



發行人：張國鎮

本期主編：柯永彥、許尙逸

發行所：財團法人國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

地址：台北市辛亥路三段 200 號

電話：(02)6630-0888 傳真：(02)6630-0858

網址：<http://www.ncee.org.tw>

100 年 9 月出版

81 年 3 月創刊·季刊

行政院新聞局局版臺誌第 10286 號

中華郵政北台字第 4690 號執照登記為

雜誌交寄

## 目錄

### • 專題報導：實驗技術

離心模型試驗簡介 1

擬靜態結構試驗控制軟體架構 3

即時複合試驗之發展現況 4

國道三號瑪陵坑七堵路段匝道車載試驗 5

牛鬥橋現地橋梁耐震性能實驗 6

波形鋼腹板預力箱型梁橋梁垂直承載力  
實驗 8

### • 研討會

纖維混凝土於耐震工程之應用研討會 8

## 專題報導

《實驗技術之一》

## 離心模型試驗簡介

### 一、前言

大地工程通常是地層、地質與土工結構物之間複雜的問題，進行工程設計前，多以簡化的數值模型或物理模型進行模擬，並於施工過程及完工後進行現場觀測，再將觀測結果進行回饋分析，互相檢核驗證及評估，以確保未來類似工程具有安全又合理的設計。然而，數值方法或理論分析的模擬，需要輸入土工材料複雜的組成律(constitutive law)，因此有其使用上的限制；進行全尺寸的現場試驗時，由於工程規模浩大，耗費金錢、時間與人力，試驗過程亦無法觀察大變形，甚至破壞或破壞以後的行為及機制，因此工程上常使用縮小尺寸的模型來研究各種物理現象、觀察破壞機制以及檢核數值模擬結果的正確性，但是進行物理模型試驗時，需妥善考慮縮尺模型與原型(prototype)間的模擬相似律(modeling similitude)，如此模型試驗的結果才能正確代表原型的行為。

重力是影響大地工程結構物受力變形與破壞的重要因素，依據模型模擬之相似性條件，模型材料及模型內的應力狀態必須要與原型相同，這是大地結構模型的特點，亦是作大地工程相關模型試驗的困難處。在 1 g 的地球重力場環境中，如果將原型尺寸等比例縮小 N 倍，並以原型材料所製作的模型，模型內部各點所受之應力會遠低於原型中相對應點的應力。由於大地材料在不同的應力大小、應力途徑及應力歷史，其強度及變形特性均不同，因此，進行大地工程的模型試驗時，應使模型內對應於原型的各點與原型具有相同的應力條件，這樣才可以掌握原型的行為。

離心力是一種穩定且容易控制的人造重力場，而土工離心機(geotechnical centrifuge)正是提供此人造重力場最方便且穩定可靠的裝置。利用慣性力或離心力來模擬重力之觀念，是法國人 Phillips 於 1869 年首先提出，並建議利用離心模型試驗模擬當時所倡議興建之英法跨海大橋。但由於當年工業不發達，無法製造負載大且轉速高之離心機，因此該構想未付諸實行。1932 年蘇聯水力學院 Pokrovsky 首先利用離心模型試驗探討土石邊坡穩定的問題，並藉由試驗結果提出土壩及堤防的設計步驟。1960 年代後期，日本及英國逐漸利用離心模擬技術進行物理模型試驗，而後美國也逐漸發展大型土工離心模型試驗。目前全球已經有超過 50 台之土工離心機，分別在 12 個國家運轉，且離心機的規模越來越大，設置的量測設施也越來越複雜，用以進行大地工程、結構工程、水利工程、環境工程、極地工程及海岸工程等相關領域之物理模型試驗。

### 二、離心模型試驗原理

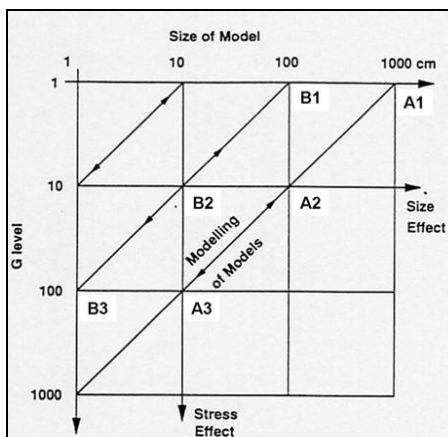
利用離心機進行 1/N 縮尺的模型試驗，使用原型相同的材料製作模型，可以使模型在與原型完全相同的強度、勁度性質及應力條件下進行試驗。因此提高重力加速度至 N 倍重力場(N g)，就可以將模型中每點自重導致的應力提高到與原型相對應點之應力相同，模型相似性提高就可表現出原型之行為。藉由尺度分析或者控制方

程式的推導，可以得到原型與模型間各物理量的尺度因子(如表一所示)。

當模型採用與原型相同的材料進行離心模型試驗時，因模型放置於  $Ng$  離心力場之中，材料顆粒相對於原型放大了  $N$  倍，故原型與模型會有顆粒尺寸的效應(*particle effect*)的存在。而且不同尺寸的模型，其顆粒尺寸效應並不相同，理論上必須以離心模型試驗結果討論原型力學行為，甚至使用實際觀測資料作回饋分析，非常耗時費力。因此，Ko(1988)提出模型模擬(*modeling of models*)的觀念進行檢核。圖一為模型模擬概念示意圖，圖中橫軸為模型尺寸，縱軸為離心力場  $g$  數，雙軸皆為對數座標，所有模型在  $1g$  試驗條件時均視為原型。例如長  $1000cm$  大小之原型(圖中 A1)，該原型利用  $1/10$  縮尺模型(A2，長  $100cm$ )或  $1/100$  縮尺模型(A3，長  $10cm$ )，分別在  $10g$  及  $100g$  進行試驗，A2 及 A3 不但是原型 A1 之模型，亦是各自之模型，因此 A1A2A3 即可代表一組模型模擬，若不同尺寸模型之離心模型試驗結果均落於 A1A2A3 線上，則表示使用的尺度因子是正確的，且不具有顆粒的尺寸效應。另外，圖中模型 B2A2 可探討相同應力條件下，不同模型尺寸對試驗結果的影響；模型 B2A3 則可探討相同的模型尺寸下，不同應力條件對試驗結果的影響。

表一 離心模型試驗中模型與原型間的尺度效應 (模型/原型)

物理量	尺度因子	物理量	尺度因子
長度	$1/N$	應力	$1/1$
面積	$1/N^2$	應變	$1/1$
體積	$1/N^3$	密度	$1/1$
速度	$1/1$	能量密度	$1/1$
加速度	$N/1$	時間(動態)	$1/N$
質量	$1/N^3$	時間(消散)	$1/N^2$
力	$1/N^2$	頻率	$N/1$



圖一 模型模擬的概念示意圖 (Ko, 1988)

### 三、中央大學地工離心機暨相關設備

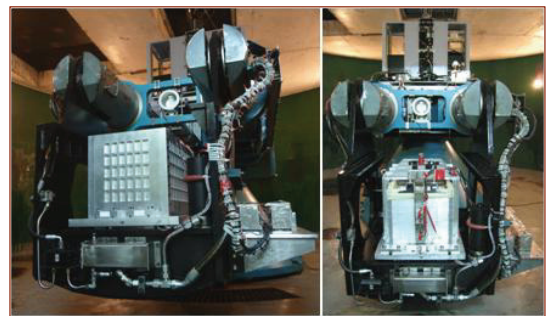
圖二是中央大學  $100g$ -ton 樑式地工離心機暨振動台系統，離心機旋轉標稱半徑  $3m$  (從旋轉中心至掛台底)，可以將  $1000$  公斤的模型試體飛行至  $100g$ ， $550$  公斤的試體飛行至  $200g$ ，其掛台尺寸為  $100cm \times 80cm \times 120cm$ (寬 $\times$ 深 $\times$ 高)。由因次分析顯示在離心機上進行離心模型振動台試驗，振動台的振動能力必須較進行

$1g$  試驗的振動台規格高。例如模擬承受最大震幅為  $0.4g$ ，頻率  $1Hz$ ，延時  $50$  秒的實際地盤震動，在  $100g$  離心力場中，模型的水平振動的加速度振幅則為  $0.4g \times 100 = 40g$ ，振動頻率為  $100Hz$ ，歷時  $0.5sec$ 。離心振動台可以進行土壤液化及其他地下結構物受震反應的試驗，檢核地下結構設計方式的正確性，也可以提出新的設計方法或檢視相關的建築規範，並進而制定適合本地地質環境的規範，作為『永續發展及防災』及大地地震工程研究的工具。

為配合離心振動台  $400kg$  的最大荷載，模型試驗箱本身需達到輕質、高強度的需求，因此採用鋁合金材料製作。圖三左圖是固壁式蜂巢試驗箱，其內部尺寸為  $767mm \times 355mm \times 400mm$ (長 $\times$ 寬 $\times$ 高)，主要藉由挖除箱壁外固定深度及形式的蜂巢洞，以達到減輕重量的效果。另外，圖三右圖是積層版試驗箱，其內部尺寸分別為  $710mm \times 355mm \times 355mm$ (長 $\times$ 寬 $\times$ 高)，由  $38$  片鋁合金框架堆疊而成，環片間有滾支承，使框架間呈柔性邊界，振動期間箱壁可隨著土壤而移動，有效減小箱壁對震波的反射產生  $P$  波。環片與土壤間質量比為  $0.24$ ，因環土間單位重差異較小，可有效減小邊界效應。



圖二 中央大學地工離心機暨振動台系統



圖三(左) 固壁式蜂巢試驗箱；(右) 積層版試驗箱

### 四、近期研究主題

自  $2008$  年中央大學離心機購置振動台系統後，即進行一系列離心模型振動台試驗，國家地震工程研究中心與中央大學土木系亦於  $98$  年簽訂合作備忘錄，以擴大國內地工離心機之研發能量，培育地工離心模型實驗技術及研發專業人才，強化大地地震工程之研究水準。目前中央大學離心模型試驗中心進行的離心模型振動台試驗研究包含：(1)沉箱碼頭受震行為研究；(2)既存隧道周圍之鉸樁牆的抗液化能力評估；(3)離岸樁基礎的受震行為研究；(4)與國震中心合作進行加勁土堤之受震行為研究；(5)非接觸式量測系統於離心模型試驗之應用。

副技術師 洪汶宜、中央大學土木系教授 李崇正

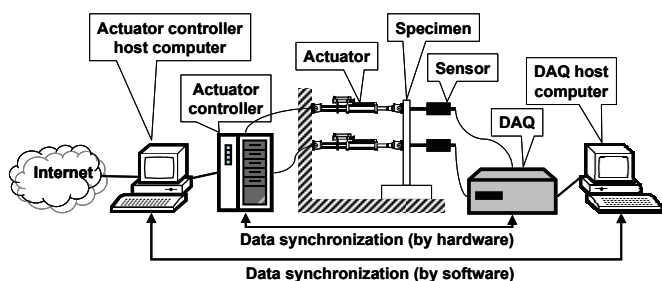
## 擬靜態結構試驗控制軟體架構

### 一、前言

在結構工程研究領域中，研究人員廣泛利用擬靜態試驗法(quasi-static structural testing)對結構構件及結構系統進行各種測試，以求能了解待測試體之力學行為。擬靜態試驗法之所以被廣泛運用，原因主要包括：(1)所需之硬體設備相對來說較為經濟。(2)能提供研究人員高度彈性。然而，擬靜態試驗理論上所能提供之高度彈性卻並不常見於傳統結構試驗室中，主要的原因是由於截至目前為止，在控制軟體建構上，缺乏一個有彈性、容易擴充且已解決多數擬靜態試驗法中所面臨問題的軟體架構(software framework)。本研究嘗試建立一名為“Software Framework for Quasi-static Testing (SFQSST)”之軟體架構，期望 SFQSST 能解決大部份於進行擬靜態試驗時所會遭遇到的問題。因而在需要建立一個新的結構實驗室控制軟體以進行擬靜態試驗時，能直接使用 SFQSST 所提供之功能，進而容易地達成實驗目的之要求。

### 二、物件導向分析、設計與實作

圖一為一典型擬靜態結構試驗中所包含之軟硬體元素。由圖中可知，擬靜態試驗中常見之元素包括了試體、量測儀器、資料收集系統、制動器控制系統、相關設備控制程式。在網路聯合試驗中，尚包括了與網路上其他程式溝通之軟體元件。



圖一 典型擬靜態試驗包括之軟硬體元素

本研究對於上述問題領域，進行物件導向分析，分析結果為以下所列，在擬靜態試驗中所應有之基礎抽象類別：Machine、DataAcquisitionSystem、Sensor、Variable、DataBroadcaster、ActuatorController、Actuator、CommandGenerator、Command、Trigger、CompositeMachine、DataConsumer、UserInterface、NamedIDObject、Serializable、SystemObject 以及 Domain。

接著進行物件導向設計，於設計中檢討了上列基礎抽象類別彼此之間之互動與合作關係，並清楚定義各類別所應有之責任與介面。以下各項為物件導向設計所考慮之內容：(1) Machine 與 Trigger 間之互動關係。(2) 實驗資料自被生成到被使用所需經歷過程與機制。(3) Sensor 與 Variable 物件之維護機制。(4) 擬靜態試驗中常被使用之量測儀器之介面設計，包括 ScalarSensor 與 DoubleCalibrationSensor。(5) 制動器運動控制方式。(6) 每一執行步(execution step)中所包含之細部動作之模組化與合併。(7) 虛擬訊號之動態產生與使用。(8) 常用命令產生邏輯之設計。(9) 所有

系統物件之生成與毀滅程序，與其相互之間互相參照機制之設計。

### 三、範例程式之建立與使用

本研究利用 SFQSST，以 C++ 程式語言建立了一實驗控制軟體 FlexControl。FlexControl 擴充了 SFQSST，以直接使用 SFQSST 所提供之功能，僅建立幾個客製化之類別，便能控制國家地震工程研究中心之反力牆與強力地板結構實驗室中所使用之硬體設備。本研究並以 FlexControl 進行了兩個系列的擬靜態試驗，包括一系列之以鋼板剪力牆構架為試體之反覆載重試驗，以及另一系列以考慮搖擺機制橋柱之雙向擬動態試驗。兩系列試驗皆已順利完成，證明了本研究所提出之軟體架構之有效性。

### 四、結語

本研究建立了 SFQSST。由末端使用者觀點視之，使用 SFQSST，可在僅需要微幅甚或完全不需修改控制程式之情況下，得到以下各項在傳統設備控制程式直接或間接不可得之功能：(1) 可用單一控制程式進行包括側推試驗、反覆載重試驗，以及單址或多址網路聯合式擬動態試驗。(2) 在試驗過程中，可以經由動態修改每一執行步中所包含之各項工作，達成依據試體最新受測情況，動態修改試驗流程之目的。(3) 可於實驗過程當中，動態新增、修改、移除實際與虛擬量測頻道。(4) 由不同硬體設備或軟體元件所產生之資料，於試驗中皆已自動同步(synchronized)，即便這些硬體設備之工作頻率各異。(5) 可於實驗進行當中，直接使用不同儀器設備或軟體元件所產生之實驗資料，進行如資料比對等更能顯示試體即時狀態之動作。(6) 可使用三種不同之驅動方式：手動、時間間隔、與自動驅動，來驅動任一硬體設備或軟體元件或其之循序或平行組合，以滿足各種不同實驗目的之所需。(7) 可將實驗設定存檔，並於未來需要時，直接開啓所存檔案，即能重建所有實驗設定。

由程式編撰人員觀點視之，使用 SFQSST 進程式編撰可得以下好處：(1) 實驗室人員僅需編撰與硬體控制直接相關部分，例如特定硬體之連線與斷線方式、特定制動器之控制方式、特定資料收集器所產生之原始資料之解讀方式等，即能快速將新購置之硬體設備加入試驗平台。(2) IT 人員能獨立發展負責資料處理之軟體元件，例如歷時圖、資料上傳、資料分析元件等，而不須對實驗室中所使用之硬體設備有任何了解。(3) 擬動態試驗中所需使用之逐步積分法等之發展，可由熟稔結構動力之研究人員獨立完成，而不須了解其他諸如設備控制與資料處理等細節。

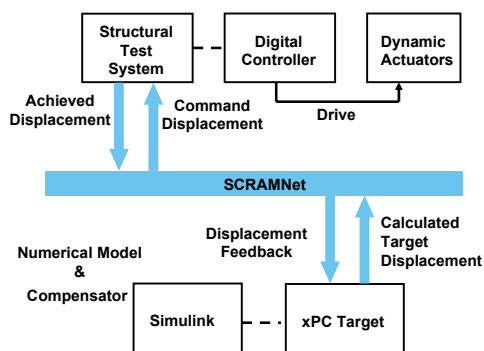
副技術師 王孔君  
台灣大學土木工程教授 蔡克銓

# 即時複合試驗之發展現況

## 一、前言

即時複合試驗(real-time hybrid testing)，結合了數值模擬與結構試驗兩種方法，其中結構的慣性力與阻尼力以數值模型模擬，試體的恢復力則由試體反應量測而得。基本原理與擬動態試驗相同，唯一不同的地方為此方法並不放慢實驗速度，試體在即時的狀態下運動，因此面臨許多新的挑戰，如系統的時間延遲(time delay)、試體與數值模型傳遞資料所需的時間，以及數值方法的運算速度與收斂性能等，皆為影響試驗結果的正確性，亦為相關研究人員極欲解決的問題。

國家地震工程研究中心於 2007 年增添了具備光纖共享記憶體網路(SCRAMNet)的數位控制器，提供了進行即時複合試驗之硬體平台。配合 MATLAB/ Simulink 的數值運算模型及外部控制器的編輯介面，自動將運算程式編碼為 C 語言程式，以 TCP/IP 下載至 xPC target 上。此 target PC 與數位控制器上的光纖共享記憶體卡進行同步協定，為一即時運算核心。target PC 每一步運算的結果儲存至該 PC 上的光纖共享記憶體卡，並透過光纖傳達至數位控制器上的光纖共享記憶體卡。透過此記憶體共享介面，資料傳輸之間所需的時間極短至可忽略。實驗硬體配置如圖一所示。



圖一 即時複合試驗硬體配置關係圖

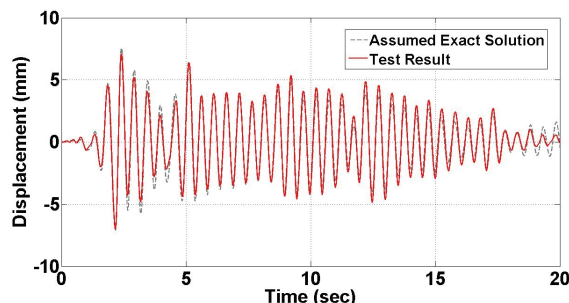
## 二、單自由度結構即時複合試驗

考慮一個單自由度的結構，其數值模型包含了質量與阻尼係數，而彈性恢復力則由真實試體進行試驗量測而得。以上述之硬體設備，配合台大土木系之小型振動台，架設了一個單自由度試體的測試平台。結構週期設定為 0.5 秒，阻尼比為 2%，以鋼板作為此單自由度系統的彈性恢復力。根據 Rekasius 替代法則，並以魯茲穩定性法則分析系統的穩定性，可得到此單自由度穩定之臨界延遲(critical delay)為 3.18 毫秒，為實驗條件十分嚴格的個案。

藉由加權線性外插簡化模型的觀念，配合 inverse model 理論，推導了一個二階相位補償器(簡稱 PLC)。只要設計者選定的權重落在所推導的穩定區域之內，即可確保所對應之二階 PLC 為穩定。除此之外，為考慮系統延遲隨著試驗過程中發生改變，使用適應控制參數估測方法，在試驗過程中主動偵測系統延時的步數，隨時改變相位補償器的參數，使致動器延遲補償的效果大幅改善。

除了 PLC 補償方法之外，考慮補償器並非完美，量測位移與目標位移會有些許誤差，這些誤差將伴隨著時間而累積，最後導致實驗結果的失真。因此以動態方程式的平衡條件下，提出因實驗誤差導致的系統不平衡的等效外力，此外力於下一個積分步進行修正，稱為恢復力補償法(簡稱 RFC)。此方法需求得試體的切線勁度，導入移動平均方法於實驗過程中求取切線勁度，即時地以運算出對應的 RFC 加入動力方程式中，以求得較精確的解。

最後依據試體的真實反應，在考慮振動台與夾具的質量，以及振動台滑車與滑軌的摩擦力與阻尼力的影響之下，以數值模擬進行動力分析所求得的位移歷時，視為此試驗的正確解，並跟試驗結果進行比較。圖二為採用正規化至 0.04g 的 El Centro 地震地表加速度歷時所進行之即時複合試驗之結果，證明 PLC+RFC 補償方法能夠穩定並準確地執行一個即時複合試驗。



圖二 試驗結果與正確解之位移歷時比較

## 三、結語與未來發展

發展並成功進行一個即時複合試驗，克服數值運算的速度以及精確控制油壓致動器，以得到正確的受震反應模擬，是本研究最大的目的。除了可提供相關研究人員進行測試的平台外，並且因其試驗方法的實質，可大幅減少試體施工製作的費用。未來，擬將上述的單自由度結構複合實驗的觀念延伸至大型結構中，因數值模型自由度太多，運算所需的時間勢必會大幅增加。因此如何簡化數值模型卻又不失其真實性，為未來的研究子題。此外當受測試體為多自由度時，如何有效地控制油壓致動器，並改善其互制的現象與延遲效應，為另外一個重要的發展方向。

助理研究員 陳沛清

台灣大學土木工程系教授 蔡克銓

# 國道三號瑪陵坑七堵路段匝道車載試驗

## 一、前言

民國九十九年四月二十五日，國道三號瑪陵坑七堵路段，發生山崩意外，造成國道三號雙向車道封閉，坍塌的大量土石掩埋路堤以及部分的橋梁段。橋梁段受損程度較嚴重區域是北向的匝道與主線道。匝道受損情況如圖一及圖二所示。高速公路局採二階搶修策略，先搶修搶通主線道，之後再修復匝道。主線道與匝道經修復後，台灣世曦工程顧問股份有限公司皆委託國震中心進行車輛載重試驗，本文將簡介匝道橋梁車載試驗規劃與結果。



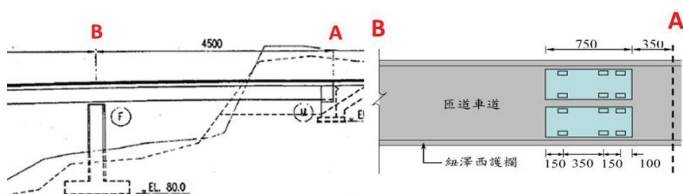
圖一 北向匝道背牆損壞



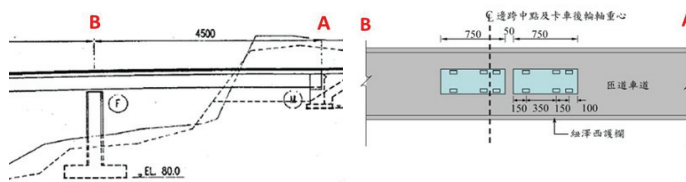
圖二 匝道橋台支撐位移及損壞

## 二、載重試驗規劃

依「公路橋梁設計規範」採 HS20-44 三車道  $overload=25\%$  及衝擊係數  $I$  等相關規定設計，車輛載重試驗時轉換為等量之砂石車載重，採用每輛砂石車約 26.5 tf，可滿足大梁、橋墩、橋台之載重試驗等量需求。圖三與圖四為試驗一與試驗二之規劃示意。



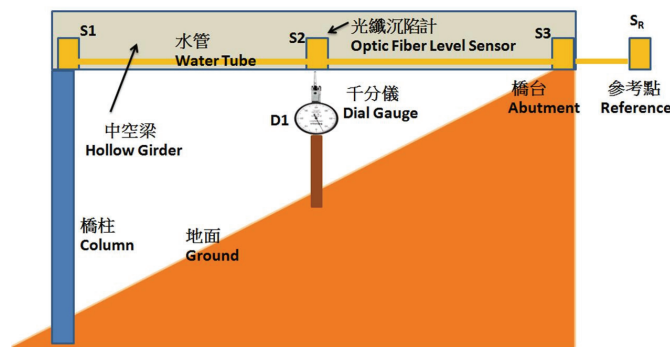
圖三 試驗一：橋台承载力測試 (左圖為側視圖，右圖為上視圖)



圖四 試驗二：大梁承载力測試 (左圖為側視圖，右圖為上視圖)

## 三、量測儀器與點位

研究人員採用二種儀器，一是千分儀；另一是「連通管光纖沉陷計」，如圖五示。其中「連通管光纖沉陷計」，顧名思義，系利用「連通管原理」，以及「光纖光柵感測技術」，測得水面高程變化，而得知大梁高程的變化。



圖五 千分儀與「連通管光纖沉陷計」之佈設

## 四、試驗結果與結論

表一為前述兩項車載試驗中千分儀與光纖沉陷計之量測數據，數據顯示：(1) 千分儀與光纖沉陷計，大梁中點反應數值相當一致，說明光纖沉陷計可靠穩定。(2) 千分儀設置於橋柱與橋台有執行困難，光纖沉陷計則無。光纖沉陷計 S1、S3 說明了試驗過程，橋柱與橋台穩定而無意外反應。(3) 大梁承载力測試中點變位 2.8mm，反覆加載與卸載結果相當，而原設計之結構反應分析(有限元素法)為 3.3 mm。試驗結果顯示橋梁結構變形均在彈性範圍內，橋梁結構體之健全性應屬完整，應無通車安全之虞慮。

表一 車載試驗測試結果

大梁承载力測試		橋台承载力測試	
千分儀	光纖沉陷計	千分儀	光纖沉陷計
	S1=0.0 mm		S1=0.1 mm
D1=2.8mm	S2=2.7 mm	D1=1.0mm	S2=1.0 mm
	S3=0.0 mm		S3=0.1 mm

副研究員 李政寬、技術師 李路生

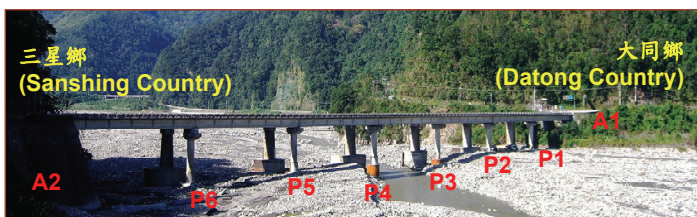
# 牛鬥橋現地橋梁耐震性能實驗

## 一、前言

2010 年底恰逢宜蘭縣大同鄉新牛鬥橋正式啓用(2010 年 10 月 18 日通車)，舊牛鬥橋隨後拆除，本中心經公路總局同意，並獲得國家實驗研究院研究經費支持，完成國內首次現地橋梁耐震性能實驗。本計畫包含三個橋柱與一個沉箱基礎側推實驗，分別為：(1)P3 橋墩標竿試體耐震實驗、(2)P4 橋墩基礎沖刷裸露耐震實驗、(3)P2 橋墩擬動態實驗，與(4)P5 沉箱側推實驗。本實驗於 2010 年 9 月初開始規劃，至 2010 年 12 月 19 日完成。實驗成果將可幫助瞭解橋梁基礎受沖刷裸露後之耐震能力與橋梁之土壤結構互制行為，將有助於檢討橋梁受複合式災害之耐震與耐洪行為；此外，此實驗亦為近景影像量測於橋梁之應用提供許多實測資料。

## 二、橋梁基本資料

台 7 丙線 0k+200 牛鬥橋為 7 跨預力混凝土 I 型梁橋，行車兩向分別為獨立之橋梁結構。右橋建於民國 50 年，全長約 259m，大梁跨徑約 37m，橋梁淨寬約 4.6m，總寬約 5.4m；採橢圓形壁式變斷面橋墩，墩柱底長 4.4m 寬、寬 2m。左橋建於民國 84 年，全長約 256.2m，大梁跨徑約 36.6m，橋梁淨寬約 5m，總寬約 5.7m；採圓形單柱橋墩，墩柱直徑 1.8m，其沉箱基礎直徑 4m、長 12m。兩橋中心線間距約 10m，橋面板淨間距約 4.5m。



圖一 舊牛鬥橋全景圖

## 三、實驗準備作業

牛鬥橋橋梁型式為雙線併行相互獨立橋梁，左線 P2、P3、P4 圓形橋柱為本計畫測試目標橋柱，右線壁式橋墩做為側推目標橋柱所需之反力基座，實驗內容依下列工作項目進行：(1)現況測量及放樣、(2)橋梁上部結構界面處理、(3)橋柱側推引致支承墊受力分析、(4)反力及傳力構架設計、及(5)加載與量測系統。

試驗規劃初期必須對現地橋梁的相對位置及細部尺寸充分掌握，這也是現地橋梁試驗在執行上最具挑戰性與最艱難的所在。本實驗採用 3D 光達(LiDAR)測量技術進行全橋測量，將所測得之 3D 點雲資料進行坐標轉換及套疊後，形成全橋 3D 點雲圖，再進一步繪製成橋柱之平立面圖。由平面圖可知壁式橋墩之帽梁中心線並非完全正交於橋梁行車方向，故設計 U 型傳力構架使其與帽梁緊密結合，透過打除不平整區域並於接合面均作粗糙處理，確保後續接縫處澆灌無收縮水泥砂漿之結合強度。

在進行各目標橋柱性能試驗時，為了達到上部結構僅傳遞軸力而無相鄰兩跨側向束制的條件，必須先將目標橋柱及相鄰兩橋

柱伸縮縫界面處做適度打除處理，故須進行橋面板及護欄切除、大梁側邊打除、止震塊打除、端隔梁打除等，以確保目標橋柱在側推過程中不受鄰跨束條影響。橋柱帽梁受側向力側推變形時，因相鄰兩跨之上部結構在伸縮縫處皆已切除淨空，側推變形時會藉由橡膠支承墊帶動上部結構一起側移。經分析顯示，目標橋柱帽梁上方四顆支承墊所產生的扭矩會相互平衡，但剪力部份之反向阻抗總合約 78 kgf，故鄰跨側向束制效應可忽略不計。

橋柱實驗採用 A 字形反力構架來提昇壁式橋墩的側向強度，反力構架底部固定於擴座基礎上，頂部則以並聯的方式與橋墩帽梁連結，共同提供側推橋柱所需的反力。為確保反力構架機制，於實驗前先建立有限元素分析模型來檢核構架的受力分佈與側向勁度，及反力構架底部化學錨栓之拉應力在容許範圍內。

有關加載系統，橋柱實驗中係配置兩支 100tonf 油壓制動器。量測系統方面，可區分為外部控制位移計、拉線式位移計、位移感測器及角度計等四種量測儀器。考量側推橋柱過程中壁式橋墩本身也會產生側向變形，故於橋柱下游側配置一參考構架，並以安裝於構架頂部與帽梁間的外部位移計，做為量測絕對位移之依據。反覆載重試驗的位移歷程依序為正負 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%之側位移比，每個側位移比反覆加載二回次，並考量油壓制動器的衝程限制，於反覆加載側位移比達 3%後，再施加單向側推至 4.5~5%。

## 四、P3 橋墩標竿試體耐震實驗

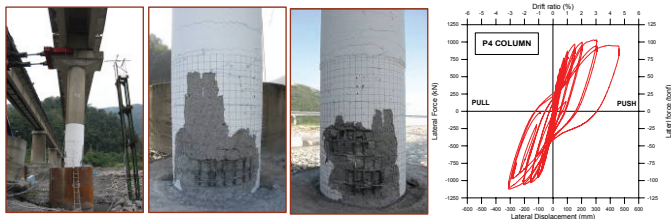
P3 橋柱實驗結果於下游側保護層混凝土大量剝離掉落，受損區域約 110cm，且柱底主筋已產生明顯挫屈變形；上游側雖無混凝土剝落，但表面可見多道與箍筋平行之裂縫，間相距約 20cm，最大寬度為 0.6cm，主要裂縫之最高高度約為 160cm。經移除上、下游側混凝土後發現，上游側混凝土保護層厚度達 10cm，初步研判此為該處鋼筋無挫屈之原因。



圖二 P3 橋墩試體破壞照片與實驗結果

## 五、P4 橋墩基礎沖刷裸露耐震實驗

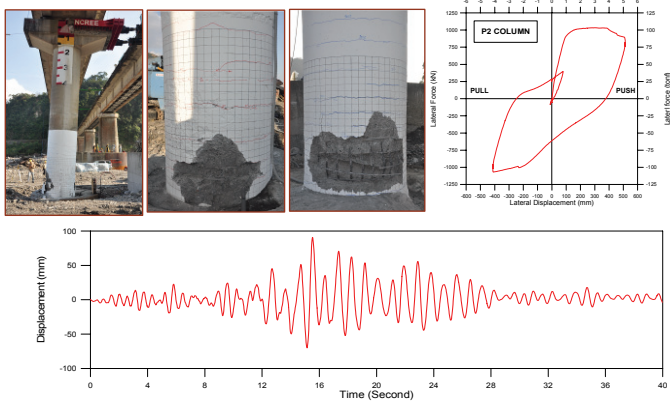
P4 橋柱實驗過程與 P3 橋柱相似，無論上、下游側均出現保護層混凝土大量剝離掉落及橫向箍筋崩離脫落情形，受損區域約 110cm，且柱底主筋已產生明顯挫屈變形。經比對原設計，由於牛鬥橋右線建造當時之設計規範尚無耐震設計細節之規定，橫向鋼筋雖有 40cm 搭接長度但無耐震彎鉤，無法藉由深入核心混凝土的鋼筋提供圍束效果，故造成橫向箍筋崩離脫落的情形。



圖三 P4 橋墩試體破壞照片與實驗結果

## 六、P2 橋墩設計地震擬動態實驗

P2 橋柱首先進行擬動態實驗，上游測出現 8 道主要裂縫，下游側則有 10 道裂縫，但裂縫寬度微小。擬動態實驗結束後立即進行單次反覆側推，無論上、下游側均出現保護層混凝土大量剝離掉落及橫向箍筋跳離脫落情形，受損區域約 100cm，且柱底主筋已產生明顯挫屈變形，研判受損原因仍與橫向鋼筋無耐震彎鉤有關。



圖四 P2 橋墩試體破壞照片與實驗結果

## 七、沉箱側推試驗

為直接測試沉箱基礎之側向承載力並探討其側向承載機制，於牛門橋現地試驗特針對 P5 橋墩沉箱基礎進行單向側推試驗。如圖五所示，左側為下游側橋體之 P5 橋墩，為本試驗標的，其沉箱基礎為圓形斷面，原設計斷面直徑為 4m，深 12m，而沉箱最上端 2.8m 之深度範圍曾進行過擴座補強，斷面直徑擴大為 5m；右側為上游側橋體之 P5 橋墩，其沉箱基礎亦為圓形斷面，原設計直徑 4m，深度 8.5m，但歷經數次擴座補強，現況為直徑 10m 之沉箱，補強深度則不明，在本試驗中作為千斤頂之反力設施。

試驗時，施力系統之實際架設情況如圖六所示，施力位置距沉箱頂約 45cm。上下游側橋墩沉箱基礎間架設了參考梁，於其上設置位移計(LVDT)來量測下游側沉箱受力處之絕對位移，並配合千斤頂上之荷重計，獲得沉箱受力-位移關係。為量測沉箱傾角，本試驗於沉箱側壁裝設角度計；並於原始沉箱壁體（非擴座補強之範圍）處鑽孔，裝設陣列式位移計(shape acceleration array, SAA)，其採微機電感應方式及陣列式計算原理，以獲得連續變形曲線，藉此於側推試驗各階段中，量測沉箱基礎之整體傾斜趨勢。

加載程序係採用力控制，以多循環方式，分別加壓至 65、130、325、360、420tonf 後卸載。試驗結果茲簡述如下：

1. 沉箱位移：圖七(上)為荷重計所量得側推力與沉箱受力處水平位移之關係。當側向力加載達最大荷重約 420tonf 時，雖然沉箱位移僅 15mm 左右，但整個荷載曲線呈現明顯非線性行為。

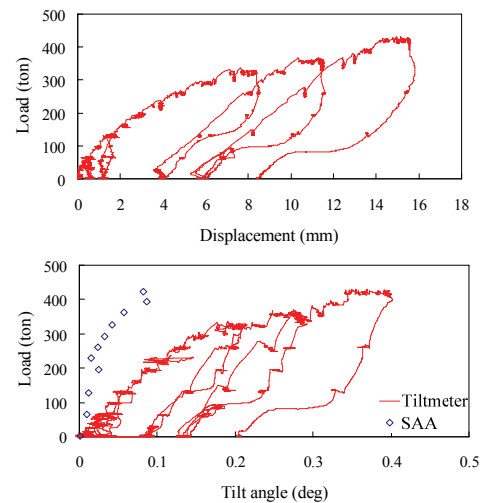
2. 沉箱傾角：荷重計所得側推力與沉箱側壁角度計所得沉箱傾角之關係，如圖七(下)中紅色曲線所示，呈現與受力-位移曲線類似之趨勢，展現出沉箱基礎之非線性行為，在最大荷重時，沉箱傾角約  $0.4^\circ$ 。若利用 SAA 所測得沉箱位移隨深度之變化概估沉箱傾角（見圖四中之空心點），可發現在最大載重時傾角僅約  $0.1^\circ$ ，遠小於角度計所得數值。推測此係由於角度計裝設之位置為該沉箱之擴座補強處，該處在受高推力作用下，可能產生局部變形，與其所覆蓋之原始沉箱呈現不同之變位趨勢，而有局部傾角較大之情況。



圖五 沉箱側推試驗示意



圖六 側推試驗施力系統與量測配置



圖七 沉箱受力-位移曲線(上)與沉箱受力-傾角曲線(下)

## 八、結論與建議

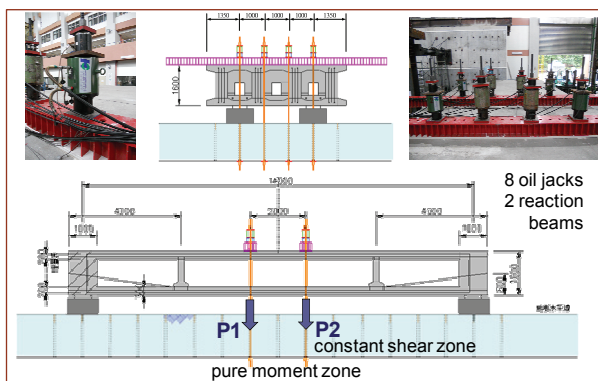
本研究經由牛門橋現地實驗探討橋柱與沉箱耐震行為。實驗結果顯示，三根橋柱雖材料強度與邊界條件略有差異，但整體行為十分接近，P3、P4 及 P2 橋墩呈現撓曲破壞、撓剪破壞模式；最大強度約 100tonf，最大側位移角可達 5%。由於本橋橋柱為沉箱基礎，基礎尺寸顯較橋柱規模大，且座落於礫石層，對於基礎沖刷效應仍需進一步檢討。經由擬動態實驗驗證，本橋在設計地震 0.32g 等級地震作用下尚屬安全，但大位移下產生主筋挫屈與橫向鋼筋搭接脫落現象，係因耐震設計細節無耐震彎鉤之設計，無法提供有效的圍束效果。

副研究員 劉光晏、柯永彥

## 波形鋼腹板預力箱型梁橋梁垂直承載力實驗

波形鋼腹板複合橋係利用波形鋼腹板取代傳統預力混凝土梁之混凝土腹板，可使上部結構輕量化並進而降低傳遞至下部結構之地震力，降低橋柱地震力需求。此外，波形鋼腹板具高剪力挫屈強度，且波形鋼腹板具有容許沿橋軸向大變形的特性，使得外加預力更爲容易有效導入混凝土中。近年來因外置預力及高強度混凝土技術愈趨成熟，波型鋼腹板橋在世界各國之實際應用大幅增加。目前國內也已完成首座三箱室波形鋼腹板預力箱型梁複合橋設計，爲更進一步瞭解此類橋型之結構力學行爲，本中心於 7 月 18-19 及 8 月 18 日進行波形鋼腹板預力箱型梁橋垂直承載力實驗。

試體採三箱式波形鋼浪板造型，淨跨度 14m、寬度 5.7m、腹板橫向間距 1.5m，並配有四根鋼鍵。預力總共施加約爲 4000kN。在試驗中，應變計分別黏貼於跨中二分之一及四分之一的位置，包括混凝土應變計與鋼板應變計。加載方式係利用兩台油壓機與八座千斤頂施加於兩轉接梁上方。實驗結果顯示，下翼板混凝土開裂最爲嚴重，最大加載軸力爲 6935kN(約 707tonf)，所對應之中點最大位移爲 14.76cm。



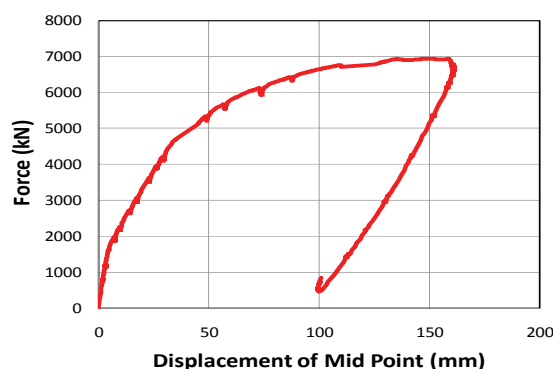
圖一 軸力加載裝置配置圖



圖二 試體變形圖



圖三 下翼板混凝土開裂



圖四 大梁中點載重-變位關係圖

副研究員 劉光晏、助理研究員 王柄雄

## 研討會

### 纖維混凝土於耐震工程之應用研討會

本中心與台灣大學土木工程系及台灣科技大學營建系於 100 年 7 月 5 日共同舉辦「纖維混凝土於耐震工程之應用研討會」，會中特邀請美國密西根大學的 Parra 教授來台主講（圖一）。Parra 教授於會議中以四個主題來詳細地介紹纖維混凝土，第一個主題介紹纖維混凝土的材料相關議題，接下來探討纖維混凝土的物理性質以及纖維混凝土對鋼筋產生的影響，第三個主題介紹纖維混凝土構件在受彎矩、剪力之行爲與設計理論，最後則介紹纖維混凝土在耐震構件上的應用，如應用於剪力連接梁以改善配筋困難度與改善受震行爲等，會後並安排時間讓參加者可以與 Parra 教授進行互動討論。

此次研討會訊息公佈後，很快速地就得到國內學界及工程師們的熱烈報名，而此次研討會的內容豐富且完整，使與會學者能對纖維混凝土理論與應用有更進一步之認識外，在未來相關領域研究課題之創新與開拓，亦有所激發。另一方面，也讓國內工程

界了解纖維混凝土的優勢並增加對於各種耐震構件的熟悉度，進而應用於實際案例上。



美國密西根大學 Parra 教授

副研究員 林敏郎