

國立交通大學

土木工程研究所

碩士論文

脊背橋動力試驗之模擬分析

Simulated analyses of dynamic tests for
extra-dosed bridges

研究生：楊加地

指導教授：黃炯憲 博士

中華民國九十六年一月

脊背橋動力試驗之模擬分析

研究生：楊加地

指導教授：黃炯憲 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

近年來脊背橋已有運用在台灣之案例。由於台灣位於地震頻繁之區域，有必要對脊背橋之動態特性進行探討。本研究主要針對脊背橋在地震作用或車行載重下之模擬分析，探討其動態特性。論文內容分成三大部分來探討。首先，量得素地之微地動反應，識別出基地之顯著週期。再利用有限元素軟體 SAP2000 建立橋梁模型，比較不同鋼纜預力值對模態之影響；並模擬地震反應，以不同數量之預定量測點反應識別脊背橋之動態特性(頻率、阻尼比與模態)，並與理論值比對，驗證識別結果之正確性。最後，利用 SAP2000 模擬車行載重之分析，討論不同車流下之動力放大係數。

Simulated analyses of dynamic tests for extra-dosed bridges

Student: Chia-Di Yang

Adviser: C. S. Huang

Department of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Abstract

Extra-dosed bridges have been used in Taiwan where earthquakes occur frequently. It is necessary to investigate the dynamic properties of extra-dosed bridges in depth. The main purposes of the work are to determine the dynamic properties of extra dosed bridges from its simulated responses of dynamic tests. This thesis includes three subjects : (1) to determine the predominant period of the site where the extra-dosed bridge will be built from the ambient vibration responses of the ground ; (2) to identify the model parameters of the extra-dosed bridge under consideration from its simulated earthquake responses, which are computed by the commercial finite element package SAP2000 ; (3) to estimate the dynamic amplification factors of the bridge from its simulated responses under different traffic loads.

誌謝

本論文能順利完成，首先要感謝恩師 黃炯憲教授的指導。老師在治學方面的嚴謹態度，令我印像最為深刻。在研究所這段求學過程，老師不僅在研究方面給予明確的教導，關於為人處事更是在老師身上學習良多。另外，感謝鄭復平老師、趙文成老師、劉俊秀老師與洪士林老師在論文口試期間提出許多寶貴建議，使本論文更加完善。

在學期間，感謝研究室學長們於課業上的指教，俾使課業問題皆能迎刃而解。感謝同學及學弟妹們提供生活上的娛樂，讓苦悶的研究生生活充滿驚奇。感謝一路陪我走過的朋友們，有你們的扶持，使我並不孤單。相信在讀研究所期間的這些美好的回憶，將會永遠長存我的心中。

感謝家人的支持，讓我無後顧之憂，順利完成學業。尤其是我的母親，有她的鼓勵，我才有這個機會進修研究所。最後將此論文獻給我最摯愛的母親，若知道我順利獲得碩士學位，相信您必定十分欣慰。

加地 2007.1.26

目錄

表目錄.....	VII
圖目錄.....	IX
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.3 論文內容.....	4
第二章 素地量測結果分析.....	6
2.1 現地微動量測.....	6
2.2 量測結果分析.....	7
第三章 有限元素模型建立	11
3.1 脊背橋概略介紹.....	11
3.2 脊背橋有限元素模型建立.....	11
3.3 鋼纜預力值與橋梁模態之關係.....	13
第四章 模擬地震反應之系統識別	17
4.1 識別方法.....	17
4.2 以SAP2000 模擬地震反應.....	21

4.3 忽略鋼纜自重之脊背橋單一方向反應資料分析	24
4.3.1 均勻輸入(uniform input).....	24
4.3.2 多支承輸入(multiple input)	29
4.4 考慮鋼纜自重之脊背橋單一方向反應資料分析	34
4.4.1 均勻輸入 (uniform input)	34
4.4.2 多支承輸入(multiple input)	40
4.5 考慮鋼纜自重之脊背橋三方向反應資料分析.....	46
第五章 車行載重之模擬分析	50
5.1 以SAP2000 模擬車行荷重問題.....	51
5.2 以SAP2000 分析簡支梁移動載重之驗證.....	51
5.3 脊背橋之車行載重分析.....	56
5.3.1 收斂性分析.....	56
5.3.2 影響線與動態車行載重反應之比較.....	57
5.3.3 單一卡車單向行駛模擬結果	59
5.3.4 兩台卡車相距 30 公尺單向行駛模擬結果	59
5.3.5 兩台卡車對向行駛模擬結果	60
5.3.6 實際監測位置之反應	60
5.4 與其他文獻之比較.....	61
第六章 結論與建議	63



表目錄



表目錄 2



圖目錄



圖目錄 2



圖目錄 3



圖目錄 4



圖目錄 5



圖目錄 6



圖目錄 7



圖目錄 8



圖目錄 9



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

由於功能或美觀之考量，近年來脊背橋的結構形式已經很廣泛的運用在世界各地。台灣位於地震頻繁之區域，因此對於脊背橋結構的真實動態特性有必要深入探討。利用現地所量測之動態反應來識別結構之動態特性(如自然振動頻率、振態與阻尼比)，是目前相當便利的方法。根據識別結果可以驗證當初設計時之假設是否合理，以及完工後與設計時之差異。但由於經濟考量，監測系統常無法量測完整之輸入力與輸出反應。故實有必要在橋梁完工及監測系統啟動前，針對監測系統之量測點之反應進行數值模擬，探討依此量測點反應所識別結果之準確性。若有可能或必要，尚可調整量測點。

本研究工作分為三大部分：(1)利用基地地表微動量測資料，識別脊背橋所在地之土層顯著週期；(2)利用設計圖建立有限元素模型，模擬監測系統點之地震反應，並進一步依此反應識別系統動態特性；(3)利用所建立有限元素模型分析移動載重下之動態放大係數，以利將來橋體完成後進行車流載重試驗。

1.2 文獻回顧

結構物耐震設計中，為簡化分析或由於土壤性質之難掌握，通常

不會嚴謹地考慮結構-土壤互制；但為考慮工址地盤與土層對結構物之影響，耐震設計規範中就以土層放大效應(土層顯著週期及放大倍率)來簡化分析。很顯然地，不同場址有不同之土層放大效應。而且，該土層放大效應會隨地震大小而改變。微地動量測常被用來預估場址之土層放大效應；其常用分析方法有兩類：(1)傅氏譜或能量密度譜(含 auto-spectrum與cross-spectrum)技巧 (如Kanai and Tanaka (1961)、Ohta 等人 (1978)、葉超雄等人 (1981)、Safak (1991)與 Dravinski 等人 (1992))；(2)頻譜比法 (Kagami等人 (1982, 1986)、Nakamura (1989)、Haile (1992)與溫國樑等人 (1997))。

雖然日本於1950年代即利用地表微動量測估算土層放大效應 (Kanai and Tanaka (1954))，且持續被使用；但微地動量測與地震反應所得土層放大效應關連性之爭議一直存在，正反兩面之觀點可參考 Kudo (1995)與Brad (1998)的文獻回顧文章。一般認為，微地動量測所估算得土層顯著週期與地震反應所得者一致，尤其在軟弱土層。但是兩者所得之放大倍率一般是不一致的。Sardina和Midorikawa (2004)比較Yokohsama市地震網之15筆地震資料與150工址之微地動量測所得土層放大效應，以土層分類來探討微地動量測與地震反應所得土層放大效應之關連性。

利用地震反應資料識別結構動態特性之傳統方法可以大概分為

頻率域與時間域分析法。頻率域之分析方法是將量測反應透過FFT轉換至頻率域，估算頻率響應函數。雖然頻率域可以容易看出反應之頻率特性，但由於FFT之特性及量測時間不夠長，常會造成洩漏(leakage)及解析度不夠之問題，造成難以識別具有強烈模態干擾系統。於時間域分析中，時間序列法如ARX或ARMAX模式 (Safak (1991)、Loh (1996)、Satio (1996))和次空間法 (VanDerVeen (1993) and Huang (2001))亦常被應用於結構物之地震反應，估算其動態特性。當量測自由度較少時或反應具有較大雜訊時，上述時間域分析方法常因須提高識別模式階數，導致求解過程困難。為了改善以上識別方法，Huang等人 (2006)利用連續小波轉換，將離散化之運動方程式轉換至小波空間，識別結構系統之自然振動頻率、阻尼比以及模態。如此，可有系統地進行濾波並利用小波轉換之平移不變性提高識別之效率。

大多數動力放大效應之研究著重於橋樑的動態車行載重。早時評估動力放大係數的參數僅考慮跨距或主振動頻率，Paultre et al. (1992)將過去相關的分析及實驗研究，做了完整的文獻回顧。UrrutiaGalicia和SalazarHernandez (1992)開始研究動力放大係數之最大值與簡支梁變形之關係，並將研究延伸至不同支承條件的梁。Wang和Huang (1992)則利用有限元素分析軟體來模擬自行假設斷面的斜張橋於受移動荷重之衝擊效應，其使用懸吊系統來模擬載重車輛，並將實際測量所得

路面粗糙度數據區分成三個等級；一般、好和非常好，以討論路面粗糙度對斜張橋受移動載重的影響，根據其結果歸納出兩個結論，(1)當路面粗糙度等級為非常好時，DA大部分皆在0.2以下。但隨著路面狀況漸差，DA將急遽增加。(2)衝擊效應對斜張橋主梁產生最大影響的位置為主梁靠近橋塔兩側處，當載重車車速為70km/hr，此處最大DA約為0.4。Humar和Hashif (1993)證明動力放大係數與車行速度和車重之關係，推翻先前動力放大係數僅考慮單一參數之觀念。當車輛以某一速度經過橋梁時，產生之反應(位移、剪力或彎矩)會大於靜態載重下之反應。為了表示兩者之關係，Paultre等人 (1995)定義一係數DAF(Dynamic Amplification Factor)，即最大動態反應與最大靜態反應相除之值。Paultre 等人希望能建立一套橋梁車行試驗之標準以供後人進行類似試驗參考。

1.3 論文內容

本文內容共分為六個章節，說明如下：

第一章 緒論。闡述研究動機與目的、文獻回顧以及內容大綱。

第二章 素地量測結果分析。利用素地實際量測結果，探討現地土層之顯著週期。

第三章 有限元素模型建立。本研究使用有限元素軟體SAP2000建立

脊背橋模型，進行模態分析求得脊背橋之自然振動頻率與模態。並探討鋼纜預力值及鋼纜之質量考慮與否對模態之影響。

第四章 模擬地震反應之系統識別。將地震力導入SAP2000所建立之脊背橋模型，得到橋體之加速度歷時反應。利用這些反應當作現地量測之訊號做系統識別，並將識別結果與模態分析結果比較。

第五章 車行載重之模擬分析。同樣以SAP2000模擬脊背橋遭到不同形式車流下之動態反應，求得其DAF值並比較。

第六章 結論與建議。將本研究之成果做一整合性探討，並提出未來可改進與可繼續研究之方向。

第二章 素地量測結果分析

根據以往的經驗，當結構物因地震作用受損時，往往與地盤振動特性有很密切的關係。地盤振動特性的重要特性之一，即是地盤振動基本頻率。地盤受到輕微擾動時，地盤振動之頻率含量會集中於其顯著週期附近。當地震發生時，若地震波頻率與地盤振動基本頻率相近，則接近基本頻率之振動含量會有振幅放大效應。因此，對於地震作用下結構物之行為，有必要探討地盤振動基本頻率。在脊背橋建造前，先至現地量測素地微動量，以瞭解基地特性有其必要性。

2.1 現地微動量測



地表的振動無時無刻都在發生，其振動來源有可能是地球顫動、潮汐、附近人類的文明活動等。藉由地表的微振動量測，可獲得關於土層的重要特性。

一、量測儀器

本研究量測微動所用之儀器為本系所擁有之微動量測系統，其集錄系統規格如表 2.1 所示。感應器為速度計，其規格如表 2.2 所示。儀器外觀如圖 2.1~2.2 所示。圖 2.3 為現地量測照片。

二、量測位置

微地動施測位置總計有四點，分別位於脊背橋 A1 橋台之地表、橋塔 P1001 之混凝土基礎上、橋塔 P1001 附近地表與橋塔 P1002 附近地表，每個測點皆量測三互相垂直方向，分別為南北向、東西向與垂直向。

三、量測時間

一般在進行量測時，應盡量避開白天基地人員與機具活動的影響。故量測時間由晚上八時開始，每三十分鐘記錄十分鐘，於隔天凌晨一時四十分記錄完畢。取樣頻率為 200Hz，每次紀錄有 10 分鐘反應資料。



2.2 量測結果分析

傳統上對於場址效應之探討，常使用雙站頻譜比法來預測地盤振動基本頻率。在實測的地震資料中，其主要受到震源效應(Source effect)、路徑效應(Path effect)與場址效應(Site effect)之影響，其關係在時間域為三個效應作摺積(convolution)，簡單以下式表示：

$$R(t) = S_o(t) * P(t) * S_i(t) \quad (2.1)$$

$R(t)$ 表在時間域的地震記錄，而 $S_o(t)$ 、 $P(t)$ 與 $S_i(t)$ 分別表示震源、路徑與場址三個效應。在頻率域則是此三個效應相乘

$$R(f) = S_o(f) \times P(f) \times S_i(f) \quad (2.2)$$

欲求特定站S與參考站R之場址放大效應時，可將特定站之加速度頻譜 $R_s(f)$ 相對於參考站之加速度頻譜 $R_r(f)$ 求其頻譜比值，即

$$\frac{R_s(f)}{R_r(f)} = \frac{S_{os}(f) \times P_s(f) \times S_{is}(f)}{S_{or}(f) \times P_r(f) \times S_{ir}(f)} \quad (2.3)$$

若兩筆資料其震源與路徑效應可相消的話，則留下的即是兩站間場址的效應。表示如下：

$$S_{s,r} = \frac{R_s(f)}{R_r(f)} = \frac{S_{is}(f)}{S_{ir}(f)} \quad (2.4)$$

使用雙站頻譜比法需要一個參考測站當作岩盤反應，一般以位於岩盤露頭以上之位置作參考測站。但是常常在所研究的場址附近地區很難找到直接位於岩盤露頭之參考測站，因此在實務上之應用有難度。Nakamura在1989年利用微地動量測資料估算得到場址效應之經驗公式，稱之為單站頻譜比法(HVSR, Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio 或 Nakamura Ratio)。使用單站頻譜比法之好處在於不需要參考測站，可簡單快速估算出場址效應。由於微地動量測到資料內容受地表雷利波(Rayleigh wave)之影響為主，在地表所記錄到之垂直向振幅 S_{isV} 會大於地下岩盤站之垂直向振幅 S_{ibV} ，所以震源所造成的放大效應可視為

$$E_s(f) = \frac{S_{isV}}{S_{ibV}} \quad (2.5)$$

利用雙站頻譜比法所估算出之場址效應，在水平向可表示為

$$S_{s,b}(f) = \frac{S_{isH}}{S_{ibH}} \quad (2.6)$$

為了去除震源所造成的放大效應 $E_s(f)$ ，我們將(2.6)式除以(2.5)式，即

$$S(f) = \frac{S_{s,b}(f)}{E_s(f)} = \frac{\frac{S_{isH}}{S_{ibH}}}{\frac{S_{isV}}{S_{ibV}}} \quad (2.7)$$

Nakamura曾利用井下微地動觀測資料求出 $\frac{S_{ibH}}{S_{ibV}}$ 值約等於1，故單站頻

譜比法其計算公式如下：

$$S(f) = \frac{S_{isH}(f)}{S_{isV}(f)} \quad (2.8)$$

$S_{isH}(f)$ 代表水平方向之頻譜值， $S_{isV}(f)$ 代表垂直方向之頻譜值。

Nakamura 提出場址之顯著振動頻率以及其對應之放大效應，直接相關於場址水平向與垂直向之微動訊號比值。

將現地微動量測資料作傅立葉轉換，可得到每次量測紀錄之頻譜。傅立葉轉換公式如下

$$\hat{X}(f) = \int_0^T x(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (2.9)$$

$x(t)$ 為每筆量測記錄資料， T 為量測時間長度。一般做法常將資料分段處理，實際做法為

$$\hat{X}_m(f) = \frac{1}{n_d T} \sum_{k=1}^{n_d} \left[\hat{X}_k^*(f) \hat{X}_k(f) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.10)$$

其中： n_d 為資料分段比數； $n_d T$ 為總取樣時間長度； $\hat{X}_k(f)$ 為 $x(t)$ 訊號

中，第 k 段資料之頻譜反應； $\hat{X}_k^*(f)$ 為 $\hat{X}_k(f)$ 之共軛複數。

圖 2.4~2.7 所示者為其中兩筆時間點資料，量測時間分別為晚上十一時與凌晨一時。將東西向、南北向與垂直向之頻譜值代入單站頻譜比法之公式(2.8)，可得到東西向與南北向相對於垂直向之頻譜比。為了求出水平向相對於垂直向之最大頻譜比，可將東西向與南北向頻譜比之平方值相加再求平方根得 RMS，即為水平向之最大頻譜比。

圖 2.8 所示為所有量測時間之 Nakamura Ratio 平均值與平均值加上變異數。觀察 5Hz 以內之頻譜圖，各處測站在 2Hz 處均有明顯之尖峰值，推估此應為基地之地盤振動顯著頻率。地震來襲時，土層之變形會較一般微動者大許多，導致土層之勁度減小；以致地震發生時，土層之顯著頻率會比微動所得者小。

第三章 有限元素模型建立

3.1 脊背橋概略介紹

本論文所研究之脊背橋為對稱型雙塔脊背橋，共有三個跨距，如圖 3.1 所示。兩橋塔之間距為 140 公尺，其餘兩跨距各為 80 公尺，全長為 300 公尺。主塔型式為垂直單柱式，如圖 3.2，斷面為實心矩形，高度由橋面版起算至塔頂為 20.25 公尺。橋梁墩柱高度約 7.5 公尺，為一橢圓形斷面。主梁為一箱型變斷面，如圖 3.3。橋面寬 25.45 公尺，最小高度 3 公尺，最大高度 5.1 公尺，靠近橋塔處之斷面高度最大。橫向吊索配置為雙索面設置於橋面版中心處，索面型式為豎琴型，每個索面有九組預力鋼腱，共有 72 組預力鋼腱。主梁材料為預力混凝土，橋塔、橋柱皆以鋼筋混凝土材料構築而成。塔、梁、柱三者固接成為一個剛構體系。

3.2 脊背橋有限元素模型建立

利用 SAP2000 有限元素軟體作為本研究之有限元素模型建立與計算分析。根據橋梁設計圖可知以下橋梁材料之性質：

一、混凝土

1. 28 天之規定抗壓強度

A. 預力混凝土(主梁) $f'_c = 350\text{kg/cm}^2$

B. 普通混凝土(橋墩、基腳、橋塔) $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

2. 混凝土單位重假設為 2.4 t/cm^3 ($2.403 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$)

3. 彈性模數 $E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$

二、鋼纜

1. 外置預力鋼絞線採用 $15.2\text{mm}\psi$ 高拉力 7 線鋼絞線設計，施拉預力不小於 $0.43F_y$ 。根據 CNS 3332， $F_y = 22600 \text{ kgf}$ ，標稱截面積 $= 1.387\text{cm}^2$ 。假設鋼纜預力施拉大小為 $0.43 F_y = 0.43 \times 31 \times 22600 = 301258 \text{ kgf}$ 。

2. 單位重假設為 7.9 t/cm^3 ($7.938 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$)

3. 彈性模數 $E = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$

使用梁元素與纜線元素模擬脊背橋，SAP2000 軟體定義其特性如下：

梁元素：包含兩個節點，每個節點有六個自由度(3 個位移，3 轉角)。

纜線元素：只能承受拉力，無法承受壓力作用；另外，纜線元素亦可

以考慮自重作用所產生之中垂效應。

此橋梁模型用了 958 個梁元素(最大長度 2.17m)，72 個纜線元素，共有 921 個節點，總自由度為 5526。模型總質量為 16,235,706 kg。

首先，詳看設計圖所示脊背橋之架構，瞭解各結構組成所需要之元素後進行建模。除了鋼纜組成部分需要用到纜線元素，其餘之結構均由梁元素組成。橋梁整體架構完成後，接著需要指定各桿件之斷面型式。橋台與橋塔為變斷面，在不同位置之桿件給予不同大小之斷面。橋梁支承型式的模擬部分，因為橋台與外側橋墩處之支承墊片僅容許行車方向之移動，故此方向模擬成輓支承，另兩個方向為鉸支承。橋墩基礎則假設橋柱與地盤為固接型式。

3.3 鋼纜預力值與橋梁模態之關係

脊背橋的預力鋼纜是整座橋體的重要構件。預力纜索施拉預力大小的不同，除了可能影響橋梁內部的受力行為外，亦會改變橋梁的整體勁度大小，進而影響結構模態。一般設計脊背橋時，會先給定鋼纜施拉預力大小。然而實際在現場施作時，因為現場環境等狀況，所施拉預力大小或許會與當初之設計有所差異。故吾人欲探討對預力纜索施拉不同預力大小時，其橋體模態將會有何種程度的變化。鋼纜編號如圖 3.5 所示。

一、不考慮鋼纜質量

由於鋼纜質量相對橋體本身之質量相對小很多，吾人預期脊背橋之模態將以橋體振動為主；而且，同時考慮鋼纜與橋體的振態將會較

為複雜。故吾先假設鋼纜本身質量為零以簡化分析，如此一來可以輕易找出以橋體為主之振態。由設計圖得知每組鋼纜之降伏預力 F_y 值為 700600 kgf；鋼纜之設計預力值為 $0.43F_y = 301258$ kgf。吾人取 100000、200000、301258、400000、500000、600000 與 700600 kgf 共七組不同鋼纜之預力值做比較，利用 SAP2000 軟體之模態分析可得到橋體之振形與頻率。橋體振形如圖 3.6 所示。

為了比較兩個模態之吻合程度，利用 MAC (modal assurance criterion) 值為指標(Allemang 與 Brown (1983))：

$$MAC(\psi_D, \psi_C) = \frac{|\{\psi_D\}^T \{\psi_C\}|^2}{\{\psi_D\}^T \{\psi_D\} \{\psi_C\}^T \{\psi_C\}} \quad (3.1)$$

其中 $\{\psi_D\}$ 為設計鋼纜預力值大小之橋體模態， $\{\psi_C\}$ 為其它鋼纜預力值之橋體模態。由以上之定義式可看出，當兩模態完全一致時， $MAC=1$ 。

經過 SAP2000 軟體之模態分析，吾人於各模型中取 19 個不同位置的節點變位代入 MAC 值之計算，節點位置如圖 3.7 所示。以設計預力(301258 kgf)之模型作為比較基準，將不同預力值之模型取前十個模態代入(3.1)式求得 MAC 值。整理各模型 MAC 值如表 3.1，可發現前十個模態之 MAC 值均大於 0.99，顯示其振形完全一致，並無差別。因此可以確定鋼纜預力值的改變不會對橋體之振形造成影響。

接著探討不同預力值對模態頻率的差異，整理如表 3.2 所示。同樣以設計預力(301258kgf)之模型分析結果作為比較基準，發現與設計預力模型之頻率值差異以第一模態最大，最大差異約為 3.4%；其它差異大部分都在 2% 以下。另外可看出一個趨勢，各模態之頻率值隨著鋼纜預力之增加而略微增大。但整體而言，模態頻率值越高，不同預力之頻率值差異越小。

二、考慮鋼纜質量

考慮鋼纜質量時，鋼纜因自重的關係而會有中垂效應之產生，其變形量如圖 3.8 所示。在考慮鋼纜質量的情況下進行模態分析，結果除了有以橋體振動為主之模態以外，亦包含了以鋼纜振動為主之模態。在摻雜了橋體與鋼纜振動的模態中，為了找出哪些是以橋體振動為主之模態，亦可以利用 MAC 作為判斷。於橋體取相同位置之 19 個節點變位代入(3.1)式之 MAC 值計算，同樣以不考慮鋼纜質量之設計預力(301258kgf)模型作為比較基準，將前 300 組模態代入計算，各組模態可找到數個 MAC 大於 0.99 之值。配合不考慮鋼纜質量情況下所得橋體振動為主的頻率，取其頻率最接近且 MAC 值大於 0.99，即可得到考慮鋼纜質量情況下以橋體振動為主之模態頻率。

觀察不同鋼纜預力之頻率值，如表 3.4。前四個模態之頻率值皆

隨著預力值增加而些微提高，第五個模態以後則無明顯之趨勢。大致上而言，除了第七與第八模態在鋼纜預力值介於 500000~700600 之間時有 2%~5%之差異以外，其它頻率差異皆低於 2%以內。

根據有限元素分析結果展示之模態圖，能很清楚找出以鋼纜振動為主之模態。當模態是以鋼纜振動為主時，某特定長度之鋼纜相對於其他長度鋼纜及橋體，將會有明顯振形之變位。不同長度之鋼纜，其頻率亦不同。利用鋼纜振動理論頻率公式 (Rao (1990))，

$$c = \left(\frac{P}{\rho} \right)^2 \quad (3.2)$$

$$\omega_n = \frac{nc\pi}{L}, \quad n = 1, 2, \dots \quad (3.3)$$

P 代表拉力， ρ 是單位長度重量，L 為鋼纜長度。可求得不同編號鋼纜之理論自然振頻。將鋼纜理論振頻與有限元素分析所得之鋼纜頻率做比較，如表 3.5 所示。比較發現以鋼纜振動為主之振頻皆略大於鋼纜理論振頻，兩者間差異很小，約介於 0.03~0.05Hz 之間。推論可能因為鋼纜兩端點固定於橋體上，橋體振動時會改變鋼纜兩端點間之距離，故其頻率值會有些微差異。另外，根據鋼纜理論振頻之公式，鋼纜所受拉力 P 增加時，其頻率值將會提高。比對有限元素分析結果，其鋼纜頻率值亦隨著預力值增加而提高。

第四章 模擬地震反應之系統識別

本章將模擬脊背橋在地震作用下，將量得橋體之反應以逆算方式求得脊背橋之結構特性(如：頻率與模態)。再與理論值比較，探討系統識別對於脊背橋之準確性。一般橋梁的主要振動頻率較低，故本研究僅討論 5Hz 以下頻率之識別。一般基地範圍較小的結構在遭受地震作用時，支承處地震波延遲效應比較不明顯，只考慮均勻地震輸入便足以表示地震反應。若是多跨距或大跨距之橋梁，則會有比較明顯之地震波延遲效應，此時便需考慮多支承輸入效果。本研究將探討比較均勻地震輸入與多支承地震輸入，對於識別結果的影響。另外，鋼纜質量的考慮與否、增加反應量測點以及加入鋼纜之反應參與識別，亦可能對識別結果有所影響。因此針對以上數種的情況，將分別做識別結果之比較。考量地震作用的方向性問題，首先探討單一方向地震作用下之識別結果，最後同時考慮三個方向之地震作用識別。

4.1 識別方法

量測結構物之動態反應，常由於結構系統過於龐大，且量測經費之限制，吾人所能量測到反應之自由度遠小於該系統者，故在線性系統中，可將量測自由度(或測站)間之反應表示成(黃炯憲(1999))

$$\tilde{y}(t) = \sum_{i=1}^I [\varphi_i] \tilde{y}(t - i\Delta t) + \sum_{j=0}^J [\theta_j] \tilde{f}(t - j\Delta t) \quad (4.1)$$

其中：

$\tilde{y}(t)$ 為量測動力反應歷時（其可為位移、速度、或加速度；以下假設該向量亦有 n 個分量），

$\tilde{f}(t)$ 為系統外力歷時，

$[\phi_i]$ 與 $[\theta_j]$ 為待定係數矩陣。

Δt 為量測反應之取樣時間間隔。

小波轉換在近 20 年，被廣泛地應用於各領域（如信號處理、醫學工程、非線性問題……等）；儼然取代了傳統之 Fourier 轉換。小波轉換可視為短時傅利葉轉換之擴展及改良。一屬於 $L^2(\mathbb{R})$ 空間之函數 $f(t)$ ，均可做小波轉換，其定義為(參考 Chui (1992))

$$W_f(a, b) = \langle f, \Psi_{(a,b)} \rangle = |a|^{-\frac{1}{2}} \int_{\mathbb{R}} f(t) \overline{\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)} dt \quad (4.2)$$

逆轉換為

$$f(t) = \frac{1}{C_\psi} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} W_f(a, b) \overline{\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)} da db \quad (4.3)$$

其中

$$C_\psi = \int_{\mathbb{R}} \frac{|\hat{\Psi}(\omega)|^2}{\omega} d\omega \quad (4.4)$$

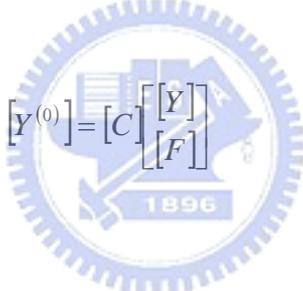
$\Psi(t)$ 稱為母小波函數 (mother wavelet)； $\Psi_{(a,b)}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$ 為母小波

函數 $\Psi(t)$ 經伸縮和平移所得之基底函數。由於 Meyer 小波函數可在較低模型階數下識別模態，本研究將使用 Meyer 小波函數做為基底函數。

式 (4.1) 依式 (4.2) 做小波轉換，且利用 $f(t-\tau)$ 與 $f(t)$ 小波轉換間之平移不變性，可將式 (4.1) 表示成

$$\left(\overline{W}_{\psi} y\right)(a, b) = \sum_{i=1}^I [\phi_i] \left(\overline{W}_{\psi} y\right)(a, b - i\Delta t) + \sum_{j=1}^J [\theta_j] \left(\overline{W}_{\psi} f\right)(a, b - j\Delta t) \quad (4.5)$$

若欲分析某特定頻率區間內之量測反應，可取特定之 a ，利用式 (4.5)，吾人可得



$$[Y^{(0)}] = [C] \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

其中：

$$[Y^{(i)}] = \begin{bmatrix} y_{\sim w}(a_1, \max - i) & y_{\sim w}(a_1, \max - i + 1) & \cdots & y_{\sim w}(a_1, \max - i + M) \\ y_{\sim w}(a_2, \max - i) & y_{\sim w}(a_2, \max - i + 1) & \cdots & y_{\sim w}(a_2, \max - i + M) \\ y_{\sim w}(a_3, \max - i) & y_{\sim w}(a_3, \max - i + 1) & \cdots & y_{\sim w}(a_3, \max - i + M) & \cdots \\ y_{\sim w}(a_N, \max - i) & y_{\sim w}(a_N, \max - i + 1) & \cdots & y_{\sim w}(a_N, \max - i + M) \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

$$[Y] = \begin{bmatrix} [Y^{(1)}]^T & [Y^{(2)}]^T & \cdots & [Y^{(I)}]^T \end{bmatrix}^T$$

$$[F] = \begin{bmatrix} [F^{(0)}]^T & [F^{(1)}]^T & \cdots & [F^{(J)}]^T \end{bmatrix}^T$$

$$[C] = \begin{bmatrix} [\phi_1] & [\phi_2] & \cdots & [\phi_I] & [\theta_0] & [\theta_1] & \cdots & [\theta_J] \end{bmatrix}$$

$$\max = \max(I, J)$$

$[F^{(i)}]$ 之定義類似 $[Y^{(i)}]$

若欲估算結構系統之動態特性（自然振動頻率、模態阻尼比以及振形），可利用式(4.6)係數矩陣 $[\varphi_i]$ ($i=1,2,\dots,I$)決定之。依黃（1999）之推導知，若從 $[\varphi_i]$ 建構矩陣

$$[G] = \begin{bmatrix} 0 & I & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & I \\ [\varphi_I] & [\varphi_{I-1}] & [\varphi_{I-2}] & [\varphi_{I-3}] & \dots & [\varphi_1] \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

則 $[G]$ 之特徵值及特徵向量相關於該結構系統之動態特性。令 $\lambda_k = \alpha_k + i\beta_k$ 為 $[G]$ 之第 k 特徵值，則該結構系統之第 k 模態擬自然振動頻率 ω_k 及模態阻尼比 ξ_k 為

$$\omega_k = \sqrt{\alpha_k^2 + \beta_k^2} \quad (4.9a)$$

$$\xi_k = -\alpha_k / \beta_k \quad (4.9b)$$

其中

$$\alpha_k = \frac{1}{2\Delta t} \ln(a_k^2 + b_k^2) \quad (4.10a)$$

$$\beta_k = \frac{1}{\Delta t} \tan^{-1}\left(\frac{b_k}{a_k}\right) \quad (4.10b)$$

令 $\underset{\sim}{g}_k$ 為 $[G]$ 之第 k 振形，將 $\underset{\sim}{g}_k$ 表示成

$$g_{\sim k} = \begin{Bmatrix} \{\psi\}_1 \\ \{\psi\}_2 \\ \vdots \\ \{\psi\}_I \end{Bmatrix}_k \quad (4.11)$$

其中 $\{\psi\}_i$ 各含 n 個分量，由於 $[G]$ 之特殊結構，可證明

$$\{\psi\}_i = \lambda_k \{\psi\}_{i-1} \quad (4.12)$$

即不同之 i ， $\{\psi\}_i$ 彼此間互相平行，故任一 $\{\psi\}_i$ 均對應於結構系統之第 k 模態之振形。

以上之識別方法內容詳見蘇之博士論文『發展基於小波轉換之系統識別方法』（進行中）。

4.2 以 SAP2000 模擬地震反應

SAP2000 軟體在模擬地震力作用於結構物時，假設地盤的移動是一致性的，因此地盤作用於結構物支承處之加速度歷時並不會在不同位置而有不同。然而，實際之地震波傳遞並非如此。不同位置之支承由於地震波延遲效應，在相同的時間點，各支承的加速度歷時並非完全相同。為了模擬出多支承地震反應的效果，吾人可在脊背橋模型支承處分別輸入不同之歷時作用，當作地震力輸入。

本座脊背橋共有四處支承，分別為兩橋塔(編號 P1001 與 P1002) 下方之墩基以及兩外側之支承(A1 橋台與 P1003 橋墩)，如圖 3.1 所

示。為模擬多支承輸入之效應，吾人取中山高速公路圓山段北上高架橋梁橋墩在 921 地震所量測之加速度作為 SAP2000 地震輸入資料。圓山橋量測點位分佈如圖 4.1 所示。令橋梁車行方向為 X 向，橫向為 Y 向，垂直方向為 Z 向。假設兩橋塔(P1001、P1002)下方支承之地震輸入相同，取圓山橋 S1 測點之 X 向、Y 向加速度與 S7 測點之 Z 向加速度做為兩橋塔下方支承之地震輸入。A1 橋台為輓支承(X 向不受束制)，取圓山橋 S2 測點之 Y 向加速度與 S4 測點之 Z 向加速度做為 A1 橋台支承之地震輸入。P1003 橋墩亦為輓支承(X 向不受束制)，取圓山橋 S12 測點之 Y 向加速度與 S11 測點之 Z 向加速度做為 P1003 橋墩支承之地震輸入。如此一來，各支承之地震歷時輸入資料均不同，即可模擬多支承地震輸入效果。

SAP2000 無法在節點處直接施加加速度歷時作用，但是可以施加位移歷時作用。故須先將圓山橋量得之絕對加速度歷時資料轉換成相對於位移歷時資料，如下所示：

$$\text{加速度} = f''(t) \xrightarrow{FT} -\omega^2 F(\omega)$$

$$F(\omega) \xrightarrow{IFT} f(t) = \text{位移}$$

得到相對位移資料後，將位移歷時分別輸入 A1 橋台支承與 P1003 橋墩支承，中間兩橋塔(P1001、P1002)支承則輸入均勻地震加速度歷

時，即可完成多支承地震輸入。脊背橋各支承之地震加速度輸入時間歷時如圖 4.2~4.4 所示，各支承加速度之頻譜如圖 4.5。觀察頻譜圖發現 X 向加速度尖峰值位於頻率 0.9~1.1、2.7 與 4.3Hz 附近，Y 向加速度尖峰值位於頻率 0.9、1.4~1.7 與 3.3 Hz 附近，Z 向加速度尖峰值位於頻率 3.3Hz 附近。

在地震發生時，可在橋梁多處位置裝設加速度計，以便獲得各位置之加速度即時反應。然而受制於經費有限，以及效益問題，加速度計選幾處地點裝設即可發揮監測作用。若橋面版加速度計裝設位置如圖 4.6。在距離橋塔 P1001 左側約 26.67 公尺之主梁斷面中心處，設有垂直向與橫向之加速計。距離橋塔 P1001 右側約 28 公尺之主梁斷面中心處，設有垂直向、橫向與車行方向共三向加速計；在同一處主梁斷面，但靠近外側車道處，設有一垂直向加速計。距離橋塔 P1002 右側約 26.67 公尺之橋面版中心處，設有垂直向與橫向之加速計。在橋梁中間跨距之中點斷面，設有垂直向與橫向之加速計。同一處主梁斷面，但靠近外側車道處，設有一垂直向加速計。橋塔與鋼纜之加速度計裝設位置可以參考圖 4.3。在橋塔 P1001 之塔頂位置，設有車行方向與橫向之加速計。在橋塔 P1001 左側編號 E7-2 之鋼纜上約距離橋塔三分之一的鋼纜長度距離處，設有一垂直於鋼纜軸向之加速度計。在橋塔 P1001 右側編號 E7-1 之鋼纜上約距離橋塔四分之一的鋼

纜長度距離處，設有一垂直於鋼纜軸向之加速度計。因此，整座脊背橋共裝設有 15 個加速度計；其中 11 個裝設於主梁，2 個裝設於橋塔，2 個裝設於鋼纜。若以量測方向分類，車行方向有 2 個，橫向有 5 個，垂直向有 6 個測站。

4.3 忽略鋼纜自重之脊背橋單一方向反應資料分析

4.3.1 均勻輸入(uniform input)

本節分別考慮不同方向的地震以均勻輸入方式作用，量得脊背橋上述 15 處位置各方向之加速度反應進行分析。首先考慮 X 向之地震作用，各位置 X 向反應之頻譜如圖 4.10 所示。由 X 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 1、1.7、2.7 與 4.3Hz 處。當考慮 Y 向之地震作用，各位置 Y 向反應之頻譜如圖 4.11 所示。Y 向頻譜圖之尖峰值出現位置大約落在頻率值為 1.7、2.75~3.1 與 4.2~4.5Hz 處。當考慮 Z 向之地震作用，各位置 Z 向反應之頻譜如圖 4.12 所示。Z 向頻譜圖之尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.7、1.5、3.1 與 4.4Hz 處。將反應頻譜圖與輸入地震頻譜圖或理論動態特性比較，反應頻譜圖中 1.7Hz 之尖峰值應是地震頻率造成，其餘尖峰值頻率則是橋梁的自然振動頻率。

在識別過程中，Meyer 小波函數有一”主要頻率保留區間”，其範

圍為 $\left[\frac{0.5348}{a}, \frac{0.9311}{a}\right]$ 。藉由指定不同 a 值大小以涵蓋欲識別之振動頻率。取 a 值為 0.9、0.6、0.3 及 0.2，其對應之”主要頻率保留區間”為 $[0.5942, 1.0346]$ （涵蓋模型之第一振態與第二振態）、 $[0.8913, 1.5518]$ （涵蓋模型之第二振態與第三振態）、 $[1.7827, 3.1037]$ （涵蓋模型之第四振態至第八振態）以及 $[2.674, 4.6555]$ （涵蓋模型之第六振態至第十三振態），剛好涵蓋模型前十三振態。另外，為了比較兩個模態之吻合程度，可利用 MAC（modal assurance criterion）值為指標 (Allemang 與 Brown, 1983)：

$$MAC(\psi_{ii}, \psi_{it}) = \frac{|\{\psi_{ii}\}^T \{\psi_{it}\}|^2}{\{\psi_{ii}\}^T \{\psi_{ii}\} \{\psi_{it}\}^T \{\psi_{it}\}} \quad (4.13)$$

其中 $\{\psi_{ii}\}$ 與 $\{\psi_{it}\}$ 分別為識別與理論之第 i 模態，當兩模態完全一致時， $MAC=1$ 。另外為了觀察識別結果（頻率、阻尼比與模態）之收斂情形，ARX 模型階數 $I=J$ 由 5 取至 44。

考慮 X 向均勻地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 2 處橋體量測點(節點編號為 7 與 206)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.13~4.14 所示。可識別之模態如圖 4.15~4.16 所示。由於只取 X 向反應做識別，識別結果之模態只有 X 向之變形，造成展示之模態圖會出現類似之模態變形（例如第一與第三模態以及第二與第四模態）。各理論之模態可參見第三章之圖 3.6。

第 1 組可識別出第二、第四、第六與第十模態。除了第四模態在模型階數 $I=J=11$ 以後才得以識別，其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 即可得到收斂之值。第 2 組除了可識別出第 1 組之識別結果，可多識別第一、第三、第九與第十三模態。第一與第三模態之阻尼比與 MAC 值在模型階數 $I=J=24$ 以後才得到較穩定值，其餘模態在模型階數 $I=J=8$ 以前可收斂為定值。比較兩組識別結果，量測點增加，其可識別之模態數目由 4 增加至 8，且使原本在模型階數 $I=J=11$ 以後才得以識別之第四模態減少至在模型階數 $I=J=5$ 即能識別。

考慮 Y 向均勻地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、206、126 與 256)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、

208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.17~4.18 所示。可識別之模態如圖 4.19~4.20 所示。識別之模態圖中，X 向側視圖所示者主要為橋塔之模態，而俯視圖所示者主要為橋面版之模態。

第 1 組可識別出第五、第七、第八、第十一與第十二模態。第七模態之阻尼比則在模型階數 $I=J=12$ 以後維持在 5%，第十一模態之 MAC 在模型階數 $I=J=15$ 以後才收斂至 0.98 以上，其餘模態則在模型階數 $I=J=5$ 即收斂為定值。第 2 組亦可識別出第五、第七、第八、第十一與第十二模態。所有模態在模型階數 $I=J=5$ 即收斂為定值。比較兩組識別結果，量測點增加時，識別結果之收斂速度變快。當 Y 向量測點為 5 時，即可識別出 5Hz 以下所有以 Y 向振動為主之模態(可參照圖 3.6 之理論模態)。

考慮 Z 向均勻地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.21~4.22 所示。可識別之模態如圖 4.23~4.24 所示。

第 1 組可識別出第一、第二、第三、第四、第六、第九、第十與第十三模態。第二模態在模型階數 $I=J=21$ 以後，MAC 收斂至 0.98 以上，阻尼比收斂至 5%。第四模態之 MAC 在模型階數 $I=J=9$ 以後收斂至 0.98 以上。第六模態則在模型階數 $I=J=24$ 才得以識別，其頻率與 MAC 值在此階數以後大約維持定值，阻尼比則在 3~7% 間變化。第十模態之頻率、阻尼比與 MAC 值在模型階數 $I=J=15$ 以後收斂至定值。其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 即收斂為定值。第 2 組亦可識別出第一、第二、第三、第四、第六、第九、第十與第十三模態。第二模態在模型階數 $I=J=8$ 才得以識別，第六模態在模型階數 $I=J=12$ 才得以識別，第十模態之 MAC 在模型階數 $I=J=8$ 以後收斂至 0.99 以上。其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 即收斂至定值。比較兩組識別結果，量測點增加時，第二、第四、第六與第十模態可識別之模型階數 $I=J$ 均較為減少。

將上述 X、Y 與 Z 向之識別結果整理如表 4.1 所示。對照第三章理論之模態（圖 3.6），第五、第七、第八、第十一與第十二模態皆為以 Y 向振動為主之模態；而第一、第二、第三、第四、第六、第九、

第十與第十三模態則為 X 向與 Z 向振動為主之模態。除了 X 向之模態識別數目會隨量測點數目增加而增加，Y 與 Z 向在不同測點數則維持相同模態識別數目。推論是 X 向識別只有 2 個量測點時，資料筆數極少，只能識別出較少模態；而 Y 向的 5 個量測點與 Z 向的 6 個量測點數目便已足夠識別出橋體特性。此外 X 向或 Z 向之反應只能識別以 X 向與 Z 向振動為主之模態，Y 向之反應亦只能識別出以 Y 向振動為主之模態。由識別的收斂性分析可看出，量測點數目的多寡會影響識別結果的效率，量測點數目越多其收斂識別階數 $I=J$ 越少。比較特別的是雖然 X 與 Y 向都可識別出第一、第二、第三、第四、第六、第九、第十與第十三模態。但是 X 向之第二、第四、第六與第十模態識別結果，比第一、第三、第九與第十三模態之識別結果好；而 Z 向之第一、第三、第九與第十三模態識別結果，比第二、第四、第六與第十模態之識別結果好。上述之識別結果較好之意思是代表可識別之階數 $I=J$ 較小，其識別之值亦較穩定。

4.3.2 多支承輸入(multiple input)

由於脊背橋 A1 橋台與 P1003 橋墩處支承在 X 方向沒有受到束制，故 X 向地震力並無多支承效應，僅考慮 Y 向與 Z 向。當考慮 Y 向多支承地震作用時，各位置 Y 向反應之頻譜如圖 4.25 所示。Y 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.86、1.7、2.75

~3.1 與 4.2~4.6Hz 處。當考慮 Z 向多支承地震作用時，各位置 Z 向反應之頻譜如圖 4.26 所示。Z 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.7、1.5、3.1 與 4.4 處。將反應頻譜圖與輸入地震頻譜圖或理論動態特性比較，反應頻譜圖中 0.86 與 1.7Hz 之尖峰值是地震頻率造成，其餘尖峰值頻率則是橋梁的自然振動頻率。

一、假設均勻輸入之識別

在實際工程之應用上，由於經費所限，無法於所有輸入點擺設感應器。故為大概模擬此情況，假設實際問題為多支承輸入，而僅量測其中一支承輸入。在系統識別過程中，以該量測到之支承加速度當做輸入；此即假設為均勻輸入之識別模式。

考慮 Y 向地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.27~4.28 所示。可識別之模態如圖 4.29~4.30 所示。

第 1 組與第 2 組皆僅識別出第五模態，在模型階數 $I=J=5$ 即可得到一穩定頻率值。阻尼比隨著模型階數 $I=J$ 之增加而在 3~6% 之間變化，MAC 則維持在 0.98 以上；阻尼比與 MAC 值並無隨著模型階數 $I=J$ 或量測點之增加而改善。

考慮 Z 向地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.31~4.32 所示。可識別之模態如圖 4.33~4.34 所示。

第 1 組與第 2 組皆可以識別出第一、第三、第九與第十三模態。此四個模態皆可在模型階數 $I=J=5$ 時識別出來，但阻尼比隨識別模式 ARX 之階數變化範圍較大，介於 1~9% 之間，而 MAC 值則在 0.95~1 之間變化。阻尼比與 MAC 值並無隨著模型階數 $I=J$ 或量測點之增加而改善。

觀察上述假設均勻輸入之識別結果，發現可識別之模態較少。儘

管量測點增加，亦無法改善識別結果。

二、以多支承地震力做為輸入項之識別

本節考慮若所有之輸入均有量測且均當做 ARX 模式之輸入外力，則所有識別結果將與上節所得者有何差異？如同上節之做法，做不同方向反應分析。

考慮 Y 向地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.35~4.36 所示。可識別之模態如圖 4.37~4.38 所示。

第 1 組可識別出第五、第七、第八、第十一與第十二模態。第十一模態可在模型階數 $I=J=7$ 時識別出來，第十二模態可在模型階數 $I=J=6$ 時識別出來，其餘模態則可在模型階數 $I=J=5$ 時可識別出來。以上模態之頻率、阻尼比與 MAC 值在模型階數 $I=J=10$ 以後即收斂為

定值。第 2 組可識別出第五、第七、第八、第十一與第十二模態。其模態皆可在模型階數 $I=J=5$ 時可識別出來，且收斂為定值。由上述兩組結果可知，增加量測點可減少識別之階數，且識別之收斂速度較快。

考慮 Z 向地震輸入之反應，探討以下兩組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.39~4.40 所示。可識別之模態如圖 4.41~4.42 所示。

第 1 組可以識別出第一、第二、第三、第四、第六、第九、第十與第十三模態。第六模態在模型階數 $I=J=18$ 時才可識別出來，阻尼比與 MAC 值在模型階數 $I=J=25$ 以後收斂為定值。第二與第十模態之阻尼比與 MAC 在模型階數 $I=J=15$ 以前變化較大，之後則收斂為定值。其他模態在模型階數 $I=J=5$ 即可識別並收斂。第 2 組亦可以識別出第一、第二、第三、第四、第六、第九、第十與第十三模態。第六模態在模型階數 $I=J=6$ 時可識別出來，其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 時

即可識別出來。第六模態之阻尼比在 4~6%之間變化，MAC 值則在 0.98~1 之間變化。第十模態之 MAC 值 0.94~1 之間變化。其餘模態之阻尼比與 MAC 值則隨著模型階數 $I=J$ 增加而維持定值。比較以上兩組 Z 向識別結果，量測點增加可在模型階數 $I=J$ 較小時提前識別出第六模態，而第二與第十模態並無因量測點增加而收斂為定值。

將多支承輸入識別結果整理如表 4.2 所示。比較後得知”假設均勻輸入”所識別之模態數遠少於”考慮實際多支承輸入”之模態數。當量測點增加時，”考慮實際多支承輸入”可在模型階數 $I=J$ 較小時識別出模態，”假設均勻輸入”則否。

4.4 考慮鋼纜自重之脊背橋單一方向反應資料分析

本節將探討若鋼纜之重量亦被考慮，則對識別結果有何影響？由第三章知，考慮鋼纜重量將使得橋體之模態更加複雜，包含許多鋼纜之局部模態。若加入鋼纜之量測點反應，對識別結果又有何影響？

4.4.1 均勻輸入 (uniform input)

本節考慮不同方向的地震作用，量得脊背橋 15 處位置（參看圖 4.8 及 4.9）各方向之加速度反應進行分析，其中 2 處位置分別位於編號 E7-1 與 E7-2 之鋼纜上。首先，考慮 X 向之地震作用時，各位置 X 向反應之頻譜如圖 4.43 所示。由 X 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位

置大約落在頻率值為 1、1.7、2.7 與 4.3Hz 處。當 Y 向之地震作用時，各位置 Y 向反應之頻譜如圖 4.44 所示。Y 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 1.7、2.75~3.1 與 4.2~4.5Hz 處。當 Z 向之地震作用時，各位置 Z 向反應之頻譜如圖 4.45 所。Z 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.7、1.5、3.1 與 4.4 處。反應頻譜圖中 1.7Hz 之尖峰值是地震頻率造成，其餘尖峰值頻率則是橋梁的自然振動頻率。

考慮 X 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 2 處橋體量測點(節點編號為 7 與 206)
2. 2 處橋體量測點(節點編號為 7 與 206)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.46~4.49 所示。可識別之模態如

圖 4.50~4.51 所示。

第 1 組可識別出第二、第四、第六與第十模態，而以上模態皆可在模型階數 $I=J=5$ 時識別出來。收斂性分析中，頻率與 MAC 值幾乎維持定值，僅有阻尼比在 $I=J=10$ 之前有較大變化，之後亦維持在 5% 附近。第 2 組可識別出第二、第四、第六、第十模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。收斂性分析中，在模型階數 $I=J=5$ 之後，頻率與 MAC 值亦維持定值，阻尼比則維持在 4~6% 之間變化。第 3 組可識別出第一、第二、第四、第六與第十模態。第一模態在模型階數 $I=J=17$ 之後才可識別，除頻率維持定值外，阻尼比與 MAC 值隨模型階數 $I=J$ 之增加而趨於 5% 與 0.99 以上。其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 即可識別，且收斂為定值。第 4 組可識別出第一、第二、第四、第六、第十模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。第一模態在模型階數 $I=J=16$ 之後才可識別，除頻率維持定值外，阻尼比與 MAC 值亦隨模型階數 $I=J$ 之增加而趨於 5% 與 0.99 以上。其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 即可識別，且收斂為定值。由上述 X 向識別結果得知，量測點增加可多識別出第一模態，且隨著模型階數 $I=J$ 增加，阻尼比與 MAC 值之變化趨於穩定。若量測點加入鋼纜之反應，則可多識別出鋼纜之局部模態。

考慮 Y 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與

額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)
2. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.52~4.55 所示。可識別之模態如圖 4.56~4.57 所示。

第 1 組可識別出第五、第八與第十二模態，且皆可在模型階數 $I=J=5$ 時識別出來。但第八模態之阻尼比在收斂性分析中變化較大，並不會隨著模型階數 $I=J$ 增加而趨於穩定。第 2 組可識別出第五、第八、第十二模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。收斂性分析結果與第 1 組差不多，但是鋼纜局部模態在模型階數 $I=J=31$ 時才得以識別出來。第 3 組亦可識別出第五、第八與第十二模態，收斂性分析結果亦與第 1 組差不多。第 4 組可識別出第五、第八、第十二模態以及

鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。收斂性分析結果同樣與第 1 組差不多，但是鋼纜 E7-1 局部模態在模型階數 $I=J=17$ 可被識別出來，鋼纜 E7-2 局部模態則在模型階數 $I=J=29$ 可被識別出來。比較上述四組 Y 向識別結果，加入鋼纜反應可多識別出鋼纜之局部模態，但是其識別之階數較高。另外，增加量測點雖然對橋體模態識別結果差別不大，卻可以減少鋼纜局部模態之識別階數

考慮 Z 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)
2. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.58~4.61 所示。可識別之模態如圖 4.62~4.63 所示。

第 1 組可識別出第一、第二、第三、第四、第九與第十三模態。第二模態可在模型階數 $I=J=13$ 時識別出來，其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 時即可識別出來。觀察收斂性分析，第二模態的阻尼比與第四模態的 MAC 值隨著模型階數 $I=J$ 增加而收斂。阻尼比在模型階數 $I=J=25$ 之後在 4~6% 之間變化。第 2 組可識別出第一、第二、第三、第四、第九、第十三模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。第二模態可在模型階數 $I=J=15$ 時識別出來，其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 時即可識別出來。所有模態之阻尼比隨著模型階數 $I=J$ 增加而在 4~6% 之間變化。第 3 組可識別出第一、第二、第三、第四、第九與第十三模態。除了第二模態，其他模態可在模型階數 $I=J=5$ 時識別出來。第二模態之 MAC 值在模型階數 $I=J=6$ 以後介於 0.9~1 之間變化，在模型階數 $I=J=17$ 以後皆大於 0.99。所有模態之阻尼比亦介於 4~6% 之間變化。第 4 組可識別出第一、第二、第三、第四、第九、第十三模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態，所有模態可在模型階數 $I=J=5$ 時識別出來。第二模態之 MAC 值在模型階數 $I=J=5$ 以後介於 0.9~1 之間變化，在模型階數 $I=J=22$ 以後皆大於 0.99。所有模態之阻尼比亦介於 4~6% 之間變化。比較以上四組 Z 向識別結果，皆可識別出橋體的四個模態；加入鋼纜反應亦可識別出鋼纜局部模態。當量測點增加，第二模態之識別階數變小。而模型階數 $I=J$ 增加亦可使第二模

態之 MAC 值增大至 0.99 以上。

以上 X、Y 與 Z 向識別結果整理如表 4.3 所示。各方向之識別若加入鋼纜反應，皆可識別出鋼纜局部模態，但是在 Y 向鋼纜局部模態之識別階數較高。增加量測點對於 X 向可多識別出第一模態，Z 向則第二模態的識別階數可降低。模型階數 $I=J$ 增加可使 X 與 Z 向某些模態之阻尼比與 MAC 值之變化趨於穩定。

4.4.2 多支承輸入(multiple input)

考慮不同方向的多支承地震輸入，量得脊背橋 15 處位置各方向之加速度反應，其中 2 處位置分別位於編號 E7-1 與 E7-2 之鋼纜上(參見圖 4.3)。考慮 Y 向之多支承地震作用時，各位置 Y 向反應之頻譜如圖 4.64 所示。Y 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.86、1.7、2.75~3.1 與 4.2~4.5Hz 處。考慮 Z 向之地震作用時，各位置 Z 向反應之頻譜如圖 4.65 所示。Z 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.7、1.5、3.1 與 4.4 處。反應頻譜圖中 0.86 與 1.7Hz 之尖峰值是地震頻率造成，其餘尖峰值頻率則是橋梁的自然振動頻率。

一、假設均勻輸入之識別

考慮 Y 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與

額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)
2. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.66~4.69 所示。可識別之模態如圖 4.70~4.71 所示。

以上四組 Y 向識別結果皆只能識別出第五模態，可識別出來之模型階數 $I=J=5$ 。增加鋼纜量測點亦無法識別出鋼纜之局部振態。觀察收斂性分析圖，其 MAC 值大部分介於 0.8 至 1 之間變化，阻尼比亦在 3~7%間變化，識別結果並無因為量測點或模型階數 $I=J$ 之增加而改善。

考慮 Z 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與額

外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)
2. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)與 2 處鋼纜
(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、
208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、
208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.72~4.75 所示。可識別之模態如圖 4.76~4.77 所示。

以上四組 Z 向識別結果皆只能識別出第一與第三模態，且皆可在模型階數 $I=J=5$ 時識別出來。增加鋼纜量測點亦無法識別出鋼纜之局部振態。觀察收斂性分析結果，頻率與 MAC 值之變化很小，大致上維持定值；量測點較多的情況下，阻尼比之變化較大。

二、考慮實際多支承輸入之識別

考慮 Y 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與

額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)
2. 5 處橋體量測點(節點編號為 6、7、126、206 與 256)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.78~4.81 所示。可識別之模態如圖 4.82~4.83 所示。

第 1 組可識別出第五與第八模態。雖然可看出第十一與第十二模態之頻率值重複出現，且阻尼比維持在 5%左右；但是其 MAC 值變化太大，在模型階數 $I=J=40\sim 44$ 之間仍有小於 0.8 之值出現。除了第八模態之阻尼比變化較大，其餘模態之阻尼比隨模型階數 $I=J$ 之增加維持定值。第 2 組的識別情況與第 1 組差不多。雖然加入鋼纜反應，卻無法識別出鋼纜局部模態。唯一不同的是第十二模態之 MAC 值有隨著模型階數 (I,J) 增加而趨近於 1 之趨勢。第 3 組與第 4 組皆可識別

出第五、第八與第十二模態。識別結果亦與第 1 組差不多，但第十二模態之 MAC 值皆大於 0.9，其值變化較小。比較四組 Y 向識別結果，加入鋼纜之反應並不能得到鋼纜局部模態之識別；但增加量測點可改善第十二模態之識別結果，其 MAC 值較為吻合。

考慮 Z 向地震輸入之反應，探討以下四組實際設計監測位置與額外引入其它節點輸出反應之識別結果：

1. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)
2. 6 處橋體量測點(節點編號為 6、7、8、9、126 與 256)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)
3. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
4. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.84~4.87 所示。可識別之模態如圖 4.88~4.89 所示。

第 1 組可識別出第一、第二、第三、第四、第六、第九與第十三

模態。第六模態在模型階數 $I=J=10$ 可識別出來，其餘模態在模型階數 $I=J=5$ 即可識別出來。第六模態之阻尼比一開始變化較大，之後隨著模型階數 (I,J) 增加而趨近於 5%。第十模態之 MAC 值在 0.93~1 之間變化，其餘模態之 MAC 值則變化不大。第 2 組可識別出第一、第二、第三、第四、第九、第十三模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態，以上模態皆可在模型階數 $I=J=5$ 識別出來。在模型階數 $I=J=10$ 之後可看出第六與第十模態之頻率值重複出現，但是第六與第十模態之 MAC 值變化太大，大部分維持在 0.9~1 之間，亦有小於 0.9 之值，無法吻合振型。其他模態之阻尼比則隨著模型階數 $I=J$ 增加而趨於穩定。第 3 組與第 4 組皆可識別第一、第二、第三、第四、第九、第十三模態，但第 4 組可多識別出鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。同樣可看出第六與第十模態之頻率值重複出現，但是其 MAC 值變化亦太大，有些 MAC 值甚至小於 0.7，無法吻合振型。其他模態之阻尼比大都介於 4~6% 之間變化，差異不大。比較四組 Z 向之識別結果，增加鋼纜反應皆可識別出鋼纜局部模態；但增加量測點對於識別結果並無太大影響。

以上識別結果整理如表 4.4。比較多支承輸入之識別結果後得知：“假設均勻輸入”所識別之模態數遠少於“考慮實際多支承輸入”之模態數；當量測點增加時，對於識別結果均無太大改善。但對於均勻

輸入之識別，增加量測點可增加識別之模態並降低識別階數。

4.5 考慮鋼纜自重之脊背橋三方向反應資料分析

以上章節探討的情況皆為單一方向之地震力作用。本節考慮將三方向地震力同時做為 ARX 模式之輸入外力，而且將各測點之三方向反應做為 ARX 輸出反應。假設量得量得脊背橋 15 處位置各方向之加速度反應，其中 2 處位置分別位於編號 E7-1 與 E7-2 之鋼纜上。考慮三方向之地震作用時，各位置 X 向反應之頻譜如圖 4.90 所示。X 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.7~0.9、1、1.45、2.7 與 4.3Hz 處。各位置 Y 向反應之頻譜如圖 4.91 所示，Y 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.86、1.7、2.75~3.1 與 4.2~4.5Hz 處。各位置 Z 向反應之頻譜如圖 4.92 所示，Z 向頻譜圖可以看出尖峰值出現位置大約落在頻率值為 0.8、1.45、3.3 與 4.3 處。將反應頻譜圖與輸入地震頻譜圖或理論動態特性比較，反應頻譜圖中 0.86 與 1.7Hz 之尖峰值是地震頻率造成，其餘尖峰值頻率則是橋梁的自然振動頻率。

一、假設均勻輸入之識別

在實際為多支承輸入之情況下，但由於支承輸入量測不足，因此假設某一支承之加速度當作輸入。系統識別時，假設地震輸入項僅有

X 向、Y 向與 Z 向之均勻地震歷時。

考慮均勻地震輸入之反應，探討以下兩組量測點之識別結果：

1. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.93~4.94 所示。可識別之模態如圖 4.95 所示。



以上兩組識別結果皆只能識別出第一模態，雖然第 2 組加入鋼纜反應，仍然無法識別鋼纜局部模態。觀看收斂性分析，皆可在模型階數 $I=J=5$ 識別出第一模態，阻尼比大約在 3~6% 之間變化，而 MAC 值則皆大於 0.99。

二、考慮實際多支承輸入之識別

本節考慮所有支承之輸入均有量測且均當做 ARX 模式之輸入外力，並同時考慮三方向之多支承輸入。

考慮多支承地震輸入之反應，探討以下兩組量測點之識別結果：

1. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)
2. 13 處橋體量測點(節點編號為 2、6、7、8、9、96、126、194、206、208、228、256 與 271)與 2 處鋼纜(鋼纜編號為 E7-1 與 E7-2)

上述節點編號可參見圖 4.9。識別結果之頻率值與 MAC 隨識別模式 ARX 之階數收斂性分析如圖 4.96~4.97 所示。可識別之模態如圖 4.98 所示。

第 1 組可識別出第一、第二、第三、第四、第五、第六、第八、第九、第十與第十三模態。雖然第十一與第十二模態之頻率值亦重複出現，但其 MAC 值變化太大，無法符合振型。收斂性分析中，第八模態之阻尼比明顯偏高，大約介於 8~9%之間，其他模態之阻尼比則非常接近 5%。第 2 組可識別出第一、第二、第三、第四、第五、第八、第九、第十、第十三模態以及鋼纜 E7-1 與 E7-2 之局部模態。同樣可看見第六、第七、第十一與第十二模態之頻率值重複出現，但其 MAC 值變化太大，無法符合振型。收斂性分析中，第八模態之阻尼比變化亦較大，其他模態之阻尼比則接近 5%。

以上識別結果整理如表 4.5。假設均勻輸入之識別結果只能識別出第一模態，且加入鋼纜反應亦無法識別出鋼纜局部模態；但是考慮

實際多支承輸入之識別則能識別出大部分之模態，加入鋼纜反應亦能
識別出鋼纜局部模態。



第五章 車行載重之模擬分析

我們都曾有過類似經驗，當站在橋上欣賞風景時，忽然有一輛車子從旁快速呼嘯而過，這時候可明顯感受到腳下的橋面版上下劇烈振盪，頗有震撼的感覺。相反的，若是車子緩緩駛過，振動的感覺比較沒那麼強烈，這是因為車子行經橋面版的瞬間衝擊作用所造成。车子在動態行進中對橋梁作用下的反應，會比停在橋上的靜態車子對橋梁作用的反應大。動態與靜態反應之間的比值可以用動力放大係數 DAF 來表示，其定義如下

$$DAF = \frac{R_{dyn}}{R_{sta}} \quad (5.1)$$

R_{dyn} (maximum dynamic response)：為移動載重情況下量得反應的最大值。

R_{sta} (maximum static response)；即相對靜態載重下，所能找到反應的最大值。

此處所提及的反應泛指位移、剪力及彎矩反應。為了探討脊背橋在車行載重作用下之反應放大程度，是否有可能危及橋體結構。吾人利用有限元素軟體 SAP2000 作脊背橋之車行載重分析，在相同移動荷載下求出其動態與靜態反應，如此即可預估出脊背橋之 DAF。

5.1 以 SAP2000 模擬車行荷重問題

利用 SAP2000 分析時，因為無法精確描述車行載重之作用，故採用近似之模擬方法。為了模擬車子前進對橋梁造成之動力行為，吾假設車子作用於橋面之力為一衝擊荷重。此一衝擊荷重作用於模型節點 i 之時間歷時為一三角波函數如圖 5.1，橫坐標代表時間，縱坐標代表外力大小。作用於節點 i 之衝擊荷重時間歷時函數在車子行駛至前一節點 $i-1$ 時，其大小為 0。當車子行駛穿越節點 $i-1$ ，慢慢靠近節點 i 時，其值呈線性增加。車子行駛至節點 i 時，其值為 P ，之後呈線性減小，直至節點 $i+1$ 時恢復為 0。因此，每一個節點均受到一個對應之時間歷時衝擊作用，在車子行駛至此節點附近時，其對應之時間歷時始有外力作用。

5.2 以 SAP2000 分析簡支梁移動載重之驗證

對於以上近似化之模擬車行載重分析結果，可能與實際情形會有些微誤差。為了探討該近似化模擬結果之精確度，以簡支梁受移動載重為例，比較解析解與 SAP2000 分析結果。

簡支梁受移動荷重之基本假設：

1. 橋梁材料為均質，斷面一致。
2. 僅有一部車輛單向等速行駛，車輛作用於橋面上之重量為一集中

荷重。

3. 車子未進入橋梁前，橋梁為靜止狀態。

如圖 5.2，簡支梁受一等速 v 移動荷載之運動方程式 (Fryba (1972)、Clough and Penzien (1993))如下

$$m\ddot{u} + c_e\dot{u} + c_s I_b \dot{u}^{iv} + EI_b u^{iv} = p\delta(x-vt) \quad 0 < vt \leq L \quad (5.2)$$

m =梁單位重量， $u(x,t)$ =梁的垂直變位， c_e =外在阻尼係數， c_s =內在阻尼係數， E =彈性模數， I_b =斷面轉動慣性矩， p =移動載重， $\delta(x-vt)$ =Dirac

Delta 函數， L =梁的跨距。假設梁的垂直向的變位 $u(x,t)$ 由下面的函數

表示

$$u(x,t) = \sum_{n=1} \phi_n(x) q_n(t) \quad (5.3)$$

$\phi_n(x)$ =第 n 項形狀函數， $q_n(t)$ =對應第 n 個形狀函數的廣義時間坐標。

將(5.3)式代入(5.2)式之運動方程式，再於運動方程式兩側同時乘上

$\phi_i(x)$ ，然後沿著梁的長度 x 由 0 積分至 L ，最後變成廣義坐標運動方

程式：

$$\begin{aligned} & m \sum_{n=1} \ddot{q}_n(t) \int_0^L \phi_n(x) \phi_i(x) dx \\ & + \sum_{n=1} \dot{q}_n(t) \left[c_e \int_0^L \phi_n(x) \phi_i(x) dx + c_s I_b \int_0^L \phi_n'''(x) \phi_i(x) dx \right] \\ & + EI_b \sum_{n=1} q_n(t) \int_0^L \phi_n''''(x) \phi_i(x) dx = p \sum_{n=1} \phi_i(vt) \end{aligned} \quad (5.4)$$

由於比例性阻尼的關係， $c_e = \alpha_e m$ ， $c_s = \alpha_s m$ ，加上採用正交型之形狀函數，(5.4)式可簡化如下 (Humar (1990))

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{p\phi_n(vt)}{\int_0^L m[\phi_n(x)]^2 dx} \quad (5.5)$$

ω_n = 簡支梁第 n 振態的自然頻率， $\xi_n = \frac{(\alpha_e \omega_n + \alpha_s \omega_n)}{2}$ = 第 n 振態阻尼比，

簡支梁的自然振態 $\phi_n(x)$ 可以用正弦函數來表示 (Paz (1991))，

$\phi_n(x) = \sin(n\pi x/L)$ ，(5.5)式再被改寫成

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{2p}{mL} \sin \frac{n\pi vt}{L} \quad (5.6)$$

式中 $\omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI_b}{m}}$ ，經過 Duhamel 積分計算，得到

$$q_n(t) = \frac{2pL^3}{EI_b \pi^4 n^4} \left\{ \frac{(1-S_n^2) \sin \frac{n\pi vt}{L} - 2\xi_n S_n \cos \frac{n\pi vt}{L}}{(1-S_n^2)^2 + 4(\xi_n S_n)^2} + (e^{-\xi_n \omega_n t}) \left[2\xi_n S_n \cos \omega_{dn} t + \frac{S_n}{\sqrt{1-\xi_n^2}} (2\xi_n^2 + S_n^2 - 1) \sin \omega_{dn} t \right] \right\} \quad (5.7)$$

式中 $\omega_{dn} = \frac{\omega_n}{\sqrt{1-\xi_n^2}}$ ， $S_n = \frac{n\pi v}{\omega_n L}$ ，假設 $\xi_n = 0$ ，將(5.7)式代回(5.3)式，則得

到簡支梁受到一移動荷載的動態變位反應

$$u(x,t) = \frac{2pL^3}{EI_b \pi^4} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{n\pi x}{L}}{n^4} \left(\frac{\sin \frac{n\pi vt}{L} - S_n \sin \omega_n t}{1-S_n^2} \right) \quad (5.8)$$

以及動態彎矩與剪力反應

$$M(x,t) = -EI_b u''(x,t) = \frac{2pL}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{n\pi x}{L}}{n^2} \left(\frac{\sin \frac{n\pi vt}{L} - S_n \sin \omega_n t}{1 - S_n^2} \right) \quad (5.9)$$

$$V(x,t) = -EI_b u'''(x,t) = \frac{2p}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos \frac{n\pi x}{L}}{n} \left(\frac{\sin \frac{n\pi vt}{L} - S_n \sin \omega_n t}{1 - S_n^2} \right) \quad (5.10)$$

理論上，衝擊力作用於主梁上之節點數間距越小，越接近真實之車行連續作用行為，吾人將探討施力於節點之間距與反應值之關係。利用簡支梁振動理論之公式，先求出動態反應之解析解。再以有限元素軟體作不同節點間距之分析，比較簡支梁解析解與有限元素解之差異，即可看出以有限元素方法模擬車行載重分析時之誤差範圍。

假設一簡支梁為架構之橋梁，長度 $L = 6000\text{cm}$ ，其斷面慣性矩 $I = 1.784 \times 10^9 \text{cm}^4$ ，彈性模數 $E = 253105 \text{kgf/cm}^2$ ，斷面積 $A = 178622 \text{cm}^2$ ，單位質量 $\rho = 0.00243 \text{kgf/cm}^3$ ，橋梁之阻尼 $= 0$ ，車子重量 $P = 10000 \text{kgf}$ ，車速分別為 50km/hr 與 80km/hr 。將以上條件代入解析解公式(5.8)、(5.9)及(5.10)，可得到在各時間點任意主梁位置之位移、彎矩與剪力反應。於有限元素軟體軟體中建立相同條件之簡支梁模型，但依施力於節點之間距建立數個模型做比較，間距分別為 10m 、 5m 、 1m 、 0.5m 及 0.25m 共五組。分析結果如表 5.1~5.3。

一般而言，簡支梁中點處之垂直位移最大，因此吾人取中點處附

近之位移反應做比較。由位移反應看來，在時速 50km/hr 或 80km/hr ，在施力節點間距為 10m 的情況下，有限元素分析值略小於解析解；在施力節點間距小於或等於 5m 的情況下，有限元素分析值則略大於解析解。當有限元素模型節點間距縮小至 1m 以下時，觀察最大位移反應，其值趨於一致，差異不到 0.01% ，判斷位移反應已達到收斂。得到收斂值之後，將有限元素模擬結果之收斂值與解析解做比較。車行時速為 50km/hr 時，有限元素分析之位移反應收斂值約較解析解多出 1.49% ；車行時速為 80km/hr 時，有限元素分析之位移反應收斂值約較解析解多出 1.67% 。



根據簡支梁之彎矩反應，有限元素分析值與解析解之最大彎矩值約落於距離車子行駛起始端 $27\text{m}\sim 31\text{m}$ 間之位置，取彎矩反應最大值做比較。節點間距大於或等於 5m 的情況下，有限元素分析值略小於解析解。節點間距小於或等於 1m 的情況下，有限元素分析值略大於解析解。當有限元素模型之節點間距縮小至 0.5m 以下，其最大彎矩反應差異小於 0.2% ，應已達到收斂。比較收斂值與解析解之差異，車行時速為 50km/hr 的情況下，有限元素分析之位移反應收斂值約較解析解多出 2.1% 。車行時速為 80km/hr 的情況下，有限元素分析之位移反應收斂值約較解析解多出 2.31% 。

簡支梁剪力反應最大值，可以預期將會出現在起始端或結束端，

亦取剪力反應最大值做比較。對於節點間距為 10m、5m、1m、0.5m 及 0.25m，有限元素解之剪力反應值皆小於解析解剪力值。節點間距為 10m 的情況下，有限元素模型之剪力反應值約較解析解少 20%以上。隨著節點間距縮小，兩者剪力反應值差距亦隨著縮小。當節點間距縮小為 0.25m 時，有限元素模型之剪力反應值與解析解差異小於 5%以內。

由簡支梁的靜力公式，可得到最大位移 $u = \frac{PL^3}{48EI} = 0.09966 \text{ cm}$ ，最大彎矩 $M = 1.5 \times 10^7 \text{ kgf-cm}$ 與最大剪力 $V = 10000 \text{ kgf}$ 。觀察各反應值之動力放大係數 DAF，如表 5.3 所示，可發現所有 DAF 均隨著車速增加而增大。對於位移與彎矩反應，有限元素分析所得之 DAF 略大於解析解。剪力反應之 DAF 則剛好相反，有限元素分析所得值小於解析解。位移、彎矩及剪力反應之 DAF 相較之下，以彎矩反應之 DAF 最小，剪力反應之 DAF 最大。

5.3 脊背橋之車行載重分析

5.3.1 收斂性分析

由簡支梁的車行載重模擬得知，施力節點間距會影響橋梁反應值大小，取適當大小之節點間距，將會得到有限元素分析較精確值。為了探討主梁上之施力節點數目與車行載重分析結果之收斂性行為，分

別取平均節點間距為 5.17、2.34 與 1.16 公尺進行車行載重分析，求最大位移、彎矩及剪力反應值。由於脊背橋模型之橋塔、橋墩與橋面板交接處是採取固接方式結合，此固接處之彎矩與剪力反應值最大。因此，之後脊背橋的車行載重分析結果，取此固接處之彎矩與剪力反應最大值作比較。位移則取橋梁中點處之最大反應作為比較。

假設一輛卡車重 32683 kgf，由脊背橋 A1 橋台處為起點，以 40 km/hr 等速度往橋塔方向行駛，至離橋台起點 100 公尺處忽然停止。利用有限元素之不同模型，所得結果示於表 5.4。由數據來看，位移、彎矩與剪力最大值均隨著節點間距縮小而略微增加。比較不同節點間距所得到反應結果，彼此間差異遠小於 2%。當位移與彎矩在施力節點間距為 1.16 m 時，其增加量已小於 0.6%，判斷應已夠準確。因此，吾將以 1.16 m 之節點間距作為車行載重之模擬。

5.3.2 影響線與動態車行載重反應之比較

同樣模擬一重量為 32683 kgf 之卡車，由脊背橋 A1 橋台處為起點，以 40 km/hr 等速度行駛，走完 300 公尺橋長。由影響線分析結果可以知道，當載重施加於何處橋梁位置時，對某一節點而言，其位移反應值最大。相同的道理，做車行載重之模擬分析後，取某一節點之位移反應歷時出來觀察，可以知道車子在到達何處橋梁位置時，此節

點之位移反應為最大。為了探討兩者之關係，吾取節點編號為 2、6、7 與 256 之位移反應歷時與影響線分析結果比對，如圖 5.3 所示。2 號節點離 A1 橋台位置 21.9m，影響線之最大反應值出現在 28.85m 處，最大位移值為-0.2791cm。車行載重作用下，2 號節點最大反應值出現在 28.83m 處，最大位移值為-0.2871cm。6 號節點離 A1 橋台位置 53.33m，影響線之最大反應值出現在 39.77m 處，最大位移值為-0.2115cm。車行載重作用下，6 號節點最大反應值出現在 40.42m 處，最大位移值為-0.2208。7 號節點離 A1 橋台位置 108m，影響線之最大反應值出現在 126.38m 處，最大位移值為-0.2523cm。車行載重作用下，7 號節點最大反應值出現在 125.36m 處，最大位移值為-0.2579。256 號節點離 A1 橋台位置 150m，影響線之最大反應值出現在 150m 處，最大位移值為-0.5883cm。車行載重作用下，256 號節點最大反應值出現在 150.58m 處，最大位移值為-0.5932。觀察以上結果，編號 2、6 與 7 號節點之影響線與車行載重歷時分析最大位移反應值出現位置並非節點所在位置，只有編號 256 之最大位移反應值剛好是節點所在位置，此處正是橋梁中點處。比較影響線與車行載重歷時分析最大位移反應值出現位置，彼此差距極小，幾乎在同一位置上。此一現象可進一步確認，本有限元素模式分析的正確性。

5.3.3 單一卡車單向行駛模擬結果

吾人欲觀察在不同行車速度下，橋梁產生之最大反應值與車速之關係。卡車重量為 32683 kgf，行車速度以 20km/hr 為間隔，由 20km/hr 增加至 140km/hr，共有七組不同行車速度做比較，其結果如圖 5.4～5.5 與表 5.5 所示。當行車速度由 20 增加至 120km/hr，最大位移有隨之增加之趨勢，位移反應之 DAF 最大值為 1.075。最大彎矩反應則在車速介於 40～140km/hr 之間時，隨車速增加而增加，彎矩反應之 DAF 最大值為 1.118。最大剪力反應隨車速的變化與位移反應相似，當行車速度由 20 增加至 120km/hr，最大剪力反應隨車速增加而增加，剪力反應之 DAF 最大值為 1.03。因此，當一台卡車在正常車速下行駛經過脊背橋時，使用有限元素法模擬之最大 DAF 值大約為 1.12。

5.3.4 兩台卡車相距 30 公尺單向行駛模擬結果

假設兩台卡車重量均為 32683 kgf，一前一後相距 30 公尺，以 20km/hr 至 140km/hr 之相同速度前進。分析結果如圖 5.6～5.7 所示與表 5.6 所示。當行車速度由 20 增加至 120km/hr，最大之位移、彎矩與剪力反應和車速成正比例增加。最大位移反應之 DAF 值為 1.067，最大彎矩反應之 DAF 值為 1.049，最大剪力反應之 DAF 值為 1.035。

5.3.5 兩台卡車對向行駛模擬結果

同樣假設每台卡車重量為 32683 kgf，一台由脊背橋 A1 橋台往 P1003 橋墩行駛，另一台同時由脊背橋 P1003 橋墩往 A1 橋台等速度行駛。分析結果如圖 5.8~5.9 與表 5.7 所示。觀察位移反應，當行車速度由 60 增加至 120km/hr，最大位移反應與車速成正比，位移反應之 DAF 最大值為 1.075。最大彎矩反應則完全與車速成正比關係，彎矩反應之 DAF 最大值為 1.166。剪力最大反應在行車速度由 20 增加至 80km/hr 時成正比例增加，剪力反應之 DAF 最大值為 1.543。

5.3.6 實際監測位置之反應

為了得到脊背橋實際車行作用下之反應，通常會在不同橋體位置裝設數個監測儀器。此監測儀器為應變計，在橋面版上下位置各裝設一組，如此一來可獲得此斷面之彎矩大小及變化。應變計裝設位置共有 13 組，全部位在脊背橋主梁上。裝置分佈如圖 5.10 所示，分別位於離左側橋台位置 20.5、39、54、74.5、85.5、106、121、139.5、150、160.5、179、194 及 214.5 公尺處。每個監測位置之模擬反應如表 5.8~5.10 所示。

在單一卡車單向行駛模擬分析結果中，若 R_{sta} 為橋體任意位置靜態最大彎矩反應，則監測位置之彎矩反應最大 DAF 為 0.902，與橋體

任意位置之彎矩反應最大 DAF 相差約-24%。若 R_{sta} 為監測位置靜態最大彎矩反應，則監測位置之彎矩反應最大 DAF 為 1.105，與橋體任意位置之彎矩反應最大 DAF 相差約-1.2%。兩台卡車相距 30 公尺單向行駛模擬結果，若 R_{sta} 為橋體任意位置靜態最大彎矩反應，則監測位置之彎矩反應最大 DAF 為 0.845，與橋體任意位置之彎矩反應最大 DAF 相差約-19.45%。若 R_{sta} 為監測位置靜態最大彎矩反應，則監測位置之彎矩反應最大 DAF 為 1.054，與橋體任意位置之彎矩反應最大 DAF 相差約 0.48%。兩台卡車對向行駛模擬結果，若 R_{sta} 為橋體任意位置靜態最大彎矩反應，監測位置之彎矩反應最大 DAF 為 0.955，與橋體任意位置之彎矩反應最大 DAF 相差約-18.1%。若 R_{sta} 為監測位置靜態最大彎矩反應，則監測位置之彎矩反應最大 DAF 為 1.106，與橋體任意位置之彎矩反應最大 DAF 相差約-6%。由以上三種不同車流模擬結果可以得知，橋體彎矩最大反應值並非出現在監測位置上，故監測位置量得之彎矩值較為保守。若 R_{sta} 為橋體任意位置靜態最大彎矩反應，計算監測位置之 DAF 值，將會低估橋體最大彎矩 DAF 約 18~24%。若 R_{sta} 為監測位置靜態最大彎矩反應，計算監測位置之 DAF 值，則與橋體最大彎矩 DAF 值相差約 6%以內。

5.4 與其他文獻之比較

Calçada et al. (2005)對位於葡萄牙里斯本之 Salgueiro Maia 斜張

橋(如圖 5.20 所示)做不同車流之移動荷重試驗，得到其動力放大係數。並建立橋梁有限元素模型，比較模擬結果與試驗結果。圖 5.21 為兩組不同車流情況下，彎矩之試驗值與模擬值之比較。第一組車流為單一卡車行駛最外側車道，第二組車流為單一卡車行駛中間車道，如圖 5.22 所示。在車速 80km/hr 以下之模擬與試驗結果，其 DAF 皆小於 1.08，車速為 90km/hr 時，第一組車流之 DAF 值可遽增至 1.14~1.2 之間，而第二組車流之 DAF 則變化不大，仍然小於 1.1。大部分之試驗值皆略大於模擬值。而本研究在模擬不同車流情況下，可得到介於 1~1.17 之彎矩 DAF 值，與 Calçada et al. 模擬結果相似。



第六章 結論與建議

6.1 結論

經過以上章節對於素地量測結果、模擬脊背橋地震反應以及模擬脊背橋車行載重反應之分析探討，得到以下結論：

一、素地量測結果分析

根據現地量測之微動資料做單站頻譜比法，可發現各處測站在 2Hz 處均有明顯之尖峰值，推估此即為橋址之地盤振動顯著頻率。

二、鋼纜預力值對模態之影響

比較不同鋼纜預力值大小所得之模態結果，其振形並無變化。在忽略鋼纜質量情況下，各模態之頻率值隨著鋼纜預力值增加而略為增大，但其差異皆在 2% 以內。而在考慮鋼纜質量情況下，各模態之頻率值除了第七與第八模態約有 2~5% 之差異，其餘差異亦在 2% 以內。

三、模擬地震反應之系統識別結果

1. 忽略鋼纜質量之均勻地震輸入情況下，X 與 Z 方向之反應可識別出在 5Hz 以下以 X 與 Z 方向振動為主之模態。但是 X 方向之反應對於第二、四、六與十模態之識別結果較好，可在模型階數(I,J)=5 即

識別出來，且其阻尼比與 MAC 值並不隨模型階數(I,J)增加而變化。而 Z 方向之反應對於第一、三、九與十三模態之識別結果較好，理由同上。Y 方向之反應則可識別出以 Y 方向振動為主之模態。一般而言，量測點增加可在較小之模型階數(I,J)識別模態，而模型階數(I,J)增加亦可使某些模態之識別結果較接近理論值。

2. 忽略鋼纜質量之多支承地震輸入情況下，實際多支承輸入之識別能力明顯優於假設均勻輸入之識別結果。假設均勻輸入能識別之模態數很少，Y 方向反應僅識別出第五模態，Z 方向可識別第一、三、九與十三模態。且量測點增加時，實際多支承輸入對於某些模態之識別可在較小之模型階數(I,J)下提早識別出來，假設均勻輸入則否。

3. 考慮鋼纜質量之均勻地震輸入情況下，可識別之模態數較“忽略鋼纜質量之均勻地震輸入情況”為少。若加入鋼纜反應一起分析，各方向反應皆可額外識別出鋼纜之局部模態，但是 Y 方向反應需要較高之模型階數(I,J)始可識別出鋼纜之局部模態。量測點之增加對於 X 方向反應可多識別出第一模態，對於 Z 方向反應則可降低第二模態之識別階數(I,J)。模型階數(I,J)增加可使 X 與 Z 方向某些模態之識別結果較接近理論值。

4. 考慮鋼纜質量之多支承地震輸入情況下，假設均勻輸入可識別之模

態極少；Y 方向反應僅識別第五模態，Z 方向反應則識別出第一與第三模態。而且即使增加鋼纜之反應，亦無法識別鋼纜之局部模態。實際多支承輸入之識別結果則較為改善，加入鋼纜之反應可識別鋼纜之局部模態。就大部分之情況而言，增加量測點與模型階數 (I,J) 並不會使識別結果更趨近於理論值，有些阻尼比與 MAC 值仍會出現不規則之變化。

5. 對於考慮鋼纜質量、多支承輸入以及三方向反應之識別結果，若假設均勻輸入，則僅能識別第一模態；加入鋼纜反應亦無法識別鋼纜之局部模態。考慮實際多支承輸入則可識別出 5Hz 以下大部分之模態；加入鋼纜反應亦可識別鋼纜之局部模態。

四、車行載重之模擬分析結果

1. 由三組不同車流之模擬分析結果可看出橋體反應(位移、彎矩與剪力)在車速 0~140km/hr 之間，有隨著車速增加而增大之趨勢。
2. 大部分情況而言，車速較慢時(60 或 40km/hr 以下)，其 DAF 之變化較為平緩；車速較快時(60 或 80km/hr 以上)，其 DAF 之變化較為劇烈。
3. 全橋體彎矩反應最大 DAF 約為 1.166，而監測位置所得之 DAF 較為保守。

4.本研究模擬結果之趨勢與 Calçada et al.模擬結果十分相近。但一般而言，由於受道路面粗糙之影響，低車速之模擬結果通常會小於試驗結果，故本研究之模擬結果可當作較為保守之估算。

6.2 建議

- 1.一般分析皆以地表量測反應當作基礎之輸入，與實際狀況略有差異。將來之橋梁模型可考慮基礎與土壤互制之影響。
- 2.可實際進行脊背橋之各項現地動力試驗與本論文模擬結果比對。



參考文獻

- Bard, P-Y., 1998. "Microtremor measurements: a tool for the site effect estimation?", *Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Yokohama, pp. 1251-1279.
- Borchered, R. D., 1970. "Effect of local geology on ground motion near San Francisco Bay", *Bulletin of Seismological Society of America*, 60, pp. 29-61.
- Calçada, R., Cunha, A. and Delgado, R., 2005. "Analysis of traffic induced vibrations in a cable-stayed bridge. Part I: Experimental assessment", *Journal of Bridge Engineering*, 10(4), pp. 370-385.
- Calçada, R., Cunha, A. and Delgado, R., 2005. "Analysis of traffic induced vibrations in a cable-stayed bridge. Part II: Numerical Modeling and Stochastic Simulation", *Journal of Bridge Engineering*, 10(4), pp. 386-397.
- Chui, C. K., 1992. *An Introduction to Wavelets*, Academic Press, Inc.
- Clough, R. W., and Penzien, J., 1975. *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, N. Y.
- Dravinski, M., Yamanaka, H., and Kagami, H., 1992. "Site amplification through measurement of long period microtremors: Predominant period of motion", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, pp. 10.7-1041.
- Fryba, L., 1972. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*, Noordhoff International Publishing, Groningen, The Netherlands.
- Haile, M., 1992. "Microtremor analysis as prediction tool for site dependent strong ground motion", *Proceedings of 10th World*

- Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, pp. 991-996.
- Huang, C. S., Lin H. L., 2001. “Modal identification of structures from ambient vibration, free vibration, and seismic response data via a subspace approach”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 30, pp. 1857-1878.
- Humar, J. L., 1990. *Dynamics of Structures*, Printice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Kagami, H., Duke, C. M., Liang, G. C., and Ohta, Y. H., 1982. “Observation of 1 to 5 sec. microtremors and their application to earthquake engineering. Part II. Evaluation of site effect upon seismic wave amplification due to extremely deep soil deposits”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 72, pp. 987-998.
- Kagami, H., Okada, S., Shiono, K., Oner, M., Dravinski, M., and Mal, A. K., 1986. “Observation of 1 to 5 sec. microtremors and their application to earthquake engineering. Part III. A two-dimensional study of site effects in S. Fernando Valley”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 76, pp. 1801-1812.
- Kanai, K. and Tanaka, T., 1954. “Measurement of the microtremor”, *Bulletin of Earthquake Research Institute*, Tokyo University, 32, pp. 199-209.
- Kanai, K. and Tanaka, T., 1961. “On microtremors”, *Bulletin of Earthquake Research Institute*, Tokyo University, 39, pp. 97-114.
- Kudo, K., 1995. “Practical estimates of site response, State-of-the Art report”, *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice.

- Loh, C. H., Lin, H. M., 1996. "Application of off-line and on-line identification techniques to building seismic response data", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, pp. 269-290.
- Nakamura, Y., 1989. "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", RTRI Report, 2, pp. 18-27.
- Ohta, Y., Kagami, H., Goto, N., and Kudo, K., 1978. "Observation of 1 to 5 sec. microtremors and their application to earthquake engineering. Part I. Comparison with long-period accelerations at Tokachi-Oki earthquake of 1968", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 68, pp. 767-779.
- Paultre, P., Chaallal, O., Proulx, J., 1992. "Bridge dynamic amplification factors: a review of analytical and experimental findings", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(2), pp. 260-278.
- Paultre, P., Proulx, J., Talbot, M., 1995. "Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 121(2), pp. 362-376.
- Paz, M., 1991. *Structural Dynamics — Theory and Computation*, Van Nostrand Reinhold Company, N. Y.
- Ruiz-Teram, A. M. and Aparicio, A. C., 2006. "Dynamic amplification factors in cable-stayed structures", *Journal of Sound and Vibration*, 300, pp. 197-216.
- Safak, E., 1991. "Problems with using spectral ratios to estimate site amplification", *Proceedings of 4th International Conference on Seismic Zonation*, 2, pp. 277-284.

- Safak, E. and Celebi, M., 1991. "Seismic response of Transamerica building, II: system identification", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117, pp. 2405-2425.
- Sardina, V. H. R., Midorikawa, S., 2004, "Site classification based on spectral amplification patterns for microtremor H/V ratio", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, paper no. 1770.
- Satio, T., Yokota, H., 1996. "Evaluation of dynamic characteristics of high-rise buildings using system identification", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59, pp. 299-307.
- UrrutiaGalicaia, J. L. and SalazarHernandez, A., 1992. "On the maximum amplification factor of a moving point force on a simple beam", *Transactions of the Canadian Society for Mechanical Engineering*, 16(1), pp. 61-81.
- VanDerVeen, A., Deprettere, E. F. and Swindlehurst, A. L., 1993. "Subspace-based signal analysis using singular value decomposition", *Proceeding of the IEEE*, 81(9), pp. 1277-1308.
- Wang. T. L., Huang. D. Z., 1992. "Cable-Stayed Bridge Vibration due to Road Surface Roughness", *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 118, No. 5, pp. 1354-1374.
- 黃炯憲，1999，"微動量測分析工具探討(二)—時間序列法"，國家地震工程研究中心報告NCREE-99-018。
- 葉超雄、翁作新、杜振宗，1981，"台北市區微振顯著週期之量測分析"，國立台灣大學地震工程研究中心。
- 溫國樑、羅俊雄、簡文郁、黃正耀、彭瀚毅，1997，"花蓮地區及新

化、新市地區之地震危害度分析暨新化、新市地區之微地動觀測”，

中國地球物理學會報告。

蘇威智，”發展基於小波轉換之系統識別方法”，國立交通大學土木工程

學系研究所博士論文。(準備中)

