[k] - \mathbf{z}[k+1] = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial J'}{\partial \mathbf{z}[k]} = 2\mathbf{d}_y \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[k] + 2\mathbf{d}_y E_y w[k] + \mathbf{A}_d^T \boldsymbol{\lambda}[k+1] + \frac{\partial u[k]}{\partial \mathbf{z}[k]} \mathbf{B}_d^T \boldsymbol{\lambda}[k+1] + k_{d1} \mathbf{d}_0 \mathbf{B}_d^T \boldsymbol{\lambda}[k+1] - \boldsymbol{\lambda}[k] = 0 \quad (7)$$

$$\frac{\partial J'}{\partial k_{d1}} = \sum_{k=0}^{k_1} \{ \boldsymbol{\lambda}^T[k+1] \mathbf{B}_d (\frac{\partial u[k]}{\partial k_{d1}} + \mathbf{d}_0^T \mathbf{z}[k]) \} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial J'}{\partial \mu} = \sum_{k=0}^{k_1} \left\{ \boldsymbol{\lambda}^T[k+1] \mathbf{B}_d \frac{\partial u[k]}{\partial \mu} \right\} = 0 \quad (9)$$

其中 $\mathbf{z}[0] = \mathbf{z}_0$ 與 $\boldsymbol{\lambda}[k_1+1] = \mathbf{0}$ 分別為兩組邊界條件。最佳化之數值計算流程中，最佳步幅大小的計算方式乃採用黃金切割法。

四、數值驗證

以台北 101 之第一振態化單自由度結構作為數值分析案例，相關數據如表一，風力歷時採用 white noise，並將探討之相關參數，其無因次化為

$$R_m = m_d / m_s \quad (10)$$

$$R_f = f_d / f_s \quad (11)$$

$$R_a = \sqrt{J_{\text{control}}(\ddot{x}_n[k]) / J_{\text{without control}}(\ddot{x}_n[k])} \quad (12)$$

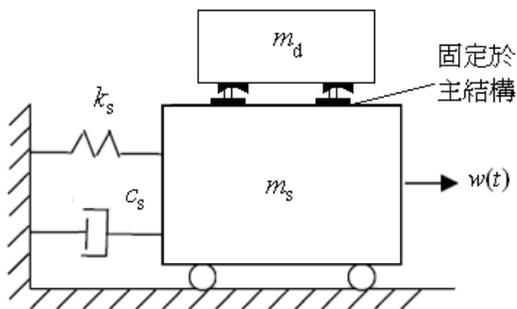
其中 R_m 與 R_f 分別為質量比與頻率比； R_a 為加速度比。

表二為台北 101 在 white noise 風力下，採用結構加速度作為目標函數，經由本文推得之最佳化流程所計算出之最佳參數值；圖二為以結構加速度作為目標函數之三維圖，透過三維圖的驗證可知，由本文之最佳化流程，確實能找到最佳參數值。

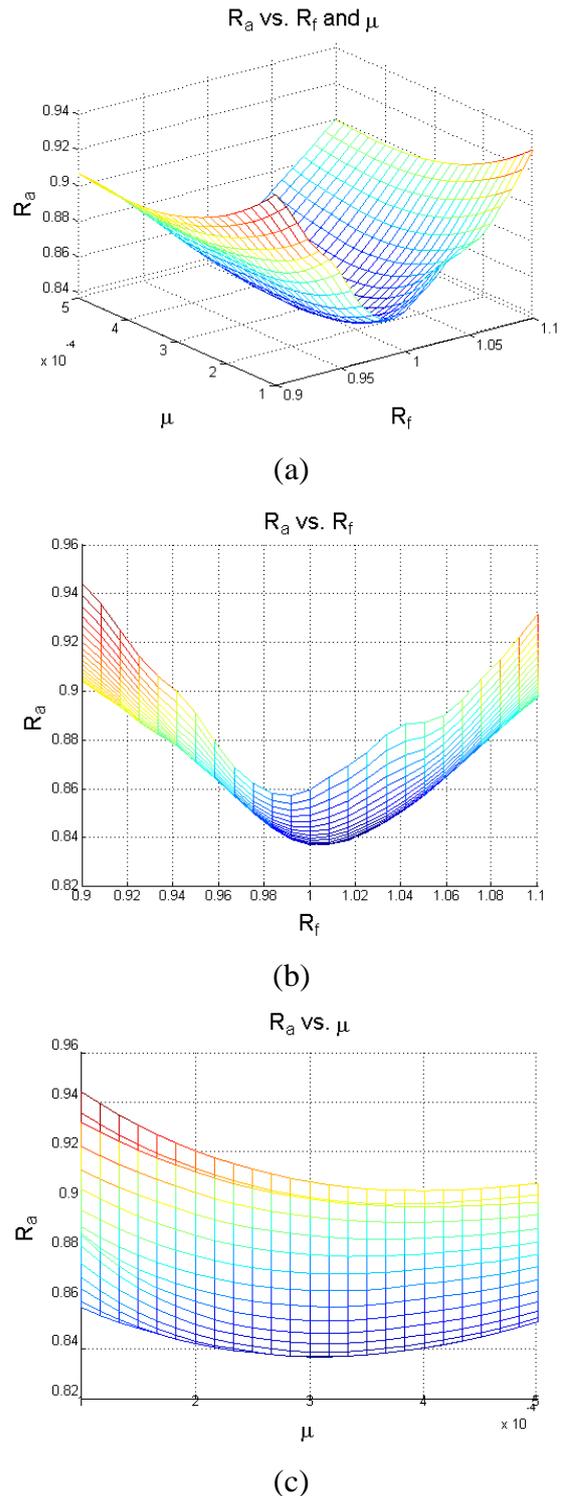
台北 101 加裝 TMD 的訴求在於：半年回歸期設計風力（如圖三）作用下，控制頂樓加速度峰值於國內規範所定之 5gal 以下，故以台北 101 單自由度化結構未加裝 TMD、加裝 FPS 型 TMD 進行動力分析，驗證其加裝 FPS 型 TMD 對結構減振效果與實用性。以結構加速度作為目標函數所獲得之最佳參數值及其動力分析結果詳列於表三，由數值分析結果可知，台北 101 未加裝 FPS 型 TMD 之結構加速度為 6.54 gal，而加裝 FPS 型 TMD 後，其結構加速度為 4.15 gal，符合國內規範，且降低了 36.54 %，證實台北 101 加裝 FPS 型 TMD 確實有減振效果，圖四、圖五分別為結構加速度與 TMD 相對位移的歷時圖，圖六為 TMD 消能力之遲滯迴圈圖。

五、結論與展望

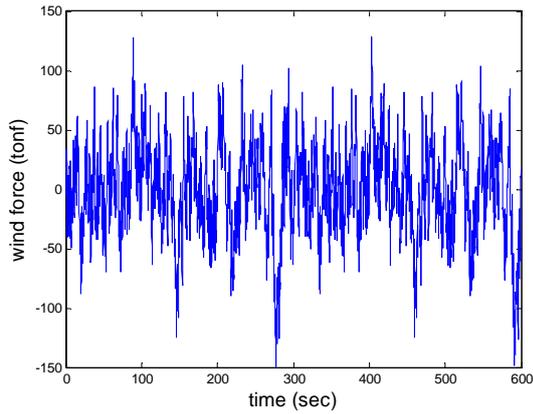
本文成功驗證摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器之可行性，將單自由度化結構加裝單一摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器以離散時間之狀態方程式進行動力歷時分析，並藉由本文所提出的最佳化理論，以結構之歷時反應作為目標函數，取得摩擦鐘擺型調諧質塊阻尼器之最佳設計參數（頻率比及摩擦參數），可使目標函數（加速度比）達至其最小值，以台北 101 作為驗證算例，模擬台北 101 加裝 FPS 型 TMD 之減振效果，由結果可知本研究在 FPS 型 TMD 的擺動為小角度的前提下，最佳化理論實屬可行。



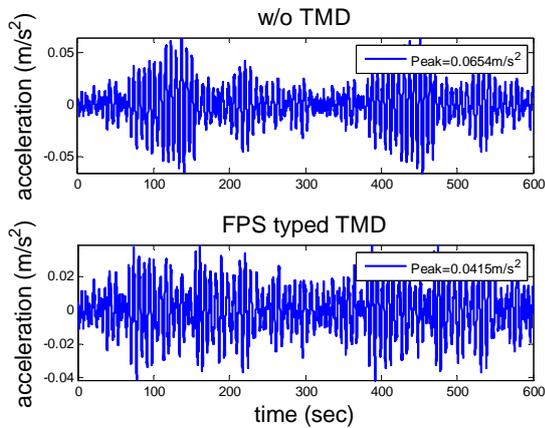
圖一 單自由度結構加裝 FPS 型 TMD



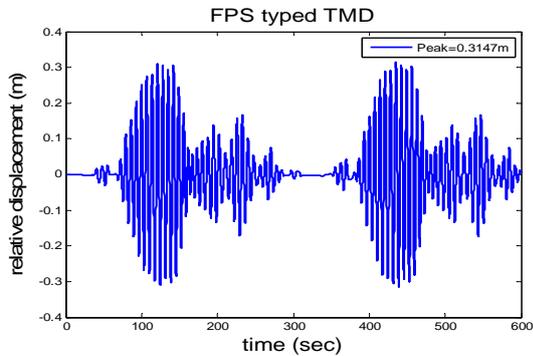
圖二 加速度比三維圖



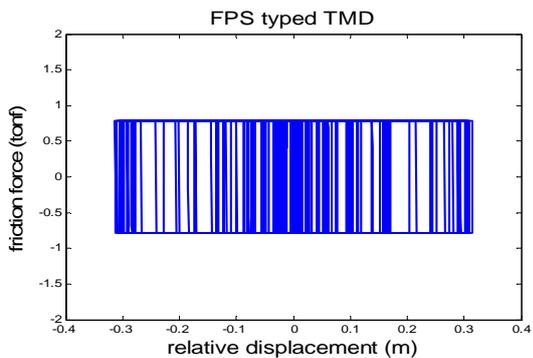
圖三 半年回歸期設計風力歷時圖



圖四 結構加速度歷時圖



圖五 TMD 相對位移歷時圖



圖六 TMD 消散能量圖

表一 台北 101 第一振態參數

自然振動頻率(f_s)	0.1425 Hz
第一振態質量(m_s)	5371.7 tonf-sec ² /m
第一振態阻尼(c_s)	192.4 tonf-sec/m
第一振態勁度(k_s)	4036.8 tonf/m

表二 最佳化參數

	R_f	μ	R_a
最佳值	1.0032	3.239×10^{-4}	0.8368

表三 台北 101 分析結果

$R_m = 1.25\%$	Without TMD	With FPS TMD
頻率比 R_f	—	1.0177
摩擦參數 μ	—	1.2098×10^{-3}
加速度比 R_a	—	0.6897
加速度 (cm/sec ²)	6.54	4.15
TMD 相對位移 (cm)	—	31.47
消能力 (tonf)	—	0.79

參考文獻

1. Tsopeles P., Constantinou MC., Kim YS., and Okamoto S. "Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 25, pp. 65-78 (1996).
2. Bakre SV., and Jangid RS. "Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system." *Structural Control and Health Monitoring*. Vol. 14, pp. 448-470 (2007).
3. 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，2008，編號 NCREE 08-018。

非線性黏滯型調諧質塊阻尼器之最佳化設計公式

鍾立來¹ 吳賴雲² 黃旭輝³ 張忠信³ 陳宣宏³ 林美君³ 連冠華³

摘要

調諧質塊阻尼器 (Tuned Mass Damper, TMD) 之自然振頻與結構相調諧，以質塊振動量之上升，換取主結構動態反應之降低，並以質塊阻尼器具有之阻尼特性，消散傳入之振動量，進而提昇結構之安全性及舒適度。線性 TMD 之研究與發展已經相當成熟，並有最佳化設計公式作為 TMD 設計之用，但是，非線性 TMD 之最佳設計仍在發展中。有鑑於此，本文旨在提出非線性 TMD 之最佳化設計公式，適用於阻尼結構及具非線性阻尼次冪之 TMD，可快速算得 TMD 之最佳設計參數，供初步設計之參考。在 white noise 風力下，變化不同的質量比、TMD 阻尼次冪及結構阻尼比，以最佳化之程序，取得 TMD 最佳化設計參數，進而以最小平方法，迴歸設計公式。以台北 101 大樓及其非線性 TMD 作為案例分析，驗證設計公式之可行性。經由一系列之驗證，本文所提之非線性黏滯型 TMD 最佳化設計公式，實屬可行。

關鍵詞：結構控制、非線性、黏滯型調諧質塊阻尼器系統

一、前言

調諧質塊阻尼器運用於土木結構系統上已施行多年，其減振效果之變異性取決於其相關參數（質塊質量、作用質塊之阻尼力與勁度），因此對於相關參數之選擇，往往須經由最佳化設計程序而得。線性 TMD 之分析與設計方法相當成熟，且其最佳化設計公式較為完備，而非線性 TMD 之分析與設計仍在發展中。本文旨在求取結構加裝非線性 TMD 之最佳化設計公式，該設計公式適用於不同之結構阻尼比及不同之 TMD 阻尼次冪，可供工程師作為初步設計時之參考。根據結構之參數、結構在設計風力之速度反應及 TMD 之質量，即可快速算得 TMD 之最佳設計參數。

二、動力方程式及其分析方法

單自由度化之線性結構加裝單一非線性 TMD 受風力 $w(t)$ 時，如圖 1 所示，其運動控制方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{B}_1 f_r(t) + \mathbf{B}_d f_d(t) + \mathbf{E}_1 w(t) \quad (1)$$

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

$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}$ 為阻尼矩陣； $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}$ 為勁

度矩陣； $\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_d(t) \\ x_s(t) \end{bmatrix}$ 為位移向量；

$\mathbf{B}_1 = \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix}$ 為 TMD 回復力與阻尼力配置向

量； $\mathbf{E}_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix}$ 為風力擾動向量； $f_r(t)$ 為

TMD 回復力； $f_d(t)$ 為 TMD 阻尼力。

離散時間系統之一階狀態方程式為：

$$\mathbf{z}[k+1] = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[k] + \mathbf{B}_d f_r[k] + \mathbf{B}_d f_d[k] + \mathbf{E}_d w[k] \quad (2)$$

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 TMD 回復力與阻尼力配置向量； $\mathbf{E}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{E}$ 為離散

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

時間擾動配置向量； $\mathbf{z}[k] = \begin{bmatrix} \mathbf{x}[k] \\ \dot{\mathbf{x}}[k] \end{bmatrix}$ 為狀態向

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

$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_1 \end{bmatrix}$ 為 TMD 回復力與阻尼力配置向

量； $\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{E}_1 \end{bmatrix}$ 為擾動配置向量。

本文所採用 TMD 回復力為線性，若結構與 TMD 之間是以彈簧作為回復力，則為線性彈簧；若結構與 TMD 之間是以鐘擺作為回復力，則 TMD 需為小角度擺動。線性回復力($f_r[k]$)與非線性阻尼力($f_d[k]$)分別定義為：

$$f_r[k] = k_d(x_d[k] - x_s[k]) = k_d \mathbf{D}_1 \mathbf{z}[k] \quad (3)$$

$$\begin{aligned} f_d[k] &= c_d |\dot{x}_d[k] - \dot{x}_s[k]|^\nu \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] - \dot{x}_s[k]) \\ &= c_d |\mathbf{D}_2 \mathbf{z}[k]|^\nu \operatorname{sgn}(\mathbf{D}_2 \mathbf{z}[k]) \end{aligned} \quad (4)$$

其中， k_d 為 TMD 勁度係數； c_d 為非線性阻尼係數； $\mathbf{D}_1 = [1 \ -1 \ 0 \ 0]$ 為相對位移之輸出向量； $\mathbf{D}_2 = [0 \ 0 \ 1 \ -1]$ 為相對速度之輸出向量； ν 為阻尼次冪； c_d 的單位為 $[\text{質量}][\text{長度}]^{1-\nu}[\text{時間}]^{\nu-2}$ 。

三、最佳化設計公式

TMD 非線性阻尼係數(c_d)的單位隨著阻尼次冪(ν)的變化而改變，因此將 TMD 非線性阻尼係數(c_d)予以無因次化為：

$$\chi = \frac{c_d}{m_s f_s |\dot{x}_s|_{\max, \text{without TMD}}^{1-\nu}} \quad (5)$$

其中， $|\dot{x}_s|_{\max, \text{without TMD}}$ 為結構基本振態未加裝 TMD 之最大速度，此項會讓無因次阻尼係數(χ)大小與風力大小無關。

無因次化阻尼係數(χ^{opt})與頻率比

(R_f^{opt})之最佳化設計公式，經由數值分析結果之觀察可表示成如下形式：

$$\chi^{\text{opt}} = a_1(\nu, \xi_s) R_m^2 + a_0(\nu, \xi_s) R_m \quad (6)$$

$$R_f^{\text{opt}} = R_m \exp[b_1(\xi_s) \ln(R_m) + b_0(\xi_s)] \quad (7)$$

其中， $R_m = \frac{m_d}{m_s}$ 為無因次化質量比；

$R_f = \frac{f_d}{f_s} = \sqrt{\frac{1}{R_m} \frac{k_d}{k_s}}$ 為無因次化頻率比；

$a_0(\nu, \xi_s) = a_{00}(\xi_s) + a_{01}(\xi_s)\nu - a_{02}(\xi_s)\nu^2$ 及 $a_1(\nu, \xi_s) = a_{10}(\xi_s) - a_{11}(\xi_s)\nu + a_{12}(\xi_s)\nu^2$ 為 TMD 無因次阻尼係數(χ^{opt})最佳化設計公式係數； $b_0(\xi_s) = b_{00}(\xi_s)$ 及 $b_1(\xi_s) = b_{10}(\xi_s)$ 為頻率比(R_f^{opt})最佳化設計公式係數。最後，可藉由迴歸得無因次 TMD 非線性阻尼係數 χ 及頻率比 R_f 之最佳化設計公式分別為：

$$\begin{aligned} \chi^{\text{opt}} &= [(0.20 + 3.48\xi_s - 0.25\xi_s^2) + \\ &\quad (-6.94 - 8.06\xi_s + 0.74\xi_s^2)\nu + \\ &\quad (25.52 + 10.47\xi_s - 1.62\xi_s^2)\nu^2] R_m^2 + \\ &\quad [(0.75 - 0.19\xi_s + 0.02\xi_s^2) + \\ &\quad (0.42 + 0.23\xi_s - 0.03\xi_s^2)\nu + \\ &\quad (-0.55 - 0.04\xi_s + 0.01\xi_s^2)\nu^2] R_m \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} R_f^{\text{opt}} &= R_m \exp[(-1.0097 - 0.0004\xi_s) \ln(R_m) \\ &\quad + (-0.0497 - 0.0007\xi_s)] \end{aligned} \quad (9)$$

四、案例分析

台北 101 結構轉換成單自由度系統作為案例分析之結構系統(表 1)，分別探討直接搜尋法與最佳化設計公式之 TMD 的減振效果。TMD 之阻尼次冪(ν)為 2.0，而風力荷載為半年回歸期之風力(圖 2)。由直接搜尋法與本文所提之最佳化設計公式(8)及(9)，可得最佳設計參數，如(表 2)所示。由於減振效果對頻率比(R_f)相當敏感，而對阻尼係數(c_d)則不甚敏感，且阻尼次冪(ν)愈高，愈不敏感，故設計公式與直接搜尋法之減振效益差異不大，最佳化設計公式所得之加速度比(R_a)為直接搜尋法之

1.046 倍，結構之最大位移為 1.042 倍(圖 3)，結構之最大加速度為 0.983 倍(圖 4)，兩種設計方法均能將結構之最大加速度降至 5gal 以內，符合舒適度之要求。最佳化設計公式所得之 TMD 最大相對位移較小，為直接搜尋法之 0.776 倍(圖 5)，但 TMD 最大阻尼力較高，為直接搜尋法之 1.234 倍(圖 6)。兩種設計方法之 TMD 遲滯迴圈如圖 7 所示。由(表 2)顯示 TMD 之最大相對位移為 0.23m，所對應之擺幅角度約為 1 度多，小於 5 度，因此，本分析案例沒有違背本文所假設的 TMD 回復力為線性的條件。

五、結論

本文成功地建立單自由度化線性結構加裝非線性調諧質塊阻尼器之最佳化設計公式，不需經最佳化之程序，即可快速算得 TMD 之最佳設計參數。基於結構參數、TMD 質量及 TMD 阻尼次冪，由設計公式即可求得最佳頻率比及最佳無因次 TMD 非線性阻尼係數。從最佳頻率比及結構之振頻，可算得 TMD 最佳振頻或擺長；而從最佳無因次 TMD 非線性阻尼係數及結構在設計風力下之絕對最大速度，即可算得最佳 TMD 非線性阻尼係數。以台北 101 大樓加裝非線性 TMD 為案例分析，本文所提設計公式與直接搜尋法相比，均能符合舒適度之要求，因此，驗證本文所提之設計公式，作為初步設計之可行性。

參考文獻

1. 鍾立來、王彥博、陳永蒼，「廣義調諧質塊阻尼系統之最佳控制理論及應用」，中華民國結構工程學會，結構工程，第十七卷，第二期，第 63~77 頁 (2002)。
2. 吳賴雲、鍾立來、陳家乾、黃國倫，「台北 101 結構風力振動之控制模擬」，第七屆結構工程研討會 (2005)。
3. 吳賴雲、鍾立來、張忠信、黃旭輝、陳家乾，「非線性調諧質塊阻尼器

設計參數之最佳化」，中華民國結構工程學會，結構工程期刊，第二十三卷，第二期，第 107-136 頁 (2008)。

表 1 台北 101 單自由度化參數

參數(單位)	數值
質量 m_s (tonf - sec ² / m)	5371.7
TMD 質量 m_d (tonf - sec ² / m)	67.278
勁度 k_s (tonf / m)	4306.8
阻尼比 ξ_s	0.02
頻率 f_s (Hz)	0.1425

表 2 台北 101 最佳化參數比較

	無加裝 TMD	直接搜尋法	最佳化設計公式
頻率比 (R_f)	—	0.97091	0.9950
阻尼係數 (c_d) ($kN \cdot (\frac{sec^2}{m^2})$)	—	693.31	1386.6
加速度比 (R_a)	—	0.70212	0.7347
結構最大位移 (m)	0.087	0.0600	0.0625
結構最大加速度 (m/sec^2)	0.073	0.04999	0.0491
TMD 最大相對位移 (m)	—	0.2264	0.1756
TMD 最大阻尼力 (kN)	—	28.8852	35.647

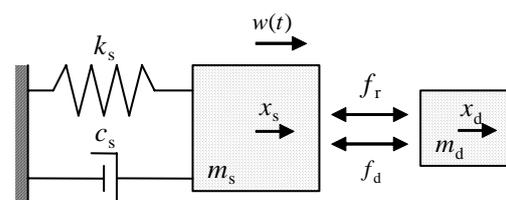


圖 1 單自由度結構加裝非線性 TMD

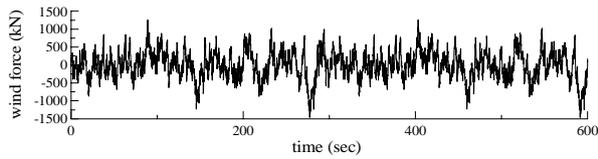
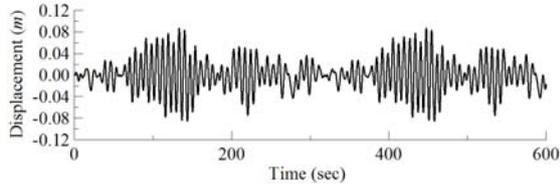
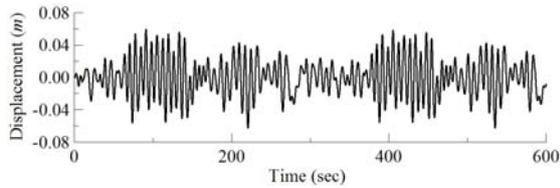


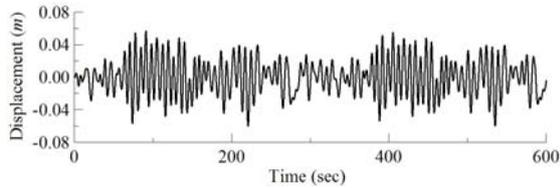
圖 2 台北 101 之半年回歸期風力歷時



(a) 無加裝 TMD

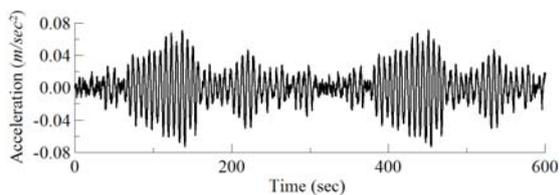


(b) 最佳化設計公式

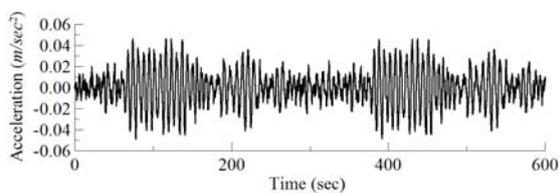


(c) 直接搜尋法

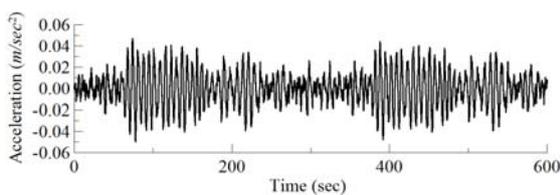
圖 3 台北 101 結構之位移歷時圖



(a) 無加裝 TMD

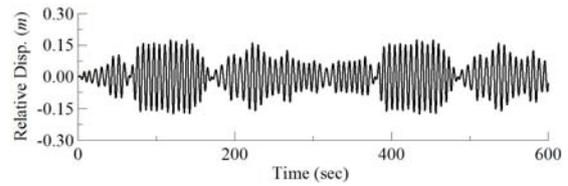


(b) 最佳化設計公式

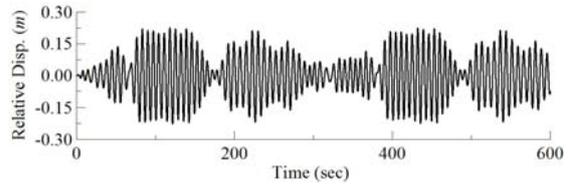


(c) 直接搜尋法

圖 4 台北 101 結構之加速度歷時圖

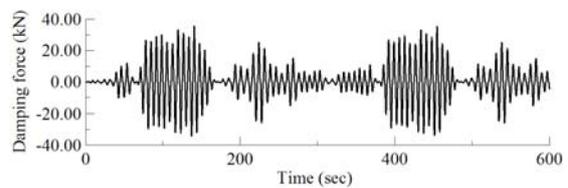


(a) 最佳化設計公式

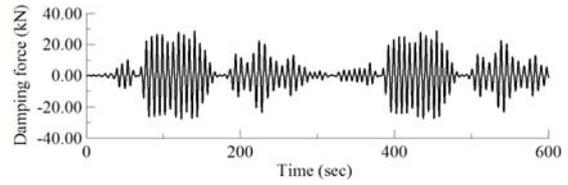


(b) 直接搜尋法

圖 5 TMD 之相對位移歷時圖

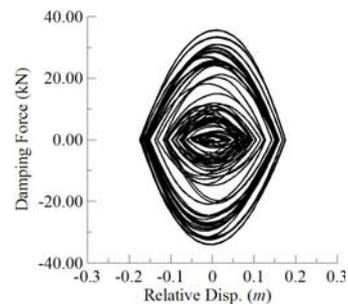


(a) 最佳化設計公式

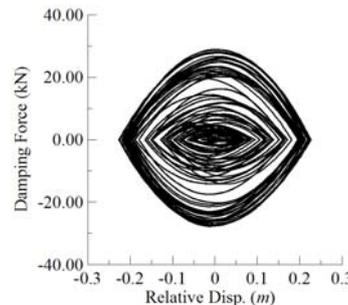


(b) 直接搜尋法

圖 6 TMD 之阻尼力歷時圖



(a) 最佳化設計公式



(b) 直接搜尋法

圖 7 TMD 之遲滯迴圈圖

非線性滾動隔震阻尼系統之動力分析

鍾立來¹ 謝姪馨² 楊卓諺³ 吳賴雲⁴ 陳鴻銘⁵ 盧煉元⁶

摘要

非線性滾動隔震系統，已經證明具隔震效果，且可避免因近斷層的共振效應，但尚未考慮阻尼的消能行為。因此，本研究即延續非線性滾動隔震之研究，探討將此隔震器外接阻尼器之相關動力行為與驗證。外接阻尼器連接地表與圓形隔震器圓心，因此阻尼力與圓心之速度呈線性關係。首先以 Lagrange's equation 進行運動方程式的推導，接著進行自由振動的數值模擬，了解此非線性隔震器外接阻尼器後的擺盪行為。繼而以 0.5 倍、1 倍、2 倍系統線性化頻率的地表擾動 sine 波，進行強迫振動之歷時分析，模擬地表加速度之頻率對質塊反應之影響。最後比較有無加裝阻尼的反應差別。經數值模擬結果發現，有阻尼下的位移與加速度皆小於無阻尼隔震。當隔震器的行為接近線性時，隔震反應之衰減行為接近線性系統之衰減理論。又因為阻尼的消能效果，隔震器的振幅隨時間遞減，而振幅的遞減也同樣使隔震器擺盪周期隨時間遞減。因此，本文所探討之非線性滾動隔震系統加裝阻尼實屬可行。經由適當之設計，隔震器即可發揮效果，有效降低結構之反應。

關鍵詞：隔震、非線性、偏心比、阻尼、滾動、結構動力

一、前言

一般傳統隔震結構常用之隔震週期介於 2 至 3 秒間，恰好落在近斷層波之常見主震週期內。所以要注意這樣的系統裝置在靠近斷層之結構物，所可能發生的共振效應。有鑑於此，本研究嘗試以非線性滾動的隔震方式，來避免上述的近斷層共振問題。此非線性滾動隔震系統乃透過支點，將質塊梢接於圓形隔震器上，若插梢中心偏離圓心，即具非線性。此隔震系統數值驗證後，確能夠具有一定的隔震效果，且可避免共振效應。然而，上述研究尚未考慮阻尼效應。本研究之隔震方法即針對阻尼器外接於地表且連結在圓形滾動隔震器的圓心，以理論推導及數值模擬，探討非線性滾動隔震阻尼系統之行為，並比較加裝阻尼與未加裝阻尼下的消能狀況。此文之運動方程式推導先以拉格朗日

方程式(Lagrange's equation)，由質塊之質量、隔震器之直徑及支點之偏心、阻尼係數等參數構成運動方程式，並據此利用 Matlab 程式執行數值模擬。

二、運動方程推導

本研究利用支點偏離圓心的圓形滾動，來進行隔震(參見圖 1)。圓的半徑為 R ，質塊之質量為 m ，其支點施加在距離圓心 αR 的位置， α 為描述質塊支點在半徑 R 上的位置參數，以偏心比稱之。因外接之黏滯型阻尼器梢接於隔震器圓心，因此阻尼力與圓心的水平速度($R\dot{\theta}$)相依，阻尼係數為 C 。為推導此系統的運動方程式，本文採用拉格朗日方程式(Lagrange's equation)如下：

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{\alpha}_i} \right) - \frac{\partial L}{\partial \alpha_i} = -f_d \cdot R = -C \cdot (R\dot{\theta}) \cdot R \quad (1)$$

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 台灣大學土木所研究生

³ 台灣科技大學營建系博士生

⁴ 台灣大學土木系教授

⁵ 台灣科技大學營建系副教授

⁶ 高雄第一科技大學營建系教授

整理可得運動方程如下：

$$m(R^2 + \alpha^2 R^2 - 2\alpha R \cos \theta) \ddot{\theta} + \alpha R^2 m \sin \theta \cdot \dot{\theta} + CR^2 \dot{\theta} + \alpha g m R \sin \theta = (\alpha \cos \theta - 1) m R \ddot{X}_g \quad (2)$$

當轉動的角度 θ 很小時，此系統可視為線性系統，其線性化頻率 (linearized frequency) 為：

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{mg\alpha R}{mR^2 + m\alpha^2 R^2 - 2m\alpha R^2}} \quad (3)$$

$$= \frac{1}{2\pi(1-\alpha)} \sqrt{\frac{\alpha g}{R}}$$

而線性化阻尼比 ξ (linearized damping ratio) 則為：

$$\xi = C / [2(mR^2 + m\alpha^2 R^2 - 2m\alpha R)(2\pi f_0)] \quad (4)$$

三、數值模擬

3.1 自由振動

欲模擬隔震器之自由振動，將(2)式中之地表加速度設為零，給定不同的初始位移(轉角)，並配合不同的偏心比 α ，經由數值模擬，即可解得非線性系統之自由振動反應。若無阻尼，自由振動反應為週期函數，其振動週期隨偏心比 α 及初始轉角 θ_0 而變。在小角度轉動之下，由(3)式可計算出隔震器之線性化頻率 f_0 。若初始轉角 θ_0 並非微小，不可再視為線性系統。偏心比 α 越小，表示質塊之支點越靠近圓心，越接近線性滾動之行為(圖 2)。當偏心比 α 越大，則表示質塊之支點遠離圓心，並往圓週靠近，而隔震器之振動頻率逐漸變高(圖 3)，當 α 等於 1 時，其行為類似於質塊固定在地表上，其振動頻率將趨近於無限大。

當偏心比為 $\alpha = 0.1$ ，初始轉角為 $\theta_0 = 45^\circ$ ，線性化阻尼比為 $\xi = 0.02$ ，自由振動之振幅隨時間而遞減，振動週期亦隨時間而略為遞減；振幅之衰減與線性系統之遞減公式 ($\theta_c = \theta_0 e^{-\xi(2\pi f_0)t}$) 相比較，可發現相吻合(圖 2)。當偏心比變為 $\alpha = 0.9$ ，初始轉角與線性化阻尼比保持不變，質塊反應

θ 為非線性，其振幅隨時間而遞減，振動週期亦隨時間而快速遞減(圖 3)，充分表現其非線性之行為；振幅之衰減與線性系統之遞減公式相比較，兩者相差甚大，由於線性化頻率僅適用於微小振幅，線性化頻率高估非微小振幅之頻率，故線性系統之遞減公式隨之高估自由振動反應之衰減。

加裝阻尼後，自由振動之振幅隨時間而衰減，至位移歸零為止，有助於隔震之效益。隔震系統乃非線性，振幅因阻尼而遞減，而週期則隨振幅之遞減而縮短，週期之變化率則視系統之非線性程度而異。

3.2 強迫振動：地表加速度

在地表加速度之強迫振動下，隔震之目的希望隔震器上部結構的反應(如質塊的位移、速度與加速度)降低。定義加速度比(r_a)如下：

$$\text{加速度比}(r_a) = \frac{\max|\text{質塊絕對加速度}|}{\max|\text{地表擾動加速度}|}$$

加速度比越低，表示越好的隔震效果。

當偏心比 α 設成 0.5，隔震器之線性化頻率約為 0.6997 (Hz)，若有阻尼，線性化阻尼比 ξ 則設為 0.02。以地表擾動 sine 波作強迫振動，地表加速度振幅為 3 (m/sec^2)。擾動頻率 f 設為 0.5 倍隔震器線性化頻率，即 $f = 0.5f_0 = 0.35(\text{Hz})$ ，若無阻尼，質塊的絕對加速度反應約在正負 4.92(m/sec^2) 振盪，加速度比為 1.64；若有阻尼，質塊的絕對加速度反應約在正負 4.15(m/sec^2) 振盪，加速度比降為 1.38，代表有更好的隔震效果。當地表擾動加速度之頻率改為 1 倍的隔震器線性化頻率，即 $f = f_0 = 0.6997(\text{Hz})$ ，若無阻尼，加速比為 1.93，若有阻尼，則降為 1.84，結果顯示加裝阻尼確實能夠降低反應；觀察圖(4)的加速度歷時曲線，縱然無阻尼，因隔震器乃非線性系統，故未因共振而發散。若地表加速度之頻率 f 再提高到隔震器線性化頻率的 2 倍，即 $f = 2f_0 = 1.3993(\text{Hz})$ ，若無阻尼，加速比為 0.78；若有阻尼，加速度比

則降為 0.73，有阻尼比無阻尼具更佳的隔震效果，如圖(5)所示。在無阻尼之情況下，質塊加速度同時具有地表及隔震器之頻率內涵；若阻尼存在，隔震器之頻率內涵隨時間衰減，質塊加速度反應僅剩擾動之頻率內涵。

將地表加速度 sine 波的振幅降低為 $0.3(m/sec^2)$ ，隔震器之偏心比分別設為 0.1、0.3、0.5 及 0.9，而擾動之頻率則分別設為 0.5 倍、1 倍及 2 倍隔震器之線性化頻率(表 1 至 4)。在有阻尼(線性化阻尼比設為 0.02)之情況下，無論是質塊相對地表之位移，或質塊之絕對加速度，均較無阻尼之情況低，尤其當擾動之頻率為 1 倍隔震器之線性化頻率時，兩者之差異最為明顯。在偏心比較小之情況下，質塊之絕對加速度較低，隔震效果更佳，但質塊相對地表之位移則較高。

四、結論

由自由振動之結果可知，若無阻尼，反應為週期函數。若無阻尼，反應隨時間而衰減，因隔震系統具非線性，振幅愈低，振頻愈高，故自由振動反應之週期亦隨時間而縮短，縮短之變化率則視系統非線性之程度而異。偏心比愈大，非線性之程度愈高，故偏心比愈小，振幅之衰減愈接近線性系統有阻尼下的隔震系統。

由強迫振動之結果可知，若無阻尼，反應之頻率內涵同時受到隔震器及擾動之影響。若有阻尼，隔震器之頻率內涵因阻尼而隨時間衰減，而擾動之頻率內涵則依然保持。因隔震系統乃非線性，縱然擾動之頻率相等於隔震器之線性化頻率，仍可避免因共振而反應發散。無論是質塊之絕對加速度，或質塊相對地表之位移，具阻尼之隔震系統有較佳之表現。當擾動之頻率高於隔震器，且偏心比較小，隔震效果較佳，但隔震之位移則較大。

本文尚未探討設計參數(偏心比、阻尼係數)之最佳化，經最佳化後，期非線性滾動隔震系統能達至其最佳隔震效果。

參考文獻

1. Sahasrabudhe S, Nagarajaiah S. Experimental study of sliding base-isolated buildings with magnetorheological dampers in near-fault earthquakes. Journal of Structural Engineering 2005; 131:1025-1034.
2. Jangid RS, Londhe YB. Effectiveness of elliptical rolling rods for base isolation. Journal of Structural Engineering 1998; 124:469-472.
3. Yang YB, Lu LY, Yau JD. Chapter 22: Structure and Equipment Isolation, Vibration and Shock Handbook, edited by C. W. de Silva, CRC Press, Taylor & Francis Group; 2005.
4. L. L. Chung, C. Y. Yang, H. M. Chen and L. Y. Lu. Dynamic behavior of nonlinear rolling isolation system. Struct. Control Health Monit 2009;16:32-54.

表 1. 質塊反應對應 sine 波頻率表
($\alpha = 0.1, 0.03G$)

ρ	$\xi=0$			$\xi=0.02$		
	$0.5 f_0$	f_0	$2 f_0$	$0.5 f_0$	f_0	$2 f_0$
外力頻率						
最大相對位移(cm)	51.35	194.97	23.14	33.86	60.41	16.39
最大絕對加速度(m/sec ²)	0.575	0.976	0.275	0.409	0.723	0.224
加速度比	1.93	3.32	0.936	1.39	2.46	0.76

表 2. 質塊反應對應 sine 波頻率表
($\alpha = 0.3, 0.03G$)

ρ	$\xi=0$			$\xi=0.02$		
	$0.5 f_0$	f_0	$2 f_0$	$0.5 f_0$	f_0	$2 f_0$
外力頻率						
最大相對位移(cm)	9.23	68.11	4.43	6.72	12.34	3.31
最大絕對加速度(m/sec ²)	0.549	2.610	0.265	0.413	0.785	0.225
加速度比	1.87	8.88	0.90	1.40	2.67	0.76

表 3. 質塊反應對應 sine 波頻率表
($\alpha = 0.5, 0.03G$)

外力頻率 ^o	$\xi=0$ ^o			$\xi=0.02$ ^o		
	$0.5f_0$ ^o	f_0 ^o	$2f_0$ ^o	$0.5f_0$ ^o	f_0 ^o	$2f_0$ ^o
最大相對位移(cm) ^o	2.98	26.71	1.50	2.05	3.81	1.02
最大絕對加速度(m/sec ²) ^o	0.583	3.541	0.293	0.414	0.797	0.226
加速度比 ^o	1.98	12.02	1.00	1.41	2.71	0.77

表 4. 質塊反應對應 sine 波頻率表
($\alpha = 0.9, 0.03G$)

外力頻率 ^o	$\xi=0$ ^o			$\xi=0.02$ ^o		
	$0.5f_0$ ^o	f_0 ^o	$2f_0$ ^o	$0.5f_0$ ^o	f_0 ^o	$2f_0$ ^o
最大相對位移(cm) ^o	0.054	0.146	0.061	0.045	0.077	0.038
最大絕對加速度(m/sec ²) ^o	0.478	1.271	0.533	0.404	0.699	0.365
加速度比 ^o	1.62	4.32	1.81	1.37	2.37	1.24

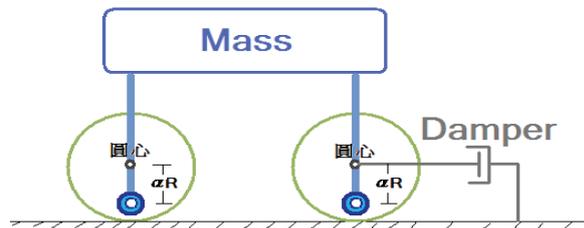


圖 1. 非線性滾動隔震阻尼系統示意圖

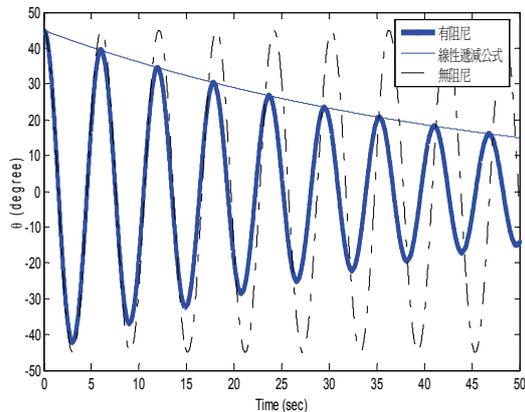


圖 2. 質塊自由振動轉角歷時比較圖
($\alpha = 0.1, \theta_0 = 45^\circ, \xi = 0.02$)

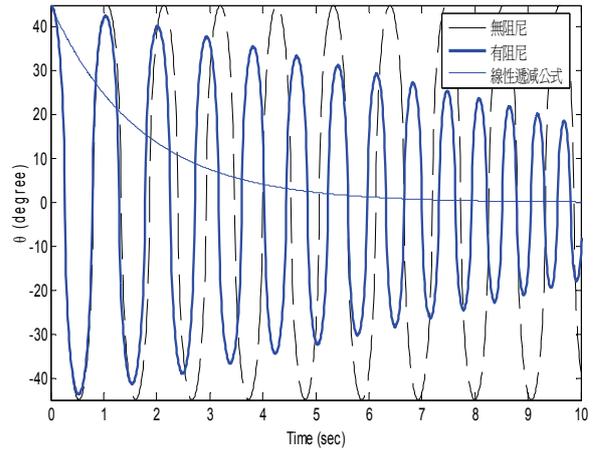


圖 3. 質塊自由振動反應比較圖
($\alpha = 0.9, \theta_0 = 45^\circ, \xi = 0.02$)

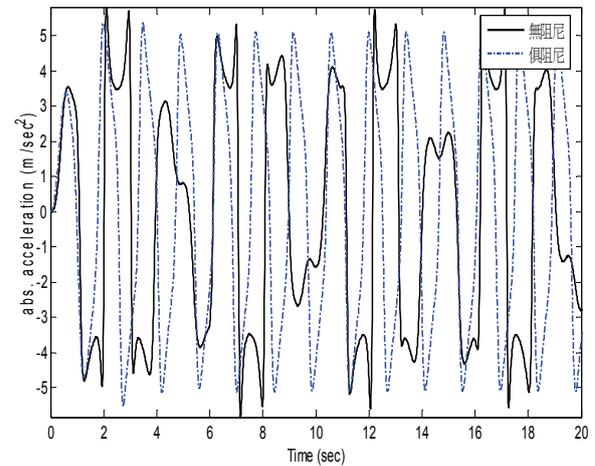


圖 4. 質塊加速度歷時比較
($\alpha = 0.5, f = f_0$)

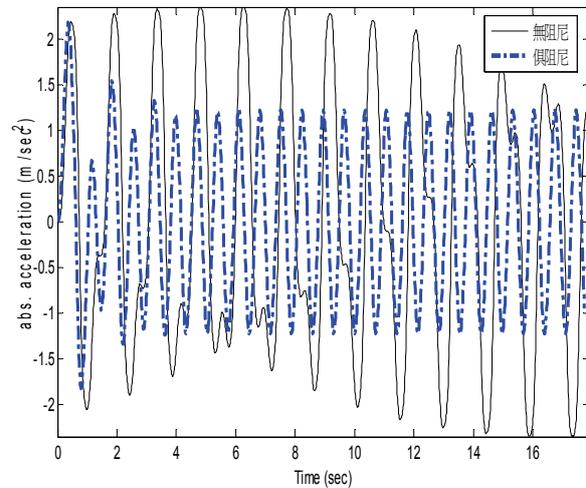


圖 5. 質塊加速度歷時比較
($\alpha = 0.5, f = 2f_0$)

黏性阻尼器於立面不規則結構之應用

黃震興¹ 林旺春² 汪向榮³

摘要

近年來，使用黏性阻尼器作為減震設施，降低地震對結構造成破壞之技術已逐漸純熟。惟現行國內外規範僅針對結構整體等效阻尼比加以規定，對如何分配阻尼係數至結構上並無相關規定。本研究將推導線性黏性阻尼器之阻尼係數依彈性應變能及樓層剪力作分配的理論，並與平均分配法作比較。建築物因使用性、功能性與美觀需求，常有側向勁度或質量不規則的情形發生而形成立面不規則之結構。本文將針對該類型結構探討使用線性黏性阻尼器之設計方法，內容包括推導：(1)阻尼係數依平均分配法作分配(2)阻尼係數依彈性應變能作分配(3)阻尼係數依樓層剪力作分配等三種阻尼器阻尼的分配方法並將之運用於三種結構形式：(1)規則型結構(2)立面不規則-勁度不規則之軟層(弱層)結構(3)立面不規則-勁度不連續之 Setback Building，將以 SAP2000N 進行動態分析，比較結構物使用不同阻尼係數方式分配方法所造成各樓層反應之差異性。由結果顯示，三種立面不規則型結構物依彈性應變能分配阻尼係數所造成之樓層反應控制較其他兩種為佳。

關鍵詞：立面不規則、黏性阻尼器、阻尼常數分配

一、前言

結構物建置之型式，基於美觀與功能性，部分樓層挑高、立面寬度縮減等建物林立，均屬規範歸類於立面不規則之建物型態，樓層高度不同，將造成各樓層勁度不一致，立面寬度縮減，屬樓層勁度不連續，均使結構產生弱點，於地震力作用時，可能會造成過大位移而使建物喪失使用性，故加裝黏性阻尼器【1】抑制結構物過大之反應，不以結構物之韌性換取強度而使地震力折減，改採結構被動控制【2、3】，使重要之建物在震後仍可正常運作。

目前國內、外之減震系統相關設計規範及研究，大多著重於加裝阻尼器後結構整體之等效阻尼比的探討，但當決定阻尼器提供之阻尼比後，針對阻尼係數如何分配於阻尼器上卻沒有一定之分配方式，因此阻尼係數如何分配至阻尼器成為研究之

範疇。目前阻尼係數多採用平均分配法之方式，將阻尼器提供之阻尼比所需之阻尼係數平均分配到各個樓層，但在外力激振下，每一樓層之位移、加速度、層間剪力、速度之反應均不同，對阻尼器之出力需求不同，故若以平均分配法【4】方式分配阻尼係數明顯不合理，阻尼器之價格與阻尼器出力有關，阻尼器之出力和阻尼器兩端相對速度與阻尼係數有關，因此如何分配阻尼係數遂成為研究之重點，本研究將提出以層間剪力【5、6】與彈性應變能【7】方式分配阻尼係數於立面不規則結構物上之應用，並輸以動力分析來進行不同阻尼係數分配之動力反應比較。

二、研究方法與結果

本研究提出線性黏性阻尼器阻尼常數依樓層層間剪力作分配及依樓層彈性應變能作分配，於分析時再與常用之阻尼常數

¹ 國立台灣科技大學營建工程系教授

² 國立台灣科技大學營建工程系博士生

³ 國家地震工程研究中心助理技術師

採平均分配法分配作比較。

由 FEMA273 規範可得知阻尼器提供之阻尼比 ξ_d 之公式為

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j f_j^2 \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (1)$$

其中， ξ_d 為線性黏性阻尼器之阻尼比； ϕ_{rj} 為第一個振態第 j 個裝置兩端之水平相對位移； C_j 為第 j 支阻尼器之阻尼常數； f_j 為阻尼器水平放大因子， T 為系統第一振態週期， m_i 為第 i 個自由度之質量， ϕ_i 為第一振態第 i 個自由度之水平位移。

(一) 阻尼常數採平均分配法作分配：

假設各樓層之阻尼常數值皆相同 ($C_j = C_u$)，公式可表為

$$C_u = \frac{\xi_d 4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}{\eta_j T \sum_j (f_j \phi_{rj})^2} \quad (2)$$

其中， η_j 為該樓層阻尼器支數。

(二) 阻尼常數依樓層層間剪力作分配：

由結構層間剪力與側推力的關係可得結構層剪力正比於下式

$$\sum_j^{Roof} m_j \omega^2 \phi_j \quad (3)$$

定義一與結構層間剪力相關之參數

$$S_j = \sum_j^{Roof} m_j \phi_j \quad (4)$$

假設阻尼常數與平均分配法阻尼常數總和相同，則阻尼常數依樓層之層間剪力作分配為

$$(C_j)_{ss} = \frac{S_j}{\sum_j^{Roof} S_j} \sum_{j=1}^{Roof} C_u \quad (5)$$

其中， S_j 為第 j 層之層間剪力， ϕ_j 為第一個振態之第 j 個裝置水平位移。

(三) 阻尼常數依樓層彈性應變能作分配：

依據阻尼常數與各樓層彈性應變能成正比之假設可得

$$\sum_{k=1}^{\eta_j} (C_j)_{se} \propto \phi_{rj} S_j \quad (6)$$

限制此法所得之阻尼常數與平均分配法阻尼常數總和相同可得

$$\sum_{j=1}^{Roof} \eta_j (C_j)_{se} = \sum_{j=1}^{Roof} \eta_j C_u \quad (7)$$

假設同一層樓阻尼器之阻尼常數 (C_j)_{se} 皆相同，可推導得阻尼常數依彈性應變能法作分配之公式為

$$(C_j)_{se} = \frac{\sum_{j=1}^{Roof} \eta_j C_u}{\eta_j \sum_{j=1}^{Roof} \phi_{rj} S_j} \quad (8)$$

三、數值模型之分析結果

為針對立面不規則結構形式作一分析與探討。因此本研究以(2)式之線性黏性阻尼器依平均分配法、(5)式的彈性應變能分配法與(8)式的樓層剪力分配法，分配線性黏性阻尼器阻尼常數於立面不規則結構物，以進行動力歷時分析，比較三種分配方式於三種不同之結構物，分別為(1)規則型十層樓三維構架，如圖 1；(2)部分樓層挑高之勁度不規則結構-具軟層之十層樓三維構架，如圖 2；(3)立面寬度縮減造成勁度不連續之立面不規則結構-Setback Building 十二層樓二維構架，如圖 3。

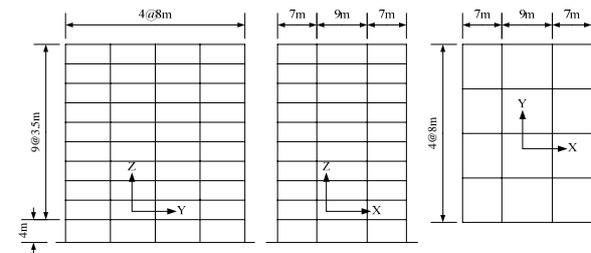


圖 1 規則型結構三維構架三向平面圖

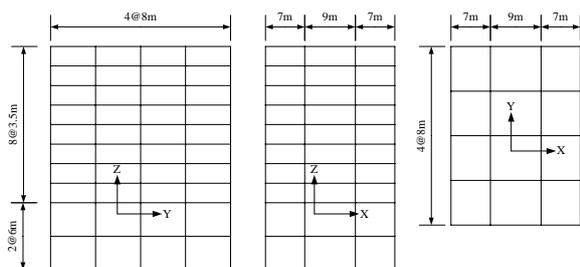


圖 2 軟層結構三維構架三向平面圖

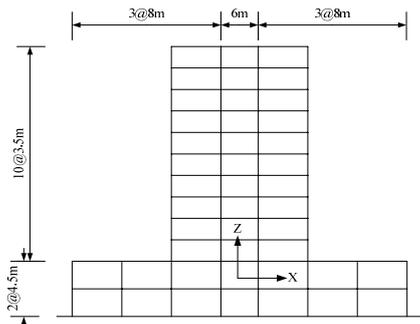


圖 3 Setback Building 二維構架三向平面圖

以 El Centro 地震歷時作為地震輸入，並由 SAP2000N 分析之結果可得知，在三種阻尼常數總和相同之分配方式於不同型式結構物之效益有所差異，各類型結構採用不同之分配方式所得到之阻尼常數值如表 1~表 3 所示；由規則型結構及 Setback Building 分析之結果可看出三種分配阻尼常數方式所得到樓層反應的改善差異不大如圖 4 及圖 6 所示；在具軟層之結構方面，以樓層彈性應變能分配阻尼常數之效益最佳，各樓層層間變位角較均勻、在軟層部分位移之改善幅度較大，以樓層層間剪力分配之方式次之，採用平均分配法阻尼器之成效最差，如圖 5 所示。

表 1 規則型結構各分配方法所得之阻尼常數值

規則型之結構($\xi_0 = 5\%$ 、 $\xi_d = 10\%$)			
Story No.	採平均分配法分配	依樓層層剪力分配	依樓層彈性應變能分配
10	5979.7	1385.6	527.7
9	5979.7	2713.2	1535.8
8	5979.7	3954.6	3015.5
7	5979.7	5080.0	4704.3
6	5979.7	6064.4	6352.4
5	5979.7	7016.3	8419.9
4	5979.7	7764.1	9466.5
3	5979.7	8333.4	10124.5
2	5979.7	8675.1	9542.5
1	5979.7	8810.8	6378.3

表 2 具軟層之結構各分配方法所得之阻尼常數值

具軟層之結構($\xi_0 = 5\%$ 、 $\xi_d = 10\%$)			
Story No.	採平均分配法分配	依樓層層剪力分配	依樓層彈性應變能分配
10	4931.1	1050.6	285.9
9	4931.1	2066.0	812.6
8	4931.1	3030.8	1551.3
7	4931.1	3929.6	2246.8
6	4931.1	4754.7	2881.3
5	4931.1	5616.5	3838.7
4	4931.1	6376.7	4964.1
3	4931.1	7064.1	6533.1
2	4931.1	7604.7	15739.1
1	4931.1	7817.0	10457.8

表 3 Setback Building 各分配方法所得之阻尼常數值

Setback Building($\xi_0 = 5\%$ 、 $\xi_d = 10\%$)			
Story No.	採平均分配法分配	依樓層層剪力分配	依樓層彈性應變能分配
10	2498.63	522.96	263.43
9	2498.63	1023.18	747.70
8	2498.63	1490.42	1385.93
7	2498.63	1915.68	2073.68
6	2498.63	2292.09	2540.57
5	2498.63	2618.47	3161.24
4	2498.63	2890.35	3632.37
3	2498.63	3138.61	3837.30
2	2498.63	3323.19	4025.06
1	2498.63	3444.70	3419.56

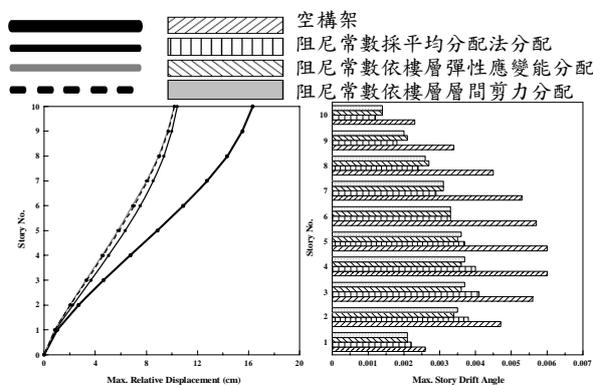


圖 4 規則型結構各樓層之動力反應

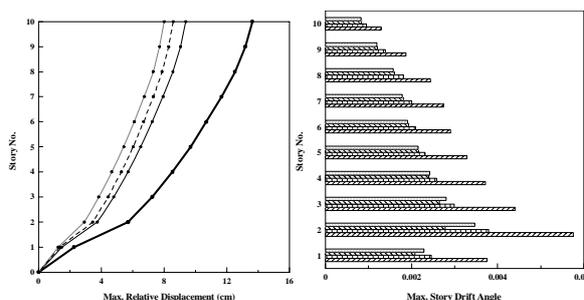


圖 5 具軟層之結構各樓層之動力反應

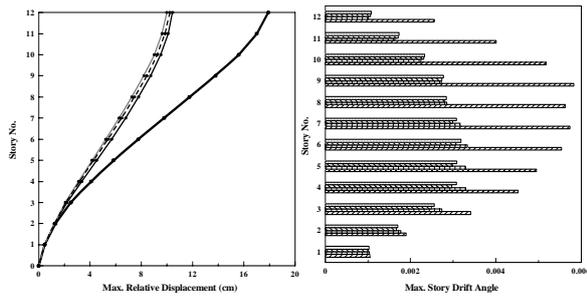


圖 6 Setback Building 各樓層之動力反應

五、結論與展望

三種分配阻尼常數之方式，對醫學中心之各立面不規則結構均有不錯之減震效益，各種分配方式對立面不規則結構之地震力反應的改善程度並不相同，軟層結構以彈性應變能分配阻尼常數之方法，可以將側向位移及層間變位角調整至較均勻之狀態。雖以平均分配法分配方式之計算最為簡便，但其在軟層結構之側位移方面改善成效較為有限，而 Setback Building 在位移、層間變位角方面，三者分配方式之差異不大，唯獨 Setback Building 在勁度變化段有應力集中現象，在細部設計上需加以考量。

本研究推導阻尼常數依彈性應變能分配之公式能將位移及層間變位角作有效之改善，樓層變位比例稍有改善，較其他分配方式佳，但結構仍具有立面不規則之弱點(如軟層)存在。

此次分析均採線性黏性阻尼器，故未來可針對非線性黏性阻尼器作探討，或採線性、非線性阻尼器共同使用於同一棟建物，根據黏性阻尼器理論，另推導阻尼常數分配公式，針對不同之結構形式，在須阻尼器出力大之樓層，安裝非線性黏性阻尼器，以期在速度小時，即可達改善成效，而頂樓或相對位移無明顯變化者，安裝線性黏性阻尼器即可。

參考文獻

1. Fu, Yaomin and Kasai, Kazuhiko, "Comparative Study of Frames Using Viscoelastic and Viscous Dampers,"

- Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.5, pp513-522, 1998.
2. 建築物耐震規範及解說，內政部，2005年7月。
3. Soong, T.T. and Dargush, G.F., "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering," John Wiley & Sons, 1997.
4. Kazuhiko Kasai and Kazuyuki Oohara, "Design of Velocity-Dependent Passive Control Systems," First International Symposium on Passive Control, pp293-307, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, 2000.
5. 黃震興、黃尹男，"使用線性黏性阻尼器建築結構之耐震試驗與分析"，國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-022，2001。
6. 黃震興、黃尹男、洪雅惠，"含非線性黏性阻尼器結構之減震試驗與分析"，國家地震工程研究中心報告 NCREE-02-020，2002。
7. 黃暉懿，"黏性阻尼器於立面不規則晶圓廠之耐震補強設計"，碩士論文，國立台灣科技大學，臺北，2006。

實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架試驗分析研究

蔡克銓¹、林克強²、魏志毓³、林志翰³、蔡青宜⁴、吳安傑³與游宜哲³

摘要

本研究之試體為一實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架，試體高度為 6.66 公尺，寬度為 6.7 公尺，斜撐排列之幾何形狀為 X 型。試驗總共進行三次，使用相同梁柱構架，替換不同形式之斜撐與接合板。本研究分別建立三次試驗之有限元素分析模型，進行各試體之反覆側推分析。試驗結果顯示試體的確能提供良好的消能能力，頂層位移角容量接近正負 3% 弧度，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 400mm，但並未對梁柱造成明顯破壞。有限元素分析結果顯示分析模型可以準確分析特殊同心斜撐構架之斜撐後挫屈行為，對於斜撐挫屈、接合板彎折與斜撐局部挫屈行為皆可相當準確的模擬。

關鍵詞：有限元素、同心斜撐構架、初始缺陷、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。

本研究為一國際合作計畫[1]，由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，並由 ABAQUS[2]有限元素分析模型來研究特殊同心斜撐構架之結構行為。探討精確分析模型的建置方式，並由比較分析與實驗之結果，瞭解試體受載過程中之詳細反應，包括斜撐在反覆受載過程中之受力行為、斜撐面外變形量、接合板之受力行為與面外變形以及周邊梁柱

構件受力行為。

二、試驗計畫

本試驗研究為一國際合作計畫，參與此試驗計畫的國際合作團隊，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)。[3]

本研究試體為一座實尺寸單跨度兩層樓大 X 斜撐型式(一樓為倒 V 型，二樓為 V 型)之構架系統，柱心間距是 6.7 公尺，各樓層高度均是 3.33 公尺，總高度為 6.66 公尺。圖一為第一次試驗構架立面圖，此構架梁柱皆使用 A572GR50 鋼材之寬翼斷面，梁斷面尺寸為 H506x201x11x19，柱則是使用 H318x307x17x24。梁柱接合型式一樓梁柱接頭採用鉸接方式，而二樓梁柱接

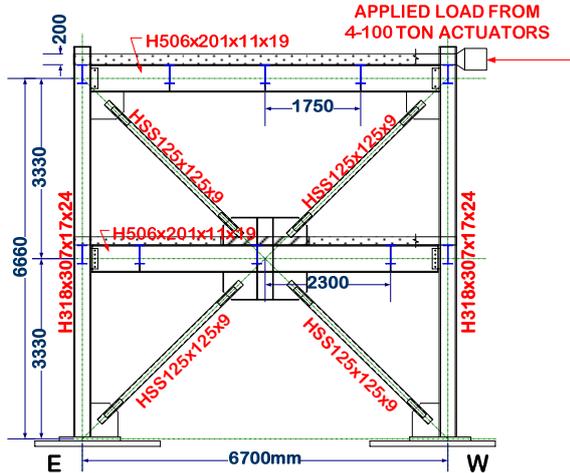
¹ 國立台灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心主任

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專任助理

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。在各樓層皆配置 2.26 公尺寬的混凝土樓板，一樓使用厚度為 150mm 強度為 3000psi 之混凝土樓板，二樓使用厚度為 200mm 強度為 5000psi 之鋼纖混凝土樓板。詳細構件尺寸請參考[1]。



圖一 試體立面圖

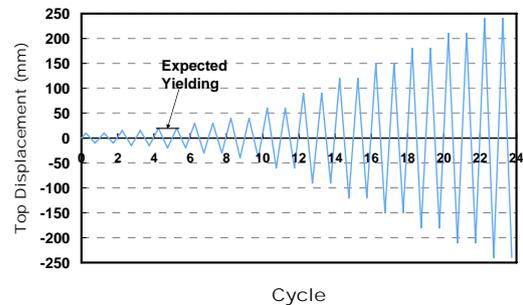
本研究共進行三次試驗，依據使用之斜撐型式與接合板彎折設計需求不同，將三次試驗命名為：TCBF-HSS-8t、TCBF-WF-8t 與 TCBF-HSS-2t。HSS 代表斜撐斷面為結構用方型鋼管 (Hollow Structural Section, HSS)，WF 表示斜撐斷面為寬翼斷面，8t 為接合板採用華大提出斜撐末端彎折間距為橢圓線之設計法 [4]，2t 則表示接合板使用 AISC 規範建議斜撐末端彎折間距為線性之設計法 [5]。三次試驗皆使用相同的梁柱構架，前兩次試驗完成後將破壞的斜撐構件與接合板移除，更換新的斜撐與接合板後再進行接續試驗。所有試驗用之鋼材構件皆在工廠中製作完成，再運送到國震中心組裝，組裝完成後之情形如圖二所示。

試驗採用位移控制方法，僅於頂層樓板施加側力，圖三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預測之斜撐構架初始降伏位移點（一樓斜撐開始挫屈），此加載歷時是依據 ATC-24 與 SAC 之建議擬定 [6]。

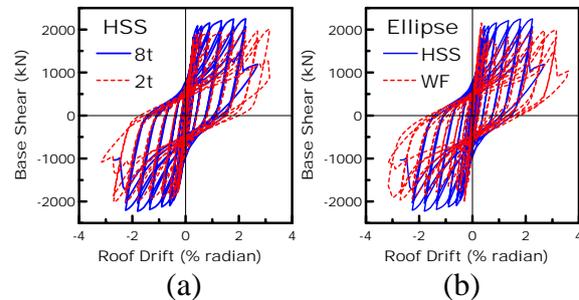


圖二 試體配置圖

施力方式採用反覆施力，僅施力於構架平面內方向（東西向，往東為推力，往西為拉力）。力量是由致動器施加位移，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 試驗加載歷時



圖四 三次實驗遲滯迴圈比較

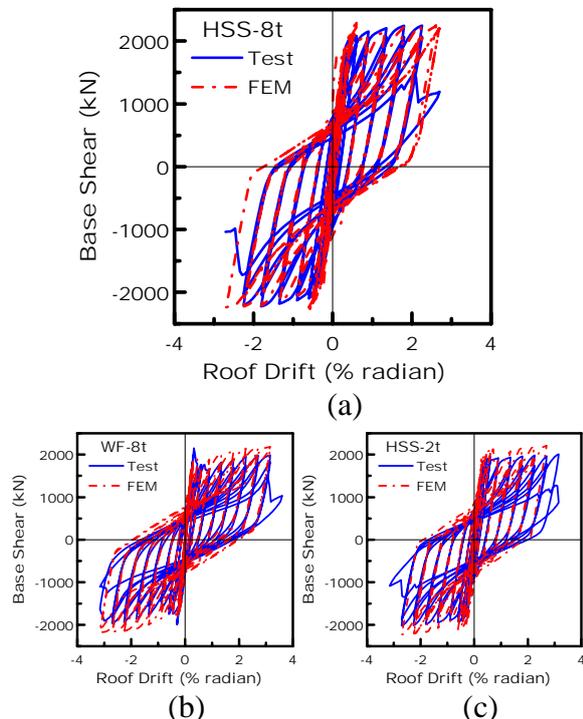
表一 試驗反應

Specimen	Roof drift ratio (% radian)			Load (kN)	
	θ^+	θ^-	Range	Max	Min
HSS-8t	2.14	-2.14	4.29	2247	-2225
WF-8t	3.00	-3.00	6.00	2150	-1993
HSS-2t	3.00	-2.57	5.57	2009	-2017

三、分析結果討論

若將三次試驗所得試驗反應相互比較則如圖四所示，將各次試驗致動器推力方向為正，拉力方向為負，兩側斜撐斷裂前

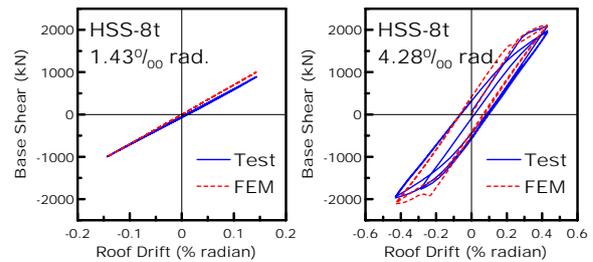
可到達的頂層側位移角整理如表一所示。圖四(a)為 HSS-8t 與 HSS-2t 之遲滯迴圈比較圖，如圖所示 HSS-8t 整體強度較高，且在斜撐皆挫屈後斜撐構架強度仍能繼續上升，而 HSS-2t 在斜撐皆挫屈後斜撐構架強度則維持在 2000kN 左右，沒有繼續攀升現象，由頂層側位移角容量比較顯示 HSS-2t 韌性較佳。圖四(b)則為同樣採用橢圓線接合板設計需求之反應比較，在斜撐尚未挫屈前，WF-8t 與其他兩試體比較，有約 12% 較高之整體構架尖峰強度，但在斜撐發生挫屈後(頂層位移角 0.43% 弧度)，WF-8t 整體構架之尖峰強度有突然下降之情況，尖峰強度折減約 20%，而其他兩試驗則無此尖峰強度突然衰減之現象，由頂層側位移角比較 WF-8t 有較佳之側位移角韌性容量。本研究使用 ABAQUS 有限元素分析軟體來模擬試驗反應，三組分析模型之反覆側推結果與試驗反應相當接近。圖五(a)至(c)為三次試驗分析與實驗遲滯反應結果之比較，由圖顯示有限元素分析可得與試驗類似之結果。



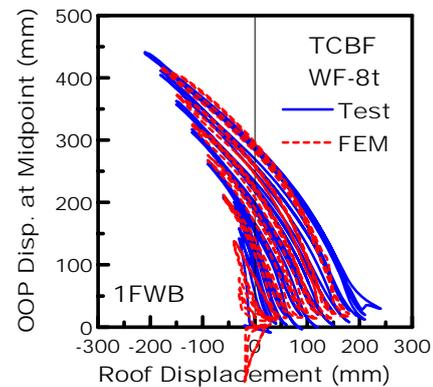
圖五 三次實驗與分析之遲滯迴圈

若將 HSS-8t 實驗與分析所得之遲滯反應迴圈，依照各目標位移拆解比較可得結果如圖六所示，彈性階段在千斤頂為推力時，實驗與分析所得最大基底剪力約有

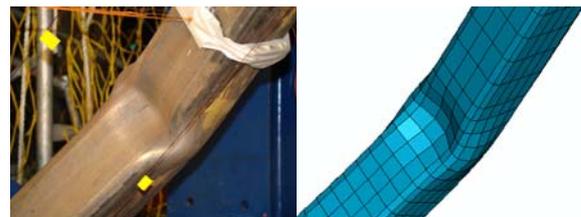
10% 誤差，但在拉力方向則幾乎沒有誤差。而在一樓斜撐開始挫屈階段，對於整體構架基底剪力而言，分析結果與實驗所得相當吻合。圖七為實驗與分析之斜撐面外挫屈量比較，由圖顯示實驗與分析結果在頂層側位移 210mm(3.0%)下，斜撐面外變形位移量超過 400mm。圖八則為斜撐局部挫屈行為之比較。



圖六 實驗與分析分解遲滯迴圈(HSS-8t)



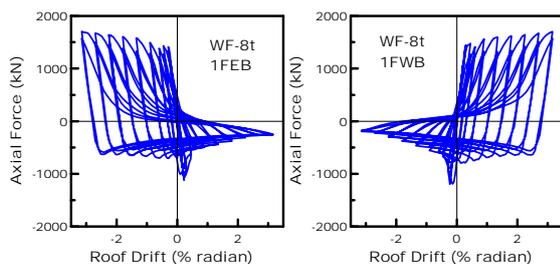
圖七 實驗與分析之斜撐面外挫屈比較



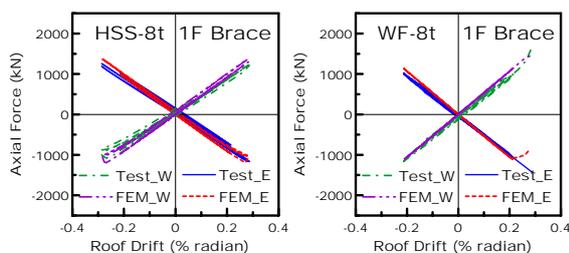
圖八 實驗與分析局部挫屈(HSS-8t)

由上述分析之結果，可驗證有限元素模型之可用性與準確性，對於斜撐構架分析而言，有限元素法可模擬構架整體之受力變形反應，對於構件局部反應行為也能精確預測。顯示本研究使用有限元素分析軟體模擬特殊同心斜撐構架系統之程序是可行的。在實驗中由於斜撐會發生顯著之挫屈，因此實驗中構架系統之斜撐所承受之樓層剪力分量不易全程瞭解，因此可利用有限元素模型分析結果求出各樓層斜撐與梁柱構架之剪力分量，斜撐承受之剪力

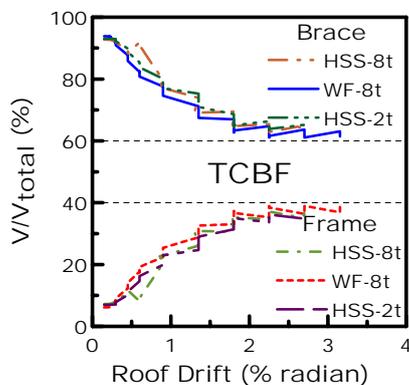
是由斜撐軸力轉換而得，如圖九所示，WF-8t 各斜撐軸力與頂層位移角之關係，若將三次試驗在彈性階段所量測到之各斜撐軸向應變量乘上斜撐斷面積與楊氏模數後，得到試驗之各斜撐軸力並與有限元素分析結果比較，圖十顯示兩者相當類似，再次驗證有限元素分析結果之可靠性，因此可由分析結果求取試驗無法分離之構架與斜撐所佔總剪力之分量。由分析探討分析構架內力分佈情形，可發現在彈性階段構架系統之樓層剪力幾乎都由斜撐來承受，當斜撐開始挫屈後，斜撐所承受之樓層剪力比例會開始下降。比較三次分析結果，圖十一所示為斜撐與構架分別承擔之剪力分量除總剪力所得之剪力比例分布圖，斜撐承擔總剪力之比例最後會趨近於 60%，而構架所承擔總剪力之比例則會提升至接近 40%。



圖九 分析之一樓斜撐軸力(WF-8t)



圖十 實驗與分析之斜撐軸力



圖十一 有限元素分析所得剪力分量比例

四、結語

實驗結果證實，雙層 X 型配置之特殊同心斜撐構架系統的位移角容量可達正負 0.02 弧度以上。在頂層側位移角正負 0.02 弧度之間(斜撐尚未斷裂前)，試體尚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。本研究分析結果顯示，利用 ABAQUS 有限元素分析軟體，可模擬試體構架整體之受力變形行為，對於構件局部反應行為也能精確預測。由分析所得樓層剪力分佈情形可知，在樓層側位移角小於 0.028 弧度之彈性範圍內，斜撐承受約 90% 之系統總剪力。而當樓層側位移角超過 0.02 弧度後，兩斜撐仍可承受 60% 之系統總剪力。

參考文獻

- [1] 蔡青宜 (2008), 「實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架之試驗與分析研究」, 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文, 蔡克銓教授指導。
- [2] ABAQUS, “ABAQUS Analysis User’s Manual”, ABAQUS Inc., Version 6.6 (2006).
- [3] Powell, J., Clark, K., Tsai, K.C., Roeder, C. and Lehman, D., “Test of a Full Scale Concentrically Braced Frame with Multi-story X-bracing”, *Proceedings, ASCE SEI 2008 Structures Congress, Vancouver, Canada* (2008).
- [4] Lehman, D. E., Roeder, C. W., Herman, D., Johnson, S. and Kotulka, B., “Improved Seismic Performance of Gusset Plate Connections”, *ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.134, No. 6, Reston, VA, pp.890-901* (2008).
- [5] AISC, “Seismic Provisions for Steel Buildings”, AISC/ANSI Standard 341-05, *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL* (2005a).
- [6] Applied Technology Council, “Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures”, ATC-24, Redwood City, CA (1992).

改造結構物成為智慧型結構：整合健康診斷技術

盧恭君¹, 翁健煌¹, 羅俊雄¹, 林沛暘²

摘要

本研究的目的是發展一套新穎的感測系統以提供結構物連續診斷並且產生診斷報告的功能。在結構物健康診斷上所採用的質量為結構物的微振動反應歷時。在這樣的健康診斷系統中共包含兩個核心的伺服器：1. 無線感測伺服器用來感測並且紀錄整個結構物上的反應。2. 分析伺服器用來後處理以及分析系統所收錄到的資料。系統運作時先由無限感測伺服器將結構物反應無線的收集到伺服器上再經由分析伺服器將收集到的資料加以處理最後產生分析結果以及診斷報告。在系統中將以微振動的速度資料，運用自迴歸分析法(AR analysis)、頻率域分解方法(Frequency Domain Decomposition)以及隨機子空間識別法(Stochastic Subspace Identification)將結構物的主要頻率以及振模識別出來。所發展出來的連續診斷系統可以有效的識別出結構物的目前健康狀況以及產生報告。

關鍵字：無線感測系統、Stochastic subspace identification、Frequency Domain Decomposition、AR-model。

簡介

為了減少天然災害在土木以及機械基礎建設上的破壞，感測以及控制技術必須要裝置於結構物內。感測器用來量測結構物在隨時間改變的擾動下所產生的反應；致動器則是運用來減少結構物損害以及避免整體有危害的裂縫產生。進一步的解釋，”Smart”是指感測器以及制動器有運算處理資料的能力，每個裝置都可以藉由處理它們自己的資料來檢測損壞以及決定控制動作來減少結構物的動態反應。過去十年來有許多新穎的智慧感測以及控制系統發表以及使用於實際測試，這些果顯示這樣的系統可以廣泛的應用於已存在的的結構系統中。從 1990 年開始研究員開始致力於感測器、資料處理方法以及智能材料，運用這些技術來減少天然災害所引致的損失。當前的智慧結構研究已經發展到將各個不同領域的技術整合於該領域的應用上，其中包含智能材料、電子電路、應用力學、結構以及系統動力分析、訊號處理以及結構設計。整個技術成功的整合將能

提供更安全且更耐久的土木及機械基礎建設。

透過密集的智慧型感測網路佈置將能大大改善健康診斷的效果。同時為了能有效的偵測到任意的損壞，佈置密集的感測器陣列於整個結構物上是必須的。智慧型感測器與傳統標準的感測器得差異在於更有彈性的資料傳輸方式以及資料處理的能力。智慧型感測器上有微處理器用來處理數位化的訊號以及自我診斷，並且也整合長距離的無線傳輸技術於其中。在開發以及應用智慧感測器於土木結構相關的文章可以參考[1]。也有許多文章提到運用結構物健康診斷技術於智慧型感測器並且應用於縮尺結構或者實尺寸結構物上[2~7]。

本研究的目的是發展一套新穎的感測系統以提供結構物連續診斷並且產生診斷報告的功能。本系統基於無線感測技術及診斷系統的整合解析結構物微振的反應資料。智慧型感測技與傳統有線集錄系統有著相同的同步化量測機制以及集中式的資

¹國立台灣大學土木工程學系

²國家實驗研究院國家地震工程研究中心

料處理以及識別能力。藉由伺服器的資料處理以及識別能力，結構物的動態特性將能夠持續的被識別以及收錄於報告中。

長期連續診斷系統的硬體架構

本系統採用微振動量測系統於健康診斷系統中，該系統的布置包含下列幾個部分：

轉換器(Transducers):日本東京測振公司所生產的速度感測器，其感測係數為0.25V/1 kine。

無線感測器(Wireless Sensing Unit):無線感測氣中包含微處理器、類比數位轉換器、傳輸模組以及電源供應系統。

伺服電腦(Servo Computer):伺服器整合無線接收器用來驅動以及記錄整個系統。

本系統中將以無線感測器取代傳統必須仰賴訊號線的集錄系統。該無線感測器包含三個子系統：感測介面、運算核心以及無線傳輸系統。感測介面提供連續類比電壓訊號轉換成離散數位訊號的功能；該數位訊號藉由串列週邊介面(SPI)傳送至運算核心。外部記憶體也連結至核心運算器用來儲存資料。無線除栓模組則是採用Maxstream公司所發表的24XStream無線傳輸器。

關於硬體的安排有下列幾個步驟請參考圖一：

無線感應網路無線感應網路是運用無線感應以及診斷模組系統(WiMMS)，其伺服軟體則是利用虛擬儀控(LabVIEW)加以實踐網路伺服、遠端遙控以及監視系統。

其伺服器是屬於電腦基礎的硬體架構運行虛擬儀控的程式以及驅動MatLAB來處理以及運算資料，所以工程師可以很容易的將該系統整合需要的運算。

在第二階段的硬體開發上述的伺服器將由電腦架構改成嵌入式系統架構。基於結構健康診斷的需求，一部分的運算將會植入到感應器端以提高整體系統的效率以驅使系統更自動化。

連續健康診斷的軟體設計

在診斷系統啟動時，伺服器將會發送訊息到WiMMS命令其開始運作並且記錄資料，且將資料回送至伺服器，伺服器將針對該資料進行分析處理。圖二說明健康診斷的流程圖。為了確定在健康診斷過程中沒有錯誤產生，在程式設計中安排了許多檢核點以確保程式成功正確的運作並且完成分析處理。其中最重要的部分就是處理無線感測器與伺服器之間的傳輸問題，也就是必須確保所收錄的資料不會因為無線傳輸的錯誤而損失資料，所以在傳輸程式的部分必須考量錯誤補償的機制。首先第一步，啟動所有無線感測器並且命令其開始收錄資料，然後伺服器端檢核整體系統狀況，確定無誤後開始並令其回送量測資料。關於這方面的詳細流程請參考圖三。

從無線感測器收錄到的資料將於伺服器端運算以取得結構物的動態特性。本報更致力於自動化得分析處理微振資料，其中運用了三種分析方法，分別介紹如下：最小二乘方自回歸方法，頻率域分解法以及SSI。所開發的程式在LabVIEW中利用ActiveX技術驅使MatLAB運算。

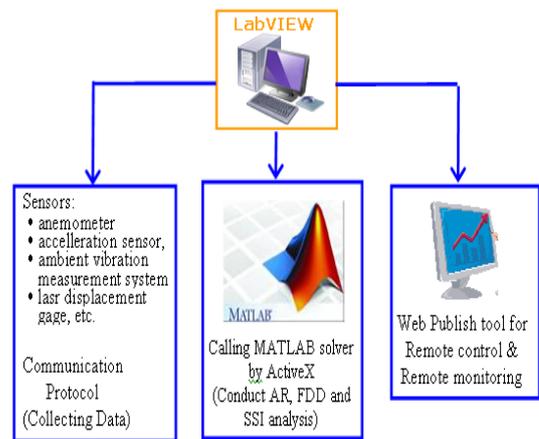


Figure 1: Hardware & Software arrangement of structural health monitoring system.

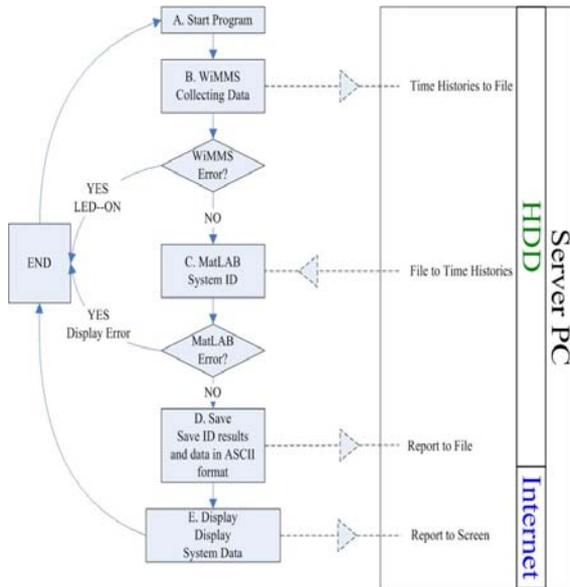


Figure 2: Flow chart of the software arrangement for building continuous monitoring.

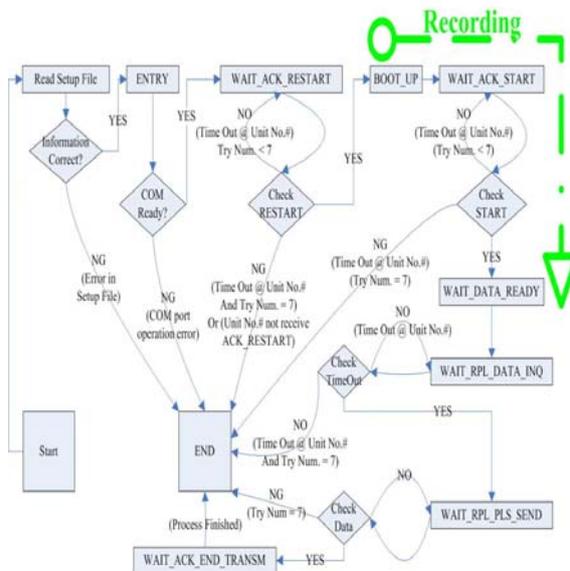


Figure 5: Flowchart of the monitoring system in collecting and analyzing the data.

實驗結果

將該系統實際裝置於台灣大學土木新大樓中，並且設定期每八個小時收錄一次資料。運用自回歸方法、頻率域分解法以及 SSI 配合微振動資料將結構物的特性識別出來。其中自回歸方法採用 70 階的階次配合資料長度 12000 點(200Hz)來識別該結構物; SSI 方法取 5000 個資料點所用的 Nrow 為 30。伺服器使用介面的畫面如圖四所示，其中包含無線系統的運作狀況並且產

生三個方法的分析報告，分別為：

1. 各量測點的傅立葉頻譜
2. 藉由 SSI 所識別的自然頻率以及以及阻尼係數
3. 運算所得的振態

圖五 顯示上述三項的分析結果，其中結構物長向基本頻率特性為 1.75Hz；短向為 1.46Hz。圖六比較 SSI 與 FDD 的分析結果差異，同時也納入直接傅立葉結果。

結論

本研究所設計的分散式結構健康診斷系統整合無線感測器已經成功運用在連續健康診斷上，並且在土木新大樓的八層樓中間層隔震建築物上得到實驗的驗證。這樣的系統需要整合數種的系統識別方法，同時必須考量分析方法所要求的同步化資料以及硬體無線傳輸的限制。本文章致力於系統流程的建構以及實踐。在未來必須考慮更有效的無線感測器佈置位置以及納入各種感應器如：雷射位移計、風速風向計等等...。藉由實驗的驗證，這樣的連續健康診斷系統可以很有效的實踐結構物健康診斷的需求。

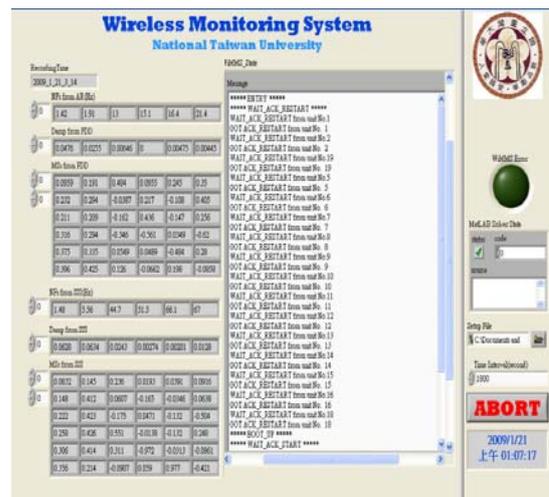


Figure 4: Display the status of data collection

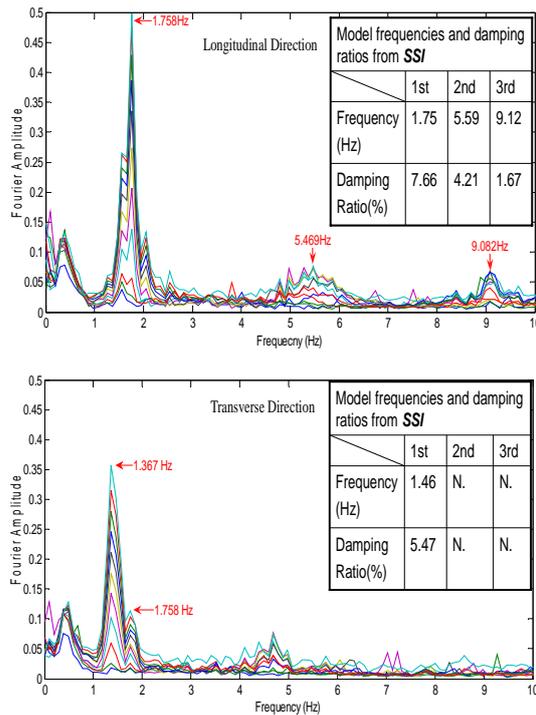


Figure 5: Fourier amplitude spectrum from the recorded ambient vibration data of CE building in both longitudinal and transverse direction. The identified natural frequencies and damping ratios from SSI method is also shown.

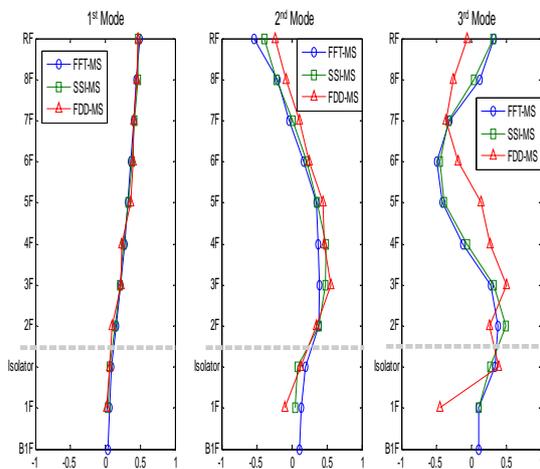


Figure 6: Identified mode shapes from three different methods: FFT, FDD and SSI (longitudinal direction).

References

Straser, E.G. and Kiremidjian, A.S. 1998. "A modular, wireless damage monitoring system for structures," The John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report, 128.

Lynch, J.P., Law, K.H., Kiremidjian, A.S., Carryer, E., Kenny, T.W. et al. 2002. "Validation of a wireless modular monitoring system for structures," Proc. SPIE Smart Structures and Materials: Smart systems for Bridges, Structures, and Highways, San Diego, CA 4696(2), 17-21.

Lynch, J.P., Wang, Y., Law, K.H., Yi, J.H., Lee, C.G. and Yun, C.B. 2005. "Validation of a large-scale wireless structural monitoring system on the Geumdang bridge," Proc., the Int. Conference on Safety and Structural Reliability, Rome, Italy.

Tanner, N.A., Wait, J.R., Farrar, C.R., and Sohn, H. 2003. "Structural health monitoring using modular wireless sensors," J. of Intelligent Material Systems and Structures, 14(1), 43-56.

Nagayama, T., Ruiz-Sandoval, M., Spencer Jr., B.F., Mechitov, K.A., Agha, G. 2004. "Wireless strain sensor development for civil infrastructure," Proc., 1st Int. Workshop on Networked Sensing Systems, Tokyo, Japan, 97-100.

Nitta, Y., Nagayama, T., Spencer Jr, B.F., Nishitani, A. 2005. "Rapid damage assessment for the structure utilizing smart sensor MICA2 MOTE," Pro., 5th Int. Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, CA., 283-290.

Weng, J.H., Loh, C.H., Lynch, J.P., Lu, K.C., Linn, P.Y., Wang, Y., 2008. "Output-Only Modal Identification of a Cable-Stayed Bridge Using Wireless Monitoring Systems," J. of Engineering Structure, 30 (2), 1802-1830.

Rune Brincker, Lingmi Zhang and Palle Andersen, 2001. "Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition," Smart Materials and Structures, 10, 441-445.

P. Van Overschee and B. De Moor. 1996. Subspace identification for linear systems. Dordrecht: Kluwer academic publishers.

B. Peeters. 2000. System Identification and damage detection in civil engineering. Ph.D. Thesis, Katholieke University, Leuven, Belgium.

M. Verhaegen and P. Dewilde. 1992. Subspace model identification-Part I, International Journal of Control, Vol 56, 1187-1210.

運用半主動控制磁流變阻尼器於斜張鋼纜振動之控制

鄭揆熹、黃謝恭、羅俊雄、林沛暘

摘要

本研究提供了斜張鋼纜半主動控制系統的數值模擬分析以及反力牆縮尺實驗驗證。運用有限元素分析軟體“ABAQUS”，設計、分析與模擬斜張鋼纜的動力特性，根據 ABAQUS 的有限元素模型設計縮尺的鋼纜，適當的重量和軸拉力施加於鋼纜使其行為和真實的鋼纜更加接近。藉由靜力分析結果可以求得斜張鋼纜縮尺模型的‘M’，‘C’和‘K’矩陣。裝置於鋼纜與強力地板間的半主動控制磁流變阻尼器(Lord. Co., 3kN)，被用來減少鋼纜的面內振動。透過一系列之性能測試以及系統識別過程，本研究建立了一套以 Bou-Wen model 為基礎之磁流變阻尼器的數值分析模型，可以準確模擬磁流變阻尼器的非線性行為。根據所得到的 M, C, K 和磁流變阻尼器的數值分析模型，LQG 用來設計整個半主動控制系統的主動控制力，藉由磁流變阻尼器的數值分析模型以及主動控制力計算磁流變阻尼器所需的及時控制訊號。一個小型馬達所構成的振動器安裝於斜張鋼纜上做為振動的外力來源，馬達的轉速以及外掛質量可以連續調節藉以模擬不同頻率與大小的外力變化。被動以及半主動控制系統均同時於數值模擬與實驗中進行驗證，數值分析與實際試驗結果均顯示使用磁流變阻尼器 r 的半主動控制系統可以有效減少鋼纜的振動。本研究證明了磁流變阻尼器在斜張鋼纜控制系統應用上的彈性和適用性。

關鍵字:斜張鋼纜、結構控制、半主動阻尼器

一、前言

作為斜張橋的重要構件，斜張鋼纜在支撐整個斜張橋系統上扮演了很重要的角色。此外，長斜張鋼纜也很容易因為環境的外力載重引起振動。這是因為斜張鋼纜本身的低阻尼特性使得斜張鋼纜對於風、風雨等外力特別敏感。而此種振動容易使鋼纜金屬疲勞和降低防蝕保護層的效果。為了解決這些會引發災害的振動問題，許多學者提出了不同的方法。其中一種方法就是在斜張鋼纜接近橋面板錨碇端安裝阻尼器抑制鋼纜的振動。Pacheco et al. (1993) 和 Krenk (2000) 發表了以被動控制的黏滯性阻尼器控制斜張垂直於鋼纜的振動。這種以被動的黏滯性阻尼控制鋼纜振動的方法也被應用在日本的 Aratsu Bridge (Yoshimura et al. 1989) 和 Normandie 及 Tataru Bridge (Virloguex et al. 1994)。除了使用被動阻尼器，近來的一些研究也顯示應用半主動阻尼器控制鋼纜

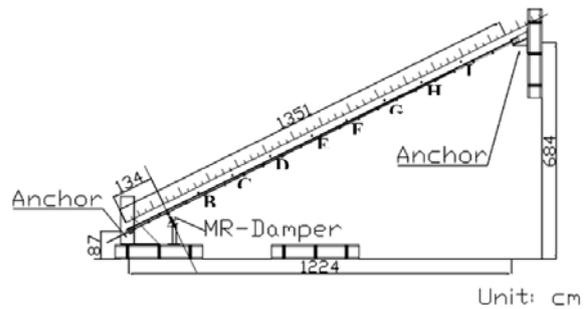
的振動也許能提供比被動阻尼器更大的阻尼效果，如 Johnson et al. (1999, 2000, 2002) 的研究。由這些研究顯示使用阻尼器可有效減低災害性振動問題的發生。為了使斜張鋼纜的阻尼器(不論是被動或半主動)設計最佳化，準確估計現有鋼纜的特性是有十分的必要性。本研究將探討斜張鋼纜的動力特性並比較以單一阻尼器控制鋼纜面內振動所提升的阻尼效果。鋼纜的自由振動資料將用來識別鋼纜裝置與未裝置阻尼器的頻率與阻尼比。由識別得到的參數將用以建來系統的動態方程式並進行斜張鋼纜振動控制的實驗。

二、實驗配置

圖一是鋼纜振動控制的實驗配置圖。斜張鋼纜長 13.5 公尺，兩端均固定於反力牆與強力地板。該斜張鋼纜與地面夾角為 26° ，鋼纜斷面積為 140 mm^2 ，鋼纜的降伏應力是 1670 N/mm^2 ，並於鋼纜施加 4.5 頓

的軸拉力。為了使此一縮尺模型和實際的斜張鋼纜有類似的動力特性，鋼纜上設置了 19 個質量塊，每一個質量塊重 16 公斤，總共在鋼纜上加載了 320 公斤。一個 MR damper 垂直於鋼纜設置在距離由下方錨碇端數來鋼纜長度 10% 的位置。此一磁流變阻尼器 MR damper (RD-1005-3) 系由 LORD Co. 所生產，最大出力 3kN，最大輸入電流 2.0 安培，衝程為 +/-20mm。為了量測鋼纜的反應，6 個加速規和位移計 (LVDT, Linear Variable Displacement Transformer) 設置在圖一中的點 'A', 'B', 'C', 'D', 'E' 與點 'I'。安裝的加速規是 SETRA 的 Model 141A，位移計為 MTS 的 Temposonics。此外兩個載重計 (load cell) 被用來量測 MR damper 和軸力的力量變化。所有的資料透過資料擷取系統 (data acquisition system, DAQ system) 收集。資料擷取系統由 IBM 電腦 (ThinkPad T30) 和 dSPACE System (DS1103) 組成硬體部分，軟體則使用 ControlDesk。一個小型馬達所構成的振動器 (shaker) 安裝於斜張鋼纜上 (設置在點 'D') 做為振動的外力來源，馬達的轉速以及外掛質量可以連續調節藉以模擬不同頻率與大小的外力變化。振動器附加了額外 1.6 公斤的質量塊，馬達最高轉速可達 2000rpm (相當於 4.44Hz)。圖二左為斜張鋼纜的照片，右邊則是振動器。

本研究運用磁流變阻尼器 MR damper 進行斜張鋼纜的震動控制，由於磁流變阻尼器為高度非線性，各種控制電流下之行為也有很大的差異。未能正確的控制磁流變阻尼器，必須進行一系列之性能測試以及系統識別，以求得其非線性數值分析模型。性能測試包含簡協振動測試以及隨機振動測試，各種控制電壓下的非線性行為均分別進行測試與系統識別。根據性能測試的資料以 Bouc-Wen model 模擬阻尼的遲滯行為。MR damper 不同的力-位移曲線和力-速度曲線如圖三所示，左圖為力量與位移的關係 (遲滯圈)，右圖為力量與速度的關係。可看出輸入的電壓愈高，出力越大，消散的能量也就愈大。各個遲滯圈也非常穩定，表示阻尼器的行為穩定，品質可靠。



Yield strength (f)	233800 N
Cross section area (A)	140 mm ²
Yield force (F _y)	1670 N/mm ²
Length (L)	13.65 m
Inclined angle (θ)	26 °
Tensile force (F _c)	4.5 ton (= 44145 N)
Number of mass block	19
Mass of block (m)	16 kg

圖一：鋼纜特性與振動實驗的配置



圖二：斜張鋼纜實際照片 (左)，鋼纜的振動器 (右)

三、斜張鋼纜的振動控制

以三種不同的方法利用 MR damper 進行斜張鋼纜的振動控制：被動控制 (固定電壓)，LQR (全狀態回饋) 及僅使用有限訊號做回饋的 Sliding Mode Control。對於 LQR 控制法而言，離散化的目標函數可以寫成

$$J_d = \sum_{k=k_0}^{k_s} \{z^T[k]Qz[k] + u^T[k]Ru[k]\} \quad (1)$$

Q 和 R 為權重矩陣分別對應於系統的全狀態和控制力。LQR 控制的目的是在最小化目標函數，經過運算整理後目標函數可化為一個 Ricatti equation 的型式。此一 Ricatti equation 的解可以用迭代求得。將此解與 control gain 結合可將控制力寫成

$$\begin{aligned} u[k] &= -(2R + B_d^T P[k+1] B_d)^{-1} B_d^T \\ P[k+1] A_d z[k] &= G[k+1] z[k] \end{aligned} \quad (2)$$

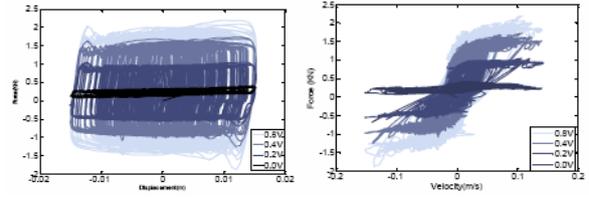
其中 $G[k+1]$ 即 control gain 如以下

$$\begin{aligned} G[k+1] &= \\ -(2R + B_d^T P[k+1] B_d)^{-1} B_d^T P[k+1] A_d \end{aligned} \quad (3)$$

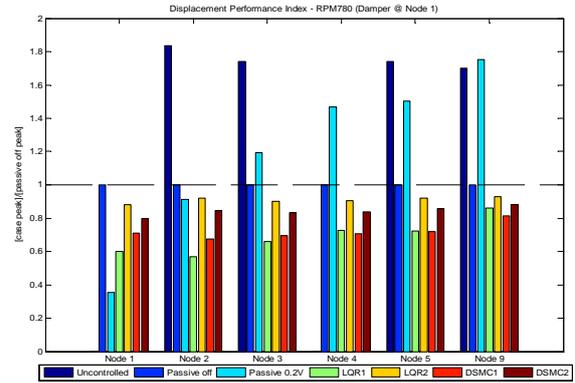
而 $P[k+1]$ 可由 Riccati equation 解得。

如同以上所描述因為產生控制力的 control gain 和全狀態相關，所以需要一個重建器由量測的資料重建回全狀態。卡氏重建器(Kalman estimator)是由卡氏過濾理論預測並更新預測的全狀態。在本研究中點‘B’和點‘E’及阻尼器出力作為回饋透過卡氏重建器重建出全狀態再用來計算輸出的 MR damper 控制電壓。四種不同的 Q 和 R 在控制實驗中使用。圖四為不同點位在振動源的轉速為 780rpm 時，以被動-不開電壓為基準的位移控制效果比較。可以觀察出 LQR 控制位移的效果比被動-不開電壓的效果要好。當然，不同組合的 Q 和 R 會有不同的控制效果。由該圖也可觀察到被動-固定電壓在中間點位的控制效果比被動-不開電壓的效果來得差。這是因為開高電壓會增加阻尼的降伏力，使得鋼纜的邊界條件改變，而鋼纜的動力特性也隨之變化。類似的結果在振動器轉速 1400rpm 時也可以觀察到。

全狀態回饋的 LQR 是一種集中式的控制法則需要全狀態才能計算控制力。為了減少感測器佈設的問題以及考慮到重建全狀態的不確定性，分散式的滑模控制 (decentralized sliding mode control, DSMC) 被應用在斜張鋼纜的控制上。滑模控制 (sliding mode control, SMC) 的理論是要將反應的軌道控制在滑動面(sliding surface)上，因為滑動面上的振動是穩定的[Lu, et al. 2008]。對於有 r 個控制器(阻尼器)的線性結構， r 階的滑動面可以寫成狀態變數的線性組合



圖三: 3kN MR damper 不同電壓下力-位移曲線和力-速度曲線



圖四: 不同控制方法的效果比較 (外力轉速 780rpm)

$$S = PZ = 0 \quad (4)$$

其中 S 是一個 r 階的向量包含了 r 個滑動變數(sliding variable)

$$S = [S_1 \ S_2 \ \dots \ S_r]^T \quad (5)$$

對於分散式的滑模控制(DSMC)而言，對應第 i 個阻尼器的第 i 個滑動變數 S_i 可以寫成 x_{ki} 和 \dot{x}_{ki} 的函數

$$S_i = \alpha_{ki} x_{ki} + \dot{x}_{ki} \quad (6)$$

其中 α_{ki} 是滑動面的極點(pole)，為了使振動在滑動面維持穩定 α_{ki} 應為正值，即 $\alpha_{ki} > 0$ 。根據滑模控制的理論，Lyapunov function 可寫成

$$V = \frac{1}{2} S^T S \quad (7)$$

將式(6)代入式(7)

$$\begin{aligned} \dot{V} &= S^T \dot{S} = S^T (PB) \\ & \left[U + (PB)^{-1} P(AZ + E) \right] \end{aligned} \quad (8)$$

令 $\lambda = S^T P B$, $G = -(PB)^{-1} P(AZ + E)$ 。
因為 $\dot{V} \leq 0$, 所以可將控制力 u 寫成

$$u = G - \delta \lambda \quad (9)$$

因為只用了一個阻尼器所以 $i=1$, 並且只考慮阻尼處的資料, 可將式(9)改寫為

$$u_1 = -m_1(\alpha_1 \dot{x}_1 + x_1 A_{(10,1)} + \dot{x}_1 A_{(10,10)}) - \delta_1(\alpha_1 x_1 + \dot{x}_1) \frac{1}{m} \quad (10)$$

其中 $\alpha_1 > 0; \delta_1 > 0$, A 為系統矩陣。

四、實驗結果討論

前面提到的兩種半主動控制法則 (LQR 和 DSMC) 應用在斜張鋼纜的控制上, 並比較其控制效益。LQR 以點 'B' 和點 'E' 的加速度作為回饋的訊號, DSMC 只使用 damper 處的資料作為回饋訊號。由圖四可看出離 damper 愈遠的點位, 半主動阻尼器控制的位移量比被動-固定電壓的效果要好, 而 LQR 和 DSMC 間有著差不多的位移控制效果。但值得注意的是位移控制的效果好, 加速度卻無法同時有如同位移這麼好的控制效果。

五、結論

磁流變阻尼器可安裝於錨碇端附近可有效提升長斜張鋼纜的阻尼比並且可以有效減低振動。本實驗的研究結果整理如以下的結論：

斜張鋼纜強迫振動實驗提供了有加裝阻尼器和沒有加裝阻尼器系統的阻尼比, 這樣子的資訊可用來發展斜張鋼纜數值模型以提供控制實驗使用。

MR damper 能夠提供可觀的阻尼力即使是被動-固定電壓的狀態, 對於減少斜張鋼纜的振動反應是一種好選擇。

限於實驗室的場地, 試體必須作縮尺, 現有的磁流變減震器相對於此縮尺模型來說, 其出力太大。因此無法對無法同

時有效地控制加速度與位移反應。當安裝了 MR damper 後, 因為出力較大, 其邊界條件改變, 勁度會增加, 也許導致了加速度反應被放大。

本實驗所採用的兩種控制法則, LQR 和 DSMC 均能有效地控制位移反應。DSMC 更能減少感測器的安裝、佈線問題, 因為僅使用阻尼器位置的訊號作為計算控制力的回饋訊號, 對於實際應用於斜張橋上有很大的幫助。

References

- Krenk, S., "Vibrations of a taut cable with an external damper," J. of Applied Mechanics, ASME, 67, 2000, 772- 776.
- Yoshimura, T.A., Inoue, K. Kaji, and Savage, M., "A study on the aerodynamic stability of the Aratsu Bridge," Proceedings of the Canada-Japan Workshop on Bridge Aerodynamics, Ottawa, Canada, 1989
- Virloguex, M, et al., "Design of the Notmandie Bridhe," Proceedings of the International Conference on Cablestayed and Suspension Bridges, IABSE, 1994, Vol.1 605-630.
- Johnson, E.A., Spencer, B.F. Jr., Fujino, Y., "Semiactive damping of stay cable: A preliminary study," Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference (IMAC XVII), SEM, Bethel, Connecticut, 1999
- Johnson, E.A., Baker, G.A., Spencer, B.F. Jr., Fujino, Y., "Mitigating stay cable oscillation using semiactive damping," Smart Structures and Materials 2000: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways (S. C. Liu, ed.), Proceedings of SPIE, 3988, 2000, 207-216.
- Lu, K.C., Loh, C.H., Yang, J.N. and Lin P.Y., "Decentralized Sliding Mode Control of Building Using MR Dampers," Smart Material and Structures, 2008 March

校舍現地試驗之土壤結構互制分析

柯永彥¹

摘要

傳統結構受震反應分析中，常採用剛性基盤模式，不考慮地盤之變形性，無法精確掌握結構之振動特性與受震反應。國家地震工程研究中心於 2007 年，在台南縣關廟國小進行一系列校舍現地試驗。其中，為了探討土壤~結構互制效應，進行了校舍強迫振動試驗，並於校舍推垮試驗中量測基礎之反應。本研究將呈現並探討上述現地試驗之結果；此外，將建立有限元素校舍結構模型，用以模擬強迫振動試驗，並進行推垮分析，藉此檢驗剛性基盤與柔性基盤模式之差異。

關鍵詞：校舍、推垮試驗、強迫振動試驗、土壤~結構互制效應、有限元素

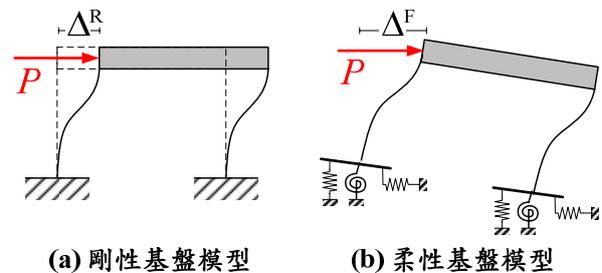
一、前言

工程界常以 ATC-40 (ATC, 1996) 中提出之容量震譜法(capacity spectrum method) 進行鋼筋混凝土構造物之耐震能力評估，由推垮分析(pushover analysis) 建立容量曲線，即建物基底剪力與屋頂位移之關係，並轉換為容量震譜；再引入非彈性之設計反應譜，作為需求震譜。兩者之交點即為性能點，代表結構物在設計地震需求下之性能表現。但傳統推垮分析係採用剛性基盤模式(如圖一(a))，未考慮土壤結構互制之行為，可能造成所求得容量曲線之偏差，進而影響耐震能力評估之正確性。

於耐震能力評估中，所應考量之土壤~結構互制效應，可概分為三個主要類型：(a)土壤~基礎系統之柔性效應(如圖一)、(b)地盤運動傳遞至結構體時之濾除效應、(c)土壤之輻射阻尼與遲滯阻尼造成之消能效應。其中，(a)於 ATC-40 中已有相關討論，(b)與(c)造成之耐震需求折減則於 FEMA-440 (ATC, 2005) 中以專章探討。為了保守之故，在此將首先僅針對柔性基礎效應進行研究。

國家地震工程研究中心曾針對花蓮新城國中、雲林口湖國小、桃園瑞埔國小，

利用老舊校舍進行現地推垮試驗，實際驗證其耐震能力。2007 年，於台南縣關廟國小，再度進行校舍現地試驗，實際驗證各種耐震補強工法之成效。試驗試體包括有未進行補強之原型標準試體，以及利用可提供額外側向抗剪能力之後拉式預力鋼棒所補強之試體，如圖二所示(邱聰智等人，2008)。兩者均為二層四跨之鋼筋混凝土構架，並配置有磚翼牆與隔間磚牆。



圖一 側推分析模型示意圖



圖二 後拉式預力鋼棒補強試體

¹ 國家地震工程研究中心專案副研究員

為了探討土壤~結構互制效應，本研究針對標準試體進行強迫振動試驗(forced vibration test, FVT)，其利用固定於試體屋頂之旋轉偏心質塊振動產生器，分別沿校舍之長向與短向施加簡諧外力，並採用速度計記錄結構各代表位置之振動反應。此外，在校舍推垮試驗過程中，對基礎相應產生之變位進行量測，包含傾角、水平向位移、及鉛垂向位移。量測目標為圖二中 C1、C3、C5 柱與地樑之接頭處。

二、試驗結果

2.1 沿長向出力強迫振動試驗

針對各個試驗頻率，計算所測得簡諧振動速度歷時之穩態振幅，以代表結構所被激發之反應。由於在強迫振動試驗中，各試驗頻率之出力大小並不一致，若欲清楚識別出結構振動反應之頻率特性，則須將所量得之振動振幅除以振動產生器之出力大小，得到正規化之動態反應函數。

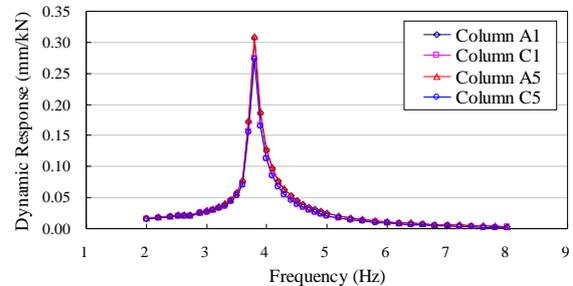
圖三為沿長向出力試驗中，屋頂各測點之長向動態反應函數，四個柱位之反應函數相當接近，尖峰均出現在 3.8Hz 處。至於一樓之動態反應，雖然反應值相對而言小了許多，但仍可於 3.8Hz 處觀察到明顯的尖峰。因此，標準試體整體土壤~結構互制系統沿長向之自然頻率為 3.8Hz。

2.2 沿短向出力強迫振動試驗

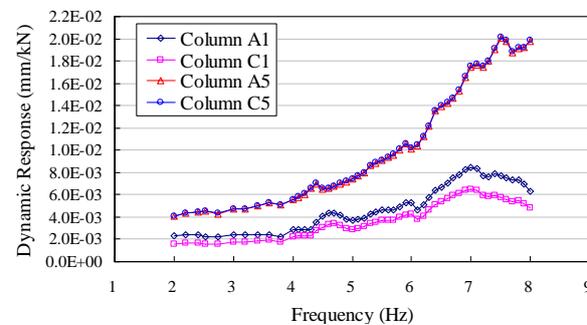
圖四為沿短向出力試驗中，屋頂各測點之短向動態反應函數，A1-C1 側以及 A5-C5 側振動特性略有不同。A5 與 C5 柱之反應函數在 7.5Hz 有一局部尖峰，並於 8Hz 以上可能有另一尖峰；A5 與 C5 柱之反應明顯較小，主要尖峰出現於 7.0Hz。

若另根據屋頂扭轉角之反應函數及模態振形之分析，可知 A5-C5 側之行為係由屋頂與二樓間的扭轉所控制，此乃 A5-C5 側隔間磚牆面內強度不足所致（柯永彥與許尚逸，2008）。因此，A1-C1 側反應之顯著頻率—7.0Hz，較可能為標準試體構架沿短向之自然頻率。上述結果亦印證了台灣典型校舍結構短向勁度較大之特性。

整體而言，強迫振動試驗能有效引致結構及其基礎產生振動。此外，當上部結構的勁度越大，基礎反應越容易激發。由強迫振動試驗所得之動態反應函數，能幫助識別整體土壤~結構互制系統之自然頻率，亦即，柔性基盤條件下之自然頻率。



圖三 長向強迫振動試驗屋頂動態反應



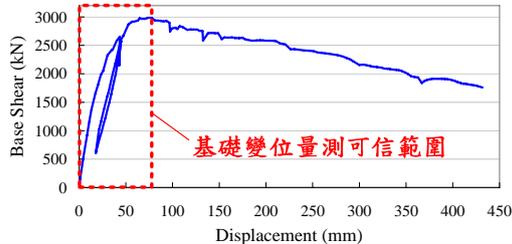
圖四 短向強迫振動試驗屋頂動態反應

2.3 推垮試驗之基礎變位量測

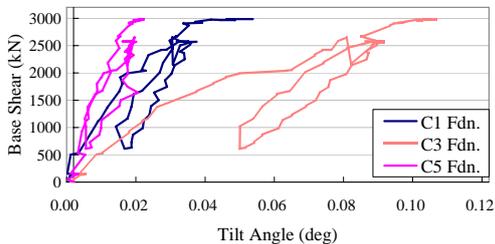
根據圖二視角，側向載重係由左向右施加，故傾角定義順時針為正，位移定義向右及向上為正。預力鋼棒補強試體之試驗結果如圖五所示。圖五(a)為屋頂位移與基底剪力之關係，即容量曲線。當試體達最大強度後，強度逐漸下降，破壞開始發展延伸，並伴隨碎屑掉落，使量測產生嚴重誤差，故量測值僅在最大強度前為可信。

圖五(b)為基底剪力與 C1、C3、及 C5 柱基礎傾角間之關係，C3 柱基礎傾角明顯較大，然試體達最大強度時，值約僅 0.1°。此外，由卸載與再加载之曲線，可明顯看出非線性現象。圖五(c)為基礎水平向位移，C1 與 C3 柱基礎出現了不合理的負向位移，可能為固定測微計用之參考架產生移動所致。C5 柱基礎之參考架被妥善固定而可測得合理位移，試體達最大強度時約

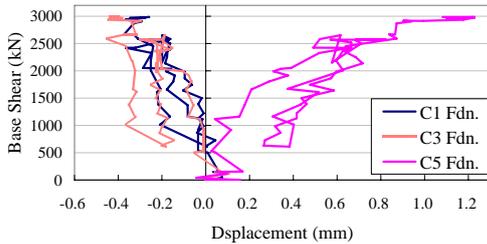
1.2 mm，並同樣可觀察到非線性。圖五(d)為基礎鉛垂向位移，C1 柱基礎係向上抬升，C5 柱基礎則是向下沈陷，可知結構在受側力作用下，整體略有翻轉的傾向。至於標準試體推垮試驗中，所得基礎變位特性亦類似，且兩試體之基礎變形性接近。



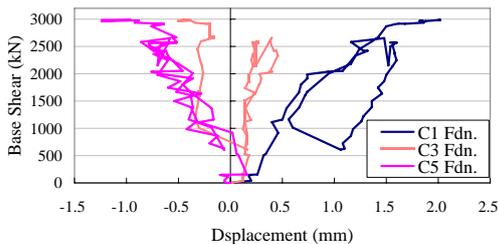
(a) 屋頂位移與基底剪力之關係(容量曲線)



(b) 基礎傾角



(c) 基礎水平向位移



(d) 基礎鉛垂向位移

圖五 預力鋼棒補強試體推垮試驗結果

三、數值分析

3.1 強迫振動試驗數值模擬

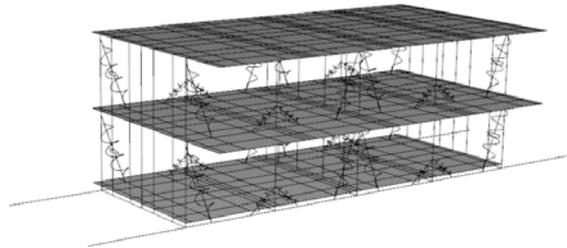
1. 分析模型

在此採用有限元素軟體 ABAQUS 建立標準試體之數值模型，如圖六所示。並分別利用柔性基盤與剛性基盤模式，針對勁度較小且結構行為較規則之校舍長向，

模擬強迫振動試驗。由於本試驗屬於小應變試驗，故採用線彈性頻率域分析模式，以求取結構各試驗頻率之簡諧動態反應。

樑柱構架以 Euler-Bernoulli 樑元素 B33 模擬；樓版採用四節點薄殼元素 S4R 模擬。根據蔡益超等人(2000)之建議，磚翼牆以等值受壓斜撐模擬，其與磚牆具有相等的勁度，且端點與構架係為鉸接；隔間磚牆則以等值寬柱模擬。斷面與材料性質均根據設計條件與取樣試驗結果設定。

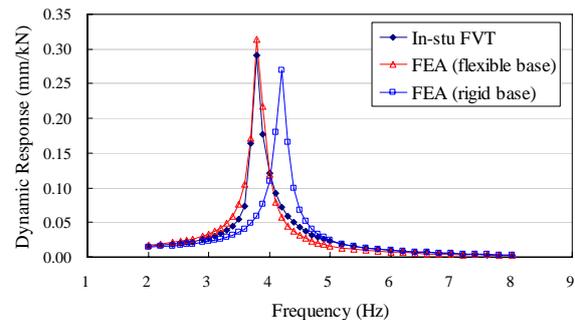
在柔性基盤分析中，基礎系統係利用樑元素模擬地樑，並以設置於地樑與柱接頭之彈簧元素來模擬基腳；彈簧勁度則是根據 ATC-40 建議之埋置剛性基礎勁度參數及現地土壤性質來設定。



圖六 校舍標準試體有限元素模型

2. 分析結果

圖七為柔性基盤與剛性基盤分析所得之屋頂中點長向動態反應函數，柔性基盤分析與現地試驗結果符合程度良好，反應尖峰位於 3.8Hz 處；剛性基盤分析尖峰反應值偏低，尖峰所在頻率則偏高（約 4.2Hz）。因此，考慮土壤~結構互制效應與否，對結構動態分析結果具相當程度影響。此外，ATC-40 所建議之淺基礎勁度參數，於本案例中應屬合理可信。



圖七 有限元素分析所得之動態反應函數

3.2 校舍推垮分析

1. 分析模型

此處採用結構分析軟體 SAP2000 進行預力鋼棒補強試體之推垮分析。由於前節用來模擬強迫振動試驗之模型已證明能有效代表校舍試體之行為，故在此基於該模型進行適當修改，以進行非線性靜力分析。

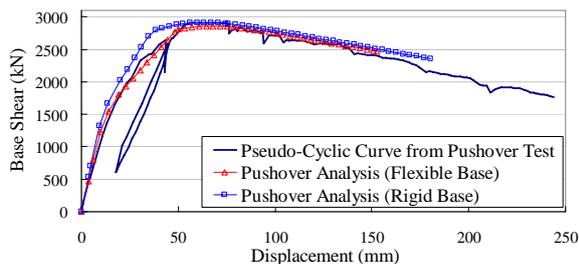
後拉式預力鋼棒係利用 SAP2000 提供之鋼鍵元素(tendon)模擬。其中，張力極限係根據鋼棒之實際降伏強度設定，並比照現地試驗之情況，對各個鋼鍵元素先施加降伏強度 0.5 倍之預拉應力。

樑柱構架及隔間磚牆（視為等值寬柱）之非線性，係以塑鉸來模擬，塑鉸性質設定係參考鍾立來等人(2006)。樑柱兩端設置彎矩塑鉸，以模擬台灣老舊校舍構架因箍筋不足而常發生之撓剪破壞。樑柱中點則設置剪力塑鉸，以模擬柱被窗台牆束制時易於發生之剪力破壞，即所謂之短柱效應。

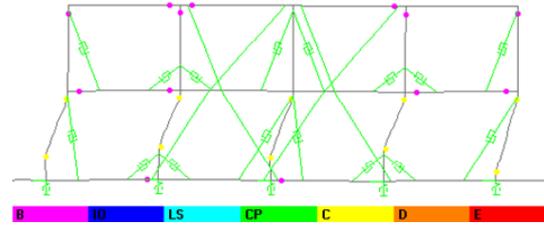
至於磚翼牆與基礎之非線性，則是利用多線性連結(link)元素模擬。在載重~位移關係方面，前者係根據蔡益超等人(2000)之建議；後者則是以 ATC-40 建議之基礎勁度，配合現地推垮試驗基礎變位量測所觀察到之基礎非線性行為予以設定。

2. 分析結果

圖八為預力鋼棒補強試體推垮分析所得之容量曲線。不論剛性或柔性基盤模式，均能合理評估結構之最大側向抵抗能力，因其係由結構之非線性而非基礎之非線性所主控；然而，剛性基盤模型所得容量曲線之初始斜率，較柔性基盤模型與現地試驗所得者為大，可能導致在以容量震譜法求取性能點時，得到偏不保守之位移。



圖八 推垮分析所得之容量曲線



圖九 推垮試驗與推垮分析破壞狀態比較

圖九為現地試驗所得破壞狀態與推垮分析所得塑鉸發展之比較。破壞主要以撓剪破壞的型式發生於一樓柱，此外，短柱效應對校舍破壞模式亦有顯著影響。

參考文獻

1. Applied Technology Council (ATC) "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. Applied Technology Council (ATC). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures," Report FEMA-440. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 2005.
3. 邱聰智等人，「校舍後拉式預力鋼棒補強之現地試驗」，中華民國第九屆結構工程研討會，高雄，2008。
4. 柯永彥，許尚逸，「校舍土壤結構互制試驗」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-08-016，台北，2008年。
5. 鍾立來等人，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強效益之推垮分析及試驗驗證」國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-06-010，台北，2006年。
6. 蔡益超，黃炯憲，曾一平，陳威成，「學校建築結構耐震能力詳細評估與補強」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-00-036，台北，2000年。

矩形 RC 柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓 之耐震補強研究

林敏郎¹ 陳沛清² 吳穎涵³ 蔡克銓⁴ 林至聰⁵

摘要

過去研究成果顯示，以碳纖維(CFRP)包覆補強韌性配筋不足之矩形 RC 柱時，若 RC 柱尺寸過大，將無法提供有效圍束而發生面外鼓出現象以致影響圍束效果，因此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)之補強工法，製作五組韌性配筋不足試體以進行補強試驗，試驗試體同時承受軸向力和雙曲率彎矩之反覆側向載重，以模擬建築柱構件的受力行為。試驗結果顯示韌性配筋不足之標準試體為脆性撓剪破壞；而採用本研究提出之碳纖維包覆搭配碳纖維錨栓之補強試體，其韌性與消能能力皆有所提升。此外，碳纖維錨栓延緩碳纖維貼片斷裂發生時機，並改善碳纖維非預警性爆裂之破壞模式。碳纖維包覆暨碳纖維錨栓補強工法與設計理論、碳纖維錨栓設計與製作方法，已經由實尺寸補強試驗驗證其合理性與實用性，可供工程實務設計參考與使用。

關鍵詞：碳纖維包覆、碳纖維錨栓、耐震補強

一、前言

台灣老舊建築物在建造時並未考量耐震性能設計，而在一座建築結構體中，柱構件密切關係著整體影響結構物的強度、韌性、耐震性和安全性；過去研究成果顯示，矩形柱以碳纖維包覆僅能提升柱體強度，對韌性之提升效果有限，主要原因在於碳纖維貼片對於矩形柱提供的圍束效果僅在柱兩側邊緣，造成長短邊中央面外鼓出之現象。為改善矩形柱採碳纖維貼片包覆於矩形柱之行為，前年研究成果証實若在包覆矩形柱體時，配合碳纖維錨栓錨定於碳纖維包覆側，可提升碳纖維貼片包覆之圍束效果，改善韌性行為和消能能力，錨栓之錨定亦可抵抗混凝土碎裂所造成面外鼓出現象；本研究延續 96 年度所研發之碳纖維錨栓，建立碳纖維錨栓之設計理論、施作工法和配置理論。

二、試體規劃

本研究針對不符合現行規範耐震特別規定要求之矩形 RC 柱構件進行補強試驗，共製作五組試體，斷面長與寬為 45 公分，柱高 225 公分，試體承受雙曲率彎矩和固定軸壓力，軸壓應力大小為 $0.2f'_c$ ，箍筋配置採用老舊建築常用之 90° 彎鈎，配置間距為 25 公分，試體斷面與配筋如圖一所示。試體混凝土施工為兩次澆灌，下基礎澆灌後待混凝土發展出強度後，再進行柱身與上基礎的澆灌作業，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。

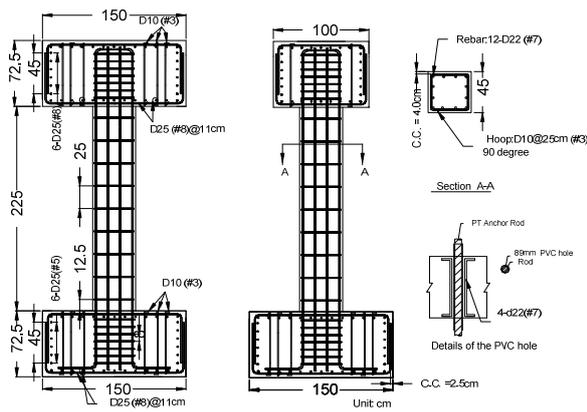
¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台北科技大學研究生

⁴ 國家地震工程研究中心主任

⁵ 國立台北科技大學副教授



圖一 試體設計圖

表一 鋼筋抗拉試驗結果

Bar Size	Nominal Strength (MPa)	Yield Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)
#3	280	354	580
#5	280	368	521
#7	420	491	658
#8	420	423	664

表二 混凝土圓柱試體 28 天抗壓強度

Specimen	Nominal Strength (MPa)	Compression Strength (MPa)
Foundation	21	25.0
Column	21	22.3

本研究規劃之五組試體中，R08BM 為標準試體，另四組試體依補強目標分為兩類，第一類兩組試體分別為 R08RF1 與 R08RF2。試體 R08RF1 以三層橫向碳纖維包覆補強剪力強度和韌性，試體 R08RF2 除了三層橫向碳纖維包覆外，並搭配碳纖維錨栓補強剪力強度和韌性；第二類兩組試體為 R08RF3 和 R08RF4，兩組試體採用相同包覆層數，以兩層橫向碳纖維貼包覆搭配碳纖維錨栓補強剪力強度和韌性，試體加載兩側以兩層縱向碳纖維貼片包覆，配合碳纖維錨栓與基礎鍊結補強彎矩強度。此兩組試體分別採用不同方式將縱向碳纖維與基礎鍊結，試體 R08RF3 由柱身端部 8cm 高程處將纖維錨栓 45°斜向錨定深入基礎，試體 R08RF4 則由基礎和柱身交界處垂直錨定碳纖維錨栓，使縱向碳纖維與基礎鍊結。圖二為本研究所研發之碳纖維錨栓，圖三為使用碳纖維包覆搭配碳纖維錨栓補強之試體外貌，試體的命名與介紹如表三所示。



圖二 碳纖維錨栓



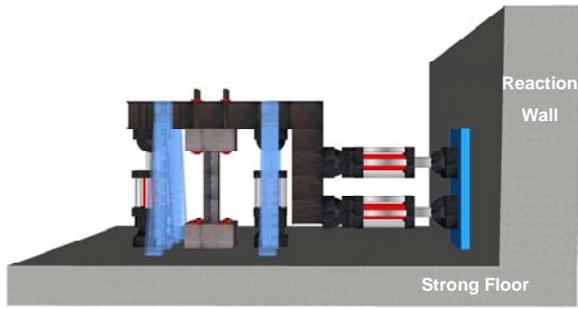
圖三 採碳纖維錨栓補強試體完成圖

表三 試體名稱與補強方式

Specimen	Retrofit Purpose	Retrofit Scheme
R08BM	—	—
Group1	R08RF1	Shear strength/Ductility CFRP
	R08RF2	Shear strength/Ductility CFRP CFRP Anchor
Group2	R08RF3	Shear Strength /Moment Strength /Ductility CFRP CFRP Anchor
	R08RF4	Shear Strength /Moment Strength /Ductility CFRP CFRP Anchor

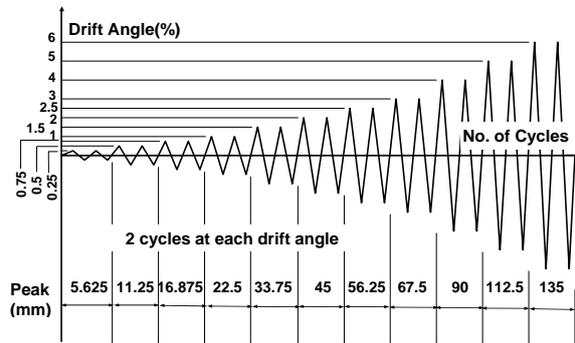
三、試驗規劃與介紹

為使試體同時承受軸力和雙曲率彎矩，試驗採用水平鋼梁與垂直鋼梁組合而成之 L 型雙腹板鋼構架，水平鋼梁以高拉力螺桿與試體接合錨定，並架設兩支可施載 1000kN 之油壓伺服致動器對試體施加 850kN 軸向壓力，垂直鋼梁上架設兩支可施載 1000kN 之側向油壓伺服致動器，對試體施加側向反覆載重，此外，並安裝側向支撐與擋板，以確保在試驗過程中試體不至發生側向不穩定。試驗構架如圖四所示。



圖四 試驗架設示意圖

試驗控制系統以上基礎架設之數位式位移計(MTS Temposonic III)進行位移控制，試驗加載歷時如圖五所示。



圖五 位移加載歷時圖

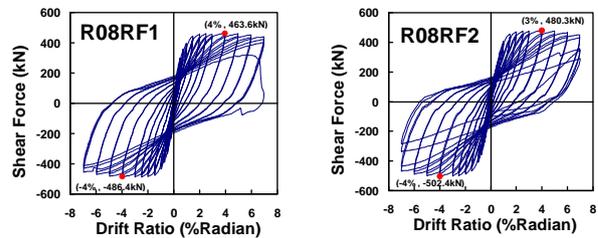
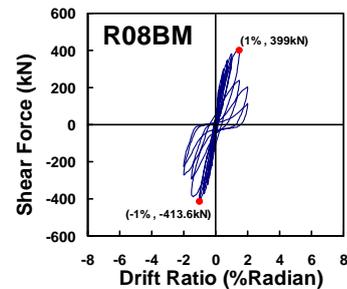
四、試驗結果與討論

試體 R08RF2 為第一支進行試驗之試體，由於位移控制系統之衝程限制，無法提供大於 7% 側位移角之位移量，因此本研究之反覆加載試驗進行至 7% 側位移角後，若試體尚未破壞，再反覆進行 7% 側位移角至試體強度喪失或破壞為止。

圖六為第一類補強試體剪力強度與側位移角反應關係圖，試驗結果顯示，試體 R08RF1 和試體 R08RF2 皆達到 7% 側位移角，以進行 7% 側位移角之迴圈數作為試體韌性行為之比較。使用碳纖維錨栓補強之試體 R08RF2，在進行了 5 個迴圈後試體主筋發生低週次疲勞破壞(low cycle fatigue)；未使用碳纖維錨栓之試體 R08RF1 則在進行了 3 個迴圈後，柱底塑鉸區碳纖維發生斷裂，顯示碳纖維錨栓能有效提升試體韌性；在強度表現上，使用碳纖維錨栓之試體 R08RF2 極限強度較高，推測此因碳纖維錨栓提供之圍束效果

較佳。比較兩試體之破壞模式，試體 R08RF1 為柱底碳纖維非預警性斷裂，而試體 R08RF2 為主筋低週次疲勞破壞，碳纖維貼片毀損情形並不嚴重，顯示碳纖維錨栓可延緩碳纖維破壞時機，並改善碳纖維脆性的破壞模式。

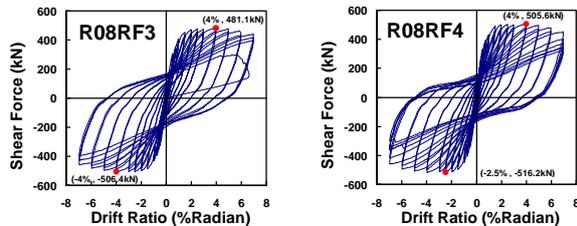
標準試體 R08BM 在試驗進行至 0.75% 側位移角時柱端開始出現剪力裂縫，裂縫隨著試驗過程往柱中央高程處延伸，試體在 1.5% 側位移角後強度開始衰減，強度發展至接近斷面極限彎極強度後發生脆性破壞，破壞模式為撓剪破壞。標準試體和第一類補強試體試驗結果顯示，本研究所提出碳纖維包覆搭配碳纖維錨栓補強工法，在試體強度和韌性上皆有良好的補強效果。



圖六 標準試體和第一類補強試體剪力強度與側位移角關係圖

圖七為第二類補強試體之剪力強度與側位移角關係圖。第二類試體主要針對彎矩強度進行補強，由試驗過程觀察，試體 R08RF3 和 R08RF4 在試驗中皆發生縱向碳纖維貼片與基礎鍊結機制的破壞，試體 R08RF3 因 45° 錨定之基礎鍊結錨栓造成應力集中，使柱端混凝土發生碎裂，碳纖維錨栓因而喪失握裹力，並造成試體無法承受高軸壓力而沉陷；試體 R08RF4 因柱身和基礎交界處之碳纖維承受反覆彎折而

斷裂，使碳纖維錨栓喪失鍊結力。第二類補強試驗結果，與標準試體比較，兩組試體之強度和勁度雖然皆有提升，但因基礎鏈結機制破壞而使試體強度無法發展至設計目標。各試體之試驗過程與破壞模式如照片一至照片五所示。



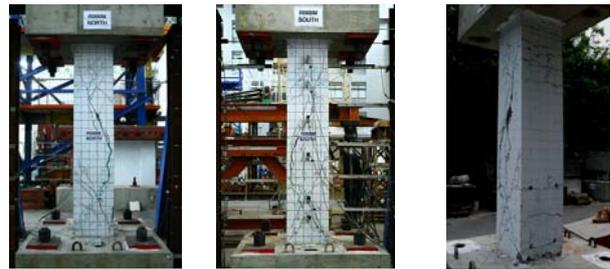
圖六 第二類補強試體剪力強度與側位移角關係圖

五、結論與展望

本研究研發之碳纖維錨栓設計理論，以及碳纖維包覆搭配碳纖維錨栓之補強工法，已經由實尺寸矩形 RC 柱補強試驗證實其補強效果，明年度將持續研發適合 RC 構件如梁、板、牆、接頭等之有效且經濟之補強工法。

六、參考文獻

1. 蔡克銓、林敏郎，「鋼板包覆補強之矩形鋼筋混凝土橋柱耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告 NCREE-02-015，民國 91 年 12 月。
2. 蔡克銓、林敏郎，「鋼筋混凝土柱受高軸向力行為與耐震補強研究」，國家地震工程研究中心報告 NCREE-02-016，民國 91 年 12 月。
3. 林敏郎、陳沛清、蔡克銓、吳穎涵，「RC 建築柱構件受高軸力與雙曲率彎矩作用下之補強行為研究」，國家地震工程研究中心報告 NCREE-08-025，民國 97 年 9 月。
4. Galal, K., Arafa, A., and Ghobarah, A., "Retrofit of RC Square Short Columns," Engineering Structures, pp.801-813,2005.



照片一 試體 R08BM 破壞模式



照片二 試體 R08RF1 破壞模式



照片三 試體 R08RF2 破壞模式



照片四 試體 R08RF3 破壞模式



照片五 試體 R08RF4 破壞模式

飽和砂土層中模型樁振動台試驗

翁作新¹ 陳家漢² 曾永成³

摘要

為了解基樁承受地震作用時樁土互制的行為及土壤液化對其之影響，本研究使用大型雙軸向剪力試驗盒，並利用國家地震工程研究中心之振動台進行模型樁埋置於飽和越南砂土層中之受振試驗。本研究分別採用兩種不同材質之模型樁以探討不同勁度下之基樁行為，其材料分別為不鏽鋼管樁(樁長 150 cm，外徑 10.16 cm，管壁厚 0.3 cm)以及鋁合金管樁(樁長 160 cm，外徑 10.16 cm，管壁厚 0.3 cm) 並將樁底固定於剪力盒以探討基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為。

模型樁振動台試驗包括空箱單樁及飽和砂土中模型樁兩部份，分別進行一維與二維多向兩種振動模式。除了在不同高度之內外框架上裝有 X, Y 兩方向之位移計及加速度計外，在基樁近、遠域之砂土試體中也分別安裝有水壓計與加速度計。此外，樁身也黏貼防水型應變計以及加速度計分別量測基樁受振之反應。根據試驗結果可知：(1)基樁之顯著頻率與放大係數曲線可以由空箱單樁施以白訊(White Noise)振動方式求得；(2)在樁頭慣性力較小的情況下，土層與樁土系統之顯著頻率會隨著土壤的相對密度增加而增加；(3)在水平地盤中基樁在發生土壤液化後之位移與加速度反應與基樁本身自然頻率及輸入振動特性有關。

關鍵詞：模型樁、振動台試驗、土壤-基樁互制作用、土壤液化

一、前言

為符合基礎承载力以及動力的需求，許多重要工程建設多採用深基礎設計，其中樁基礎為常用的形式之一。過去的地震災害中，例如 1964 年日本 Niigata 地震、1989 年美國 Loma Prieta 地震、1995 年日本 Kobe 地震以及 1999 年台灣的集集地震等，皆有許多因地盤弱化或土壤液化而造成樁基礎結構物破壞等災害案例，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。

現今模型基樁受震相關研究成果大多數僅針對單向度振動作用下土壤液化對樁基礎之影響進行探討(如 Ashford et al., 2006; Dobry and Abdoun, 2001; Tokimatsu et al., 2005)，且無法將上部結構的慣性(inertial)與地盤運動(kinematic)作用於

樁基礎上的效應分別考慮。因此，本研究使用翁作新等人所研發之大型雙向多層剪力試驗盒(Ueng et al., 2006)，配合國家地震工程研究中心的大型振動台進行試驗，利用兩向度剪力盒的設計分別探討樁基礎受震時作用於其上之慣性力與地盤運動之效應，同時也可以考量單向度及雙向度振動作用下液化土壤-樁基礎結構互制反應。以下簡介模型樁試驗及初步分析結果。

二、模型樁及試體準備

本研究採用兩種不同材質之模型基樁以探討不同勁度基樁之受震反應，模型樁分別為不鏽鋼管樁，樁長 150 cm，外徑 10.16 cm，管壁厚 0.3 cm，撓曲剛性為 186.05 kN-m² 以及鋁合金管樁，樁長 160 cm，外徑 10.16 cm，管壁厚 0.3 cm，撓曲剛性為

¹ 國立台灣大學土木工程系教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學土木工程系碩士班研究生

77.62 kN-m²。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振反應，同時也在樁頂處裝設質量塊以模擬不同上部結構載重對於基樁反應之影響。下圖一為防水型應變計沿樁身黏貼之情況。



圖一 模型樁及沿樁身之應變計分佈圖

為了簡化試驗後續分析，選用較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，使用固定式實落箱以濕沉降法 (wet sedimentation) 準備飽和砂土試體。詳細之試體準備以及飽合度檢測之資訊可參翁作新等人的研究報告[5,6]。

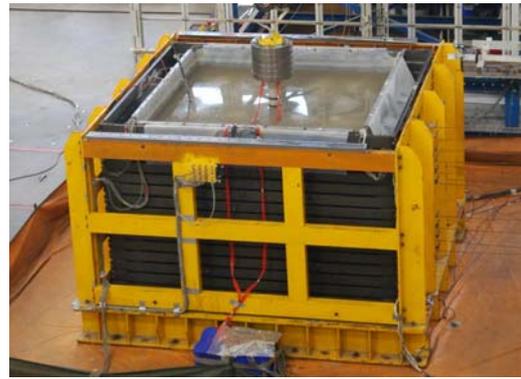
表一 越南石英砂之基本物理性質

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

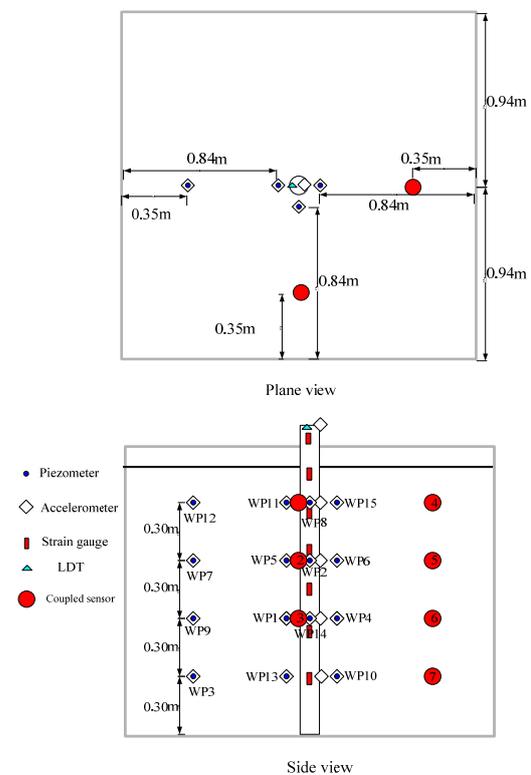
三、振動台試驗

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。圖二為模型樁在砂土試體中之振動台試驗情況。



圖二 模型樁振動台試驗之情形



圖三 剪力盒內部儀器配置

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。而且也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。圖三為剪力試驗盒內部量測儀器配置狀況。

四、試驗結果

模型樁之動態特性

根據模型單樁振動台試驗結果可求得基樁之動態特性，主要有兩個方法：(1)強迫振動:利用振動台提供小振幅之白訊 (white noise)，藉由樁頂與輸入振動加速度之富氏譜之比值求得轉換函數 (transfer function)，再由此結果識別出基樁之顯著頻率；(2)自由振動:利用強迫振動停止後樁頂之加速度反應進行富氏譜轉換即可找出基樁之顯著頻率。透過上述方法即可求得試驗基樁之顯著頻率，表二為在不同載重條件下模型樁之顯著頻率。根據試驗結果顯示兩種方法所識別之顯著頻率相當一致，而且由單頻簡谐波振動試驗所求得之加速度放大係數與白訊振動之結果亦相當接近。利用底部為鉸接之梁元素配合底部旋轉彈簧之二維有限元素模型可以良好的模擬此模型樁受振行為。

表二 不同載重條件下模型樁之顯著頻率

Mass on pile top	Steel pile	Aluminum pile
	Freq., Hz	Freq., Hz
No mass	—	23.4
Rigid adapter	13.62	—
1 disk of mass	—	5.55
3 disks of masses	—	3.11
6 disks of masses*	—	2.07

* The frequency was evaluated by numerical method.

微小振幅下土壤與樁土系統之動態特性

圖四為遠域土壤表面與基樁頂部分別在微小振幅之白訊與不同單頻簡谐波振動下之加速度放大係數與頻率之關係圖。從圖中可以看出由兩種不同輸入振動所求得之土壤或基樁之放大係數皆相當近似，而且也可看出土壤與基樁之顯著頻率大致相同。表三為不同相對密度下土壤與鋼管樁之顯著頻率，從表中可以看出在不同的相對密度下，土壤與土層中基樁的顯著頻率大致相同，且隨著土壤相對密度增加，顯著頻率也隨之遞增。這也可看出在較小的樁頂載重下 (低慣性力)，基樁的受力反

應主要由土層的運動效應所掌控。

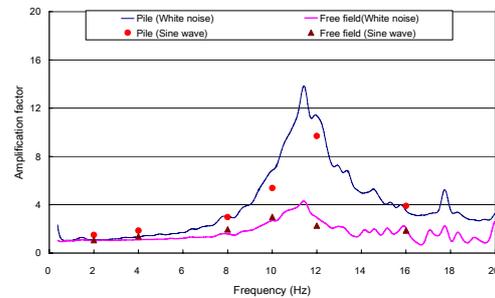
表四為不同相對密度下土壤與鋁樁之顯著頻率。由表四結果可以發現在樁頂載重不大的情況下，土壤與土層中基樁的顯著頻率大致相同，也會隨著土壤相對密度增加，顯著頻率也隨之遞增；但在樁頂載重為六塊質量塊 ($\approx 220\text{kg}$) 時，土壤與土層中基樁的顯著頻率則有顯著差異。根據上述結果可知若樁頂載重較大時，基樁的受振反應主要由樁頂上部之慣性力所控制。

表三 不同相對密度下土壤與鋼樁之顯著頻率

Density of soil Dr, %	Predominant frequency, Hz	
	Soil	Pile in soil
37.13	11.5	11.5
50.78	12.5	12.38
70.58	12.9	12.9

表四 不同相對密度下土壤與鋁樁之顯著頻率

Density of soil, Dr, %	Mass on pile top	Predominant frequency, Hz	
		Soil	Pile in soil
7.5	No mass	10.49	10.49
30.6	No mass	11.68	11.7
31.7	1 disk of mass	11.8	11.7
40.5	1 disk of mass	11.8	11.7
56.6	6 disks of masses	13.1	4.88
65.4	6 disks of masses	13.2	5.1

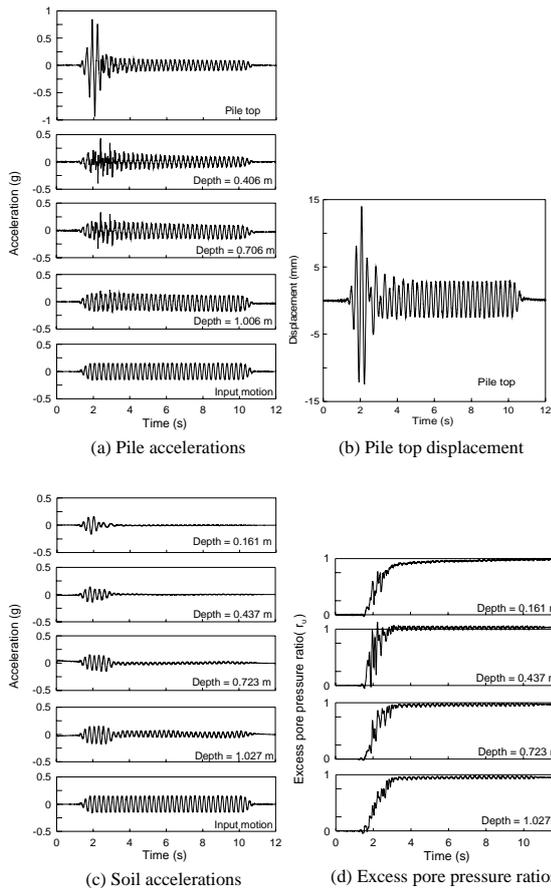


圖四 相對密度為 37.13% 時，自由場土層與土層中模型樁之加速度放大係數關係

液化土層中模型樁之受震反應

圖五為鋁樁上部加載六塊質量塊承受振幅為 0.15g 之 4Hz 單向度簡谐波振動所量測之樁身加速度、樁頂位移、不同深度之遠域土層加速度及孔隙水壓比之反應。根據剪力盒外框之加速度反應與水壓量測可判斷試驗之液化深度 (Ueng et al., 2006; 2009)，此次試驗土層為完全液化的情況。

同時由圖五也可發現基樁最大之加速度發生在液化之前，在液化後樁身加速度反應減小而呈現近似強迫振動之穩定反應，而此時土層則無法量測到加速度反應。由試驗結果可知含上部載重之樁基礎在土壤液化後加速度與位移都可能會遞減，但整體系統的穩定性仍須視液化深度、上部結構系統與樁基礎承载力等因素之情況而定。



圖五單向度振動下，基樁、遠域土壤之加速度反應、樁頂位移與孔隙水壓力比反應

五、結論

根據目前之試驗結果可初步歸納以下結論：

1. 基樁之顯著頻率與放大係數曲線可以由空箱單樁施以白訊振動方式求得。
2. 在樁頭慣性力較小的情況下，土層與樁土系統之顯著頻率會隨著土壤的相對密度增加而增加。
3. 在水平地盤中基樁在發生土壤液化後

之位移與加速度反應與基樁本身自然頻率及輸入振動特性有關。

參考文獻

1. 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.
2. 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, 2003, pp. 869-889.
3. 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, 2001, Vol. 2.
4. 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, 2005, pp. 753-762.
5. 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), 2006, pp.1-8.
6. 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。
7. Ueng, T. S., Wu, C. W., Cheng, H. W. and Chen, C. H. "Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests," Submitted for publication, 2009.

固定樁頭單樁韌性容量之參數研究

邱俊翔¹

摘要

本研究利用 SAP2000 程式進行固定樁頭單樁韌性容量之參數分析，以探討影響基樁樁頭位移韌性容量之顯著因子。分析時所採用之參數包括：軸向力、樁徑、主筋量與土層 SPT-N 值。在進行樁-土系統模擬時採用 beam on Winkler foundation 模式，並考量樁材及土壤非線性效應。在所探討的參數中，樁徑、軸向力及鋼筋量會直接影響樁斷面之彎矩-曲率關係。側推分析結果顯示在其他條件控制不變的情況下，基樁斷面尺寸或主筋量增加將使得基樁位移韌性容量增加；而基樁所承受之軸壓力愈大，基樁之位移韌性容量愈小。透過比較樁頭位移韌性容量與斷面極限彎矩/降伏彎矩之比值（過強度比），發現基樁位移韌性容量與過強度比間呈正相關。另一方面，當土壤 SPT-N 值愈大時，土壤 p - y 曲線之勁度與強度愈大，基樁樁頭位移韌性容量則愈小。

關鍵詞：韌性容量、樁基礎、參數研究

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。相對於上部結構物，樁的損害探測較為困難，且修復成本高，因此設計上一般會限制樁的損害程度，以確保樁的韌性在設計載重作用下，不會完全發揮。ATC-32 (1996)稱這樣的結構物為限制韌性結構物 (Limited Ductility Structures)。Budek et al. (2000)曾以樁頭-地表間之距離與土壤勁度為參數，進行樁韌性容量之參數分析。Song et al. (2005)利用集中塑鉸模式來建立固定樁頭基樁之樁頭位移韌性與樁斷面韌性間的關係。另一方面，從 Chiou, et al (2009)的研究指出，集中塑鉸模式並無法適切地模擬

樁中塑性區的發展情形。

為更清楚了解影響基樁韌性容量之主要因子，本研究將對固定樁頭基樁進行更深入之參數研究，研究參數包括軸向力、樁徑、主筋量與土壤強度。並且為更合理模擬樁材非線性行為，本研究採用分佈塑鉸模式。

二、側推模式

本研究採用梁在溫克基礎模式 (beam-on-Winkler-foundation model) 來建立參數分析所使用之側推分析模式。此模式係以梁元素來模擬樁，土壤反力則以彈簧元素模擬。

為模擬樁材之非線性效應，採用塑鉸法之分佈塑鉸模式來模擬基樁塑性區的發展。分佈塑鉸模式係在可能發生塑性的區域設置潛在塑鉸。一旦斷面應力超出降伏應力，塑鉸便會發生作用。決定分佈塑鉸模式塑鉸性質的方法可參照 Chiou, et al. (2009)，利用樁斷面之彎矩-曲率關係來估算。分佈塑鉸模式的優點在於毋須設定塑鉸長度，並可模擬樁的塑性區隨荷載而增

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

加的情形。

土壤彈簧模式係根據日本建築協會所建議之地盤反力係數來設定，如下式所示：

$$k_{h1} = 80 \cdot E_0 \cdot D^{-0.75} \quad (1)$$

其中， k_{h1} (kN/m^3) 為當側向位移達 0.01m (y_1) 時之地盤反力係數； E_0 為土壤模數，可依經驗式 $E_0 = 0.7N$ (MN/m^2) 估算，其中 N 為標準貫入試驗打擊數數； D 為樁徑，單位為 cm 。

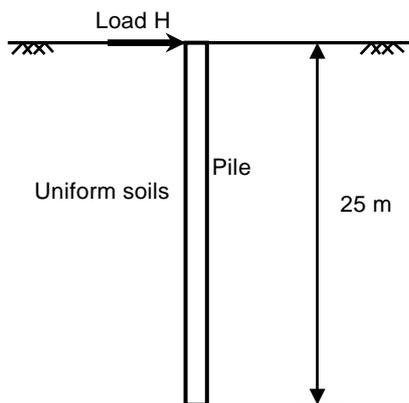
並以下式考慮土壤之非線性效應：

$$k_h = k_{h1} \cdot (y/y_1)^{-0.5} \quad (2)$$

其中， k_h 為側位移 y (m) 大於 y_1 時之地盤反力係數。並且假設當側位移達 1/10 倍樁徑時 ($D/10$)，土壤反力達到其極限值。

三、參數研究

圖一所示為本研究進行參數研究之樁-土系統分析模型，為一樁長 25m 之固定樁頭基樁，埋置於均勻土層中。混凝土強度設為 28MPa。鋼筋之降伏強度為 414MPa。混凝土保護層厚度為 0.075m。橫向鋼筋比為 1%。採下列四參數進行參數分析：(1) 軸向力，(2) 樁徑，(3) 主筋鋼筋比及 (4) 土層之標準貫入試驗打擊數。表一所示為此四參數採用之參數值。這些參數交互搭配組合，共進行 64 組分析。



圖一 側推分析模型

四、彎矩-曲率關係

這些參數，除 SPT-N 值外，其餘皆會

影響樁的斷面性質。本節先觀察這些參數對樁斷面彎矩-曲率關係之影響。

當將樁設計為限制韌性之結構物，可根據 Kowalsky (2000) 分別設定壓力側混凝土與張力側鋼筋之應變限度值為 0.018 與 0.06。據此應變限度值，考量混凝土與鋼筋之非線性應力-應變關係，來計算樁斷面之彎矩-曲率關係。對於混凝土材料，採用 Mander et al. (1988) 之 confined concrete 模式考量混凝土受箍筋之圍束效應；對於鋼筋，則考量其應變硬化行為。進一步雙線化所得之非線性彎矩-曲率曲線來方便後續歸納。雙線性化方式，係將彎矩-曲率曲線之極限點位置固定，根據等能量法則決定出等效降伏點位置。由等效降伏點與極限點可定義以下二參數，曲率韌性容量 μ_ϕ 與過強度比 α_M ，可用來描述雙線性化曲線之特性：

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y \quad (3)$$

$$\alpha_M = M_u / M_y \quad (4)$$

其中， ϕ_y 為有效降伏曲率； ϕ_u 為極限曲率； M_y 為有效降伏彎矩； M_u 為極限彎矩。

圖二所示為不同軸向力下之彎矩-曲率關係，顯示樁斷面之勁度與強度隨軸力增加而增加。每條曲線之曲率韌性容量接近，介於 17-20；當軸力為零時，曲率韌性容量最大，當軸壓力從零增加或減小，曲率韌性容量皆隨之減小。另一方面，過強度比則隨軸壓力增加而減小。

表一 參數分析例

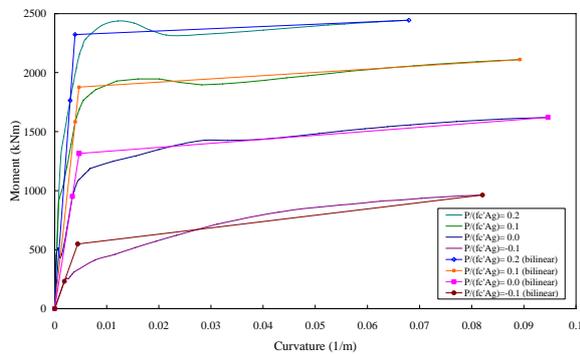
參數	變化參數值
軸力等級 ($P/f'_c A_g$)	-0.1, 0.0, 0.1, 0.2
樁徑 (m)	1.0, 1.5
主筋鋼筋比 (%)	1, 2
標準貫入試驗打擊數	5, 10, 20, 30
註：P 為軸力， f'_c 為混凝土抗壓強度， A_g 為樁斷面積	

圖三所示為樁徑為 1m 與 1.5m 時，彎矩-曲率關係之比較，顯示當樁徑增加，斷面之勁度與強度隨之增加。同時，過強度比亦隨樁徑增加而增加。樁徑 1m 之曲率韌

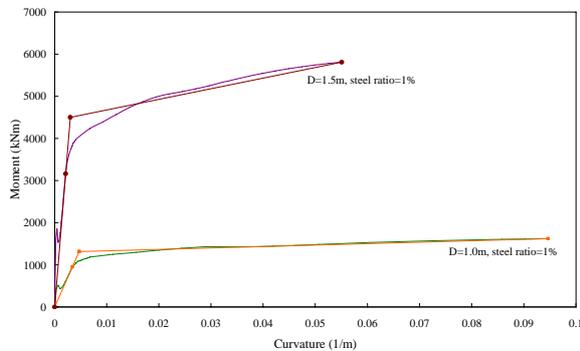
性容量約為 20.1，略高於樁徑為 1.5m 時的曲率韌性容量值 (=18.4)。

圖四所示為主筋鋼筋比為 1% 及 2% 之彎矩-曲率關係，顯示斷面勁度與強度隨鋼筋比增加而增加。並且，過強度比亦隨鋼筋比增加而顯著增加。鋼筋比 2% 時，曲率韌性容量約為 18.18，略低於鋼筋比為 1% 時之 20.1。

根據所設定之混凝土材料應變限度值，樁斷面之勁度、強度與過強度比隨軸力、樁徑與主筋比呈顯著變化，然而曲率韌性容量之變化範圍並不大。



圖二 不同軸力下之彎矩-曲率關係



圖三 零軸力下樁徑 1m 與 1.5m 之彎矩-曲率關係

五、非線性土壤彈簧

根據前述之土壤 $p-y$ 曲線模式，本研究採用不同之 SPT-N 值來改變土壤 $p-y$ 曲線之勁度與強度。圖五所示為樁徑為 1m，SPT-N 值為 5、10、20 與 30 時之 $p-y$ 曲線。較高之 N 值代表較堅硬之地盤。

六、側推曲線

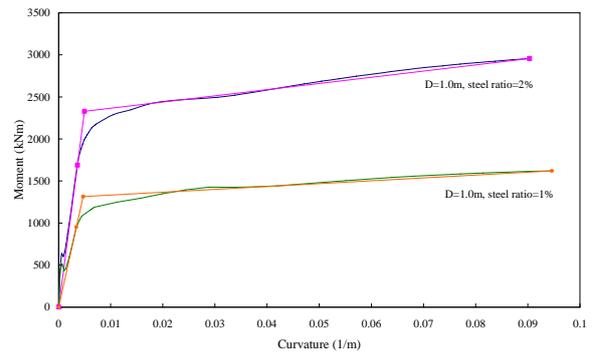
根據表一所選定之參數，利用 SAP2000 執行側推分析，便可得各組參數所對應之側推曲線。

此處，定義樁頭位移韌性容量如下：

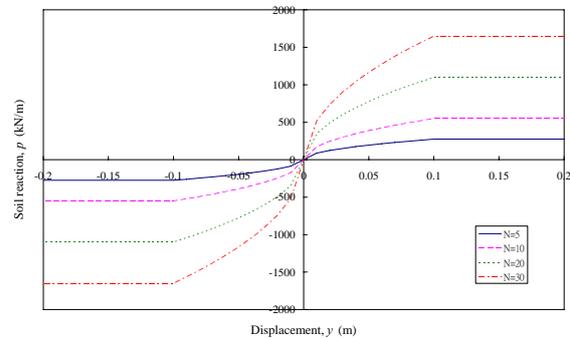
$$\Psi = U_u / U_y \quad (5)$$

其中， U_y 為降伏位移； U_u 為極限位移。

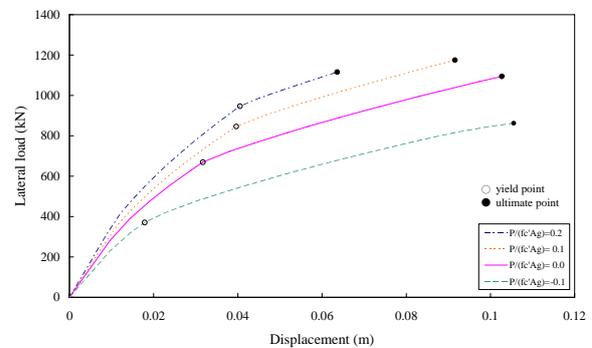
圖六所示為不同軸力下之側推曲線，側推曲線之強度由彎矩-曲率曲線之強度而定，且軸力愈高，樁頭位移韌性愈低。



圖四 零軸力下主筋鋼筋比為 1% 與 2% 之彎矩-曲率關係



圖五 1m 樁徑之土壤 $p-y$ 曲線



圖六 不同軸力下之側推曲線

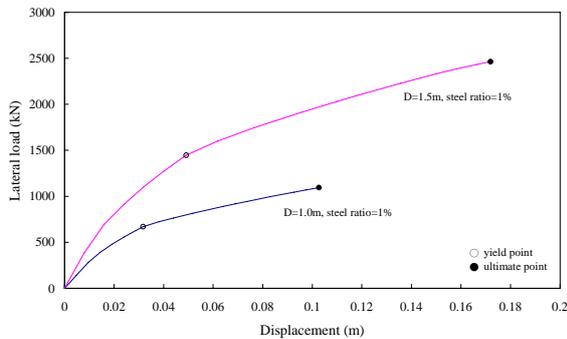
圖七所示為樁徑為 1m 與 1.5m 時之側

推曲線。圖中顯示大樁徑會得到較強之側推曲線與較高之位移韌性容量。

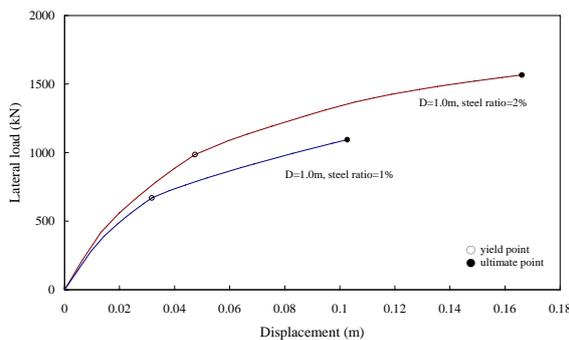
圖八所示為鋼筋比為 1% 與 2% 時之側推曲線，顯示鋼筋比愈高，側推曲線愈強，位移韌性容量也愈高。

圖九所示為不同 SPT-N 值下之側推曲線。值得注意的是，雖然高 N 值土壤可以造成較高勁度之側推曲線，但其位移韌性容量卻較小。

圖十繪製樁頭位移韌性容量與斷面過強度比的關係，可看出當過強度比愈大，位移韌性容量亦愈大；每個過應力比所對應之 4 個位移韌性容量值代表土壤性質所造成之影響，N 值較大之土層，韌性容量較小，其影響隨斷面過強度比增大而顯著。



圖七 樁徑 1m 與 1.5m 之側推曲線



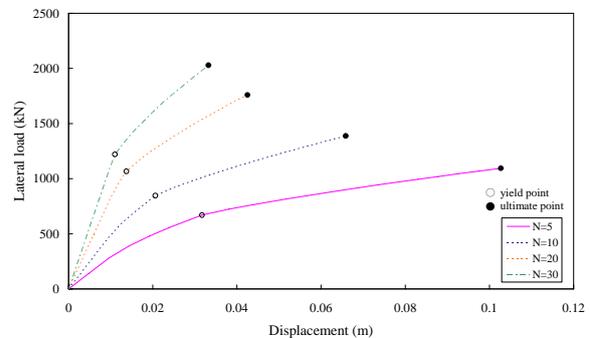
圖八 鋼筋比 1% 與 2% 之側推曲線

七、結論

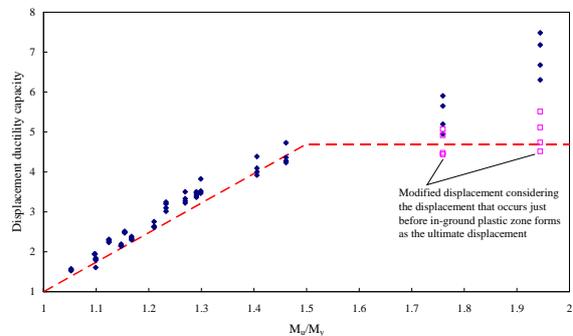
由本研究之參數分析可知：影響固定樁頭基樁位移韌性容量之主要因子為樁斷面之過強度比，土壤性質之影響次之。因此設計時若欲提高樁的韌性容量，從提高樁斷面過強度比的方向著手最為有效。

參考文獻

1. Applied Technology Council ATC-32, Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations, Redwood City, California, 1996.
2. Budek A.M., Priestley, M.J.N., and Benzoni, G., "Inelastic seismic response of bridge bridge drilled-shaft RC pile/columns," Journal of Structural Engineering, 126(4), 2000, pp. 510-517.
3. Chiou, J.S., Yang, H.H., and Chen, C.H., "Use of plastic hinge model in nonlinear pushover analysis of a pile," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009.
4. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete," Journal of the Structural Division (ASCE), 114(8), 1988, pp. 1804-1826.
5. Kowalsky, M.J., "Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns," Journal of Structural Engineering, 126(8), 2000, pp. 869-878.



圖九 不同土壤性質下之側推曲線



圖十 位移韌性與斷面過強度比之關係

建築物考慮土壤結構互制阻尼比之研究(I)

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。本研究提出之土壤～結構互制效應評估因子可直接評估 SSI 效應對於系統自然頻率之影響，再由此參數計算在系統自然頻率時之阻尼比，稱為系統等值阻尼比。可以此二動力參數定義原土壤結構系統之等值固定基盤模式(Equivalent Fixed Base model, EFB model)，使得傳統結構動力分析之剛性基盤模式可以考慮土壤～結構互制作用。同時針對 FEMA450 規範中有關考慮 SSI 效應下結構耐震設計之相關建議設計方法，以及本研究先期針對單自由度結構基礎等值固定基盤分析模式做一比較檢討，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。本研究透過土壤～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。

此外，國際建築科學學會(National Institute of Building Sciences)之建築物受震安全會議(Building Seismic Safety Council)於2004年提出新建建築物與其他構造物耐震規範的建議條款中(Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA450)亦首次針對結構物考慮土壤結構～互制效應之耐震設計方法有完整的建議與解說。本研究針對FEMA450規範中有關考慮SSI

效應下結構耐震設計之相關建議設計方法，與本研究單自由度結構基礎等值固定基盤分析模式，利用花蓮大比例尺圍阻體模型現地試驗與數值案例做一比較檢討，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。

二、SSI 等值固定基盤模式

當單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 為樓版質量， J 為樓版質量慣性矩， m_0 為基礎版質量， J_0 為基礎版質量慣性矩， k 為側向勁度， c 為阻尼係數， h 為結構高度。 $x(t)$ 表樓版相對剛性基礎版之位移， $x_f(t)$ 、 $\theta(t)$ 分別表基礎版因土壤～結構互制效應所引致之側移及旋轉。引入以下定義，單自由結構物自然頻率 $\omega_s = \sqrt{k/m}$ ，阻尼比 $\xi = c/(2m\omega_s)$ ，而無因次係數 $\beta = \omega/\omega_s$ 、 $a = m_0/m$ 、 $b = (J + J_0)/mh^2$ 、 $a_1 = 1 + a$ 、 $b_1 = 1 + b$ 、 $S = K_{VV}(i\omega)/k$ 、 $C = K_{VM}(i\omega)/kh$ 、

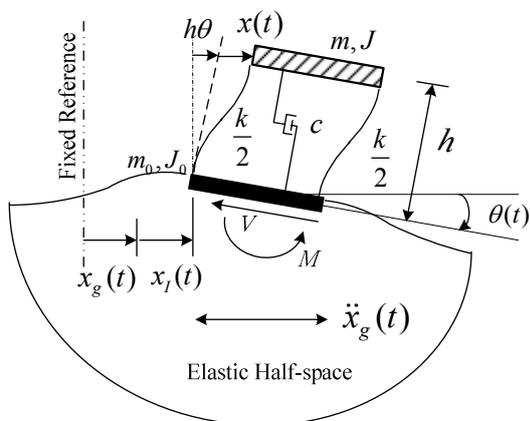
¹ 國家地震工程研究中心專案副研究員

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

$R = K_{MM}(i\omega)/kh^2$ ，而 $K_{VV}(i\omega)$ 、 $K_{VM}(i\omega)$ 及 $K_{MM}(i\omega)$ 分別為對應角頻率 ω 之受彈性半無限空間支撐之剛性無質量基礎版的側移、耦合與搖擺阻抗係數。整個土壤結構系統的運動方程式可表示如下

$$\begin{bmatrix} 1-\beta^2+i2\xi\beta & -\beta^2 & -\beta^2 \\ -\beta^2 & -a_1\beta^2+S & -\beta^2+C \\ -\beta^2 & -\beta^2+C & -b_1\beta^2+R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X(i\omega) \\ X_f(i\omega) \\ h\Theta(i\omega) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \beta^2 \\ a_1\beta^2 \\ \beta^2 \end{Bmatrix} \frac{\ddot{X}_g(i\omega)}{\omega^2} \quad (1)$$



圖一 單自由度結構物分析模型

樓版之相對位移 X_f 為結構變位 X 、基礎側移 X_l 與搖擺運動造成樓版位移 $h\Theta$ 之總和。今以 X_f 來推導原式(1)中之系統運動方程式，並以 $k^* = k(1+i2\xi\beta)$ 來表示結構複數勁度參數，在忽略土壤耦合阻抗後可得

$$m\ddot{X}_f + k^* \left(\frac{1 + \frac{a\beta^2}{-a\beta^2+S}}{1 + \frac{a_1}{-a\beta^2+S} + \frac{1}{-b\beta^2+R}} \right) X_f = -m\ddot{X}_g \quad (2)$$

上式可視為針對樓版相對位移 X_f 之單自由度剛性基盤系統之運動方程式，意即原先土壤結構系統可用一個等值固定基盤模型(EFB)之運動方程式來表示，

$$m\ddot{X}_f + \tilde{k}^* X_f = -m\ddot{X}_g \quad (3)$$

此新系統之質量與原先結構樓版質量相同，新系統之複數勁度 \tilde{k}^* 則可表示為

$$\tilde{k}^* = k^* \cdot [F_{SSI}]_{3dof} \quad (4a)$$

$$F_{SSI} = \frac{1 + \frac{a\beta^2}{-a\beta^2+S}}{1 + \frac{a_1}{-a\beta^2+S} + \frac{1}{-b\beta^2+R}} \quad (4b)$$

由上述推導可知，原先結構物勁度經由 SSI 效應評估因子 F_{SSI} 修正後，可將完整土壤結構系統轉換為一個剛性基盤的結構系統，並且於傳統固定基盤分析模式中考慮土壤~結構互制效應作用。此 F_{SSI} 因子隨著外力作用型式與 SSI 系統分析所用之模型而有所不同，皆可由上述類似之推導過程求出。

三、SSI 效應之量化

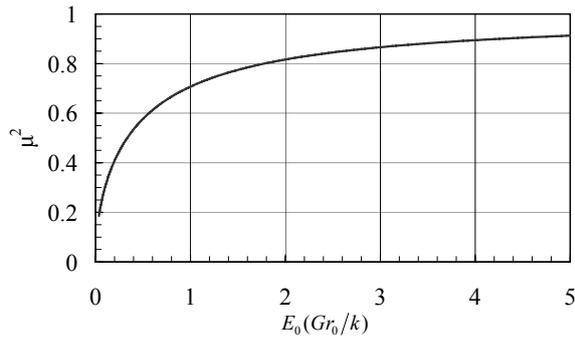
本研究利用一個 EFB 模型代表樓版位移 X_f 之單自由度系統，此系統之自然頻率 $\tilde{\omega}_l$ 是根據頻率方程式求解，而有效阻尼比 $\tilde{\xi}_l$ 則定義為在 SSI 自然頻率 $\tilde{\omega}_l$ 處之系統阻尼比。EFB 模型之自然頻率 $\tilde{\omega}_l$ 與原來的 SSI 系統相同，今定義頻率降低比 μ 為結構本身與 EFB 系統兩者自然頻率之比值，若忽略結構阻尼，由式(3)與(4)計算可得

$$\mu^2 = (\tilde{\omega}_l / \omega_s)^2 = [F_{SSI}]_{RE} \quad (5)$$

在此 $[F_{SSI}]_{RE}$ 表示 SSI 效應評估因子 F_{SSI} 此複數函數的實部。假設在 a_0 小於 1 時可將土壤阻抗視為一定值 \bar{k}_{VV} 、 \bar{k}_{MM} ，可用初始斜率為 1 之正規化雙曲線函數求解頻率降低比 μ 如下

$$\mu^2 = \frac{E_0(Gr_0/k)}{E_0(Gr_0/k)+1} \quad (6)$$

其中 Gr_0/k 為土壤與結構勁度的無因次勁度比、 $E_0 = f(a, b, r_0, h, \bar{k}_{VV}, \bar{k}_{MM})$ 與結構參數及基礎型式有關。可發現當無因次勁度比 Gr_0/k 減少時，系統頻率降低比 μ 亦隨之遞減，此結果顯示當基礎土壤越軟弱，所受到之土壤結構互制效應越顯著整體土壤結構系統自然頻率也會跟著降低，如圖二所示。

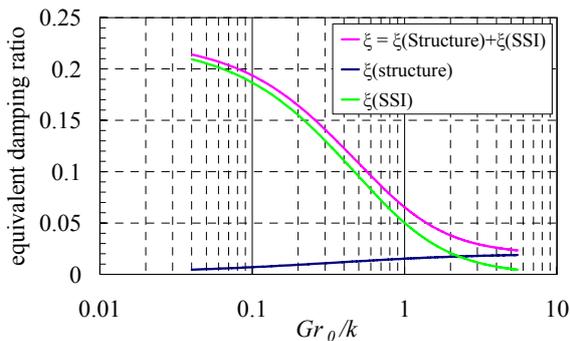


圖二 頻率降低比之雙曲線模式

另外，本研究建議選擇土壤結構系統自然頻率 $\tilde{\omega}_i$ 處所對應之阻尼比 $\tilde{\xi}_i$ 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(3)與(4)之關係可得

$$\tilde{\xi}_i = \xi\mu + \frac{1}{2\mu^2} \cdot [F_{SSI}]_{IM} \quad (7)$$

EFB 模式中有效阻尼比 $\tilde{\xi}_i$ 乃是由結構阻尼比 ξ 與 SSI 效應評估因子 F_{SSI} 之虛部值 $[F_{SSI}]_{IM}$ 兩者所貢獻。結構阻尼比所貢獻的部分會隨著頻率降低比 μ 減少而逐漸變小，但是 SSI 效應所貢獻的部分則會隨著 μ 降低而增加，如圖三所示。



圖三 EFB 模式之等值阻尼比

四、FEMA450 建議 SSI 評估程序

FEMA450 建議柔性支承結構物的有效週期 \tilde{T} 可以下式推估：

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{k}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (8)$$

其中 T 為結構物在剛性支承條件下的週

期，而此結構物之勁度可由式(9)得出

$$k = 4\pi^2 \left(\frac{W}{gT^2} \right) \quad (9)$$

\bar{h} 為此結構物之有效高度，以 0.7 倍結構高度 h 計， K_y 、 K_θ 分別代表基礎水平、搖擺勁度。若結構物基礎為座落於地表或接近地表的筏式基礎，土壤泊松比 $\nu=0.4$ 時，結構有效週期 \tilde{T} 可由式(10)計算

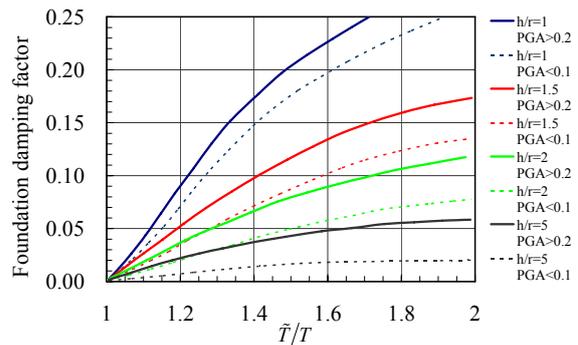
$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha r_a \bar{h}}{V_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3} \right)} \quad (10)$$

其中 $\alpha = W/\gamma A_0 \bar{h}$ 為結構與等結構體積土壤之重量比 (γ 為土壤比重、 A_0 為基礎面積)、 V_s 為土壤剪力波速、 r_a 與 r_m 分別代表基礎等面積與等二次矩之特徵半徑、 α_θ 為動態基礎搖擺勁度參數。

若結構本身阻尼比為 5%，則土壤結構系統之有效阻尼參數 $\tilde{\beta}$ 可由式(11)計算

$$\tilde{\beta} = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^3} \quad (11)$$

其中 β_0 為基礎阻尼參數，可由圖四得出。FEMA450 建議計算所得之有效阻尼參數值不可小於 5% 或大於 20%。

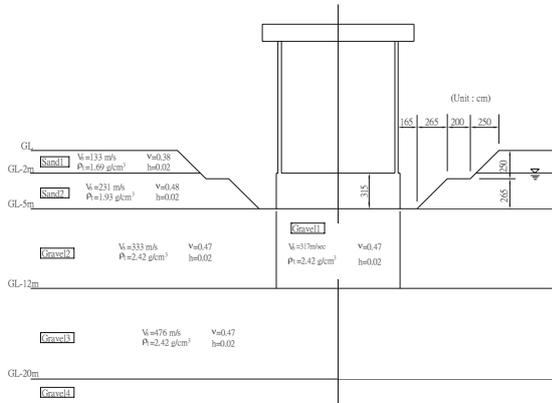


圖四 基礎阻尼參數(FEMA 450)

五、現地試驗與數值案例之比較

花蓮大比例尺地震試驗 (Hualien Large-Scale Seismic Test, 簡稱 LSST) 為美國、日本、韓國、法國及台灣等五國之電力公司及核能研究單位在花蓮所進行之圍阻體模型地震試驗計畫。為配合圍阻體模

型地震反應之研究，在圍阻體模型建好周圍尚未回填前，曾分別對圍阻體模型從事強制振動試驗(FVT-1)，圖五為花蓮 LSST 試驗 FVT-1 分析模型。



圖五 花蓮 LSST 試驗 FVT-1 分析模型

利用 EFB 模式與 FEMA 規範評估方法分別計算此系統之有效週期與有效阻尼，和 FVT-1 試驗結果比較如表一所示。結果顯示 EFB 模式分析所得結果與實際試驗值較為接近。

表一 FVT-1 試驗分析結果比較

	EFB	FEMA	FVT-1
W (t)	520		
r (m)	5.41		
H (m)	15.38		
Vs (m/s)	317		
T (s)	0.113		—
\tilde{T} (s)	0.233	0.191	0.217
ζ_{ssi}	0.039	0.068	0.037

此外，本研究針對一般 RC 結構進行數值案例分析，藉以了解不同週期之結構物在不同地盤週期之場址條件中 SSI 效應的影響。假設有三個單自由度結構 S1、S2、S3，總重均為 1000 ton，基礎為表面式圓盤剛性基礎且半徑為 10 m，高度各為 5 m、10 m、15 m (相對應之結構週期為 0.234 sec、0.394 sec、0.534 sec)，場址土層剪力波速分別為 400 m/s(堅硬地盤)、250 m/s(中等地盤)、150 m/s(軟弱地盤)時，同樣分別計算 EFB 模式與 FEMA 方法之有效週期與

有效阻尼，其結果如表二所示，兩者分析結果均顯示短週期結構在長週期地盤下 SSI 效應最為顯著。

表二 SSI 效應之比較

Vs (m/s)		S1		S2		S3	
		T(s)	ζ_{ssi}	T(s)	ζ_{ssi}	T(s)	ζ_{ssi}
400	EFB	0.96	5.6%	0.98	5.1%	0.98	5.0%
	FEMA	0.97	5.4%	0.99	5.2%	0.99	5.2%
250	EFB	0.90	7.4%	0.95	5.5%	0.96	5.1%
	FEMA	0.94	6.1%	0.97	5.5%	0.98	5.4%
100	EFB	0.78	14.1%	0.87	7.4%	0.89	5.8%
	FEMA	0.73	15.7%	0.83	10.0%	0.86	10.3%

六、結論與展望

本研究所提出之等值固定基盤分析模型，不僅簡單且具有明確之物理意義，易於一般結構耐震工程使用，對於檢討現行耐震設計規範中 SSI 效應之影響以及進行初步 SSI 分析上，非常具有應用與參考價值。

參考文獻

1. Building Seismic Safety Council of National Institute of Building Sciences, "Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)", 2003 Edition, Washington, D.C., 2004.
2. 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.
3. CRIEPI., "The Unified Model of the Ground for FVT-1 Analysis", Report, Central Research institute of Electric Power industry, Tokyo, Japan, 1993.

地震應變與防災資訊網建置之初步研究

陳煒仁¹ 王惠萍² 陳緯蒼³ 葉錦勳⁴

摘要

隨著台灣地震損失評估系統(TELES)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、成熟。然而受限於推廣管道與昂貴的 GIS 軟體，部分資訊更因智慧財產權約束，這些寶貴的資料庫與研發成果很難及於有需求以及有興趣的使用者。有鑑於此，國震中心近年來透過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 97 年度結合交通路網資訊及地震勘災調查資料，建置重要防災設施的查詢與展示系統，可套疊 TELES 震災早期評估結果，提供應變單位決策參考。

關鍵詞：台灣地震損失評估系統、震災境況模擬、早期評估、Web-GIS

一、前言

本研究以 MapInfo 公司的 MapXtreme 與微軟的 VS.NET 為開發平台，結合 AJAX、HTML、XML 等技術，開發地震應變與防災相關的網路地理資訊展示與查詢系統。建置內容主要包含以下幾項：(1) 交通路網與重要設施之整合展示與查詢系統，(2) 地震災情資料上傳與管理系統，(3) 地震早期評估及境況模擬結果展示系統，及(4) 台灣地震損失評估系統全球資訊網。

二、交通路網與設施展示與查詢系統

國震中心近幾年積極收集整理各類地震防災相關的資料庫，包含地震目錄、強地動紀錄、活斷層分佈、工程鑽探資料、一般建築物、國中小學校舍、公路橋梁、電力、自來水、瓦斯…等資料庫。如能將整理後的延伸資料加以推廣應用，自然可發揮其潛在的價值。然而，一方面受限於 GIS 軟體價格和技術門檻，一方面因資料所有權和機密性的限制，這些寶貴的資料庫與研發成果不易廣泛為大眾使用。有鑑於此，本研究希望透過 Web-GIS 技術，建

置資料展示與查詢系統，並整合不同應用層面的資訊網站於同一平台，以便利社會大眾、學術研究與防災決策單位使用。

本研究已整合台灣地區的行政區界(含縣市、鄉鎮、村里等三層級)、公路路網、橋梁、湖泊、地標…等基本圖資，並輔以福衛二號衛星影像，供使用者進行放大、縮小、平移…等基本功能操作。為便利使用者查詢資料，可設定搜尋資料的地理範圍，也可設定查詢目標的種類，如道路、政府機關、文教機構、運輸場站、公共設施、風景遊憩、飯店旅館、橋梁等。參考圖 1，一旦指定欲查詢的目標，可在地圖中顯示目標的位置及周圍環境。

為方便使用者依照需求選擇欲顯示的圖資，以決定所呈現之資訊的豐富與複雜程度，本展示系統設有圖層控制的功能。參考圖 2，目前僅將各項圖層概分為地標(包含政府機關、文教機構、運輸場站、公共設施、風景遊憩、飯店旅館、橋梁等)、公路系統(包含國道、快速道路、省道、縣道、鄉鎮道路、都市道路、巷弄等)、和其它(包含河川、湖泊)等三大類。另可選擇是

¹ 國家地震工程研究中心技術員

² 國家地震工程研究中心技術員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心研究員兼任組長

否套疊衛星影像，以增加可讀性。



圖1 查詢介面及展示範例



圖2 利用圖層控制以選擇展示的內容

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」的雛型系統(參考圖 3)。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「災情資料上傳與管理系統」傳回必要資訊。災情彙整組則利用「災情資料上傳與管理系統」整理勘災調查組與防災協力人員回傳的資訊，也可透過「災情資料上傳與管理系統」整理電子媒體所發佈的災情資訊

和影像圖資等。

為避免該系統遭濫用，勘災人員需透過「國震之友」的機制登入。之後，即可按照勘災人員的權限，進行資料的上傳。為使勘災資料能有系統地儲存，便於後續之統計分析，本系統目前將勘災對象概分為七大類別，分別為建築物、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套用勘災調查表格，將災害情況做詳實的記錄。本系統進一步提供多媒體影像、圖片的管理機制，並整合 MapXtreme Web Map、AJAX 與微軟 Silverlight 技術，提供非同步資料更新、精確的災損點定位、檢視、修正與展示等功能。

為確保勘災調查資料的正確性，當新增災情資料時，須經災情彙整人員逐一審視資料內容後，才能對外發佈。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，亦建置 Web Service 對外發佈的功能介面，供其它 Web-GIS 系統進行資料的整合展示。

本系統已於西元 2008 年中國汶川地震發生時，進行模擬災情收集演練與平台操作介面的修正。



圖3 災情資料上傳與管理系統之介面

四、地震早期評估及境況模擬展示系統

TELES 為震災境況模擬的系統。為進行有效且正確的災損推估，必須收集建置

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，但目前無法提供資料庫供一般使用者自行運用。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「地震早期評估及境況模擬展示系統」。

地震早期評估

於接獲中央氣象局的地震報告電子郵件後，TELES 的早期損失評估模組隨即啟動。依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，進行地震災害早期評估，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。使用者可查詢災損的數量，並以主題圖方式展示分佈情況。參考圖 4，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，可呈現該地震的震央位置與可能的斷層開裂方向。本系統提供不同主題圖類別、範圍設定及資料項目，供使用者設定及展示評估的結果。可下載相關的參數檔案及主題圖圖資進行後續的研究。



圖4 TELES 早期評估介面展示情況

參考圖 5，勘災調查資料也可在地圖上顯示災損點的位置、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。



圖5 災情資料整合展示情況

震災境況模擬結果展示與查詢系統

運用 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。參考圖 6，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6 TELES 境況模擬介面展示情況

依照使用者設定之震源參數，包含地震規模(5.1~7.3，間隔 0.2)、震央位置(緯度 21.1~25.9，間隔 0.2 度；經度 119.1~122.9，間隔 0.2 度)、震源深度(10、20、30、50、70、90 公里)、斷層走向等參數，於地震損

失模擬資料庫中篩選所設定之模擬地震的評估結果。可按不同的主題圖(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。可供平時地震災害教育與演練使用。

五、台灣地震損失評估系統全球資訊網站

近幾年來國震中心致力於「台灣地震損失評估系統-TELES」的研發，已累積相當的研究成果，並透過開發台灣地震損失評估系統全球資訊網站(圖 7)，提供超越空間以及零時差的知識分享平台。



圖7 TELES 全球資訊網首頁

台灣地震損失評估系統全球資訊網址如下：<http://teles.ncree.org.tw/>，有關國震中心在震災境況模擬技術所掌握和創造的成果與資源，如研究報告、教育簡報、技術及使用手冊、軟體及資料庫等，都可以在網站中下載或瀏覽。國震中心於 97 年度進行台灣地震損失評估系統全球資訊網之版面與網站服務更新。針對新增的服務項目說明如下：

結合國震中心網站的會員帳號

台灣地震損失評估系統全球資訊網中提供了許多珍貴的研究成果，如軟體程

式、資料庫以及研究報告。為了方便國震中心進行使用者的統計與屬性分析，一般網站在架構的設計上常利用會員管理方式，讓使用者透過帳號與密碼來下載檔案。由於國震中心的官方網站已經有「國震之友」會員服務制度，再者瀏覽 TELES 網站的使用者也是經常會瀏覽國震中心網站的使用者。有鑒於此，TELES 網站整合國震之友資料庫，讓使用者只要透過國震之友的登入機制，便可直接存取 TELES 網站中的研究成果。

軟體下載服務

過去取得 TELES 的軟體與範例資料庫(台北市地區資料庫)需要透過公文或者紙本申請書的方式來進行，待國震中心收到公文或申請書後，再利用郵寄光碟或者 FTP 傳輸的方式提供給申請人。為了更精簡作業流程與成本，TELES 程式與範例資料庫的下載已於本年度更改為網路下載。只要透過上述的國震之友登入方式，申請人很輕易地就可以在下載的網頁中下載最新的 TELES 程式與範例資料庫。

建置網路技術論壇

未來將建置與 TELES 使用者互動的網路技術論壇。透過該論壇，TELES 的使用者可以透過張貼文章發表對 TELES 使用上的問題或建議，而論壇也有專業的研究人員會提供答案與建議回應。

六、結論與展望

本研究將 TELES 的應用進行推廣，透過 Web-GIS 的技術於網路上提供平時教育，震災時決策參考的資訊。未來將持續精進 Web-GIS 的展示效能與衛星航照圖資，使地震災害的預防與救災能更加地完備。

自來水系統震後服務效能分析之初步研究

劉季宇¹ 洪祥瑗²

摘要

自來水系統為現代社會中最重要的基礎建設之一，其震後服務效能中斷除了會造成災區民眾日常生活發生困難之外，其影響也會擴散至醫療、衛生、消防、工商活動等。本研究旨就自來水系統震後服務效能分析問題進行探討，已初步完成相關分析技術之研發，並應用蒙地卡羅法完成台北市自來水事業處各供水分區在模擬地震作用下的供水能力推估。

關鍵詞：自來水系統、震後服務效能、震災境況模擬

一、前言

自來水系統為現代社會中最重要的基礎建設之一，其震後服務效能中斷除了會造成災區民眾日常生活發生困難之外，其影響也會擴散至醫療、衛生、消防、工商活動等。由於自來水系統具有許多地下管線，其震後復水通常需要較長的作業時間。1995 年阪神地震曾造成自來水主幹管中 1,757 處，以及用戶管中 89,584 處的損壞[ALA, 2001]，初步的全面復水費時 2.5-3 個月。近年來各國政府與研究機構為進一步強化都會區震災風險管理技術與應用，莫不積極合作研發建物損壞及人員傷亡推估之外的其他維生線分析工具。美國 MCEER 地震中心於 2006 年將所發展之自來水系統震後分析與決策支援軟體技術轉移給洛杉磯水電部 (LADWP) 使用[MCEER, 網頁資料]，該軟體即康乃爾大學 O'Rourke 教授所領導的團隊研發之 GIRAFFE (Graphical Iterative Response Analysis for Flow Following Earthquakes) [Shi, 2006; Wang, 2006]。國內目前已具備電力系統震後服務效能分析之技術能力[Liu et al., 2007]，然而自來水管網系統震後震後服務效能分析技術的發展目前仍在起步階段。

二、自來水管線災損分類、機率以及水力模型

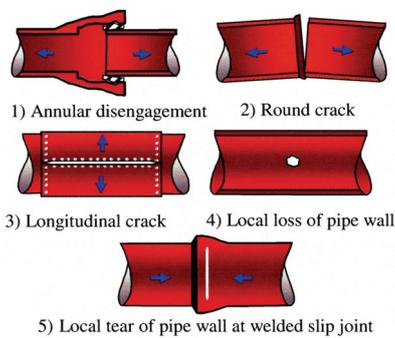
自來水系統的管線災損以管線滲漏(pipe leaks)與管線斷裂(pipe breaks)兩種型態為主。根據 Shi [2006]與 Wang [2006] 的研究，由自來水管線歷史震害資料可歸納出在鑄鐵管、韌性鐵管、栓接鋼管、混凝土管與焊接鋼管等五大類管材之中，前面四類管材發生管線滲漏與管線斷裂，二者佔修復數(repair numbers)的百分比分別為 80%與 20%；至於焊接鋼管則幾乎不會發生管線斷裂，並且其總修復數中與管線滲漏有關者僅佔 20%左右。其次，自來水管線滲漏又可以歸納為五種型式，亦即圓周向鬆脫(annular disengagement)、弧向裂縫(round crack)、軸向裂縫(longitudinal crack)、管壁局部脫落(local loss of pipe wall)、管壁局部撕裂(local tear of pipe wall at welded slip joint)等，如圖一所示。不同自來水管材發生管線滲漏時，其各種滲漏型式發生的機率亦有所不同。

Shi 等人進一步提出管線斷裂以及滲漏的災損點水力模型[Shi et al., 2006; Shi, 2006; Wang, 2006]。當管線發生斷裂時，其水力模型如圖二所示，自斷點兩端分別接引二個水池(reservoirs)，並在斷點與水池之

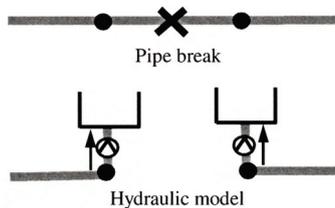
¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

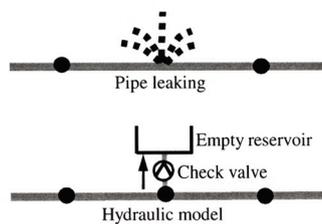
間放置制流閥(check valves)以確保管流為單一方向(自管線流至水池),同時斷點處的高程可以由管線兩端節點的高程,以及其至管線斷點的距離按照比例決定之。當管線發生滲漏時,其效果等同於滲漏處上的一個灑水器(sprinkler),其水力模型等同於一段虛擬管線以及一個制流閥,將原管線自滲漏處引流至空的水池,如圖三所示;虛擬管線的粗糙度與次要水頭損失係數(minor head loss coefficient)分別定為無限大以及1,代表管線滲漏引致之能量損失只與這裡的次要水頭損失有關。



圖一 自來水管線滲漏的五種型式[Shi et al., 2006]



圖二 自來水管線斷裂災損點之水力模型 [Shi et al., 2006]



圖三 自來水管線滲漏災損點之水力模型 [Shi et al., 2006]

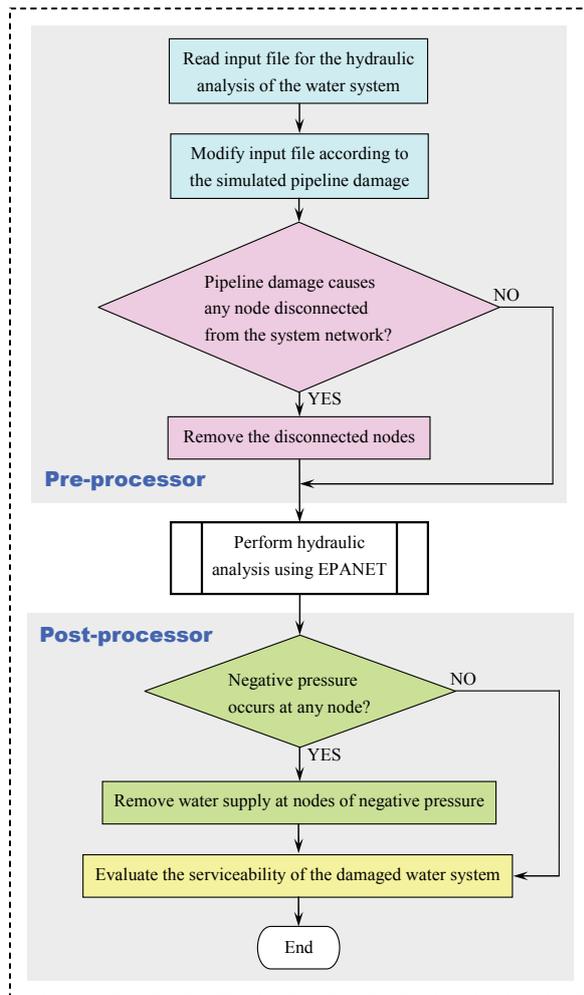
進行自來水管網系統的水力分析,當管線出現損壞時,很容易在某些節點上得到負的水壓值。負水壓現象在理論上亦不

無可能,其根本原因在於進行水力分析時,作了管流為始終滿流且加壓(full and pressurized)的假設。自來水管網在實務上不可能作到完全的氣密(air-tight),因此以上所作的假設並不保證成立,特別是管線損壞的時候。此時必須就負水壓節點作適當處置,否則必然會高估自來水管網系統的供水能力。如何合理地考慮負水壓,一直是探討(受損)自來水管網水力分析的核心問題,目前在文獻中亦有數種處理程序。本研究目前初步作法,係採最簡單的Ballantyne方法[1990],即直接假設出現負水壓之節點沒有任何管流經過。

三、自來水系統震後服務效能分析

自來水系統震後服務效能的分析流程如圖四所示,可歸納為如下之步驟:

- (1) 輸入自來水管網水力分析資料:該資料由自來水事業單位營運部門提供,須與管網水力分析軟體所要求格式相符。輸入檔內含 Nodes, Pipes, Pumps, Tanks, Reservoirs 等自來水系統元件的完整屬性資料以及空間座標;
- (2) 模擬管線災損點、修改輸入資料:根據模擬地震所引致地表震度,利用蒙地卡羅法由管線災損率公式模擬自來水管網的災損點分布,並利用其管材與管徑屬性資料,隨機決定其為管線斷裂或是何種型式的管線滲漏,之後修改水力分析輸入資料使之與災損點的水力模型相符合;
- (3) 判斷是否有部分自來水管網因為管線災損而被隔離?步驟(2)中在配置管線斷裂點時,可能導致部分的自來水次管網不再與系統相連接,這些都必須進一步予以隔離;
- (4) 進行自來水管網水力分析;
- (5) 查核是否有節點出現負水壓?若真,則根據 Ballantyne 所建議的處理程序,將這些節點上的流量完全扣除不計;
- (6) 統計系統供水能力結果:累計自來水系統中所有供水節點的 demand 總和,是為「受損自來水系統」的供水能力。



圖四 自來水管網系統震後服務效能分析流程圖

四、分析案例

本研究已取得台北市自來水事業處(北水處)各供水分區的 EPANET 管網水力分析資料供分析使用。北水處的服務範圍包括台北市以及台北縣的三重、永和、中和與新店，各供水分區的自來水管網如圖五所示。EPANET 係美國環境保護署(EPA, U.S. Environmental Protection Agency)所研發之泛用型管網水力與水質分析軟體 [Rossman, 2000]，其執行檔、使用手冊與原始程式碼可於 EPA 網站自由下載使用，O'Rourke 教授團隊的 GIRAFFE 軟體亦以 EPANET 程式碼作為水力分析的核心。

由於缺乏本土性實證資料，本研究關於自來水管線的災損分類、機率以及水力模型等，係依循 Shi [2006]與 Wang [2006]

的研究成果。同時現有北水處 EPANET 管網資料中並無管材的資訊，因此本研究初步假定當管線的管徑 ϕ 大於或等於 1000mm 時，其管材為焊接鋼管，當管線的管徑 ϕ 小於 1000mm 時，其管材為鑄鐵管或栓接鋼管的機率各半。最後，本研究亦初步假定自來水管線災損率 (RR , repair rate, 每公里發生的管線災損數) 為 PGA (單位為 gal) 的函數，由以下公式所給定：

$$RR = \begin{cases} 1.2 \times 10^{-3} \cdot PGA^\alpha & \phi \leq 300\text{mm} \\ 0.8 \times 10^{-3} \cdot PGA^\alpha & 300\text{mm} < \phi \leq 500\text{mm} \\ 0.4 \times 10^{-3} \cdot PGA^\alpha & 500\text{mm} < \phi \end{cases}$$

其中 $\alpha = 0.9735$ 。

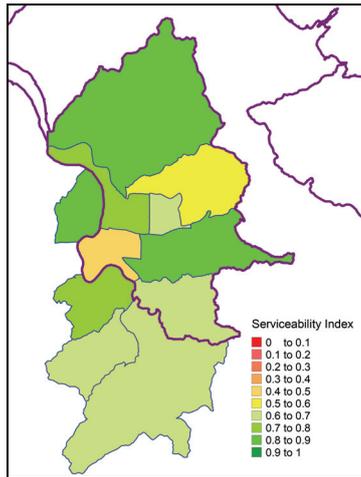
考慮台北都會區附近的兩個重要模擬地震事件，震源分布如圖六所示。在山腳斷層 M5.9 模擬地震、新城斷層 M7.5 模擬地震作用下，北水處各供水分區的震後服務效能指標 (SI, serviceability index, 指震後供水量與正常供水量之值的比值，其值為 1 代表服務效能不受任何影響，0 代表服務效能完全喪失)，其初步分析結果 (100 個隨機案例結果的平均值) 分別如圖七、圖八所示。



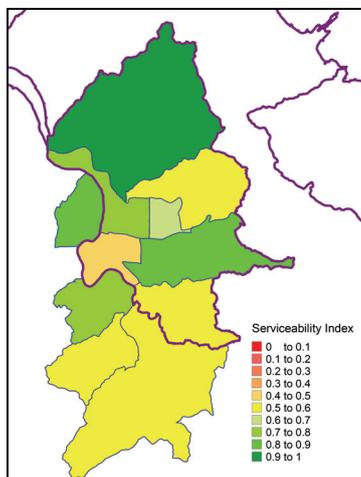
圖五 台北市自來水事業處各供水分區管網圖



圖六 模擬地震之震源分布圖



圖七 山腳斷層 M5.9 模擬地震下之北水處系統震後服務效能指標分布



圖八 新城斷層 M7.5 模擬地震下之北水處系統震後服務效能指標分布

成果未來可應用於自來水管網系統地震減災規劃之外，也可作為震災社經影響評估與政策研擬，相關研究猶待後續努力。

參考文獻

1. ALA (American Lifelines Alliance) (2001). Seismic Fragility Formulations for Water Systems, <http://www.Americanlifelinesalliance.org>.
2. Ballantyne et al. (1990). Earthquake Loss Estimation Modeling of the Seattle Water System, Technical Report, Kennedy/Jenks/Chilton, Federal Way, WA.
3. Liu, G.-Y., Wang, Y.-J., and Liu, C.-W. (2007). "The Scenario Simulation of Electric Power Systems during and after Devastating Earthquakes," Proc. 10th Int. Confer. Applications of Statistics and Probability in Civil Eng., Paper No. 62, Tokyo, Japan.
4. MCEER, http://mceer.buffalo.edu/publications/bulletin/06/20-02/03_ladwp.asp.
5. Rossman, L.A. (2000). EPANET 2 User's Manual, EPA, Cincinnati, OH.
6. 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.
7. Shi, P. (2006). "Seismic Response Modeling of Water Supply Systems", PhD Dissertation, Cornell U., Ithaca, NY.
8. Wang, Y. (2006). "Seismic Performance Evaluation of Water Supply Systems", PhD Dissertation, Cornell U., Ithaca, NY.

五、結語

本研究已初步完成自來水系統震後服務效能分析技術之研發，並應用蒙地卡羅法完成台北市自來水事業處各供水分區在模擬地震作用下的供水能力推估。本研究

震源參數與微地動地盤特性研究-高科技園區 (地化監測)(IV)

瓦里亞¹、林世榮²、楊燦堯³、溫國樑⁴

摘要

地震在發生前，通常會有一些物理或化學的前兆，利用斷層帶上的土壤逸氣變化，用來監測區域構造活動已成為地球化學方式之一。本研究目的為利用此一工具，觀測新竹新城斷層及台南新化斷層，並開始針對宜蘭地區進行調查，透過氣體組成及濃度變化，試圖瞭解該地區之構造活動性，目前在新城斷層及新化斷層帶上均設置土壤氣體觀測站。土壤氣體觀測結果顯示某些主要地震事件具有潛在異常訊號，兩區域分別反映出不同的構造活動性，新化站觀測結果顯示，潛在的異常訊號所對應的地震以台灣東南部為主；而新竹測站觀測結果顯示，潛在的異常訊號所對應的地震主要發生在沖繩海槽及琉球海槽附近。

關鍵詞：土壤氣體、斷層、地震、氫氣、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)。為瞭解地底下氫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(Etioppe and Martinelli, 2002)。

氣體遷移速度及濃度受控於許多因子，如底岩中鈷土元素的分佈、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。

此技術目前用於新城斷層及新化斷層及宜蘭地區的調查上，並在新城及新化斷層帶上已完成地球化學觀測站設置。

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，透過氬氣偵測儀分析氬氣含量；攜帶式氣相層析儀分析CO₂、N₂、O₂等含量；氫氣氬析儀得到氫氣濃度，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，選取一剖面作定期採樣，藉以瞭解該場址對地震活動事件之敏感性。

經過長期定期採樣分析，選取一處具

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

有高濃度的氬氣及氦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台北辦公室中。

三、結果與討論

經過前兩階段的調查，找出新城及新化斷層空間分佈後，隨即在斷層帶上設置土壤氣體觀測站，以便觀察本區地化氣體的異常與構造應力改變的關係。

初步觀測結果顯示土氬氣體觀測站對主要地震活動有潛在的前兆異常訊號。

A. 新城斷層

竹科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 2008 年 12 月底觀測期間（圖二），本區共發生 40 起地震事件，而土氬氣體連續觀測資料記錄到 29 起氣體異常事件，研判其中有 17 起異常事件（近 6 成）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，無法反映出土氬氣體變化。本測站的信賴水平（Confidence Level）為 1.2，顯示該站適合作為地震觀測站。

B. 新化斷層

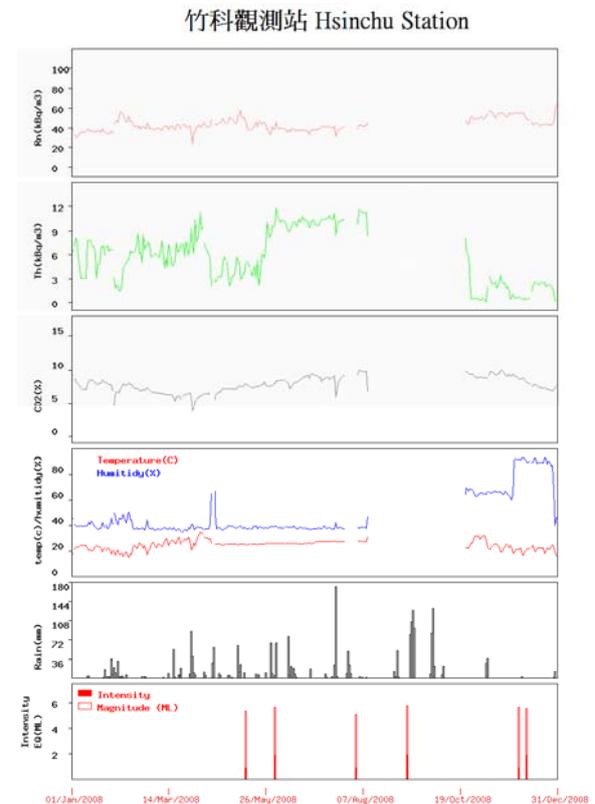
新化站設置於新化畜產試驗所內，於 2006 年 10 月底設置完成，自 2006 年 11 月至 2008 年 12 月底觀測期間（圖二），本區共發生 34 起地震事件，土氬氣體連續觀測資料記錄到 35 起氣體異常事件，研判其中有 26 起異常事件可能與鄰近的地震活動有關（表一）。其餘未能對應的地震事件，主要受到如暴雨影響而造成資料暫時中斷。本測站的觀測結果較新城斷層測

站有較佳的信賴水平（Confidence Level）。

C. 宜蘭地區

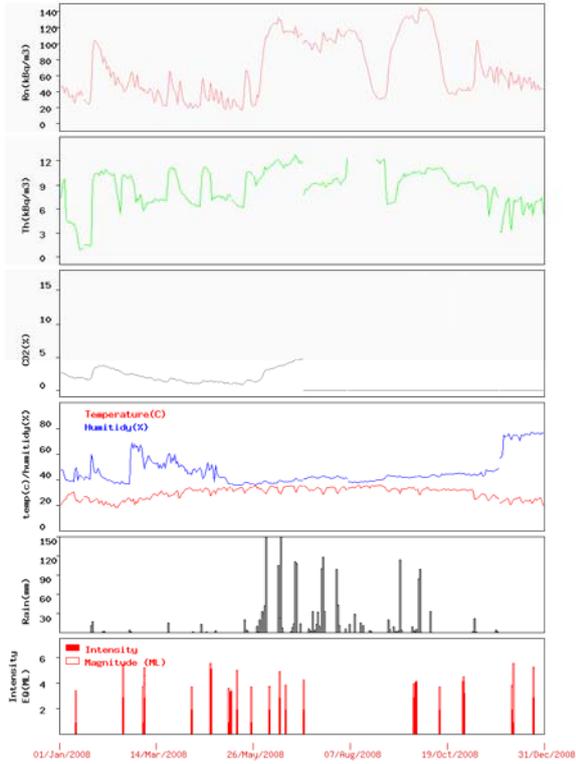
宜蘭平原位於台灣東北，為一沖積三角洲，種種研究都顯示宜蘭平原為南沖繩海槽在陸地上的延伸，而宜蘭地區地震活動多少與沖繩海槽的擴張與活躍的海底熱液活動有關。

目前在宜蘭地區已完成 5 條剖面，46 個採樣點（圖三），結果顯示在斷層帶附近明顯具有氬氣異常分佈，未來將在本區進行更密集之普查及觀測，以作為土氬氣體觀測站設置參考。

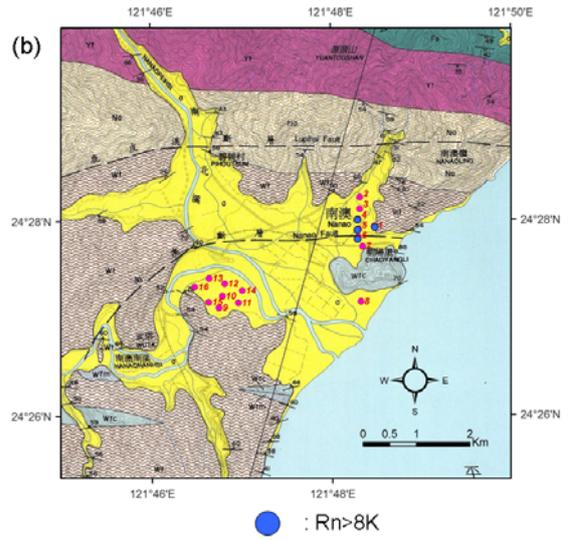
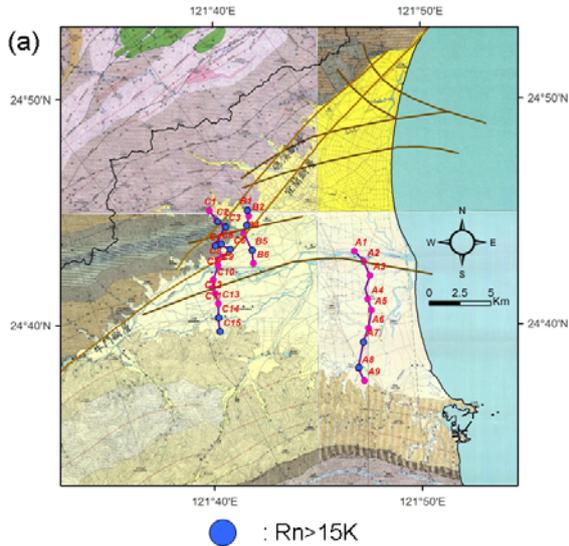


圖一 竹科土壤氣體觀測站於 2008/1/1 ~ 2008/12/31 期間，土壤氣體中氬氣、二氧化碳與地震活動事件之關係

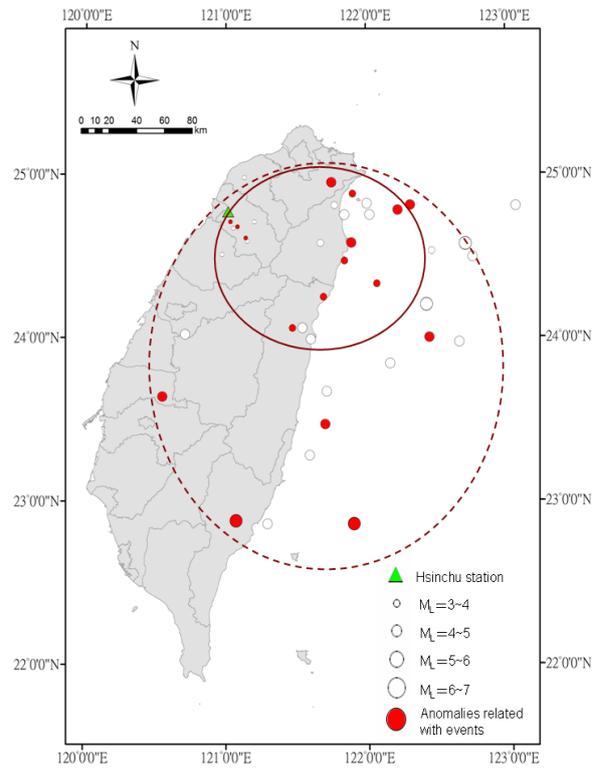
新化觀測站 Hsinhua Station



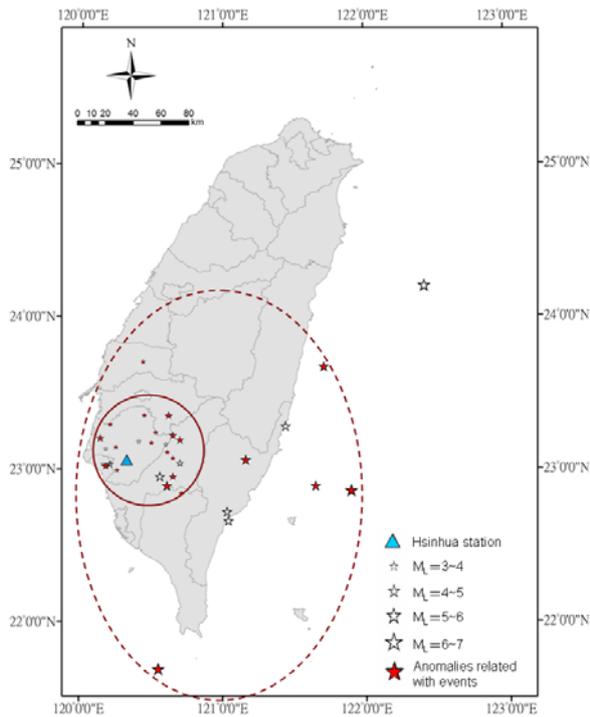
圖二 新化土壤氣體觀測站於 2008/1/1 ~2008/12/31 期間，土壤氣體中氬氣、二氧化碳與地震活動事件之關係



圖三 氬氣異常點分佈位置(a)宜蘭平原 (b) 南澳地區



圖四 竹科測站氣體異常訊號所對應地震事件分佈圖



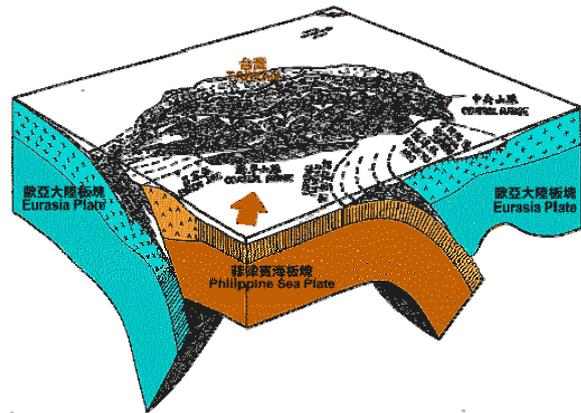
圖五 新化測站氣體異常訊號所對應地震事件分佈圖

四、結語

從以上結果可發現：(1)土壤氦氣的濃度在地震前數天到數小時呈現變化；(2)土壤氦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)土壤氦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，如圖六。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。

未來若宜蘭及花東地區觀測站設置完成，應更有機會在地震發生前反應出異常氣體訊號。



圖六 台灣地區的地體構造

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)
Hsuncheng Fault	29	40	17	12	59%	41%	1.2
Hsinhua Fault	35	34	26	9	74%	26%	2.8

參考文獻

- Etiopie, G., Martinelli, G. (2002). "Migration of carrier and trace gases in the geosphere: an overview". *Phys. Earth Planet. Int.*, 129, 185-204.
- 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.
- Walia, V., Su, T. C., Fu, C. C., Yang, T. F. (2005a). "Spatial variations of radon and helium concentration in soil gas across Shan-Chiao Fault, Northern Taiwan". *Radiat. Meas.*, 40, 513-516.
- Walia, V., Virk, H.S., Yang, T. F., Mahajan, S., Walia, M. and Bajwa, B.S. (2005b). "Earthquake prediction studies using radon as a precursor in N-W Himalayas, India: a case study". *TAO*, 16(4), 775-804.
- 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.
- Yang, T.F., Walia, V., Chyi, L.L., Fu, C.C., Wang, C.C., Chen, C-H., Liu, T.K., Song, S.R., Lee, C.Y., Lee, M. (2005). "Variations of soil radon and thoron concentrations in a fault zone and prospective earthquakes in SW Taiwan". *Radiat. Meas.*, 40, 496-502.
- 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.

強地動預估系統雛型開發

張道明¹

摘要

雖然地震災害並不會常常出現，但是位於地震帶的國家確實需要一個在地震災害產生時緊急應變的一個決策支援系統。為對這樣的決策系統達到支援的效果，國震中心正在開發一個強地動預估系統。此系統的設計理念，要求必須與國震中心另一套地震災損評估系統相連結，希望藉此成為地震決策支援系統之雛型。為達成此一目的，強地動預估系統必須要有即時的地震波型資料，地震發生後立刻啟動進行震源參數的演算。而後在一個小時內完成有限震源破壞形態解算。如果有必要，亦可以透過網路下載全球地震網波型進行解算。據此可用各種方法對地震受災區域進行必要的強地動參數計算及合成震波計算，進行重要結構物、橋樑的災損評估。

關鍵詞：強地動預估

一、前言

國震中心自九二一地震後針對防災減災的需要進行許多研究，包括研究科學園區附近震源特性、科學園區廠區場址效應、震後快速評估震度圖、強震站地質鑽探、密集微地動量測土層振動主頻、微地動陣列量測土層剪力波速等研究。雖然沒有明言，總目標是希望能掌握何處可能會發生地震（活斷層及盲斷層之位置），了解可能發生多大的地震、這些地震會造成各區地盤多大的振動、有無特殊的震波放大現象，進而據以擬定災害防救對策，甚至修訂當地耐震設計準則，期能大幅減少震災損失。

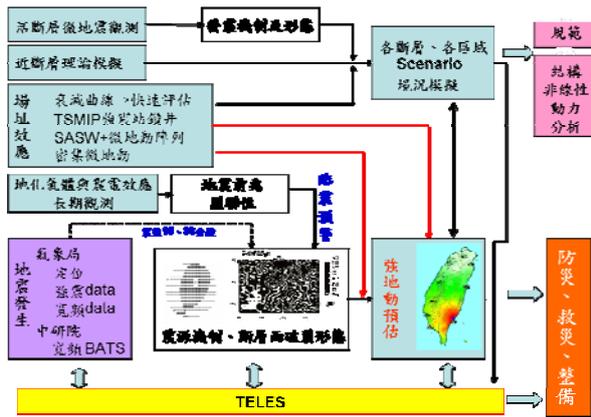
此外過去各子計畫之間有強烈的相依性，但每一研究依其主題的特質，有其相輔相成之本質。例如場址效應之研究，除了以地表微地動量測資料及強地動紀錄分析地表加速度之放大效應外，如能配合頻率特性分析及比對現有之鑽探資料，則能有效形成地盤分類的依據；然而場址效應分析所能代表的深度還是淺了一些，如果能輔以接收函數分析和微地動陣列測量，又更進一步將解析能力由地表數十公尺推

展到數百公尺；但無論如何，當我們想了解深度大於一公里的地層速度構造就必須仰賴實際地震紀錄的分析研究，譬如要了解 P 波速度構造，大多要使用地震波走時，而要了解對地表振動貢獻度最大的 S 波速度構造，則最好使用表面波資料進行分析。此外，地層的衰減特性又強烈左右地震波傳到地表的大小。但這些分析實在都須要精準的地震震源參數，亦即精確的活斷層及盲斷層位置。而且將這些研究成果統合，進行地震之破裂過程模擬。而以上所提到的各項研究成果，若要提供政府用於地震決策支援，必須用 TELES 境況模擬技術將之轉換成各區域的社經損失數字，才能快速使決策者抓到重點達成落實。

針對此一目標，國震中心準備將過去研究成果加以統合，開始建構一個強地動預估系統。預設功能必須能夠在地震發生後立刻啟動以即時的地震波型資料進行震源參數的演算，而後在一個小時內完成有限震源破壞形態解算，如果有必要，亦可以透過網路下載全球地震網波型進行解算。據此可用各種方法對地震受災區域進行必要的強地動參數計算及合成震波計算，進行重要結構物、橋樑的災損評估。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

本系統架構如圖一。



圖一 強地動預估系統架構圖

二、微地震觀測網設置

國震中心過去數年以台灣經濟命脈的科學園區為主要對象，對其所在位置鄰近第一類活動斷層，設置微震監測網，用以瞭解並建立各斷層的活動參數，提供各種地震動數值模擬之研究。目前已涵蓋新竹科學園區、中部科學園區、南部科學園區，研究範圍包含湖口斷層、新竹斷層、新城斷層、竹東斷層、大平地斷層、獅潭斷層、神卓山斷層、三義斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、九芎坑斷層、梅山斷層、木箕寮斷層、六甲斷層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層、左鎮斷層、旗山斷層等 21 條，恰為中央地質調查所公布 42 條活動斷層之半數。

在監測上述之小區域地震活動而言，需小範圍之監測網。以目前全台地震網分佈而言，現有儀器無法有效偵測到一些微小地震；而強震網分佈雖然比較密，但儀器之功能是在記錄較強之地面震動。但微小地震正是用以研究地震震源型態的重要依據，因此國震中心採購高靈敏度的寬頻地震儀(英國 Guralp 儀器公司製造的 6TD 寬頻地震儀)。我們設置的地震儀密度約為中央氣象局短週期地震儀的 2 倍，目前觀測到的微小地震約為氣象局觀測數目的 2~3 倍。這些地震的發震機制正在整理分析。

三、場址效應研究

國震中心過去數年進行多項與場址效應相關的研究，分別是(1)使用 TSMIP 強震資料迴歸分析各地的震波放大係數，並用於快速評估地震震度分布圖；(2)加強建構 TSMIP 強震測站的地質鑽探資料，其中以懸盪式井測法(Suspension P-S Logging)進行 V_p 、 V_s 波速構造調查，對估算地震時該地之地表振動情形有著非常重要的影響；(3)以微地動陣列方法求算土層剪力波速度；(4)大規模的進行微地動量測，用來評估場址主要振動頻率。以下分別就三大項目說明。

地質鑽探資料庫

中央氣象局自 1992 年起在全台都會區設置六百多座自由場強震儀觀測站，對台灣的地震學研究貢獻很大。然而在九二一地震後，有感於臺灣擁有非常豐富的地震記錄，但因為場址地質資料尚未建立，使得強震資料之應用受到限制。因此中央氣象局與國震中心於民國八十九年起逐年分區執行「全國強震儀地質資料庫之建立」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站地質資料庫，提供相關研究更加豐富且完整之資訊。

調查方式是以現場描述、地質鑽探，並配合懸盪式井測資料擷取系統量測地層波速結構。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，懸盪式井測資料擷取系統具有震源與受波器同體的特性，因此可以連續、便利且較為準確地量測地層中之波速情形。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，為整個地質資料庫的調查重點之一。目前已完成 408 座自由場強震儀測站之調查工作。

密集微地動量測

過去十餘年，台灣地震學研究成果已有相當成果。因此學者們都相繼進調整研究方向，準備以數年的時間來完成台灣地區三維強地動模擬，亦即初步建立起大地震強地動預估之能力。而為達成此一目的，必須有效掌握台灣地區速度構造，亦即各地地表地質及其受地震力作用下之場址效應、平原底下地形地貌之變化（亦即岩盤深度）及深部速度構造。此外，尚需計算三維地震波傳遞的技術。雖然目前已有數個由 P、S 波等體波走時資料完成的三維 tomography 速度模型（上述之深部速度構造），但速度模型間仍存在著許多差異性，因此在目前初步發展的「計算地震學」中，許多地震學者仍然花費相當多時間在印證不同速度模型的優缺點。但是，若針對強地動預估所需之近地表淺層速度構造，則幾乎是完全無可用之模型。另外淺層構造變化非常劇烈，往往各地都不同，需要一一仔細研究才行。而一個快速的方法便是密集微地動量測。每個微地動測點之量測資料經 H/V 頻譜比法計算後，可以進行各測點位置之振動主頻辨識，得到測點的土層振動主頻。

目前國震中心已掌握全台平原區完整的微地動量測，測點間距約 2 公里，總數達 4000 點。另外針對特別重要的地點如三大科學園區更是完成點距約 200 公尺的密集量測，完成全台及科學園區微地動振動主頻分佈圖。未來這些微地動量測結果可作為強地動預估系統之場址效應修正係數之依據基礎。

微地動陣列求取地層剪力波速

上述「全國強震儀地質資料庫之建立」計劃，對測站所在地質進行鑽探並以懸盪式井測法進行波速構造調查。但由於儀器限制，懸盪式井測法對 5 米內之土層性質不能準確量測，也對超過鑽探深度之土層

無法量測。為更加了解測站地質特性，有必要採用其他方法來得知淺層與深層之土層特性，因此國震中心採用表面波頻譜分析法(SASW method)來量測 10-20 米內淺土層之性質。對深土層則採用微地動陣列法，此方法適合量測 10-20 米以上之深層土壤性質。此兩種方法結合後，可建立測站之土層波速構造，並彌補現有懸盪式井測法之限制。

微地動陣列法是將十組地震儀以三個同心圓陣列方式擺設，在每個同心圓上之地震儀，相隔之角度（地震儀-圓心-地震儀）約為 120 度。而每個同心圓之半徑大約呈 2 的倍數增加，其最大半徑為 32，或 64m。記錄時間至少為 1 小時。經由頻率-波數分析法求得表面波頻散曲線。再利用基因演算法反算土層之剪力波速度構造。頻率-波數法主要是由頻率和波數兩個函數所組成，是由時間和空間對應而成。假設地下構造是均質且等向的水平地層，當平面波入射陣列，每測站接收到波會有時間差，即可依到時的的不同，利用時間移位法，得到平面波的特性。資料處理過程中，採用移動視窗方式來截取陣列信號。而每次視窗移動之時間差為 1 秒。將每段被截取的陣列資料，對不同頻率進行頻率-波數分析，則可得出各個頻率之相速度值。之後，再將各頻率的相速度加以篩選，則可得平均相速度及標準偏差值。而因為地表土層速度變易性非常大，在反算時不容易給與一個良好的起始解，因此我們用基因演算法搜尋大量的樣本得到一個適當的解。

四、震源參數反算

在進行強地動估算之前，必須先知道詳細的震源破裂形態。本系統目前發展的方法有兩種。一是針對近距離的強震資料，以傳統的反算方法求解，其缺點是計算量太過龐大。另一種是針對遠距離全球網資料，以廣義波線法計算合成地震波形，而後進行地震之數個子破裂之擬合。此法缺點在取得世界網資料速度慢，可解

出的子破裂數量較少。

五、強地動估算

自 1950 年代 Thomson 以矩陣法處理一維波傳問題，而後 1953 年 Haskell 將之推廣到震波傳遞問題後，計算地震學便進入快速發展階段。現在眾多計算一維成層介質的合成地震波已是地震學者非常熟悉的方法。其中波數積分法即是其中之一，此法優點是許多不同形態的波如體波、表面波可以一次完成，而且還可以同時處理介質的非彈性衰減。比起三維的計算，此法需要的記憶體很少。然而當我們用此法進行中到大地震受災區的合成震波時，就需處理面震源而非原先的點震源。在此，需將地震破裂面分成多個子破裂，而後分別計算各子破裂的貢獻量再加總。

六、結論與展望

本研究描述目前發展中的強地動系統的目的是要提供國家一個在地震災害產生時緊急應變的決策支援系統。開發中的強地動預估系統必須與地震災損評估系統相連結，希望藉此成為地震決策支援系統之雛型。運作時，強地動預估系統必須要有即時的地震波型資料，地震發生後立刻啟動進行震源參數的演算。而後在一個小時內完成有限震源破壞形態解算。如果有必要，亦可以透過網路下載全球地震網波型進行解算。據此可用各種方法對地震受災區域進行必要的強地動參數計算及合成震波計算，進行重要結構物、橋樑的災損評估。藉此結合中心地震學與地震工程相關研究經驗，強化地震工程與地震學之整合。

參考文獻

1. Bonilla, L. F., Steidl J. H., Lindley G. T., Tumarkin A. G., and Archuleta R. J. 1997. Site amplification in the San Fernando Valley, California : variability of site-effect estimation using the S-wave, coda, and H/V method. *Bull. Seism. Soc. Am.* 87:710-730.
2. Field, E. H., Hough S. E. and Jacob K. H.

1990. Using microtremors to assess potential earthquake site response : a case study in Flushing Meadows, New York City. *Bull. Seism. Soc. Am.* 80:1456-1480.
3. Haskell, N. A., 1953. The Dispersion of Surface Waves in Multilayered Media, *Bull. Seism. Soc. Am.* 43:17-34.
4. Kanai, K. and Tanaka 1962. On the predominant period of earthquake motions. *Bull. Earthq. Res. Inst.* 40:855-860.
5. Lermo, J. and Chávez-García F. J. 1993. Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bull. Seism. Soc. Am.* 83:1574-1594.
6. Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, *QR of RTRI*, 30(1): 25-33.
7. Thomson W. T. 1950. Transmission of elastic waves through a stratified solid. *J. of Applied Physics* 21:89-93 .

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台北、高雄與屏東地區，共計完成了 31 個測站之現場地表調查（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）、30 個測站之地質鑽探調查及 30 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

¹ 國立中央大學地球科學系教授

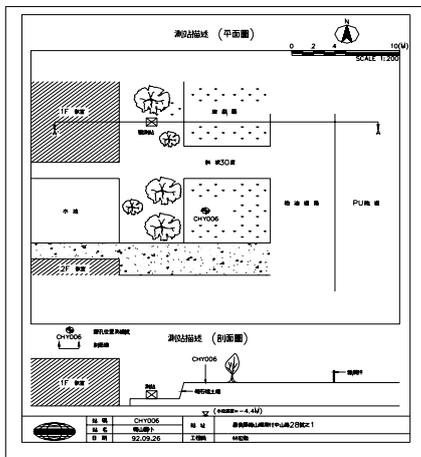
² 國家地震工程研究中心副主任

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

能充分提供研究者使用，本計畫主要工作項目如下：

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

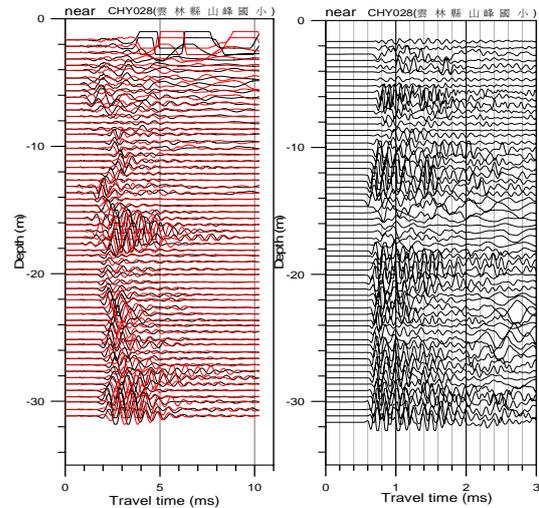
貳、測站地質鑽探與相關試驗—

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。

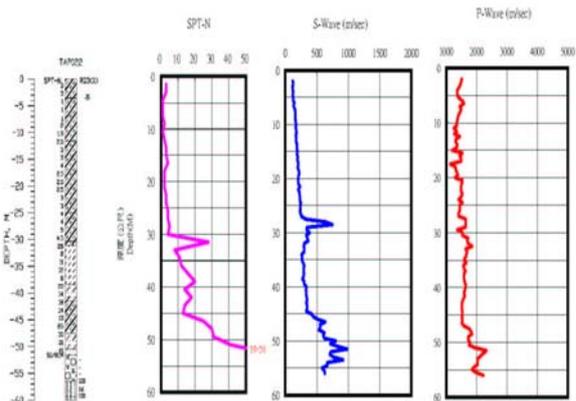
參、地層波速構造量測—

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 懸盪式速度井測試驗所得訊號深度序列圖 (Depth Sequence)

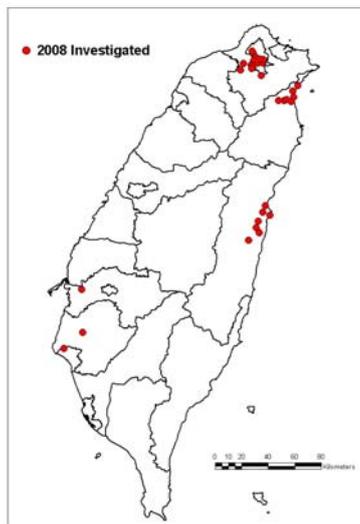


圖三 岩心、SPT-N 值、P-S 波波速對應深度剖面圖

三、工作成果

本年度強震儀地質調查共計完成了 31 個測站之現場地表調查 (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)、30 個測站之地質鑽探調查及 30 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。測站分佈於台北縣市、宜蘭縣、花蓮縣、嘉義縣及台南縣市，測站鑽孔數量分別為：台北縣市 13 孔、宜蘭縣 7 孔、花蓮縣 7 孔、嘉義縣 1 孔及台南縣市 2 孔 (圖五~圖八)。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。

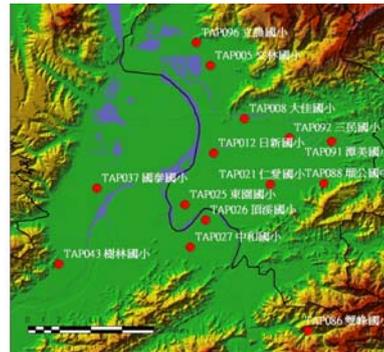


圖四 本年度完成 31 個測站分佈圖

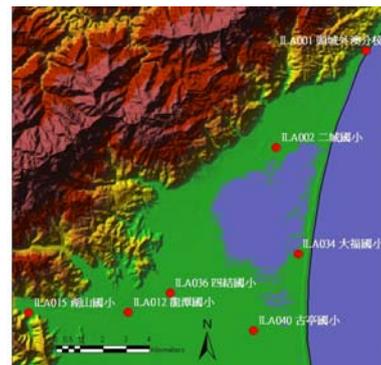
表一 本年度調查測站站名與站碼

站碼	站名	站碼	站名
CHY108	麻豆國小	ILA040	古亭國小
CHY116	青草國小	TAP005	文林國小
CHY123	更寮國小	TAP008	大佳國小
HWA012	明恥國小	TAP012	日新國小
HWA017	南華國小	TAP021	仁愛國小
HWA018	志學國小	TAP025	東園國小
HWA027	佳民國小	TAP026	頂溪國小
HWA048	國福國小	TAP027	中和國小
HWA051	月眉國小	TAP037	國泰國小
HWA052	溪口國小	TAP043	樹林國小
ILA001	頭城外澳 分校	TAP086	雙峰國小
ILA002	二城國小	TAP088	瑠公國中
ILA012	龍潭國小	TAP091	潭美國小
ILA015	湖山國小	TAP092	三民國小
ILA034	大福國小	TAP096	立農國小
ILA036	四結國小		

備註：TAP092 三民國小因校方不同意進行鑽探調查，故僅進行現場地表調查。



圖五 臺北縣市調查測站分佈



圖六 宜蘭縣調查測站分佈



圖七 花蓮縣調查測站分佈



圖八 嘉義縣及台南縣市調查測站分佈

將本年度鑽探深度達 30 公尺以上之 46 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），而台北盆地測站則另有分類方式，分類結果如表二所示。

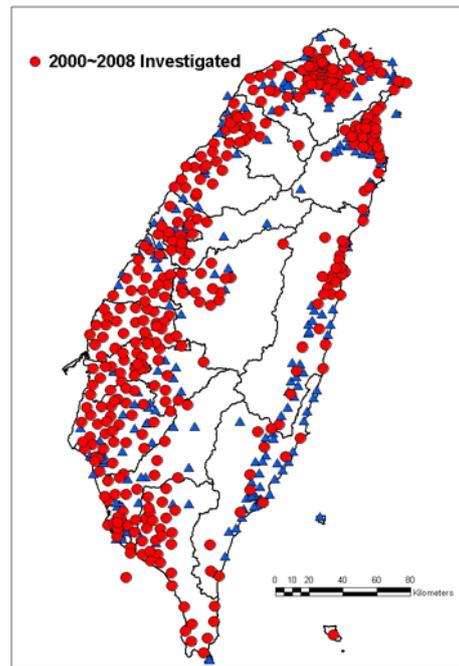
表二 本年度鑽探調查測站地盤分類

站碼	地盤分類	站碼	地盤分類
CHY108	第二類	ILA040	第二類
CHY116	第二類	TAP005	台北盆地
CHY123	第二類	TAP008	台北盆地
HWA012	第一類	TAP012	台北盆地
HWA017	第一類	TAP021	台北盆地
HWA018	第一類	TAP025	台北盆地
HWA027	第一類	TAP026	台北盆地
HWA048	第二類	TAP027	台北盆地
HWA051	第一類	TAP037	台北盆地
HWA052	第一類	TAP043	台北盆地
ILA001	第一類	TAP086	台北盆地
ILA002	第二類	TAP088	台北盆地
ILA012	第二類	TAP091	台北盆地
ILA015	第一類	TAP092	台北盆地
ILA034	第二類	TAP096	台北盆地
ILA036	第二類		

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 44 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；九十一年至九十七年，則進行全台各地共 299 個測站之調查，迄今已完成 408 個自由場強震儀測站之調查工作，分佈情形如圖九所示。在 408 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滿雅國小(TCU138)，深度達 150 公尺。



圖九 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」，民國九十七年十一月(JG080710)。
2. Kuo, C. H., Wen, K. L., Hsieh, H. H., "Evaluating Vs30 assessors via borehole data in Taipei" Proceedings of the 2008 Taiwan-Japan Symposium on the Advancement of Urban Earthquake Hazard Mitigation Technology, pp.89-92, Taiwan, 2008.
3. 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。

結構物倒塌之數值模擬分析程式之開發

王仁佐¹ 蔡克銓² 莊明介³

摘要

本計畫研究主要是要開發一套以向量式有限元(VFIFE 或 V-5)為計算核心之數值分析軟體(simulation using V-5 method, SUV-5)，同時具有視窗操作介面，來進行各種非線性結構動靜力與結構物倒塌之數值模擬分析。研究目的希望能經由此視窗程式介面之開發，提供 SUV-5 分析程式的使用者建立各種空間結構數值分析模型及檢視分析結果的整合型平台，而視窗程式之基本架構為國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering)所開發之 GISA3D 非線性結構分析程式使用者圖形介面。除此之外，本研究計畫也成功發展出，纖維斷面模型(fiber section element)的剛架元，並且考慮鋼筋、混凝土、FRP 包覆混凝土等材料模型，再經由實驗比對結果以證明 SUV-5 軟體之正確性。

關鍵詞：向量式有限元、GISA3D、纖維斷面模型

一、前言

本研究主題是要開發一套以向量式有限元(Vector Form Intrinsic Finite Element, VFIFE 或 V-5)為計算核心之視窗程式介面，目的是希望能經由此視窗程式介面的開發，提供 V-5 分析程式的使用者建立各種空間結構倒塌之數值分析模型及檢視分析結果之數值軟體，取軟體名稱為 SUV-5。在視窗程式之基本架構源自國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering)所開發之 GISA3D 非線性結構分析程式使用者圖形介面。GISA3D 原是為支援 PISA3D 所開發而成的使用視窗介面程式，SUV-5 與 PISA3D 軟體之計算核心之差異在於，SUV-5 不但可分析連續體之非線性大變形行為，亦可分析結構物倒塌與碰撞及斷裂之行為。因此，如何擴充 GISA3D 架構以整合 V-5 方法，則是本計畫之研究重點。

在學術研究所使用之非線性結構靜動態分析程式的開發著重「分析執行效率」，當視窗介面普遍應用於各項應用程

式之際，國家地震工程研究中心亦從善如流，針對結構分析程式 PISA3D 開發 GISA3D (The Graphical Interface of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems) 使用者圖形介面，透過物件導向設計思維與應用 Design Pattern]的實作方式，實現具有彈性與擴充性之系統架構，除了充分支援 PISA3D 外，亦與 SUV-5 分析程式進行整合。

此外，本計畫也更進一步推導出，V-5 方法中纖維斷面模型(fiber section element)的剛架元，同時成功引入各種材料模型，例如鋼筋、混凝土、FRP 包覆混凝土等。再經由實驗比對，來證明 SUV-5 軟體之精確性。

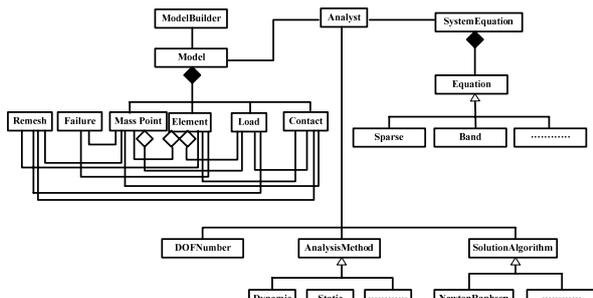
二、SUV-5 軟體之基本架構

本計畫主要是要建立結構物倒塌之數值模擬分析程式，此 SUV-5 程式之基本構，建構在物件導向程式設計之觀念上，並且引入 Design Pattern 來構築完整軟體架構，如圖一所示。

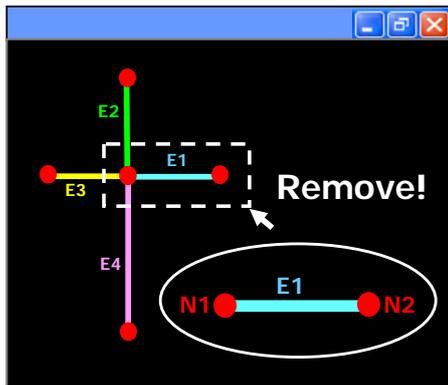
¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心主任

³ 國家地震工程研究助理研究員

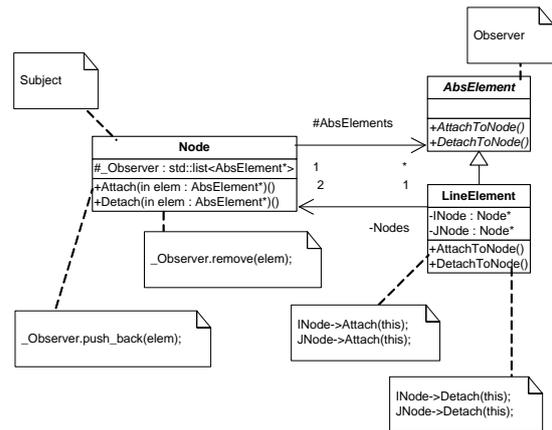


圖一 SUV-5 軟體架構

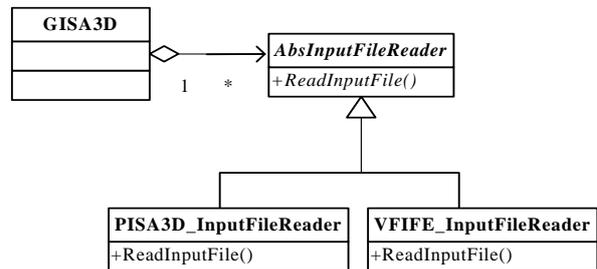


圖二 梁柱接頭

在視窗介面部份則是持續改良 GISA3D 架構。在 GISA3D 的研發過程中預見了為來需求的增加，特別是 Model 部分，故此導入物件導向的設計思維與實作技術，希望追求當下的執行效率更能兼顧日後系統的維護成本。在傳統有限元與 V-5 分析程式的系統中，散佈著許多用來定義結構模型的類別，除了需要考量分析引擎(PISA3D 或 V-5)與日俱增的材料模型與分析方法，而 GISA3D 此類互動式的使用者圖形介面更是需要考量各類物件於執行期的互動行為，以梁柱接頭系統(圖二)為例，移除元素 E1 時，「同步移除節點 N1 的必要性」成為開發者必須正視的問題，而處理此類物件之間的互動關係，物件導向的程式架構無疑是最好的解決方案，而設計模式 Design Pattern 更是實現物件導線系統架構的一大利器，而在 GISA3D 系統架構裡，吾人援引 Observer Pattern 成功實作「節點」與「元素」的繫屬關係(圖三)，使其在執行期充分掌握彼此的資訊。



圖三 Observer Pattern 應用實例

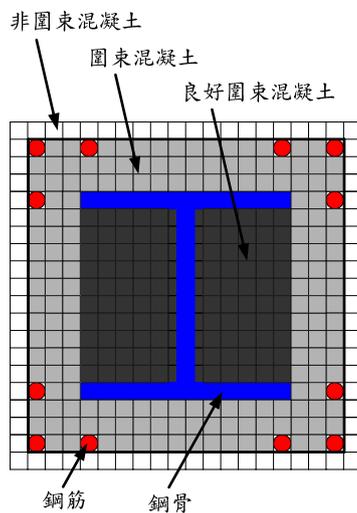


圖四 Strategy Pattern 應用實例

GISA3D 使用 Design Pattern 構築完整的系統架構，成功支援分析引擎 PISA3D，提供視覺化前後處理的整合式平台，為 PISA3D 使用者大開善門，而今，欲更進一步的整合採用 V-5 作為分析理論的運算核心，又考量目前 V-5 所支援的分析元素項目可為既有的 PISA3D 所涵蓋，就使用者圖形介面的開發角度而言，V-5 與 GISA3D 的整合工作，首先需要處理輸入與輸出檔案格式的問題，因此，GISA3D 系統架構援引 Strategy Pattern 的手法，透過實作 V-5 輸入檔案專屬之類別(圖四)，以「多型」的方式執行 V-5 輸入檔案讀檔動作，達成與 PISA3D 共享使用者圖形介面系統的目標，而同樣的方式也應用在讀取 VFIFE 的後處理檔案。

透過 Strategy Pattern，可以解決 GISA3D 在 V-5 分析程式輸入與輸出檔案相容性上的架構問題，然而解決架構性的問題後，尚有其他整合上的問題有待解決，由於 V-5 分析方式可以進行崩塌級的大變形分析，而大變形下的崩塌行為導致元素的斷裂發生，因此就後處理模組而言，V-5 專屬後處理模組與 PISA3D 的既

有方式存在著些許邏輯上的差異。GISA3D 顯示 PISA3D 分析結果時，由於 PISA3D 的分析過程「節點數目(自由度)」不變，因此 GISA3D 與 PISA3D 的溝通方式是以「節點」作為基本單元進行讀檔與寫檔的動作，而這樣的運作機制，在與 V-5 的整合過程中卻遭面臨問題，因為動力分析的歷程中，節點數目(自由度)會在斷裂行為發生時，發生改變的情況，因此改採 V-5 的不變量「元素數目」作為讀檔的最小單元，即是 V-5 在運算完成產出 GISA3D 專屬的分析結果檔案時，是以分別描述「每個時程」的「每個元素」其所對應到的節點座標，如此在繪製結構受震崩塌反應的問題，即可以迎刃而解。



圖五.斷面示意圖

三、纖維斷面與材料模型

對於構件之非線性斷面分析，經常以纖維斷面分析方式如圖五所示，較能考慮軸力與彎矩之交互影響，以反應真實之行為。以鋼筋混凝土構件斷面分析為例，要能正確反應出斷面力與變形之行為，最基本的物理關係就是鋼筋與混凝土的應力-應變模式。本計畫中採用之鋼筋與混凝土應力-應變模式應力-應變關係(如圖 5)，即可計算複合斷面之彎矩-曲率關係。

本計畫採用 Wang 與 Restrepo[1]則根據 Mander 等人[2]所使用之查圖法，將矩形箍筋圍束混凝土應力與應變關係，以下列

式子表示，以方便程式撰寫。

$$\sigma_{cc} = \alpha_1 \alpha_2 f'_c \quad (1)$$

其中

$$\alpha_1 = \left[1.4 \frac{f'_{l1}}{f'_{l2}} - 0.6 \left(\frac{f'_{l1}}{f'_{l2}} \right)^2 - 0.8 \right] \sqrt{\frac{f'_{l2}}{f'_c}} + 1 \quad (2)$$

$$\alpha_2 = 1.25 \left(1.8 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{l2}}{f'_c}} - 1.6 \frac{f'_{l2}}{f'_c} - 1 \right) \quad (3)$$

其中

$$f'_{l2} = \max[f'_{lx}, f'_{ly}] \quad (4)$$

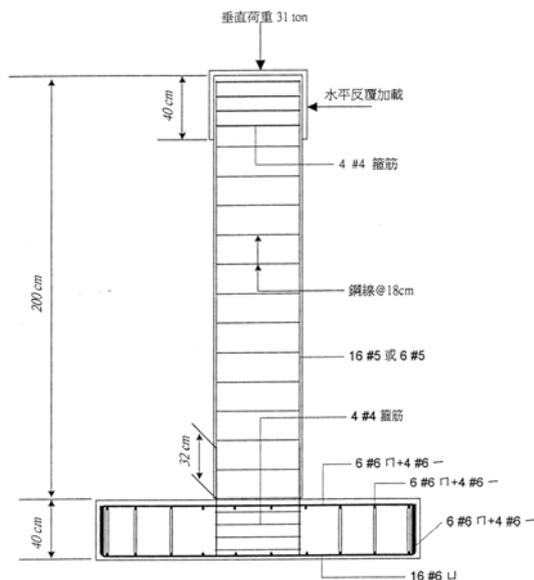
$$f'_{l1} = \min[f'_{lx}, f'_{ly}] \quad (5)$$

矩形箍筋圍束混凝土強度則利用 x 方向與 y 方向箍筋提供之有效側向圍束應力 $f'_{lx} = k_e f_{lx}$ 與 $f'_{ly} = k_e f_{ly}$ 。 k_e 為有效圍束係數。在 FRP 包覆混凝土材料模型方面，也是採用修正 Mander 模型來進行數值模擬分析。在鋼筋材料模型部份，則採用 Mirza[3]建議鋼筋之應力-應變關係。

四、數值模擬分析之比較

在數值算例部份共三題，分別是鋼筋混凝土與 FRP 柱數值模擬與實驗之比較，以及結構倒塌分析。前兩個數值算例與實驗之比較目的要證明纖維斷面之剛架元確實可用來模擬實驗之用，也能獲得不錯之分析結果。在鋼筋混凝土與 FRP 部份實驗以洪維鈞[4]中的其中兩座 RC1 與 RC2 試體(如圖六所示)為數值算例。數值模擬與實驗比對之結果分別如圖七與圖八所示。

對於結構倒塌分析之算例如圖九所示，顯示本研究已經成功發展出 SUV-5 軟體，來分析構物倒塌之行為。



圖六 RC1 與 RC2 試體尺寸[4]

五、結論與展望

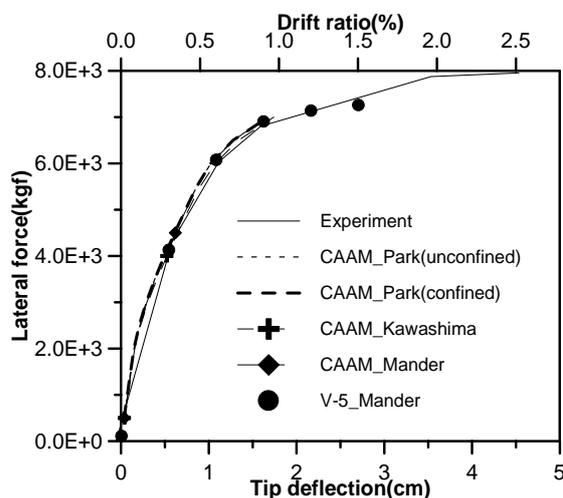
本計畫透過物件導向系統架構建立了結構物倒塌之數值分析軟體 SUV-5。SUV-5 軟體主要是修改 GISA3D 視窗介面架構，並成功整合 V-5 分析引擎，並且跳脫舊有藩籬，顯示結構崩塌反應。除此之外，在本年度也已經成功發展出 V-5 方法之纖維斷面之剛架元，以及鋼筋與混凝土及 FRP 包覆混凝土材料模型，且比對實驗之結果。未來本中心將以更先進的 3D 繪圖技術，持續規劃更完整與更有效率的圖形介面，並且持續加強 SUV-5 分析程式之功能。

參考文獻

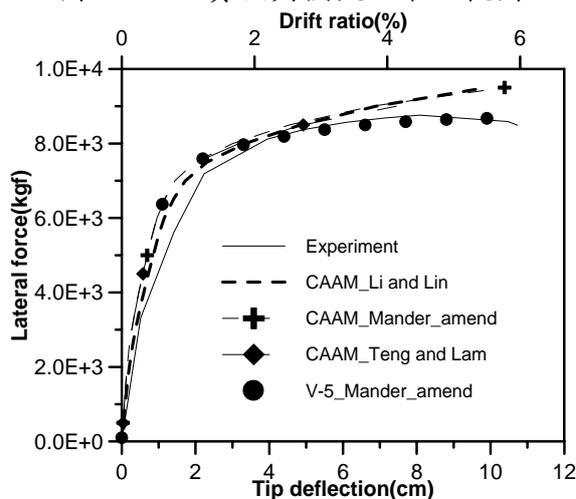
1. Wang Y. C., and Restrepo J. I., "Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets," ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 3, pp. 377-385, 2001.
2. Mander J. B., Priestley M. J. N., and Park R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
3. Mirza S. A., and MacGregor J. G., "Variability of Mechanical Properties of

Reinforcing Bars," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. 5, pp. 921-937, 1979.

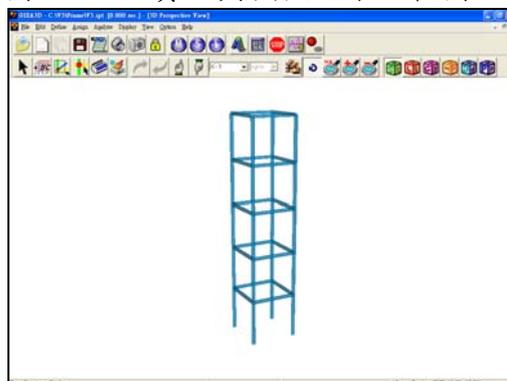
4. 洪維鈞，「鋼筋混凝土橋柱碳纖維包覆補強之實驗與分析」，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，民國八十八年六月。



圖七 RC1 實驗與模擬結果比較圖



圖八 RC2 實驗與模擬結果比較圖



圖九 SUV-5 軟體使用介面

RC 牆反覆側推實驗之表面應變場影像量測

楊元森¹ 黃仲偉² 陳北亭³ 吳俊霖¹

摘要

本研究應用影像量測技術，以量測一個後拉式預力鋼筋混凝土牆反覆側推實驗的表面應變場。實驗過程中，本研究以數位相機進行攝影，記錄實驗過程中，RC 牆表面的受力情況，並進行影像分析，以估計實驗過程中的 RC 表面應變分佈。本研究觀測 RC 牆的兩個端部角落。每個角落以兩部單眼相機進行拍攝。研究中採用一套以 MATLAB 為基礎所開發的一套名為 Bouguet's toolbox 進行數位相機之光學參數校正技術，並利用三角定位方式進行立體定位。影像分析方面，本研究則採用一套相當知名的 OpenCV 套件進行數位影像關聯法(digital image correlation, 或簡稱 DIC)進行影像判別分析。以此方法進行的應變量測之誤差，亦在本研究中作一個測試和探討。

本年度研究為一個階段性的研究。本年度一部份的研究成果亦已發表於第 11 屆東亞太平洋結構與營建會議(EASEC-11)[10]。本年度較完整的研究成果可以在本報告的全文成果四頁報告 09-002 [11]。

關鍵詞：影像式量測、影像處理分析、相機校正、立體校正、影像模板對應、表面應變

一、簡介

地震工程實驗中，結構物應變場變化通常扮演重要的角色。它表示結構變形的分佈情況與受力變形分佈特性與破壞的徵兆。高應變集中的區域通常是結構破壞的高危險區域。過去在地震工程實驗中，最常以應變計來量測應變的變化。應變計是一個可變形的貼片，並附有金屬薄片。一般的應變計可以量測單一方向的伸長與縮短。配合多應變計的組合，可以量測表面應變多軸方的應變量。雖然使用應變計量測是一種經濟而準確的量測應變方法，但它仍存在一些限制。當我們有興趣的量測範圍不是一個點，而是一個區域，我們可能需要使用大量的應變計才足以量測。但考慮實驗資源的限制，採用上百，上千或更多的應變計來量測一個區域，並不切實際。過多的應變計所需的訊號線加重實驗人力的負擔，造成人為的疏失，而且過多

的電線亦會遮蔽結構表面而造成觀測上的困難。此外，對於位於高處或是人員不易到達的區域，裝設應變計的難度更高。若是作為長期結構監測使用的量測，大量應變計的使用亦會造成維護上的負擔。

隨著數位影像技術的快速成長與普及化，影像量測法則提供另一個量測方式的選擇。利用數位攝影的方式，我們可以將結構體表面的外觀直接記錄於數位影像中。結構體的變形或外觀的變化都會存錄於數位儲存媒體，供即時或是事後的影像分析。數位攝影設備的性能、擷取速度與擷取解析度，都隨著數位科技進步而快速成長，另一方面，成本卻快速降低，使得以數位影像作為量測方法的可行性日益提高。以數位影像作為實驗量測的方法，已經頗被各個不同領域的科學實驗和工程人員接受，而相關的研究成果也不斷地推陳出新[1,2,3,4,9]。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 中原大學土木系助理教授

³ 中原大學土木系研究生

本研究以一個 RC 牆實驗作為應用的範例，藉此發展並測試以數位影像方式來量測混凝土表面在實驗過程中的應變變化。本實驗試體為一個大尺寸後拉式預力鋼筋混凝土牆的靜態反覆載重實驗。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[5]。本研究選擇 RC 牆試體底部的兩個角落作為量測的區域，因為這兩區域是預期受力最大而最早破壞的區域。關於更進一步探討後拉式預力鋼筋混凝土牆的受力與破壞情況可以參考文獻[6]。本量測工作採用的攝影儀器四台為一般市面上即可購得的單眼相機。每一個量測區域採用兩台單眼相機，從不同的角度拍攝以進行立體定位。本文簡短地介紹本研究採用先進的量測方式，相機校正，影像分析與立體定位的技術。建立於本研究之前已開發的二維平面位移分析軟體 ImPro [4]，進一步開發一套平面應變量測軟體 ImPro Strain。ImPro Strain 適用於各種具平面應變特性的結構實驗。

二、實驗量測的配置

本文簡介兩個以 ImPro Strain 進行的量測測試。第一個測試是零應變量測。零應變量測是用以評估此量測方式的誤差。第二個測試即是前述於的後拉式預力鋼筋混凝土牆的實驗[5]。

如圖 1 所示，零應變測試是以影像量測的方式來量測一個不受外力的平板。該平板的應變量可視為零。本測試中，平板置於不同位置，影像量測方法可量測得平板上各取樣點的位移。這些位移量是平板本身的剛性位移，經影像量測得位移再經過差分(finite difference)計算後，所得的應變場應為零。實際上量測得的位移再經差分計算後所得的應變



圖一：零應變量測測試

量，即可視為量測的誤差。在此測試中，使用兩個平板。一個是棋盤板，用以作為相機校正的依據[7]；一個是噴以不規則噴漆的平板，作為量測的對象。不規則噴漆平板是以一種特殊噴漆所噴繪而成。它的不規則圖案可以供影像分析作為影像辨識之用。在本測試中，使用兩台相機進行量測，以進行立體定位，計算平板的空間位置與尺寸，進而得以計算位移量和應變場。詳細的量測結果可以在本研究完整報告中取得[11]，在此不予贅述。

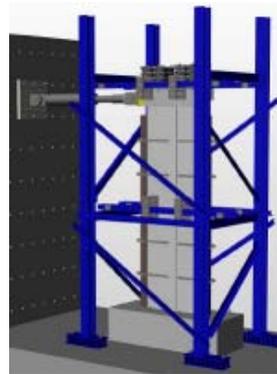


圖 2：後拉式預力鋼筋混凝土牆的實驗

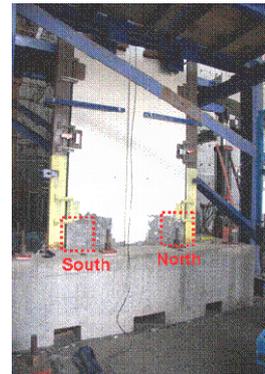


圖 3：本測試的影像量測區域

第二個測試是前述的後拉式預力鋼筋混凝土牆實驗。本實驗於本中心在 2008 年 3 月由美國愛荷華州立大學、紐西蘭奧克蘭大學與本中心合作完成。試體南端受頂部千斤頂水平力，產生反覆加載的水平位移(圖 2)。牆面東側的南北兩端底部角落則為影像量測的區域(圖 3)。每個角落以兩台相機進行量測。量測前，相機均進行相機校正以取得相機參數。每一量測區域的兩台相機並進行立體參數校正以取得雙相機相對轉換關係。細節可以參考文獻[7,11]。

三、量測的流程

本研究中採用目前先進的影像校正[7]、影像分析[8]與立體定位技術[7,8]，並配合位移與應變的差分計算以取得試體表面的應變場。

圖 4 簡單地說明本研究影像量測的流程。在重建無扭曲影像的過程中，相機拍攝相中的量測範圍，經過相機參數的計

算，重新產生該區域的未扭曲影像。根據此未扭曲影像，影像分析流程將影像切割為網格狀，每一個格子視為一個子區域，並追蹤每一個區域在實驗過程中的位移量。最後在應變計算過程以差分法計算出其應變場。此方法建立在一個很重要的假設之上：量測區域的表面必須可視為一個矩形平面。在此假設之下，後續產生的未扭曲影像才能表示該區域表面的外觀。對於此影像量測方法的更進一步詳細說明，可以在文獻[11]取得。本文不予贅述。

四、量測的結果

此節簡短地呈現本研究零應變測試和後拉式預力 RC 牆實驗的應變量測結果。更詳細量測結果可在[11]取得。

表 1 為零應變測試的選列結果。我們可以瞭解當網格切得愈粗時，所得的量測精度愈

高。這是因為網格愈粗，每一個子網格的大小就愈大，一方面利於影像分析之位移量分析，另一方面則在進行差分計算時，差分分母較大，降低了誤差的比例。從分析結果來看，以此測試量測區域約 30cm x 30cm 大小，切割網格 20x20 來計算，誤差可控制在 0.3 至 0.7 微應變之內。雖然這對於較精細的材料研究而言仍不夠精確，但若以影像畫素來計算，此量測精度相當於影像位移量測的精度已經到達 0.03 至 0.06 畫素。在本測試中，我們亦觀察到若平板的剛體位移愈大，所產生的應變量測誤差亦愈大。類似的情況亦發生於文獻[10]的測試中。本文作者相信誤差的來源有一部份來自於相機校正本身的誤差。由於相機校正參數的數目有限，只能用有限的參數來描述複雜的相機扭曲現象，因此必然存在一定的校正誤差。相關的討論可以在文獻[11]取得。

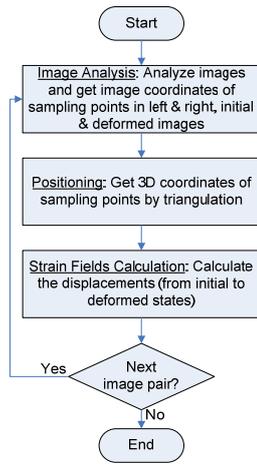


圖 4: 本研究影像量測流程圖

表一：零應變測試結果

Strain type	Grid size	Minimal strain	Maximal strain	Average strain	Equivalent displacement measurement accuracy
ϵ_{xx}	20 x 20	0.065e-3	0.670e-3	0.368e-3	0.055 pixels
ϵ_{yy}	20 x 20	0.062e-3	0.643e-3	0.316e-3	0.043 pixels
ϵ_{xy}	20 x 20	-0.299e-3	0.422e-3	-0.043e-3	0.031 pixels
ϵ_{xx}	40 x 40	-0.576e-3	1.282e-3	0.361e-3	0.052 pixels
ϵ_{yy}	40 x 40	0.714e-3	1.649e-3	0.311e-3	0.055 pixels
ϵ_{xy}	40 x 40	-1.342e-3	1.633e-3	-0.042e-3	0.061 pixels

* The e-3 denotes a thousandth (i.e., $\times 1/1000$)

圖 5 為後拉式預力 RC 牆實驗的牆頂施加反覆水平位移的歷時圖，共約 1 萬個時步。不過本實驗並非每個時步都進行量測，而僅選擇其中的 38 個較具代表性的時步來進行分析。受限於本精簡報告篇幅，本文僅選列其中三個時步。表 2 列出選列的時步和所量測到的應變場分佈。更完整的量測結果可以在文獻[11]中取得。

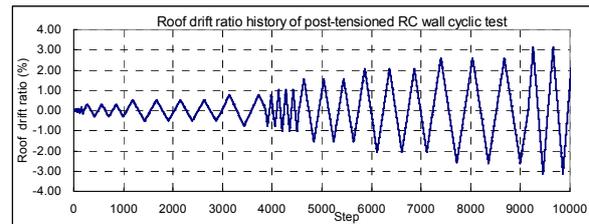


圖 5: 後拉式預力 RC 牆實驗位移歷時圖

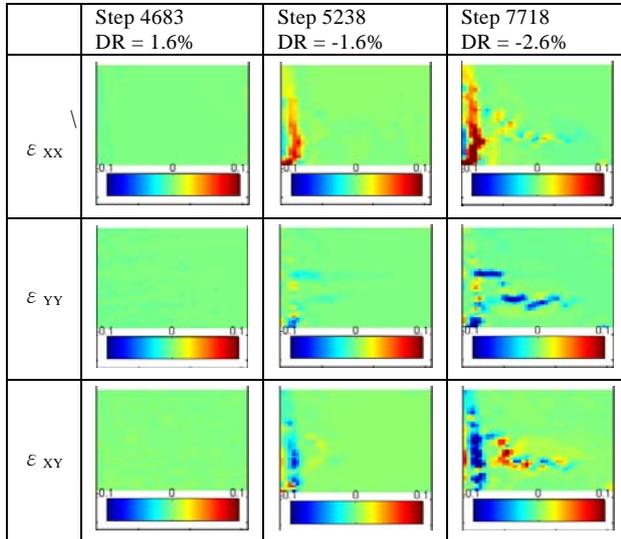
以上的影像量測之影像分析技術，是以本研究開發的 ImPro Strain 軟體進行。不過，大多數的核心技術是建立在目前電腦視覺領域(computer vision)已經開發的程式庫：以 MATLAB 撰寫的 Bouguet's toolbox[7]和以 C/C++撰寫的 OpenCV 程式庫[8]。以上的影像分析工作是在一台具 Intel Core 2 Due 2GHz 處理器的筆記型電腦上進行。每一個時步的影像量測分析大約可以在 10 分鐘左右完成。

五、小結

本研究整合目前電腦視覺領域中，相當先進的相機校正技術、影像分析技術和立體定位技術，建立一套平面應變量測的工具 ImPro Strain。在一系列的測試中顯示，此量測方法的量測精度可以到達 0.03 至 0.06 畫素。在約 30cm x 30cm 的量測區

域中，若分割量測網格為 20 x 20 格，則量測精度可以達 0.3 至 0.7 微應變的量測精度。實際量測中，我們也可以從影像量測的結果，看出混凝土開裂的過程。

表 2: 選列的應變量測結果



註:上圖應變場的繪圖範圍為-0.1 至 0.1 應變。應變場的颜色若為深藍或深紅色表示其應變已超過此範圍，或已經發生表面混凝土剝落的情形

雖然在本測試中，量測本身的誤差大約在 0.3 至 0.7 微應變，本文作者相信 0.1 微應變以下的應變量無法量測，而 1 微應變以下的應變量也不易很準確地量測。再加上後拉式預力 RC 牆實驗中，長時間的量測造成相機本身的微量移動，使得本此實驗所拍攝影像的品質並不完美，因此本文作者相信本次實驗的量測結果並不足以說明本方法的最佳的狀況。本文作者相信若實驗影像拍攝品質能控制得更好，實驗量測的結果會更精準。

列出的結果可以看出，影像量測之應變場量測，可以觀察到混凝土的開裂過程。雖然本文作者相信，以目前有限的相機畫素，其觀察一般結構裂縫的精細程度未必能高於肉眼的觀察（但這仍與量測的區域大小和攝影品質有關）。本文作者認為，影像量測的最大意義並非取代過去的量測方式，而是提供一個全域的量測方法和選項，而非應變計的單點量測。此外，以影像的方法來觀測裂縫，雖然未必能較肉眼觀察來得精確，但它是一個比較安全（不需人員冒險進出已受損的結構）而且具

自動化和長時間監測的優勢。

參考文獻

1. Capéran, P. "Displacement and strain field photogrammetric measurements of a reinforced concrete slab submitted to an earthquakes loading," *Proceedings of the OPTIMESS2007 Workshop*, Leuven, Belgium, May 28-30, 2007.
2. Capart, H., Young, D.L., & Zech, Y. (2002). "Voronoi imaging methods for the measurement of granular flows," *Experiments in Fluids*, 32(1), pp. 121-135.
3. Shih, M. H., Tung, S. H., Kuo, J. C., & Sung, W. P. "Application of digital image correlation method for crack observation", *The Eighth International Conference on Computational Structures Technology*, Las Palmas de Gran Canaria, Spain, September 12-15, 2006.
4. Yang, Y. S., Wu, C. L., Loh, C. H., Yang, C. M., Tu, W. H., Shih, M. H., Tung, S. H. & Capéran, P. "Preliminary study on image-based measurement," Technical Report NCREE-08-013, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, 2008.
5. Chen, P. C. "International collaborative test on post-tensioned RC shear wall," *NCREE Newsletter*, Vol. 3, No. 1, 2008, pp.6.
6. Rahman, M.A. & Sritharan, S. (2006). "An evaluation of force-based design vs. direct displacement-based design of jointed precast post-tensioned wall systems," *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 5(2), pp. 285-296.
7. Bouguet, J. Y. (2007). "Camera calibration toolbox for MATLAB," Web page: http://www.vision.caltech.edu/bouguetj/calib_doc/index.html (Accessed: Jul. 1, 2008)
8. Intel Corp. "Open source computer vision library," Web page: http://www.intel.com/research/mrl/research/open_cv (Accessed: Jan. 31, 2008)
9. Lu, Y. Y. "On anisotropy of indentation induced piling-up by using optical microstrain measurement," Master thesis, National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan, 2006.
10. Yang, Y. S., Huang, C. W., Chen, B. T. and Wu, C. L. "Image-based surface strain field measurement of a post-tensioned RC-wall cyclic test," *Proceedings of the Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11)*, Taipei, Taiwan, November 19-21, 2008.
11. Yang, Y. S., Huang, C. W., Chen, B. T. And Wu, C. L. "Image-based surface strain field measurement of an RC-wall cyclic test," NCREE Report 09-002, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2008.

同步數值更新之複合實驗方法初步研究

楊元森¹ 蔡克銓² Amr S. Elnashai³ Oh-Sung Kwon⁴ 林聖霖⁵

摘要

本文簡短地介紹本研究提出的一個同步數值更新之複合實驗方法，以改善在實驗結構具重覆性子結構的情況下，實驗子結構與數值子結構的特性不一致的問題。同步數值更新之複合實驗方法與以往一般的複合實驗方法的不同在於，數值子結構的特性可以根據實驗子結構的即時實驗結果加以更新或修正。本研究為本中心與美國中部地震中心(Mid-America Earthquake Center, 簡稱 MAE Center)的跨國合作研究。在相同的同步數值更新之複合實驗方法流程基礎上，兩研究中心採用不同的方法來修正數值子結構的數值模型。本中心採用數值最佳化的方法，配合力與位移歷史曲線的誤差檢查機制，來修正數值模型；MAE Center 則採用類神經網路的方法來修正。本精簡報告為同步數值更新之複合實驗方法研究工作第一年階段性進度報告[1]之四頁精簡版本。本精簡報告的圖為縮小的圖以符合版面。原尺寸的圖可以從本中心研究報告 09-001 取得。本研究的大部份研究工作是在第一作者於美國中部地震中心進行短期研究訪問期間，與該中心主任 Elnashai 教授討論之下所完成。本年度的研究成果為階段性的成果。本研究的後續工作與更進一步的研究成果，將會撰寫於後續的研究報告中。

關鍵詞：複合實驗，同步數值更新，數值模型，最佳化方法，類神經網路

一、前言

複合實驗(hybrid simulation)是一種混合數值模擬技術與實驗技術的實驗模擬方法。為了模擬一個結構體受地震力的反應，結構體的一部份乃利用進行實體實驗來取得，而其它部份的動態反應則由數值模擬的方式來取得。實驗模擬與數值模擬之間的互制行為則一併在數值模擬的動力分析過程來考量。實體實驗的部份，通常是以慢速實驗來進行，其動態的特性(包括慣性力、阻尼力或材料黏滯特性)並沒有在實驗試體表現出來，而通常以模擬的方式來取代，因此此實驗方法有時也被稱為擬動態實驗(pseudo-dynamic tests)。以一個四橋柱橋樑的實驗為例，該橋樑簡化為如圖 1 所示的結構模擬。假設其中黑色部份(包括橋面板與中間兩橋柱)的受震反應可利用

數值模擬的方法來模擬；兩側的橋柱(圖 1 紅色部份)由於預期變形較中間橋柱大，非線性行為比較劇烈，以數值模擬的方式可能對其力學行為掌握有限，因此以實驗來進行。整個橋樑的慣性力與阻尼力，以及數值與實驗之間的互制行為，也是以數值模擬的方式來進行。通常一個複合實驗中，非線性行為較劇烈的結構部份則較傾向以實體實驗來進行，而非線性行為較易掌握的部份，則通常由數值模擬來進行。

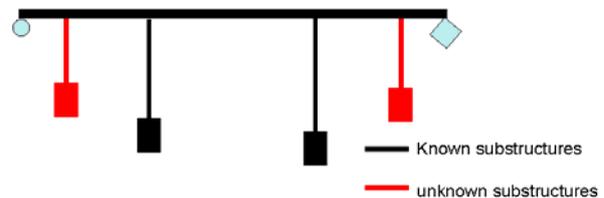


圖 1: 以一個四橋柱橋樑為例，說明複合實驗的概念

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心主任；國立臺灣大學教授

³ 美國中部地震中心主任；美國伊利諾大學香檳分校教授

⁴ 美國密蘇里科技大學助理教授

⁵ 美國伊利諾大學香檳分校博士生

然而，當結構體具有多個重覆性子結構，而各子結構的行為又不易以數值模擬方式進行時，複合實驗則遭遇到困難。通常由於實驗資源受限(空間、設備、經費等資源)，複合實驗所採用的實驗試體數量不會太多。若結構體具有多個重覆性子結構，而無法為每一個子結構都製作實驗試體時，最常採用的方式是撰取其中一個子結構作為實驗試體子結構，而其它的重覆性子結構則以數值模擬的方式來進行。然而，以數值模擬的方式進行這些子結構力學行為的模擬，其行為通常都不會碰巧與實驗試體的力學行為完全一致。即使在結構設計上，這些子結構具有相同的特性，卻受限於上述的因素，使得這些子結構的特性具有差異，而造成各子結構力學行為的不一致性。本文作者提出一個修正的方法，稱為「同步數值更新之複合實驗方法」(online updating hybrid simulation)[2]，嘗試改善這個不一致的問題。如圖 2 所示，簡言之，在進行複合實驗時，根據實驗試體子結構即時量測得的實驗數據，立即推測它的力學模型，並以此修正其它數值模擬子結構的數值模型參數，藉此縮小數值模型與實驗模型的差異，降低其之間的不一致性。

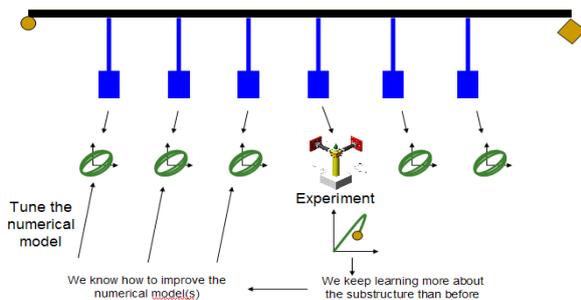


圖 2: 以同步數值更新之複合實驗方法進行具重覆性橋柱的橋樑系統之示意圖

二、同步數值更新之複合實驗方法

複合實驗的方法可以在許多過去文獻中取得(例如[3,4])，在本精簡報告中不再贅述。為比較本文同步數值更新之複合實驗方法與傳統複合實驗方法的異同，圖 3 與圖 4 分別繪出傳統複合實驗與同步數值更新之複合實驗的大致流程圖。同步數值更

新之複合實驗方法與傳統複合實驗最大的不同之處在於多了一個參數分析(parameter analysis)與數值模型更新(numerical model updating)的過程。參數分析是在每一個時步(time step) $i+1$ 中，根據實驗試體量測的結果，反求它的力學行為，分析出適合於其數值模型的參數 par_{i+1}^N ，其中上標 N 表示其為適合用於數值模型的參數，下標為其時步。數值模型更新步驟則根據參數分析的結果，進行數值模型的修正，並計算其位移量 \tilde{u}_{i+1}^N 對應的各數值模型子結構反力(resisting forces) \tilde{r}_{i+1}^N 。

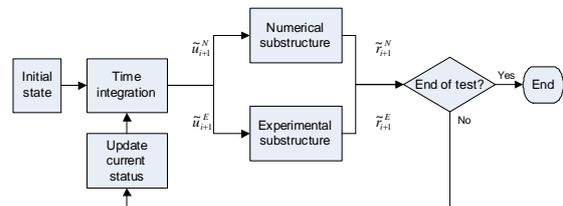


Fig. 3: Flowchart of a conventional hybrid simulation [1]

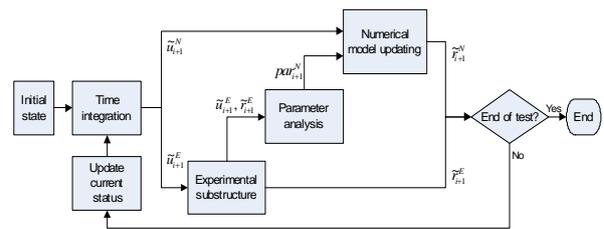


Fig. 4: Online updating hybrid simulation flowchart [1]

同步數值更新之複合實驗方法乃基於兩個重要的假設：

- (1) 假設各重覆性子結構具有一定程式的相似性，因此其中一個子結構的力學反應，可以用以推估並修正其它子結構的數值模型參數。
- (2) 假設數值模型參數的更新，對於已經發生的數值模擬子結構遲滯迴圈特性，只會有很小的改變，以避免更新後的模型與更新前的子結構反應存在嚴重的不一致性。

參數分析的主要功能在，在複合實驗進行的過程中，不斷地根據實驗試體所量測得的實驗數據，計算適合於其它子結構的數值模型參數。參數分析其實可以視為一個最佳化的過程，亦即找出一個最接近於實驗結果的數值模型參數。圖 5 繪出參

數分析的大致流程。更詳細的說明，可以在文獻[1]取得。

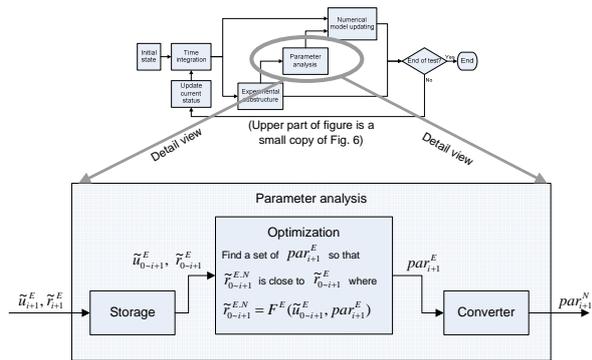


圖 5: 參數分析的流程圖

註：圖 5 上半部的流程為圖 4 流程圖的縮圖。圖 5 中縮小的字體若無法辨識，請參考圖 4，或是文獻[1]。

數值模型更新步驟根據前述參數分析的結果，判斷是否適合採用該參數以更新各子結構的數值模型。圖 6 繪出數值模型更新的流程。數值模型更新步驟包括以下兩項檢查：

- (1) 檢查更新的參數是否在合理的範圍。這個檢查動作是為了避免實驗過程發生不合理的結果，尤其在實驗剛開始時，試體反應很小，誤差的比例相對很大，很容易因此而造成參數分析過程的誤判。
- (2) 檢查參數分析結果是否會造成更新後的模型與更新前的子結構反應存在嚴重的不一致性。

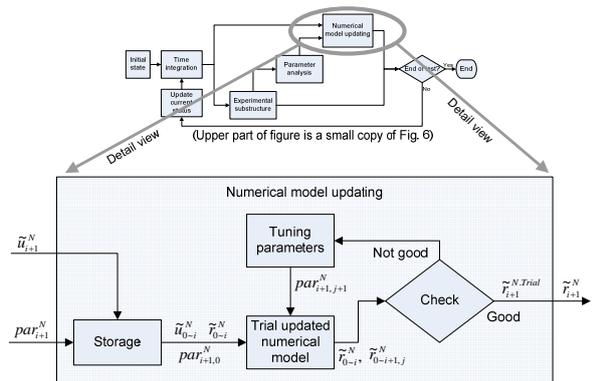


圖 6: 數值模型參數更新的流程圖

註：圖 6 上半部的流程為圖 4 流程圖的縮圖。圖 6 中縮小的字體若無法辨識，請參考圖 4，或是文獻[1]。

三、測試例的初步設計

為了驗證同步數值更新之複合實驗方

法的可行性，本研究將進行一系列的測試。本年度研究中，簡單地設計一個測試。本測試為一個軟體測試，亦即其實驗試體的行為是以另一個較複雜的數值模型來取代，而其它子結構數值模型則以較簡化的數值模型來進行。在本測試中，結構體可分為三個部份：

- (1) 實驗試體的部份：為了簡化此測試，實驗試體的行為並為真實試體，而是以較複雜的數值模型來取代。
- (2) 參數可以更新的數值模型部份。此部份的數值模型將會跟著前述實驗試體的力學行為而進行更新。
- (3) 其餘的部份：亦即數值模型中，不需更改其數值模型參數的部份。

圖 7 為本測試的結構體示意圖。其中左邊橋柱為實驗試體的部份，以較複雜的數值模型來進行。右邊橋柱為參數可以更新的數值模型部份。該模型以一個柱底塑性旋轉彈簧來模擬橋柱的塑性行為。橋面板、橋體質量與系統阻尼則為不更新任何數值參數的一般數值模型。

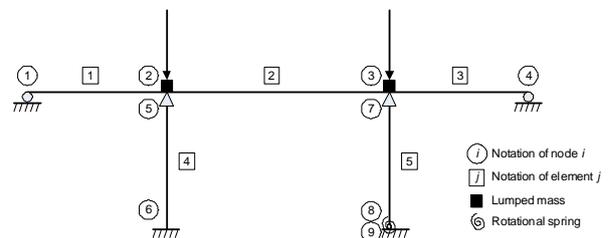


圖 7: 測試範例的結構體:一個雙橋柱橋樑

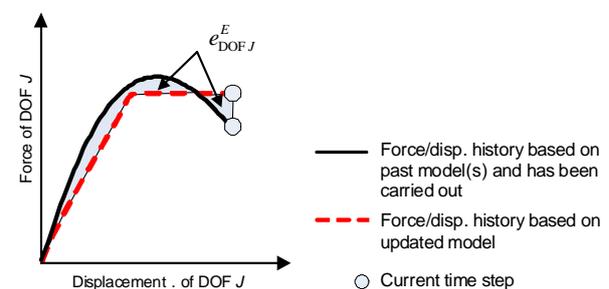


圖 8: 參數分析找出最佳數值參數的示意圖

在本測試中，複合實驗的過程中，參數分析步驟採用一個最佳化方法，找到最接近於實驗試體部份實驗結果的數值模型參數，以進行後續的數值模型參數更新的動

作。如圖 8 示意圖所示，黑色曲線為實驗結果；紅色虛線為根據實驗結果曲線而得的最佳彈塑性數值模型（假設採用彈塑性數值模型作為參數可以更新的數值模型）。接下來的數值模型更新步驟則根據此數值參數，判斷更新前與更新後的位移-力量遲滯迴圈不一致的情形。此步驟的更進一步探討細節可以在文獻[1]取得，在受限篇幅而無法詳述。

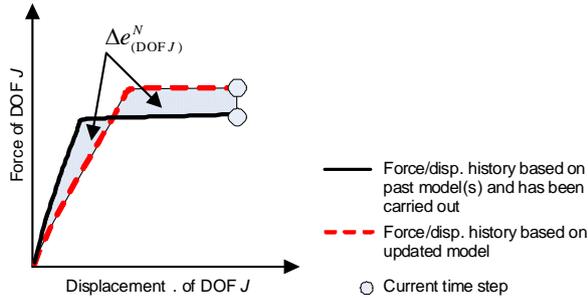


圖 9: 參數分析找出最佳數值參數的示意圖

除了前述的測試範例，後續的測試將持續規劃與進行，包括一個具隔震墊的多橋柱橋樑(如圖 10 所示)和一個具隔震墊的建築系統(如圖 11 所示)。隔震系統的大尺寸擬動態實驗不易進行，最大的困難之一在於一個結構系統通常具有很多個隔震墊，而受限無法每個隔震墊都以大尺寸試體來進行。大尺寸隔震墊的測試需要高軸力的實驗設備，而此種實驗設備並不多。本中心近年所建立的多軸向測試系統 MATS (Multi-Axial Testing System)足以測試一個全尺寸的隔震墊。配合本研究的同步數值更新之複合實驗方法，將可能可以進行大尺寸的具隔震墊的建築系統複合實驗。後續的研究與實驗測試範例將持續進行。

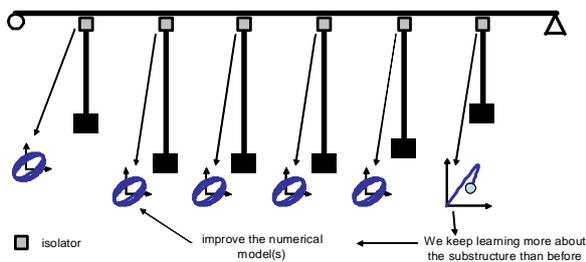


圖 10: 具隔震墊的多橋柱橋樑系統

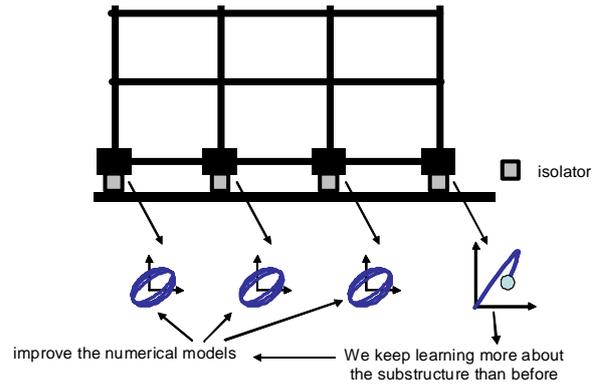


圖 11: 隔震建築系統(結構上半部不繪出)

以上的同步數值更新複合實驗方法測試，將由本中心網路複合實驗平台 ISEE [5,6]與位於美國伊利諾大學香檳分校的美國中部地震中心的平台 UI-SimCor[7]進行。

四、小結

本研究提出的一個同步數值更新之複合實驗方法，以改善在實驗結構具重覆性子結構的情況下，實驗子結構與數值子結構的特性不一致的問題。本文節錄與譯自本中心成果報告 NCREE 09-001[1]。對本研究更詳細的說明可以取自該報告。

參考文獻

1. Yang, Y.S., Tsai, K.C., Elnashai, A.S., Kwon, O.S., Lin, S.L. (2009). "Preliminary Study on Online Updating Hybrid Simulation," NCREE Report 09-001. National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
2. Elanshai, A. S. 2008. Personal communication.
3. Takanashi, K., Nakashima, M. 1987. "Japanese activities on on-line testing," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 113(7), 1014-1032.
4. Mahin, S.A., Shing, P.B., Thewalt, C.R., Hanson, R.D. 1989. "Pseudodynamic test method - Current status and future direction," Journal of Structural Engineering, ASCE, 115(8), 2113-2128.
5. Yang, Y.S., Hsieh, S.H., Tsai, K.C., Wang, S.J., Wang, K.J., Cheng, W.C., Hsu, C.W. 2007. "ISEE: Internet-based simulation for earthquake engineering Part I: database approach," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36(12), 2291-2306.
6. Wang, K.J., Tsai, K.C., Wang, S.J., Cheng, W.C., Yang, Y.S. 2007. "ISEE: Internet-based simulation for earthquake engineering Part II: the application protocol approach," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36(12), 2307-2323.
7. Kwon, O.S., Nakata, N., Elnashai, A.S., Spencer, B. 2005. "A framework for Multi-site distributed simulation and application to complex structural systems," Journal of Earthquake Engineering, 9(5), 741-753.

NCREE 資訊及知識服務之建置與應用

周光武¹ 涂文祥² 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實驗經驗，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。於 97 年度，本計劃建置地震工程知識本體來作為機器間知識溝通和未來中心更有效知識管理之基礎。為保存並有效管理中心之實驗資料，本計劃開發實驗流程管理系統，並整合已上線之實驗室線上申請系統及實驗資料管理系統來提供更完整的實驗資訊服務。此外，本計劃擴充已獲得廣泛應用之研討會網站管理系統，推廣其服務至中心外部使用者。同時亦建置中心影音資料庫，目前供使用者線上查詢中心主辦之地震工程國際訓練班影音資料。

關鍵詞：知識本體、實驗流程管理、實驗室線上申請、實驗資料管理、研討會網站管理、影音資料庫

一、前言

國家地震工程研究中心 (National Center for Research on Earthquake Engineering, 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。如能藉由管理及有效呈現中心研究成果來推廣地震工程知識，中心知識將可獲得更廣泛的應用，進而衍生新知識來解決地震工程問題。因此，如何管理中心知識產出及促進中心知識的應用是本計劃目標之一。知識推廣媒介—地震工程知識本體之研發則為 97 年度之工作目標。此外，考慮地震工程實驗所利用和所產出的資料實為中心可重覆應用之重要知識資產，本計劃於 96 年度建置 NCREE 實驗資料管理系統來管理中心實驗產出及相關資訊。97 年更加入實驗流程管理系統，與已開發之實驗線上申請系統和實驗資料管理系統整合在一條生產線上，提供更完整的實驗資訊服務。

此外，本計劃的另一個目標為幫助中心同仁推動地震工程研究相關工作、增進其工作效率和提升中心服務品質。本計劃為提供中心內外完善資訊服務，開發相關管理和服務系統，並針對部分運作中系統進行功能擴充。開發 NCREE 影音資料庫，以及擴大研討會網站管理系統服務範圍至非中心使用者則為 97 年度之工作重點。

二、地震工程知識本體之研發

知識本體(Ontology)被人工智慧研究用來表現知識。由於能明確表述及規範一特定領域之共享概念[1][2]，知識本體可成為機器間知識之交流標準，使其間知識的溝通成為可能。因此知識本體被視為知識傳播之有效媒介。知識本體涵蓋概念、實例(instance)、以及其特性和其間之關係。

由於針對特定領域所撰寫的手冊除了記錄領域知識外，亦提供比領域相關網頁更專業的內容。因此本計劃選擇地震工程手冊[3]作為建置領域知識本體的知識來

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

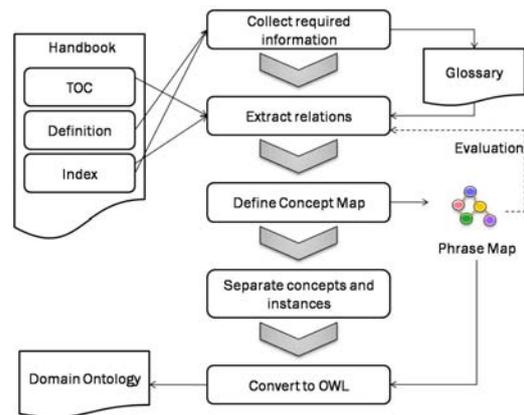
⁴ 國立台灣大學土木工程學研究所博士候選人

源。而相對應之開發程序則如圖一所示。其中，手冊被視為包含內文目錄(Table of Content, 簡稱 TOC)、領域語彙之定義(Definition)或描述, 以及這些語彙的索引(Index)。以上這些手冊內容即為數位化的標的, 並作為知識本體建置所需之初始輸入。數化後之語彙及其定義則先收集並整理成語彙表(glossary)。而語彙與語彙間之關係則從挾帶語彙階層資訊之 TOC 及索引取得(結果如圖二所示)。此外, 為了方便後續知識本體的編輯及修改, 本計劃應用 GraphXML[4]技術將所建立之語彙間關係以頂點和連接兩頂點的邊之方式呈現(如圖三所示)。

接著, 初步取得之語彙關係則用來製作概念地圖(Concept Map)。本計劃結合上而下(top-down)及下而上(bottom-up)兩種方式來建立知識本體的概念階層關係。其中, 製作語彙表和建立其語彙間關係的過程即以下而上方式建立概念地圖中較為具體的概念或實例以及其間之關係。上而下的概念地圖擬定過程則是訂定領域中最一般或具代表性的概念, 以及將其涵蓋較具體之概念或實例定為其所屬下一階的子頂點。這一部分的概念地圖則以 TOC 為藍本, 並邀請 17 位中心及台大的專家協助擬定修正之。成果如圖四所示。

此外, 為了將知識本體中的概念及其實例區分開來, 本計劃提出一統計方法[5]對語彙是否傾向概念或實例作初步的建議。此統計方法的主要工作亦包含清除無關係連結之語彙(視為錯誤語彙), 以及整理具相同語意的字彙於同一概念。以上以統計方法進行的自動化處理主要是減少擬定及修正知識本體時所花費的人力。

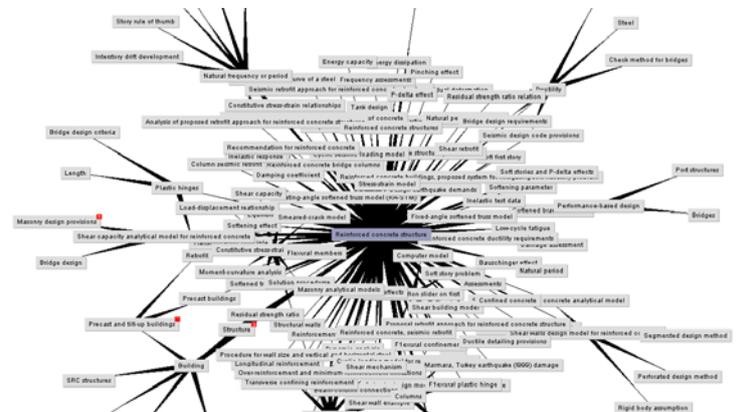
開發知識本體的最後步驟即將以上所得的概念-實例階層關係轉為建置知識本體最常應用之 OWL(Web Ontology Language)格式(如圖五), 以利後續的研究及應用。



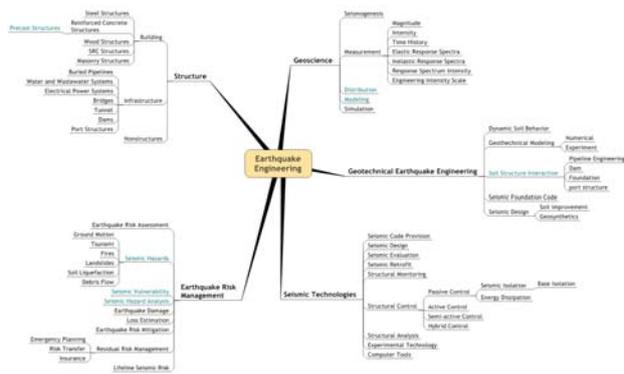
圖一 以手冊為知識來源之知識本體開發程序

```
<?xml version="1.0" standalone="yes" ?>
<Relationships>
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Seismic Design of Steel Structure" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Reinforced Concrete Structure" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Precast and Tilt-Up Buildings" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Wood Structures" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Bridges" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Structural Control" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Equipment and Systems" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Seismic Vulnerability" type="has-a" />
  <relation term1="Structural Aspects" term2="Base Isolation" type="has-a" />
  ...
  <relation term1="Reinforced Concrete Structure" term2="Column" type="has-a" />
  <relation term1="Reinforced Concrete Structure" term2="Confined concrete" type="has-a" />
  <relation term1="Reinforced Concrete Structure" term2="Damage assessment" type="has-a" />
  ...
  <relation term1="Acceleration response spectra" term2="Response spectra" type="is-a" />
  <relation term1="Acceleration time history" term2="Earthquake Seismogenesis" type="is-a" />
  <relation term1="Acceleration time history" term2="Seismic Hazard Analysis" type="is-a" />
  <relation term1="Acceleration time history" term2="natural vs. artificial records" type="has-a" />
  <relation term1="Acceleration time history" term2="scaling" type="has-a" />
  <relation term1="Acceleration time history" term2="zero-period" type="has-a" />
  ...
</Relationships>
```

圖二 以 XML 儲存之兩語彙 term1, term2 間關係(is-a 或 has-a 關係)



圖三 與 Reinforced Concrete Structure 相關之語彙及關係圖形化展示



圖四 地震工程概念地圖頂層部分

```
<rdf:RDF xml:base="Example.owl">
  <owl:Ontology rdf:about="">
    - <owl:Class rdf:ID="Structural dynamics">
      <rdfs:subClassOf rdf:resource="http://www.w3.org/2002/07/owl#Thing"/>
    </owl:Class>
    - <owl:Class rdf:ID="Evaluation of damping">
      <rdfs:subClassOf rdf:resource="#Structural dynamics"/>
    </owl:Class>
    - <owl:Class rdf:ID="Response spectra">
      <rdfs:subClassOf rdf:resource="#Structural dynamics"/>
    </owl:Class>
    - <owl:Class rdf:ID="Acceleration response spectra">
      <rdfs:subClassOf rdf:resource="#Response spectra"/>
    </owl:Class>
  </rdf:RDF>
```

圖五 地震工程知識本體之 OWL 表示片斷

三、NCREE 實驗資料管理

實驗資料管理系統(NCREE Data Center)已於 96 年上線，該系統提供單一的管理介面與集中的儲存環境讓計畫人員得以管理與保存其實驗資料，然而實驗資料的整理，仍需花費一定的人力與資源，為進一步落實實驗資料管理與減少管理上的人力耗損，97 年召集中心相關實驗與研究人員，組成實驗資料管理小組，檢討現有機制與擴大強化實驗資料管理功能。

為減少實驗資料保存不完整的風險與建立完整的實驗服務紀錄，於是決定將現有的實驗資料管理系統與實驗室線上申請系統進行銜接與強化，並額外開發實驗流程管理系統(如圖六)，使得實驗資料可隨著實驗室線上申請、實驗流程管理與實驗資料管理系統的整合運作，完整保存各階段的資料。實驗流程共包括 5 個階段，從申請、審核、規畫、執行至完成，其中申請與審核階段與實驗室線上申請系統整合，負責接收各項申請案。而規畫、執行與完

成與實驗流程管理系統整合，負責記錄實驗的執行，並同時將實驗的執行流程自動轉換，使其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)。

在實驗資料管理系統與實驗室線上申請和實驗流程管理系統已進行整合的情況下，NCREE Data Model 則以資料為導向，增加申請與實驗流程邏輯，同時將之對應至資料模型的保存階層。透過資料、申請與流程模型的整合，可從實驗申請、執行到完成記錄資料的產出歷程，以利往後之追溯。



圖六 實驗流程管理系統

三、NCREE 網頁資訊服務

本中心主辦之地震工程國際訓練班，歷年來皆有現場錄影，以作為製作地震工程知識庫的材料。這些珍貴的錄影，其中不乏許多知識的累積，極富教育意義。本項工作在於以有系統之整理與分類來處理這些數量龐大的影音資料，使其具可搜尋、方便存取之特性。本年度裡我們已完成 2005, 2006 兩年份的資料處理，使用者連上本工作項目所完成之影音資料庫(如圖七，以 2005 年為例)，再配合相關之簡報檔案，即可達成線上學習的目的。此影音資料庫目前開放本中心內部使用，有利於同仁之資料蒐集彙整。

其次，在研討會網站管理系統之擴充方面，本中心自行開發之研討會網站管理系統已行之有年。研討會籌備同仁透過該

系統，可以非常迅速建立研討會網站，並管理諸如報名事項、檔案分享、資料傳遞等工作。這樣一個電子化的作業流程，使非常繁瑣的傳統人工作業變得有效率，並節省紙張列印達到環保目的。這套系統原是因應本中心之需要而量身打造，第一版開發之際並不適合其他單位使用。然而綜觀國內一般學術單位，也具有類似的需求。因此，本工作之主要目標即在於擴充此系統的架構，使得非中心使用者也可使用。本年度完成資料庫與程式架構之調整後，已開始推廣此系統，目前可以對外提供服務，並協助一般研究單位舉辦研討會（圖八），如此一來，不但能夠擴展中心服務績效，更可增進知名度。



圖七 地震工程國際訓練班 2005 年影音資料庫



圖八 研討會網站管理系統擴充給非中心人員使用

五、結論與展望

本計劃建置之地震工程知識本體，將地震工程知識之大致樣貌具體化儲存。其

作為中心知識庫或知識管理系統間之自動化知識交換規範，應可有效提升中心地震工程知識管理技術層次並有利於地震工程知識之分享。另一方面，本計劃利用統計方法配合專家參與審核評估之地震工知識本體建置經驗，亦可提供其他領域知識本體建置之參考。而實驗流程管理系統之建置及其與實驗線上申請與實驗資料管理系統之整合應可有效幫助實驗從申請、審核、規劃、執行到完成等 5 個階段完整資料的保存，預期對實驗相關經驗及知識的累積可提供相當大的助益。中心影音資料庫之建置則能推廣中心的知識及技術于大眾及專業人士。另一方面，行之有年之研討會網站管理系統亦完成可開放非中心人士使用之系統架構擴充，此舉預期將提升中心對外服務績效及中心資訊服務技術層次。

參考文獻

1. Gruber, T. R., "Toward Principles for the Design of Ontologies Used for Knowledge Sharing", Technical Report, KSL 93-04, Knowledge Systems Laboratory, Stanford University, Palo Alto, CA, USA, 1993.
2. Wikipedia, "Ontology (information science)", [http://en.wikipedia.org/wiki/Ontology_\(information_science\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Ontology_(information_science))
3. Chen, W. F. and Scawthron, C., "Earthquake Engineering Handbook", CRC Press, Boca Raton, Florida, 2003.
4. Herman, I., and Marshall, M., "GraphXML-An XML-based graph description format", Proceedings of Symposium on Graph Drawing (GD 2000), volume 1984 of LNCS, pp.52-62, Springer, 2000.
5. Lin, H. T., Hsieh, S. H., Chou, K. W. and Lin, K. Y., "Construction of Engineering Domain Ontology through Extraction of Knowledge from Domain Handbooks", ASCE International Workshop on Computing in Civil Engineering, June 24-27, Austin, Texas, USA, 2009.(Submitted)