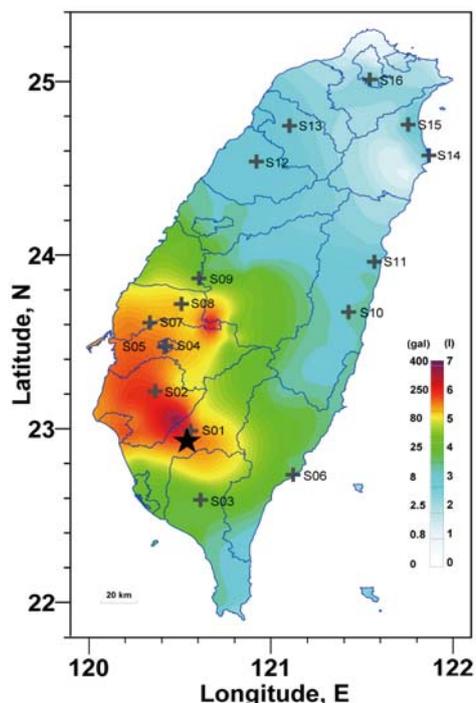
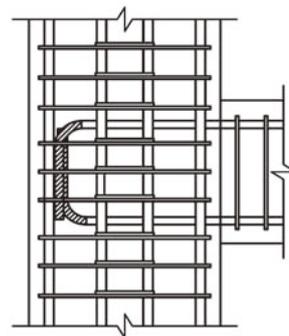
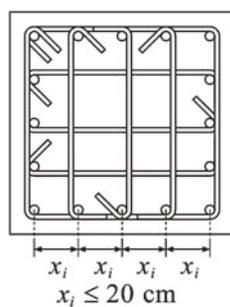
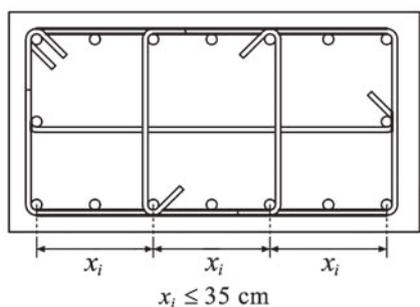
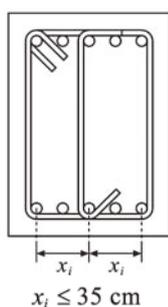


# 土木水利

The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

February  
2017



ISSN 0253- 3804



NT\$300



9 770253 380006



Volume 44, No. 1

社團法人  
中國土木工程學會 發行  
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

## 地震工程

專輯

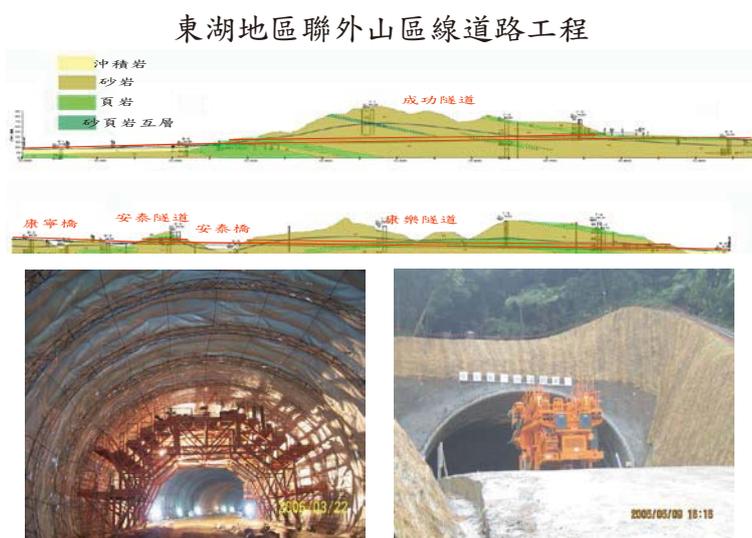
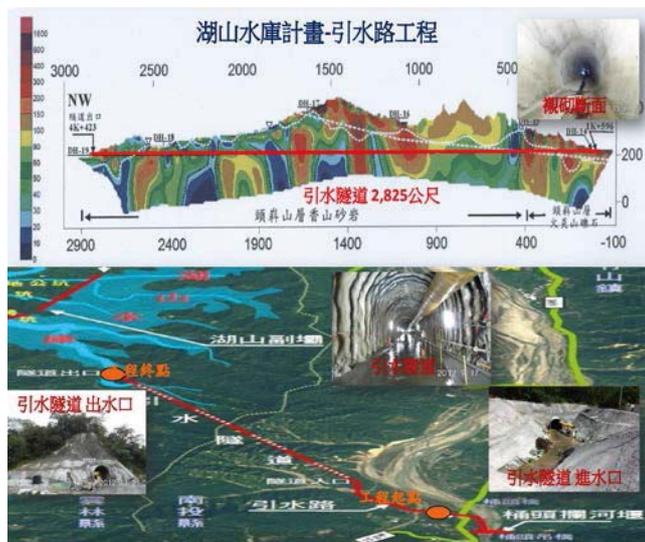
台灣地震工程研究  
新生力軍介紹

## 學會資訊看板

能源  
工程美化  
資訊工程  
委員會

【多元服務 ● 基業長青】

64年創立至今，三十多年來秉持著基本專業，建立完善品質制度。



### 專業項目

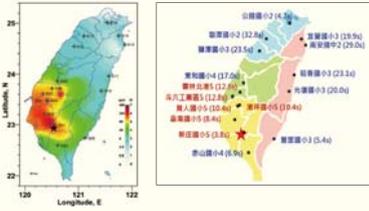
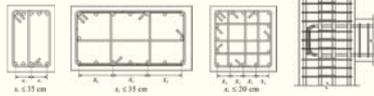
- 古蹟修護、土木建築、高級別墅
- 工業廠房、辦公大樓、隧道工程
- 建築廢棄物處理工程

地址：11490 臺北市內湖區民權東路六段 160 號 10 樓

網址：<http://www.for-tune.com.tw> / 電話：(02)2796-3949 / 傳真：(02)2791-4241

# 土木水利

社團法人中國土木工程學會會刊



新版混凝土結構設計規範草案之重要變更舉例  
現地型強震預警系統及美濃地震的預警時間

## 土木水利半月集

### 先進工程

- 混凝土工程
- 鋼結構
- 運輸工程
- 鋪面工程
- 資訊工程
- 工程管理
- 非破壞檢測
- 先進工程

### 永續發展

- 永續發展
- 國土發展
- 水資源工程
- 大地工程
- 海洋工程
- 環境工程
- 景觀工程
- 綠營建工程
- 能源工程
- 天然災害防治工程
- 工程美化
- 營建材料再生利用

### 國際兩岸

- 國際活動及亞洲土木工程聯盟
- 兩岸活動
- 亞太工程師

### 教育學習

- 工程教育
- 終身學習
- 土木史
- 工程教育認證
- 大學教育
- 技專院校
- 學生活動

### 學會活動

- 學會選舉
- 學術活動
- 土水法規
- 介紹新會員
- 專業服務
- 學會評獎
- 學會財務
- 年會籌備
- 會務發展
- 會士審查
- 公共關係 [工程倫理]

### 出版活動

- 中國土木工程學刊
- 土木水利雙月刊

### 分會

- 土水學會
- 土水南部分會
- 土水中部分會
- 土水東部分會

發行人：呂良正

出版人：社團法人中國土木工程學會

主任委員：宋裕祺 (國立台北科技大學土木工程系教授、編輯出版委員會主任委員兼總編輯)

副主任委員：王華弘 (明新科技大學土木工程與環境資源管理系副教授)

委員：王昭烈、何泰源、李順敏、李維森、林鎮洋、徐景文、曾昭衡  
曾惠斌、黃尹男、廖肇昌、劉格非、鄭家齊、謝尚賢

(依姓氏筆劃排序)

定價：每本新台幣300元、每年六期共新台幣1800元 (航郵另計)

繳費：郵政劃撥00030678號 社團法人中國土木工程學會

會址：10055 台北市中正區仁愛路二段一號四樓

電話：(02) 2392-6325 傳真：(02) 2396-4260

網址：http://www.ciche.org.tw

電子郵件信箱：service@ciche.org.tw

美編印刷：中禾實業股份有限公司

地址：22161 新北市汐止區中興路98號4樓之1

電話：(02) 2221-3160

## 社團法人中國土木工程學會第二十二屆理監事

理事長：呂良正

常務理事：曹壽民 張荻薇 楊偉甫 歐善惠

理事：王昭烈 朱旭 李元唐 宋裕祺 沈景鵬 林其璋 吳瑞賢  
胡宣德 高宗正 莫若楫 許泰文 陳仲賢 陳彥伯 陳國慶  
廖學瑞 歐來成 劉恒昌 謝啟蕙

常務監事：周南山

監事：李建中 李順敏 林志棟 張培義 楊永斌 壽克堅

秘書長：倪惠妹

## 中國土木工程學會任務

1. 研究土木水利工程學術。
2. 提倡土木水利最新技術。
3. 促進土木水利工程建設。
4. 提供土木水利技術服務。
5. 出版土木水利工程書刊。
6. 培育土木水利技術人才。

土木水利雙月刊已列為技師執業執照換發辦法之國內外專業期刊，土木工程、水利工程、結構工程、大地工程、測量、環境工程、都市計畫、水土保持、應用地質及交通工程科技師適用。

## 中國土木工程學會和您一起成長！

中華郵政北台字第518號 執照登記為雜誌 行政院新聞局出版事業登記証 局版臺誌字第0248號

## 地震工程專輯 (客座主編：黃尹男副教授)

[文內附第一作者介紹]

- 📖 專輯序言：地震工程 黃尹男 3
- 📖 新版混凝土結構設計規範草案於特殊抗彎矩構架耐震設計之重要變更 歐昱辰 4
- 📖 斷層近域效應對工程設計參數之探討 — 以921集集地震為例  
劉光晏／郭俊翔／趙書賢／王士庭／張國鎮／林昌佑 10
- 📖 四階矩法於橋梁結構系統可靠度之應用 邱建國／趙衍剛 24
- 📖 新世代多功能性混凝土材料 — 高性能纖維混凝土 洪崇展／顏誠皜／戴艾珍／溫國威／張庭維 33
- 📖 新世代耐震材料 — 高流動性應變硬化鋼纖維混凝土的研發及應用 廖文正 52
- 📖 應用斜面滾動隔震技術提升重要設備耐震性能 汪向榮／林旺春／游忠翰／楊卓諺 59
- 📖 現地型強震預警技術與應用 許丁友 68

## 學會資訊看板

- 📖 綠能節電與環保 — 2016年能源論壇研討會報導 劉維祥 76
- 📖 「風、光、氫能源互補」獨立電網與風力機組觀摩及  
參訪苗栗圓樓和北勢溪整治成果 張武訓／馬俊強／馬婉容 78
- 📖 統包工程BIM經驗分享 — 永和運動中心參訪活動 康仕仲 85

## 廣告特搜

- 3/16 台港重大橋梁工程建設與耐震補強研討會 — 歡迎踴躍報名 封底裡
- 麗明營造股份有限公司 — 面對挑戰·全力以赴 封底
- 福清營造股份有限公司 — 多元服務·基業長青 封面裡
- 日本木材出口協會 — 日本的優質木材和木材產品 86

更正啟事 土木水利第43卷第6期,「2016土水國際論壇」一文:

第13頁第7行,應更正為李明進協理,非副總經理及第15頁照片第三排左一,應更正為麗明營造魏世宗處長。  
因編排失誤造成困擾,謹向當事人及讀者致歉!



# 地震工程

專輯序言

專輯客座主編 黃尹男 / 國立臺灣大學土木工程學系副教授

台灣地處環太平洋地震帶，每年發生數百次有感地震，百年來已帶走超過 8,000 條人命，西元 1999 年的 921 集集大地震就有超過 2,000 人死亡，上萬人受傷，超過 10 萬棟房屋被判定全倒或半倒，直接間接的經濟損失難以計數。

嚴峻的地震威脅孕育出亮眼的地震工程研究。本期專刊以地震工程為主題，邀請 7 位 45 歲以下的優秀地震工程青年學者擔任通訊作者，7 篇文章包含了耐震設計、新材料、設備隔震、強震預警等相關主題的研究成果。

在耐震設計方面，中國土木水利工程學會混凝土工程委員會於去年年底出版了新版混凝土結構設計規範草案，新版規範草案係以美國混凝土學會最新規範 ACI318-14 為基礎，並考量國內外新近研究成果編纂而成，其中第十八章關於特殊抗彎矩構架的耐震設計，由台灣大學歐昱辰教授主筆，歐教授的文章闡述了新版規範草案與現行規範在特殊抗彎矩構架耐震設計的主要差異。

近斷層地震的脈衝波對結構物的強大威脅自從西元 1989 年美國北加州的 Loma Prieta 地震之後就漸為研究者關注，在台灣 921 集集大地震也導致鄰近或跨越車籠埔斷層 26 座橋梁嚴重損壞。時至今日，全世界近斷層強震記錄的數量已較上世紀增加許多，成功大學劉光晏教授等人利用本土與世界的近斷層強震記錄進行單自由度非線性系統之參數分析，探討近域效應對橋樑設計參數之影響。

現行國內橋梁補強設計多依據橋柱耐震性能進行評估，未考慮其他元件或構件於系統上之不確定性對於橋樑整體性能之影響，台灣科技大學邱建國教授及

日本神奈川大學趙衍剛教授利用四階矩法計算橋樑系統之可靠度，並識別對於整體系統耐震性能影響較大之敏感元件，使可靠度分析可用於改進橋樑之補強設計。

結構耐震性能的提升除了歸功於工程師對結構系統與構件行為的瞭解日益增加，材料特性的突破也是一大關鍵。纖維混凝土是近來非常受矚目之新世代耐震材料，本期專刊有兩篇專文介紹。成功大學洪崇展教授與他的學生透過廣泛的文獻資料整理，詳細的介紹了高性能纖維混凝土的材料特性與應用現況。台灣大學廖文正教授則在文章中展示了他的研究團隊近年來所研發的具有高流動性與應變硬化能力之鋼纖維混凝土，並透過大型結構試驗，證實其優越的耐震性能。

國家實驗研究院國家地震工程研究中心作為台灣最重要的地震工程研究機構，持續引領結構耐震技術的提升，本期專刊也有兩篇國震中心的專利研發成果。國震中心汪向榮博士等人，介紹了由國震中心團隊研發的斜面滾動隔震支承，該裝置除了能顯著降低設備物受到的地震力，進而減少地震造成的直接與間接經濟損失，在設計與分析上，也有通過振動台試驗驗證之可靠數值模型可以使用。台灣科技大學許丁友教授在本專刊中介紹其參與研發的國震中心現地型強震預警系統，爭取地震「已發生而尚未到達」的早期預警黃金時間。在科技部、教育部和民間業界的支持下，國震中心已逐步於全台建置該預警系統，並於去年美濃地震確實發揮預期的表現。

本期專刊特別在每篇文章的結尾附上通訊作者的介紹，讀者可從中認識這些台灣地震工程研究新生力軍的背景與研究興趣。 



# 新版混凝土結構設計規範草案於 特殊抗彎矩構架耐震設計之重要變更

歐昱辰／國立臺灣大學土木工程系教授

本文介紹新版混凝土結構設計規範草案於特殊抗彎矩構架耐震設計方面之重要變更。新版規範草案係以美國混凝土學會出版之 ACI 318-14 為基礎，再考量國內外最新研究成果，以及工程技術之最新發展而訂定。在材料方面，調高了混凝土最低抗壓強度，且納入 SD 490 鋼筋的使用。在梁的設計方面，納入預力之使用；訂定了新的主筋間距上限與更嚴格的箍筋間距規定；微幅更動強柱弱梁的檢核條款。在柱的設計方面，訂定圓形閉合箍筋柱最少縱向鋼筋數目；將塑鉸區繫筋或閉合箍筋相鄰各肢中心距之上限變更為具側向支撐主筋中心距之上限；新增高軸力作用下或使用高強度混凝土時，更嚴格的橫向鋼筋配置細節與用量要求。在梁柱接頭方面，訂定規範正文適用之接頭尺寸條件；引入新的接頭剪力強度分級標準，以及新的抗剪有效接頭面積計算法；明訂梁主筋彎鉤須錨定彎轉入接頭內；新增擴頭鋼筋錨定於接頭之相關規定。新版規範草案不但更能貼近產業界近年來對於新工法與新技術的渴望，也更能確保梁與柱在大地震下的安全性，且允許梁柱接頭有更合理與經濟之設計。

## 前言

現行混凝土結構設計規範<sup>[1]</sup>為內政部營建署於民國 100 年公佈實施，該規範係基於中國土木水利工程學會所出版的土木 401-96<sup>[2]</sup> 審查修訂而得，而土木 401-96 則是基於美國混凝土學會 ACI 318-05<sup>[3]</sup> 之規範，惟自 ACI 318-05 問世迄今已有約 12 年，其間 ACI 318 規範已歷經三次改版，ACI 318-05 後的版本有 318-08<sup>[4]</sup>、318-11<sup>[5]</sup> 以及最新的 318-14<sup>[6]</sup>。為了接軌國際混凝土結構技術的最新潮流，以及因應國內日新月異的新材料與新工法之發展，在內政部建築研究所研究案「混凝土結構技術規範之修正研擬」委託下，中國土木水利工程學會混凝土工程委員會（土木 401 委員會）於民國 105 年底，出版新版混凝土結構設計規範草案<sup>[7]</sup>，其中第十八章耐震結構物關於特殊抗彎矩構架部分由作者主筆。

新版規範特殊抗彎矩構架之耐震設計草案之編寫係以 ACI 318-14 為基礎，並考量國內外最新研究成果以及近年新材料與新工法之使用情況而得。本文就特殊抗

彎矩構架之耐震設計，說明新版規範草案與現行規範之重要不同處。

## 材料

為了增進混凝土耐久性與斷面曲率韌性，新版規範草案將混凝土最低抗壓強度由現行規範之 210 kgf/cm<sup>2</sup> 提升至 245 kgf/cm<sup>2</sup>。在鋼筋部分，新增允許使用 SD 490 縱向鋼筋，但須符合三項規定：(1) 實際降伏強度與規定降伏強度之差值  $\leq 1250$  kgf/cm<sup>2</sup>；(2) 實際抗拉強度對實際降伏強度的比值至少為 1.25；(3) 200 mm 標距長度的最小伸長率，D10 ~ D19 鋼筋須至少 14%，D22 ~ D36 鋼筋須至少 12%，D43 ~ D57 鋼筋須至少 10%。新增 SD 490 縱向鋼筋於耐震設計之使用，係因日本規範<sup>[8-9]</sup> 已允許縱向鋼筋採 SD 490，且國內近二十年透過新工法之審核，亦累積相當使用 SD490 縱向鋼筋之案例，皆未有因使用 SD 490 縱向鋼筋造成建築物損壞之案例。

## 梁

新版規範草案新增於特殊抗彎矩構架梁中使用預力的條款，但規定於可能發生塑鉸的區域須採無握裹預力鋼筋並應限制應變量，以避免鋼筋於非彈性地震變形時發生斷裂。另外，規範限制預力所貢獻的彎矩強度，以使預力特殊抗彎矩構架梁之耐震行為仍然與非預力特殊抗彎矩構架梁相似，因而可使用建築物耐震設計規範<sup>[10]</sup>中相同的結構系統韌性容量  $R$ 。

新版規範草案新增梁塑鉸區具側向支撐之主筋最大間距不得超過 35 cm，如圖 1 所示，此規定同柱塑鉸區之相關規定，此處側向支撐係指受內轉角不得大於 135 度之箍筋彎轉段圍繞，一般繫筋之 90 度、135 度與 180 度彎鉤在此皆視為可提供主筋側向支撐。現行規範僅規定無橫向支撐之主鋼筋與相鄰具橫向支撐鋼筋之淨距不得大於 15 cm，因此若每根主筋皆有橫向支撐，則按現行規範，主筋之間距無最大值之限制，新版規範草案修正了此漏洞。

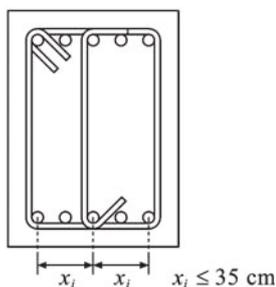


圖 1 梁塑鉸區具側向支撐之主筋最大間距不得超過 35 cm

新版規範草案梁塑鉸區之閉合箍筋間距變得更為嚴格，現行規範箍筋間距之上限為 (1) 梁深  $d/4$ 、(2) 縱向鋼筋直徑之 8 倍、(3) 箍筋直徑之 24 倍與 (4) 30 cm 之最小值，在新版規範草案中，前述第 2 款變更為縱向鋼筋直徑之 6 倍，第 (3) 款刪除，第 (4) 款降低為 15 cm。第 2 款之變更，係為增強箍筋對縱向鋼筋挫屈之束制，6 倍縱向鋼筋之限制同柱塑鉸區之規定。第 4 款之變更，係因對大型梁而言，由於梁深與鋼筋直徑較大，導致閉合箍筋間距過大，造成混凝土圍束效應之不足，將第 4 款之 30 cm 降低為 15 cm 則可改善此一現象。

新版規範草案之強柱弱梁條款 (式 1) 中，其柱彎矩強度  $M_{nc}$  與梁彎矩強度  $M_{nb}$  之比較係基於柱與梁在接頭面的強度，現行規範則是比較柱與梁在接頭中心之強度，兩種比較方式結果類似，但新版規範草案的方法計算量較少。

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (1)$$

## 柱

新版規範草案新增柱配置圓形閉合箍筋時，應至少有 6 根縱向鋼筋。現行規範僅於第三章撓曲與軸力中規定圓形橫箍柱縱向鋼筋最少根數為 4。

現行規範於柱塑鉸區限制繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距不得超過 35 cm，如圖 2(a) 所示。新版規範草案則改由受側向支撐之縱向鋼筋中心距來檢核此規定，如圖 2(b) 所示。

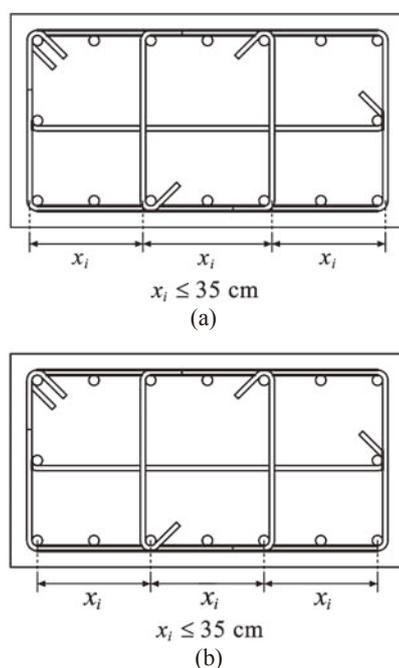


圖 2 (a) 現行規範規定；(b) 新版規範草案規定

於柱塑鉸區內，對於直線型閉合箍筋柱而言，新版規範草案規定若軸壓力較大時 ( $P_u > 0.3A_g f'_c$ ) 或混凝土強度較高時 ( $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ )，則沿柱核心周邊之每一縱向鋼筋或束筋應有閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段提供側向支撐，繫筋彎轉段之定義為耐震彎鉤或不小於 90 度之彎鉤，且具側向支撐之縱向鋼筋或束筋其中心距應不超過 20 cm，如圖 3(a) 所示。此規定係因在較高軸壓作用下或使用較高強度混凝土，柱的行為傾向於脆性破壞，此係因縱向鋼筋較易挫屈與混凝土更易壓碎之關係，因此需增強對縱向鋼筋之束制與混凝土之圍束，因此要求對每一根縱向鋼筋提供側向支撐，並且將受側向支撐之縱向鋼筋間距由低軸力與普通強度混凝土情況之 35 cm 降低為 20 cm，以降低核心不受有效圍束之混

土體積。為比較起見，圖 3(b) 顯示現行規範不論柱軸壓力或混凝土抗壓強度大小之允許作法，僅需於各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋給予側向支撐，且繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距上限為 35 cm。

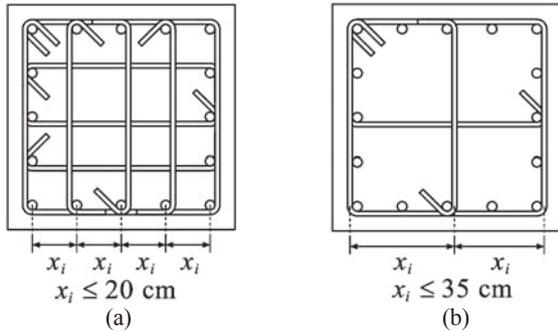


圖 3 (a) 新版規範草案於高軸力作用下或使用高強度混凝土時之新規定；(b) 現行規範允許作法

新版規範草案對於柱塑鉸區橫向鋼筋用量之計算有大幅變更，首度引入軸力、混凝土抗壓強度以及彎鉤有效性之影響。於新版規範草案中，若軸壓力  $P_u$  不超過  $0.3A_g f'_c$  與混凝土強度  $f'_c$  不超過  $700 \text{ kgf/cm}^2$  時，則橫向鋼筋用量之計算同現行規範，如表 1 公式 (a)、(b)、(d)、(e) 所示，其中公式 (a) 與 (b) 適用直線型箍筋，公式 (d) 與 (e) 則適用螺箍筋或圓形箍筋，但若軸壓力  $P_u$  超過  $0.3A_g f'_c$  或混凝土強度  $f'_c$  超過  $700 \text{ kgf/cm}^2$  時，則直線型箍筋需額外再考量公式 (c)，螺箍筋或圓形箍筋則需額外考量公式 (f)，設計時取三公式之大值為設計橫向鋼筋用量，意即對直線型箍筋而言，取公式 (a)、(b)、(c) 之大值，對螺箍筋或圓形箍筋而言，取公式 (d)、(e)、(f) 之大值。該額外公式計得之橫向鋼筋用量隨軸壓力與混凝土抗壓強度之上升而增加，以增加混凝土圍束，確保柱仍保有較佳之韌性行為。此外，該公式之  $k_n$  係數考慮彎鉤形式之影響，在  $k_n$  之計算中， $n_l$  為受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐的縱向鋼筋數目，一般常用的 90 度彎鉤不計入  $n_l$  之計算。 $k_n$  值隨著  $n_l$  之增加而下降，意即當越多的縱向鋼筋受到側向支撐時，橫向鋼筋的用量可以隨之下降，反之則增加。圖 4 顯示兩  $n_l$  與  $k_n$  之計算例，圖 4(a) 之繫筋兩端皆採耐震彎鉤，而圖 4(b) 繫筋一端採耐震彎鉤，另一端採 90 度彎鉤，兩種配置方式皆符合新版規範草案之規定，但由於 90 度彎鉤不計入  $n_l$  之計算，導致圖 4(b) 之設計所計得之  $k_n$  值較大，因此按表 1 公式 (c) 之規定，需要配置較大量的箍筋。

表 1 新版規範草案柱塑鉸區之橫向鋼筋用量

橫向鋼筋	條件	橫向鋼筋用量	
直線型 閉合箍筋之 $A_{sh} / S_{bc}$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	(a) 與 (b) 之 較大值	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	(a)、(b) 與 (c) 之最大值	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
螺箍筋或 圓形閉合 箍筋 $\rho_s$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	(d) 與 (e) 之 較大值	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	(d)、(e) 與 (f) 之最大值	$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$   
 $k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$  式中  $n_l$  為沿柱核心周邊，縱向鋼筋受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之數目

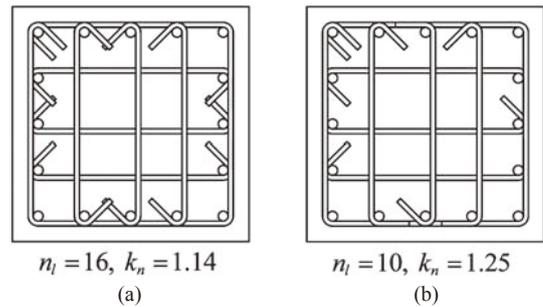


圖 4  $n_l$  與  $k_n$  計算例：(a) 繫筋兩端皆採耐震彎鉤；(b) 繫筋一端採耐震彎鉤、一端採 90 度彎鉤

### 梁柱接頭

若接頭深度小於梁深之一半，則該接頭剪力傳遞之對角壓桿將相當陡峭，大幅降低接頭剪力傳遞之效率。如圖 5 所示，接頭 A 與 B 之接頭深度分別為梁深之 1.32 與 0.49 倍，相較之下，接頭 B 之對角壓桿顯著地較為陡峭，在相同壓桿壓碎的力量下，接頭 B 所能傳遞的剪力將顯著地小於接頭 A，因此，規範不鼓勵接頭深度小於梁深之一半，但若採用，新版規範草案明訂須以壓拉桿方式進行接頭受力之分析與設計，此規定不見諸於現行規範中。

現行規範關於接頭計算強度之規定如表 2 所示，表中所謂受圍束係指若梁覆蓋接頭面積超過 3/4 之情況。現行規範對於四面接梁且梁佔接頭面積超過 3/4 之接頭給予最高等級的剪力強度，但對於同樣四面接梁但梁佔接頭面積不足 3/4 之接頭給予最低等級的剪力強度，差距過大，且現行規範無法反應接頭上方無柱的情況（如屋

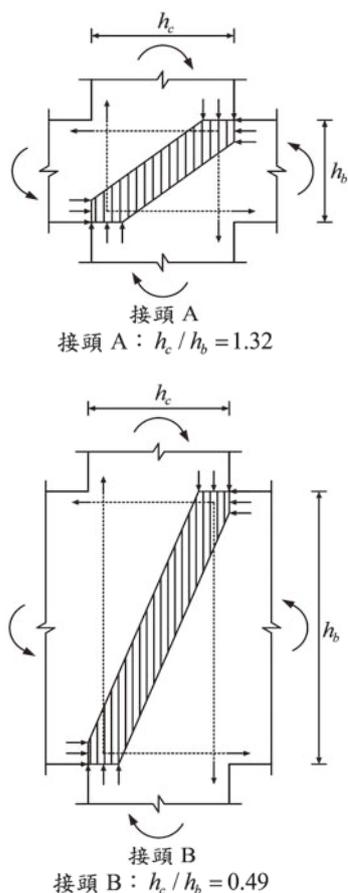


圖 5 接頭深度與梁深比與壓桿傳遞剪力之關係示意圖

頂接頭)。新版規範草案改以柱連續性、梁連續性以及有無橫向梁圍束來代表接頭三個方向上的圍束程度，並以此三個方向的圍束程度來區分接頭剪力強度等級，如表 3 所示。柱或梁之連續係指柱或梁延伸至接頭另一側至少一倍柱或梁全深，且柱或梁延伸段縱向主筋與橫向鋼筋應自另一側延續，其中梁係指傳送剪力至接頭的梁。若柱連續，則代表接頭在其上面受到較佳圍束，若梁連續，則代表接頭在傳遞剪力兩面受到較佳圍束，因此可適用較高等級的剪力強度。橫向梁圍束則是指在垂直剪力方向之接頭兩側接有覆蓋接頭面積超過 3/4 的梁，該兩側梁須符合前述梁連續之規定，若具有橫向梁圍束，則接頭於垂直剪力方向兩側具有較好圍束，可適用較高等級的剪力強度。新版規範草案之分類將接頭圍束區分為三個方向，每個方向圍束之優劣只造成一個等級的剪力強度差異，且分類涵蓋屋頂接頭，較現行規範合理。

在現行規範接頭有效抗剪斷面積之計算中，接頭深度取柱全深，接頭寬度取下列兩者之小值：(1) 梁寬加沿剪力方向之柱全深；(2) 梁中心線至兩柱邊取小值的兩倍，如圖 6(a) 所示，對於梁有偏心之接頭而言，前述第

表 2 現行規範接頭剪力強度

圍束條件	剪力強度 (kgf)
接頭四面皆受圍束	$5.3 \sqrt{f'_c} A_j$
三面或一雙對面受圍束	$3.9 \sqrt{f'_c} A_j$
其他	$3.2 \sqrt{f'_c} A_j$

表 3 新版規範草案接頭剪力強度

柱連續性	梁連續性	橫向梁圍束	剪力強度 (kgf)
連續	連續	有	$5.3 \sqrt{f'_c} A_j$
		無	$3.9 \sqrt{f'_c} A_j$
	不連續	有	$3.9 \sqrt{f'_c} A_j$
		無	$3.2 \sqrt{f'_c} A_j$
不連續	連續	有	$3.9 \sqrt{f'_c} A_j$
		無	$3.2 \sqrt{f'_c} A_j$
	不連續	有	$3.2 \sqrt{f'_c} A_j$
		無	$2.1 \sqrt{f'_c} A_j$

二款之值容易偏小，造成接頭有效斷面積過小，產生剪力強度計算過於保守之狀況。圖 6(a) 之梁偏向圖面上側許多，造成計算有效接頭面積之  $x$  值很小，導致圖面下方有相當接頭面積不計入有效接頭面積計算。新版規範草案為改善此問題，將梁兩側之有效接頭寬度尺寸分開計算，如圖 6(b) 所示，在新版規範草案規定中，有效接頭寬度應不超過梁腹寬度  $b_w$  兩側各加 (a) 與 (b) 之較小值：(a) 接頭深度之 1/4；(b) 梁腹側面至柱邊之距離。圖 6(b) 顯示與圖 6(a) 相同的接頭與梁，但以新版規範草案之方式計算有效接頭面積，與現行規範之有效接頭面積相較 (圖 6a)，圖面下側有效接頭面積範圍增加許多，此因圖 6(b) 中的  $x_2$  不再像圖 6(a) 一樣受限於  $x_1$  之故。此變更可有效改善現行規範對於梁偏心接頭之剪力強度計算過於保守之現象。

若梁主筋以 90 度彎鉤錨定於梁柱接頭時，現行規範規定該 90 度彎鉤應置於柱之圍束核心中，此規定並未排除彎鉤向接頭外錨定入柱端的作法，如圖 7(a) 所示。事實上，此種作法不利構架之耐震性，此因儘管規範有強柱弱梁之規定，但仍無法完全排除柱端於地震中產生塑鉸之可能性，若產生塑鉸，將破壞 90 度彎鉤之錨定，另外彎鉤錨定於接頭內有助於平衡接頭內斜向壓桿之壓力，有利於接頭剪力傳遞。因此新版規範草案明訂彎鉤除應置於柱之圍束核心中外，且彎鉤須彎轉入接頭內，如圖 7(b) 所示。

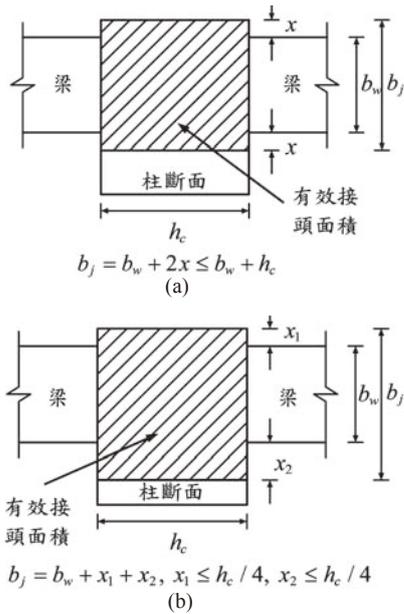


圖 6 有效接頭面積：(a) 現行規範；(b) 新版規範草案

新版規範草案新增擴頭竹節鋼筋之使用，擴頭竹節鋼筋所需的錨定長度可較直線或彎鉤錨定更短，且擴頭所佔之空間遠小於彎鉤，為接頭區降低鋼筋擁擠之有效對策。新版規範草案於「鋼筋細節」之章節中規定擴頭竹節鋼筋之受拉伸展長度，並規定其他配置細節，包含鋼筋間淨距應至少  $4d_b$ ，且混凝土  $f'_c$  不得超過  $420 \text{ kgf/cm}^2$ ，此些配置細節源自於擴頭鋼筋錨定於混凝土圍束較差的梁端與版試體之試驗結果，對於擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭而言，由於梁柱接頭受大量柱主筋與橫向鋼筋之圍束，因此於新版規範草案中，當擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭時，鋼筋間淨距可放寬為至少  $2d_b$ ，如圖 8 所示，且混凝土  $f'_c$  可放寬至不超過  $700 \text{ kgf/cm}^2$ 。

新版規範草案規定若梁負彎矩鋼筋以擴頭方式錨定於接頭內，則該接頭之柱應向接頭之上延伸至少一個接頭深

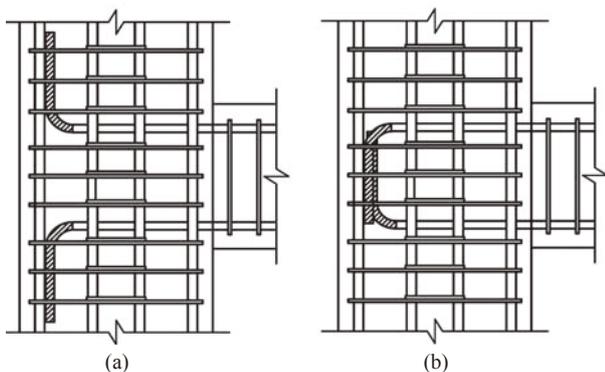


圖 7 梁主筋彎鉤錨定於柱核心：(a) 新版規範草案明訂禁止；(b) 正確作法

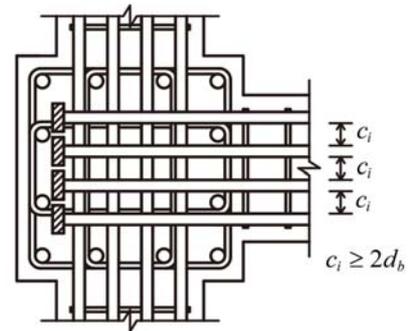


圖 8 梁主筋以擴頭錨定於梁柱接頭

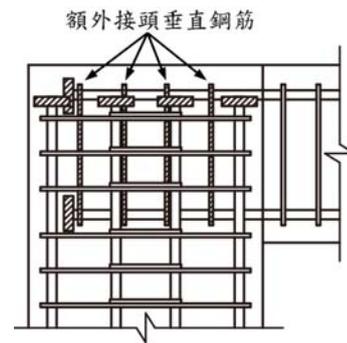


圖 9 以額外接頭垂直鋼筋圍束擴頭鋼筋

度（柱全深）之距離，或應以額外接頭垂直鋼筋圍住擴頭梁鋼筋，如圖 9 所示，此規定係針對角隅接頭而設，用以增強角隅接頭上側圍束擴頭鋼筋錨定區之能力，以避免擴頭鋼筋受拉時，擴頭端向上方撬出之破壞模式。

## 結論

新規範草案引入數種新材料或工法，例如 SD 490 鋼筋、擴頭竹節鋼筋與預力梁，更能貼近產業界近年來對於新工法與新技術的渴望。另外，基於過去試驗研究結果，新規範草案不論對於梁或柱，皆有更嚴格的橫向鋼筋配置細節與用量規定，更能確保結構物於大地震下的安全性。最後，有鑑於工程界應用現行規範於梁柱接頭剪力計算時所遭遇的困難，新版規範草案重新修訂了梁柱接頭剪力強度之分級，以及抗剪有效接頭面積之定義，使接頭剪力計算更為合理與經濟。

## 誌謝

本研究承蒙內政部建築研究所研究案「混凝土結構技術規範之修正研擬」補助經費，特此致謝。新版規範特殊抗彎矩構架耐震設計章節之訂定，承蒙其他編審委員（陳清泉、廖文正、邱建國、吳子良、鄭敏元、柯鎮洋、蕭輔沛、黃世建委員）之複審，另也承蒙李宏仁老師之指教，在此深表謝意。

## 符號表

$A_{ch}$	= 橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積
$A_g$	= 全斷面積
$A_j$	= 有效接頭面積
$A_{sh}$	= 在 $s$ 間距內垂直於 $b_c$ 方向之橫向鋼筋總斷面積
$b_c$	= 計算 $A_{sh}$ 時之柱心尺寸，即橫向鋼筋外緣至外緣之間距
$b_j$	= 接頭有效寬度
$b_w$	= 梁腹寬
$c_i$	= 鋼筋間淨距
$d$	= 斷面有效深度，斷面受壓最外緣至縱向受拉鋼筋形心之距離
$d_b$	= 鋼筋直徑
$f'_c$	= 混凝土規定抗壓強度
$f_{yt}$	= 橫向鋼筋規定降伏強度
$h_b$	= 梁全深
$h_c$	= 柱全深
$k_f$	= 箍筋用量公式中考量混凝土強度效應之因子
$k_n$	= 箍筋用量公式中考量彎鉤有效性之因子
$\sum M_{nb}$	= 構入於接頭各梁在接頭面之標稱彎矩強度之總和
$\sum M_{nc}$	= 構入於接頭各柱在接頭面之標稱彎矩強度之總和
$n_l$	= 沿柱核心周邊，縱向鋼筋受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之數目
$P_u$	= 因數軸力
$s$	= 橫向鋼筋之中心距

$x$	= 梁兩側各自至其對應柱邊緣距離之小值
$x_1, x_2$	= 梁兩側各自至其對應柱邊緣之距離
$x_i$	= 縱向鋼筋中心距或繫筋或或閉合箍筋相鄰各肢之中心距
$\rho_s$	= 螺箍筋體積與被螺箍筋圍束之螺箍筋外緣至外緣內柱心體積之比值

## 參考文獻

1. 內政部營建署 (2011), 「混凝土結構設計規範」, 台北市。
2. 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會 (2007), 「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)」, 科技圖書公司, 台北縣土城市。
3. American Concrete Institute (ACI) Committee 318, 2005, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A.
4. American Concrete Institute (ACI) Committee 318, 2008, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A.
5. American Concrete Institute (ACI) Committee 318, 2011, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A.
6. American Concrete Institute (ACI) Committee 318, 2014, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-14)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A.
7. 王炤烈, 黃世建, 李釗, 蕭輔沛 (2016), 「混凝土結構技術規範之修正研擬」, 內政部建築研究所, 台北市。
8. 日本建築學會 (2010), 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 東京。
9. 日本建築學會 (2016), 「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」, 東京。
10. 內政部營建署 (2011), 「建築物耐震設計規範及解說」, 台北市。



作者歐昱辰，國立臺灣大學土木工程系結構工程組教授。他分別於 1999 年與 2001 獲得國立臺灣大學土木工程系學士與結構工程組碩士，服完兵役後於 2003 年赴美國 SUNY Buffalo 進修，於 2007 年獲得博士學位。畢業後先留校從事為期一年的博士後研究，再於 2008 年歸國任教於國立臺灣科技大學營建工程系，任教八年半後於 2017 年 2 月轉任教於國立臺灣大學土木工程系。歐昱辰教授研究領域為鋼筋混凝土 (RC) 結構與地震工程，過去與現在的研究課題包括 RC 結構側推分析與非線性遲滯動力模型、創新預鑄 RC 橋梁與建築結構、新高強度 RC 結構、台灣 RC 街屋耐震設計與補強、腐蝕 RC 結構分析等，迄今發表許多優良研究著作，曾兩度登上美國混凝土學會刊物之封面，由於優秀的研究表現，歐昱辰教授於 2011 與 2014 年兩次獲得科技部優秀年輕學者計畫獎勵，並於 2013 年獲得國立臺灣科技大學年輕學者獎勵，再於 2016 獲得國立臺灣科技大學優良研究與創作獎。於 2017 年，歐昱辰教授獲頒美國混凝土學會 (American Concrete Institute, ACI) 混凝土材料與結構研究之最高榮譽：華森獎章 (ACI Wason Medal for most meritorious paper)，以表揚歐昱辰教授於混凝土研究之重要貢獻：提出高強度 RC 柱隨軸壓力上升，剪力強度先上升後下降之理論模型與規範修改建議。歐昱辰教授兼任許多校外 RC 相關委員會委員，包括擔任與我國 RC 結構規範審定密切相關的中國土木水利工程學會混凝土工程委員會委員，熟悉我國 RC 結構相關規範之沿革。



# 斷層近域效應對工程設計參數之探討 — 以 921 集集地震為例

劉光晏／國立成功大學土木工程學系副教授

郭俊翔、趙書賢／財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心副研究員

王士庭／國立交通大學土木工程研究所碩士班研究生

張國鎮／國立臺灣大學土木工程學系特聘教授

林昌佑／國立交通大學土木工程學系副教授

1999 年 921 集集大地震造成鄰近或跨越車籠埔斷層共計 26 座橋梁產生嚴重損壞，引發國人對於斷層近域橋梁之耐震安全疑慮。因此，2009 年版公路橋梁耐震設計規範及相關耐震補強準則，新增斷層近域調整因子，以提高強度方式來進行新建及既有橋梁之設計與補強工程。由於近期研究對於近斷層地震動之速度脈衝、譜加速度空間分布與地表永久位移等有更清楚的認識，現行規範對於斷層近域橋梁之工程設計參數是否適當，仍值得進一步探討。本研究以單自由度系統為研究對象，選用美國 PEER Center 地震歷時資料庫中所有具備似脈衝特性之加速度紀錄（包含 921 集集地震紀錄）來進行非線性動力歷時分析。分析結果以結構週期及位移韌性為基本參數，建立其與強度折減係數、位移放大係數、及等降伏強度係數之關係。此外，依據訊號處理方式、地震輸入方向性、非線性滯迴圈模式，以及地震歷時數量等 4 個條件，完成詳細的參數分析。研究成果顯示，以位移韌性等於 4 為例，當週期在 0.5 至 2 秒間，規範值較分析值呈現高估強度折減係數、低估位移放大係數，與等降伏強度係數接近的趨勢。

## 前言

台灣位處於歐亞大陸板塊和菲律賓海板塊交界帶，為地震活動相當頻繁的區域，菲律賓海板塊在台灣東部以每年約 8 cm 的速度向西北和歐亞大陸板塊碰撞，並向北方隱沒；而在台灣東南部則是歐亞大陸板塊向東隱沒至菲律賓海板塊之下，如此複雜的板塊活動特性因而造就了台灣島活躍的造山運動和地震活動，也因此在台灣島上造就許多的活動斷層。中央地質調查所在 2012 年發布的最新版本活動斷層分布圖中

就包括了 20 條第一類活動斷層（距今 1 萬年間曾有活動記錄之斷層）和 13 條第二類活動斷層（距今 10 萬年間曾有活動記錄之斷層），這些斷層多為呈現東北—西南走向的逆衝斷層，有些則是接近東—西走向的走向滑移斷層，而位於台北地區的山腳斷層則因位於張裂應力區，是屬於較少見的正斷層。

1999 年 9 月 21 日，南投縣集集鎮發生芮氏規模 7.3 的強烈地震，為臺灣史上罕見的大地震。921 地震時造成近千座橋梁中，約有 20% 之橋梁受到不同程度之損傷，其中 20 餘座橋被列為嚴重損壞，包括：石圍橋、

東豐大橋、埤豐橋、長庚大橋，南投縣之烏溪橋、名竹大橋、桶頭橋、龍門大橋、鯉魚大橋等，均因跨越斷層或鄰近斷層而產生嚴重的落橋與崩塌。

綜觀上個世紀的台灣十大災害地震<sup>[1]</sup>和集集地震可知，會造成嚴重災情的地震幾乎都是斷層活動所造成的地殼地震，尤其是鄰近斷層錯動的區域，其結構的損壞與生命財產的損失最為嚴重。台灣由於地狹人稠，鄰近活動斷層 10 公里內的人口超過 860 萬人，因此未來如斷層活動引發地震將影響甚劇。為了降低未來斷層的活動可能對台灣人民生命財產與社會經濟所造成之衝擊，達到防災減災的目的，有必要針對近斷層地震的特徵與對結構可能產生的衝擊作更深入的研究與探討。

## 近斷層地震動特徵

斷層錯動時，在接近斷層破裂的區域統稱為近斷層區域，由於在近斷層區域常能觀測到特殊的強地動特性，因此在地震工程上特別將其稱為「近斷層地震動 (Near-Fault Ground Motion)」。近年來全球強震觀測網的架設日益廣泛，因此對於地震動觀測資料的收集日益完整，雖然近斷層地震動的資料至今仍相對的缺乏，但研究地震動的國內外專家學者透過觀測資料的分析以及地震動模擬的資訊，已經能夠更為精準地掌握近斷層地震動的特徵。綜整過去相關的研究成果，對工程耐震設計方面影響較大的近斷層地震動特徵可分為三大類：

### 高強度的地表運動峰值與譜加速度值

由於地震波沿著路徑的傳遞過程其能量會四處消散，因此地表運動峰值與譜加速度值的強度也會因為能量的消散而衰減，而鄰近斷層區域的地震動則因其可供能量消散的路徑有限，因此近斷層地震動相較於遠離斷層區域的地震動往往伴隨有較高地表運動峰值加速度與不同周期的譜加速度。

### 特殊的譜加速度值空間分佈

#### 上盤效應

上盤效應是指當有兩測站分別位於一傾斜斷層的上盤和下盤位置，且距離斷層破裂面之距離相等，當此斷層錯動時，位於上盤的測站會記錄到較大的地動

值，這是因為位於上盤的測站位於斷層錯動時震波能量的輻射方向上，因此所承受的震波能量較強。以集集地震為例，位於上盤的測站和未考慮上盤效應之地震動衰減預測結果相較之下具有較大的殘餘值，而下盤測站則約和未考慮上盤效應的衰減公式預測結果相等<sup>[2]</sup>。根據其量化分析結果，短週期（1 秒以下）震波的上盤效應較長週期（1 ~ 4 秒）震波明顯，位於上盤測站的水平方向地動值約為下盤測站地動值的 2.1 至 2.7 倍；垂直向震波的上盤效應相較則較弱，上盤測站的垂直向地動值約為下盤測站的 1 至 1.6 倍。此外有相關的研究透過蒐集全球的近斷層地震動資料與地震動模擬的資料進行分析指出，上盤效應在地震規模較大時與斷層傾角較低時更為明顯<sup>[3]</sup>，自台灣有數位地震記錄以來的地震案例中，目前僅集集地震有較明顯的上盤效應。

#### 斷層破裂方向性

沿著斷層破裂的方向由於 S 波的疊加，造成地震波的能量隨著斷層破裂的發展而逐漸增加，該現象被稱為是破裂方向性效應 (Rupture Directivity Effect)。由實測的資料與相關的預測模式可以發現其主要會造成局部低頻區域譜加速度反應譜的放大，當地震規模越大則反應譜放大的頻率越低。由於斷層破裂的過程能量的逐漸累積因此斷層破裂線沿線的放大倍率與測站距離震央的位置成正比<sup>[4]</sup>。以集集地震為例，其震源位於南投集集下方，而車籠埔斷層為由南往北破裂，因此位於斷層破裂前進方向末端的台中市光正國小測站 (TCU052) 與台中縣石岡國小測站 (TCU068) 觀測到了較高的低頻加速度反應譜值，依據量化分析的結果放大的倍率約為 1.1 至 1.3 倍，放大的譜加速度週期範圍約為 0.6 秒至 5 秒<sup>[5]</sup>，而背離斷層破裂方向的測站（如嘉義縣三和國小站 CHY036）由於 S 波累加的路徑較短，因此未觀測到譜加速度反應譜因為斷層破裂方向性效應的影響而放大。

### 特殊的地表位移與地表速度歷時特徵

#### 地表永久位移

由斷層的活動引發的大規模地震往往伴隨著地表的變形，因此許多鄰近斷層的區域會有地表永久位移的產生，即使在小規模地震時斷層沒有破裂至地表的情況，

近震源區域也常能觀測到同震地表變形。以 921 集集大地震為例，斷層由南開始沿著斷層線往北破裂至石岡壩區域，該區域觀測到的水平向地表變形接近十公尺，垂直向亦有將近七公尺的變形量，由鄰近斷層的 GPS 測站亦可觀察到數公尺的地表永久位移<sup>[6]</sup>。

### 速度脈衝

此外，由於斷層破裂方向性效應與地表永久位移的產生，許多鄰近斷層區域的測站其觀測到的速度歷時，伴隨著有單一頻率且單一方向的速度脈衝<sup>[7]</sup>，該脈衝會造成低頻譜加速度反應譜的放大，且該特殊的速度歷時亦可能會造成結構非線性耐震需求的增加。以集集地震為例，位於斷層破裂前進方向的台中市光正國小測站（TCU052）與台中縣石岡國小測站（TCU068）觀測到有長週期、大振幅的速度脈衝訊號，該訊號至今仍是全世界所有近斷層記錄中具有最大地表速度峰值和速度脈衝週期值的 2 筆記錄。需要注意的是距離斷層破裂面甚遠的測站也有可能記錄到脈衝型的速度訊號，其可能是來自於場址效應如地形效應、鬆軟土層的放大效應等，因此地表速度歷時的速度脈衝是來自於近斷層效應或是場址效應仍須依據測站距離斷層的距離以及測站的場址參數來作進一步的判斷。

由上述可知鄰近斷層區域的地表震動歷時具有其特殊性，而過去針對結構線性與非線性耐震需求的研究往往僅採用遠離斷層區域的觀測地震歷時來做分析，因此有必要針對鄰近斷層區域的地表震動歷時之特徵對結構耐震需求的影響作進一步的探討與評估。

## 臺灣地區近斷層地震動歷時的處理與篩選

中央氣象局自 1991 年起，於全台各區域佈設了許多強震觀測站，至今已收錄了許多寶貴的地震動資料，其中大部分是屬於遠離斷層區域的地震動資料，而近斷層的地震資料則主要來自於 921 集集大地震。本研究挑選了 921 集集大地震中，距車籠埔斷層 40 公里內由中央氣象局所佈設的強震站的觀測資料，共計有 94 個測站，來進行後續的研究，各測站的資訊如表 1 所示。由於觀測到的地表加速度歷時隱含隨機的背景白噪訊以及低頻的噪訊，因此若直接將其積分，所得之速度與位移訊號，往往會產生

失真與偏移之現象，因此該歷時須經基線校正，方能夠還原真實的地震動加速度、速度與位移歷時。基線校正的過程通常是採用低階多項式回歸或高通濾波器將低頻的噪訊移除，但由於近斷層地震歷時往往伴隨著永久之地表位移，因此於需要採取不同的基線校正方式來進行處理，方能保留地震歷時中的永久地表位移。為了評估不同的基線校正方式對分析結果的影響，本研究採用的地震歷時依據不同的處理方式可分為三類：

#### 1. 未經基線校正的地震歷時：

該歷時來自於中央氣象局的原始地震資料檔。

#### 2. 經基線校正而未保留永久地表位移的地震歷時：

該歷時乃採用美國太平洋地震工程研究中心（Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER）於發展 NGA-West 計畫之資料庫時所採用的基線校正方式<sup>[8]</sup>，針對中央氣象局的原始地震資料檔進行處理後得到的地震歷時，該基線校正之方式無法還表地表永久位移。

#### 3. 經基線校正且保留永久地表位移的地震歷時：

過去有許多學者探討如何針對近斷層測站之加速度歷時進行基線校準以還原真實之地表永久位移<sup>[9-11]</sup>，本研究採用 Iwan 於 1985 年所提出的三線段模型迴歸分析方法來進行基線校正。以台中縣石岡國小測站（TCU068）所量測到的三軸向歷時為例，基線校正後所求得的三軸向地表速度與位移歷時可參考圖 1，經基線校正後各地震歷時的水平向與垂直向地表運動峰值與地表永久位移值可參考表 1。為了確認基線校正結果所求得的地表永久位移的正確性，本研究蒐集鄰近強震站之 GPS 觀測站所記錄地表位移觀測結果<sup>[6]</sup>與基線校正的結果作比較，結果如圖 2 所示。由圖 2 可以發現各強震站經基線校正所求得的地表永久位移與鄰近 GPS 觀測站實測的結果大致相同，而水平方向的基線校正結果又比垂直方向的結果要來的準確，可證明研究所採用的基線校正方法能夠有效的還原真實的地震動歷時。

此外為了識別各地震歷時是否含有速度脈衝，本研究採用 Shahi 與 Baker 於 2014 年所提出的速度脈衝指標（Pulse Indicator, PI）分析方法<sup>[12,13]</sup>，以 921 集集地震中距車籠埔斷層 40 公里內經基線校正的水平向地震歷時進行分析，計算各測站水平方向的速度脈衝指標，

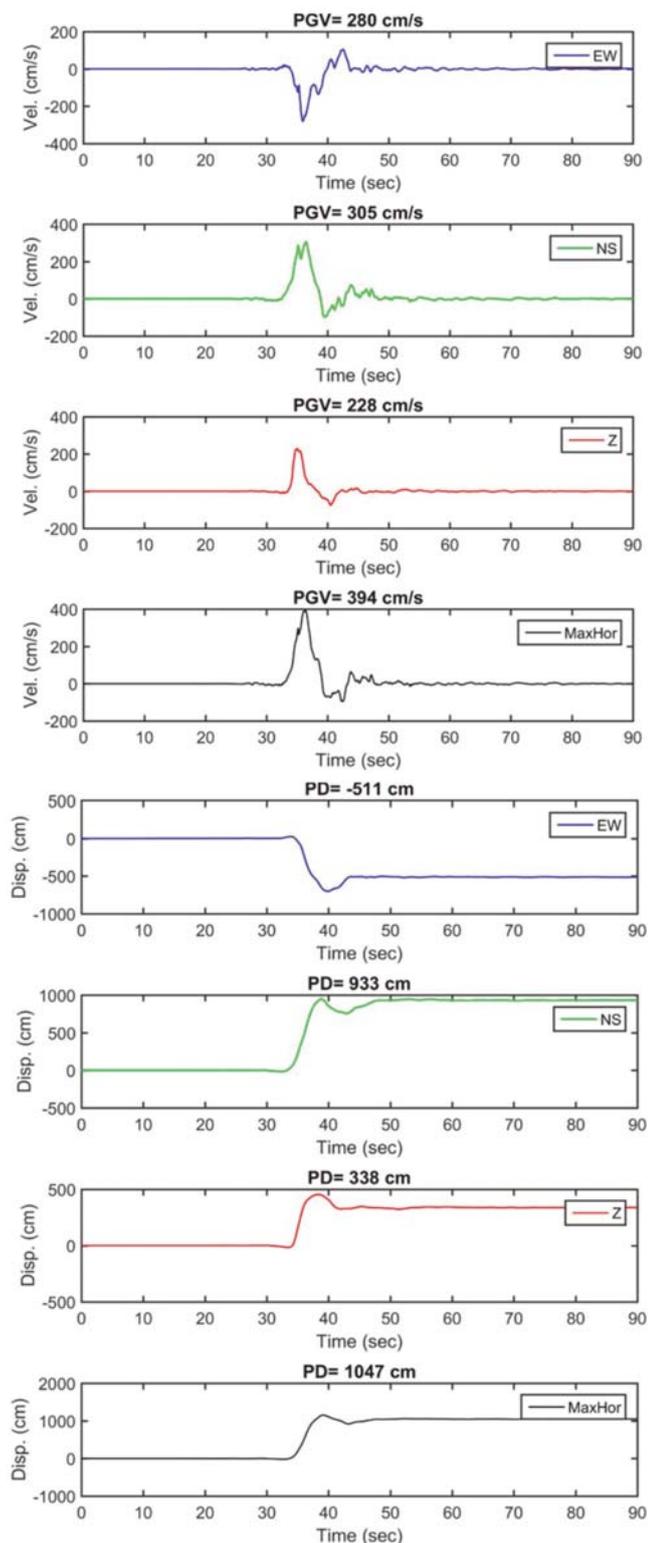


圖 1 集集地震中 TCU068 測站經基線校正後所得到的速度歷時及位移歷時記錄，由上而下分別為東西向、南北向、垂直向、及最大水平速度方向之記錄。

以判定其是否含有速度脈衝，以及速度脈衝的主要週期  $T_p$  (Pulse Period)。該方法乃採用連續小波轉換進行地震速度歷時的時頻分析，尋找時頻域中能量最大的時間

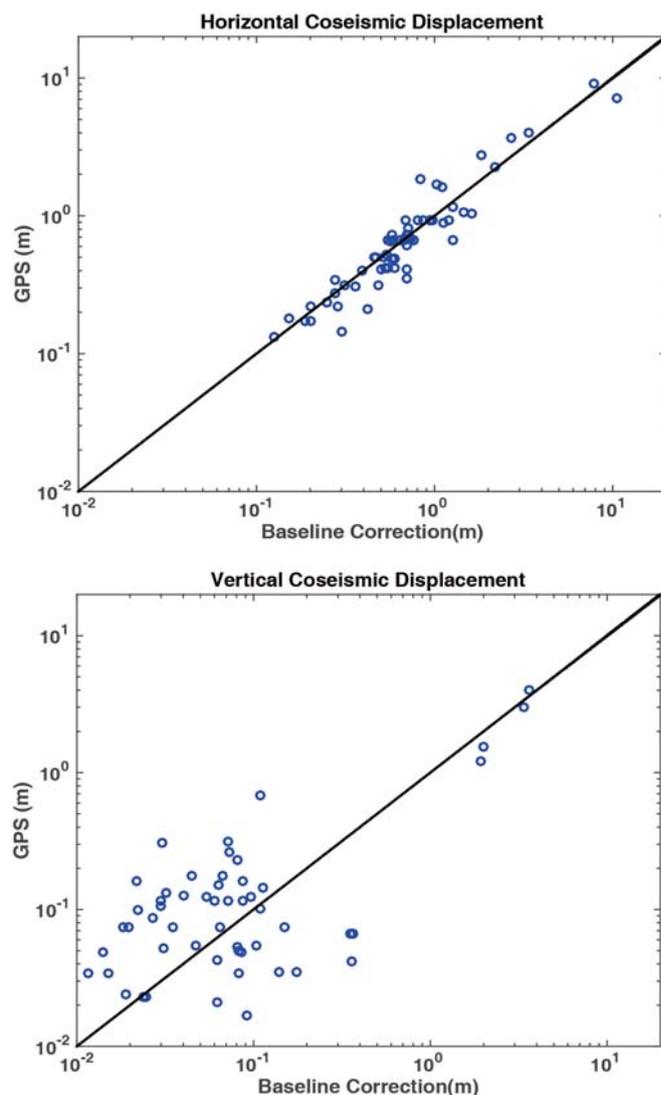


圖 2 經基線校正所得之水平向與垂直向地表永久位移與鄰近 GPS 站觀測之地表永久位移量比較圖

點與頻率點，並計算其占總能量的比例，而地震歷時是否含有速度脈衝則以該能量所佔的比例與地表運動峰值作為判定標準，所佔的能量比例越大（代表速度歷時主要由一單一頻率的訊號所組成）與地表運動峰值越高則代表該地震歷時含有速度脈衝，各測站的速度脈衝分析結果可參考表 1。

圖 3 為本研究所採用的近斷層地震動特徵之空間示意圖，其中圖 3(a) 為 921 集集地震中距車籠埔斷層 40 公里內的測站分佈圖以及經基線校正後所得到的水平向地表永久位移的向量分佈（僅標示地表永久位移大於 30 cm 的測站）；圖 3(b) 以及經速度脈衝指標的分析後，含速度脈衝的測站分佈圖及水平向速度脈衝的向量分佈。

表 1 本研究所採用的 921 集集地震歷時列表

No.	Station	Horizontal						Vertical					
		PGA	PGV	PGD	RD	PI*	Tp	PGA	PGV	PGD	RD	PI*	Tp
		(gal)	(cm/s)	(cm)	(cm)		(sec)	(gal)	(cm/s)	(cm)	(cm)		(sec)
1	CHY002	134.73	57.00	59.49	11.84	0	-	96.02	18.10	14.58	0.00	0	-
2	CHY006	382.95	60.48	25.09	8.22	1	2.57	210.96	21.82	19.62	4.67	0	-
3	CHY009	162.26	32.90	27.23	10.66	0	-	76.54	13.04	14.56	6.73	0	-
4	CHY010	247.88	24.47	13.05	3.04	0	-	138.89	10.07	10.77	4.90	0	-
5	CHY024	307.44	62.59	106.83	56.87	1	6.63	141.43	47.06	28.86	3.99	1	5.74
6	CHY025	164.23	54.28	60.11	27.73	0	-	169.72	37.76	36.73	3.12	0	-
7	CHY026	80.87	41.53	56.85	22.76	0	-	69.62	24.05	17.09	3.50	0	-
8	CHY028	864.00	94.25	38.07	18.39	0	-	335.47	30.92	22.58	3.57	0	-
9	CHY029	287.75	41.77	43.50	28.07	0	-	157.61	17.81	14.50	0.49	0	-
10	CHY034	323.09	52.35	25.06	3.64	0	-	91.08	16.49	13.64	5.09	0	-
11	CHY035	281.36	44.22	24.75	10.07	0	-	105.98	17.58	9.73	2.38	0	-
12	CHY036	299.48	50.97	35.60	4.22	0	-	104.37	14.42	9.88	3.38	0	-
13	CHY041	647.05	39.39	14.07	3.43	0	-	122.83	9.85	9.17	1.50	0	-
14	CHY046	187.64	23.60	15.40	3.90	0	-	79.80	7.54	12.10	5.04	0	-
15	CHY047	208.66	29.98	19.02	1.75	0	-	83.49	14.89	11.27	2.29	0	-
16	CHY074	261.85	32.05	24.57	13.26	0	-	97.65	14.85	11.69	5.01	0	-
17	CHY080	1128.93	135.65	64.49	36.90	0	-	716.06	41.41	27.18	3.54	0	-
18	CHY082	85.10	22.79	24.59	5.78	0	-	78.39	8.90	10.12	2.30	0	-
19	CHY092	101.50	57.38	66.03	20.42	0	-	111.43	28.30	26.44	0.98	0	-
20	CHY094	64.81	25.63	33.04	12.66	0	-	40.65	14.02	9.92	2.36	0	-
21	CHY101	474.41	108.69	81.98	28.85	1	5.34	162.19	27.34	21.34	0.98	0	-
22	CHY104	184.61	65.91	62.87	15.13	0	-	129.63	32.90	41.81	8.30	0	-
23	TCU029	224.28	62.76	87.91	54.78	1	5.27	62.25	20.83	27.54	0.58	0	-
24	TCU031	157.11	63.60	77.21	18.62	1	5.93	65.25	26.52	32.20	18.24	0	-
25	TCU034	259.79	44.88	49.57	8.52	1	8.87	70.26	12.07	13.16	5.90	0	-
26	TCU035	125.15	37.91	50.14	19.08	0	-	59.71	17.93	19.51	0.77	0	-
27	TCU036	137.31	67.38	106.78	75.44	1	5.38	60.97	22.96	19.81	12.96	0	-
28	TCU038	155.66	57.10	69.93	34.20	1	9.58	65.81	32.92	26.71	10.44	1	5.46
29	TCU039	219.28	69.70	73.49	23.93	1	9.33	121.82	52.48	45.59	31.69	1	5.74
30	TCU040	160.29	57.04	73.44	27.79	1	6.41	78.98	18.12	17.29	4.66	0	-
31	TCU042	247.64	42.60	55.46	20.13	0	-	82.02	18.50	23.56	14.01	0	-
32	TCU045	581.76	52.82	48.38	30.29	1	9.33	353.20	20.21	21.97	6.29	0	-
33	TCU046	141.69	33.74	64.19	39.42	1	10.40	96.69	33.39	43.66	6.27	1	5.89
34	TCU047	402.19	45.89	52.61	8.66	1	12.31	261.01	21.52	34.80	3.41	0	-
35	TCU048	177.72	48.34	100.13	54.41	0	-	97.34	25.04	20.90	1.83	0	-
36	TCU049	322.14	61.74	136.25	96.73	1	10.22	177.98	26.77	29.23	7.23	0	-
37	TCU050	150.33	44.75	121.31	67.04	0	-	86.71	42.67	29.86	3.50	1	5.98
38	TCU051	244.37	51.38	134.70	68.15	1	10.38	109.73	29.95	35.59	8.72	0	-
39	TCU052	504.79	267.14	882.55	787.82	1	12.29	193.95	170.07	415.69	363.45	1	10.24
40	TCU053	228.22	47.67	124.05	80.22	1	13.12	120.85	32.31	27.22	2.97	0	-
41	TCU054	196.32	56.27	150.57	94.94	1	11.47	132.95	30.00	23.71	0.20	0	-
42	TCU056	166.01	44.55	119.72	76.12	1	9.03	116.84	40.81	37.95	6.41	0	-
43	TCU057	121.72	49.81	108.21	63.61	0	-	81.48	33.83	26.36	1.98	0	-
44	TCU059	176.55	64.48	89.40	54.81	1	7.78	64.48	14.28	24.30	8.22	0	-
45	TCU060	205.86	46.13	102.76	70.58	0	-	86.26	26.46	41.83	35.07	0	-

表 1 本研究所採用的 921 集集地震歷時列表 (續)

46	TCU061	160.04	46.43	83.55	53.38	0	-	86.17	27.10	27.07	2.45	0	-
47	TCU063	190.71	85.87	121.31	71.56	1	6.55	133.00	57.04	53.22	10.93	0	-
48	TCU064	127.17	55.81	95.11	70.36	1	8.46	82.36	33.35	43.67	35.71	0	-
49	TCU065	800.65	147.54	223.18	161.13	1	5.74	257.74	68.37	68.89	11.23	1	4.86
50	TCU067	556.32	107.66	198.34	144.75	0	-	230.36	49.45	47.99	0.17	1	5.85
51	TCU068	529.83	394.23	1156.32	1050.22	1	12.29	519.40	228.78	453.82	337.40	1	10.75
52	TCU070	248.95	59.88	110.93	70.34	0	-	76.29	36.04	26.80	1.89	0	-
53	TCU071	809.53	84.70	307.44	269.60	0	-	415.53	58.95	220.43	193.31	0	-
54	TCU072	465.30	92.24	315.81	277.57	0	-	274.62	38.27	116.95	108.46	0	-
55	TCU074	609.38	76.48	238.07	217.77	0	-	270.14	25.14	77.34	0.34	0	-
56	TCU075	326.26	116.56	179.23	126.10	1	4.98	223.86	49.75	44.30	8.10	1	4.20
57	TCU076	419.71	86.93	127.52	86.35	0	-	275.42	32.73	32.64	4.44	0	-
58	TCU078	470.84	45.94	134.83	110.63	0	-	170.95	18.30	41.66	2.20	0	-
59	TCU079	582.68	73.47	120.30	102.79	0	-	383.85	22.53	38.15	3.04	0	-
60	TCU082	262.32	62.18	159.20	94.29	1	8.10	129.22	35.44	31.66	6.02	0	-
61	TCU084	987.59	132.14	135.11	83.99	0	-	312.67	27.43	50.53	7.11	0	-
62	TCU087	121.67	48.12	113.05	70.76	1	10.40	91.07	58.46	58.23	3.19	1	5.36
63	TCU088	538.80	36.87	57.62	33.39	1	11.35	224.09	12.93	20.66	3.25	0	-
64	TCU089	365.61	45.69	214.66	182.83	0	-	190.09	22.01	26.74	10.96	0	-
65	TCU100	129.94	43.68	107.90	58.78	0	-	83.82	39.31	34.57	0.34	1	5.27
66	TCU102	300.14	113.21	173.92	113.14	1	9.65	173.33	68.26	54.78	2.22	1	3.16
67	TCU103	168.34	68.59	107.35	70.17	1	8.69	142.28	60.79	54.07	2.67	1	6.85
68	TCU104	114.30	56.74	98.00	59.29	1	7.19	90.46	23.32	18.99	1.16	0	-
69	TCU105	135.03	44.87	93.65	52.64	0	-	61.08	23.14	37.19	1.50	0	-
70	TCU106	161.85	41.33	83.46	52.29	0	-	115.82	23.40	22.61	0.23	0	-
71	TCU107	145.36	48.84	77.94	45.65	0	-	94.62	26.34	30.14	1.40	0	-
72	TCU109	202.22	60.36	90.28	46.87	0	-	132.97	24.07	24.15	8.50	0	-
73	TCU110	188.23	63.41	89.19	48.05	0	-	116.30	32.70	24.01	0.47	0	-
74	TCU111	125.21	57.53	80.65	48.54	0	-	76.97	23.77	29.01	10.30	0	-
75	TCU112	83.25	40.84	59.88	28.61	0	-	65.28	19.37	28.45	9.09	0	-
76	TCU113	73.33	29.70	40.24	20.21	0	-	80.19	15.42	20.60	3.01	0	-
77	TCU115	115.82	50.48	74.09	35.95	0	-	76.40	21.87	18.55	7.28	0	-
78	TCU116	186.48	53.52	80.57	60.04	0	-	118.98	33.91	31.28	9.60	0	-
79	TCU117	136.64	62.68	73.49	31.40	0	-	89.88	22.27	19.94	4.71	0	-
80	TCU118	120.43	35.70	58.44	25.02	0	-	98.25	19.20	19.03	0.14	0	-
81	TCU119	66.06	26.17	35.04	11.32	0	-	60.25	15.26	17.07	2.44	0	-
82	TCU120	252.45	63.13	109.87	69.84	0	-	166.53	35.38	22.37	0.00	0	-
83	TCU122	257.30	49.93	95.78	58.04	0	-	235.99	41.19	36.14	8.70	0	-
84	TCU123	154.69	49.47	72.85	50.48	0	-	85.61	26.64	26.54	8.11	0	-
85	TCU128	194.63	78.29	91.41	49.65	1	9.04	90.37	46.92	43.57	32.39	1	5.05
86	TCU129	998.38	78.08	138.78	120.60	1	8.13	334.98	37.57	28.24	6.71	0	-
87	TCU131	132.03	47.11	47.32	18.69	1	9.22	54.08	20.20	23.02	17.59	0	-
88	TCU133	324.69	80.11	195.13	126.03	1	7.38	240.26	67.81	67.74	14.88	1	5.81
89	TCU136	205.85	63.39	111.22	73.66	1	8.88	111.65	31.99	47.41	36.26	0	-
90	TCU137	523.05	109.30	365.48	340.95	1	15.09	324.38	79.82	246.98	199.77	1	15.09
91	TCU138	214.48	40.91	86.83	57.38	0	-	110.34	26.16	25.60	5.45	0	-
92	TCU140	71.23	24.53	64.84	41.87	0	-	67.77	19.56	24.15	6.35	0	-
93	TCU141	93.19	46.88	60.20	21.50	0	-	107.21	25.21	25.43	5.05	0	-
94	TCU145	74.68	24.47	50.24	23.61	0	-	52.11	19.56	20.58	6.39	0	-

\*: 1 代表該紀錄含速度脈衝, 0 代表該紀錄不含速度脈衝

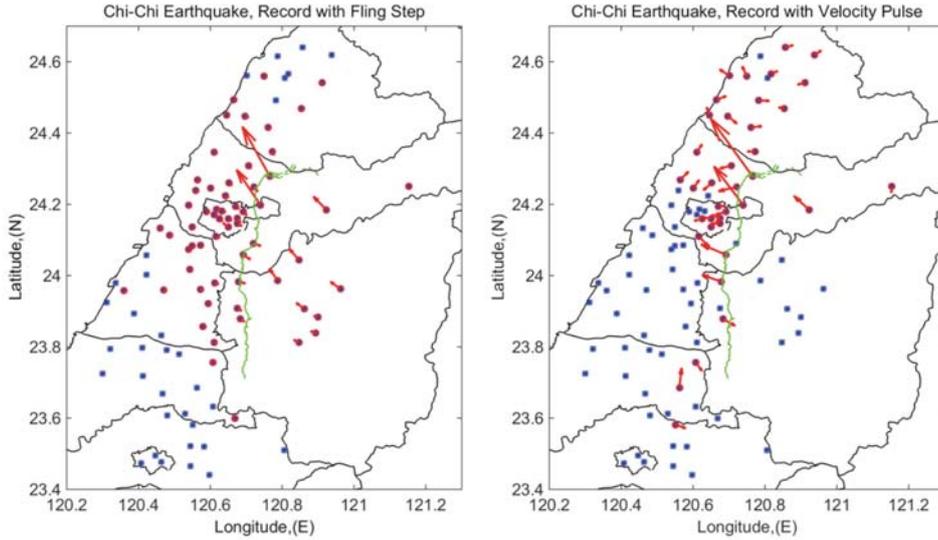


圖 3 921 集集地震中距車籠埔斷層 40 公里內的測站分佈圖 (\* 號標示)

- (a) 經基線校正後所得到的水平向地表永久位移的向量分佈 (o 號標示, 僅標示永久位移大於 30 公分的測站);
- (b) 經速度脈衝指標的分析後, 含水平向速度脈衝的測站分佈圖及水平向速度脈衝的向量分佈 (o 號標示)。

### 工程設計參數與分析模式

根據 2009 年版公路橋梁耐震設計規範 [14], 橋梁之側向力與側向變形以完全彈塑性曲線表示。當基底剪力達降伏強度後, 結構物產生非線性行為, 直到極限位移而破壞。有鑑於規範未闡明結構受地震作用時之加載及卸載路徑關係, 且對於具有速度脈衝之近斷層地震作用下, 既有設計公式是否適用, 值得進一步探討。

本研究選用 BISPEC 程式 [15] 進行單自由度系統之非彈性反應譜分析。圖 4 所示為結構物之側向力與側向變形關係, 包括彈性及彈塑性系統。位移韌性  $\mu$  為彈塑性系統之最大位移與降伏位移之比值。當  $\mu$  增加, 表示結構物之塑性變形越趨明顯。 $\mu$  與現行規範之結構系統韌性容量  $R$  具有相同的物理意義, 僅是使用符號不同, 且均代表位移的物理量, 非強度的物理量。

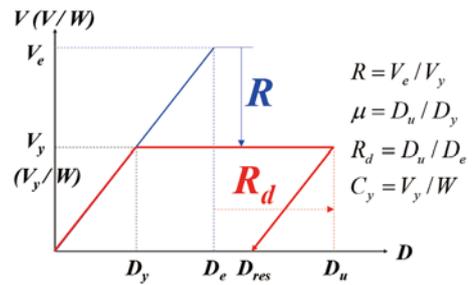


圖 4 彈性系統與彈塑性系統之工程設計參數關係圖

### 遲滯迴圈模式

彈塑性系統採用完全彈塑性遲滯模式 (Elastic Perfect Plastic Hysteretic Model, EPP model), 及修正 Clough 模式 (Modified Clough Hysteretic Model, MC model), 分別如圖 5(a) 及圖 5(b) 所示, 兩者之後降伏勁度與彈性勁度之比值皆為 0。一般而言, EPP 模式代表鋼結構, 而 MC 模式較接近鋼筋混凝土結構受反覆載

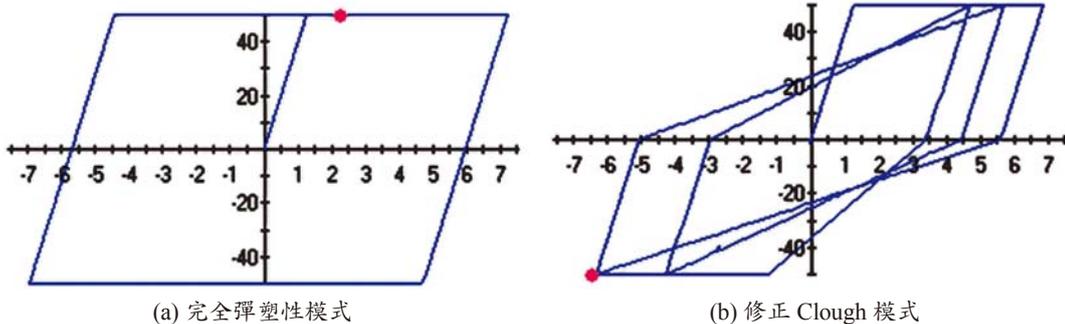


圖 5 本研究採用之單自由度系統的遲滯迴圈模式

重作用下之力量與變形關係。兩個系統間具有三個重要的工程設計參數，包括強度折減係數  $R$ 、位移放大係數  $R_d$ ，及等降伏強度係數  $C_y$ 。

### 強度折減係數 $R$

$R$  代表彈性系統與彈塑性系統之間，兩者最大強度之比值 [16]。當  $R$  越大，表示由彈性系統折減至彈塑性系統後之強度會越低，即可以用較小的降伏強度進行結構設計。現行規範中，結構系統地震力折減係數  $F_u$  及  $F_M$  表示如下，與本文所用之  $R$  具有相同的物理意義，僅是使用符號不同，且均代表強度的物理量，非位移的物理量。

$$F_{uD} = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

$$F_{uM} = \begin{cases} R & ; T \geq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (R - \sqrt{2R - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M} & ; 0.6T_0^M \leq T \leq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} & ; 0.2T_0^M \leq T \leq 0.6T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (\sqrt{2R - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M} & ; T \leq 0.2T_0^M \end{cases}$$

### 位移放大係數 $R_d$

位移放大係數  $R_d$ ，代表彈塑性系統與彈性系統之間，兩者最大位移之比值 [17]。如  $R_d$  增加時，代表彈性系統須放大較高倍數，才能獲得彈塑性系統之最大位移量。國內現行規範中並無  $R_d$  規定，參考美國 AASHTO 規定 (AASHTO, 2011)，表示如下：

$$R_d = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0, & \frac{T^*}{T} > 1.0 \\ 1.0 & , \frac{T^*}{T} \leq 1.0 \end{cases}$$

$$T^* = 1.2T_s$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

由於彈性系統與彈塑性系統具有相同位移之假設，並不適用於可能產生非彈性行為之短周期結構物。因此，調整因子  $R_d$  係用來修正短周期結構物之彈性位

移。當結構物基本周期  $T$  小於地表運動特徵周期  $T^*$  時，位移放大因子大於 1.0。對於強震區之橋梁，局部構件之最大位移需求  $\mu_D$  可取 6.0。

### 等降伏強度係數 $C_y$

等降伏強度係數  $C_y$  代表彈塑性系統之降伏強度與結構自重之比值 [18]。提高  $C_y$  可使結構承受較大的強度才進入非線性階段。根據現行規範精神，由設計地震下之水平設計地震力  $V_D$ 、避免最大考量地震下崩塌之水平地震力  $V_M$ 、與設計總橫力下限值  $V_{min}$ ，三者反推降伏地震力，取其大者後計算與結構物自重之比值當作  $C_y$ ，相關公式整理如下：

$$V_{y1} = V_D \times 1.2\alpha_y = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W \times 1.2\alpha_y = I \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W \rightarrow \frac{V_{y1}}{W} = I \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m$$

$$V_{y2} = V_M \times 1.2\alpha_y = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \times 1.2\alpha_y = I \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \rightarrow \frac{V_{y2}}{W} = I \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$$

$$V_{y3} = V_{min} \times 1.2\alpha_y = \frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y} W \times 1.2\alpha_y = \frac{1.2}{3.25} S_{aD} I W \rightarrow \frac{V_{y3}}{W} = \frac{1.2}{3.25} S_{aD} I$$

$$C_y = \max\left(\frac{V_{y1}}{W}, \frac{V_{y2}}{W}, \frac{V_{y3}}{W}\right) = \max\left\{I \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m, I \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m, \frac{1.2}{3.25} S_{aD} I\right\}$$

### 參數分析檢討

本研究之分析參數，假設一重要橋梁 ( $I = 1.2$ ) 之工址地盤分類為第一類地盤，且鄰近車籠埔斷層。根據現行規範相關設計參數如下：

$$S_S^D = 0.8, S_1^D = 0.45, S_S^M = 1.0, S_1^M = 0.55$$

$$N_A = 1.12, N_V = 1.18 \text{ (設計地震);}$$

$$N_A = 1.13, N_V = 1.25 \text{ (最大考量地震)}$$

$$F_a = 1.0, F_v = 1.0 \text{ (設計地震);}$$

$$F_a = 1.0, F_v = 1.0 \text{ (最大考量地震)}$$

分析結果以位移韌性  $\mu$  為指標，據以建立各彈性周期  $T$ ，與強度折減係數  $R$ 、位移放大係數  $R_d$ ，及等降伏強度係數  $C_y$  關係，包括： $R-\mu-T$ 、 $R_d-\mu-T$ ，與  $C_y-\mu-T$ 。

本研究中，結構彈性周期  $T$  之範圍由 0 至 10 秒，位移韌性  $\mu$  取 2、4、6。輸入地震部份，本研究主要選擇具有速度脈衝之加速度歷時，並根據歷時及結構特性，分為下列四種條件進行探討。

### 地震紀錄處理方式

地震事件為 1999 年 921 集集地震之主震。測

站編號為 TCU052、TCU063、TCU065、TCU068、TCU075、TCU102、CHY101 等 7 個測站，地震紀錄方向為東西向（EW 方向）。訊號處理之方式包括中央氣象局（CWB），此為原始紀錄並未作任何處理；國家地震工程研究中心（NCREE），採用基線修正及保留永久位移方式；與泛太平洋地震工程研究中心（PEER），採用基線修正及消除永久位移方式<sup>[19]</sup>。結構分析模式以 EPP 模式為主。

圖 6 所示為三種資料處理方式之強度折減係數平均值。當  $\mu = 2$ ，極限位移變大，其在 4 秒週期前之分析結果與規範大致相符，但 4 秒週期後卻開始有些微波動。當  $\mu = 4、6$ ，其趨勢皆與前述  $\mu = 2$  相同，皆在 3 到 4 秒週期之間為區分，前皆較規範值低，而後較規範值高的現象。

圖 7 所示為三種資料處理方式之位移放大係數平均值。當  $\mu = 2$ ，在 1 秒週期前，AASHTO 規範值達到接近 5，而真實反應的分析結果卻只有 2.5 左右，

顯示規範中假設 1 秒週期前結構物的極限位移很大，然而分析結果顯示並無規範設計值大，因此規範值趨於保守。當  $\mu = 4、6$ ，AASHTO 規範值在 1 秒週期前，最高達到 7 左右，而分析結果約落在 2 或 3 上下。0.5 秒到 4 秒週期前，分析值皆高於規範值，4 秒後之長週期，分析值皆小於規範值。

圖 8 所示為三種資料處理方式之等降伏強度係數平均值。根據現行公路橋梁耐震設計規範規定， $C_y$  不得小於  $\frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{0.4S_{MS}}{F_{uM}} \right)_m W$ ，因此本文列出規範原本規定有下限的結果以及無受此規定的結果。當  $\mu = 2$ ，約 2 秒週期前，分析結果與規範值相當，但 2 秒到 10 秒週期之間，真實反應的分析結果依然小於原本的規範值，而無下限的規範值在 2 秒到 7 秒週期間，其分析值皆大於規範值，7 秒週期後則一樣。當  $\mu = 4、6$ ，1 秒週期前，規範值約 0.38 至 0.4，而分析值僅約 0.3 至 0.33。相較於規範值，1 至 2 秒週期間的分析值皆較規範值

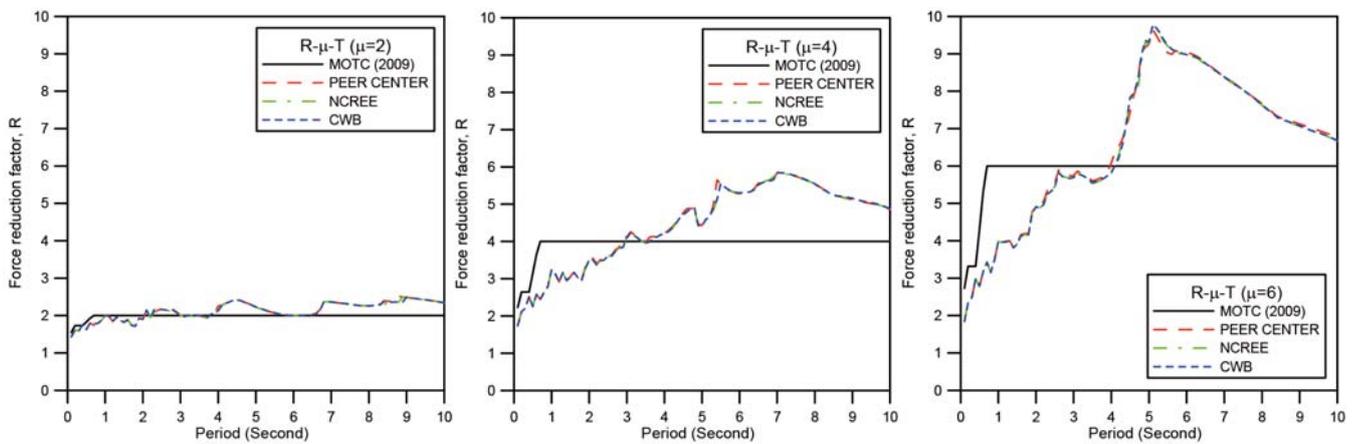


圖 6 強度折減係數（以地震紀錄處理方式進行比較）

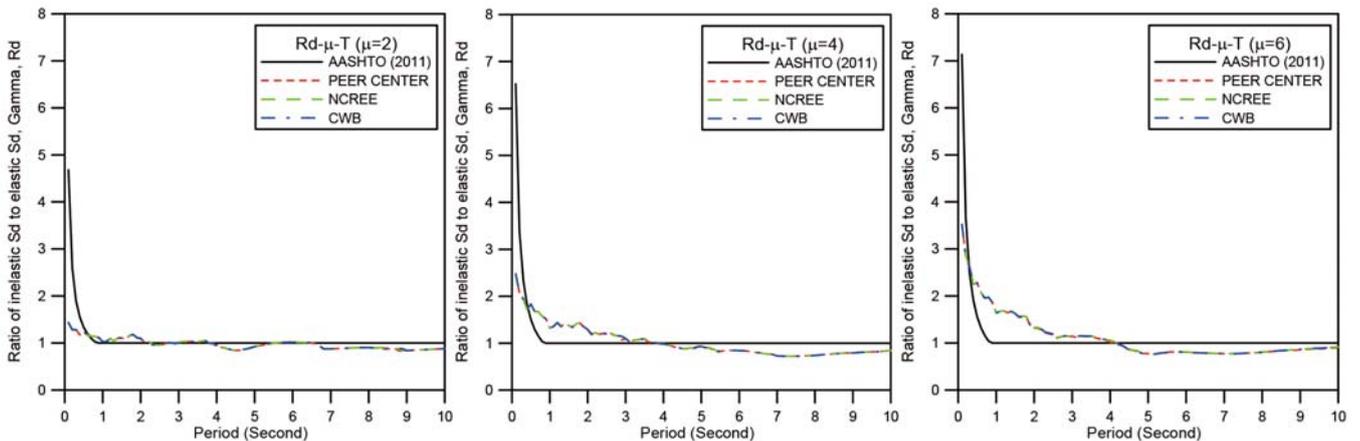


圖 7 位移放大係數（以地震紀錄處理方式進行比較）

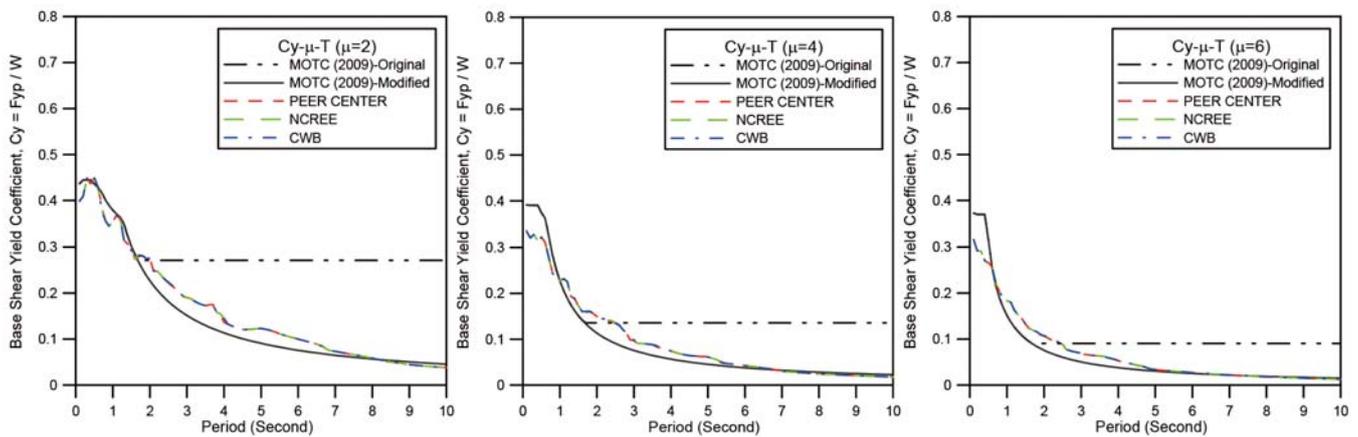


圖 8 等降伏強度係數(以地震紀錄處理方式進行比較)

高，2 秒週期後，由於下限值的規定皆比分析值高，約在 0.1 到 0.2 倍之間。與規範修正為無下限值的結果相比，1 至 6 秒週期之間，分析結果皆大於規範值，此後則幾乎一致。

### 地震紀錄方向

地震事件及測站編號與前者相同，但僅選用 PEER 之訊號處理方式。地震紀錄方向包括東西向 (EW 方向)、南北向 (NS 方向)，及最大速度方向 (Max. Vel. 方向)。最大速度方向之加速度歷時，其製作方式係旋轉東西向與南北向之速度歷時，搜尋產生最大速度所對應之角度後，再將原有東西向與南北向加速度投影至該角度，以分量方式重新組合為新的加速度歷時。結構分析模式以雙線性之 EPP 模式為主。

圖 9 所示為東西向、南北向及最大速度方向之強度折減係數平均值。當  $\mu = 2$ ，三個方向的分析結果與規

範值相當，並無太大變化，約落在 2 左右。當  $\mu = 4$ ，約以 4 秒週期為分界。4 秒前的分析結果，三個方向所顯示出的結果並無太大差異，但皆小於規範值，然而 4 秒後的分析值卻都高於規範值。東西向之分析結果在 7 秒週期間出現峰值；而南北向之分析結果在 8 至 9 秒週期間達到最高值，約為 6.5。因此，東西向與南北向紀錄在  $\mu$  增加時，其長週期的強度折減係數也較大，即降伏強度較小。當  $\mu = 6$ ，其趨勢與  $\mu = 4$  相仿，最大值結果，東西向約為 9、南北向及最大速度方向則達到 10。

圖 10 為以東西向、南北向及最大速度方向分析所得之位移放大係數平均值。當  $\mu = 2$ ，分析結果在 1 秒週期後與規範值相同。當  $\mu = 4、6$  開始出現微差差異，1 至 5 秒週期之分析結果開始較規範值高；相反的，5 秒週期後，分析結果隨  $\mu$  增加而逐漸收斂且低於規範值，表示長週期結構之極限位移會趨近於定值。

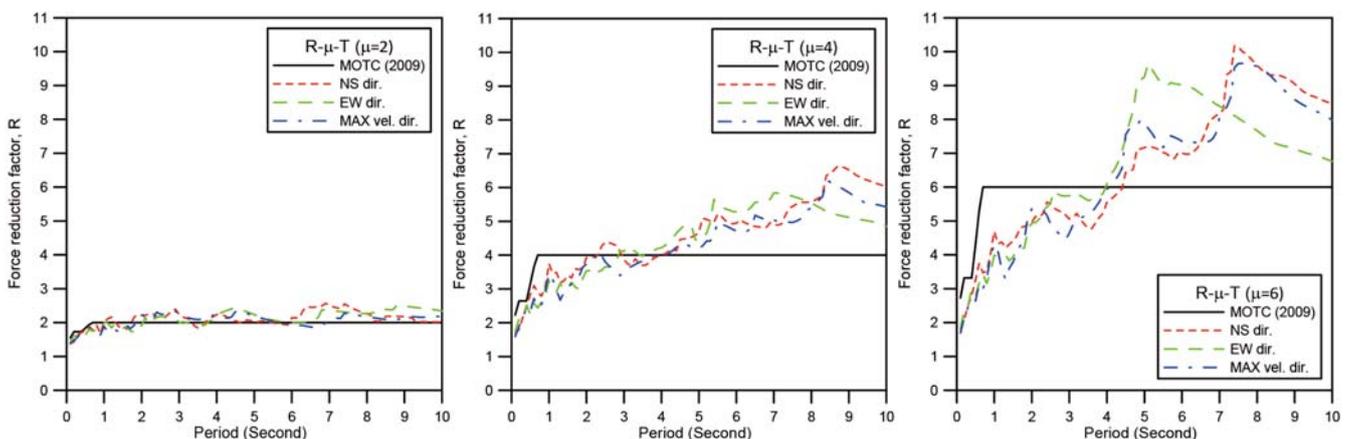


圖 9 強度折減係數(以地震紀錄方向進行比較)

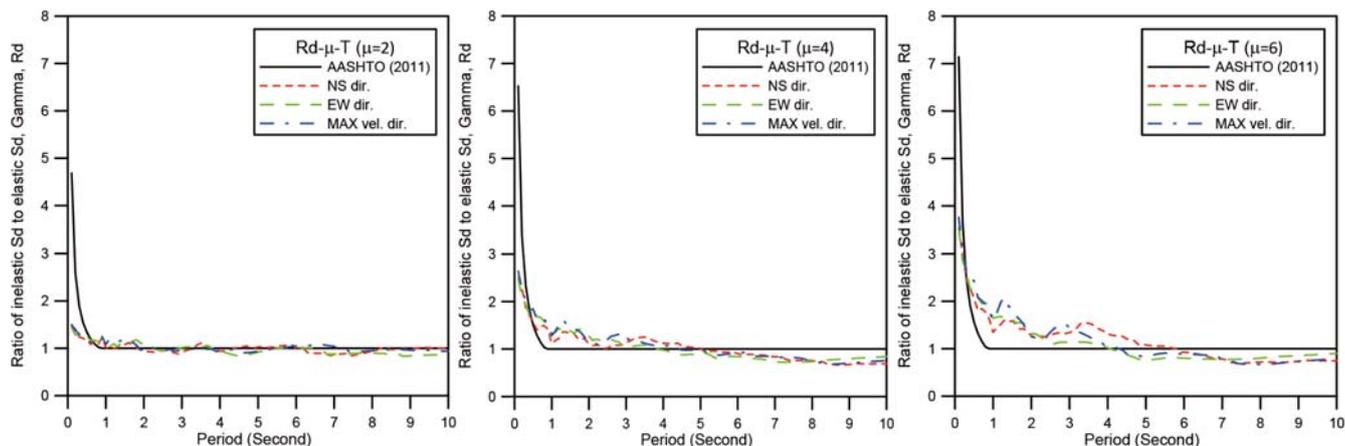


圖 10 位移放大係數(以地震紀錄方向進行比較)

圖 11 所示為以東西向、南北向及最大速度方向分析所得之等降伏強度係數平均值。當  $\mu = 2$ ，整體的分析結果皆與未修正下限之規範值相符。有趣的是，在  $\mu = 4、6$  時，初期分析結果皆微幅低於規範值，而與原本的規範值相比，在 2 秒週期後，分析結果一樣小於規範值，而與未修正下限的規範值相比，1 秒週期後的分析結果與規範值皆相當。

### 遲滯迴圈模式

地震事件、測站編號與紀錄方向與前述地震紀錄處理方式所用者相同，但僅選用 PEER 之訊號處理方式。結構分析模式則分別比較 EPP 模式及 MC 模式之差別。

圖 12 所示為採用 Bilinear 及修正 Clough 模式之強度折減係數平均值。當  $\mu = 2、4$ ，兩模式之結果並無太大差異。當  $\mu = 6$ ，5 至 7 秒週期間依然呈現一樣的結果，但在 5 秒至秒週期間，Bilinear 模式明顯大於修正 Clough 模式，峰值約為 10。

圖 13 所示為採用 Bilinear 及修正 Clough 模式之位移放大係數平均值。整體而言，兩種模式所得結果幾乎完全相同，且趨勢與前述不同條件者十分相似。

圖 14 所示為採用 Bilinear 和修正 Clough 模式所得之等降伏強度係數平均值，兩者間非常接近。兩種模式之結果，當  $\mu = 2$  時與既有規範相近；當  $\mu = 4、6$  時，在週期 1 秒之前約為 0.33，均低於規範值。週期 1 至 2.5 秒間略大於規範值；週期大於 2.5 秒，數值迅速下降並趨近於規範修正值。

### 地震紀錄數量

地震事件、紀錄方向與前述地震紀錄處理方式所用者相同，但僅選用 PEER 之訊號處理方式。地震紀錄數量包含 3 種組別：7、31 及 142 組。7 組測站與前述地震紀錄處理方式所用者相同。31 組則為 PEER 資料庫中，以 921 集集地震為主之地震事件，具有速度脈衝之測站總量。142 組則為 PEER 資料庫中，所有地震事件中具有速

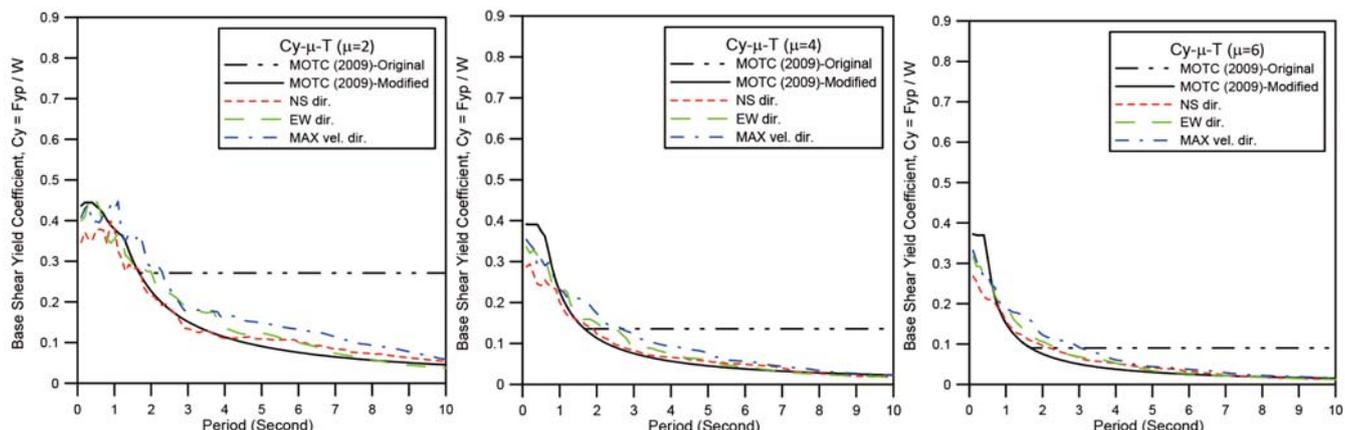


圖 11 等降伏強度係數(以地震紀錄方向進行比較)

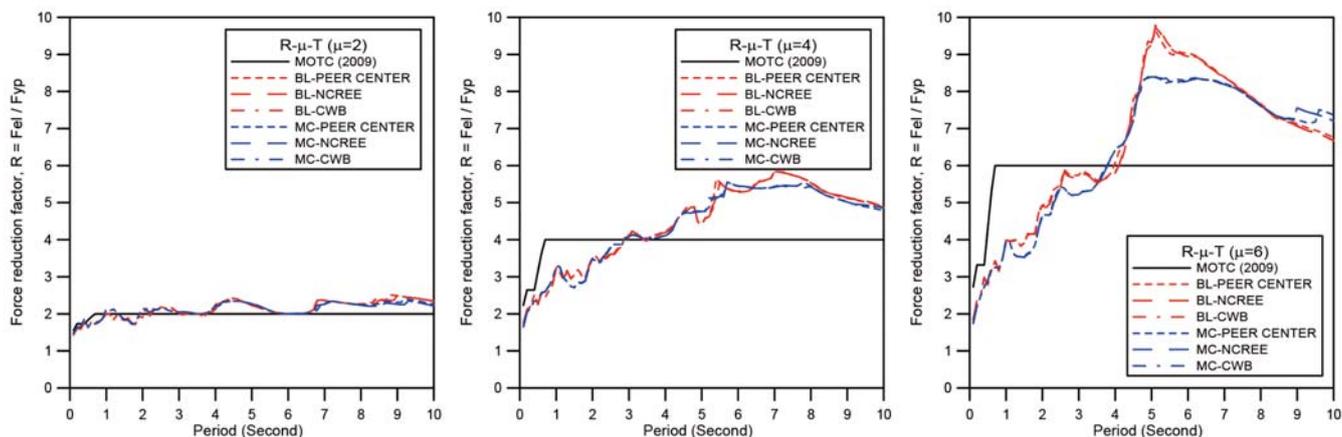


圖 12 強度折減係數(以遲滯迴圈模式進行比較)

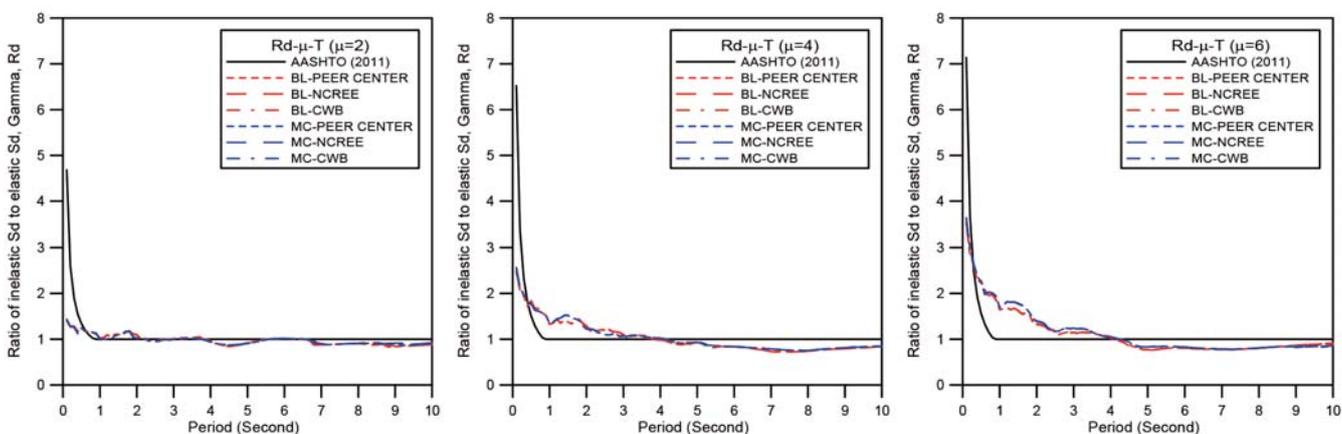


圖 13 位移放大係數(以遲滯迴圈模式進行比較)

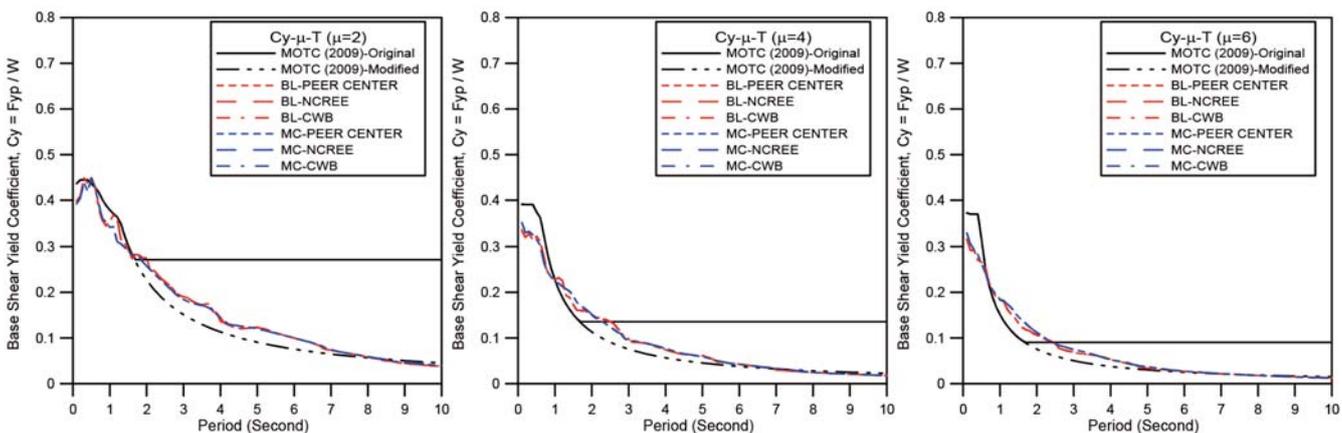


圖 14 等降伏強度係數(以遲滯迴圈模式進行比較)

度脈衝之測站總量。結構分析模式則以 MC 模式為主。

圖 15 所示為採用 7、31 及 142 組所得之強度折減係數。當  $\mu = 2$  時，各種地震歷時組別之結果與規範值皆相近，平均值約為 2。當  $\mu = 4、6$  時，約以 4.5 秒週期為分界。4.5 秒前，3 種組別之結果均低於規範值，但以 142 組較接近，7 組次之，31 組最小。當週期大於 4.5 秒時，恰好呈現相反之趨勢。

圖 16 所示為採用 7、31 及 142 組地震歷時所得之位移放大係數平均值。當  $\mu = 2$ ，各種地震歷時組別之結果與規範值皆相近，週期 1 秒前最大值約 1.5。當  $\mu = 4、6$ ，約以 5 秒週期為分界。5 秒前，3 類結果均大於 AASHTO 規範值，尤其 1.5 秒前以 7 組最大，31 組次之，142 組最小。1.5 至 5 秒之間，數值大小之組別依序 31、7、142 組。週期高於 5 秒時，各組別均

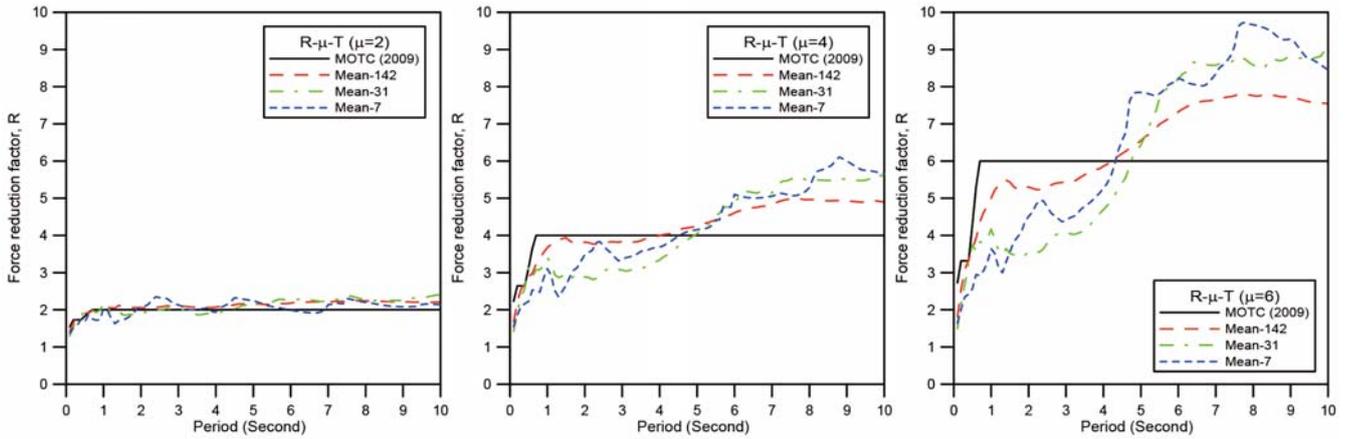


圖 15 強度折減係數(以地震紀錄數量進行比較)

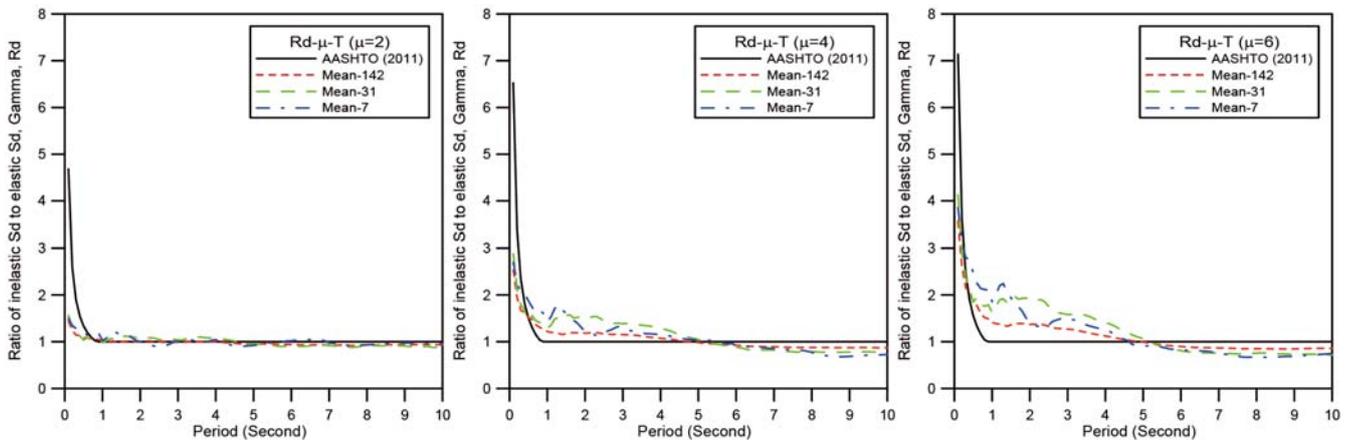


圖 16 位移放大係數(以地震紀錄數量進行比較)

小於規範值，且 7、31 組之結果幾乎一致。

圖 17 所示為採用 7、31、142 組地震歷時所得之等降伏強度係數平均值。相較於規範值，當  $\mu = 2$  時，週期 2.5 秒前以 7 組結果最大並貼近規範值，142 組次之，31 組最小；2.5 秒後仍以 7 組結果最大，31 組次之，142 組最小。此外，31 組結果與規範修正後結果，於 5 秒週期後開始貼近。當  $\mu = 4$  時，其趨勢於與  $\mu = 2$  相仿，但在週期 1 秒之前，各組之結果均低於規範值。週期 1 至 2.5 秒間，僅有 7 組較規範值高；週期大於 2.5 秒各組數值逐漸下降，直到 5 秒週期後，31 組結果開始貼近規範修正值。當  $\mu = 6$  時，其趨勢於與前述  $\mu = 2、4$  相仿，但在週期 0.6 秒之前，各組之結果均低於規範值。週期 1 至 3 秒間，僅有 7 組大於規範值；週期大於 3 秒後各組數值迅速下降，且 31 組結果自 2.5 秒起就與規範修正值十分接近。

## 結論與建議

近斷層地震動具有高強度的地表運動峰值、特殊的譜加速度值空間分佈，及特殊的地表位移與地表速度歷時特徵，與遠域地震有顯著差異。本研究以鄰近車籠埔斷層之單自由度橋梁系統為研究對象，選用 PEER Center 地震歷時資料庫中所有具備似脈衝特性之加速度紀錄，完成非線性動力歷時分析。分析結果顯示，依據現行規範所建議之強度折減係數、位移放大係數、等降伏強度係數，在各週期及位移韌性間有明顯差異。尤其，雖中央氣象局、PEER 與 NCREC 對資料處理方式不同，但各項分析結果幾乎一致。此外，以最大速度方向之紀錄進行分析，其結果較僅單獨以東西向或南北向者為高。如比較完全彈塑性及修正 Clough 模式對分析結果的影響，兩者之差異性甚微。再者，地震歷時組別的多寡，如組數越多，其結果將越接近規範規定值，但無法充分反映本土地震特性。分析結果將提供作為未來

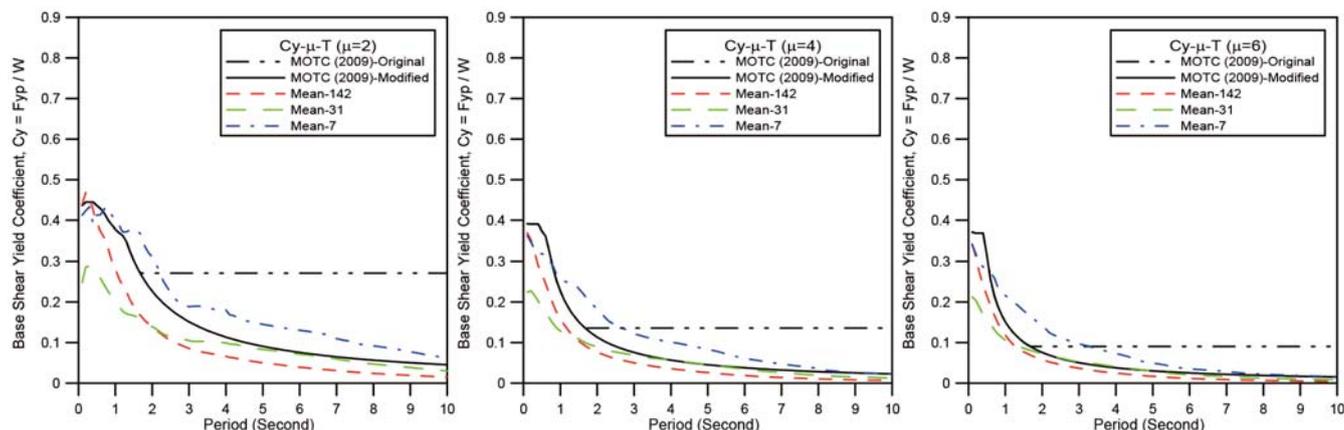


圖 17 等降伏強度係數(以地震紀錄數量進行比較)

規範修訂之參考，合理反映近斷層地震動所需之工程設計參數。

## 參考文獻

- 鄭世楠、葉永田、徐明銅、辛在勤 (1999)，台灣十大災害地震圖集，中央氣象局與中央研究院地球科學研究所。
- Chang, T. Y, Cotton, F., and Tsai, Y. B. (2004), Quantification of hanging-wall effects on ground motions, some insights from the 1999 Chi-Chi earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 94, No. 6, pp. 2186-2197.
- Donahue, J. L. and Abrahamson, N. A., (2014), Simulation-based hanging wall effects, *Earthquake Spectra* 30, pp. 1269-1284.
- Spudich, P., Rowshandel, B., Shahi, S. K., Baker, J. W., and Chiou, B. S. J. (2014), Comparison of NGA-West2 Directivity Models, *Earthq. Spectra*, doi: <http://dx.doi.org/10.1193/080313EQS222M>.
- Shabestari, K. T. and Yamazaki, F. (2003), Near-fault spatial variation in strong ground motion due to rupture directivity and hanging wall effects from the Chi-Chi, Taiwan earthquake. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 32, pp. 2197-2219. doi:10.1002/eqe.323.
- Yu, S. B., Kuo, L. C., Hsu, Y. J., Su, H. H., Liu, C. C., Hou, C. S., Lee, J. F., Lai, T. C., Liu, C. C., Liu, C. L., Tseng, T. F., Tsai, C. S., and Shin, T. C. (2001), Preseismic deformation and coseismic displacements associated with the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.* 91, pp. 995-1012.
- Mavroeidis, G. P. and Papageorgiou, A. S. (2003), A mathematical representation of near-fault ground motions, *Bull. Seism. Soc. Am.* 93, No. 3, pp. 1099-1131.
- Chiou, B., Darragh, R., Gregor, N., and Silva, W. (2008), NGA project strong motion database, *Earthq. Spectra* 24, No. 1, pp. 23-44.
- Iwan, W. D., Moser, M. A., and Peng, C.-Y. (1985), Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerometer, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 75, pp. 1225-1246.
- Chen, S. M. and Loh, C. H. (2007), Estimating permanent ground displacement from near-fault strong-motion accelerograms, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 97, No. 1B, pp. 63-75.
- Huang, J.-Y., Wen, K.-L., Li, X.-J., Xie, J.-J., Chen, C.-T., and Su, S.-C. (2013), Coseismic deformation time history calculated from acceleration records using an EMD-derived baseline correction scheme: A new approach validated for the 2011 Tohoku earthquake, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 103, No. 2B, pp. 1321-1335, doi: 10.1785/0120120278.
- Baker, J. W. (2007), Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 97, No. 5, pp. 1486-1501.
- Shahi, S. K. and Baker, J. W. (2014), "An efficient algorithm to identify strong velocity pulses in multi-component ground motions." *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 104, No. 5, pp. 2456-2466.
- 交通部 (2009)，公路橋梁耐震設計規範。
- Hachem, M. M. (2013), BISPEC., Interactive software for the computation of unidirectional and bidirectional nonlinear earthquake spectra. version 2.20, Help manual. ([www.eqsol.com/Pages/Bispec.aspx](http://www.eqsol.com/Pages/Bispec.aspx)).
- Uang, C. - M. (1991), Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  Factors for Building Seismic Provisions, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.
- AASHTO. (2011), AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition.
- Mark Aschheim (2002), Seismic Design Based on the Yield Displacement, *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 4, pp. 581-600, November 2002.
- PEER (2011), Users manual for the peer ground motion database web application. Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Center. 



劉光晏博士 2006 年畢業於國立臺灣大學，2007 至 2017 年間服務於財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，目前為國立成功大學土木工程學系副教授。專長為橋梁工程、耐震評估及補強，與大型結構實驗。近年從事橋梁功能性支承系統、高強度鋼筋混凝土橋柱，及樁基礎裸露橋梁耐震性能研究。劉博士具備土木技師資格，並榮獲詹天佑論文獎章及優秀青年結構工程師獎。



# 四階矩法於橋梁結構系統可靠度之應用

邱建國／國立臺灣科技大學營建工程系教授

趙衍剛／日本神奈川大學工程學院建築系教授

台灣位於歐亞大陸板塊以及菲律賓海板塊交界處，使得地震頻繁發生，如 1999 年 921 大地震衝擊台灣部分地區而造成巨大災害，因地震造成橋梁道路中斷使得救援困難亦讓災情擴大且損失增加。台灣地形較為複雜，橋梁成為一重要交通系統，國內橋梁耐震設計規範經歷多次修正，使得現有橋梁新舊並存，耐震能力良莠不齊，許多橋梁在經歷 921 大地震之後皆有不同程度之損傷，此外橋梁嚴重損壞模式亦有差異，如落橋、橋墩剪力破壞等。現行橋梁補強手冊<sup>[1]</sup>，以多個項目評估判斷橋梁是否補強，但於定義損傷等級時僅以 EPA- 譜位移關係圖決定整座橋梁的損傷等級，未考慮其它元件或構件下之損傷評估是否合適則需加以討論。此外，現行國內橋梁補強設計僅依據橋柱耐震性能評估及元件或構件檢核進行，只要橋柱耐震性能與各項檢核合乎需求規定即可判定其不需要進行補強，但因未考慮元件或構件於系統上之不確定性，亦無找出對橋梁系統影響較大之關鍵性元件或構件。因此，本文選定一座橋梁單元進行示範，使用多個事件計算各階段損傷等級發生機率，本文採用蒙地卡羅 (Monte Carlo Simulation; MCS) 分析及四階矩法 (Fourth moment method) 並考慮系統可靠度以求得各損傷等級發生率，亦針對橋梁構件或元件進行敏感度分析，找出示範橋梁單元之敏感構件，以利補強工程能夠針對該橋之敏感構件進行其性能檢討，以確保補強效果。此外，本文使用近年發展之四階矩法進行系統可靠度求取，除具一定之確準性外，相較於傳統之 MCS 或 FORM (First order reliability method)，其數學求解方式較為簡便而更適合工程師應用於各類工程問題之可靠度分析。

## 橋梁耐震能力評估

既有橋梁之耐震性能評估基本概念，主要在於建立地震需求與結構容量之關係，並依照設計年份不同，評估橋梁結構在不同規模等級地震作用下，對應結構物之應有性能，檢核其是否達到設計性能目標，以發揮預期的功能性。一般而言，橋梁耐震能力評估分析流程分成上部子結構 (含橋柱) 及基礎子結構 (含土壤彈簧) 等兩大子結構系統<sup>[2]</sup>。上部子結構 (含橋柱) 可由側推分析獲得性能曲線、容量譜曲線及 EPA- $S_d$  曲線圖，之後便可進行橋柱穩定性、橋柱及支承等之耐震能力檢核等。文獻<sup>[1,2]</sup> 將耐震性能檢核目標訂為等級 I 地震 (中度地震) 及等級 II 地震 (475 年回歸期地震)，進行既

有橋梁之耐震性能檢核時，應確保等級 I 至等級 II 地震所引致之結構變型需求均小於規定之位移容量。考量工址地盤條件與橋梁重要性，定義性能狀態 A 之譜位移與降伏位移之比值如表 1 所示，據以獲得等級 I 地震所允許之最大彈性位移；另規定非彈性位移與非彈性位移容量之比值如表 2 所示，以限制等級 II 地震作用下所允許之最大非彈性位移<sup>[1]</sup>。

表 1 性能狀態 A 之譜位移與降伏譜位移的比值

性能狀態	臺北市屬一般震區或臺北盆地
	重要橋梁
A	1/1.2

表 2 性能狀態 B 及 C 之非彈性譜位移與非彈性譜位移容量的比值

性能狀態	臺北市屬一般震區	臺北市屬臺北盆地
	重要橋梁	重要橋梁
B	1/3	1/4
C	2/3	1/2

表 3 一般與重要橋梁之性能目標

地震等級	採用之設計規範版本 (重要橋梁 = 1.0)		
	84 及 89 年版	49 及 76 年版	49 年版以前
I (中度地震)	PLA	PLA	PLA
II (475 年回歸期地震)	PLB	PLC	PLD
地震等級	採用之設計規範版本 (重要橋梁 = 1.2)		
	84 及 89 年版	49 及 76 年版	49 年版以前
I (中度地震)	PLA	PLA	PLA
II (475 年回歸期地震)	PLB	PLC	PLC

橋梁消能機制以橋墩產生塑性鉸為主，因此要求在等級 I 地震下，橋梁結構須保持彈性，震後不需修復且可保有震前之交通性能；於等級 II 地震下，則容許橋梁在特定位置產生可修復之塑形變形，該損傷部位宜易檢視或修復，以便震後緊急搶修，但須避免產生落橋。依橋梁用途係數定義性能目標如表 3 所示。

上部子結構除依上述進行耐震性能檢核外，尚須考量各元件或構件之檢核包含：防落長度檢核、支承剪力檢核、帽梁檢核及橋柱穩定性檢核等，各檢核方法可參考文獻<sup>[1,2]</sup>所示。有關基礎子結構部分，基礎之耐震分析可獲得樁體及基礎版之斷面力、基礎頂面轉角及樁頭位移等多項資料，並可依文獻<sup>[1,2]</sup>進行基礎檢核項目包括軸壓力、拉拔力、基礎版最大轉角限制及樁體穩定性限制等項。

### 四階矩法於可靠度分析上之應用

就一限界狀態函數 (Limit state function)  $Z = G(X)$  而言，若變數  $X$  之機率密度函數為  $f_x(x)$  可依式 (1) ~ (3) 估算其平均值、二階矩 (標準差二次方)、三階矩及其以上之第  $k$  階矩；其中，平均值及標準差為常見之機率密度函數特性值，而三階矩及四階矩則分別代表機率密度函數之歪度 (Skewness) 與尖度 (Kurtosis) ( $\alpha_{kG}$  為

無因次之第  $k$  階矩係數)，其對機率密度函數之影響可參考圖 1 所示。

$$\mu_G = E[G(X)] = \int G(x) f_x(x) dx \quad (1)$$

$$\sigma_G^2 = E\{[G(X) - \mu_G]^2\} = \int [G(x) - \mu_G]^2 f_x(x) dx \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_G^k \alpha_{kG} &= E\{[G(X) - \mu_G]^k\} \\ &= \int [G(x) - \mu_G]^k f_x(x) dx, k > 2 \end{aligned} \quad (3)$$

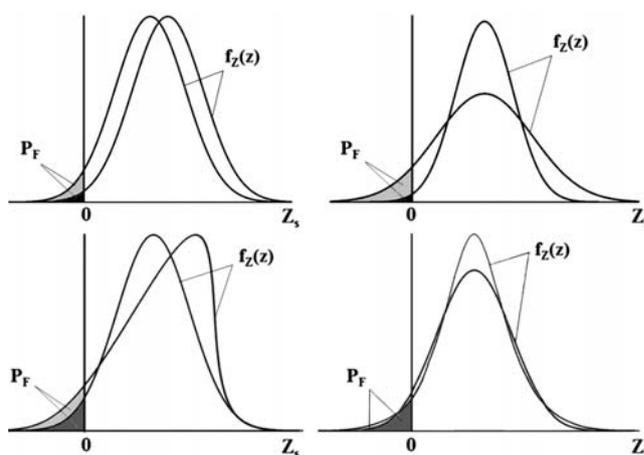


圖 1 平均值、二階矩、三階矩及四階矩對機率密度函數之影響<sup>[3]</sup>

限界狀態函數  $Z = G(X)$  可依其平均值與標準差進行正規化，如式 (4) 所示，而該限界狀態函數之失效機率或破壞機率 (Failure probability) 可定義為式 (5)；若限界狀態函數之機率密度函數  $f_{z_s}$  及累積機率函數  $F_{z_s}$  為已知，則亦可由式 (6) 計算其破壞機率；其中， $\beta_{2M}$  即為一般常用之二階矩可靠度值 (Second moment reliability index； $\beta_{2M} = \mu_G / \sigma_G$ )。

$$Z_s = \frac{Z - \mu_G}{\sigma_G} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} P_F &= P(Z \leq 0) \\ &= P(\sigma_G \times Z_s + \mu_G \leq 0) = P\left(Z_s \leq \frac{-\mu_G}{\sigma_G}\right) \end{aligned} \quad (5)$$

$$P_F = P(Z_s \leq -\beta_{2M}) = F_{z_s}(-\beta_{2M}) = \int_{-\infty}^{-\beta_{2M}} f_{z_s}(z_s) dz_s \quad (6)$$

然而，因限界狀態函數之機率密度函數  $f_{z_s}$  及累積機率函數  $F_{z_s}$  不易直接求得，而可將該函數以正規常態變數  $U$  與其平均值、標準差、三階矩及四階矩等 (First few moments； $M$ ) 進行展開，如式 (7) 及式 (8) 所示；

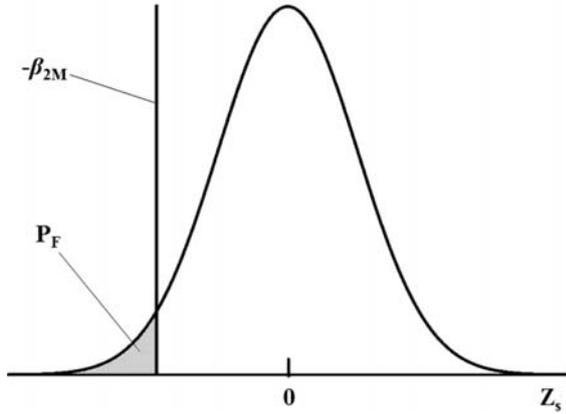


圖 2 破壞機率之定義<sup>[3]</sup>

其中， $S^{-1}$  及  $S$  之反函數。因  $U$  為正規常態分佈，則可採用式 (9) 近似求解該限界狀態函數之累積機率函數  $F_{Z_s}$ ，對照式 (6) 則可依式 (10) 估算其破壞機率。

$$Z_s = S(U, M) \tag{7}$$

$$U = S^{-1}(Z_s, M) \tag{8}$$

$$F_{Z_s}(z_s) \approx \Phi(u) = \Phi[S^{-1}(z_s, M)] \tag{9}$$

$$P_F = F_{Z_s}(-\beta_{2M}) \approx \Phi[S^{-1}(-\beta_{2M}, M)] \tag{10}$$

若式 (10) 之  $M$  以平均值、標準差、三階矩及四階矩為主，則式 (11) 所得之可靠度值稱為「四階矩可靠度值  $\beta_{4M}$ 」。由上述之推導可知，此一方法相較於傳統之 MCS 與 FORM 可減少反覆計算或迭代之時間，且其準確性較二階矩可靠度值  $\beta_{2M}$  為高，亦可為工程師用於各類工程問題之可靠度分析。此外，若  $M$  僅取平均值、標準差、三階矩，則其對應之可靠度值稱為「三階矩可靠度值  $\beta_{3M}$ 」，若於三參數對數常態分佈 (Three-parameter lognormal distribution) 之假設條件下三階矩可靠度值  $\beta_{3M}$  為式 (14)；由式 (14) 可知，只要使用  $\beta_{2M}$  及三階矩係數即可求得  $\beta_{3M}$ ，並依正規常態分佈求其對應之破壞機率。

$$\beta_{4M} = -\Phi^{-1}(P_F) = -S^{-1}(-\beta_{2M}, \mu_G, \sigma_G, \alpha_{3G}, \alpha_{4G}) \tag{11}$$

本研究主要依文獻之建議，將式 (7) 以下列型式表示：

$$Z_s = S(U, M) = a_1 + a_2U + a_3U^2 + a_4U^3 \tag{12}$$

$$\beta_{4M} = \frac{P}{D} - D + \frac{a_3}{3a_4} \tag{13}$$

$$\beta_{3M} = -\frac{\alpha_{3G}}{6} - \frac{3}{\alpha_{3G}} \ln\left(1 - \frac{1}{3}\alpha_{3G}\beta_{2M}\right) \tag{14}$$

其中，

$$D = \sqrt[3]{\frac{\Delta - q}{2}}, \Delta = \sqrt{q^2 + 4p^3}$$

$$p = \frac{3a_2a_4 - a_3^2}{9a_4^2}, q = \frac{2a_3^3 - 9a_2a_4a_3}{27a_4^3} + \frac{a_1 + \beta_{2M}}{a_4}$$

### 橋梁系統可靠度與損傷敏感性分析

本章介紹橋梁損傷定義與評估方法，一般而言橋梁損傷共可分為五種等級：無損傷、輕微損傷、中度損傷、嚴重損傷和完全損傷，本研究使用側推分析後得到之有效最大地表加速度 - 譜位移關係圖 ( $EPA-S_d$  曲線) 進行損傷等級分類，然而既有之損傷等級定義無法反應整體橋梁之損傷狀態，因此本研究定義損傷等級時，除採用代表橋柱耐震性能之  $EPA-S_d$  曲線外，考慮因為局部構件或元件容量不足導致損傷之影響，共包含支承、帽梁和基樁之強度檢核以及橋柱基礎穩定性和防落長度檢核，並以系統可靠度 (System reliability) 計算其損傷發生機率。此外，本研究依各構件或元件之損傷發生機率，採用 MCS 及四階矩法求取系統可靠度。

### 地震危害度分析

一般而言，工程師不易取得地震危害度分析結果，因此為實用性與便利性考量，本研究依耐震設計規範<sup>[4]</sup>所訂之設計地震工址水平譜加速度係數  $S_{DS}$  (再現週期為 475 年) 及最大考量地震工址水平譜加速度係數  $S_{MS}$  (再現週期為 2500 年)，將其轉換為  $EPA$  且依自然指數函數近似以求得工址有效最大地表加速度之危害度曲線；換言之，將規範之有效最大地表加速度與其對應之再現週期代入 (式 15)，以回歸係數  $a$  而決定工址有效最大地表加速度之危害度曲線。除式 (15) 外，若為取得較為準確之地震危害度分析結果，則可選用極值 II 型分佈進行地震危害度曲線求取。

$$\frac{1}{T} = e^{a \times EPA} \tag{15}$$

式中， $T$ ：考量地震之再現週期。以台北市為例，依耐震設計規範再現週期 475 年對應之有效地表加速度為 0.24 g 及再現週期 2500 年對應之有效地表加速度為 0.32 g，依式 (1) 回歸其係數  $a$  為 -20.76；此外，於穩態波松過程之假設下亦可求得不同年限之地震危害度曲線。

### 橋梁損傷等級區分與評估

本研究依側推分析後得到之  $EPA-S_d$  曲線進行損傷定義，採用文獻<sup>[2]</sup>所建議之定義方法，將  $EPA-S_d$  曲線中之降伏點與極限點均分為三等份，以為各損傷等級之分界點，如圖 3 所示。然而，上述之損傷等級定義無法反應整體橋梁之損傷狀態，因此本研究定義損傷等級時，除採用代表橋柱耐震性能之  $EPA-S_d$  曲線外，考慮因局部構件或元件容量不足導致損傷之影響，共包含支承、帽梁和基樁之強度檢核以及橋柱基礎穩定性和防落長度檢核，並以系統可靠度計算其損傷發生機率。

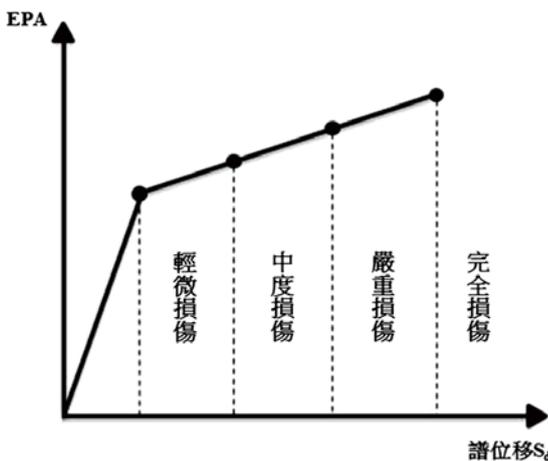


圖 3 使用  $EPA-S_d$  曲線進行損傷等級區分之示意圖<sup>[2]</sup>

依構件或元件之維護難易度與損傷影響程度而言，本研究參考過去災損經驗與工程師判斷而決定各項檢核所對應損傷等級，如表 4 所示<sup>[5]</sup>，其中 II 為設計地震下之性能容量而 III 則為為最大考量地震下之性能容量。以支承剪力為例，可由側推分析獲取支承於特定地震下之剪力需求，再依其設計地震下之剪力容量，即可計算其於該特定地震時中度損傷以上之發生機率。此外，由表 4 可知，防落長度、橋柱穩定性、樁頂轉角與樁頭位移等四項，因其受損後對於整體橋梁之安全性影響甚大，且不易進行修復，因此本研究使用設計地震下之性能需求決定其完全損傷之發生機率。就單一元件或構件之易損性曲線建立而言，依側推分析可得各構件或元件於不同 EPA 下之性能需求，考慮各損傷等級分界點所對應之性能容量，於特定 EPA 下進行各損傷等級之超越機率計算，如式 (5) 所示之界限狀態函數；此外，假設性能需求  $S_i$  與容量  $R_i$  皆為常態分佈。

表 4 元件或構件之損傷等級對照

項目	輕微損傷 界限	中度損傷 界限	嚴重損傷 界限	完全損傷 界限
防落長度	-	-	-	✓(II)
支承剪力	-	✓(II)	✓(III)	-
帽梁剪力	-	-	✓(II)	✓(III)
帽梁彎矩	-	✓(II)	✓(III)	-
橋柱穩定性	-	-	-	✓(II)
樁頂轉角	-	-	-	✓(II)
樁頭位移	-	-	-	✓(II)
基樁撓曲	-	-	✓(II)	✓(III)
基樁剪力	-	-	✓(II)	✓(III)
基樁拉拔力	-	-	✓(II)	✓(III)
基樁軸壓力	-	-	✓(II)	✓(III)
側推分析	如圖 3 所示之定義			

### 系統可靠度

橋梁每一損傷等級的發生機率應由多個檢核項目所決定，因此需以系統可靠度方式進行求解，而本研究假設各檢核項間之關係為串聯系統且非獨立事件，並分別以 MCS 及四階矩法等方法求出各損傷等級之超越機率。一般而言，計算系統可靠度時首先須評估各兩事件間之相關係數  $\rho_{Z_i Z_j}$  ( $Z_i$  及  $Z_j$  代表不同之兩事件)，其為量化變數間之不確定性所造成之影響，以顯示變數間線性關係之強度與方向，如式 (16) 所示。此外，本研究中之事件定義均為元件或構件的性能容量與需求所組成，求取相關係數時則假設兩事件間之性能需求為完全正相關且其餘則為相互獨立變數。

$$\rho_{Z_i Z_j} = \frac{E(Z_i \cap Z_j) - E(Z_i)E(Z_j)}{\sigma_{Z_i} \sigma_{Z_j}} \quad (16)$$

式中， $\sigma_{Z_i}$ ： $Z_i$  事件之標準差； $\sigma_{Z_j}$ ： $Z_j$  事件之標準差。

### 蒙地卡羅模擬 (MCS)

依表 4 定義之各種不同構件或元件檢核之損傷等級，採用蒙地卡羅模擬分析以求取其系統可靠度，主要為了解上述系統可靠度計算方法是否合理。本研究之蒙地卡羅模擬分析將表 4 所列各項目之設計容量作為平均值，可參考文獻<sup>[3]</sup>所建議之公式，而在已知 EPA 下所對應之元件或構件受力大小作為需求平均值，所有具不確定性之變數皆產生一百萬個亂數。此外，假設各檢核項目之容量為完全獨立，而需求則為完全相依，當亂數產生之容量與需求相減後的最小值為負值時，即定義為破壞並可計算其發生機率。

$$g_i = \frac{R_i}{S_i} - 1 = \frac{R_i}{(\alpha_i \times S)} - 1; (i = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (17)$$

$$G = \min\{g_1, g_2, g_3, \dots, g_n\} = \frac{\min\left\{\frac{R_1}{\alpha_1}, \frac{R_2}{\alpha_2}, \frac{R_3}{\alpha_3}, \dots, \frac{R_n}{\alpha_n}\right\}}{S} - 1 \quad (18)$$

如前所述，對於一橋梁系統而言，本研究所設定之元件或構件項目共 12 項；換言之，橋梁之界限狀態函數共會有 12 個項次 ( $n = 12$ )，如式 (17) 所示，而於串聯系統之假設計，橋梁系統界限狀態函數則可定義為式 (18) [6]。

### 四階矩法 (First-four Moments)

參考表 4 與式 (18) 之定義，可使用蒙地卡羅模擬 MCS 計算不同損傷狀態下發生機率。除 MCS 外，本研究將使用四階矩法直接評估各損傷狀態界限下之可靠度值，再換算其對應之發生機率。

$$G^* = \sum_{i=1}^n (G_i - G_\mu) + G_\mu \quad (19)$$

$$G_\mu = \min\{g_i(\mu_{R_i}, \mu_S)\}, i = 1, 2, 3, \dots, n. \quad (20)$$

$$G_i = \min\{g_1(R_i, \mu_S), g_2(\mu_{R_i}, \mu_S), \dots, g_i(\mu_{R_i}, \mu_S), \dots, g_n(\mu_{R_n}, \mu_S)\} \quad (21)$$

進行四階矩法前，本研究先以泰勒展開式近似式 (18)，如式 (19) 所示，其中  $G_\mu$  為式 (18) 中各變數代入其平均值而得 (如式 20)，而  $G_i$  函數則為式 (18) 中以某一變數為主而其餘變數則設為其平均值而得 ( $G_i$  則以變數  $R_i$  為主，其餘變數則設為平均值，如式 (21)) [3,6]。如此，因本研究假設各變數均為常態分佈，配合點估計法 (Point estimation method) 使用，可求得式 (19) 之平均值、標準差、三階矩及四階矩，如式 (22) ~ (25) 所示 [3,6]。

$$\mu_G = \sum_{i=1}^n (G_i - G_\mu) + G_\mu \quad (22)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n (\sigma_{G_i}^2) \quad (23)$$

$$\alpha_{3G} \times \sigma_G^3 = \sum_{i=1}^n (\alpha_{3G_i} \times \sigma_{G_i}^3) \quad (24)$$

$$\alpha_{4G} \times \sigma_G^4 = \sum_{i=1}^n (\alpha_{4G_i} \times \sigma_{G_i}^4) + 6 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n \sigma_{G_i}^2 \sigma_{G_j}^2 \quad (25)$$

本研究所採用之四階矩法，即以上述所得平均值、標準差、三階矩及四階矩，以式 (26) 之標準常態空間轉換；其中  $U$  為標準常態分佈變數， $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$  及  $a_4$  則可

令公式 (26) 左右兩邊之平均值、標準差、三階矩及四階矩相等即可求取，再將其代入式 (13) 即可得四階矩可靠度值  $\beta_{4M}$  及其對應之破壞機率 [3]。

$$\frac{G - \mu_G}{\sigma_G} = a_1 + a_2 U + a_3 U^2 + a_4 U^3 \quad (26)$$

### 橋梁系統可靠度之敏感性分析

本研究探討各檢核項目之敏感性，方法為將橋梁檢核項目分為不考慮帽梁系統、不考慮支承系統、不考慮橋柱系統、不考慮下部結構系統等四項，因側推分析檢核項目為系統可靠度計算時之必要項目且以全項目檢核之結果為參考值，採用各損傷等級超越機率之比值為指標以了解各檢核項目之影響程度。若上述比值越趨近於 1.0，則代表二者之分析結果越相近而該檢核項目則較無敏感性；反之，則其對於系統可靠度之影響較大 [6]。

### 各損傷等級發生機率

損傷等級發生機率須將各個 EPA 下之損傷等級超越機率乘上地震發生的機率，地震發生機率以年為單位，本研究將以 1 年、10 年、20 年、30 年、40 年、50 年等服務年限計算損傷機率。因為側推分析的點有限，所以本研究根據文獻 [2] 是將兩點線性內差得各 EPA 下超越機率，因側推分析結束的 EPA 值皆不相同，本研究假設 EPA 為 1.5 g 時各損傷等級超越機率皆為 1.0，所以在側推分析結束時的 EPA 到 EPA 為 1.5 g 區間內的超越機率都用內插求得，再將地震發生機率與超越機率相乘後由 EPA 為 0 積分到 EPA 為 1.5 g 處，以上所求得的仍為損傷等級的超越機率，需要將超越機率減去下一個等級的損傷超越機率方可得到最後損傷的發生機率，因車行方向損傷機率較垂直車行方向高，故本節將以車行方向 MCS 所分析之結果進行後續研究，將系統可靠度計算之超越機率乘上服務年限之地震發生機率積分後得出各損傷之發生機率 [6]。

### 案例分析

本研究以一橋梁震動單元為示範例，除比較 MCS 與四階矩法於損傷評估結構差異外，亦可由各元件或構件於系統可靠度上之敏感性分析，以決定耐震能力評估時之關鍵元件或構件，以利決定補強策略。示範橋梁位於松山區與內湖區之間並跨越基隆河，其屬於台北市重

要橋梁 ( $I = 1.2$ )，而其地震微分區則歸屬臺北三區。依橋梁資料庫所示，該橋為內湖區之交通要道，每日平均車流量為 80,240 輛，橋梁全長 1,020.6 公尺，共計 28 跨；該橋上部結構為 RCT 型梁與 PCU 型梁，跨河段則為預力箱型梁，下部結構為多柱框架式橋墩，基礎均採用樁基礎。本研究分析該橋之單元為 P24-P26 跨且其側推模型如圖 4 所示，橋梁竣工時間為民國 71 年，因此中度設計地震對應的性能點是 PLA，設計地震對應的是 PLC。該橋於補強前之結果如圖 5 所示，雖然最大考量地震需求大於性能點 PLC，但因為橋梁興建的年代規定 PLC 對應的是設計地震，因此該橋不需要補強；若以設計地震要求 PLB 性能時，則其補強後之結果如圖 6 所示，橋梁性能點皆符合了補強設計規範中不同的地震等級需求。此外，依四階矩法所示方法計算各損傷等級之年超越機率，如圖 7 及圖 8 所示。

於系統可靠度評估時採用兩種方法進行計算，分別為蒙地卡羅模擬 (MCS)、和四階矩法 (Fourth moment

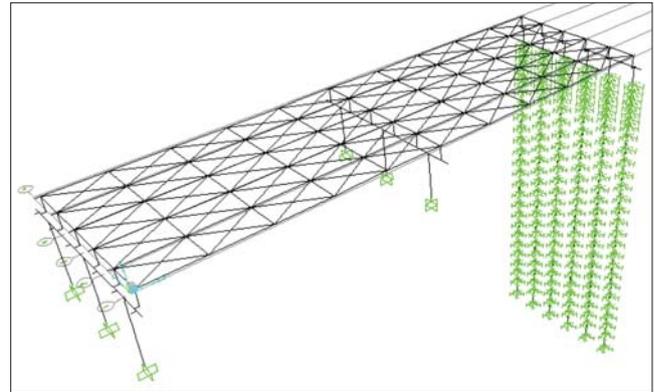
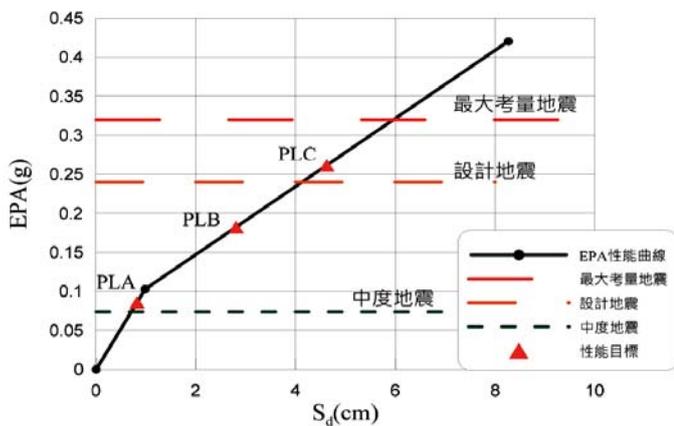


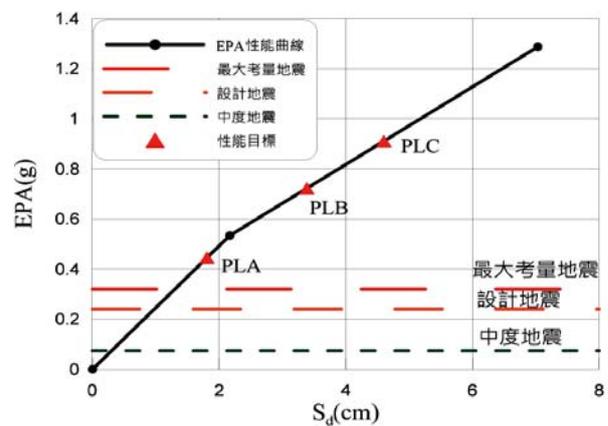
圖 4 示範橋梁之 SAP2000 模型

method)，本研究假設模地卡羅模擬是最接近真解，故以蒙地卡羅之結果為指標與四階矩法比較，並將各種方法之結果作比較，五座橋分析結果如圖 7 至圖 8 所示。

本研究探討各檢核項目之敏感性，方法為將橋梁檢核項目分為不考慮帽梁系統、不考慮支承系統、不考慮橋柱系統、不考慮下部結構系統等四項，因側推分析檢核項目為系統可靠度計算時之必要項目且以全項目檢核

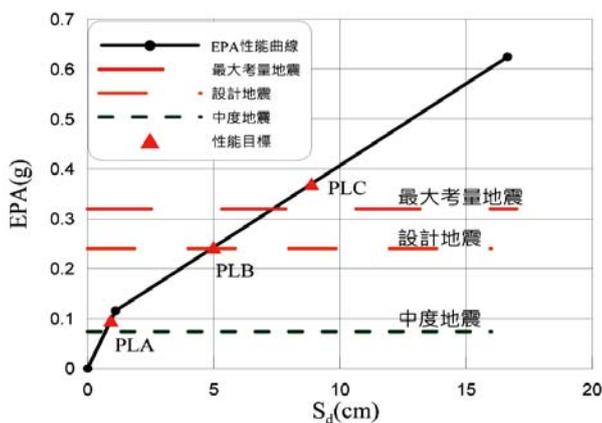


(a) 車行方向

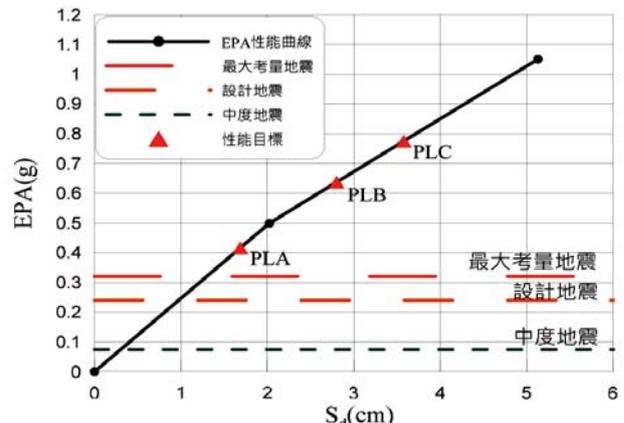


(b) 垂直車行方向

圖 5 橋梁補強前 EPA- 譜位移關係圖



(a) 車行方向



(b) 垂直車行方向

圖 6 橋梁補強後 EPA- 譜位移關係圖 [6]

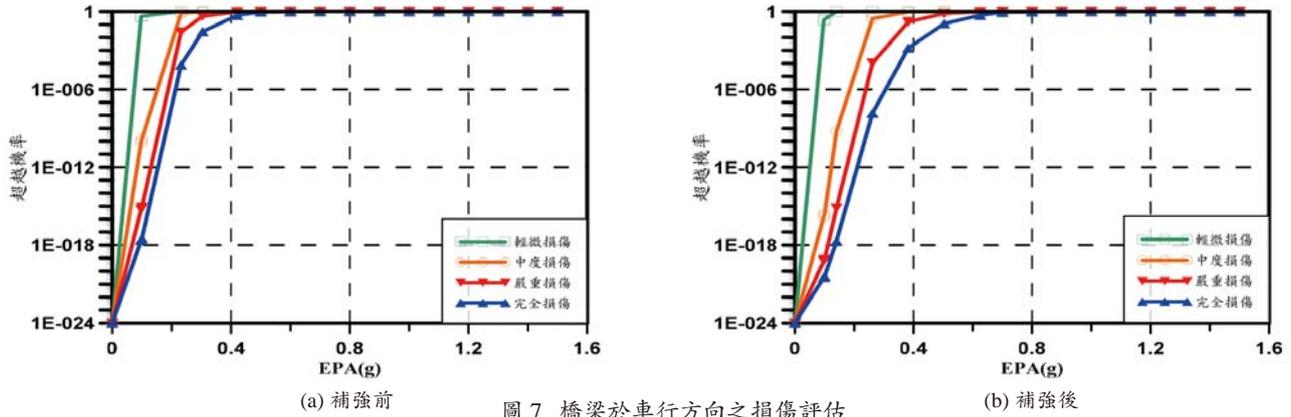


圖 7 橋梁於車行方向之損傷評估

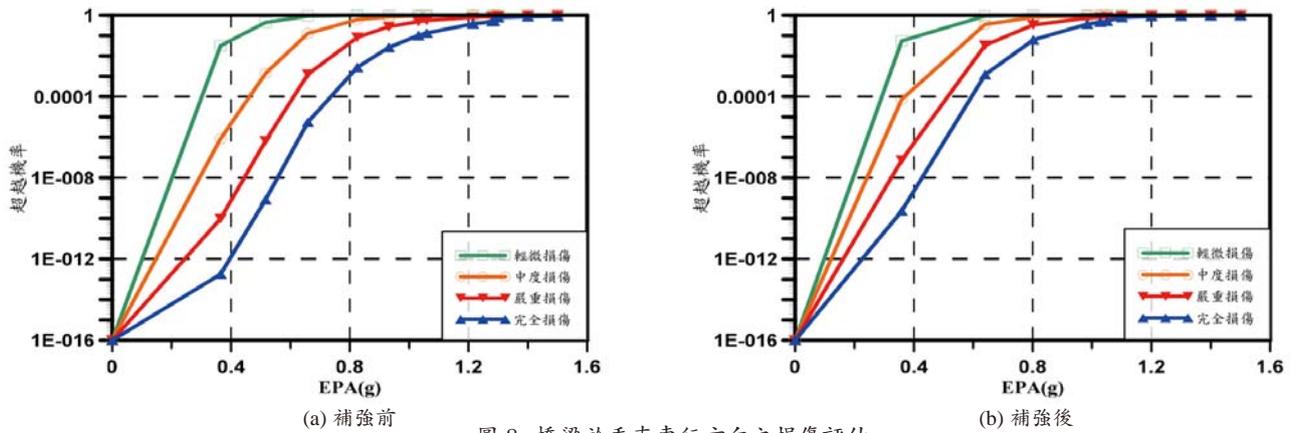


圖 8 橋梁於垂直車行方向之損傷評估

之結果為參考值，採用各損傷等級超越機率之比值為指標以了解各檢核項目之影響程度。若上述比值越趨近於 1.0，則代表二者之分析結果越相近而該檢核項目則較無敏感性；反之，則其對於系統可靠度之影響較大，本研究將以 MCS 分析與四階矩法列出，如圖 9 至圖 10 所示，各構件檢核之可靠度值則如表 5 至表 6 所列。

表 5a 橋梁車行方向之各檢核項目可靠度值 (補強前, EPA = 0.23 g)

項目	無損傷	輕微損傷	中度損傷	嚴重損傷	完全損傷
防落長度	-	-	-	-	4.81
支承剪力	-	-	4.55	4.63	-
帽梁剪力	-	-	-	2.31	2.76
帽梁彎矩	-	-	0.53	1.15	-
橋柱穩定性	-	-	-	-	4.83
樁頂轉角	-	-	-	-	5.0
樁頭位移	-	-	-	-	4.91
基樁撓曲	-	-	-	4.55	4.62
基樁剪力	-	-	-	2.10	2.57
拉拔力	-	-	-	5.0	5.0
軸壓力	-	-	-	3.35	3.53
側推分析 (橋柱耐震性)	-	-	0.0	1.72	3.80

表 5b 橋梁車行方向之各檢核項目可靠度值 (補強後, EPA = 0.23 g)

項目	無損傷	輕微損傷	中度損傷	嚴重損傷	完全損傷
防落長度	-	-	-	-	4.73
支承剪力	-	-	4.50	4.59	-
帽梁剪力	-	-	-	2.31	2.76
帽梁彎矩	-	-	0.53	1.14	-
橋柱穩定性	-	-	-	-	4.77
樁頂轉角	-	-	-	-	5.0
樁頭位移	-	-	-	-	4.77
基樁撓曲	-	-	-	4.98	4.98
基樁剪力	-	-	-	4.98	4.98
拉拔力	-	-	-	5.0	5.0
軸壓力	-	-	-	3.35	3.52
側推分析 (橋柱耐震性)	-	-	-3.29	2.56	5.55

由以上分析結果可知，無論補強前後，帽梁構件對於中度損傷界限與嚴重損傷界限之超越機率影響較大，而下部結構 - 基礎構件則對完全損傷界限影響較大；換言之，於橋梁之系統耐震易損性評估時，若缺乏此二項目將導致誤差產生會此一誤差會隨 EPA 增加而減小。

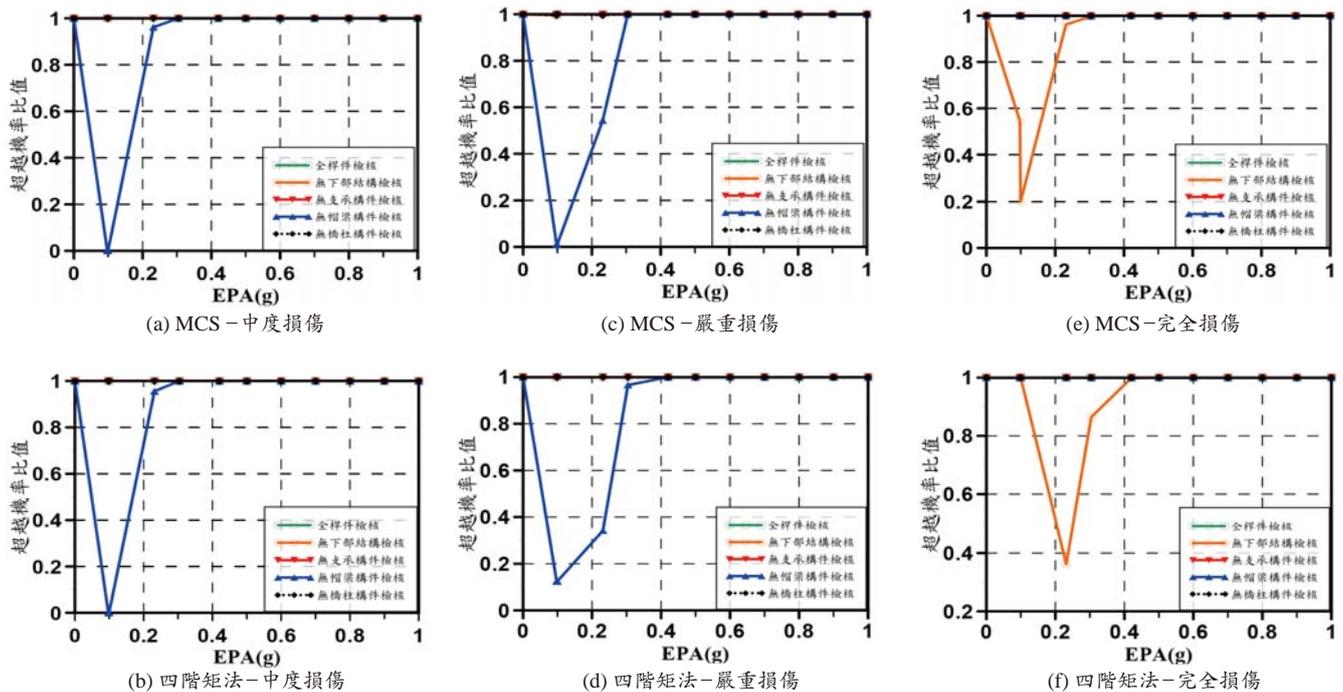


圖 9 橋梁補強前車行方向之敏感性分析

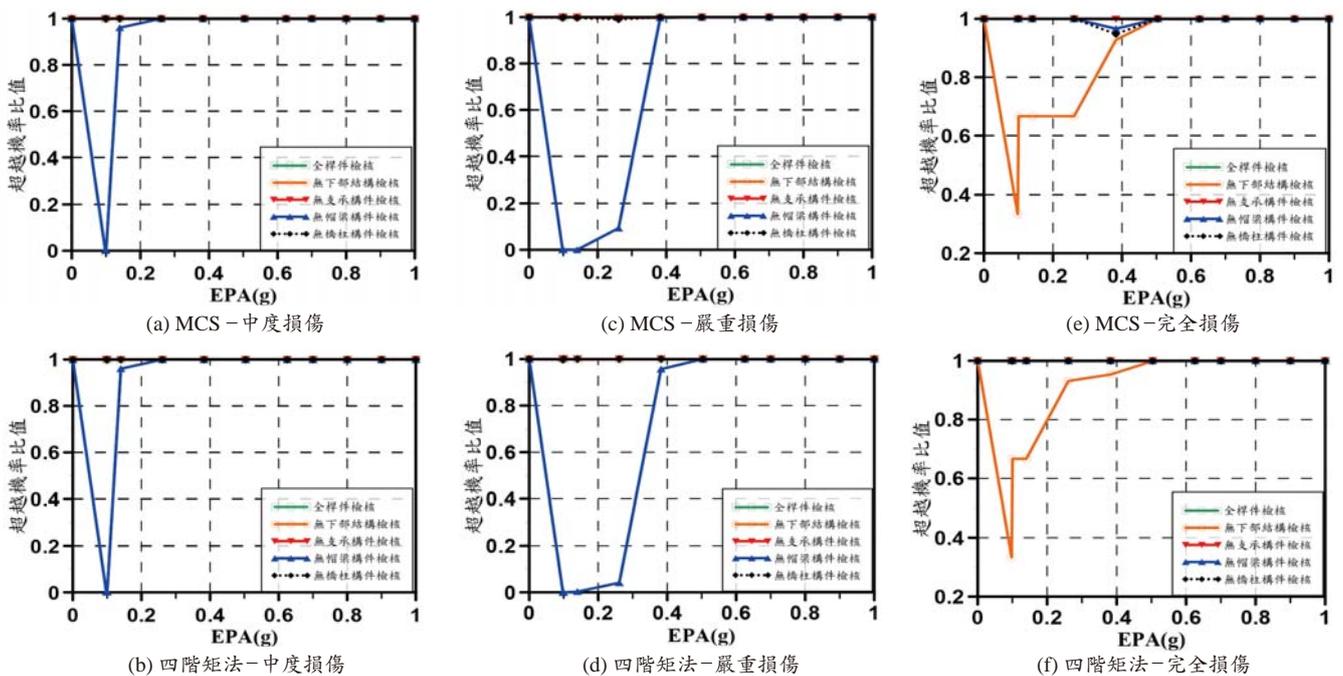


圖 10 橋梁補強後車行方向之敏感性分析

損傷等級發生機率，本研究將以 1 年、10 年、20 年、30 年、40 年、50 年等服務年限計算損傷機率。因側推分析結束的 EPA 值皆不相同，本研究假設 EPA 為 1.5 g 時各損傷等級超越機率皆為 1.0，再將地震發生機率與超越機率相乘後由 EPA 為 0 積分到 EPA 為 1.5 g 處，以上所求得的仍為損傷等級的超越機率，需要將超越機率減去下一個等級的損傷超越機率方可得到最後損

傷的發生機率，將系統可靠度計算之超越機率乘上服務年限之地震發生機率積分後得出各損傷之發生機率如圖 11 所示。由此一結果可知，補強雖然中度損傷與嚴重損傷之發生機率增加，但完全損傷發生機率則有效地降低；換言之，工程師可依此一分析模式檢討補強策略對整體橋梁性能改善之有效性。

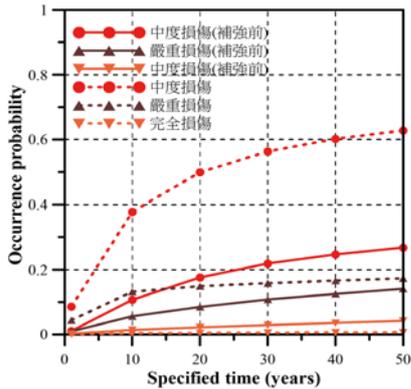


圖 11 橋梁補強前後之各損傷等級發生機率

## 結論與建議

國內補強設計僅依據橋柱耐震性能評估進行以及各元件或構件檢核方式進行補強，只要橋柱震震性能與各項檢核合乎規定即可判定為不需要補強，然而未考慮元件或構件於橋梁系統上之不確定性，亦無找出對橋梁系統影響較大之構件或元件。本研究使用系統可靠度方法進行橋梁各損傷等級發生機率評估，並且假設 MCS 為接近真實解，而可發現四階矩法僅有在較小 EPA 時有較大之誤差，並隨 EPA 增大而接近 MCS 結果，相較於傳統之 FORM 則可省去繁瑣迭代過程而較為簡單；另外，依文獻<sup>[3]</sup>可知三階矩法雖然其精準度較不如四階矩法，但其與二階矩可靠度值之關係較為簡便，而工程師則可將其用於設計時之安全係數或強度折減因子分析。

## 參考文獻

1. 國家地震工程研究中心 (2009), 「公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究」, 臺灣, 民國九十八年。
2. 臺北市政府工務局新建工程處 (2013), 「臺北市橋梁耐震評估工作期初報告」, 臺灣, 民國一百零二年。
3. Zhao, Y. G. and Lu, Z. H. (2016), "Methods of Moment for Structural Reliability" (上課講義, 出版中)。
4. 交通部 (2008), 「交通技術標準規範類公路工程橋梁耐震設計規範」, 臺灣, 民國九十七年。
5. 程瑞忠 (2015), 「考慮回復性能之橋梁補強效益研究」, 台灣科技大學營建工程系, 碩士論文。
6. 陳柏湧 (2016), 「考慮回復性能曲線影響之鋼橋地震風險量化分析」, 台灣科技大學營建工程系, 碩士論文。



邱建國博士，1975 年出生，國立台灣大學土木工程學系及研究所碩士班畢業，畢業後至國家地震工程研究中心服務至 2005 年初，2008 年 10 月取得日本東京大學工學

系研究科建築學博士，同年至國立台灣科技大學任教至今，現任營建工程系教授兼副主任。研究領域以鋼筋混凝土結構劣化分析與生命週期維護管理為主軸，並極力發展工程可靠度理論於耐久設計與損傷控制設計上之應用。



# 土木水利 雙月刊

向您約稿

本刊出版有關土木水利工程之報導及論文，以知識性、報導性、及聯誼性為主要取向，為一綜合性刊物，內容分工程論著、技術報導、工程講座、特介、工程新知報導及其他各類報導性文章及專欄，歡迎賜稿，來稿請 email: service@ciche.org.tw 或寄 10055 台北市中正區仁愛路二段 1 號 4 樓，中國土木水利工程學會編輯出版委員會會刊編輯小組收，刊登後將贈送每位作者一本雜誌，不再另致稿酬；歡迎以英文撰寫之國內外工程報導之文章，相關注意事項如後：

- 工程新知及技術報導，行文宜簡潔。
- 技術研究為工程實務之研究心得，工程講座為對某一問題廣泛而深入之論述與探討。工程報導為新知介紹及國內外工程之報導。
- 本刊並歡迎對已刊登文章之討論及來函。
- 工程論著及技術研究類文章，由本刊委請專家 1~2 人審查，來文請寄電子檔案，照片解析度需 300dpi 以上。
- 文章應力求精簡，並附圖表照片，所有圖表及照片務求清晰，且應附簡短說明，並均請註明製圖者及攝影者，請勿任意由網站下載圖片，以釐清版權問題。



# 新世代多功能性 混凝土材料

## — 高性能纖維混凝土

洪崇展／國立成功大學土木工程學系所教授

顏誠皜／國立成功大學土木工程學系所碩士生

戴艾珍／國立成功大學土木工程學系所碩士生

溫國威／國立成功大學土木工程學系所碩士生

張庭維／國立成功大學土木工程學系所碩士生

高性能纖維混凝土為近年來混凝土工程先進國家中，最受矚目的新型混凝土材料。根據其特性，高性能纖維混凝土於國際科學文章中，常獲得不同暱稱，如「可變形混凝土（如圖1所示）」、「高強度混凝土」、「不需箍筋的混凝土」、「耐久與永續性混凝土」、「防災的混凝土」、「不須修復的混凝土」及「可自癒合裂縫的混凝土」。本文透過廣泛文獻收集，介紹高性能纖維混凝土材料之特性與其應用現況。

### 高性能纖維混凝土

#### 高性能纖維混凝土之特性

高性能纖維混凝土（high performance fiber reinforced concrete，簡稱 HPFRC）為國際間極受矚目的一種新型營建材料<sup>[1-9]</sup>，其與傳統混凝土與纖維混凝土不同之處在於，翻轉了混凝土抗拉與抗裂能力不佳之缺失，如圖2所示，其極限拉應變值最高可達6%以上，超過普通混凝土的一百倍，且具有優良之裂縫抑制能力，裂縫寬度在混凝土受到1%拉力應變前，可控制於0.06 mm以下，這樣優良的拉力特性，不僅顛覆了教科書中對混凝土材料脆性的定義，亦使得傳統混凝土力學分析不再全然適用於這新世代的高科技混凝土材料。如果使用高性能纖維混凝土於抗耐震構件上，可大幅提升構件之韌性與抗剪能力，減少圍束與剪力鋼筋使用量，以及簡化施工設計與技術。除此之外，高性能纖維混凝土具有良好的損傷容限與裂縫寬度控制能力，能有效地提高結構物的耐久性及使用年限，減少日後維護與修繕等相關成本。



圖1 高性能纖維混凝土彎曲變形能力<sup>[10]</sup>

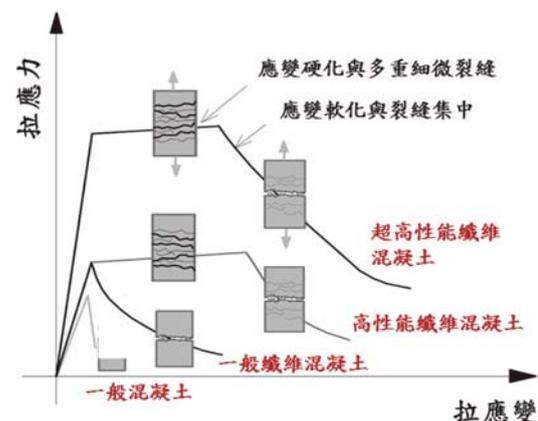


圖2 不同混凝土之拉應力應變行為

洪崇展與 El-Tawil [11]，設計兩座耦合結構牆抗震系統，第一座使用傳統鋼筋混凝土（RC），第二座使用高性能纖維混凝土於耦合牆之塑性區中，考慮高性能纖維混凝土之優越性能，洪崇展與 El-Tawil 減少了結構牆塑角區之 20% 撓曲鋼筋與 50% 圍束箍筋，連接梁亦減少圍束鋼筋使用量與簡化配筋方式。經非線性動態分析結果發現，在減少鋼筋使用量下，高性能纖維混凝土耦合牆不僅可達成預定之性能目標，更能增強地震消能機制，並有效減少結構牆塑性區之最大轉角，以及地震過後之永久損傷。

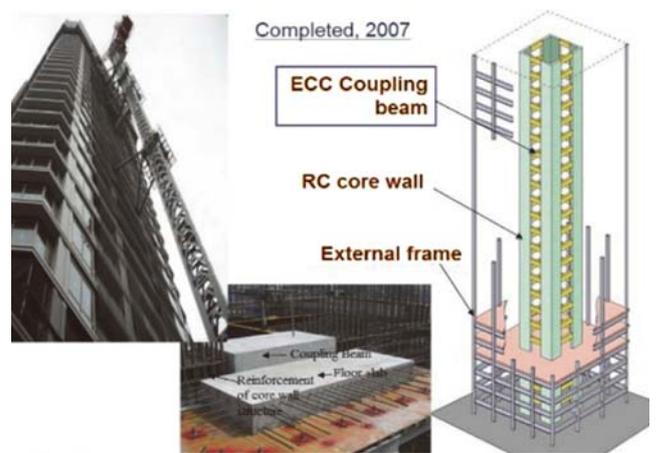
洪崇展與陳育瑄 [12] 研究使用高性能纖維混凝土於非韌性 RC 構件補強之有效性，所開發之高性能纖維混凝土具有可觀之韌性與變形能力，極限拉力應變高達 5% 以上。研究結果發現，使用高性能纖維混凝土進行補強，能有效減少補強鋼筋之使用，甚至完全不需補強箍筋，亦可有效強化非韌性 RC 構件於反覆載重下之變形韌性、強度、以及勁度。洪崇展等人 [13] 研究高性能纖維混凝土撓曲構件之反覆載重行為，並建議其力學分析模型。洪崇展與蘇彥方 [14] 研究高性能纖維混凝土之受裂後之自癒合特性，研究結果發現，由於高性能纖維混凝土具有低水膠比與高含量膠結材料，不僅能有效自癒合裂縫，更能回復 80% 以上之拉力強度與拉力勁度。洪崇展與顏偉閔 [15] 結合高性能纖維混凝土與形狀記憶合金，成功開發出新型 RC 構件，能在反覆載重作用下，產生結構自復位之特性，減少災後之維修。洪崇展與 El-Tawil [11] 使用高性能纖維混凝土於 RC 耦合結構牆之塑角區，研究結果發現，使用高性能纖維混凝土取代傳統混凝土於抗震構件中，能有效延緩裂縫之開裂與混凝土之壓碎，並能簡化鋼筋之設計與配置。

2004 年與 2007 年，日本東京與橫濱地區分別完工一座 27 樓高與一座 41 樓高之 RC 大樓，如圖 3，兩大樓均採用 RC 耦合結構牆抗震系統，此抗震系統內連繫兩 C 型 RC 結構牆之連接梁，使用高性能纖維混凝土取代傳統混凝土，以提升整體耦合結構牆之抗震消能能力，並避免或減少強震後所需之維修。

美國西雅圖於 2017 年即將完工的兩座 41 層樓與 31 層樓住商混合大樓，如圖 4 所示，亦採用 RC 耦合結構牆抗震系統，藉由高性能纖維混凝土取代傳統混



(a) 東京 Glorio Roppongi 27 層住宅大樓



(b) 橫濱 41 層樓大樓

圖 3 高性能纖維混凝土於日本抗震高層建築應用案例

凝土材料於連接梁，不僅大幅減少連接梁內橫向鋼筋量約 50%，並將設計與施工複雜之對角鋼筋籠簡化為傳統縱向鋼筋配置，不僅使施工容易、減少工時，同時亦減少了 20%~30% 之材料總成本。

### 超高性能纖維混凝土

由於高性能纖維混凝土的傑出力學與耐久性特性，國際混凝土產學界已多年持續投入大量資源，進行相關研究與應用，並開發更優秀之力學與耐久性能力，此新一代高性能纖維混凝土的國際間通用名稱為：超高性能纖維混凝土（ultra high performance fiber reinforced concrete，簡稱 UHPFRC），其可在維持傑出之變形韌性能力與漿體工作性下，如圖 5 所示，將抗壓強度提升至 150 MPa 以上，抗拉強度大於 10 MPa 以上。一般而言，超高性能纖維混凝土的彈性模數為 50 至 65 GP，柏松比約為 0.2，而膨脹係數約為  $10 \times 10^{-6}$  to  $12 \times 10^{-6}$  m/m°C。



(a) 大樓完工外貌示意圖



(b) 興建過程 -1



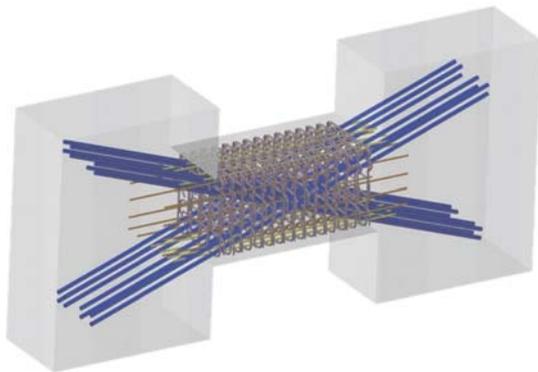
(c) 本案所用之高性能纖維混凝土



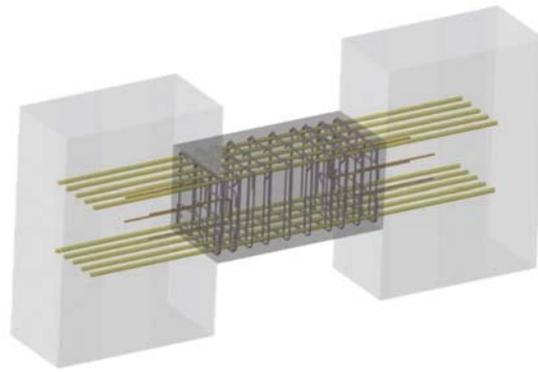
(d) 高性能纖維混凝土連接梁灌漿



(e) 興建過程 -2

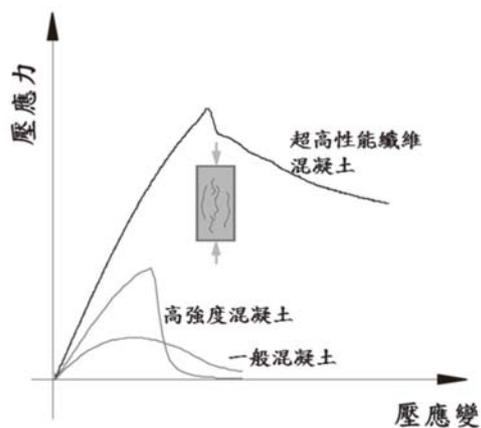


(f) 傳統混凝土連接梁鋼筋配置

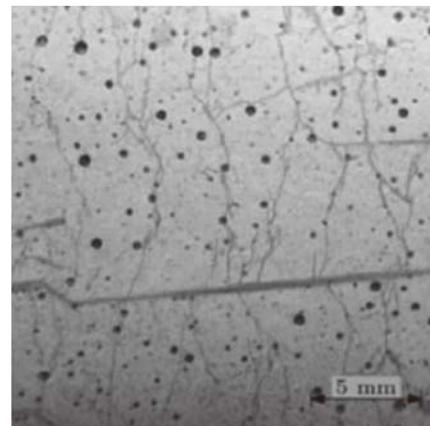


(g) 高性能纖維混凝土連接梁鋼筋配置

圖 4 高性能纖維混凝土於美國抗震高層建築應用案例



(a) 具圍束效應之壓應力應變行為



(b) 受拉開裂之細微裂縫

圖 5 超高性能纖維混凝土行為

為了達到超高性能纖維混凝土的高力學性能，其組成材料的使用上，除了使用如石英粉與矽灰等細粒添料，以增加顆粒堆積之緻密性，並避免使用粗骨材，以防止材料產生弱面，此外，藉由添加 1 ~ 3% 體積比的短纖維（以鋼纖維為例，一立方混凝土約加入 80 ~ 240 公斤纖維），以讓混凝土增加 8 ~ 11 MPa 的拉應力，以及 25 ~ 40 MPa 的撓曲應力，並賦予混凝土傑出的韌性與圍束性。

超高性能纖維混凝土一般使用高強度鋼纖維，文獻中所使用之鋼纖維主要分為三種類型<sup>[16]</sup>：(1) 直條型鋼纖維（圖 6(a)），(2) 彎鉤型鋼纖維（圖 6(b)），(3) 螺旋型鋼纖維（圖 6(c)-6(e)），螺旋型鋼纖維亦可根據每單位長度的旋轉數不同，區分為低螺旋型及高螺旋型鋼纖維。

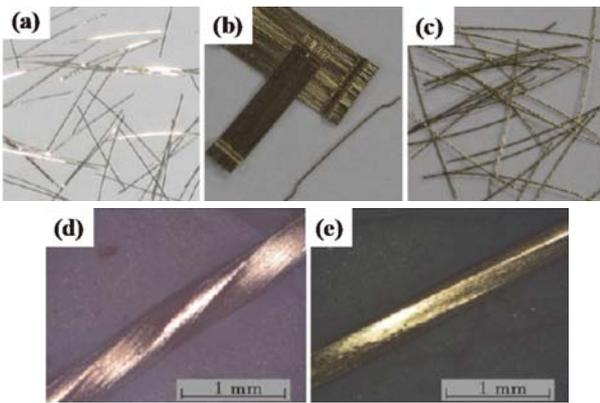


圖 6 鋼纖維的類型 (a) 直鋼纖維 (b) 彎鉤型鋼纖維 (c) 螺旋型鋼纖維 (d) 高螺旋型鋼纖維 (e) 低螺旋型鋼纖維<sup>[16]</sup>

超高性能纖維混凝土在不使用熱養護狀況下，文獻記載之抗壓強度最高可達約 200 MPa，而使用熱養護則可強化抗壓強度至 400 MPa 以上。超高性能纖維混凝土的高溫養護方式主要可分成兩種，一種是在澆置後短時間內即進行大約 65°C 的養護，有益於其早期的強度發展；另外一種是將模板拆除後的幾小時後，進行約 90°C 的高溫養護，此種方式有益於其長時間的力學發展，能增進其耐久性。

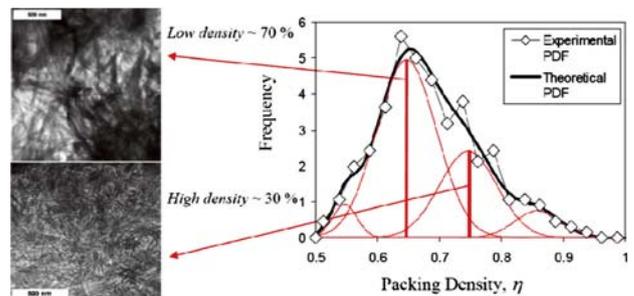
超高性能纖維混凝土的收縮幅度大約為 400 ~ 600 μm/m，主要是來自因水泥粉體水化反應而造成的自體收縮。若將超高性能纖維混凝土進行前述的高溫養護，可激發材料潛在收縮性質，使用這樣的養護方式於超高性能纖維混凝土預鑄構件，可有效降低預鑄構件出廠後的體積變化。因超高性能纖維混凝土具有低水膠比與低滲透性，其乾縮相較於自體收縮小了許多，此外，透過熱

處理，超高性能纖維混凝土之潛變係數可由 0.8 ~ 1，大幅降至 0.2 ~ 0.5。

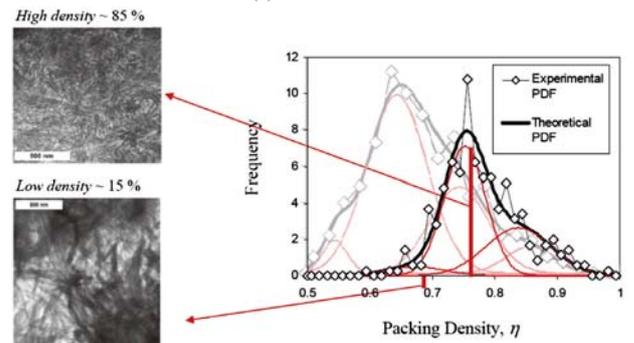
由於超高性能纖維混凝土中不含粗骨材，水膠比也小於 0.25，微結構中高密度的水化反應產物所含的比例較一般混凝土高出許多，如圖 7 所示，擁有緻密堆疊的細粒料，因此其相關的耐久性指標（孔隙率、滲透性、氯離子擴散率、潛變等）都較其他混凝土優異，如表 1 所示，因此，其可以有效抵抗較嚴苛的環境，這些特質將有利於永續設計上。由於超高性能纖維混凝土含泥量較一般混凝土高 50% 以上，因此超高性能纖維混凝土單位重的碳排放量較一般混凝土高，但是在實際建物的運用中，使用超高性能纖維混凝土取代一般混凝土時，可減少約 2.5 至 3 倍的材料使用量，不僅可以減少載重，其優良的耐久性也可以使建物在生命週期中，大幅減少維修的可能。

表 1 混凝土耐久性與強度的比較<sup>[17]</sup>

	一般混凝土	高性能混凝土	超高性能纖維混凝土
孔隙率 (%) Water porosity	14 ~ 20	10 ~ 13	1.5 ~ 5
透氣性 (m <sup>2</sup> ) Oxygen permeability	10 <sup>-16</sup>	10 <sup>-17</sup>	< 10 <sup>-19</sup>
氯離子滲透係數 (m <sup>2</sup> /s) Chloride diffusion coefficient	2.10 <sup>-11</sup>	2.10 <sup>-12</sup>	2.10 <sup>-14</sup>
氫氧化鈣含量 (kg/m <sup>3</sup> ) Portlandite content	76	86	0
抗壓強度 (MPa) Compressive strength	20 ~ 50	60 ~ 100	> 150



(a) 一般混凝土



(b) 超高性能纖維混凝土

圖 7 混凝土水化產物之微奈米結構<sup>[18-21]</sup>

法國於 1990 年開始研究超高性能纖維混凝土。90 年代後期開始進行最佳化配比設計，並且開始銷售這項技術於西歐、亞洲、澳洲以及美國等地，用於橋梁、建築以及非結構之裝置藝術品，在 90 年代後期，在法國與西歐等地之超高性能纖維混凝土主要用於老舊房屋的補強。隨著混凝土工程先進國家前後陸續投入大量資源於超高性能纖維混凝土的研究與應用，法國土木工程協會（Association Française de Génie Civil）率先於 2002 年發表了超高性能纖維混凝土的使用與設計建議手冊，之後許多各國（包含日本、韓國以及澳洲等）的土木工程協會，亦陸續發布了其國內的超高性能纖維混凝土相關手冊。2005 年，德國投注 1,000 萬歐元，在大學的研究團隊領導下，積極研究超高性能纖維混凝土，日本也積極將超高性能纖維混凝土應用於抗震結構、人行陸橋、公路及鐵路橋等。在澳洲，超高性能纖維混凝土則用於避難所的設計。發展超高性能纖維混凝土的企業與研究單位中，主要有法國的 DUCTAL®、BSI/CERACEM®、BCV®，瑞士及加拿大的 CEMTECmultiscale® 以及丹麥、德國、日本發展出的超高性能纖維混凝土產品：BSI/CERACEM® 與 Ductal® 更遍佈於亞洲、澳洲、北美等地。

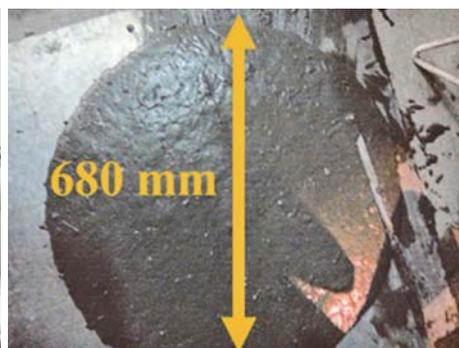
### 超高性能纖維混凝土於國內之發展

洪崇展等人<sup>[10]</sup>結合超高性能纖維混凝土與高強度鋼筋，以提升 RC 結構牆之耐震行為，其成功與國內預拌場進行產學合作，如圖 8-9 所示，使台灣混凝土業界能大量自產具有良好工作性之超高性能纖維混凝土，坍落度可達 680 mm，抗壓強度可達 160 MPa 以上。由實驗結果得知，使用超高性能纖維混凝土與高強度鋼筋於結構牆中，能有效延緩混凝土裂縫的發展，而超高性能纖維混凝土的多重細微開裂之材料特性，以及應變硬化能力，能顯著提升試體的結構韌性、強度、以及韌性。實驗結果亦發現，超高性能纖維混凝土之纖維能分擔水平鋼筋之剪力，並有效提升試體之側向勁度與抗剪能力，不論使用高強度鋼筋或一般鋼筋，超高性能纖維混凝土結構牆之極限強度均比一般鋼筋混凝土結構牆提升 15% 以上。

洪崇展與闕辰宇<sup>[22]</sup>研究高拉力鋼筋加勁超高性能纖維混凝土梁撓曲構件之反覆載重行為，研究結果發現超高性能纖維混凝土撓曲構件於反覆載重作用下，不僅能展現高強度與高勁度，更能有效避免傳統高強度混凝土於反覆載重下易剝落之特性，有效增強高強度撓曲構件之變形韌性。研究結果也發現，使用超高性能纖維混凝土取代傳統高強度混凝土，能有效減少箍筋與撓曲鋼筋之應變，延長彈性變形區段。



(a) 預拌廠內以電腦控制拌合流程



(b) 具有良好之工作性與纖維均佈性



(a) 剪力牆實驗試體



(c) 預拌車工作情況



(d) 泵送車夜間澆置超高性能纖維混凝土



(b) 拉力試體受拉裂縫分布

圖 8 洪崇展等人<sup>[10]</sup>與國內預拌廠合作生產超高性能纖維混凝土

圖 9 洪崇展等人<sup>[10]</sup>製作之超高性能纖維混凝土剪力牆實驗試體

## 國際應用實例

超高性能纖維混凝土所具有之超高強度、可變形能力、與耐久性，在過去二十年中已有許多應用，三個主要的類別分別為結構應用、耐久性應用、以及建築應用，以下將詳細介紹。

### 結構應用

超高性能纖維混凝土於材料性能上之特性，可轉變成結構構件性能上之優越能力，強化結構物於反覆載重下之拉壓力韌性、剪力強度、以及抗彎強度，許多專家學者已探索使用超高性能纖維混凝土於各式結構構件，以提升抗震與補強效能之可能性 [11,16,23-31]。

位於法國的 Huisne River 橋梁，為了能提升交通負載量，並使得新規劃之橋面電車得以行經不在原設計載重中的橋梁，因而進行橋梁補強，補強的方式為使用超高性能纖維混凝土，加深橋面板厚度以及擴大主梁斷面，如圖 10 所示。

法國的 Perpignan 停車場上欲增建樓層，因而使用超高性能纖維混凝土取代一般混凝土，進行擴柱補強，以避免停車場空間過分縮減而損失原有功能，補強前後設計如圖 11 所示，在此案例中，使用超高性能纖維混凝土可在僅增加柱斷面積 21% 的情況下，有效

提升 70% 強度，具有相當高的補強效益。

超高性能纖維混凝土相較於傳統混凝土具有大幅提升之勁度與強度，更可進一步藉由預力設計，將超高性能纖維混凝土構件設計為更細長，並達成結構與材料的減量設計，可帶來工程上的運輸及儲藏優勢。法國的 Bourg-lès-Valence 橋梁使用超高性能纖維混凝土之大梁，具  $\Pi$  型梁斷面設計，如圖 12 所示，並使用超高性能纖維混凝土達成無鋼筋橋面。法國的另一座 Pont Pinel/Pont de Sarcelles 橋梁，其大梁採用高流動性超高性能纖維混凝土所製成，超高性能纖維混凝土漿體坍流度可達 650 mm，運用超高性能纖維混凝土設計之此橋梁，相較於鋼橋而言，在成本、耐久性及維護方面均具優勢。

跨越卡塞爾河 Fulda 的 Gärtnerplatz 橋梁，為首座高性能纖維混凝土與鋼構之複合橋梁（見圖 13），總長 132 m，共有六跨，於 2007 年完工。此座橋梁之設計與施工均與當地卡塞爾大學密切配合而完成，使用最大粒徑為 1 至 2 mm 的細粒料以改善超高性能纖維混凝土漿體之均勻性，內含 0.9% 的高強度鋼纖維，並開發出抗壓強度可介於 150 MPa 和 400 MPa 之超高性能纖維混凝土，橋梁的桁架結構由鋼構與高性能纖維混凝土所組成，其上則採用高性能纖維混凝土橋面板。這

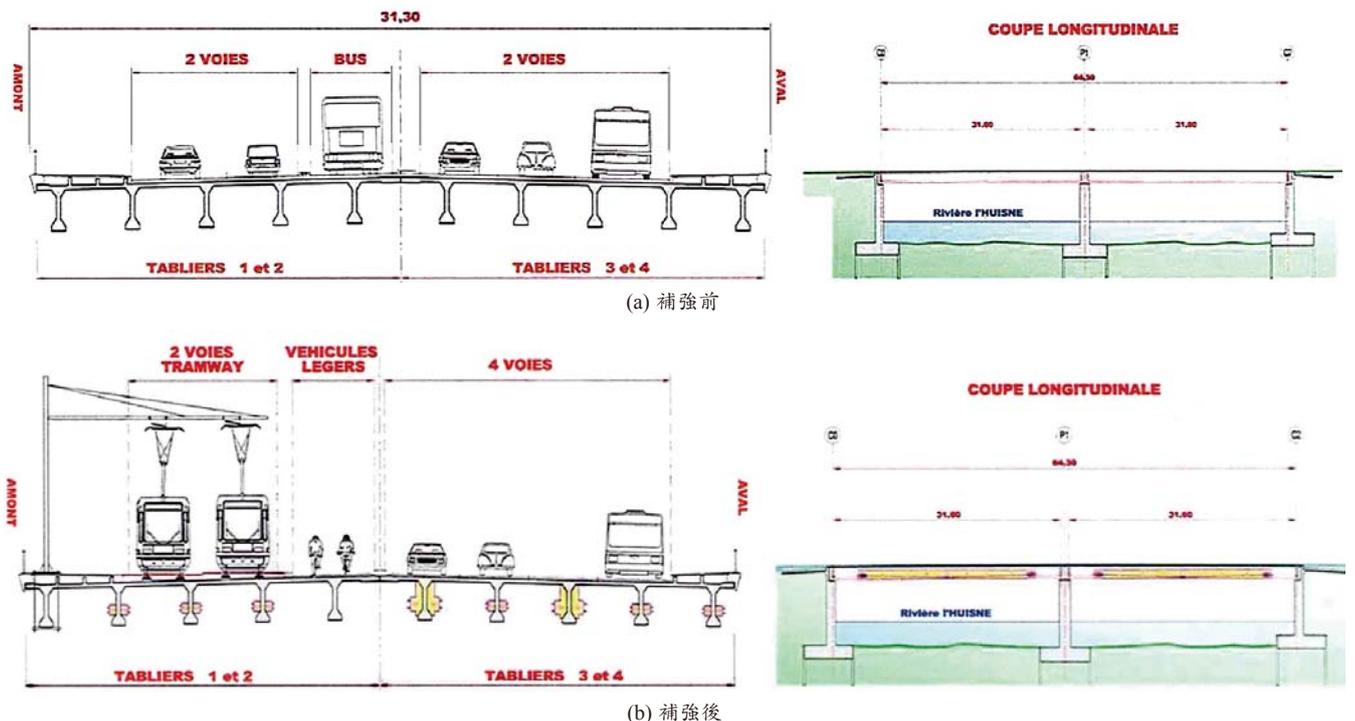


圖 10 法國 Huisne River 橋梁補強前後示意圖 [32]

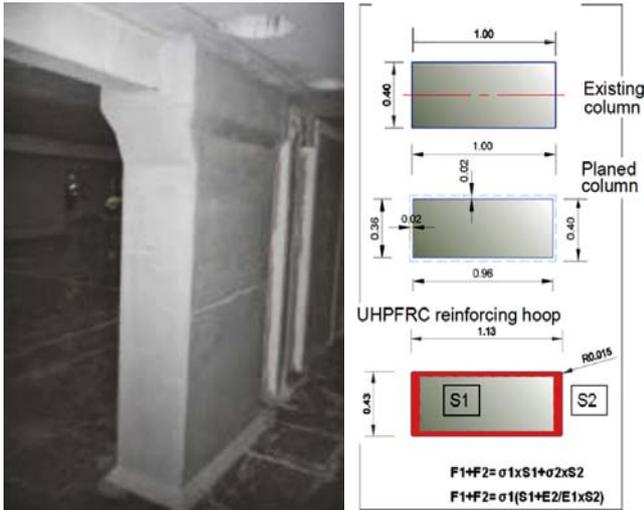


圖 11 法國 Perpignan 停車場擴柱補強 [32]



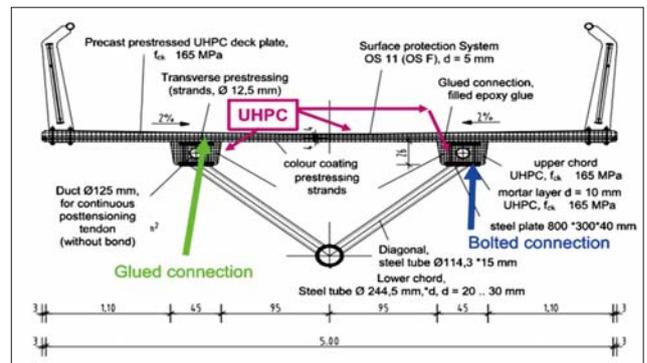
圖 12 法國 Bourg-lès-Valence 橋梁採用之超高性能纖維混凝土橋面板

座橋梁於設計時，不僅善用高性能纖維混凝土於拉伸與抗壓強度之優勢，更利用高性能纖維混凝土之高黏結力，於設計時有效縮短鋼筋之錨錠長度。

法國 PS34 橋梁跨長為 48 m，於規劃設計階段時以超高性能纖維混凝土取代一般混凝土材料，混凝土使用量可由 200 m<sup>3</sup> 減少至 80 m<sup>3</sup>，所相對應減少的橋梁施工量，不僅加速施工時間，詳見圖 14，所減少的橋梁上部結構重量，亦可避免橋墩之設置（圖 14(b) 為示意圖），同時優化橋梁與景觀的融合，並使未來可有擴大公路平面之可能。此橋梁所採用之超高性能纖維混凝土具混和型纖維，纖維長度介於 10 mm 至 20 mm，直徑介於 0.1 mm 至 0.3 mm；纖維體積含量 2% 至 3%，並添加聚合物纖維以增加耐火性。

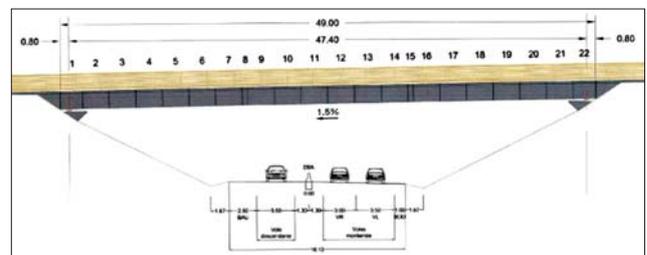


(a) 橋梁外觀

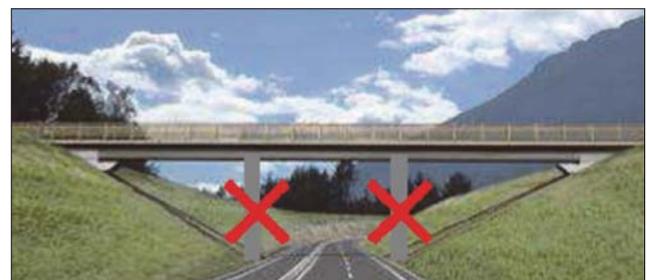


(b) 三弦桁架系統

圖 13 德國 Gärtnerplatz 橋梁 [33]



(a) 橋梁尺寸



(b) 優化橋梁與景觀的融合

BRIDGE MADE OF BCV	MONTH 1	MONTH 2	MONTH 3	MONTH 4	MONTH 5	MONTH 6
Segments prefabrication	█					
Bridge Abutment		█				
Segments assembly			█	█	█	█

CLASSIC BRIDGE	MONTH 1	MONTH 2	MONTH 3	MONTH 4	MONTH 5	MONTH 6
Bridge Abutment	█					
Piers Erection		█				
Shoring of Deck			█	█	█	█
Deck Erection				█	█	█
Fittings				█	█	█

(c) 超高性能纖維混凝土與傳統混凝土橋梁工期比較

圖 14 法國 PS34 橋梁 [33-36]

日本於超高性能纖維混凝土之開發與應用於已有長期發展，並同時透過研究工作與施工經驗，逐步應用與驗證創新技術。幾個實際工程案例，如圖 15，包含豐田人行橋、40 米跨度之單軌電車橋梁、羽田國際機場的地面設備橋、以及羽田機場跑道。

在澳洲超高性能纖維混凝土的開發和應用主要方向為公路橋梁結構，如澳洲 Shepherds Creek Road 橋梁，橋梁單跨度長 15 m，橋面載重由 16 根超高性能纖維混凝土預力梁所支撐（見圖 16(a)），此外，亦用於地震易發地區的人行橋以及需要耐用性或獨特美觀的應用（圖 16(b-c)）。

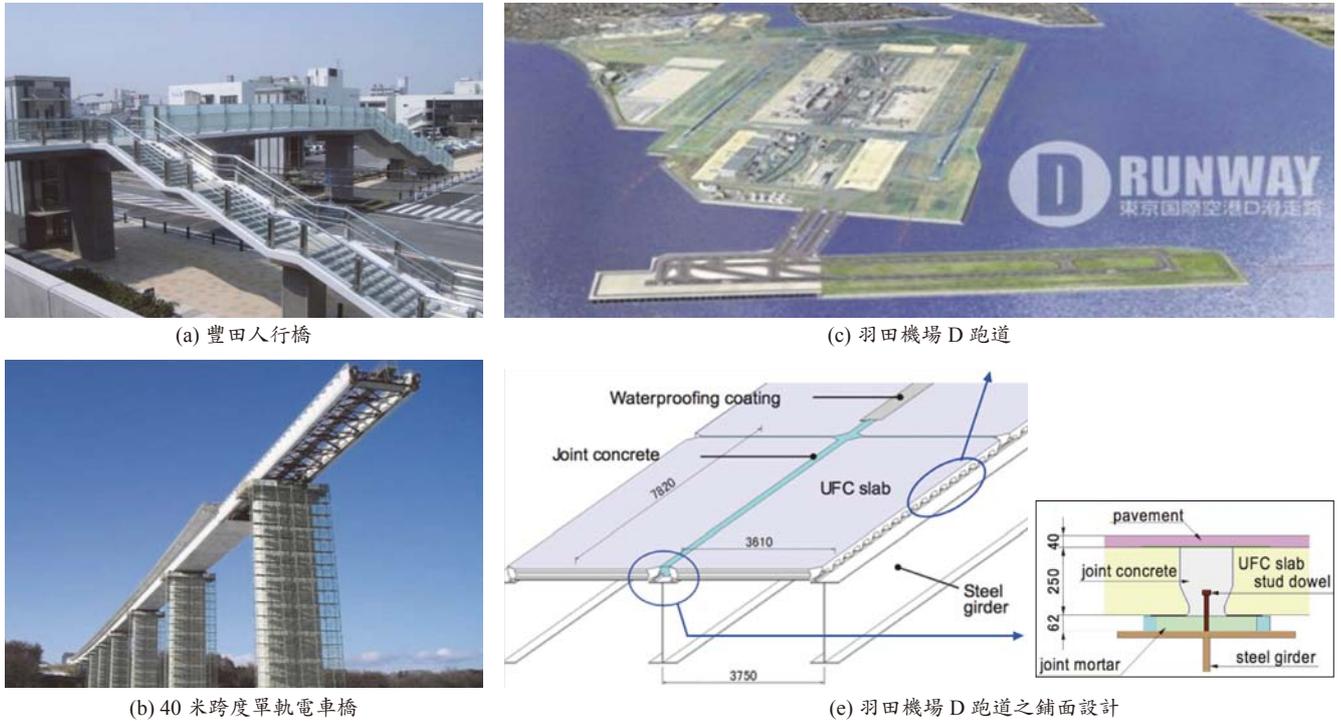


圖 15 日本於超高性能纖維混凝土之應用案例<sup>[37]</sup>

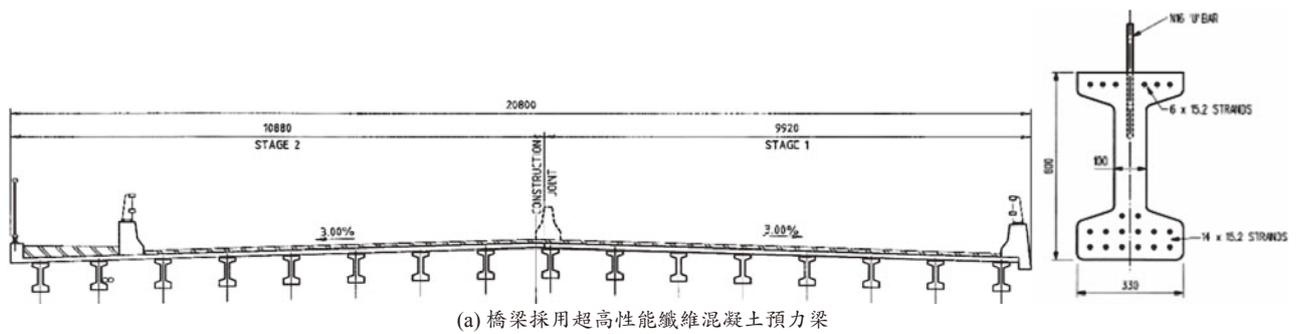


圖 16 澳洲於超高性能纖維混凝土橋梁之案例<sup>[38,39]</sup>

奧地利首座超高性能纖維混凝土橋梁為「Wild」，外觀如圖 17，於設計階段時，考量超高性能纖維混凝土的彈性模數約為結構鋼的 25%，因此設計原則介於傳統混凝土與結構鋼之間，設計結果顯示，以超高性能纖維混凝土取代傳統混凝土，整體工程成本可約減少 50%；「Wild」以拱型構造支撐橋梁載重，以善用超高性能纖維混凝土高抗壓強度的特性，此外，因超高性能纖維混凝土可提供有效抗剪能力，橋梁結構可有效減少剪力筋之使用，並利用預力強化拱型之彎矩勁度。

圖 18 為首座在美國利用超高性能纖維混凝土的橋梁，橋址位於 Iowa，藉由超高性能纖維混凝土之使用，有效減少了橋梁所須之剪力筋，橋面設計為  $\pi$  型斷

面，以有效利用超高性能纖維混凝土之力學特性與耐久性，這樣的斷面設計可避免裝設額外之結構板，可加速施工。圖 18(b) 則為首座將超高性能纖維混凝土應用於預鑄橋面板間填充縫的案例。

橋梁之興建如須跨越既有道路或鐵路時，往往希望能減少橋版深度以增加橋下淨高度，因此橋梁之建造常使用高成本之鋼骨鋼筋混凝土，而超高性能纖維混凝土之使用成為了有效的替代方案，圖 19 為一設計案例，橋梁採用超高性能纖維混凝土預鑄預力梁，梁底部製成齊平切面，梁上再澆置傳統混凝土版，梁設計圖如圖 19(b)，可看到藉由超高性能纖維混凝土所提供之超高抗壓強度，可免除壓力筋的設計，此案之超高性能纖維



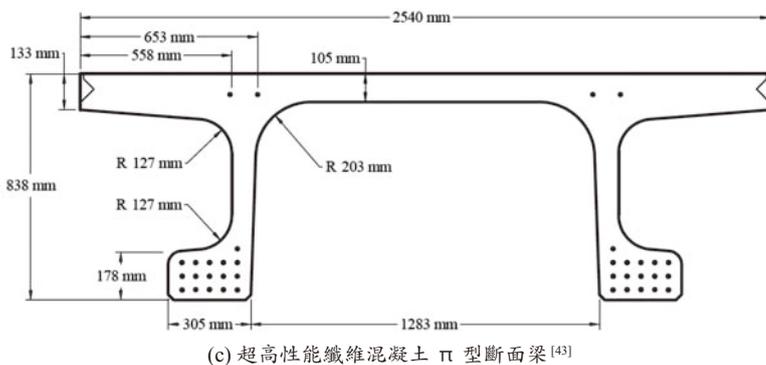
圖 17 陸橋「Wild」<sup>[40]</sup>



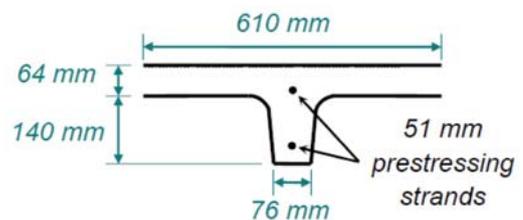
(a) Mars Hill bridge<sup>[41]</sup>



(b) Route 31 bridge<sup>[42]</sup>



(c) 超高性能纖維混凝土  $\pi$  型斷面梁<sup>[43]</sup>



(d) 超高性能纖維混凝土 waffle 版斷面圖<sup>[44]</sup>

圖 18 美國於超高性能纖維混凝土之橋梁應用

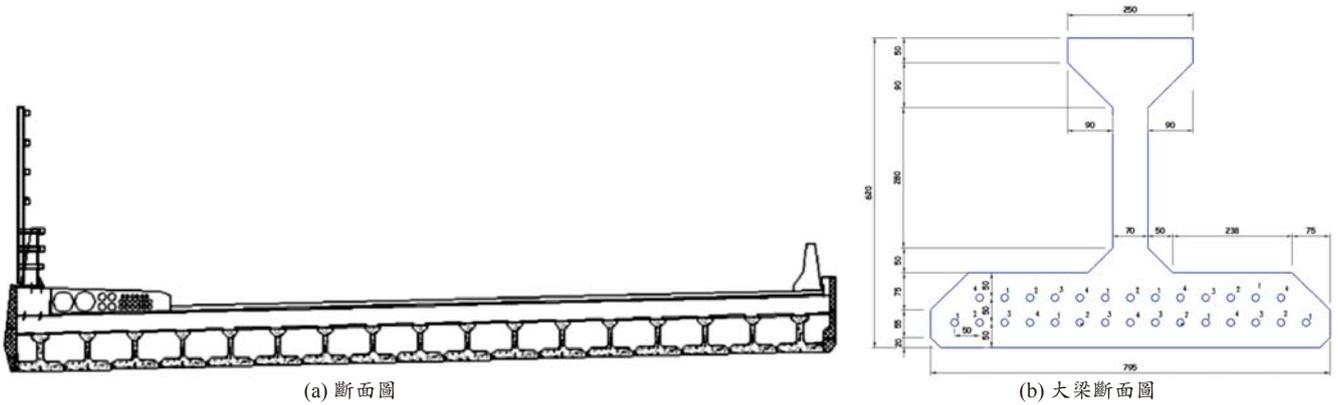


圖 19 Pinel 橋梁 (PRAD PRécontraintes par ADhérence)

混凝土具 165 MPa 的抗壓強度。使用超高性能纖維混凝土不僅可免除傳統鋼骨鋼筋混凝土於灌漿施作上之困難性，當橋梁之建造有跨越鐵路之需求時，可增加施工之安全性。法國的 Pinel bridge 橋梁亦使用超高性能纖維混凝土取代鋼骨鋼筋混凝土，除達成上述優點外，亦可免除鋼材之塗漆，可增加維護之方便性與安全性，對於一般大眾民眾而言，採用超高性能纖維混凝土所帶來的施工簡化，可降低施工期間對民眾交通之影響。

超高性能纖維混凝土在斷面很輕薄的情況下，即能發揮出可觀的承载力，使用於橋面時能達成輕量化與耐久性，滿足高交通負荷來帶來的抗疲勞需求。位於法國 Livron-Loriol 內的橋梁，橋面版設計採用超高性能纖

維混凝土預鑄版，每塊尺寸為長 2.5 m，寬 12 m，設計壓力與拉力鋼筋（如圖 20）；設計上考量長期情形，故對潛變需特別考慮，潛變係數範圍取 0.2 ~ 0.8。於興建前，藉由大型尺寸實驗驗證此設計之可行性，並證實使用超高性能纖維混凝土取代傳統混凝土，所減少的自重可縮短樁長的設計，因而適用於土層較差的場址，此外，超高性能纖維混凝土可避免裂縫的生成，施工上亦相對安全與簡易。

當既有鐵路橋梁達到服務年限或必須修復時，臨時橋梁常以鋼構為首選之一，因其可快速組裝及拆除，能降低對交通阻礙的衝擊，然而鋼橋沒有連續的道渣床，因此時速只能達到 80 到 120 km/hr 之間，且對於腐蝕保護、接頭疲勞及耐久性差，使得維護成本增加，有鑑於此，奧地利政府相關單位尋求超高性能纖維混凝土做為替代方案。超高性能纖維混凝土之自重強度比優於鋼材與傳統混凝土，並可利用預力加載的方式，補償拉力強度不足，再藉由熱養護處理及電腦控制預鑄，使成品行為接近鋼結構；此橋梁採 U 型斷面，如圖 21，藉由這樣的設計強化隔音及減少儲存空間，並可利用單位預鑄塊組裝出多種跨度，相較於傳統鋼結構固定跨度的選擇，不僅較為彈性，也可減少興建時的庫存量。

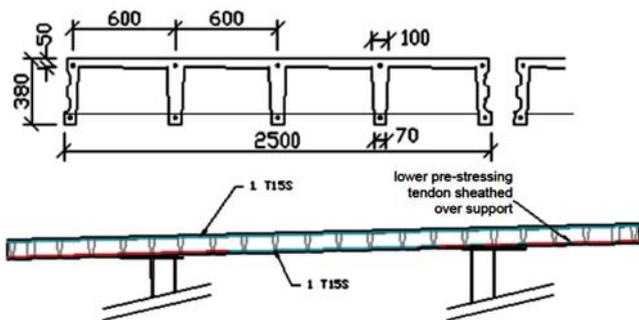


圖 20 Livron-Loriol 橋梁預鑄斷面圖 [45]

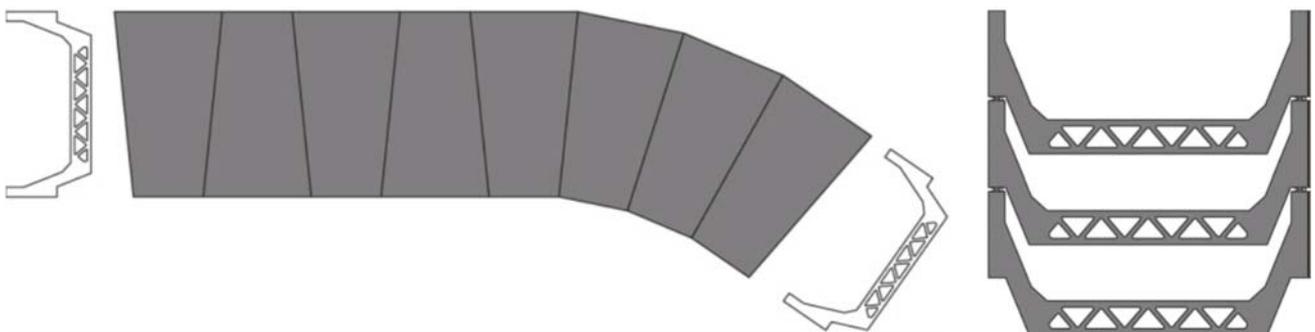


圖 21 U 型斷面橋梁 [46]

超高性能纖維混凝土的強度大於 140 MPa 含有大量矽砂使水膠比約為 0.16 甚至更低，若加入石英砂並適當養護可使強度達到 150 MPa 以上，若要更高強度即須加入特殊骨材，例如鋁礦物並搭配熱處理，如此強度可達到 400 MPa。鋼纖維的尺寸與骨材會影響保護層厚度，保護層厚度可控制為 10 ~ 15 mm；超高性能纖維混凝土運用於預鑄構件之填充縫，可發揮早強特性，圖 22 為兩預鑄構件之超高性能纖維混凝土填充縫的力學實驗，透過彎曲試驗發現此填充縫非受力弱點，可順利傳遞內力於相接預鑄構件。



(a) 兩預鑄梁間之填充縫 (AARUP) (b) 彎曲測試破壞圖 (AARUP)  
圖 22 預鑄構件之超高性能纖維混凝土填充縫

超高性能纖維混凝土之高抗壓強度與韌性，以及抵抗碎裂的特性，亦適合設計用來抵抗爆炸與衝擊之元件。澳洲進行相關測試實驗，實驗規劃多種牆尺寸，2 m 長，1 m 寬，50 mm、75 mm、及 100 mm 厚，放置 TNT 炸藥或 ANFO (ammonium nitrate/fuel oil) 距離牆面 30 m、40 m、或 50 m，探討爆炸力為 2000 kPa、800 kPa 及 400 kPa。試驗結果顯示超高性能纖維混凝土試體只出現均勻分布的中小裂縫，變形撓度約 40 ~ 50 mm，可有效防止碎裂，如圖 23。



(a) ANFO 測試結果<sup>[47]</sup> (b) 超高性能纖維混凝土受衝擊之損害情形<sup>[48]</sup>  
圖 23 超高性能纖維混凝土於衝擊載重防護之應用

超高性能纖維混凝土於高應變速率下，強度可從原先 180 MPa 增加至 350 MPa，約為二倍，而最高強度對應的應變仍可高達 0.7%。超高性能纖維混凝土能成為抗爆需求之有效解決方案，且設計尺寸可輕薄化，這項

新技術已應用於澳洲政府之安全建設上。此外，在防腐蝕功能上，雖然一般的混凝土已具有防腐蝕效果，但在渠道河川等有高度衝擊承載需求的區域，超高性能纖維混凝土可成為有效解決策略，並已應用於渠道 St Julien Mountain Canal，如圖 24。



圖 24 超高性能纖維混凝土於 St Julien Mountain 渠道之應用

## 耐久性應用

超高性能纖維混凝土非常緻密的微觀結構可使得氣液體不易滲透，抗化學侵蝕的能力較傳統及高強度混凝土優良，可在減少保護層厚度情況下，於嚴苛環境中，提供良好之耐候性，因此適合於水庫、海事工程及核能設施等耐久性應用。

核電廠冷卻塔的水具有高酸性，以及高氯離子與硫酸鹽濃度，為易於發生侵蝕生鏽的環境。法國 Cattenom 與 Civaux 核電廠為應用超高性能纖維混凝土的案例，其使用超高性能纖維混凝土取代傳統混凝土於冷卻塔，以提升耐久性，避免頻繁翻修所消耗之停機成本。其中，建造於 1980 年代的法國 Cattenom 核電廠，其冷卻塔於 1990 年代中期進行上部結構的更新工程，而由於附近的土質軟弱加上有沉陷發生的可能危險，藉由超高性能纖維混凝土預鑄梁的使用，可同時有效達成減重與滿足強度需求之目的<sup>[49]</sup>。

於 2008 年，也就是更新工程後 10 年，維護人員對 Cattenom 核電廠冷卻塔內超高性能纖維混凝土梁腹板進行鑽心，以研究其耐久性。結果發現，表面鋼纖維並無被侵蝕的現象，孔隙率低至 4.3%，毛細管之吸水率為 0.025 ~ 0.035 g/cm<sup>2</sup>，這樣的吸水率大約是一般高性能

混凝土的十分之一。調查亦發現僅有距離表面 1 mm 的 PH 值小於 9，其餘部分的平均 PH 值為 12.3，表示大梁幾乎沒有受到環境的酸化與侵蝕。另外，也用探測電位的方式測得氯離子濃度，每 100 克僅含不到 0.1 克的氯離子，一般觸發侵蝕的濃度大約是每 100 克含 0.4 克，因此也無明顯的氯離子侵蝕。將鑽心試體修飾成適當的圓柱試體後，進行強度測試，抗壓強度約為 240 MPa、楊氏模數 54 GPa、柏松比 0.21，與原始材料資料庫相較之下，材料經過這十年的時間，仍然保持其穩定性。

橋梁經常須面對較原先設計考量較高之交通負荷，導致橋面版需頻繁的維修工作，如要規劃橋梁補強，其補強工作所需增加之靜載重須有限制，超高性能纖維混凝土可提供極佳之解決方案，不但可增加強度與勁度，且可大幅增加橋梁生命週期，減少維護費用。荷蘭具有許多預鑄與場鑄超高性能纖維混凝土相關補強案例。圖 25 為用於補強 Viaduc du Cher 橋柱的超高性能纖維混凝土板，厚度僅為 25 mm，可減少對可用空間縮小之衝擊性。

鑒於高性能纖維混凝土於低厚度情況下，仍可具有高緻密性、抗磨損力以及小於 0.012 的粗糙係數，因而被採用於日本細川地下渠道的修復工程，並以預鑄組裝工法縮短工期，成功減少工程成本。圖 26 為施工完成照，材料於第一百天之強度達 178 MPa。使用超高性能纖維混凝土能有效減少工期，比起傳統方法更經濟，且不需要特別的技術，由於日本成功的案例，使得超高性能纖維混凝土能在未來隧道工程上，具有廣泛之運用潛力。



圖 25 Viaduc du Cher 橋柱之高性能纖維混凝土補強包覆版 [33,34]



圖 26 日本細川地下渠道以超高性能纖維混凝土修復完成照 [50]

AASHTO 發現美國多數橋梁已經快達到五十年的使用年限，將面臨大量因老化而有維修需求之橋梁。擁有突出的強度與耐久性的超高性能纖維混凝土可成為合適的方案，可以延長結構物的壽命，並且減少日後維修的頻率。美國每年需花費約 10 億美元，修復或替換已惡化的傳統基樁，大部分的損壞都可歸因於交通荷載，基樁的損壞不僅影響了結構的服務年限，甚至嚴重影響基礎承載力。在當地氣候溫度及乾濕情形下，埋入土壤中的基樁將承受環境循環的變化，鋼樁或混凝土樁的鋼筋會因腐蝕減少承載能力，為了克服這樣的情形，超高性能纖維混凝土其高強度及耐久性的特點可成為解決方案，超高性能纖維混凝土的抗壓強度可達 200 MPa 孔細率約為 1.5%，這樣的條件非常適合設計在嚴峻的環境中。Vande 等人 [51] 建議超高性能纖維混凝土基樁斷面形狀，分別為正方形、八角形及圓形，超高性能纖維混凝土可減少斷面抵抗壓力，但仍須搭配預力，使其抵抗拉力，並可減少整體材料成本。而斷面設計成中空，但不減少摩擦接觸面的周長，這樣的設計將斷面集中於彎矩大的地方，使整體效率化，但正方形、八角形及圓形三種斷面在製作上有難度，可能多增加的人力成本會消耗材料減少帶來的效益。合適的替代方案為選用 H 形斷面，H 形的內鈍角可預防應力集中及潛在裂縫的發生，且在澆置過程中可避免氣泡的形成；圖 27 為三種 H 型斷面的選擇。

在北美有超過 150,000 座的老舊橋梁，工程師欲尋找新的方式建造，以克服高額的維修費用，同時必須保持交通運作狀況下進行維修工程，為了解決材料性質的易腐蝕、耐久能力等等問題，選擇使用超高性能纖維混凝土材料，無論於預鑄橋面版之使用、或版間的填充結合材料，如圖 28，可在簡化施工複雜性之條件下，提供良好之力學特性，並賦予高耐久及抗腐蝕能力，比起傳統混凝土，少了許多維護成本。

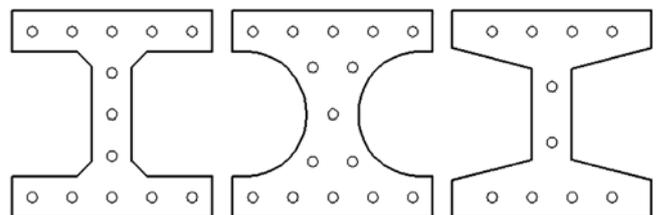
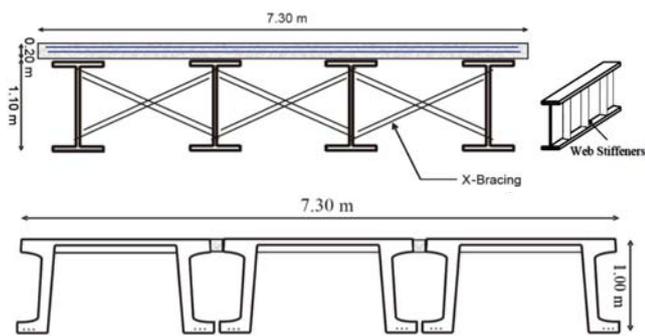


圖 27 超高性能纖維混凝土基樁之三種 H 型斷面 [51]

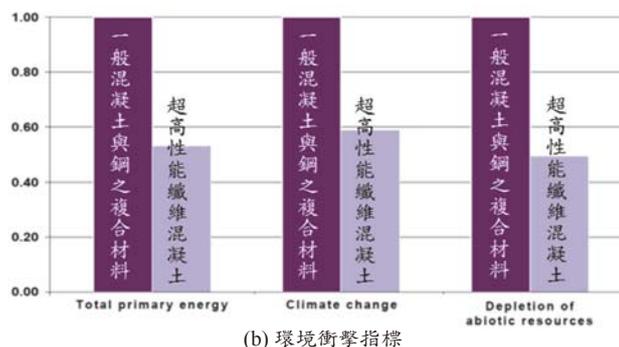


(a) 現場澆置情形 [52] (b) 填充縫完成 [53]  
圖 28 超高性能纖維混凝土於預鑄橋面版填充縫之應用

永續環境與建設的議題在現今社會中廣為討論，生命循環週期評估方法 (Lifecycle assessment) 常於國際中用來分析建物生命週期中所使用的材料消耗能量，包含從材料的製作，到拆除與丟棄的階段，並根據這些過程的資源消耗與對環境排放等因素，分析相關的環境指標，如能源的消耗、對氣候的衝擊、自然資源的消耗、以及大氣酸化等等，以評估建物於生命週期中對環境的衝擊。AFGC [33,34] 使用超高性能纖維混凝土與一般混凝土分別設計一座功能相仿之橋梁，如圖 29(a) 所示，並利用生命循環週期評估方法的概念，分別計算兩種設計與建造方式對於環境的衝擊，結果如圖 29(b) 所示，可以明顯發現，使用超高性能纖維混凝土所製作的橋，其相關的環境衝擊指標都比傳統混凝土做法低上許多。



(a) 橋梁幾何尺寸  
(上方：一般混凝土與鋼之複合材料，下方：超高性能纖維混凝土)



(b) 環境衝擊指標  
圖 29 混凝土差異對於橋梁設計與環境衝擊之影響 [33,34]

另外一個例子則是使用超高性能纖維混凝土與傳統混凝土的施工方法，分別製作一層樓住宅，並進行效能比較。結果發現，傳統做法需要 65 噸的一般混凝土，而超高性能纖維混凝土僅需要 19 噸。另外，使用超高性能纖維混凝土所製作的夾板隔間，可使得建物具有較佳的氣密性，可以減少大約 20 ~ 30 kWh/m<sup>2</sup>.yr 的能量消耗。而兩種建造方式對於環境的衝擊，比較結果如圖 30 所示，同樣可以發現超高性能纖維混凝土所造成的環境衝擊較小。從前面的比較實例來看，超高性能纖維混凝土具有成為永續建築材料的潛力。

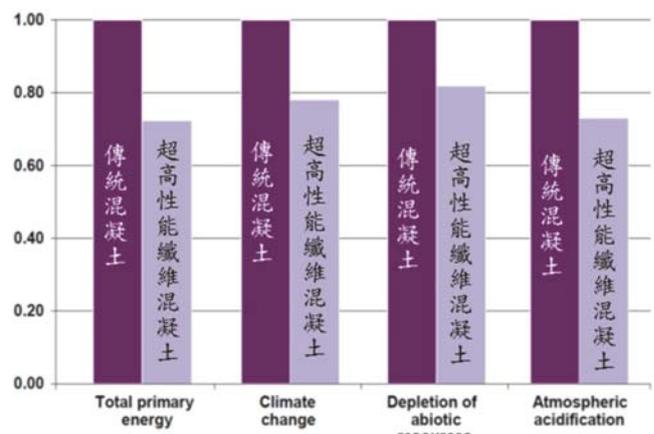


圖 30 房屋材料差異性於環境衝擊之影響 [33,34]

傳統公路護欄常因乾縮效應導致早期的裂縫產生，在寒帶國家的凍融現象下，護欄更易惡化而需經常維修，加拿大政府使用預鑄超高性能纖維混凝土公路護欄，可在減少傳統護欄 50% 的厚度下；提供良好之功能性與耐久性。超高性能纖維混凝土亦可應用於高流量交通公路的上層鋪面，如圖 31 所示，以提升鋪面的生命週期，減少維護需求。

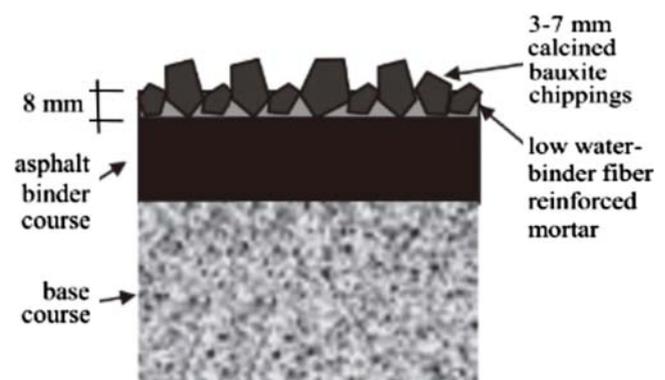


圖 31 超高性能纖維混凝土於鋪面應用案例 [54]

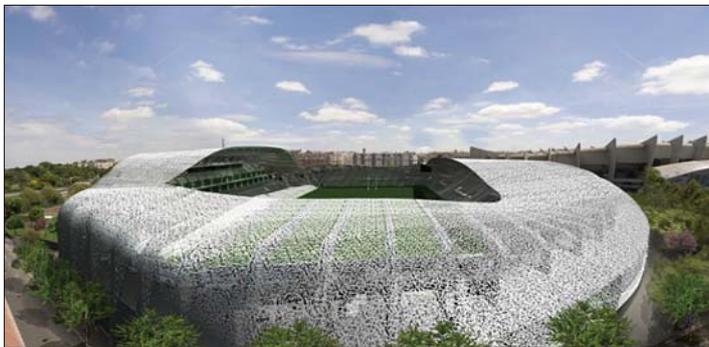
### 建築應用

超高性能纖維混凝土的高拉壓強度、韌性及耐久性，可以避免複雜的鋼筋設計，製成輕量且優雅的結構，並同時滿足土木結構的嚴格安全要求。它也可以在不使用任何鋼筋情況下，完成建築樓梯，並為其他細長預鑄產品提供可靠的結構安全性。此外，透過特殊配比設計，超高性能纖維混凝土可以獲得非常廣泛的紋理和顏色效果，並可結合預應力技術，協助工程師與建築師完成許多構架元素的創新設計。因此，超高性能纖維混凝土被建築師視為傳統混凝土與鋼材之外的第三種選擇。

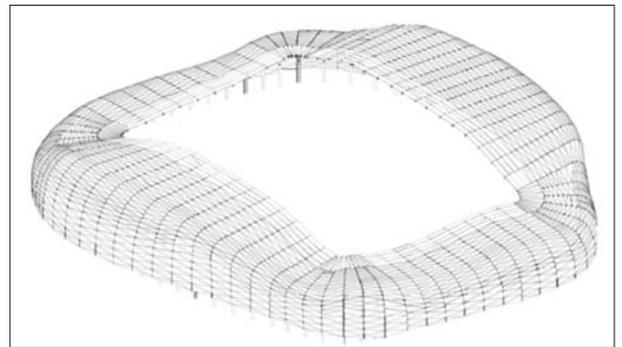
法國的 Jean Bouin 體育場重建計畫始於 2009 年年底，體育場屋頂跨越 11,500 平方米，目標設計容納 2 萬個座位。建築外部結構，見圖 32，由超高性能纖維混凝土

製成的網狀元素所組成，厚度僅約 45 mm，體育場所用超高性能纖維混凝土的材料面積在屋頂為 11500 平方米，立面為 9500 平方米。Jean Bouin 體育場重建計畫應用了超高性能纖維混凝土的多重性能，包括：結構性能、輕量、耐久性和水密性，透過超高性能纖維混凝土取代其他可能材料，有效降低材料用量，進而減少了工作的環境足跡。

法國 Enrico Navarra 美術館建立於 2007 年，建築設計目的為將整體美術館與自然景觀融為一體（見圖 33），因此外型上必須使用非常輕薄的斷面。屋頂的主要結構為 U 型梁的設計，其中最大斷面高為 50 公分，最小斷面高為 3 公分。為了確保此輕薄斷面能有效抵抗外力，其屋頂採用 20 片尺寸為 2 m × 10 m 之超高性能纖維混凝土薄板元素，製成懸臂超過 7 米之屋頂，並於一週內施工組立完成。



(a) 建築外部結構



(b) 三角形面板構成之網狀包絡

圖 32 法國 Jean Bouin 體育場 [33,34]



(a) 3 厘米厚邊緣的屋頂



(b) 美術館全景圖



(c) U 型懸臂版 (© Agence Rudy Ricciotti)

圖 33 法國 Enrico Navarra 美術館 (Rudy Ricciotti 建築師) [55,33,34,56]

建於 2008 年的法國 Sedan 市政廳與在巴黎左岸的 ZAC 公寓則可看到超高性能纖維混凝土多孔元件的例子，使光線巧妙地進入內部空間（見圖 34），可捕獲光的微妙厚度變化。其中，ZAC 公寓中的建模工作，利



光線巧妙地進入內部 (© Philippe Ruault)      ZAC 公寓的外牆元素 (© Betsinor)      填充面粗糙 (© Philippe Ruault)

圖 34 法國 ZAC 公寓 (Badia-Berger 建築師)<sup>[55]</sup>

用超高性能纖維混凝土優異的力學性能，由 15 m<sup>2</sup> 的 50% 中空超高性能纖維混凝土板所組成。

如圖 35 之陽台與樓梯，均採用超高性能纖維混凝土所製成，其剪力需求低於 5 MPa，不需設計剪力鋼筋，其中，建築師為了增加美觀會以白色砂砂取代配比中的傳統砂砂，使超高性能纖維混凝土能有白色外觀。

由 Rudy Ricciotti 所設計的歐洲與地中海文化博物館 (Museum of European and Mediterranean Civilizations)，如圖 36，坐落在河堤旁，必須能抵抗風力，且位在法國地震帶上。此博物館使用多元的超高性能纖維混凝土結構元素所建築完成，包含博物館內大跨距的超高性能纖

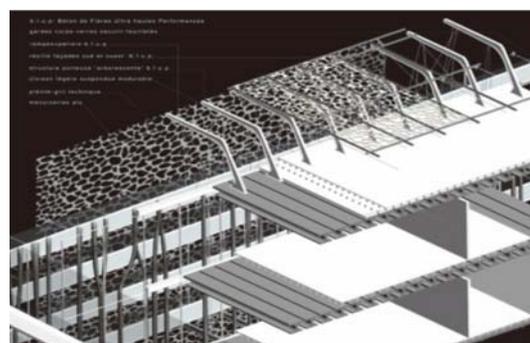


(a) 超高性能纖維混凝土陽台與柱      (b) 超高性能纖維混凝土陽台      (c) 超高性能纖維混凝土樓梯 (牆未支撐樓梯)

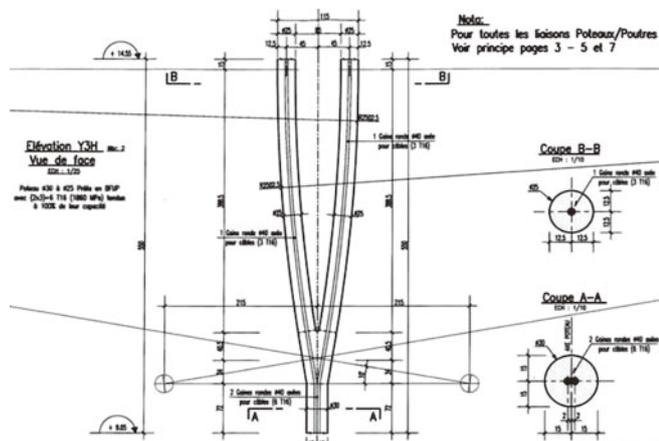
圖 35 超高性能纖維混凝土於陽台與樓梯應用<sup>[57-60]</sup>



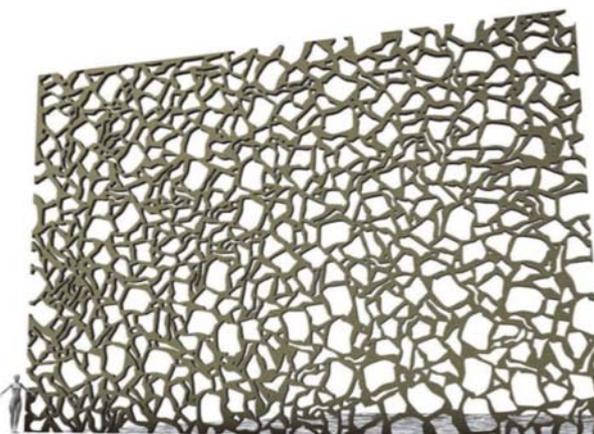
(a) 博物館外觀



(b) 超高性能纖維混凝土外層帷幕與支撐



(c) Y 型超高性能纖維混凝土柱



(d) 超高性能纖維混凝土外層帷幕元素

圖 36 法國歐洲與地中海文化博物館<sup>[33,34]</sup>

維混凝土預力梁與結構柱（圖 33.5），其中部分柱外型採樹狀分支，如圖 36(c)，設計時須考慮挫曲和彎矩，柱本身設計有預力鋼腱，並設計可耐火時間達 1.5 小時。此外，博物館外層帷幕設計成網狀圖形（圖 36(d)），也是由超高性能纖維混凝土製成，此圖形採數學隨機亂數原理所描繪，而連結博物館外圍與內部的人行橋柵欄與行走通道板也是採用超高性能纖維混凝土所製成。

建造於 2001 年的法國 Bourg-lès- Valence 橋梁（圖 37(a)），為世界上第一座超高性能纖維混凝土公路橋梁，且布爾萊瓦朗克橋、高速鐵路烏爾克運河跨越橋（見圖 37(b)）、米洛高架橋收費亭（見圖 37(c)）以及多項建築產品（見圖 37(d-e)）亦均使用超高性能纖維混凝土於結構或補強目的。



(a) 法國 Bourg-lès- Valence 橋梁 [33,34]



(b) 高速鐵路烏爾克運河跨越橋 [61]



(c) 米洛高架橋收費亭 [62,63]



(d) 荷蘭超高性能纖維混凝土街道設施



(e) 超高性能纖維混凝土建築元素（Rudy Ricciotti 建築師）

圖 37 超高性能纖維混凝土之其他應用

## 結論

使用高性能纖維混凝土取代傳統混凝土材料所製成之結構構件，可有效提高結構構件之耐久性與服務年限，包含：抵抗反覆載重之疲勞行為、減少混凝土開裂滲透、降低鋼筋腐蝕機會、抑制塑性乾縮裂縫生成、以及減低潛變量等，因而可以有效減少日後維護、修繕及補強等相關時間與成本。高性能纖維混凝土除了力學行為上之優異性能，其材料配比中，採用永續綠色材料，如飛灰、爐石及矽灰等，因此為一種具有高性能力學性質之永續綠色建材，並已成為近年來國際土木工程中極受矚目之未來新型材料。高性能纖維混凝土的成功開發與廣泛應用，帶來混凝土科技一項嶄新的突破，藉由高性能纖維混凝土的使用，不僅可使得結構構件更輕、更薄、更具有耐久性，亦可有效降低施工時間，提升工程效率，此外，藉由高性能纖維混凝土之使用可有效減少橫向鋼筋之使用，並簡化鋼筋設計與施工，這些優勢將成為研究高性能纖維混凝土的助力。本文介紹了高性能纖維混凝土之廣泛應用，包含結構工程、地震工程、修復補強、減少環境衝擊、鋪面工程、橋梁與隧道交通工程、衝擊與爆炸防護、結構與非結構建築元素等，雖然目前許多混凝土科技先進國家均已發布高性能纖維混凝土使用與設計相關之建議手冊，未來仍需全球性的共同設計規範，使工程界能廣泛使用這項新型混凝土材料，此外，高性能纖維混凝土之產製流程，仍須仰賴專業人員的管控，以達良好與穩定之生產品質。台灣日後仍需持續透過密切之產官學合作，以逐步建立高性能纖維混凝土完整之生產與應用模式。當前僅是高性能纖維混凝土發展與應用的非常早期，在未來時間中，可以預期這項多功能混凝土材料將更快速進入並影響整個建築相關產業。

## 誌謝

本文作者感謝亞東預拌混凝土股份有限公司，與其永康預拌廠人員所提供之材料與人力，協助參與超高性能纖維混凝土之開發。亦感謝科技部與國家地震工程研究中心所提供之研究經費，以及作者所參與之國家地震中心高強度混凝土（New RC）研究團隊於高強度混凝土議題上之珍貴討論與意見。

## 文獻資料

- Hung, C. C. and Su, Y. F. (2013), "On modeling coupling beams incorporating strain-hardening cement-based composites," *Computers and Concrete*, Vol. 12, No. 4, pp. 565-583.
- Hung, C. C., Su, Y. F., and Yu, K. H. (2013), "Modeling the shear hysteretic response for high performance fiber reinforced cementitious composites," *Construction and Building Materials*, Vol. 41, pp. 37-48.
- Kim, K. and Parra-Montesinos, G. J. (2003), "Behavior of HPRC low-rise walls subjected to displacement reversals," *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 4)*, pp. 505-515.
- Lequesne, R. D., Setkit, M., Kopczynski, C., Ferzli, J., Cheng, M.-Y., Parra-Montesinos, G., and Wight, J. K. (2011), "Implementation of high-performance fiber reinforced concrete coupling beams in high-rise core-wall structures," *ACI Special Publication, SP-280*, pp. 94-105.
- Lequesne, R. D., Setkit, M., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2009), "Seismic detailing and behavior of coupling beams incorporating high-performance fiber reinforced concrete," *Antoine E. Naaman Symposium Four decades of progress in prestressed concrete, fiber reinforced concrete, and thin laminate composites, SP-272*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. 14, pp. 205-222.
- Li, V. C., Lepech, M., Wang, S., Weimann, M., and Keoleian, G. (2004), "Development of green ECC for sustainable infrastructure systems," *Proceedings of Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology*, Beijing.
- Parra-Montesinos, G. J. (2003), *HPFRCC in earthquake resistant structures: Current knowledge and future trends. High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 4 (HPFRCC 4)*, Proceedings of the Fourth International RILEM Workshop, Naaman AE and Reinhardt HW, eds, RILEM Publications SARL, Cachan Cedex, France, pp. 453-472.
- Park, S. H., Kim, D. J., Ryu, G. S., and Koh, K. T. (2011), "Tensile behavior of ultra high performance hybrid fiber reinforced concrete," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 34, pp. 172-184.
- 洪崇展、曾柏庭、游文吉、黃忠良 (2011)，「使用高性能纖維混凝土於耦合結構牆以提升地震行為表現之有效性」，*結構工程*，第 26 卷，第 4 期，第 3-16 頁。
- 洪崇展、陳弘錡 (2015)，高強度鋼筋加勁超高性能纖維混凝土低矮型結構牆之反覆載重行為。
- Hung, C. C. and El-Tawil, S. (2011), "Seismic behavior of a coupled wall system with HPFRCC materials in critical regions," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 12, pp. 1499-1507.
- Hung, C. C. and Chen, Y. S. (2016), "Innovative ECC jacketing for retrofitting shear-deficient RC members," *Construction and Building Materials*, Vol. 111, pp. 408-418.
- Hung, C. C., Yen, W. M., and Yu, K. H. (2016), "Vulnerability and improvement of reinforced ECC flexural members under displacement reversals: Experimental investigation and computational analysis," *Construction and Building Materials*, Vol. 107, pp. 287-298.
- Hung, C. C. and Su, Y. F. (2016), "Medium-term self-healing evalu-

- ation of Engineered Cementitious Composites with varying amounts of fly ash and exposure durations,” *Construction and Building Materials*, Vol. 118, pp. 194-203.
15. Hung, C. C. and Yen, W. M. (2014), “Experimental evaluation of ductile fiber reinforced cement-based composite beams incorporating shape memory alloy bars.” *Procedia Engineering*, Vol. 79, pp. 506–512.
  16. Hassan A.M.T, Jones S.W., Mahumd G.H. (2012), Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). *Construction and Building Materials*. 37, pp. 1–9.
  17. Baroghel-Bouny V. (ed.) (2004), *Conception des Bétons pour une Durée de vie Donnée des Ouvrages*, Association Française de Génie Civil.
  18. Velez, K., Maximilien, S., Damidot, D., Fantozzi, G., and Sorrentino, F. (2001), “Determination by nanoindentation of elastic modulus and hardness of pure constituent of Portland cement clinker,” *Cem. Concr. Res.*, Vol. 31, No. 4, pp. 555–561.
  19. Ulm, F. J. et al. (2007), “Statistical indentation techniques for hydrated nanocomposites: Concrete, bone and shale,” *J. Am. Ceram. Soc.*, Vol. 90, pp. 2677-2692.
  20. Constantinides, G., Ravi, Chandran, K. S., Ulm, F. J., and Van, Vliet K. J. (2006), “Grid indentation analysis of composite microstructure and mechanics: Principles and validation,” *Mat. Sc. Eng.*, Vol. A 430, No. 1-2, pp. 189-202.
  21. Constantinides, G. and Ulm, F. J. (2007), “The nanogranular nature of C-S-H,” *J. Mech Phy. Solids*, Vol. 55, pp. 64–90.
  22. Hung, C. C. and Chueh, C. Y. (2016), “Cyclic behavior of UHPFRC flexural members reinforced with high-strength steel rebar,” *Engineering Structures*, Vol. 122, pp. 108-120.
  23. Hung, C. C. and Li, S. H. (2013), “Three-dimensional model for analysis of high performance fiber reinforced cement-based composites,” *Composites Part B: Engineering*, Vol. 45, No. 1, pp. 1441-1447.
  24. Lequesne, R. D., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2009), “Seismic detailing and behavior of coupled- wall systems with high-performance fiber-reinforced concrete,” *ACI Special Publication*, SP-265, pp. 1-18.
  25. Kim, D. J., El-Tawil, S., and Naaman, A. E. (2009), “Rate-dependent tensile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composites,” *Materials and Structures*, Vol. 42, No. 3, pp. 399–414.
  26. Naaman, A. E. and Reinhardt, H. W. (2006), “Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response,” *Materials and Structures*, Vol. 39, No. 5, pp. 547–555.
  27. Parra-Montesinos, G. J. (2005), “High-performance fiber reinforced cement composites: An alternative for seismic design of structures,” *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, pp. 668–675.
  28. Parra-Montesinos, G. J., Canbolat, B. A., and Jeyaraman, G. (2006), “Relaxation of confinement reinforcement requirements in structural walls through the use of fiber reinforced cement composites,” 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA.
  29. Kesner, K. E. and Billington, S. L. (2005), “Investigation of infill panels made from engineered cementitious composites for seismic strengthening and retrofit,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 11, pp. 1712-1720.
  30. Li, V. C. (2003), “On engineered cementitious composites (ECC) – A review of the material and its applications,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, No. 3, pp. 215-230.
  31. Parra-Montesinos, G. J. and Chompreda, P. (2007), “Deformation capacity and shear strength of fiber reinforced cement composite flexural members subjected to displacement reversals,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 3, pp. 421–431.
  32. Pigeon, A., Charlon, P., Sale, R.-G., and Novarin, M. (2007), “Renforcement du tablier du Pont sur l’Huisne Le Mans,” *Travaux*, No. 839, pp. 49–54.
  33. AFGC (2002), “Bétons fibrés à ultra-haute performances (Ultra high performances fibre reinforced concretes),” SETRA – Service d’étude technique des routes et autoroutes, AFGC - Association française du génie civil, Interim Recommendations, p. 152, France.
  34. AFGC (2002), Interim recommendations, Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, AFGC, Paris.
  35. Resplendino, J., et al. (2006), “Construction of an overpass on the highway A51 in box made of prestressed concrete high-performance fibre (BFUP),” *The Second International Fib Congress*, Naples.
  36. Vinci Prize 2005, Project No. 096, An overpass at all levels, 2005.
  37. Japan Society of Civil Engineers (2004), *Guidelines for the Design and Construction of Ultra High Strength Fibre Reinforced Concrete*, JSCE.
  38. AS 3600-2001, *Concrete Structures*, Standards Australia, Sydney, Australia, 2001.
  39. Wight, G., Reberntrost, M., and Cavill, B. (2007), “Designing bridges with Ductal® reactive powder concrete,” *Proceedings of the 23rd Biennial Conference*, Concrete Institute, Adelaide, Australia, pp. 249-258.
  40. Freytag, B., Reichel, M., Sparowitz, L., Heinzle, G., and Santner, G. (2009), “Full-scale experiment bridge WILD - Design of an UHPC arch bridge based on experiments,” (in German), *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 104, No. 3, pp. 134-144.
  41. Bierwagen, D. and McDonald, N. (2005), “Ultra high performance concrete highway bridge,” *Proc. Precast/Prestressed Concrete Institute National Bridge Conference*, Palm Springs.
  42. Graybeal, B. (2010), “Behavior of ultra-high performance concrete connections between precast bridge deck elements,” *Proc., Concrete Bridge Conference*, Phoenix, Arizona, p. 13.
  43. Graybeal, B. (2009), *Structural Behavior of a Prototype Ultra-High Performance Concrete Pi-Girder*, National Technical Information Service Report No. PB2009-115495, p. 145.
  44. Garcia, H. (2007), *Analysis of an Ultra-High Performance Concrete Two-Way Ribbed Bridge Deck Slab*, National Technical Information Service Report No. PB2007-112112, National Technical Information Service, Washington DC.
  45. Toutlemonde, F., Resplendino, J., Sorelli, L., Bouteille, S., and Brisard, S. (2005), “Innovative design of ultra-high performance fiber-reinforced concrete ribbed slab: Experimental validation and preliminary detailed analyses,” 7th Int. Symp. HSC/HPC, Washington DC, USA, ACI SP-228, SP 228-76, pp. 1187-1206.
  46. Jungwirth, J. (2006), *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*, thesis, EPFL Lausanne.

47. Ngo, T., Mendis, P., Lam, N., and Cavill, B. (2005), "Performance of ultra-high strength concrete panels subjected to blast loading," The 2005 Science, Engineering and Technology Summit, Canberra, Australia.
48. Gupta, A., Mendis, P., Ngo, T., and Rebstrost, M. (2006), "Modelling localised response of steel fibre reinforced ultra high-strength concrete panels under high velocity impact," Australasian Conference of Materials and Structural Mechanics, Christchurch, New Zealand.
49. Dutilloir, F., Thibaux, T., Cadoret, G., and Birelli, G. (1998), "BSI: A new, very high performance concrete. Initial industrial application," La technique française du béton/The French Technology of Concrete, XIII<sup>e</sup> FIP Congress, Amsterdam, pp. 25-32.
50. Matsuoka, A. and Nishiba, T. (2007), "Irrigation channel repair work using ultra-high-strength fiber reinforced concrete panels," Journal of the Japanese Society of Irrigation Drainage and Reclamation Engineering (JSIDRE), Vol. 75, No. 1, pp. 29-30.
51. Vande Voort, T., Suleiman, M., and Sritharan, S. (2008), Design and Performance Verification of UHPC Piles for Deep Foundations, Final Report to Iowa Highway Research Board, IHTB Project TR-558, Center for Transportation Research and Education, Iowa State University, Ames, Iowa.
52. Harryson, P. (2003), "High performance joints for concrete bridge applications," Structural Engineering International, Vol. 13, No. 1.
53. Perry, V., Scalzo, P., and Weiss, G. (2007), "Innovative field cast UHPC joints for precast deck panel bridge superstructures CN overhead bridge at Rainy Lake, Ontario," 2007 Concrete Bridge Conference, US.
54. De Larrard, F., Garcin, O., Hammoum, F., and Travers, F. (2005), "Preliminary tests on a hydraulic surface dressing for wearing courses with a long life, Technical note," Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 258-259, pp. 121-128.
55. Behloul, M. and Arsenault, J. (2007), "Ductal®: A durable material for durable structures," Proc. CONSEC'07, Tours, Toutlemonde F. (ed.), pp. 951-958.
56. CSTB, "Essais d'imperméabilité menés au CSTB, rapport d'essais n° EEM 08 26015708-1 concernant des essais d'imperméabilité sur des éprouvettes de Ductal® FM (Premix G3)," CSTB (2008).
57. Reargos (2009), "Brise soleil en Ductal® à Clichy-la-Garenne: Une précision géométrique," Creargos, April 11, (Available at: [www.creargos.com/wps/portal/Creargos/realisations/reportage/vueensemble?path=/LAF\\_Ctg\\_Realisation\\_CR@LAF\\_Hierarchie\\_Realisation\\_CR/2/28](http://www.creargos.com/wps/portal/Creargos/realisations/reportage/vueensemble?path=/LAF_Ctg_Realisation_CR@LAF_Hierarchie_Realisation_CR/2/28), accessed 8.13.09).
58. AARUP B, CRC JointCast, a technical note that can be downloaded from the documentation page at [www.crc-tech.com](http://www.crc-tech.com).
59. AARUP B, CRC – a description, a technical note that can be downloaded from the documentation page at [www.crc-tech.com](http://www.crc-tech.com).
60. Rom, L., Ellegaard, P., and Aarup, B. (2005), "Slender CRC columns," Nordic Concrete Research, Vol. 34, No. 2, (also available for download following [www.crc-tech.com](http://www.crc-tech.com)).
61. Thibaux, T. (2005), "La Recherche sur les BFUP vers un nouveau mode de construction," Travaux, No. 821, pp. 31-34.
62. Hajar, Z., Simon, A., Thibaux, T., and Wyniecki, P. (2004), "Construction of an ultra-high performance fibre-reinforced concrete thin-shell structure over the Millau Viaduct toll gates," fib Symposium, Avignon (France), p. 236.
63. Dolo J.-M., Hajar, Z., Simon, A., Thibaux, T. (2005), Special issue "Viaduc de Millau," Travaux, No. 816, pp. 77-80. 



本文第一作者洪崇展教授，任職於國立成功大學土木工程學系。洪崇展教授 2001 年於國立成功大學土木工程系取得大學學位，並進行輕質材料之碩士論文研究，隨後前往行政院公共工程委員會，展開為期兩年的服務。2005 年赴美於 University of Michigan, Ann Arbor 攻讀土木工程博士學位，研究領域包含纖維混凝土、中高層 RC 耦合結構牆抗震系統、以及結構修復與補強。除了博士學位，於美期間，亦獲得機械工程碩士學位，其主要領域為智慧型材料與結構。2010 年，返國於國立中央大學土木工程系擔任助理教授，並於 2014 年轉任於國立成功大學土木工程系擔任副教授，2016 年升任教授。

洪崇展教授的研究目標為透過先進混凝土材料與結構之整合，提升混凝土建設於強烈地震與其他自然或人為災害下之安全性，以達成永續混凝土建設。研究興趣在開發新型混凝土材料與結構、並評估其在不同災害下之行為、以及發展有效之 RC 結構修復與補強方法。近十年來，主要專注於新型高強度與高韌性混凝土，相關研究成果，已發表逾 20 篇國際期刊文章。除了校內工作，洪崇展教授亦積極協助業界開發新型混凝土材料與應用，並與亞東混凝土預拌廠合作，完成高流動性—超高性能纖維混凝土之大型產製與灌漿作業。

洪崇展教授亦投入國內外相關學術委員會，目前為中華民國結構工程學會—超強度鋼筋混凝土結構委員會之委員，台灣混凝土學會—非破壞性檢測技術委員會之副主任委員，台灣混凝土學會—抗耐震混凝土結構發展技術委員會之主任委員，美國土木工程師學會與混凝土學會之委員。除獲邀擔任美國第一屆國際高性能混凝土研討會之國際諮詢委員，目前亦擔任美國土木工程師學會—結構工程期刊 (ASCE Journal of Structural Engineering, SCI) 之副主編。近期獲得之獎項包含科技部優秀年輕學者獎 (2015)、Engineering Structures (SCI) 國際期刊之傑出審查 (2015)、國立成功大學工學院明日之星 (2015)、國立中央大學傑出研究獎 (2014)、國立中央大學工學院教學優良教師獎 (2013)、國立中央大學優良專項輔導導師獎 (2012)。



# 新世代耐震材料—高流動性應變硬化 鋼纖維混凝土的研發及應用

廖文正／國立臺灣大學土木工程學系副教授

高流動性應變硬化鋼纖維混凝土為近年來台灣大學研發之高韌性新世代耐震材料，其同時擁有自充填混凝土在新拌時的自充填超高流動性，及高性能纖維水泥質複合材料受直拉作用時，呈應變硬化之卓越力學性質。未來台灣在走向使用高強度混凝土的高層鋼筋混凝土建築時，為因應高強度混凝土偏脆性的破壞模式及底層柱將承受極大軸壓的考驗，美國混凝土學會（American Concrete Institute, ACI）於2014年出版的結構混凝土建築規範（ACI 318-14）已要求比台灣現行規範需要更多的橫向鋼筋來確保柱構材的韌性，此項變革將會使未來柱子鋼筋綁紮及澆置施工難度大幅提高；而有梁主筋穿過的梁柱接頭之鋼筋配置將更加複雜而困難。由國家地震工程研究中心相關實尺寸（柱及梁柱接頭）反復載重試驗結果發現，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土可有效取代橫向鋼筋，除了柱構材的橫向鋼筋可放大到有效深度的一半外，在梁柱接頭內甚至可以完全不需配置橫向鋼筋。高流動性應變硬化鋼纖維混凝土優異的工程力學行為（高軸力下極限變形容限、高剪力強度、拉力應變韌性、高消能容限等），將有助提昇建物抗震表現、提高材料效率、減少箍筋使用、抑制裂縫生成及增加變形損傷容限，達到永續發展及防災耐震的目標。

## 前言

混凝土為全球應用最廣泛的營建材料，其具有經濟性、耐火性、易塑性、高抗壓性等優點，但其抗張強度卻僅約抗壓強度十分之一，並有脆性破壞及抗張延展性差的先天缺陷。藉由添加纖維來改善混凝土力學質已在近二三十年來普遍應用，並針對應用標的不同，調整添加纖維的數量、材質和種類。添加纖維體積比愈高，相對增加的拉力強度及韌性也愈高；然而，高鋼纖維量的添加，卻同時讓工作性巨幅降低，增加了施工的難度，也相對造成混凝土的不均勻性及硬固品質的不確定性。

為了克服水泥質材料受拉時呈現的低強度脆性破壞，Berard 早就在 1874 年就提出在混凝土中添加纖維的想法，這也是從基本體質上改善水泥質材料的濫觴；但

直至 1960 年初 Romualdi 與 Mandel 成功使用鋼纖維大幅改善混凝土力學性質，才讓鋼纖維混凝土真正受到世界廣泛注意及開始蓬勃發展。接續更有其他學者添加不同類型的纖維（如英國學者 Majumdar 與 Ryder 添加玻璃纖維）及提出纖維混凝土基礎理論分析研究。除了成功帶起纖維混凝土相關研究起飛外，Romualdi 與 Mandel 更以破壞力學的觀點切入纖維混凝土受拉時的應力應變關係；Naaman 在 1972 年時以添加未經表面處理的鋼製短纖，整理出了一系列鋼纖維水泥質複合材料在不同纖維含量下的拉力及變形關係（圖 1）。由於纖維較短、與水泥漿體間握裹較弱，該實驗即便在添加了 3% 體積含量的纖維，仍只呈現應變軟化的行為，但已大幅改善過去水泥質材料受拉初裂即斷裂的脆性破壞樣態。

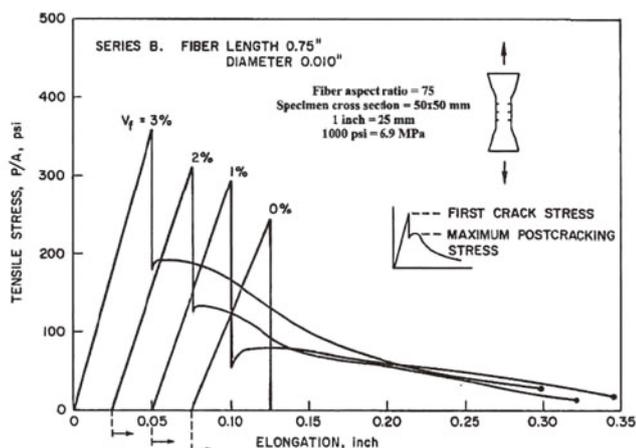


圖 1 Naaman 於 1972 年發表之鋼纖維水泥質複合材料拉力－變形關係圖

## 混凝土也能應變硬化

隨著愈來愈多關於纖維水泥質複合材料受拉行為的討論，〔應變硬化，strain hardening〕這個名詞首度在 1978 年 RILEM Symposium on Testing and Test Methods of Fiber Cement Composites 由 Kaperkiewickz 提出，用來描述纖維水泥質複合材料的受拉行為：“What is much more important is that the aligned fibers give quite substantial ductility and a kind of strain hardening characteristic to the composite”。至此，纖維混凝土可依受直拉行為不同分為應變軟化及應變硬化二大類。

如圖 2 所示，在受直接拉力作用下，應變軟化纖維混凝土在初裂後雖不至馬上破壞，但其拉力強度卻於初裂後有一陡降，並隨著裂縫增大而緩步降低，即為所謂的應變軟化。相反地，應變硬化纖維混凝土拉力強度在初裂後持續增加，這也意味著初裂裂縫在纖維橋接效應下抗拉強度較其他未開裂部分要高，故會伴隨著多重裂縫產生。

Naaman 於 1996 年提出了藉著添加纖維並最佳化漿體及纖維間的握裹關係，以達到受直接拉力時能呈現類似鋼材般的應變硬化行為。Naaman 更進一步將能呈現直拉應變硬化的力學行為定義為高性能（High Performance），而具受拉力應變硬化的纖維水泥質複合材料，即稱為 High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)。

雖然纖維的添加有助於提高混凝土抗拉強度及韌性，甚至達到受拉呈現應變硬化的高性能行為，但纖維

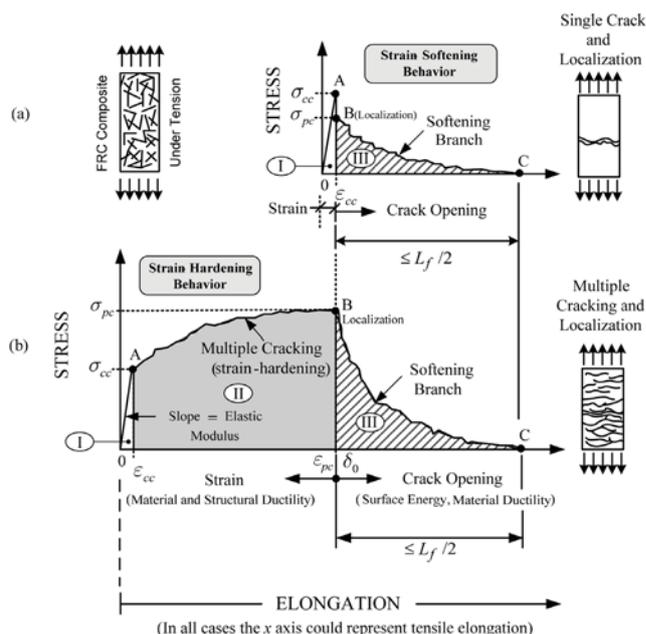


圖 2 受直接拉力，應變軟化及應變硬化纖維水泥質複合材料之應力應變比較

卻也會同時降低混凝土的流動度及工作性，造成施工上的困難及工程品質的降低。

筆者近年來以自充填混凝土為設計基材，透過改善粒料級配及漿體強度，並添加適量鋼纖維，已成功研發一系列針對不同強度需求之高流動性應變硬化鋼纖維混凝土。其鋼纖維（hooked,  $L = 30$  mm, aspect ratio = 80）體積含量為 1.5 到 2.0%，抗壓強度範圍從 35 至 105 MPa，坍流度直徑約為 600 mm。在直拉試驗中，不同於普通混凝土的脆性破壞，也呈現了應變硬化的力學性質，並伴隨著多重裂縫產生。與傳統 HPFRCC 相比，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土設計配比中保有了粗粒料，更具經濟性、體積穩定性及廣泛應用於實務工程上的可能性。

## 高流動性應變硬化鋼纖維混凝土配比設計原理

高流動性鋼纖維混凝土之配比主要依據最小孔隙理論，配合堆積觀念，調整漿體性質達到所需之強度及工作度要求。配比設計除了水泥質漿體部分（抗壓強度與工作性）外，纖維量的添加更是硬固後受拉是否能呈現應變硬化的關鍵。台灣本土化配比設計除了以筆者在美國研發相關材料的配比为參考基準，搭配緻密配比理論進行配比改良。緻密配比理論主要是在粒料架構上依序

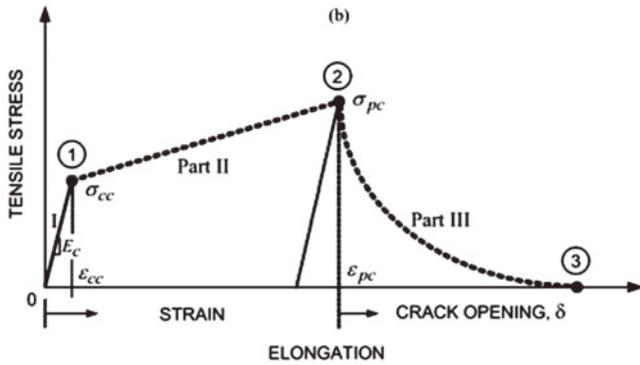


圖 3 受拉應變硬化之應力應變曲線圖

以較小級配顆粒填塞較大級配之孔隙，使粒料顆粒互相填塞堆積，得到最佳化緻密堆積。而鋼纖維的添加是以前其替代粗、細粒料搭配法為基礎，此方式是將鋼纖維以等體積替代粗、細粒料，但保持粗、細粒料相對比率不變（即砂率不變）。

根據過去自充填混凝土相關研究顯示，建議單位粉體量不宜低於 400 kg/m<sup>3</sup>，否則工作性不易達到要求。粗粒料單位用量對工作性具有絕對之影響力，較低之粗粒料含量，增加了粒料間的相對距離，減低摩擦產生之內應力，可有效地增加障礙通過性。粗粒料之大小也是另一重要參數，粗粒料的尺寸應為纖維長度的三分之一，才能確保鋼纖維能將粒料包圍，使得應變硬化行為能完全發展。砂率對工作性也有顯著影響，當砂率小時，容易產生材料析離現象。強塑劑為達成流動性目標之必備摻料。

攸關硬固混凝土力學性質的纖維添加量則取決於受拉應變硬化最小纖維添加量；應變硬化為水泥質纖維複合物受拉時開裂後強度大於初裂強度，受拉應變硬化最小纖維添加量則是欲達到應變硬化，所需要添加的最小纖維量。

當考慮纖維混凝土材料中的纖維是三維隨機分布的狀況下，假定在材料受拉力作用下發生開裂時，裂縫會沿著受力方向發展，並假定開裂面上之纖維斷面為圓形切面，可用下式表示纖維混凝土材料的初始開裂拉力強度，如圖 3 中初裂的點 1。式中以純混凝土極限拉力強度為基礎，再配合水泥砂漿對纖維握裹強度，考慮纖維含量、種類與其分布狀況，求出纖維混凝土材料之初始開裂拉力強度。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha\tau V_f \frac{L}{d}$$

其中：

$\sigma_{cc}$  = 初始開裂拉力強度

$\sigma_{mu}$  = 純混凝土極限拉力強度

$V_f$  = 纖維添加含量

$\alpha$  = 纖維分布狀況、交錯密度影響係數

$\tau$  = 水泥砂漿對纖維握裹強度

$\frac{L}{d}$  = 纖維長徑比（長度／直徑）

推導後開裂拉力強度的假設如下：(1) 裂縫中纖維的破壞為拉拔模式，(2) 沿著裂縫上水泥砂漿的拉力貢獻可忽略，(3) 裂縫垂直於拉伸應力方向。在開裂後，脆性材料的水泥砂漿不提供拉力強度，拉力強度全部由鋼纖維與水泥砂漿間的拉拔行為提供。

後開裂拉力強度主要由水泥砂漿對纖維握裹強度求出，並考慮纖維拉出之行為為特性，如數量、角度與強度等，以及纖維含量、種類與分布狀況。

$$\sigma_{pc} = \lambda\tau \frac{L}{d} V_f$$

其中：

$\sigma_{pc}$  = 後開裂拉力強度

$\lambda$  = 纖維分布狀況、角度、數量、拉出長度影響係數

初始開裂拉力強度與後開裂拉力強度的預測公式很早就被提出來，僅在係數上有些微不同。經由將後開裂拉力強度延伸為開裂極限拉力強度，整個拉力行為從初始開裂後，其拉力強度繼續向上發展，之後達到開裂後期時才達到極限拉力強度。換言之，後開裂拉力強度為其極限拉力強度，所以必須大於等於初始開裂強度；故利用上面兩式進行推導即可得到發展拉力應變硬化行為的關鍵：最小纖維添加量演算公式。

由於

$$\sigma_{pc} \geq \sigma_{cc}$$

代入上列兩式可得：

$$\lambda\tau \frac{L}{d} V_f \geq \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha\tau V_f \frac{L}{d}$$

最後可得到下式

$$V_f \geq (V_f)_{\text{cri-tension}} = \frac{1}{1 + \frac{\tau}{\sigma_{mu}} \frac{L}{d} (\lambda - \alpha)}$$

故可由水泥砂漿對纖維握裹強度、純混凝土極限拉力強度、纖維本身特性，以及添加纖維後的影響因素，來求出最小纖維添加量，便可設計能發展出拉力應變硬化與多重裂縫行為之纖維混凝土。

## 高流動性應變硬化鋼纖維混凝土於台灣 New RC 結構系統的應用

1988 至 1992 年間起日本建設省推行 New RC Project，其將 RC 之鋼筋與混凝土材料強度，分別提升至降伏強度 685 MPa（約為目前國內常用鋼筋強度之 1.7 倍）與抗壓強度 70 MPa（約為目前常用混凝土 3 倍強度）。從 1995 年開始，RC 建築之使用材料強度大幅度提升，直到今日更蓬勃發展，截至 2007 年底，在日本已有超過 500 棟以上使用 New RC 建造的超高層建築物。日本於 2009 年興建完成一棟 59 層 New RC 建築，其最高鋼筋與混凝土材料強度分別採用 685 MPa 與 150 MPa，此證實 New RC 應用於超高層建築之可行性。「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構系統研發」(Taiwan New RC 計畫) 研究的主要目標為發展台灣本土化之相關設計，未來以政府為主的都市更新案區域面積達 2,605 公頃，其中 1/3 區域將用於建築物興建，若採用 Taiwan New RC 系統，預期將有效率地提高都市建築的利用效率，減小構件尺寸，增加綠地面積，進而提升都市居住環境品質，並可落實節能減碳與環境永續發展之國家發展基本政策。惟 Taiwan New RC 應用在高層建築上，仍需克服高強度混凝土偏脆性的破壞模式及底層柱將承受極大軸壓的考驗。根據規範，通常以增加箍筋量等來達到設計強度及韌性，但也因此鋼筋綁紮會過於密集繁雜，而造成施工困難。

筆者目前主要研究是應用高流動性應變硬化鋼纖維混凝土於 New RC 結構物構件 (圖 4)，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土在新拌時具接近自充填混凝土的工作性，硬固時受直拉作用下則有應變硬化之優異力學表現。未來計畫將其應用於需較大損傷容限的部分或構件，包括耦合剪力梁、梁端塑鉸區、梁柱接頭、高軸力柱、柱塑鉸區，希冀以其高剪力強度、高圍束效益，能直接取代箍筋，簡化斷面配筋設計。

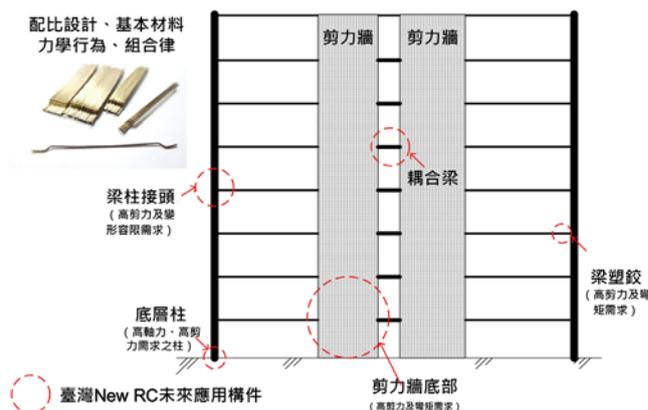


圖 4 高流動性應變硬化鋼纖維混凝土可應用於 New RC 結構物之構件

### 承受高軸壓之底層柱

未來台灣新型高強度鋼筋混凝土應用在高層建築之低樓層柱將承受極大軸力，黃世建 (2013) 發現高強度混凝土在受高軸壓時，所需的圍束箍筋量將近原有規範要求的二倍，甫公布的 ACI318-14 (2014) 也針對高強度混凝土在承受高軸壓時的箍筋需求作了對應的調整；以 23 層樓的底層柱實際設計例可以發現 (圖 5)，和現行規範比起來，以 ACI318-14 設計的底層柱不但需要多 70% 的箍筋，而且每根主筋都需橫向鋼筋以耐震彎鉤鉗定，大幅增加施工難度。

實尺寸柱試體 (600 × 600 × 1800 mm) 於國家地震中心在 MATS (Multi-Axial Testing System, 自由度多功能構件試驗系統) 上進行反復側推試驗，MATS 最高能施予 60 MN 的軸力，並在構件底端進行反復側推，其試驗架構如圖 6 所示。此試驗主要是在雙曲率反復側推位移及高軸壓 (軸力高達  $0.57 A_g f'_c$ ) 同時作用下，評估高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱的行為表現，並與高強度鋼

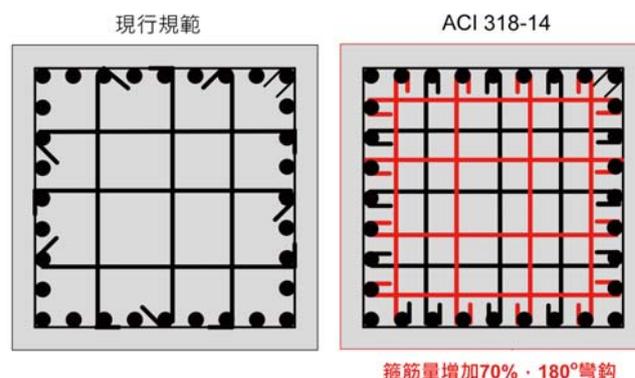


圖 5 現行規範 (左) 及 ACI318-14 (右) 對 23 層樓的底層柱橫向鋼筋配置差異

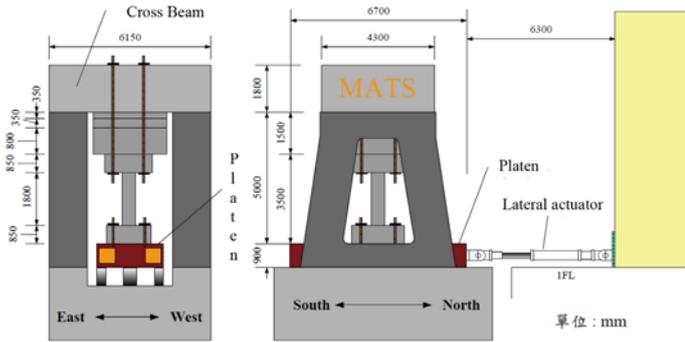


圖 6 實尺寸柱於 MATS 反復側推試驗架構

筋混凝土柱進行比較；除了比較行為差異外，主要是評估以鋼纖維取代箍筋可行性，以放大箍筋間距的方式，探討鋼纖維與箍筋的取代關係，間距最大到規範訂定剪力鋼筋間距最嚴苛的標準（斷面有效深之半， $d/2$ ）。試體設計參數詳見表 1。

本實驗試體之位移能力認定參考 ASCE41-06 (2006)，由試體的遲滯迴圈包絡線，當側力強度進入衰減，側向強度達極限強度的 80% 時，定義此時為試體的目標性能點；耐震韌性能力良好之柱，其位移目標性能點應大於 3.0%。

表 1 底層柱試體設計參數

試體名稱	試體斷面	$\rho_s$ (%)	s (mm)	$V_f$ (%)	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_{yt}$ (MPa)	$\frac{N}{A_g f'_c}$
S140-0 (ACI 318-11)		1.74	140	0	83.4	685 (#8)	785 (#4)	0.57
S140-1.5		1.74	140	1.5	73	685 (#8)	785 (#4)	0.57
S260-1.5		1.46	260	1.5	72	685 (#8)	785 (#4)	0.43

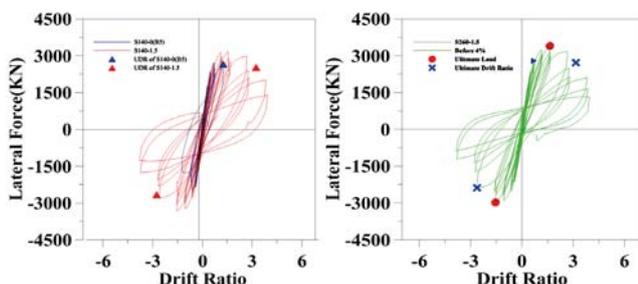


圖 7 S140-0 與 S140-1.5 遲滯迴圈比較 (左) 及 S260-1.5 遲滯迴圈 (右)

由圖 7 實驗結果可以發現，三組試體在側向強度衰減至 80% 極限強度時對應的位移分別為 1.25%、3.23% 及 3.15%；依台灣現行規範及 ACI318-11 圍束設計的高強度鋼筋混凝土試體 S140-0 不符性能要求（若參照 318-14，箍筋間距需從 140 mm 減少至 80 mm），但加入 1.5% 鋼纖維之試體 S140-1.5 可滿足側力衰減 20% 時位移可達 3.0% 之耐震性能標準；另外將箍筋間距放大到  $d/2$  的試體 S260-1.5 也有相同優異的耐震性能。

## 外部梁柱接頭

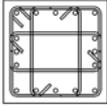
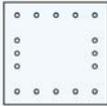
高流動性應變硬化鋼纖維混凝土應用於高強度混凝土梁柱外部接頭之實尺寸試驗，重點為研究添加鋼纖維對高強度混凝土梁柱接頭剪力容量增加與韌性提升。根據 ACI 318-14 規範設計中剪力比之高強度混凝土梁柱接頭試體作為對照組 (LAMV)，並設計接頭部份以體積取代率 1.5% 鋼纖維之高流動性應變硬化鋼纖維混凝土澆置，且不放置任何橫向鋼筋的相同試體 (LAMV\_SF)，二者於接頭處橫向鋼筋配置比較可見圖 8；其試體的梁柱主筋設置等皆與對照組相同以利比較。試體設計參數詳見表 2。

梁柱接頭試體於國家地震中心對試體進行反復側推試驗，其試驗架構如圖 9 所示。先將柱頂的鉸支承裝於 MATS，將試體連同鉸支承之部分鎖於載重平台上，使用螺桿將之鎖於平台孔位上並施加預力。本實驗採制動器推柱不推梁，將試體梁端連接垂直制動器並予以固定，在實驗開始前先施加軸力至預設值，再由側邊之油壓水平制動器施力於試體下方載重平台來進行水平力加載。依照反復側推位移歷程開始施加反復位移側推，量測並計算接頭剪力變形量及梁轉角。



圖 8 LAMV (左) 及 LAMV\_SF (右) 接頭處橫向箍筋配置比較

表 2 外部梁柱接頭試體設計參數

試體名稱	試體斷面 (接頭處)	$\rho_s$ (%)	$V_f$ (%)	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_{yr}$ (MPa)	$\frac{N}{A_g f'_c}$
LAMV		1.0	0	70	685 (#8)	785 (#4)	0.1
LAMV_SF		0	1.5	70	685 (#8)	無橫向鋼筋	0.1

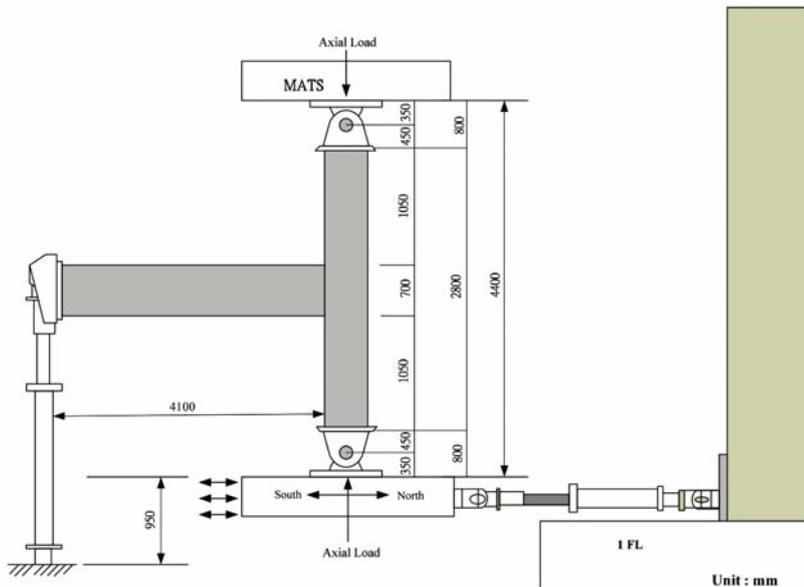


圖 9 外部梁柱接頭於 MATS 反復側推試驗架構

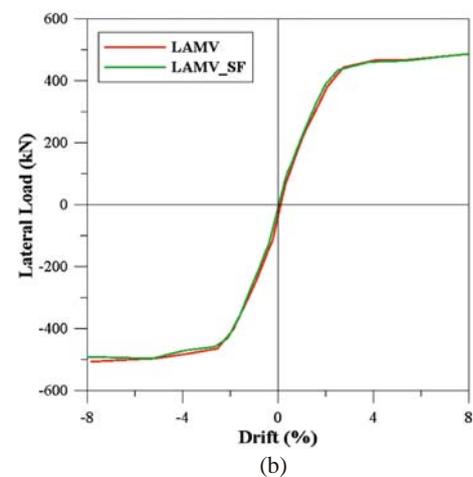
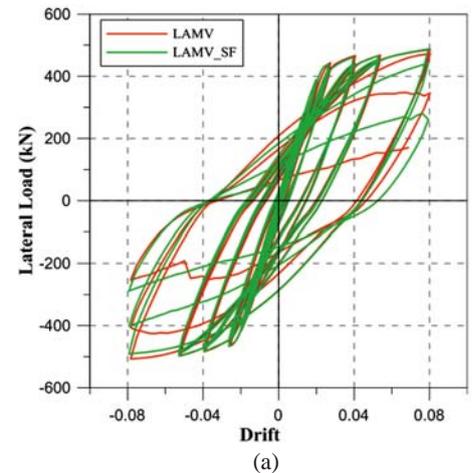


圖 10 LAMV 與 LAMV\_SF (a) 遲滯迴圈及 (b) 包絡線比較

圖 10(a) 及 (b) 分別為 LAMV 與 LAMV\_SF 之遲滯迴圈及包絡線比較圖，從包絡線來看可以發現兩者的初始勁度近乎相同，皆於層間變位角 2% 時進入降伏平台。再觀察遲滯迴圈的部分，單純添加鋼纖維而無配置任何橫向鋼筋的試體 LAMV\_SF 的表現與綁紮緊密橫向鋼筋的試體 LAMV 幾乎一模一樣，迴圈亦相當飽滿，pinching 效應皆不明顯。LAMV 與 LAMV\_SF 最後的破壞模式皆為理想的梁撓曲破壞 (B-type) (圖 11)。此外，相較 LAMV 的裂縫發展狀況，LAMV\_SF 接頭處可見較多重而細微的裂縫，顯見纖維能發揮良好的橋接效應，故在接頭產生裂縫後仍能持續維持剪力強度。

參考規範 ACI 374.1-05 對二支梁柱接頭試體作耐震性能評估，評估指標分別為強度、能量消散及勁度衰減的情形。從評估結果可以看出 LAMV\_SF 即便於接頭處沒有配置任何箍筋，但無論在強度、能量消散及勁度方面皆符合規範要求，於層間變位角 4% 時皆還有持續增

加的趨勢；二者消能情況幾乎一樣，代表鋼纖維取代所有橫向鋼筋仍能提供相同接頭剪力強度，有相同的消能及耐震能力。

### 結論

台灣天然資源有限，混凝土材料的升級發展，是亟需面對的嚴肅課題；除了著重在工程力學行為上，更需進一步思考增加混凝土材料的效益發揮，進而降低生命週期成本。高流動性應變硬化鋼纖維混凝土提供了這樣的可能性：提升混凝土材料的工作性、力學性質、損傷容量及永續指標；而其優良的工作性、抗拉抗剪強度及消能容量，應用在 New RC 構件上，將能進一步簡化配筋設計、縮小構件尺寸。高流動性應變硬化鋼纖維混凝土為極具應用發展潛力的新世代耐震材料，對於台灣混凝土材料和結構的性能全面提昇及降低生命週期成本的永續發展，都將有顯著的助益改善。

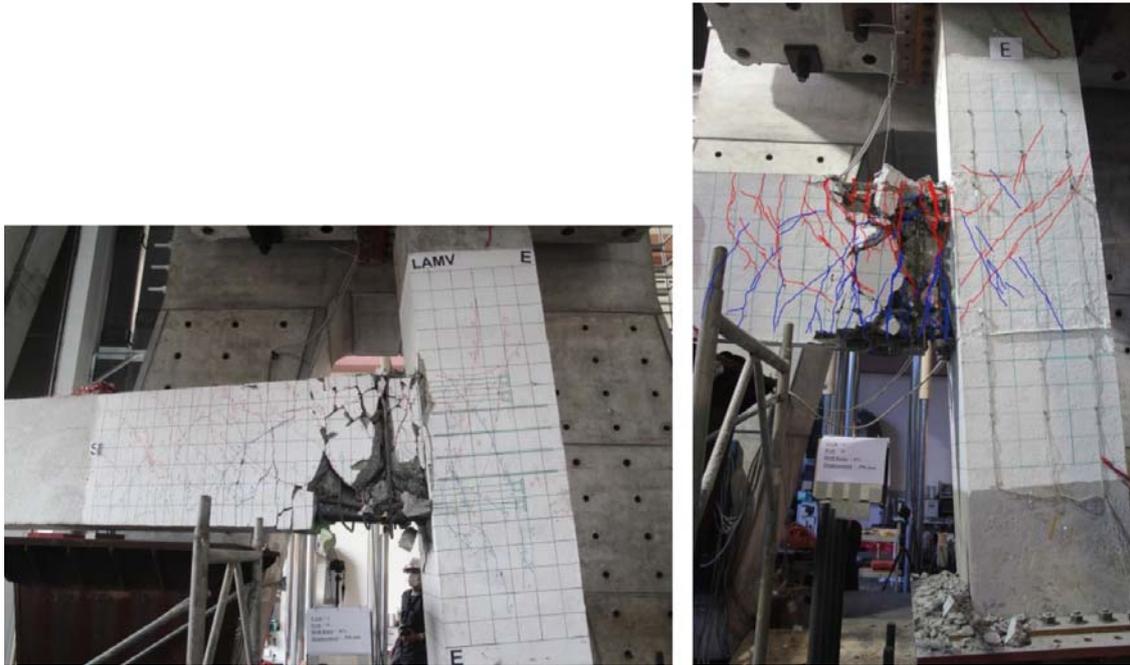


圖 11 LAMV (左) 與 LAMV\_SF (右) 最終破壞狀況

## 誌謝

本文的完成要感謝科技部提供「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構研發—子計畫：高拉力強度彎鉤鋼纖維對高強度混凝土柱於圍束性質及變形容限提升研究 (I)」（計畫編號：103-2625-M-002-009-）及「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構耐震及使用性能研究—子計畫：開孔 RC 隔間牆之損傷評估研究 (I)」（計畫編號：105-2625-M-002-004-）研發經費，還有財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心提供的人員、設備及支援，特此申謝。

## 參考文獻

1. ACI Innovation Task Group 4, 2007, "Report on Structural Design and Detailing for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications (ITG-4.3R-07)," American Concrete Institute, Farmington Hill, 66 pp.
2. ACI Committee 318, 2014, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 667 pp.
3. Liao, W.-C.; Chao, S.-H.; Park, S.-Y., and Naaman, A.E., 2006, "Self-Consolidating High Performance Fiber Reinforced Concrete (SCHPFRC) – Preliminary Investigation," Technical Report No. UMCEE 06-02, University of Michigan, Ann Arbor, MI, pp. 68.
4. Liao, W.-C.; Chao, S.-H., and Naaman, A.E., 2010, "Experience with Self-Consolidating High-Performance Fiber-Reinforced Mortar and Concrete," Fiber Reinforced Self-Consolidating Concrete: Research and Applications, ACI Special Publication No. 274, pp. 79-94.
5. Naaman, A. E., and Reinhardt, H. W., 1996, "Characterization of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites—HPFRCC," High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2, Proceedings of the Second International RIEM Workshop, Ann Arbor, MI, pp. 1-24
6. Liao, W.-C., and Kuo, Y.-J., 2013, "An Alternative to Improve Compressive Ductility of High Strength Concrete by Adding High Strength Hooked Steel Fibers," The 6th Civil Engineering Conference in Asia Region, Proceeding, 191; 26-32.
7. Liao, W.-C., Perceka, W., Liu, E.-J., 2015, "Compressive Stress-Strain Relationship of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete," Journal of Advanced Concrete Technology, 13(8), 378-392. 



廖文正副教授目前任教於國立臺灣大學土木系。廖教授自臺大土木系取得學士及碩士學位，2010年於美國密西根大學取得博士學位，旋即返回臺大任教。廖教授的專長包括高性能混凝土、鋼纖維混凝土、鋼筋混凝土學、混凝土結構抗震設計。目前主要研究課題包括高強度鋼纖維混凝土柱圍束效應研究、高強度鋼纖維混凝土梁剪力強度評估、高流動性應變硬化纖維混凝土於底層柱及梁柱接頭應用研究、台灣高強度混凝土彈性模數研究、及鋼筋混凝土設計規範之研討。



# 應用 斜面滾動隔震技術 提升重要設備耐震性能

汪向榮／財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心研究員

林旺春／財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心助理研究員

游忠翰／國立臺灣大學土木工程學系博士候選人

楊卓諺／財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心助理研究員

直接應用隔震技術於重要設備或設施，為目前最可行且能夠直接有效提升其耐震能力的方法之一。其中，斜面滾動隔震技術之主要特性具有諸多優勢，如穩定的水平傳遞加速度控制以及重力自復位能力，能夠輕易滿足新世代性能設計的要求，確保傳統建築物內的重要設備或設施，在地震中及震後正常運作無虞。過去國家地震工程研究中心經由一系列的研究，探討斜面滾動隔震支承之運動行為，進而提出可應用於商用工程軟體的簡化分析模型。然而，為了獲得更準確且保守的結果，建議在分析設計時仍需考慮垂直擾動對於水平加速度反應的影響。同時，針對隔震設計位移，則透過大量與設計反應譜相容的地震歷時進行數值分析與回歸統計，提出了保守的經驗預測方法，可以有效率地獲得隔震位移設計需求。以上的研究成果，提供了實務工程師於設計與分析時之重要依據。再者，亦由振動台試驗結果，說明了斜面滾動隔震技術確實具有良好且滿足設計預期的隔震效益，並驗證了分析模型與預測方法的可行性與準確性。目前，此項創新隔震技術已落實應用於國內許多重要單位與產業，有效保障人民與社會安全，並大幅提升我國的國際競爭力。

## 性能設計基本精神

近年來建築物在耐震設計上的考量，已由過去僅考慮建築物於地震作用下能夠安全無虞且保障基本生命安全，演變為亦須兼顧建築物於震後修繕、機具設備成本及營運等經濟層面之考量，確保不同設計功能的建築物能夠於地震侵襲下正常運作無虞，此為下一世代建築物性能設計（Performance-based Design）的基本精神<sup>[1-3]</sup>。因此，建築物的耐震性能表現不僅與結構本身的抗震能力有關，亦與建築物內重要設備與設施的功能表現息息相關，也就是說，即使結構本身在地震中或震後仍能保持完好無損壞，然而由於振動敏感的重要設備或設施機能失常或甚至毀損（圖 1），仍會導致建築物無法發揮預期功能。

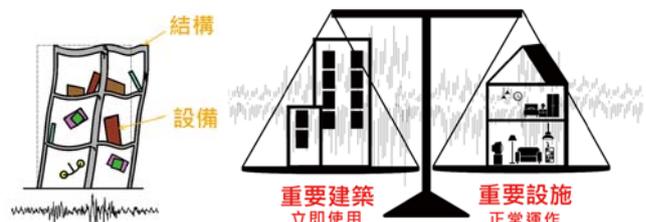


圖 1 傳統耐震設計

圖 2 性能設計之重要性

過去諸多地震災害已有類似的經驗與教訓，舉凡如高科技產業、通訊網路產業、銀行、醫院、防救災單位等的大型電腦主機、伺服器主機、資料儲存設備、網路與通訊、發電機、醫療儀器在地震中無法發揮正常功能，博物館、美術館、歷史研究所等的貴重展示品、藝術品、古董、古文物在地震中遭受嚴重毀損，這些都使得建築物仍然無法發揮預期的設計功能。值得注意的是，高科技產

業中精密儀器與設備的投資成本往往遠高於建築物的建造成本，且因地震造成的半成品或製程延宕衍生的損失金額，更是遠比儀器與設備的損壞高出許多。此外，資料儲存中心與博物館內的重要資料與古文物，若是在地震中遭受毀損，對於國家經濟與歷史永續發展的影響更是難以金錢衡量，更不用說是緊急應變中心與醫院等重要民生設施，其內部儀器與設備若於地震中發生故障或損壞，或是在震後無法正常運作，將嚴重危害人民與社會安全。地震是台灣不可避免的宿命，光是規模不大且發生頻繁的地震，便足以威脅國內民生設施與重要產業的正常運作，影響人民生活品質，亦會造成經濟損失而衝擊台灣在國際上的競爭力。因此，如何能夠真正滿足不同設計功能建築物的耐震性能（圖 2），實為地震工程（Earthquake Engineering）研究與應用之重要課題。

### 斜面滾動隔震技術

對於並無採用結構控制技術（Structural Control Technology）<sup>[4]</sup> 的建築結構而言，直接應用隔震技術（Seismic Isolation Technology）於重要設備或設施，為目前最可行且能夠直接有效提升其耐震能力的方法之一。無論採用何種型式的隔震支承（Seismic Isolator），其在垂直承載下必須具有良好的水平變形能力以及震後自復位能力，為了達到最佳的耐震性能，阻尼消能機制亦是不可或缺。此外，為了降低隔震系統設計參數與不同設備條件之相依性，如不同重量、尺寸等，以及減少其對於設備運作環境之影響（如潔淨條件與日後維護便利），滑動式與滾動式金屬隔震支承<sup>[5,6]</sup> 搭配適當之阻尼消能機制，為目前最為廣泛應用於重要設備與設施的防震措施。其中，於重要設備或設施下方採用滾動隔震技術<sup>[7-12]</sup>，即利用圓球或滾軸在兩曲面或斜面間滾動，因為滾動摩擦力遠小於輸入水平擾動力，因此可大幅降低傳遞至上方重要設備或設施的水平加速度反應，且擾動後可因自重自動回復至原來位置。相較於圓球，滾軸設計具有更佳的垂直承載能力；此外，若滾動面為斜面設計<sup>[13,14]</sup>，可有效控制水平傳遞加速度為一穩定且固定值，輕易滿足欲保護標之物之性能設計要求，且不具有固定的水平自振頻率，不易與水平輸入擾動產生共振。因此，相關研究於近年來持續被關注與探討，並已開始普遍應用於許多重要設備或設施以提升其耐震性能。

國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering）研發的斜面滾動隔震支承（Sloped Rolling-type Seismic Isolator）<sup>[14]</sup>，由三組版元件組成，兩對相互水平正交的滾軸分別安裝於三版之間，滾動面可為斜面與平面之組合設計，藉由滾軸於兩水平正交方向運動，可於任何水平方向均具有良好的隔震效益（圖 3）。除具上述優勢外，由於在單一水平向採用多滾軸同步運動，可有效防止非預期滑動，具備更佳的穩定性及自復位能力。再者，為了防止滾軸在通過 V 型斜面轉折處因瞬間撞擊而降低隔震效益，設計了固定曲率半徑的圓弧曲面範圍。更重要的是，由於滾動摩擦力提供的阻尼消能能力有限，因此，藉由側版與三版間的內置滑動摩擦機制提供額外的阻尼消能能力，可有效抑制擾動中過大的位移反應，並可於擾動後迅速停止滾動行為（圖 4）。

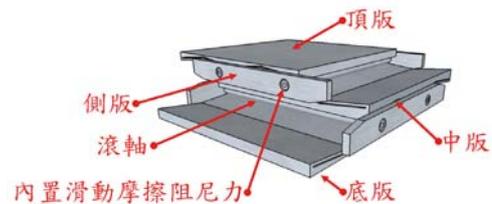


圖 3 斜面滾動隔震支承外觀設計

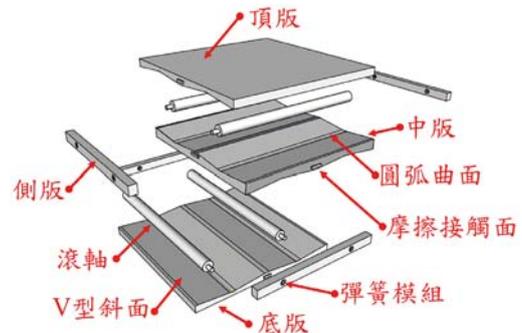


圖 4 斜面滾動隔震支承細部設計

### 精確的運動方程式

利用滾軸在上、下版運動的簡化分析模型（圖 5(a)），可精確推導斜面滾動隔震支承的運動方程式（Equation of Motion）<sup>[14,15]</sup>，其中， $M$ 、 $m_1$  與  $m_2$  分別為保護標之物、上版及滾軸的質量； $\theta_1$  與  $\theta_2$  分別為上、下版與滾軸接觸的斜面設計角度； $r$  為滾軸半徑。當滾軸在斜面上滾動時（圖 5(b)），考慮上版（或滾軸）於下版左、右兩側且兩相反滾動方向，其中， $g$  為重力加速度； $\ddot{x}_g$  ( $\ddot{z}_g$ ) 為水平（垂直）加速度輸入擾動； $x_1$  ( $z_1$ )、 $\dot{x}_1$  ( $\dot{z}_1$ ) 與  $\ddot{x}_1$  ( $\ddot{z}_1$ ) 分

別為保護標的物與上版相對於圖中  $O$  點之水平（垂直）位移、速度及加速度反應； $x_2(z_2)$ 、 $\dot{x}_2(\dot{z}_2)$  與  $\ddot{x}_2(\ddot{z}_2)$  分別為滾軸相對於圖中  $O$  點之水平（垂直）位移、速度及加速度反應； $I$  為滾軸的轉動慣量； $\alpha$  為滾軸的轉動角加速度； $f_1$  與  $f_2$  分別為作用於上版與滾軸、滾軸與下版間的滾動摩擦力； $N_1$  與  $N_2$  分別為作用於上版與滾軸、滾軸與下版間的正向力； $F_D$  為側版內置摩擦阻尼所提供之阻尼力。

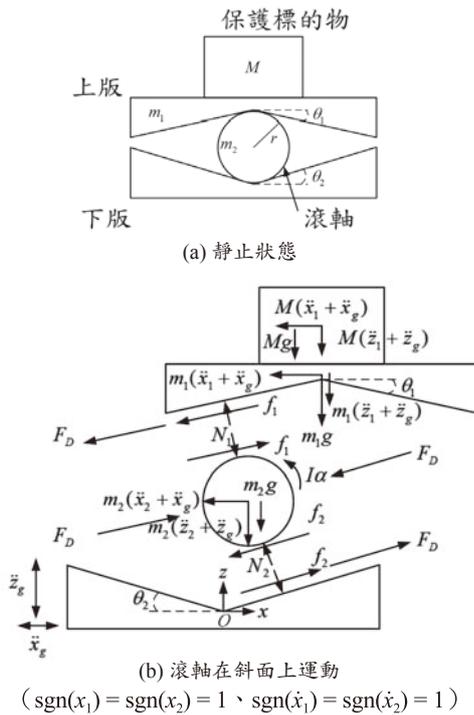


圖 5 簡化模型與自由體圖

假設滾軸質量遠小於上版與保護標的物質量總和，經自由體動力與轉動平衡，共可求解九個物理量之精確解，分別為  $\alpha$ 、 $\dot{x}_1$ 、 $\dot{z}_1$ 、 $\dot{x}_2$ 、 $\dot{z}_2$ 、 $N_1$ 、 $N_2$ 、 $f_1$ 、 $f_2$ ，其中，斜面滾動隔震支撐保護標的物與上版相對於圖中  $O$  點的水平及垂直加速度反應分別如下二式：

$$\ddot{x}_1 = \frac{-(\cos \theta_1 + \cos \theta_2)}{2(M + m_1)[1 + \cos(\theta_1 - \theta_2)]} \{ 2F_D \text{sgn}(\dot{x}_1) + (M + m_1)[\ddot{x}_g (\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + (g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2) \text{sgn}(x_1)] \} \quad (1)$$

$$\ddot{z}_1 = \frac{-(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)}{2(M + m_1)[1 + \cos(\theta_1 - \theta_2)]} \{ 2F_D \text{sgn}(x_1) \text{sgn}(\dot{x}_1) + (M + m_1)[\ddot{x}_g (\cos \theta_1 + \cos \theta_2) \text{sgn}(x_1) + (g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)] \} \quad (2)$$

由上二式精確解（Exact Solution）並無法直觀地看出斜面滾動隔震支撐的重要特性，且因其反應與垂直加速度輸入擾動相關，無法藉由目前普遍使用的商用工程軟體（如 SAP2000、ETABS、MIDAS 等）進行數值模擬與分析，必須透過自行撰寫或開發的數值分析程式進行解析。解析時亦需注意在擾動過程中，因內置摩擦阻尼力的存在，可能導致上、下版間於瞬時不會發生相對運動之情況（即滾軸無運動）。此外，滾軸於圓弧曲面滾動的數值分析方法，可合理地假設圓弧曲面由無限多個連續斜面組成，因此仍可利用上二式進行解析。

### 合理的簡化分析

由於式 (1) 與式 (2) 之精確解，無法直觀地看出斜面滾動隔震支撐的重要特性。因此，合理假設斜面設計角度  $\theta_1$  與  $\theta_2$  通常很小，其高次項可被忽略，即  $\sin^2 \theta_1$  與  $\sin^2 \theta_2 \approx 0$ 、 $\cos^2 \theta_1$  與  $\cos^2 \theta_2 \approx 1$ 、 $\sin \theta_1 \sin \theta_2 \approx 0$ 、 $\cos \theta_1 \cos \theta_2 \approx 1$ ，在無垂直擾動下（不考慮  $\ddot{z}_g$ ），可將式 (1) 與式 (2) 進一步簡化（Simplified Solution）如下：

$$\ddot{x}_1 = \frac{-(\cos \theta_1 + \cos \theta_2)}{4(M + m_1)} [(M + m_1)g(\sin \theta_1 + \sin \theta_2) \text{sgn}(x_1) + 2F_D \text{sgn}(\dot{x}_1)] - \ddot{x}_g \quad (3)$$

$$\ddot{z}_1 = \frac{-(\sin \theta_1 + \sin \theta_2) \text{sgn}(x_1)}{4(M + m_1)} [(M + m_1)\ddot{x}_g (\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + 2F_D \text{sgn}(\dot{x}_1)] \quad (4)$$

由式 (3) 可看出，斜面滾動隔震支撐的水平傳遞加速度反應，與斜面設計角度  $\theta_1$  及  $\theta_2$ 、內置摩擦阻尼力（ $F_D$ ）、保護標的物與上版質量總和（ $M + m_1$ ）相關。若上、下版與滾軸接觸的斜面採用相同設計角度，即  $\theta_1 = \theta_2$ ，則當滾軸於斜面上滾動時，斜面滾動隔震支撐的水平傳遞加速度反應可表示為：

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{g \sin 2\theta}{2} \text{sgn}(x_1) - \frac{F_D \cos \theta}{(M + m_1)} \text{sgn}(\dot{x}_1) \quad (5)$$

當滾軸於圓弧曲面（固定曲率半徑為  $R$ ）上滾動時，可合理假設  $\cos \theta \approx 1$  及  $\sin \theta \approx x_1 / 2R$ ，因此可得水平傳遞加速度反應為

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{g}{2R} x_1 \text{sgn}(x_1) - \frac{F_D}{(M + m_1)} \text{sgn}(\dot{x}_1) \quad (6)$$

同理，若上、下版分別採用平面與斜面設計，即  $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2 = \theta$ ，則當滾軸分別於斜面與圓弧曲面上滾動

時，斜面滾動隔震支承的水平傳遞加速度反應分別如下二式：

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{g \sin \theta}{2} \operatorname{sgn}(x_1) - \frac{F_D}{(M + m_1)} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (7)$$

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{g}{4R} x_1 \operatorname{sgn}(x_1) - \frac{F_D}{(M + m_1)} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (8)$$

經由合理的簡化，斜面滾動隔震支承的力學行為與受震反應，可利用目前普遍使用的商用工程軟體，建立一由 Multi-linear Elastic 與 Plastic (Wen)<sup>[16]</sup> 分析模型組成的簡化雙旗桿遲滯迴圈數值模型進行解析。以上、下版與滾軸接觸的斜面採用相同設計角度為例(圖 6)，當滾軸在圓弧曲面上滾動時，Multi-linear Elastic 分析模型中的第一段斜率為  $(M + m_1)g / 2R$ ；當滾軸在斜面上滾動時，Multi-linear Elastic 分析模型中的第二段斜率為零，且對應 Y 軸截距為  $(M + m_1)g \sin 2\theta / 2$ ；無論滾軸在圓弧曲面或斜面上滾動時，Plastic (Wen) 分析模型中的特徵強度均為  $F_D$ 。同理，上、下版分別採用平面與斜面設計，以及上、下版分別採用不同斜面角度設計，均可採用相同的概念與方式進行解析。

然而，忽略斜面設計角度  $\theta_1$  與  $\theta_2$  的高次項，是否

仍能得到足夠精確且保守的分析結果？另外，若同時有水平與垂直擾動，垂直擾動對於水平傳遞加速度的影響又有多大？以下利用一簡單的數值分析進行探討<sup>[15]</sup>。

以 25 組不同角度設計組合之斜面滾動隔震支承進行數值分析，斜面角度設計由 2 度以漸增 1 度變化至 6 度，即  $(\theta_1, \theta_2) = (2^\circ \sim 6^\circ, 2^\circ \sim 6^\circ)$ ，不同設計組合皆具有一致的摩擦阻尼力設計 ( $F_D = 301 \text{ N}$ )，上方保護標的物及上版總質量 ( $M + m_1$ ) 假設為  $1000 \text{ N-sec}^2/\text{m}$ 。數值分析水平單軸向 (Unilateral) 及雙軸向 (水平單軸向與垂直單軸向, Biaxial) 之輸入擾動採用三組真實地震紀錄與三組人造加速度歷時<sup>[17,18]</sup>，並考慮不同之輸入最大加速度 (Peak Acceleration, PA) 等級 (表 1)。利用式 (1) 與式 (3) 在 Kobe 輸入擾動下，不同斜面角度設計之遲滯迴圈分析結果 (圖 7) 可發現，其中，BE、UE 與 US 分別為利用式 (1) 預測雙軸向擾動下之分析結果、利用式 (1) 預測水平單軸向擾動下之分析結果、以及利用式 (3) 預測水平單軸向擾動下之分析結果，當滾軸進入斜面滾動時，相較於忽略斜面角度高次項，忽略垂直擾動對於水平傳遞加速度反應的影響相當顯著，實際的水平傳遞加速度反應將不再是穩定的常數。

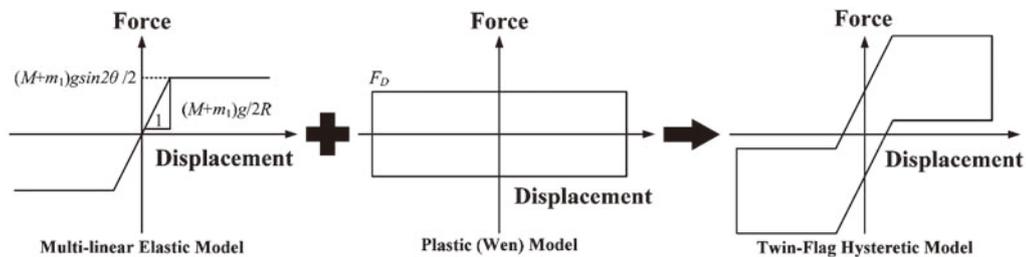


圖 6 斜面滾動隔震支承的力學行為與簡化分析模型

表 1 檢討簡化分析之輸入擾動

輸入擾動	地震紀錄與需求反應譜說明	輸入方向 25%		輸入最大加速度 PA 等級 (g)			
				50%	75%	100%	
EI Centro	IMPVALL/I-ELC180 IMPVALL/I-ELC-UP Imperial Valley, U.S., 1940/05/19	Unilateral	X	0.08	0.16	0.23	0.31
			Biaxial	X	0.08	0.16	0.23
		Z	0.05	0.11	0.16	0.21	
Kobe	KOBE/KJM000 KOBE/KJM-UP Kobe, Japan, 1995/01/16	Unilateral	X	0.21	0.41	0.62	0.82
			Biaxial	X	0.21	0.41	0.62
		Z	0.09	0.17	0.26	0.34	
ChiChi	CHICHI/CHY028-N CHICHI/CHY028-V Chi-Chi, Taiwan, 1999/09/21	Unilateral	X	0.19	0.38	0.57	0.76
			Biaxial	X	0.19	0.38	0.57
		Z	0.09	0.17	0.26	0.34	
AC 156-1	RRS specified in AC156 Isolated equipment is placed at 3rd floor (8.75 m in elevation) of a 7-story building (24 m in height) at Taipei City	Unilateral	X	0.13	0.25	0.38	0.50
			Biaxial	X	0.13	0.25	0.38
AC 156-2	RRS specified in AC156 Isolated equipment is placed at 3rd floor (8 m in elevation) of a 3-story building (12 m in height) at Nantou County	Unilateral	X	0.25	0.50	0.75	1.00
			Biaxial	X	0.25	0.50	0.75
		Z	0.13	0.25	0.38	0.50	
IEEE	RRS specified in IEEE Std 693TM-2005 for high performance level	Unilateral	X	0.25	0.50	0.75	1.00
			Biaxial	X	0.25	0.50	0.75
		Z	0.20	0.40	0.60	0.80	

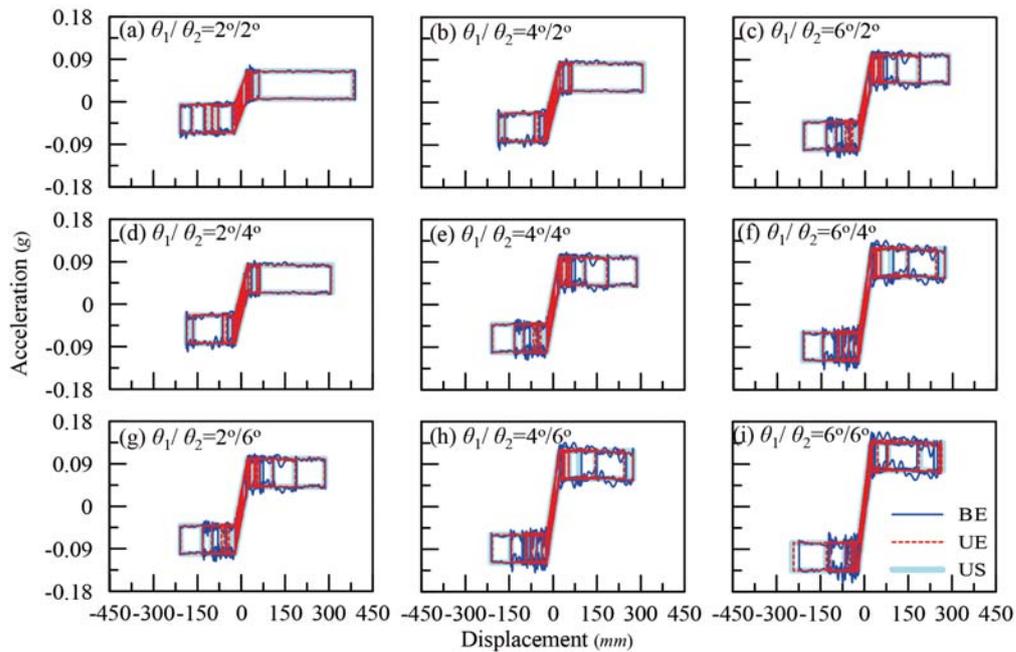


圖 7 不同斜面角度設計在 Kobe 輸入擾動下之遲滯迴圈分析結果

為了能夠分別且清楚地討論忽略斜面角度高次項與垂直擾動對於水平傳遞加速度反應的影響，以下定義兩個重要指標：

$$ER_1 = \frac{\max(|A_{UE}|) - \max(|A_{US}|)}{\max(|A_{US}|)} \times 100\% \quad (9)$$

$$ER_2 = \frac{\max(|A_{BE}|) - \max(|A_{UE}|)}{\max(|A_{UE}|)} \times 100\% \quad (10)$$

其中， $ER_1$  為忽略斜面角度高次項造成低估水平最大加速度反應的指標； $ER_2$  為忽略垂直擾動造成低估水平最大加速度反應的指標； $A_{UE}$  與  $A_{BE}$  分別為利用式 (1) 預測水平單軸向及雙軸向擾動下之水平向加速度反應； $A_{US}$  為利用式 (3) 預測水平單軸向擾動下之水平加速度反應。

由不同斜面角度設計在水平單軸向擾動下之  $ER_1$  值的變化 (圖 8) 可發現，斜面角度愈大， $ER_1$  值愈大，即忽略斜面角度高次項會造成水平最大加速度反應更為低估，然其影響相當有限。在 Unilateral-100%-ChiChi 擾動下，斜面角度設計  $(\theta_1, \theta_2) = (6^\circ, 6^\circ)$  發生最大  $ER_1$  值，其值僅約 5.10%。再者，在不同垂直加速度等級雙軸向擾動下之  $ER_2$  值變化 (圖 9)，可觀察到垂直加速度等級愈大， $ER_2$  值愈大，即忽略垂直擾動會低估水平最大加速度反應，其影響較斜面角度高次項更為顯著。在 Biaxial-100%-IEEE 擾動下，斜面角度設

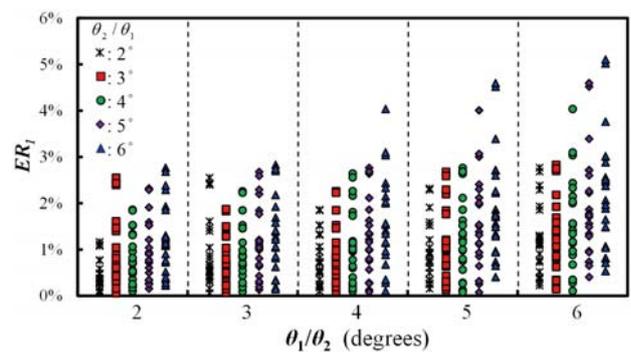


圖 8 水平單軸向擾動下不同斜面角度設計之  $ER_1$  值變化

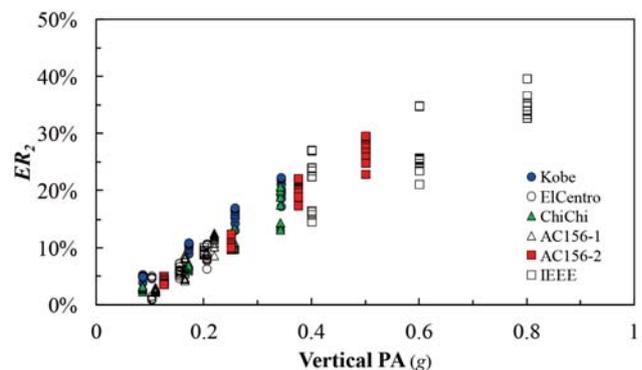


圖 9 雙軸向擾動下不同輸入垂直加速度等級之  $ER_2$  值變化

計  $(\theta_1, \theta_2) = (2^\circ, 2^\circ)$  發生最大  $ER_2$  值，其值約為 36.59%。因此，在工程實務分析與設計上，若垂直擾動具有一定程度的加速度值，為能夠獲得更準確且保守的結果，建議需考慮垂直擾動對於水平加速度反應的影響，即利用式 (1) 進行詳細分析與設計。

## 設計位移的評估

由前述推導之運動方程式，可以直接設計斜面滾動隔震支承的水平傳遞加速度，然必須針對輸入擾動進行數值積分運算後，方能估計其最大隔震位移，無法依循傳統的等效靜力分析程序 (Equivalent Force Procedure) 進行初步位移設計<sup>[19]</sup>，在實務應用上較不同於傳統的隔震設計 (Seismic Isolation Design)。因此，以下將考慮不同設計反應譜 (Design Spectrum) 擬合製作的人造加速度歷時，針對不同的斜面滾動隔震支承設計參數，進行一系列的數值分析，並藉由回歸統計的方式，得到合理且保守的最大隔震位移經驗預測公式。

舉例而言，假設計目標工址最大地表加速度 (Peak Ground Acceleration) 及一秒週期水平譜加速度係數分別為 0.32 g 及 0.45<sup>[20]</sup>，地盤類型為第一類地盤，斜面滾動隔震支承之內置摩擦阻尼力  $F_D = \mu W = 0.1W$  ( $W$  為隔震標的物重量)，考慮不同斜面角度設計 ( $\theta_1 + \theta_2 = 4^\circ \sim 12^\circ$ ，遞增 2 度變化) 之數值模型進行分析。選取一百筆經設計反應譜擬合製作的加速度歷時進行分析，並計算在各斜面角度設計條件下之最大隔震位移平均值，以及其值加上一倍與兩倍標準差 (圖 10)，並保守以平均值加上兩倍標準差，作為該設計反應譜條件下，各斜面角度具備特定摩擦阻尼設計之最大隔震位移反應。由圖中可進一步觀察到，不同斜面角度設計對於最大隔震位移反應的影響相當有限，故再將不同斜面角度設計的統計值進行平均，可合理地代表在該設計反應譜條件下斜面滾動隔震支承的隔震位移設計值。

以相同的方法，針對最大地表加速度為 0.32 g 的各地盤類型設計反應譜 (含一般工址與台北盆地區域，以不同之短周期與中、長週期分界  $T_0$  定義)，考慮不同摩擦阻尼設計的斜面滾動隔震支承數值模型，進行最大隔震位移反應回歸統計 (圖 11)，可分別得到一般工址與台北盆地區域條件下，具不同摩擦阻尼設計之隔震設計位移經驗預測公式如下：

$$D_D = \alpha T_0 + \beta \quad (11)$$

$$\alpha = a_0 + a_1\mu + a_2\mu^2 \quad (12)$$

$$\beta = b_0 + b_1\mu + b_2\mu^2 \quad (13)$$

其中， $D_D$  為隔震設計位移； $T_0$  為設計反應譜短周期與中、長週期之分界； $\alpha$ 、 $\beta$  為隨  $\mu$  改變之變數，可由二次曲線回歸求得，並以參數  $a_0$ 、 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $b_0$ 、 $b_1$ 、 $b_2$  表示之，如式 (12) 與式 (13) 所示。

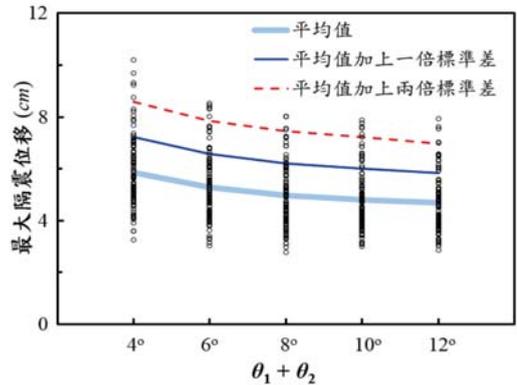


圖 10 各斜面角度設計之最大隔震位移回歸統計

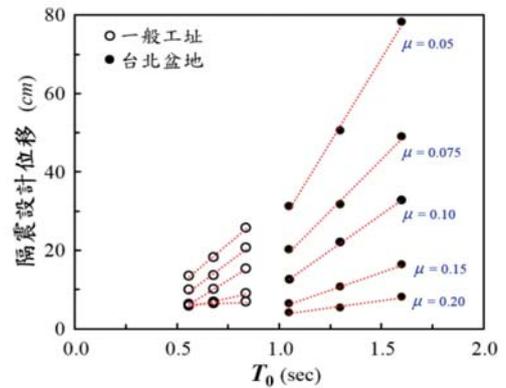


圖 11 不同設計反應譜及摩擦阻尼設計之最大隔震位移回歸統計

依上述方式針對斜面滾動隔震支承的分析結果進行回歸統計，可得於最大地表加速度為 0.32 g 前提下，一般工址與台北盆地區域條件下的設計公式參數如下表：

表 2 隔震設計位移經驗預測公式參數

設計反應譜	$T_0$	$\alpha = a_0 + a_1\mu + a_2\mu^2$			$\beta = b_0 + b_1\mu + b_2\mu^2$		
		$a_0$	$a_1$	$a_2$	$b_0$	$b_1$	$b_2$
台北盆地	一區	1.6					
	二區	1.3	-100	1000	-2500	150	-1500
	三區	1.05					
一般工址	一類	0.56					
	二類	0.68	-10	10	250	60	-350
	三類	0.84					

## 安裝設計的介紹

斜面滾動隔震支承的安裝，可因應不同設備、不同空間的需求，進行單獨或組合設計。例如，若欲保護之標的物為單組櫃體設備，可將斜面滾動隔震支承直接安裝於設備下方 (圖 12)；若欲保護之標的物為多組櫃體設備，則可將其以底部框架併櫃連結，或是利用上方框

架組合更多櫃體設備，於下方安裝適當數量的斜面滾動隔震支承（圖 13），如此設計可增加隔震系統上方結構的剛性與穩定性，並降低上方結構的高寬比，以確保隔震效益確實發揮；若欲保護大面積之標的物，如整個資訊機房、展場或庫房，則可採用隔震高架地板設計進行整區隔震（圖 14）。須注意因採用隔震技術之故，所有隔震系統與隔震後的設備四周須留設足夠的空間供隔震作動使用，以及設備的連接線材亦需要有足夠的餘裕長度供隔震作動使用。



圖 12 單櫃隔震



(a) 底部框架併櫃連結隔震 (b) 上方框架組合櫃體隔震

圖 13 多櫃組合隔震

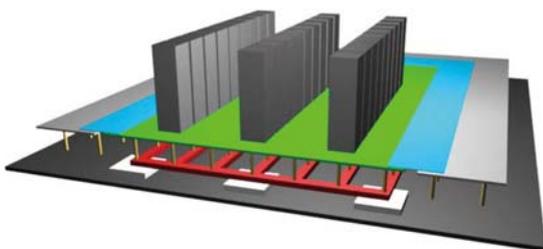


圖 14 隔震高架地板系統

## 試驗與驗證

過去已針對斜面滾動隔震支承不同的安裝方式，以及將其應用於不同的重要設備或設施進行地震模擬振動台試驗（Shaking Table Test），例如，單組伺服器主機、展示櫃、典藏櫃與高科技廠房精密設備安裝斜面滾動隔震支承（圖 15），多組資料儲存設備、典藏櫃安裝斜面滾動隔震支承（圖 16），以及斜面滾動隔震高架地板（圖 17），輸入水平擾動包括真實地震紀錄以及相關耐震規範要求的人造加速度歷時（表 1）。振動台試驗結果



(a) 伺服器主機

(b) 展示櫃



(c) 典藏櫃



(d) 高科技精密設備

圖 15 單櫃隔震試驗



(a) 資料儲存設備



(b) 典藏櫃

圖 16 多櫃組合隔震試驗



圖 17 資訊機房隔震高架地板系統試驗

顯示，經由斜面滾動隔震支承傳遞之水平加速度反應可有效控制在設計範圍內且為一穩定值，同時具有良好的遲滯迴圈表現且滿足設計之內置摩擦阻尼消能能力（圖 18 與圖 19）。因此，一系列的試驗結果，驗證了斜面滾動隔震支承確實具有良好且滿足設計預期的隔震效益。另外，以目前普遍使用的商用工程軟體 SAP2000，根據試驗採用之斜面滾動隔震支承設計參數，建立簡化雙旗桿遲滯迴圈數值模型以進行在水平擾動下之解析，由與試驗結果的比較可知（圖 18 與圖 19），不論在歷時反應或遲滯迴圈表現，分析與試驗結果均相當吻合。

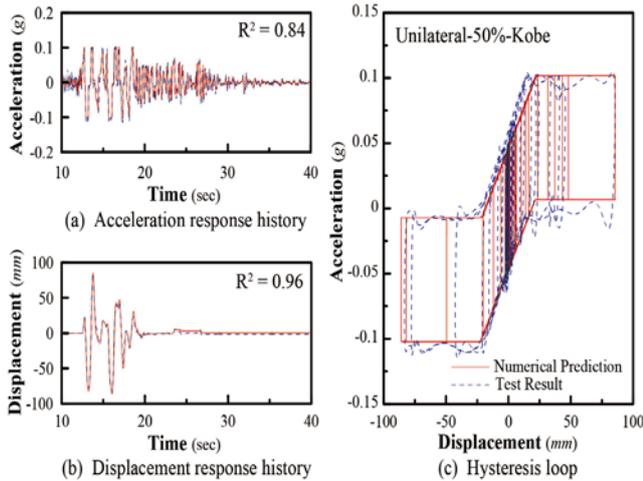


圖 18 斜面滾動隔震支承於 Unilateral-50%-Kobe 擾動之數值模擬與試驗結果比較

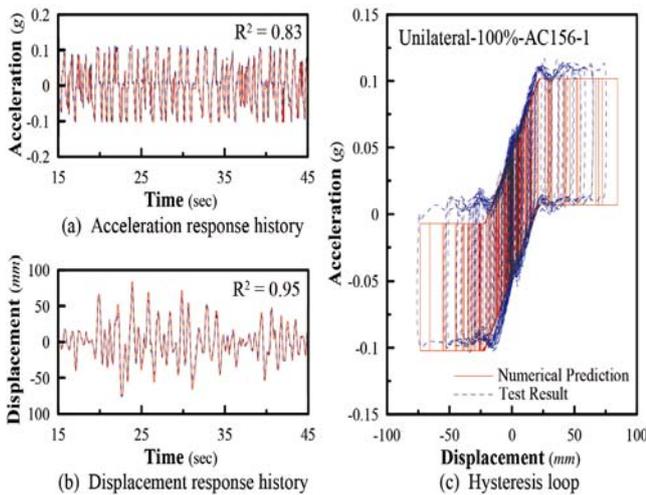


圖 19 斜面滾動隔震支承於 Unilateral-100%-AC156-1 擾動之數值模擬與試驗結果比較

### 推廣與應用

目前國家地震工程研究中心研發的斜面滾動隔震支承，已透過模組化之分析與設計，實際應用於國內許多重要單位與產業（圖 20），包括國家實驗研究院高速網路與計算中心資訊機房、中央災害應變中心中部備援中心資訊機房、中央研究院歷史語言研究所文物典藏設施、中央氣象局超級電腦、中華電信機房主機、中華郵政機房伺服器、高科技廠房精密設備等。在經歷了多次真實地震的考驗，經保護的重要設備或設施在地震中與震後不但毫髮無傷，而且能夠正常運作不需停機，有效保障人民與社會安全，降低直接與間接經濟損失，進而提升我國的國際競爭力。



圖 20 落實應用於國內重要單位與產業

### 結論與建議

重要設備或設施應用斜面滾動隔震技術，可以控制地震中水平傳遞加速度於一安全穩定範圍內，滿足性能設計之最高要求，且於震後迅速恢復至未受地震搖晃前的初始狀態。根據國家地震工程研究中心提出的一系列研究成果，目前工程師已能夠進行精確且保守的分析設計，並可經由振動台試驗進行驗證。此創新技術亦已落實應用於國內許多重要單位與產業，有效保護防救災體系、歷史文化、重要資料、經濟競爭力等（圖 21），以台南科學園區在 2016 年 2 月美濃地震的實際經驗為例，經此創新隔震技術保護的資訊機房與高科技精密設備，在地震中與震後均能正常運作不停機。未來，國家地震工程研究中心仍會持續關注民生與經濟設施的耐震性能需求，並與產業攜手合作，努力研發並落實創新隔震技術於國內重要單位與產業，持續提升我國人民的生活水準以及國家的經濟競爭力。

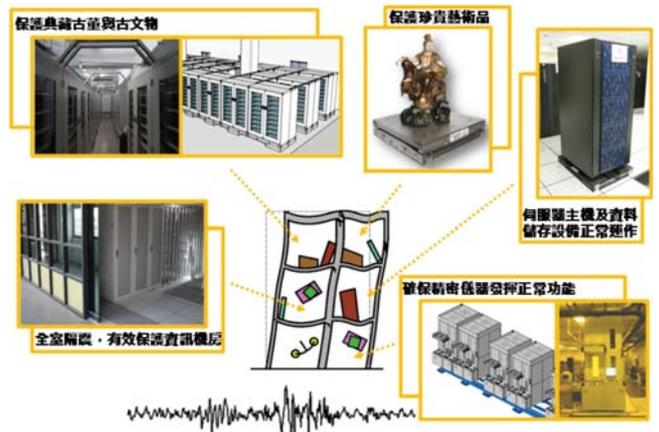


圖 21 斜面滾動隔震支承應用範圍

## 誌謝

本研究要感謝財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心提供實驗支援，以及科技部研究計畫「多斜面變阻尼滾動隔震平台之數值分析與試驗研究 (I)」(計畫編號：103-2221-E-492-005-)、「多斜面變阻尼滾動隔震平台之數值分析與試驗研究 (II)」(計畫編號：104-2221-E-492-021-) 以及「斜面式滾動隔震支承於平面非比例運動之行為研究」(計畫編號：105-2221-E-492-006-MY2) 提供研發經費，特此申謝。

## 參考文獻

- Hamburger, R. O. and Moehle, J. P. (2000), "State of Performance-Based Earthquake Engineering in the United States," Proceeding of the Second US-Japan Workshop on Performance-based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, 2000. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report No. PEER-2000/10, pp. 15-27.
- Bachman, R. E., Hamburger, R. O., Comartin, C. D., Rojahn, C., and Whittaker, A. S. (2003), "ATC-58 framework for Performance-Based Design of Nonstructural Components," ATC-29-2 Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities, Applied Technology Council, pp. 49-61.
- Huang, Y. N., Whittaker, A. S., Luco, N., and Hamburger, R. O. (2009), "Scaling Earthquake Ground Motions for Performance-Based Assessment of Buildings," Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 3, pp. 311-321.
- Soong, T. T. and Constantinou, M. C. (1994), "Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering," Springer-Verlag, NY.
- ISO-Base™ seismic isolation platform, from the World Wide Web: <http://www.worksafetech.com/products/iso-base/>.
- CRS, cosine curved rail system, from the World Wide Website: <http://www.oiles.co.jp/en/menshin/building/menshin/kikimenshin/>.
- Harvey, Jr. P. S. and Kelly, K. C. (2016), "A Review of Rolling-Type Seismic Isolation: Historical Development and Future Directions," Engineering Structures, Vol. 125, pp. 521-531.
- Guerreiro, L., Azevedo, J. and Muhr, A. H. (2007), "Seismic Tests and Numerical Modeling of a Rolling-Ball Isolation System," Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, No. 1, pp. 49-66.
- Harvey, Jr. P. S. and Gavin, H. P. (2014), "Double Rolling Isolation Systems: A Mathematical Model and Experimental Validation," International Journal of Non-Linear Mechanics, Vol. 61, pp. 80-92.
- Kasalanati, A., Reinhorn, A. M., Constantinou, M. C., and Sanders, D. (1997), "Experimental Study of Ball-In-Cone Isolation System," Proceedings of the ASCE Structures Congress XV, Portland.
- Mahmood, H. and Amirhossein, S. (2011), "Using Orthogonal Pairs of Rollers on Concave Beds (OPRCB) as a Base Isolation System - Part I: Analytical, Experimental and Numerical Studies of OPRCB Isolators," The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 20, No. 8, pp. 928-950.
- Jangid, R. S. and Londhe, Y. B. (1998), "Effectiveness of Elliptical Rolling Rods for Base Isolation," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4, pp. 469-472.
- Lee, G. C., Ou, Y. C., Niu, T., Song, J., and Liang, Z. (2010), "Characterization of a Roller Seismic Isolation Bearing with Supplemental Energy Dissipation for Highway Bridges," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 136, No. 5, pp. 502-510.
- Wang, S. J., Hwang, J. S., Chang, K. C., Shiau, C. Y., Lin, W. C., Tsai, M. S., Hong, J. X., and Yang, Y. H. (2014), "Sloped Multi-Roller Isolation Devices for Seismic Protection of Equipment and Facilities," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 43, No. 10, pp. 1443-1461.
- Lin, W. C., Yu, C. H., Wang, S. J., Hwang, J. S., and Chang, K. C. (2015), "Generalized Exact and Simplified Analytical Models for Sloped Rolling-Type Isolation Bearings," Proceeding of the 14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, San Diego.
- Wen, Y. K. (1976), "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 102, No. 2, pp. 249-263.
- AC156. (2007), "Acceptance Criteria for Seismic Qualification by Shake-Table Testing of Nonstructural Components and Systems," ICC Evaluation Service Inc..
- IEEE Std 693TM-2005. (2006). "IEEE Recommended Practice for Seismic Design of Substations," Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE) Power Engineering Society, NY.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2010), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," ASCE/SEI 7- 10, ASCE, Reston, VA.
- 內政部營建署 (2011), 建築物耐震設計規範及解說, 台北。 



本文第一作者汪向榮博士，2010年於國立台灣大學土木工程系取得博士學位。汪向榮博士自2000年起任職於財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，目前擔任結構控制組研究員，亦為國立成功大學土木工程系合聘副教授，以及中華民國地震工程學會秘書長與隔減震委員會主任委員。汪向榮博士的研究興趣包含地震工程、結構被動控制、非結構耐震、實驗技術，已發表逾20篇國際期刊文章，擔任計畫主持人研究案逾百件，並獲得多項專利，於2012年榮獲中華民國結構工程學會優秀青年結構工程師獎、2015年榮獲國家實驗研究院第九屆傑出科技貢獻獎學術研究類特優獎、2016年榮獲國家實驗研究院第七屆傑出服務貢獻獎。



# 現地型強震預警技術與應用

許丁友／國立臺灣科技大學營建工程系助理教授、國家地震工程研究中心兼任研究員

台灣地區位於環太平洋地震帶上，地處歐亞板塊與菲律賓海板塊的交界帶，地質活動頻繁，平均每年發生四千多起大小地震，包括兩百多起有感地震。自西元1904年迄今已發生超過10次災害性地震，平均15至20年即發生一次災害性地震，累積已造成超過8,000人罹難，1999年的921集集大地震更造成2,434人死亡、近11萬戶房屋倒塌之災情，直接災害損失逾新台幣3,600億元，佔國民生產總值（GDP）的5%，為近百年來最大規模之地震。

為了降低地震災害造成的損失，除了基本的「小震不壞、地震不倒」抗震對策外，亦必須從緊急應變對策、持續運作對策、以及迅速復原對策等三方面著手，始可於震後快速恢復正常運作，降低因為持續保持受災狀態而造成的損失。為因應「強化國家震後恢復力」的需求，需要發展與精進強震預警技術（Earthquake Early Warning, EEW），作為緊急應變手段之一。

本文將介紹所研發之現地型強震預警技術，該技術有別於傳統的方法，係採用人工智慧技術，以同時考量較多的地震參數。在教育部及科技部的經費支持下，該技術正被國家地震工程研究中心應用於全台灣國中小學之EEW系統，在系統建置的過程中，於2016年初發生了美濃地震，本文亦介紹該系統實際在美濃地震中的表現。

## 前言

由於地震波的速度由快至慢可區分為「P波」、「S波」及「表面波」等，其中以表面波的振幅最大，再來是S波，這兩種地震波的破壞性較大，而振幅小的P波波速較快。故透過偵測P波來預估破壞性較大的地震波，利用不同震波抵達的時間差於強震波來臨前發生預警，便是強震預警技術的主要依據。強震預警之可能性在十九世紀末即被提出，但直到二十世紀後期由於地震觀測技術及電腦計算能力的提高，強震預警技術才開始受到各國注意及發展，其中又以美國、日本、墨西哥及我國等幾個地震災害嚴重的國家最早投入。而由於日本早期在發展新幹線高速鐵路之需要，以及1995年阪神大地震嚴重傷亡之教訓，日本是現今在強震預警領域投入最多，也是實際應用最為廣泛的國家。

強震預警技術可以在強震波到達前數秒至數十

秒，提前發佈地震警報，以便即時採取必要之應變措施。目前現行的強震預警系統分為兩大類，一為區域型（Regional）預警系統，另一為現地型（On-site）預警系統。然而，區域型EEW所需的地震定位，必須利用至少三個測站觀測到P波或S波到時，透過震波走時與測站距離之關係，推算地震發生時間及震源位置，因此區域型強震預警在等待多個測站資料及分析過程中都需花費一定時間，所需發佈時間約為20秒至30秒（辛在勤<sup>[1]</sup>）。然而台灣南北長約400 km、東西寬僅約150 km，幅員小但人口密集。以S波波速每秒3 km估算，即震央半徑至少約60 km以內為警報盲區（如圖1所示）。因此區域型強震預警僅對震央60 km外之地區可提供預警時間，震央60 km內則屬於盲區，無法於強震波到達前即時收到地震警報。因此，台灣一旦大規模地震發生於島內，例如1999年921集集地震，震度6以

上的區域幾乎都為盲區（如圖 2 所示），台灣中部區域將有大半範圍是位於盲區內，而近震央區域卻又是地震動最強、災害最嚴重的地區。另一方面，現地型強震預警為了提早預警，只利用單一測站 P 波資料進行推估，以爭取強震預警時間，故可大幅縮小警報盲區之半徑。以使用 P 波前 3 秒資訊為例，假設震源深度為 5 km、P 波波速為 5.3 km/sec、S 波波速為 3.06 km/sec，則可將預警盲區半徑縮小至約 20 km（如圖 1 所示），若震源深度較深，則警報盲區半徑將更小。以 921 大地震為例，震度 6 以上的區域幾乎都可有預警時間（如圖 3 所示）。

台灣地狹人稠，且多數災害性地震常發生在台灣本島，以縮小警報盲區的觀點而言，現地型強震預警系統的建置確實有其必要。因此，快速且預警盲區較小的現地型強震預警技術，也成為台灣強震預警發展之重要一環。

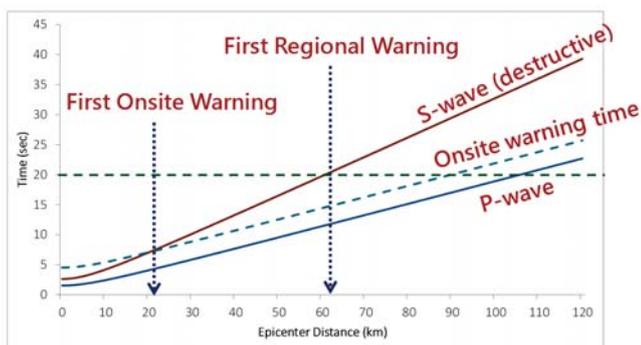


圖 1 區域型及現地型強震預警系統之盲區區域推估

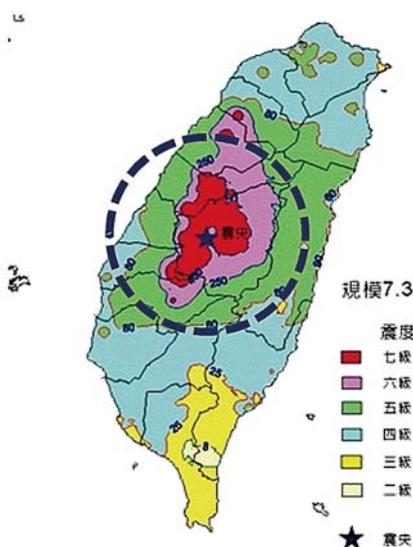


圖 2 區域型強震預警系統之盲區區域 — 以 1999 年 921 集集地震為例

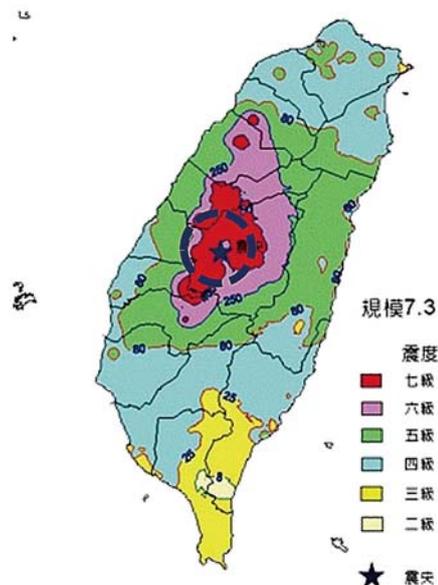


圖 3 現地型強震預警系統之盲區區域 — 以 1999 年 921 集集地震為例

### 現地型強震預警技術創新研發

本研究粹取垂直向地震初達波前數秒的各種特徵，包括平均週期、最大加速度、最大速度、最大位移、累積絕對速度、速度平方積分等，並利用支撐向量法回歸這些初達波特徵與最大地表加速度之關係，即可利用這些初達波特徵預測該測站在該次地震下的最大地表加速度。

以往大部分文獻 (Kanamori<sup>[3]</sup>, Wu<sup>[4,5]</sup>, Zollo<sup>[6]</sup>) 利用初達波特徵所預測之標的，包括地震規模、震央距離、最大地表速度及最大地表位移等。然而，台灣中央氣象局現行採用之震度 (Intensity, I)，係根據最大地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 訂定，其關係式為  $\log(\text{PGA}) = (I / 2) - 0.6$ ，PGA 之單位為 Gal。此外，美國及日本等地之地震震度分級，均與加速度相關。因此，本研究與目前文獻上的作法不同，預測之標的選定為最大地表加速度 PGA，因其可直接與強震儀實際量測之 PGA 比對，亦可直接換算為震度，作為發佈警報之依據。

另一方面，以往的文獻均選擇少數較具代表性之地震記錄，作為驗證所提出預測方法的資料，因此僅能驗證該方法在特定地震的特定資料之使用性，無法得知實際應用時可能獲得之成效，例如實務應用上可能的誤報機率。本研究利用中央氣象局自 1992 年至 2006 年

之「少數代表性」地震記錄訓練及驗證支撐向量回歸模型，並利用自 1992 年至 2006 年「所有」之地震記錄測試支撐向量回歸模型之預測成功率，瞭解實務上的應用情形，例如預報準確度等。

### 使用之地震資料

建立現地型地震預測模型時，所使用的地震資料為台灣地區中央氣象局強震紀錄資料庫（Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP）於 1992 至 2006 年之資料，該資料庫收集了分佈於台灣地區共約 650 個自由場強震儀之資料，其資料之取樣頻率為 200 Hz 或 250 Hz，解析度為 16 位元，動態量測範圍大多為 2 G。該原始資料共有 105,360 筆，但有部分紀錄之時間歷時資料明顯有誤，本研究逐一過濾後將其刪除。此外，地震歷時長度少於 3 秒之記錄亦將其刪除，利用以上規則篩選後之地震記錄共 91,142 筆。

在選取作為訓練與驗證支撐向量回歸模型之資料時，由於支撐向量法之優點之一即為僅需具代表性之資料作為支撐向量即可，因此，本研究僅選取該資料中地震規模 ( $M_L$ ) 為 3.0 以上的 71 次地震事件。再者，因為儘管該資料庫收集了 15 年的台灣地震記錄，但是規模較大的地震紀錄仍甚為有限，因此，為了避免此類地震之資料全數作為建立支撐向量回歸模型之依據，使得測試該模型之準確度時，產生有可能僅對於目前有限的大地震之記錄預測結果較好的疑慮，本研究選取上述 71 次地震事件之一半的地震記錄共 4,166 筆，簡稱為「代表地震資料」，作為建立支撐向量回歸模型之依據，其規模及距離之分佈如圖 4 中之紅色交叉點所示，藍色十字點為另外一半未使用於訓練及驗證的資料。此外，用於討論支撐向量回歸模型預測 PGA 的準確度時，則使用 1992 至 2006 年篩選後之所有地震紀錄共 91,142 筆，簡稱為「測試地震資料」，以瞭解實際應用時之誤差情形。

### PGA 預測模型建立

#### 支撐向量回歸簡介

支撐向量機 (Support Vector Machine, SVM) 係從統計學習理論之結構風險最小化法則 (structural risk minimization) 所演化而來，依其應用之方法可分為支

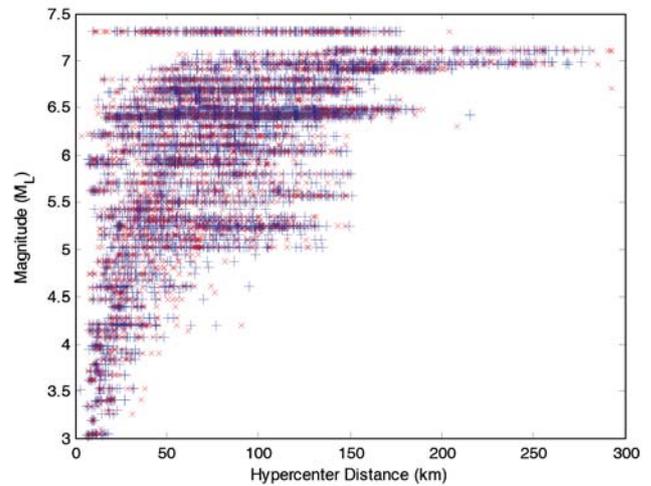


圖 4 「代表地震資料」之規模及距離分佈圖

撐向量分類 (Support Vector Classification, SVC) 與支撐向量迴歸 (Support Vector Regression, SVR) 兩類，近年來已成功應用於許多領域。本研究擬利用支撐向量迴歸<sup>[7]</sup>所建構之模型來預測 PGA，以下針對所使用之支撐向量迴歸理論方法簡要介紹。

假設有一組訓練資料  $\{x_i, y_i\}, i = 1, \dots, k$ ，其中  $x_i$  為輸入的向量， $y_i$  為目標值，則當有一個新的輸入向量  $x_{new}$ ，可以利用訓練資料所建構之支撐向量迴歸模型來預測  $y_{new} = f(x_{new})$ ，其作法為將  $x$  投射到一高維度之特徵空間  $\mathbf{H}$ ，使得：

$$\langle z_i, z_j \rangle = k(x_i, x_j) \quad (1)$$

其中  $z$  為  $x$  投射至  $\mathbf{H}$  之向量， $k(\cdot, \cdot)$  為此投射動作之核函數。並於特徵空間  $\mathbf{H}$  找出一線性之決定方程式如下：

$$f(z) = \langle w, z \rangle + b \quad (2)$$

其中  $w$  為一向量，代表於  $\mathbf{H}$  空間中之一超平面之方向， $b$  為常數，代表此一平面與原點之距離。則尋找一最佳之回歸方程式，即為求解以下目標函數：

$$\min_{w, b, \xi_i, \xi_i^*} \left[ \frac{1}{2} \|w\|^2 + \frac{C}{m} \sum_{i=1}^m (\xi_i + \xi_i^*) \right] \quad (3)$$

受限於

$$\begin{aligned} \langle w, x_i \rangle + b - y_i &\leq \varepsilon + \xi_i & y_i - \langle w, x_i \rangle - b &\leq \varepsilon + \xi_i^* \\ \xi_i, \xi_i^* &\geq 0 & i &= 1, \dots, m \end{aligned}$$

其中  $\varepsilon$  為容忍誤差區間，即超平面與最近之支撐向量之距離； $\xi_i, \xi_i^*$  為資料點落於容忍誤差區間外之誤差值；

成本參數  $C$  為衡量這些誤差值的懲罰權重。上述目標函數之求解，可引入 Lagrange 參數  $\alpha_i$  及  $\beta_i$ ，將上式轉換成二次規劃 (quadratic programming)，則可將目標函數轉換為對偶型式如下：

$$\max_{\alpha, \beta} \left[ -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m (\alpha_i - \beta_i)(\alpha_j - \beta_j) k(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) - \varepsilon \sum_{i=1}^m (\alpha_i + \beta_i) + \sum_{i=1}^m y_i (\alpha_i - \beta_i) \right] \quad (4)$$

受限於

$$\sum_{i=1}^m (\alpha_i - \beta_i) = 0 \quad 0 \leq \alpha_i, \beta_i \leq \frac{C}{m}$$

求解二次規劃問題時即可求得  $\alpha_i$  及  $\beta_i$ ，則當有一個新的輸入向量  $\mathbf{x}_{new}$  時， $y_{new}$  可由以下之決定方程式求得：

$$y_{new} = f(\mathbf{x}_{new}) = \left[ \sum_{i=1}^m (\alpha_i - \beta_i) k(\mathbf{x}_{new}, \mathbf{x}_i) \right] + b^* \quad (5)$$

其中  $b^*$  可將任一組符合  $\alpha_n \neq 0$  且  $\alpha_n \neq \frac{C}{m}$  的  $\{\mathbf{x}_n, y_n\}$  代入 Karush-Kuhn-Tucker conditions 求得：

$$b^* = y_n - \sum_{i=1}^J (\alpha_i - \beta_i) k(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_n) - \varepsilon \quad (6)$$

本研究所使用之核函數為幅狀基底函數，如下式：

$$k(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) = \exp(-\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|^2 / 2\sigma^2) \quad (7)$$

### 使用之地震初達波特徵

根據 Satriano 等人於 2011 年發表之論文<sup>[2]</sup>，地震初達波特徵用於地震預警之類型包括地震初達波之極值 (Peak Measurements)、主要週期 (Predominant Period)、積分值 (Integral Quantities) 及平均極值 (Average Peak) 等。其中，由於平均極值與極值類似，且其計算尚須設定某些門檻值，故本研究捨棄不用。因此，本研究僅使用垂直向地震歷時於  $P$  波到達後  $t_p$  秒間之加速度極值  $P_a$ 、速度極值  $P_v$ 、位移極值  $P_d$ 、主要週期  $\tau_c$ 、累積絕對速度 CAV 及速度平方積分 (IV2) 共 6 種初達波特徵，作為支撐向量回歸模型之輸入資料。初達波到達時間之決定係利用短時平均與長時平均差異法 (Short-Term Average/Long-Term Average, STALTA) 來決定。茲將各初達波特徵之數學式摘要如下：

$$\tau_c = 2\pi/\sqrt{r}, \text{ 其中 } r = \int_0^{t_p} \dot{u}^2(t)dt / \int_0^{t_p} u^2(t)dt \quad (8)$$

$$CAV = \int_0^{t_p} |\ddot{u}(t)| dt \quad (9)$$

$$IV2 = \int_0^{t_p} \dot{u}^2(t) dt \quad (10)$$

式中  $u(t)$  為地表位移歷時。由於原始地震記錄係加速度，為計算上述初達波特徵，需將其積分至速度及位移，本研究使用 Butterworth 之高通濾波器將積分後之低頻偏移情形去除，其濾波器之級數及轉角頻率分別為 2 及 0.075 Hz。

### 支撐向量回歸模型

本研究利用「代表地震資料」建置支撐向量回歸模型共 4,166 筆，支撐向量回歸模型之輸入資料為上述 6 種地震初達波特徵，並將其正規化至介於 -1 至 1 之值，輸出資料則為地震波在三方向之地表加速度絕對值之最大值。

本研究訓練及驗證支撐向量回歸模型之方式，係將代表地震資料分為 10 個子樣本，以交叉驗證之方式進行，亦即將一個單獨的子樣本被保留作為驗證模型的資料，其他 9 個樣本用來訓練。如此重複 10 次，每個子樣本輪流用來驗證，最後將 10 次結果的平均誤差當作最終之結果。

支撐向量回歸模型之待定參數包括  $\sigma$ 、 $\varepsilon$  及  $C$ ，由於  $\varepsilon$  直接影響支撐向量的個數，因此本研究選取較小之  $\varepsilon$ ，則支撐向量的個數較多，使該模型可涵蓋不論大小地震之情形。其餘參數  $\sigma$  及  $C$ ，則以格點尋找的方式，搜尋範圍先考慮較大但是格點間隔較寬，然後再逐漸縮小範圍及格點間隔，找到交叉驗證均方誤差最小的格點，即為最佳的參數。

### 歷史地震預測結果探討

本研究利用「測試地震資料」共 91,142 筆來測試所建置之支撐向量回歸模型是否準確，以反應實際應用時預測地震的誤差情形。若利用垂直向初達波到達後之前 3 秒特徵，亦即  $t_p = 3$  秒，所預測 PGA 與實測 PGA 之標準偏差為 21.01 Gal。圖 5 為所預測之 PGA 與實際量測之 PGA 之比較，圖中藍線及紅線分別標示預測震度與實際震度相同與誤差在正負一級內之範圍作為參考。由圖中可以觀察到預測 PGA 與實測

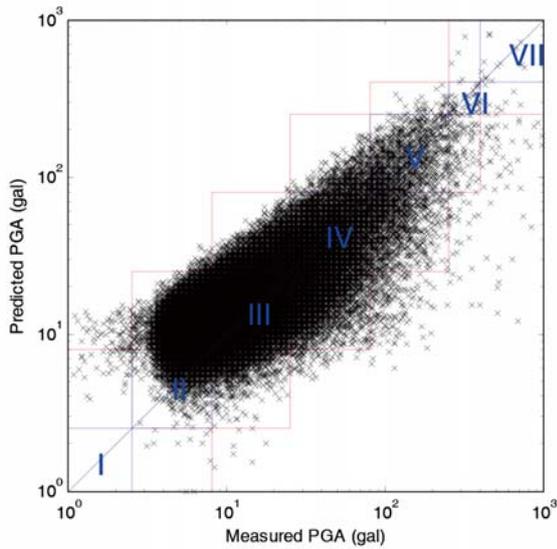


圖 5 「測試地震資料」之預測 PGA 與實測 PGA 比較圖

PGA 相當接近，且震度誤差正負一級以內之比例高達 99.22%。

考慮使用初達波長度  $t_p$  的範圍由 0.1 秒開始逐漸增加至 10 秒，間隔為 0.1 秒（如圖 6 所示）發現預測 PGA 與實測值之標準偏差隨著  $t_p$  的增加而降低，預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例則隨著  $t_p$  的增加而增加，顯示運用初達波越長的資訊所預測之 PGA 越接近實際值，反之，使用越少量資訊所預測之 PGA 越不可靠。

然而，值得注意的是，即使  $t_p$  僅為 0.1 秒時，預測模型已有非常高之準確率，預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例已高達 91.24%。再者，當  $t_p$  僅為 0.4 秒時，預測震度與實際震度誤差在正負一級內之比例已增加至 97.19%。因此，運用本研究所提之方法所

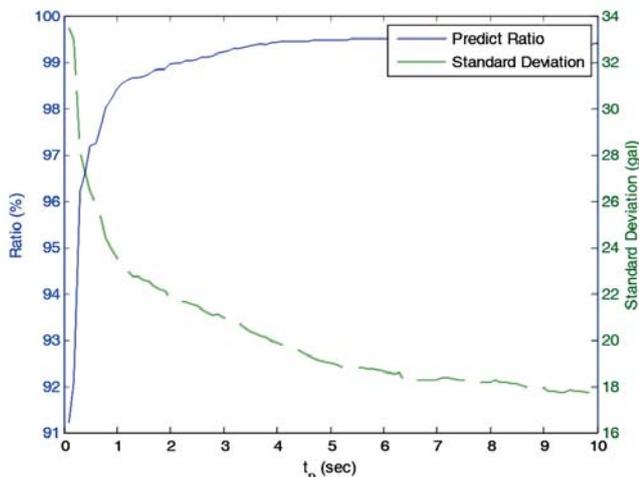


圖 6 「測試地震資料」之預測 PGA 誤差之標準偏差及預測震度誤差在正負一級內之比例隨  $t_p$  之變動

需之  $t_p$  值非常小，應可大幅縮小警報盲區，並爭取寶貴之反應時間。

## 美濃地震的表現

國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering, NCEE）在科技部、教育部和民間業界的合作下，自 2009 年起逐步於全台建置現地型強震預警系統（NCEE's on-site Earthquake Early Warning System, NEEWS）。該系統於主站裝設地震儀及運算主機，將預警訊息分享至半徑 20 km 內之副站，副站僅接收預警訊息並發布警報，當主站密度足夠時，即可將預警訊息提供全台灣中小學使用，以爭取強震波來臨前的寶貴應變時間。

現地型強震預警系統的建置過程中，於台灣時間 2016 年 2 月 6 日凌晨 3:57 分發生了高雄美濃地震，震矩規模為 6.53，震央在北緯 22.92 東經 120.54°，震源深度為 14.6 km，造成 117 死亡、551 人受傷、至少 6 座建築倒塌、超過 247 棟建築損傷。該次地震中，中央氣象局（Central Weather Bureau, CWB）即時強震站（Real-Time Digital, RTD）、國震中心即時強震站（NCEE's Real-Time Seismic stations, NRTS）、及國震中心現地型強震預警系統（NEEWS）共計分別收錄到 80、30、及 16 筆地震紀錄。這些地震紀錄中，於震央西北方向，距離震央約 15 km 的 NRTS A730 測站量測到之 PGA 為 407.89 Gal，距離震央約 25 km 的 RTD CHN3 測站量測到之 PGA 為 401.09 Gal，而距離震央約 7 km 的 NEEWS S01 測站量測到之 PGA 僅為 213.3 Gal。

在這次的高雄美濃地震中，NEEWS 於偵測到地震資料後即時進行預警動作，各測站位置與編號繪於圖 7，本次震央距離最近之 NEEWS 強震預警測站僅 7 km（高雄市新庄國小），最遠為 252 km（台北市公館國小）。上述 RTD、NRTS、及 NEEWS 所記錄之 PGA 分布情形亦繪於該圖，由圖中可明顯觀察到震度 5 級以上（80 Gal 以上）的區域為從震央向西北方向分布。

根據台灣以往震災經驗顯示，震度約達五級（PGA > 80 Gal）以上區域可能發生結構性震損，震度約達四級（PGA > 25 Gal）以上可能開始發生物品掉落等輕微震損。另外，由於台灣東部地區（宜蘭、花蓮、台東）地震發生頻率較高，故居民對於地震時之感受有較高之容忍度，且耐震設計規範之震區係數亦較高，因此相較

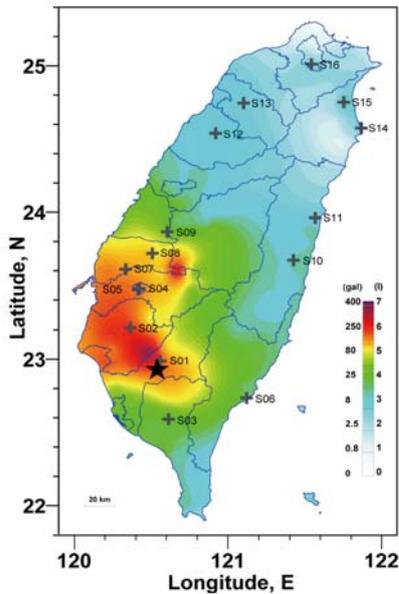


圖 7 現地型強震預警系統測站位置

於西部地區，東部地區發生較大地震時才較可能發生結構性震損。因此，目前各強震預警測站設定之警報門檻值係依據使用者需求進行客製化，除東部地區外，警報門檻值均設定為震度四級，東部地區則設定為震度五級始發出警報。

在本次美濃地震中，現地型強震預警系統之預測 PGA 準確度方面，先觀察預測 PGA 與實測 PGA 比較圖（圖 8），可發現預測 PGA 與實測 PGA 有明顯相同之趨勢，其誤差之標準偏差為 40.8 Gal。在震度差異方面，預測震度大多與實測震度差異在正負一級以內，僅苗栗縣獅潭國小實測 PGA 為 8.8 Gal，剛好超過震度三級的門檻值 8 Gal，然而預測震度僅一級，故預測震度差異為

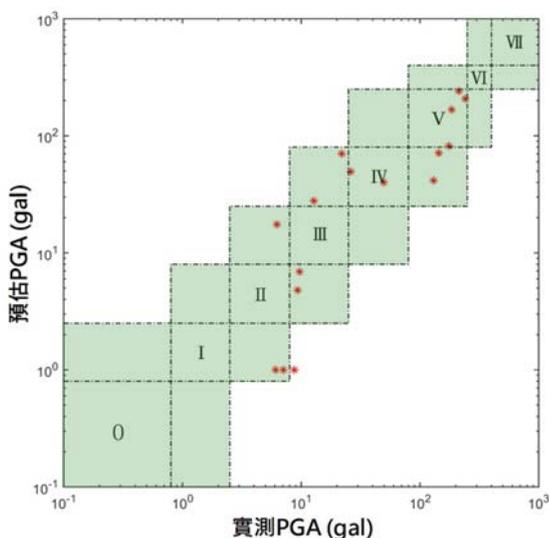


圖 8 預測 PGA 與實際 PGA 比較圖

二級，但是因為實測震度尚未超過警報門檻值四級，故並未造成任何不良影響，亦屬正確預報之情況。

在警報發布準確度方面，根據各站預設之警報門檻值，若實測震度超出警報門檻值而預測震度亦超出警報門檻值，則屬正確警報 (Correct Alarm, CA)；若實測震度未達警報門檻值而預測震度亦未達警報門檻值，則屬正確無警報 (Correct No-Alarm, CNA)；若實測震度超出警報門檻值而預測震度未達警報門檻值，則屬遺漏警報 (Missed Alarm, MA)；若實測震度未達警報門檻值而預測震度反而超出警報門檻值，則屬錯誤警報 (False Alarm, FA)。在本次美濃地震中，警報發出之情況屬正確警報 CA 共 8 個測站，屬正確無警報 CNA 亦共 8 個測站，亦即全數測站警報狀況均為正確（請見表 1）。

在爭取預警時間方面，若將預警時間定義為發出警報時間與 PGA 發生時間的差異，則在本次美濃地震中，觀察預警時間與震央距離的關係（如圖 9 及表 1），可發現預警時間隨著震央距離變大而增加，在震央距離僅 7 km 之高雄市新庄國小測站，可爭取約 3.8 秒之預警時間（圖 10），在鄰近重災區之台南市嘉南國小（震央距約 36 km）約可爭取 8.4 秒之預警時間（圖 11），在較遠但是震度亦為五級的嘉義市育人國小（震央距約 60 km）約可爭取 10.4 秒之預警時間（圖 12）。理論上震央距離越遠的測站預警時間最長，但是距離最遠之台北市公館國小（震央距約 252 km）預警時間僅 4.7 秒，其原因主要為訊雜比過小，亦即地震之 P 波振幅太小，以致於沒有觸發，直到震幅較大之 S 波到達後始觸發，故預警時間較短（圖 13），不過因為該測站實際震度僅二級，不需發布警報，因此即使該測站預警時間較短，亦不會造成任何實際不良影響。

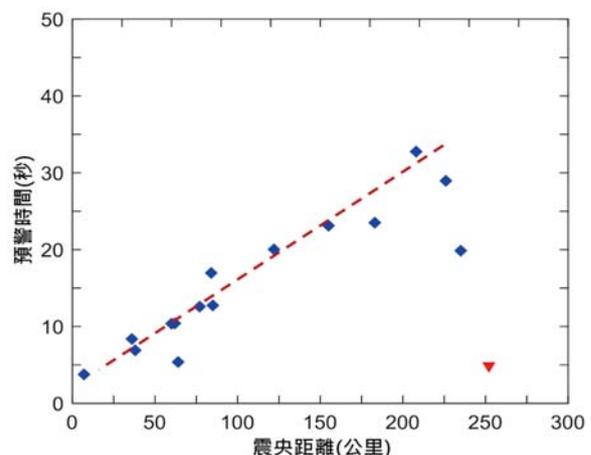


圖 9 預警時間與震央距離關係圖（紅點為台北市公館國小）

表 1 各測站實際量測資料與預警結果彙整表

編號	縣市	測站名稱	震央距離 (km)	預警時間 (sec)	實測PGA (gal)	預測PGA (gal)	實際震度	預估震度	警報門檻	警報狀況
S01	高雄	新庄國小	7	3.8	213.3	240.3	5	5	4	CA
S02	台南	嘉南國小	36	8.4	242.0	207.4	5	5	4	CA
S03	屏東	赤山國小	38	6.9	26.2	49.6	4	4	4	CA
S04	嘉義	育人國小	60	10.4	184.3	167.7	5	5	4	CA
S05	嘉義	港坪國小	62	10.4	175.8	81.8	5	5	4	CA
S06	台東	豐里國小	64	5.4	22.0	70.7	3	4	5	CNA
S07	雲林	北港	77	12.6	144.2	70.8	5	4	4	CA
S08	雲林	斗六工業區	85	12.8	130.8	41.3	5	4	4	CA
S09	彰化	東和國小	104	17.0	49.4	40.2	4	4	4	CA
S10	花蓮	光復國小	122	20.0	12.8	27.9	3	4	5	CNA
S11	花蓮	稻香國小	155	23.1	9.7	6.9	3	2	5	CNA
S12	苗栗	獅潭國小	183	23.5	8.8	1.0	3	1	4	CNA
S13	新竹	碧潭國小	208	32.8	7.1	1.0	2	1	4	CNA
S14	宜蘭	南安國中	226	29.0	6.1	1.0	2	1	5	CNA
S15	宜蘭	宜蘭國小	235	19.9	9.3	4.8	3	2	5	CNA
S16	台北	公館國小	252	4.7	6.3	17.4	2	3	4	CNA

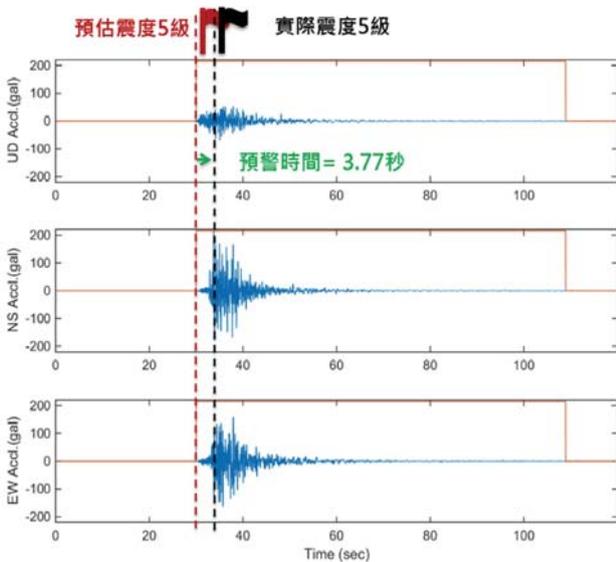


圖 10 高雄市新庄國小測站紀錄與警報發佈情形

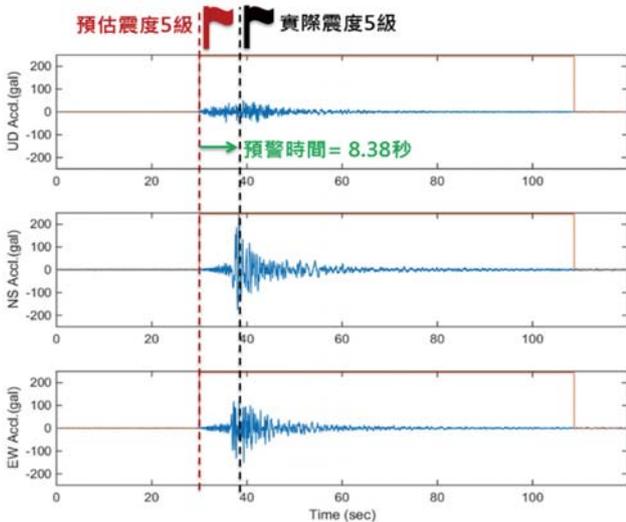


圖 11 台南市嘉南國小測站紀錄與警報發佈情形

### 結語

區域型強震預警技術對於鄰近震央區域無法提供有效的預警時間，亦即於鄰近震央區域的強震區反而成為所謂的盲區。本研究發展的現地型強震預警技術，相較於區域型強震預警技術，可於近震區提供準確且更為即時的預警。觀察本次美濃地震實際震度五級以上的測站，包括高雄市新庄國小測站、台南市嘉南國小、嘉義市育人國小、嘉義市港坪國小、雲林縣北港站、雲林斗六工業區等六個測站，現地型強震預警系統提供了約 4 秒至 13 秒的預警時間（圖 14），且警報正確率亦為 100%，顯見現地型強震預警技術應用於近震區域，對於降低震損確有其潛在功用。

目前，雖然政府的經費拮据，但是在立法院的強力督促下，教育部與科技部正積極投入相關經費，目標在未來的兩、三年內，可提供全台灣中小學校強震預警訊

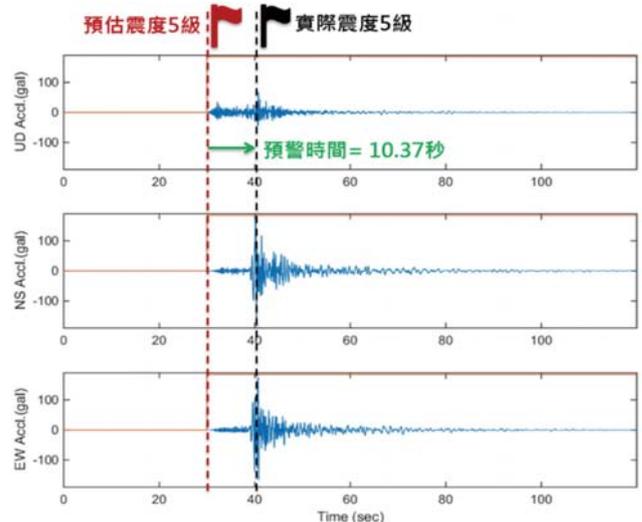


圖 12 嘉義市育人國小測站紀錄與警報發佈情形

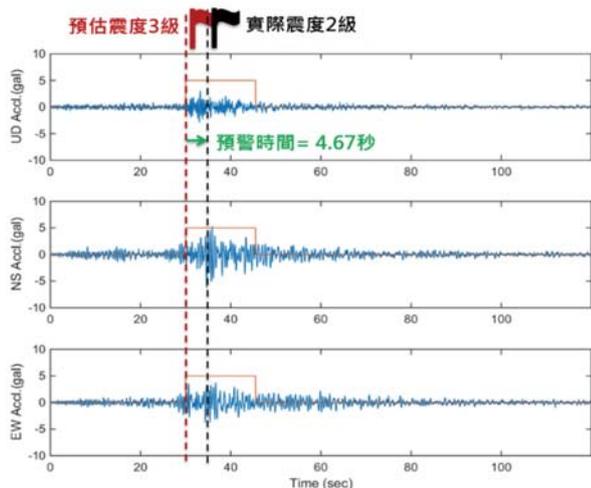


圖 13 台北市公館國小測站紀錄與警報發佈情形



圖 14 各測站名稱、實測震度與預警時間分布圖

息，再配合平時的應變演練以及自動化控制，期能大幅降低震災傷亡與損失。

然而，強震預警的推廣應用，有賴於使用者了解其使用上之限制。強震預警技術必然有誤報以及漏報的機率，即使如強震預警技術最成熟的日本，亦多次發生誤報的事件。雖然本研究之現地型強震預警技術，在本次美濃地震表現非常良好，但是，強震預警不可能完美。在此，期望台灣社會大眾未來不會因為少數誤報或漏報的事件，而否定了大多數正確警報的貢獻。

## 參考文獻

1. [http://www.cwb.gov.tw/V7/hottopic/earthquake\\_alert.pdf](http://www.cwb.gov.tw/V7/hottopic/earthquake_alert.pdf).
2. Satriano C., Wu Y.M., Zollo A. and Kanamori H., "Earthquake early warning: Concepts, methods and physical grounds," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 106–118 (2011).
3. Kanamori H., "Real-time seismology and earthquake damage mitigation," *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.* 33:195–214 (2005).
4. Wu Y.M., Yen H.Y., Zhao L., Huang B.S. and Liang W.T., "Magnitude determination using initial P waves: A single-station approach," *Geophysical Research Letters*, Vol. 33, L05306 (2006).
5. Wu Y.M. and Kanamori H., "Exploring the feasibility of on-site earthquake early warning using close-in records of the 2007 Noto Hanto earthquake," *Earth Planets Space*, 60, 155–160 (2008).
6. Zollo A., Lancieri M. and Nielsen S., "Earthquake magnitude estimation from peak amplitudes of very early seismic signals on strong motion records," *Geophysical Research Letters*, Vol. 33, L23312 (2006).
7. V. Vapnik. *Statistical Learning Theory*. Wiley, New York, NY (1998).



許丁友於國立台灣大學土木工程系取得博士學位，求學期間曾獲科技部補助訪問比利時天主教魯汶大學土木工程系一年，進行有關結構健康診斷相關研究。現任職於台灣科技大學營建系助理教授，曾任國家地震工程研究中心研究員，現亦繼續兼任該中心研究員，與該中心合作進行結構健康診斷以及現地型強震預警技術等研究開發。目前，所開發之強震預警技術，正推廣應用於教育部的中小學校、台灣高速鐵路公司、科學園區高科技廠房等等。另一方面，所開發之結構健康診斷技術，亦正推廣應用於住辦大樓、科學園區管理局大樓，以及高科技廠房等。

## 學歷

國立臺灣大學土木工程學系工學博士（2004/09~2010/12）、比利時魯汶大學土木工程學系訪問學者（2009/08~2010/08）、國立台灣科技大學營建工程學系碩士（1997/09~1999/06）、國立成功大學土木工程學系學士（1993/09~1997/06）

## 經歷

國立台北科技大學土木工程系兼任助理教授（2012/08~2013/01）、國家地震工程研究中心結構控制組研究員（2015/01~2016/07）  
國家地震工程研究中心結構控制組副研究員（2011/01~2014/12）、國家地震工程研究中心結構控制組助理研究員（2004/01~2011/01）  
國家地震工程研究中心結構控制組專案助理研究員（2000/01~2004/01）

## 研究興趣

結構健康診斷（損傷診斷、震後評估、系統識別、訊號分析、嵌入式系統）  
現地型強震預警（預測模式、人工智慧應用、場址效應）  
地震工程（耐震評估、隔震設計）



# 綠能節電與環保 — 2016 年能源論壇研討會報導

劉維祥 / 中國土木水利工程學會能源委員會幹事

本研討會於 105 年 (2016 年) 11 月 3 日假台電大樓舉行，由陳主任委員蒼賢主持，學會倪秘書長惠



在環保方面，中部地區經常發生紫爆現象，台中電廠在供電無虞的情形下亦配合適度降

載。台電公司目前正進行中的林口電廠及大林電廠更新改建工程，共五部機組均使用效率高的超超臨界燃煤機組並採用最新的環保設備，有效降低污染排放，排放標準已接近燃氣機組。

載。台電公司目前正進行中的林口電廠及大林電廠更新改建工程，共五部機組均使用效率高的超超臨界燃煤機組並採用最新的環保設備，有效降低污染排放，排放標準已接近燃氣機組。

姝蒞臨指導及致詞。本次能源論壇專題引言及講師介紹，則由台電公司營建處處長黃凱旋及陳副處長擔任。陳主任委員首先歡迎各位蒞臨台電公司參加能源研討會，致詞指出新政府上任後，在能源方面做了很大的轉型，並訂定能源目標，就是說 2025 年燃氣機組占比會達到 50%，燃煤是 30%，再生能源是 20%。再生能源開發要達到 20%，是非常高的挑戰，能源除了水力外，未來再生能源開發，主要集中在太陽光電跟離岸風力，在太陽光電的部分，2025 年設定的目標為 20GW，而離岸風力的部分為 3GW；台電公司配合政府的政策，積極推動離岸風力跟太陽光電，在 2025 年台電會設置 1GW 的離岸風力的裝置容量，在 2030 年時會達到 1.8GW。太陽光電的部分，主要是由民間來推動，台電的目標大概在達到 1GW 的裝置容量。

在節電及負載管理方面，台電公司也推動很多措施，例如：時間電價、需量競價等，希望能改變用戶的用電習慣，以降低尖峰負載。今天能源論壇的主題採用「綠能節電與環保」，相信會有很多精彩的演講，最後預祝大家身體健康萬事如意及大會圓滿成功。

土水學會呂良正理事長因故無法出席，由倪惠姝秘書長代表致詞。感謝能源委員會每年舉辦兩場活動，今年第一場參觀通霄電廠擴建計畫，已於 7 月 5 日順利完成，參觀學員踴躍，獲益良多。今天的能源論壇是第二場，特別討論台灣能源未來發展，包括綠能節電等議題及其相關技術。土水學會在 10 月下旬也辦了與政府對談的會議，邀請政府部會代表，包括政務委員張景森委員，經濟部常務次長楊偉甫次長等共五位政府代表參加，會中向政府提出多項建議，呼籲政府推動防災產業，同時建議新能源建設應與防災結合。如新興綠能風



電的基礎設施，在設計時就要加以考慮結構本身的防災能力，以有效降低災害；此外，再生能源運輸的問題，亦值得政府重視與規劃。最後，倪秘書長除致詞感

謝各位演講者、能源委員會全體委員及協辦單位外，特以錦旗致贈主任委員留念。



船舶中心鍾副處長報告「運用安全規範以降低海事工程風險之實例分享」，內容包括「安全評估項目」及「案例說明：永傳海氣象觀測塔運輸、上緯海纜運輸案

例說明」，結論建議國內海事工程依循國際海事保證鑑定準則需求，建立相關安全評估技術，以提升國內海事工程作業安全性。

台電公司林景庸組長報告「COP 21 後國內外溫室氣體減量發展趨勢」，林組長指出減碳議題已是全球風潮，它將改變企業的投資行為與個人的生活型態，隨著政府訂法的進展將逐漸使人民有感，大家應有風險認知並積極尋求因應策，以達到永續發展之目標。此外面對氣候變遷的不確性，致使企業營運風險加劇，因此，建立其因應的調適政策除了可以減少衝擊損失，更可以提高企業於市場上的競爭力。



中油公司黃冬梨所長報告「國家能源政策與再生能源發展」，首先說明氣候變遷與減碳目標，其次提及國家能源結構與再生能源政策，其中就太陽能、風力發電、地熱、生質能源、儲能皆有深入的探討。此外對氫能與液化天然氣的效益分析亦有獨到的見解。



台電公司李副處長文彬報告「綠能開發建設中的土木人新挑戰」，簡報內容回顧水力開發的輝煌歲月，隨著潔淨綠能興起，海洋工程成為土木人的新領域，離岸風力

等再生能源為綠能開發帶來機會與挑戰，期勉所有土木人珍惜機會，實現台灣綠能建設的新里程。

宇泰工程顧問公司協理李季欣報告「離岸風力發電計畫海氣象觀測塔之設計與施工介紹」，簡報內容由

測風塔之規劃設計談起，也述及測風塔的施工及將來海上風電工程的介紹。李協理於報告中指出，申設法令繁雜、無適應本區環境現況的設計參數規範及國內施工機具能量不足，係目前國內風電產業面臨工作困難的三項重大課題。



中興工程顧問公司蘇國旭工程師報告「綠島東部海洋能發展研究」，簡報說明綠島東部海洋能包含洋流調查、海溫調查、黑潮發電及溫差發電可行性，充分揭露海洋能的開發迫切需要深海工程技術、知識及經驗，並指出該場址同時具有溫差發電、地熱及黑潮發電潛能，相關綠能開發值得再投入。

台灣世曦公司林副理倣寬報告「離岸風場開發面臨之法規問題探討」，簡報內容除了介紹全球離岸風電產業動態、國內離岸風電遠景及離岸風電面對之法規，雖然相關申設手續繁瑣，然而林副理倣寬指出台灣中部西海岸風能資源豐富，在「溫室氣體減量及管理法」於 104/7/1 公告溫室氣體減量目標後，更顯示離岸風電深具開發潛力及未來發展性，值得國內發電業者開發之綠能。



論壇閉幕由陳副處長引導與會來賓與現場講師互動，討論當前國家能源政策的方向與其配套。會中的問題多元而實際，包括東部小水力發電的調查與開發情形、再生能源的開發及調度是否可以達到預定目標、核能停止運轉後，碳排放日益昇高的問題如何解決及再生能源的儲能設施等等。各與會專家互動熱烈，學員受益良多。最後陳副處長很謝謝來賓及講師的蒞臨指導，使得能源論壇能夠順利圓滿落幕。





# 「風、光、氫能源互補」 獨立電網與風力機組觀摩及 參訪 苗栗圓樓和北勢溪整治成果

照片及圖片提供：中華顧問工程司、英華威風力發電集團、張武訓、林合洲

張武訓／中國土木水利工程學會工程環境與美化委員會主任委員

馬俊強／中華顧問工程司研發主任

馬婉容／中國土木水利工程學會工程環境與美化委員會幹事

社團法人中國土木水利工程學會的「工程環境與美化委員會」，配合政府因應全球氣候變遷，落實環境正義的目標，舉辦苗栗赤土歧「獨立電網風、光、氫能源互補實驗與示範」觀摩及英華威風場參訪活動；藉以深入瞭解整合風力、氫燃料電池或太陽能設備併聯發電之現況、應用成果及未來發展性，同時感受圓樓歷史、文化涵養以及工程環境與工程美化成果，專業與知性兼容並蓄，共同為保護地球環境盡一己之力。

社團法人中國土木水利工程學會的「工程環境與美化委員會」，致力於推動工程環境與工程美化，且重視氣候變遷與再生能源發展。「工程環境與美化委員會」於 105 年 11 月 11 日舉辦活動，觀摩中華顧問工程司在苗栗赤土歧的「獨立電網風、光、氫能源互補實驗與示範」及英華威公司在竹南風場的機組，參與學員得以深入瞭解風力發電系統、太陽光電發電系統與製氫設備，藉以認識相關運轉問題與最佳之發電效益，行程中並安排學員實地感受中華傳統民居文化，及實地體驗工程環境與美化成果案例。

本次參訪活動首站由本學會「土木歷史與文化委員會」陳清泉主任委員，帶領學員參訪苗栗高鐵站旁「客家圓樓」。據查，分佈於大陸福建省的客家土樓群是世界獨一無二的大型民居，堪稱中華傳統民居的瑰寶，獲得列入世界文化遺產的行列，並成為公認最具客家文化代表性建築；苗栗「客家圓樓」仿自中國福建永定的土樓「振成樓」，佔地 1,385 平方公尺，樓板總面積 3,476 平方公尺，空間結構為地下一層、地上三層。「客家圓樓」的一樓主體為圓型展演劇場，二樓主



要為展示空間，規劃「客家戲曲館」、「客家音樂館」及「城市文化交流展」，三樓設置 DIY 研習教室與多媒體互動專區。樓內並設置販賣部，主打客家風味與在地特色創意商品。苗栗縣政府在後龍高鐵特定區興建土樓造型的「客家圓樓」，除了彰顯苗栗在地客家文化特質，並區域規劃整治臨近的北勢溪，成為「親水廊道」的美麗景觀。因為就在高鐵特定區內，學員在高鐵局鍾總工程司的說明中和高鐵苗栗站合影留念。

參訪活動第二站，親臨感受兼具工程環境與工程美化之「北勢溪環境營造計畫工程」成果。北勢溪因上游



畜牧、農作造成水質混濁，因此，於後龍溪上游老田寮溪、沙河溪匯流口，河床下約 5 公尺埋設集水管，汲取清澈伏流水，並設置約 4,200 公尺引水道，將水輸入北勢溪清水廊道，不僅可營造北勢溪親水遊憩功能，並亦可藉由設分支管至苗栗農田水利會的後龍圳，用以調節枯水期之農田灌溉，如此多目標引水取水功能，可謂水資源開發利用以及環境美化之成功案例，經行政院核定為都市生態水岸環境營造示範計畫。北勢溪環境營造計畫之工程內容包括北勢溪親水廊道環境改造、上下游自行車道串連、後龍溪引水取水工程及 7 個滯洪公園，內含客家圓樓遊客服務中心、閩南書院及植栽綠美化等；北勢溪親水廊道河道兩側設置臨水步道，右岸箱涵壁採面用砥石子美化，以 24 節氣搭配苗栗特色水果、客家圓樓及閩南書院為主題，設計 14 幅馬賽克拼圖，左

岸自然邊坡種植草皮與灌木，坡頂鋪設人行步道，河道中以塊石堆疊出 7 座石滬，石滬中設置景觀噴泉，同時分段疊砌 9 座塊石之擋水設施，營造出跌水流瀑景觀，並設置高矮景觀燈、壁燈、水岸燈、LED 燈，創造融合在地多元環境之河岸景觀，令學員流連忘返。

參訪第三站，來到苗栗後龍龍港工業區綠能示範屋。中華顧問工程司為模擬偏遠山區或離島與偏遠地區不便施工搭建結構物，且無法由公共電網接電之環境，特選定苗栗後龍龍港工業區設置獨立電網綠能示範屋。綠能示範屋選用 20 呎及 40 呎貨櫃屋裝載發電設備與家電用品，並規劃為可供人員生活起居之環境。貨櫃屋的優點在於可預先完成內部裝潢，再運至設置地點快速架設，而往後遷移吊掛亦極為方便，可降低建築與搬遷成本。綠能示範屋於 104 年 12 月開始整地動工，由於設置



地點近海邊，氣候較為潮濕，特加強貨櫃屋外牆之防鏽處理，另基於防潮及避免昆蟲入侵之考量，貨櫃屋底部予以架高，保持離地 15 公分之間距；歷經整地、貨櫃屋與風力機基礎施作、貨櫃屋內外裝修、結構體安裝、雨水回收、排水、空調等附屬工程及外部景觀等工作，於 105 年 3 月完成施作，屋頂設置太陽能板，除吸收日照進行發電外，亦兼具降低貨櫃屋室溫之效果。太陽能板、風力發電機與主貨櫃建物之基礎結構，須可承受 15 級風（風速 46.2 m/s ~ 50.9 m/s）吹襲仍保持完好之要求，同時於貨櫃屋周圍架設廣角網路攝影機（IP Camera），可透過網路遠端監看綠能示範屋外部設備運作狀況，綠能示範屋外觀如圖 1。20 呎貨櫃屋內部供擺放氫燃料發電機、製氫設備、儲氫設備、逆滲透純水濾水器、蓄電池模組、控制與監控模組及抽排風機，各項設備如圖 2。40 呎貨櫃屋內部則安裝日常生活所需之設施，包含電燈、循環扇、冷氣機、電冰箱、電視機、開飲機、咖啡壺、電腦及盥洗設備，可供人員與內部工作與居住，以模擬日常生活環境之用電需求，40 呎貨櫃屋內部設施如圖 3 所示。貨櫃屋上方特別設置集水天溝，可於降雨時匯集雨水並導入 1,000 公升之蓄水塔儲存，冷氣機之排水亦透

過集水器排放至集水天溝予以回收，透過逆滲透去離子濾水器可將雨水過濾為純水，以提供製氫設備進行水電解反應產生氫氣，蒐集儲存之雨水還可供應盥洗設備，亦可加以過濾提供飲用，達到自給自足目的，圖 4 為綠能示範屋之雨水與冷氣排水回收設施。

綠能示範屋於 105 年 3 月完工，即開始獨立運作，如圖 5 所示貨櫃屋上方各設置 5 kW 太陽能板，並朝南傾斜 13.5 度設置，以提高太陽輻射直射的機率，達到吸收最大太陽能以產出最多電量。兩組 3 kW 風力發電機則設置於太陽能板的北方，避免日照時產生陰影遮蔽太陽能板，而降低太陽能發電效率。太陽能板、風力發電機與主貨櫃建物之基礎結構，須可承受當地歷年最高風速之要求，持續發電供給各項電器設備之用電。為有效監控系統狀態，掌握設備運作情形，各項發電、製



圖 1 綠能示範屋外觀設置成果



圖 2 綠能示範屋 20 呎貨櫃屋內部設備



圖 3 綠能示範屋 40 呎貨櫃屋內部各項設備



圖 4 集水天溝與蓄水塔（左）及冷氣排水回收（右）設施



圖 5 貨櫃屋上方設置太陽能板

氫、蓄電、儲氫設備及負載設備耗能狀態之運作數據皆透過 RS-485 介面傳送至 40 呎貨櫃屋內之監控電腦，並且利用 LabView 軟體，以圖形化的介面即時呈現各項數據，包含風力發電機、太陽能板之發電功率、蓄電池之充放電狀態與端點電壓、氫燃料電池發電電壓、儲氫槽壓力與製氫機輸出流量及負載電氣設備的耗電功率。另亦於綠能示範屋外部安裝小型氣象站與日照儀，並將即時風速與日照量傳送至監控電腦，一併以 LabView 軟體呈現於監控畫面中。如圖 6 所示，透過網路遠端操作監控電腦，可即時監看綠能示範屋各項設備運作數據，並觀察不同氣候條件（風速、日照）對於風力發電機與太陽能板發電量之影響。各項運作數據亦加以儲存紀錄，可供未來研究分析使用。綠能示範屋外部亦架設四路廣角網路攝影機，可透過網路連線監看外部設備運作狀況，網路攝影機監看畫面如圖 7。

利用再生能源組成發電系統，併聯太陽能及風力機進行發電，所產生電力優先供應綠能示範屋內之生活及辦公用電器設備，多餘電力則透過水電解製氫設備產生氫氣，並加以儲存於鋼瓶。另設置雨水回收系統，經過濾淨化為純水後，可供水電解設備產製氫氣及日常生活使用。然而，風光發電實屬靠天吃飯，當風場及日照條件不足時，風光發電無法供應綠能

示範屋電器設備穩定運作時，則立即啟動氫燃料發電機，利用先前所儲存之氫氣接續發電，以供應電器設備用電，其系統運作構想如圖 4。統計每日系統運作數據，並針對氣候條件與發電、耗能結果進行比對，可獲得綠能示範屋系統之發電與儲能設備運作容量是否恰當。依 105 年 3 月份統計之數據（圖 8）可得知，該季節多雨且日照不足，太陽能發電效率不盡理想，但是較大的風速讓強風力發電機可扮演重要的供電角色；統計 105 年 5 月之數據（圖 9）則呈現相反現象，該季節日照天數增加且強度較強，太陽能板充分發揮，扮演主要發電角色；風力機則因風力微弱，發電效率不彰。偶遇負載設備耗電量超過太陽能與風力機之基載發電電量時，蓄電池模組及氫燃料電池便啟動供電，達到穩定、持續供電的目的。實際運作數據證明結合風、光及氫能源可達互補發電之目的。

中華顧問工程司根據美國太空總署（NASA）長期觀測紀錄全球氣候資訊，透過其大氣科學資料中心網站，輸入後龍示範場地坐標值（緯度：24.055°，經度：120.719°）可獲得該處每月平均風速（表 1）與每

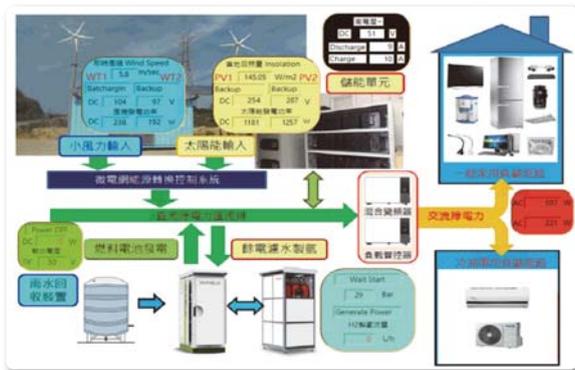


圖 6 綠能屋設備運作數據即時監控畫面



圖 7 綠能屋網路攝影機監看畫面



圖 8 綠能屋實際發、耗電統計 (105年3月)



圖 9 綠能屋實際發、耗電統計 (105年5月)

月太陽輻射平均照射量（表 2）。其中每月平均風速為累計觀測 10 年所得每月平均風力強度，單位為 m/sec；太陽照射量則為累計 22 年觀測週期所得之每月太陽輻射照射地表水平面之平均值，單位為 W/m<sup>2</sup>。將以上各月之日照量與風力強度等數據分別帶入 10 kW 太陽能辦與 3 kW 風力發電機之發電曲線計算後，可估算出後龍示範場各月份之每日發電量。如圖 10 所示，可看出風力發電於冬季可獲的較大發電量，夏季則不盡理想，最大與最小發電量相差超過 3 倍；太陽能發電則恰好相反，夏季可達發電高峰，冬季日照少，太陽能發電表現不佳，最佳與最差發電量差異亦超過 2 倍。

本次參加學員以工程師居多，均對溫室氣體與節能減碳特別關心，尤其想深入了解再生能源互補的實作過程，共同主辦單位中華顧問工程司研發主任馬俊強先生特地安排熟悉風力發電與太陽能發電的耀能公司總經理蔡國隆先生講解上述的運作，學員分批面對風機、太陽能板和發電設備聽講發問。為讓學員目睹與能瞭解氫氣製作、儲存與氫電池發電的串聯過程，亦邀請美菲德公司林振生副總經理蒞場解說。至於「風、光、氫能源互補」的系統運作，即有關從規

劃、設計、測試、運作與累計數據的評估，則由馬主任現身說起。除有完整的報告，並有詳細的長短影片放映提供瞭解。為了體驗產生電力的生活效能，用化合的乾淨水，及自己發電的新鮮電力煮咖啡，藉即時的分享讓學員瞭解這套互補系統的救急功能。本學會感謝中華顧問工程司的用心特由張主任委員代表致贈會旗一面，並和全體學員合影留念。

參訪行程至此，已逾中午用餐時間。本學會在風光明媚的「崎頂新樂園」，席開四桌，全體學員與中華顧問工程司及英華威風力發電集團之協助導覽人員，共享物美價廉的超值桌餐。席間，學員分享彼此參訪心得與工作經驗、討論菜價高漲與主廚好手藝、閒話家常之間，不知不覺再添一碗飯。學員說：「哇～頭腦充飽電，肚子吃太飽，還能舒壓盡享明媚風光，真是不虛此行啊！」。

飽餐一頓之後，參訪英華威風力發電集團於苗栗縣竹南鎮崎頂海水浴場沿岸設置之風場。風場分布於苗栗縣竹南鎮龍鳳漁港北側的防風林邊緣，共有 3 部風力發電機組，於 100 年 9 月開始商轉，風場所發電力，全數供應台電公司電網。英華威風力發電集團為一致力於綠色能源發展及推廣的公司，於 85 年成立於德國，與其

表 1 後龍示範場每月平均風速

Monthly Averaged Wind Speed at 50 m Above the Surface of the Earth (m/s)													
Lat 24.055 Lon 120.719	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Annual Average
10-year Average	8.57	7.97	6.76	5.80	5.03	5.39	4.88	5.01	6.30	8.14	8.88	8.52	6.76

表 2 後龍示範場每月太陽輻射平均照射量

Monthly Averaged Insolation Incident on a Horizontal Surface (W/m <sup>2</sup> )													
Lat 24.055 Lon 120.719	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Annual Average
22-year Average	109.6	125.4	147.1	177.5	203.3	237.5	278.8	254.6	212.9	171.7	129.7	111.25	180



圖 10 風力發電(上)與太陽能板(下)各月份之每日發電量



姐妹公司 innoVent，已在全世界開發及興建超過 1,000 MW 風場，91 年在台灣落地生根以來，與學界、環保團體及其他再生能源業者共同推動「再生能源發展條例」立法；截至目前，英華威在臺灣已開發、興建、營運超過 350 MW 的風場及太陽光電發電系統，年發電量超過 8 億度、抵減超過 42 萬公噸二氧化碳。

英華威風力發電集團開放本學會會員參觀竹南二期風場，該風場採用之風力機組，為德國 ENERCON E-70 機型、單機裝置容量 2,300 kW，機組之機艙高度 64 公尺，葉片直徑 71 公尺，單座機組發電量相當於 1,500 戶家庭用電，每年可抵減二氧化碳量約 3,400 公噸，約當 14 座大安森林公園面積的造林效果。德國陸域風電至今已安裝超過 2 萬座，ENERCON 在母國的陸域風電市佔率達 50%，全球市佔率也長期保持前 10 名，穩定的高品質深受各界肯定；其造型特殊、極易辨認的蛋型機艙設計（圖 11），出自英國著名建築師諾曼·福斯特（Norman Foster）之手筆。

ENERCON E-70 機型機組之機艙上方設有測風儀及航空障礙燈，前者可偵測即時風向，隨時指引風機偏航、擷取最大風量；航空障礙燈則能警示行駛於該區域上空的飛機，風機所在的區域。臺灣是一個天然條件高

風險國家，偶而的地震與每年的颱風都難免造成災害，因此，風機低風速時不會轉動發電，超過極限風速也會自動煞停自我保護不發電，風速過大也可能造成風機構件的損壞，ENERCON E-70 之啟動風速為 2.5 m/s（每秒 2.5 公尺約當 2 級風），風速達 15 m/sec（7 級風）滿載發電，在風速超過 25 m/s 後（10 級風），發電機啟動暴風控制（Storm Control）保護系統，直到風速超過 34 m/s（12 級風、約中度颱風）才完全停下（詳如圖 12 功率曲線）；如何確保風機的可靠度，是風力發電上最大的挑戰。英華威是電力開發商，向供應商 ENERCON 採購風機，簽訂 15 年維運合約，風機供應商保證提供 97% 的妥善率，ENERCON 公司為此在臺灣培訓及常駐有 70 人服務團隊，可以 24 小時到場維護。以媒體號稱「地表最強」蘇迪勒颱風為例，暴風圈襲擊台灣西岸的 24 小時當中，英華威風場真正停機的累計時間約僅半小時左右，可見當代風電技術的進步。

參觀 ENERCON E-70 機型機組時，因為空間有限，分梯次進入，每次 5 位學員，由德國工程師尼爾斯先生英語解說，部分由本地工程師補充。由於進入機組瞭解風機運作是件難得的機會，學員把握機會討論激烈，本委員會林穎立委員特地兩次入機發問，活

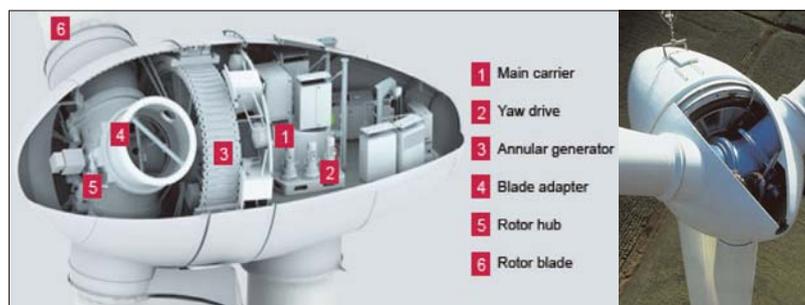


圖 11 德國 ENERCON E-70 機型機艙示意圖

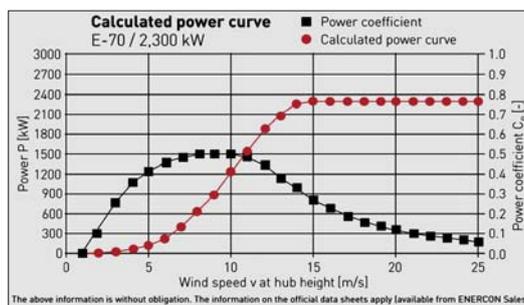


圖 12 德國 ENERCON E-70 機型功率曲線



動協辦單位台經院能員組林若秦博士也不落人後。對於機組裡的即時資訊都可從儀表中顯示，一組學員參訪的幾分鐘內的不同時段所拍攝的數據就有不同的現況和累積成果。大家亦好奇是否常爬直梯到機艙，以及攀爬一次需要多少時間等，尼爾斯先生說：「有一次花了 10 分鐘爬到頂，平時不會想爬。」，因為苗栗消防隊曾到風場作消防檢查與演習，所以可以看到機房貼有相關作業規定。承蒙英華威公司無私的開放和熱忱協助活動，張武訓主任委員代表學會特贈會旗感謝，由英華威公司葉文村總監與張雅婷經理代表接受。

本學會舉辦苗栗赤土歧「獨立電網風、光、氫能源互補實驗與示範」觀摩及英華威風場參訪活動，讓學員實地欣賞圓樓歷史與文化涵養、讚美北勢溪工程環境美化成果，瞭解若單獨採用風力或太陽能發電設備，必須考量發電淡季之用电需求量，若能整合風力或太陽能兩種設備併聯發電，在冬季時利用風力強勁之特性，以風力機做為發電主力，夏季之強烈日照則可供太陽能板發揮最佳效率，兩者併聯發電之總發電量，可確保各月份之發電量不再有明顯差異，有效整合兩種發電設備，達到截長補短、發電互補之目的。政府目前刻正積極推動離岸風電，英華威風力發電集團亦響應政府政策，已著手規畫長期離岸風電計畫，希望能將母公司 wpd 於德國開發離岸風電的成功經驗與臺灣各界分享，盼除了增加未來綠能的供應量，亦有助於在地人才培育及產業鏈結合。有關本次活動之過程，歡迎利用臉書搜尋「工程景觀」社群，可瀏覽或自行下載已儲存的 200 多張活動

照片，並可知悉工程景觀委員會相關訊息，察知本次活動的臉書接觸人次已超過千次。



工程景觀粉絲專頁

## 後記

工程環境與美化委員會配合政府因應全球氣候變遷，落實環境正義的目標，善盡共同保護地球環境的責任，於 105 年共舉辦三場知性觀摩參訪活動，包括參訪「優良生態環境工程 — 和興炭坑園區」、「節能！減碳！綠生活！— 氫燃料電池與捷運大安森林公園站的對話」觀摩研討體驗活動，與本次苗栗赤土歧「獨立電網風、光、氫能源互補實驗與示範」觀摩及英華威風場參訪活動。為推廣生態教育，藉由「和興炭坑園區」學習活動，增加學員對生態工法、自然景觀及礦坑文化深度學習機會；為讓學員及民眾體驗潔淨綠能「氫燃料電池」，特別選擇具有節能生態概念及景觀規劃設計的捷運信義線大安森林公園站，在綠建築及公共藝術氛圍中，見證臺灣新能源發展；為進一步深入瞭解環保趨勢，讓學員貼身進入赤土歧及英華威風場，參訪風力及太陽能發電，仰頭舉目盡是無比讚嘆，尤其參訪當日天氣一掃陰霾，沿途風光明媚，客家圓樓、高鐵車站、北勢溪及風機，在藍天白雲與和煦陽光的映襯下，更加吸睛。如此知性的學習活動，學員反應熱烈，給予高度肯定與讚賞，紛紛囑咐本委員會幹事：「下次活動一定要記得通知我參加喔！」並熱心建議下次參訪主題與地點。本委員會感受學員高度的求知慾與熱情，大夥相聚的奇妙緣份，就如高鐵路吳科長

於英華威風場拾獲一顆開著貝殼花的奇石，如此奇特，值得珍藏！工程環境與美化委員會能按計劃達成舉辦各項活動之目標，最感謝學員們的支持，感謝協助單位的奉獻，感謝學會秘書處同仁和秘書長，感動本委員會各委員在籌畫及參與過程都能團結一致提供高品質的指導，兩位幹事馬婉容工程司和林合洲工程司無怨無悔成就使命，挑戰自我，至感敬佩。恭喜 105 年順利，敬祝 106 年快樂。🍀



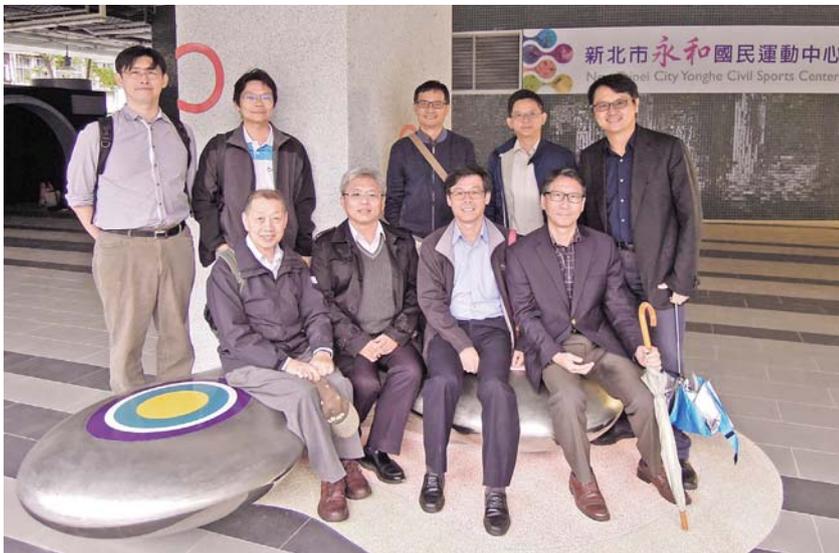


# 統包工程 BIM 經驗分享 永和運動中心參訪活動

康仕仲／中國土木工程學會資訊工程委員會主任委員、國立臺灣大學土木工程學系教授

永和運動中心由根基營造股份有限公司以 BIM 技術承攬統包工程。從初期計畫、基本設計、細部設計、施工管理，到維護營運各階段皆運用 BIM 技術。BIM 數量資訊精確化與透明化的優勢特性，讓流程精簡、錯誤降低，後續的管理效率更加精準。

在永和運動中心啟用前夕，本學會資訊委員會於 105 年 11 月 24 日前往參訪，讓產官學界了解 BIM 技術的導入現況與執行成果，達到跨界的交流與學習。

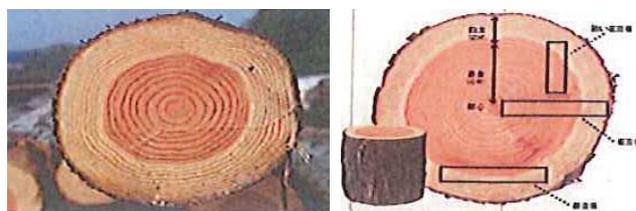


# 提供台灣的客戶， 日本的優質木材和木材產品。

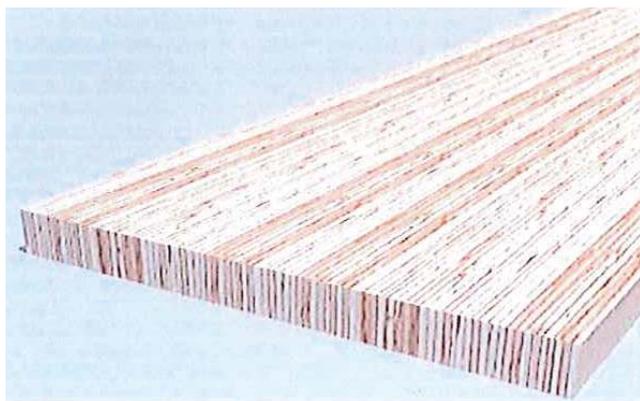
## 《日本製針葉樹合板》



## 《日本原木(杉/檜木)》



## 《日本製LVL》



## 《日本產銘木》



\* 合板和LVL，  
完全符合日本農林規格(JAS)。



茲附上廣告式樣一則  
請按下列地位刊登於貴會出版之「土木水利」雙月刊

此致  
社團法人中國土木工程學會

「土木水利」雙月刊  
廣告價目表

(費率單位：新台幣元)

刊登地位	金額 (新台幣元)	敬請勾選
封面全頁 彩色	60,000	
內頁中間跨頁 彩色	80,000	
封底全頁 彩色	50,000	
封面裏/封底裏 全頁彩色	40,000	
內頁全頁 彩色 (直式)	30,000	
內頁半頁 彩色 (橫式)	15,000	
內頁 1/4 頁 彩色 (直式)	8,000	
折扣	3期9折， 4期以上8.5折	

刊登月份：

44.2  44.3  44.4  44.5  44.6  45.1 共 次  
(4月) (6月) (8月) (10月) (12月) (2月)

註：稿件請提供設計完稿之廣告稿；  
相片、圖片等請提供清楚原件或電腦檔。

上項廣告費計新台幣 元整

隨單繳送請查收摺據  
請於刊登後檢據洽收

機構名稱： (請蓋公司印)  
商號

負責人：

地址：

廣告聯絡人：

電話：

廣告訂單聯絡：社團法人中國土木工程學會 電話：(02) 2392-6325 email: mandy@ciche.org.tw

98-04-43-04

郵政劃撥儲金存款單

收款帳號	0	0	0	3	0	6	7	8	金額 新台幣 (小寫)	仟	萬	拾	萬	仟	佰	拾	元
------	---	---	---	---	---	---	---	---	-------------------	---	---	---	---	---	---	---	---

通訊欄 (限與本次存款有關事項)

報名費  
 繳納 \_\_\_\_\_ 研討會  
報名費 \_\_\_\_\_ 元

繳納會費  
 常年會員年費 1,500元 (土木水利紙本)  
 常年會員年費 1,200元 (土木水利電子版)  
請留 email: \_\_\_\_\_  
 初級會員年費 300元

訂閱土木水利雙月刊，一年六期  
 新台幣 1,800元  
自第 \_\_\_\_\_ 卷第 \_\_\_\_\_ 期起，\_\_\_\_\_ 年期雙月刊 \_\_\_\_\_ 份

訂閱中國土木工程學刊，一年四期  
 國內·會員 新台幣 800元  
 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元  
 國外·個人 美金 40元  
 國外·機關團體 美金 100元  
自第 \_\_\_\_\_ 卷第 \_\_\_\_\_ 期起 \_\_\_\_\_ 年期學刊 \_\_\_\_\_ 份

收款戶名 社團法人中國土木工程學會

寄款人

主管：

姓名

地

址

電話

經辦局收款戳

虛線內備供機器印錄用請勿填寫

◎ 寄款人請注意背面說明  
◎ 本收據由電腦印錄請勿填寫

郵政劃撥儲金存款收據

收款帳號戶名	
存款金額	
電腦紀錄	
經辦局收款戳	

# 社團法人中國土木工程學會

## 信用卡繳納通知書

姓名		款別	報名費
會員證號碼			<input type="checkbox"/> 繳納_____研討會
身分證號碼			報名費_____元
卡別	<input type="checkbox"/> VISA <input type="checkbox"/> MASTER CARD <input type="checkbox"/> JCB		繳納會費
			<input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,500元 (土木水利紙本)
信用卡卡號			<input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,200元 (土木水利電子版)
信用卡簽名欄最後三碼			請留 email: _____
信用卡有效期限	(月/年)		<input type="checkbox"/> 初級會員年費 300元
信用卡簽名		訂閱土木水利雙月刊, 一年六期	
繳費金額		<input type="checkbox"/> 新台幣 1,800元	
		自第__卷第__期起, __年期雙月刊__份	
		訂閱中國土木工程學刊, 一年四期	
		<input type="checkbox"/> 國內·會員 新台幣 800元	
		<input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元	
		<input type="checkbox"/> 國外·個人 美金 40元	
		<input type="checkbox"/> 國外·機關團體 美金 100元	
		自第__卷第__期起__年期學刊__份	
		白天聯絡電話	
		通信地址	

回覆請利用傳真：(02) 2396-4260 或 email：service@ciche.org.tw

回覆後請務必電話：(02) 2392-6325 確認，謝謝！

### 郵政劃撥存款收據

#### 注意事項

- 一、本收據請詳加核對並妥為保管，以便日後查考。
- 二、如欲查詢存款入帳詳情時，請檢附本收據及已填妥之查詢函向各連線郵局辦理。
- 三、本收據各項金額、數字係機器印製，如非機器列印或經塗改或無收款郵局收訖章者無效。

### 請寄款人注意

- 一、帳號、戶名及寄款人姓名地址各欄請詳細填明，以免誤寄；抵付票據之存款，務請於交換前一天存入。
- 二、每筆存款至少須在新台幣十五元以上，且限填至元位為止。
- 三、倘金額塗改時請更換存款單重新填寫。
- 四、本存款單不得黏貼或附寄任何文件。
- 五、本存款金額業經電腦登帳後，不得申請撤回。
- 六、本存款單備供電腦影像處理，請以正楷工整書寫並請勿摺疊。帳戶如需自印存款單，各欄文字及規格必須與本單完全相符；如有不符，各局應婉請寄款人更換郵局印製之存款單填寫，以利處理。
- 七、本存款單帳號與金額欄請以阿拉伯數字書寫。
- 八、帳戶本人在「付款局」所在直轄市或縣(市)以外之行政區域存款，需由帳戶內扣收手續費。

交易代號：0501、0502現金存款 0503票據存款 2212劃撥票據託收

本聯由儲匯處存查 600,000 束 (100 張) 94.1.210 × 110mm (80g/m<sup>2</sup> 模) 保管五年 (拾大)

# 台港重大橋梁工程建設與 耐震補強研討會

時間：2017.3.16(四) 14:00 ~ 17:00 (13:30 開始報到)

地點：【台大應力館 國際會議廳】台北市大安區羅斯福路四段一號

網路報名：<https://goo.gl/Ey49vH> (歡迎多加利用)



網路報名連結

主辦單位：中國土木水利工程學會、國立臺灣大學土木工程學系

協辦單位：臺大土木及地質香港校友會、國立臺灣大學土木系校友聯誼會、  
臺大土木文教基金會、中華民國結構工程學會

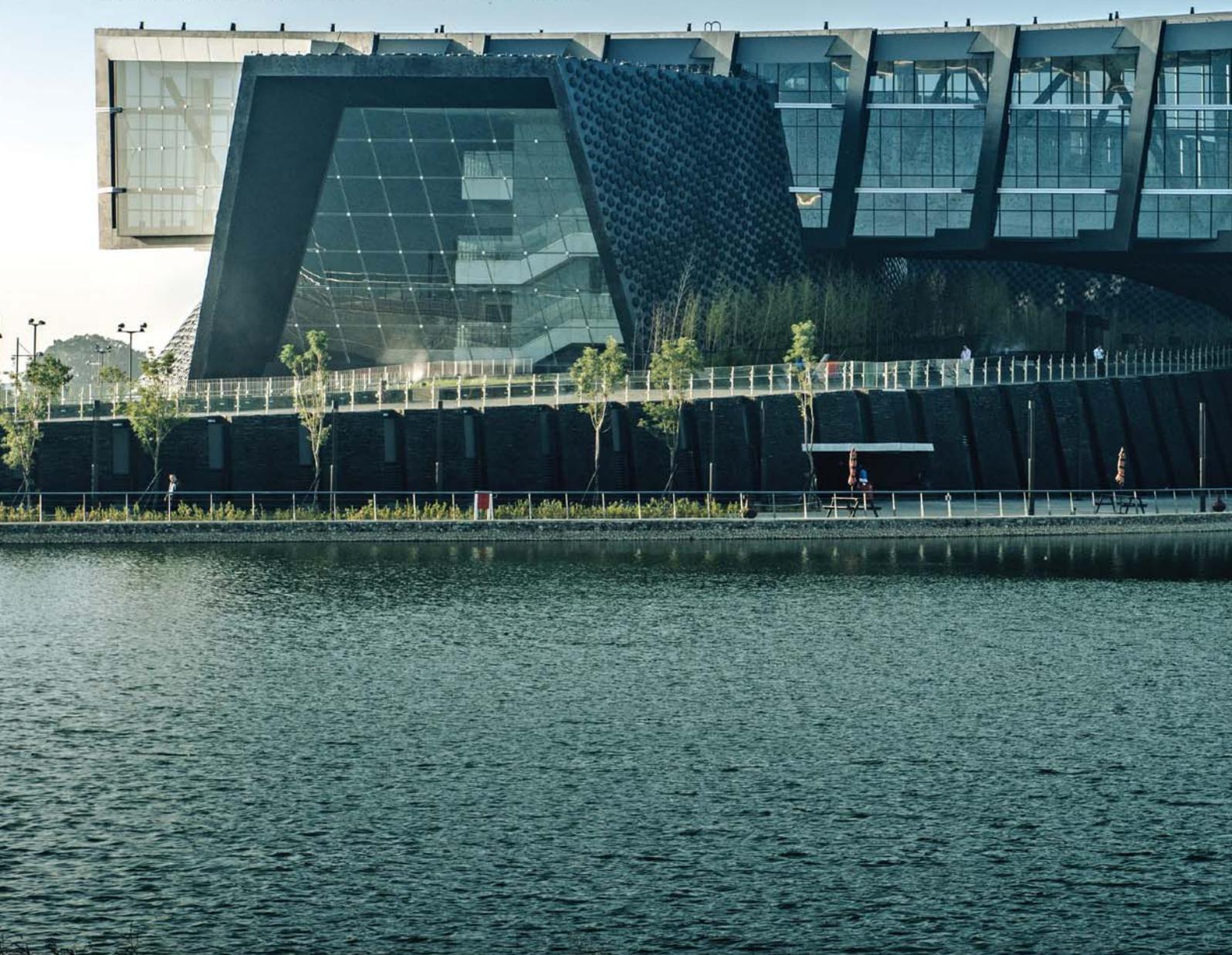
## 議程表

時間	議題	主講人	主持人
13:30 ~ 14:00	報到		
14:00 ~ 14:15	開幕致詞： 呂良正 / 中國土木水利工程學會理事長、中華民國結構工程學會理事長 謝尚賢 / 國立臺灣大學土木工程學系系主任 曾崑彬 / 國立臺灣大學土木系校友聯誼會理事長 梁雄光 / 臺大土木及地質香港校友會會長		
14:15 ~ 15:15 (60min)	港珠澳大橋香港段 施工與挑戰	陳文執行董事 香港寶嘉建築有限公司	呂良正 中國土木水利工程學會理事長 中華民國結構工程學會理事長
15:15 ~ 15:35 (20min)	國 1 五楊高架橋梁 設計與施工挑戰	曾榮川協理 台灣世曦工程顧問股份 有限公司	
15:35 ~ 16:00	Coffee break		
16:00 ~ 16:20 (20min)	台灣高速公路橋梁 耐震補強計畫	彭康瑜總工程師 林同棧工程顧問股份 有限公司	梁雄光 臺大土木及地質香港校友會會長
16:20 ~ 16:40 (20min)	淡江大橋設計及 BIM 技術介紹	鄭書恆資深協理 中興工程顧問股份 有限公司	
16:40 ~ 17:00	綜合討論		李順敏 臺大土木文教基金會董事長

# 面對挑戰 全力以赴

國立故宮博物院南部院區

SOUTHERN BRANCH OF THE NATIONAL PALACE MUSEUM



麗明營造股份有限公司  
LEE MING CONSTRUCTION CO., LTD.

| 台中市西屯區府會園道169號4樓

| TEL : (04)22559888

