

國立交通大學
土木工程研究所
碩士論文

脊背橋動態反應之量測與分析

Dynamic tests and analyses for
an extra-dosed bridge



研究生：石仲維

指導教授：黃炯憲 博士

中華民國九十八年一月

脊背橋動態反應之量測與分析

Dynamic tests and analyses for
an extra-dosed bridge

研究生：石仲維

Student : Chung-Wei Shih

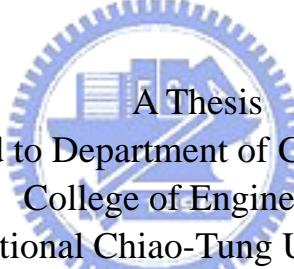
指導教授：黃炯憲 博士

Adviser : Dr. C. S. Huang

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文



A Thesis
Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao-Tung University
in partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Science
in
Civil Engineering

January 2009

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年一月

脊背橋動態反應之量測與分析

研究生：石仲維

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

現地試驗是瞭解結構物實際動力特性最直接的方法。本文主要是對一脊背橋(Extra-dosed Bridge)進行多項現地動態試驗，將試驗資料透過系統識別方法求得脊背橋之結構特性，再將所得結果與有限元素分析結果進行比對。經由微動量測及衝擊試驗，識別出橋體的動力特性，包含自然振動頻率，阻尼比及振動模態；並利用弦理論分析估算鋼纜之預力值；最後，藉由動態車流載重試驗利用公式直接計算脊背橋之位移動態放大係數。

研究結果顯示：(1) 微動試驗及衝擊試驗均識別出 8 組模態頻率，所識別出以 X、Y、Z 各方向為主的第 1 模態頻率分別約為 1.48Hz、1.74Hz 和 0.88Hz；(2) 不同現地試驗所識別出的頻率與振態大部分非常吻合；但與有限元素分析所得者有較明顯差異；試驗所得 X 向及 Z 向主振之最低頻率明顯高於有限元素所得，而 Y 向主振之最低頻率值則呈相反趨勢；(3) 位於第二跨中央外側護欄處所估算之位移 DAF 較其他測站為大；(4) 現地試驗中，位移放大係數在時速低於 60km/hr 時，有隨車速增加而遞增之趨勢；該趨勢比有限元素分析所得者明顯；(5) 經由弦理論公式所估算的鋼索張力，與荷重計所量測之值相差 4.36%。

Dynamic tests and analyses for an extra-dosed bridge

Student: Chung-Wei Shih

Adviser: C. S. Huang

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

Abstract

Dynamic tests in situ are necessary for determining the dynamic characteristics of a structure. This work reports dynamic tests for an extra-dosed bridge and identifies dynamic characteristics of the bridge. The modal parameters of the bridge are identified via a continuous wavelet transform to process the measured dynamic velocity responses of the bridge from ambient vibration tests and impulse tests. The identified dynamic characteristics are also compared with those obtained from finite element analyses. The dynamic amplification factors (DAF) of vertical displacement along the bridge deck are directly determined for different controlled traffic loads. A cable tension is identified through the measured lowest natural frequency of the cable based on the string theory. The identified cable tension is also compared with the value directly measured from an installed load cell.

The following facts are found from this study. (1) Totally, there are eight modes identified from the ambient vibration tests and impulse tests. The results identified from different tests are consistent, and the lowest natural frequencies corresponding to the modes dominated in longitudinal (X), transverse (Y), and vertical (Z) directions are around 1.48Hz, 1.74Hz and 0.88Hz, respectively. (2) There are significant differences between the identified natural frequencies and those obtained from finite element analyses even though they may have similar mode shapes. The identified lowest natural frequencies in X and Z directions are larger than those obtained from finite element analyses; but the opposite trend is found for the lowest natural frequency in Y direction. (3) The station near the edge of deck in the second span has larger DAF than the others. (4) The values of DAF increase with the increase of car speed when the car speed is less than 60km/hr. (5) The identified cable tension is 4.36% larger than the measured.

目 錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
目錄	iii
表目錄	vi
圖目錄	vii
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機與目的	2
1.3 文獻回顧	3
1.4 論文內容	7
第二章 橋梁現地動態試驗	9
2.1 測試橋體介紹	9
2.2 微動量測試驗	10
2.2.1 試驗設備	10
2.2.2 試驗方法	10
2.3 衝擊載重試驗	12
2.3.1 試驗方法	12
2.4 動態車流載重試驗	14

2.4.1 試驗設備	14
2.4.2 測站位置安排	15
2.4.3 試驗方法	15
第三章 分析方法.....	17
3.1 連續小波轉換之簡介.....	17
3.2 Meyer小波函數.....	21
3.3 動態特性之識別程序	22
3.3.1 建構AR模式	22
3.3.2 結構系統動態特性估算	24
第四章 結果與討論.....	27
4.1 微動量測試驗分析結果	27
4.1.1 微動量測試驗系統識別分析結果	27
4.2 衝擊試驗分析結果	30
4.2.1 衝擊時間歷時	30
4.2.2 衝擊試驗系統識別分析結果	31
4.3 動態特性之比較	32
4.3.1 識別動態特性之比較	32
4.3.2 識別動態特性與有限元素分析之比較	33
4.4 動態車流載重試驗分析結果	36

4.4.1 動態車流載重時間歷時	37
4.4.2 動態車流載重試驗結果	37
4.4.3 動態車流載重試驗結果與有限元素分析比較	38
4.5 脊背橋鋼纜拉力量測與分析	39
4.5.1 預力計算公式	39
4.5.2 量測過程與試驗結果	40
第五章 結論與建議	42
5.1 結論	42
5.2 建議	44
參考文獻	45
附錄	111



表目錄

表 2.1 SPC51 規格介紹	50
表 2.2 VSE15D 速度計規格	50
表 2.3 LVDT 規格介紹	51
表 4.1 微動試驗求取隨機遞減訊號之參考測站	52
表 4.2 微動試驗識別出之橋梁動態特性	52
表 4.3 衝擊試驗識別出之橋梁動態特性	52
表 4.4 有限元素軟體分析出之橋梁動態特性	53
表 4.5 微動試驗、衝擊試驗、有限元素分析 MAC 值比較	53
表 4.6 動態車流載重試驗之位移 DAF(一台卡車單向行駛)	54
表 4.7 動態車流載重試驗之位移 DAF(兩台卡車並行單向行駛)	54
表 4.8 動態車流載重試驗之位移 DAF(四台卡車並行單向行駛)	54

圖目錄

圖 2.1 脊背橋示意圖	55
圖 2.2 橋塔與橋柱示意圖	56
圖 2.3 橋面板示意圖	57
圖 2.4 SPC51 集錄系統.....	58
圖 2.5 VSE15D 速度計	58
圖 2.6 微動量測及衝擊載重試驗點位分佈	59
圖 2.7 微動量測試驗現地照片	60
圖 2.8 X(縱)向施力點位分佈	61
圖 2.9 X(縱)向衝擊試驗現地照片	62
圖 2.10 Y(橫)向施力點位分佈	63
圖 2.11 Y(橫)向衝擊試驗現地照片	64
圖 2.12 Z(垂直)向衝擊試驗現地照片	65
圖 2.13 LVDT 佈設位置.....	66
圖 2.14 LVDT 現地量測照片	67
圖 2.15 動態車流載重試驗項目	68
圖 3.1 Meyer 小波函數	69
圖 4.1 部分微動量測試驗歷時反應圖	70
圖 4.2 X(縱)向微動量測試驗各測點頻譜圖	71

圖 4.3 Y(橫)向微動量測試驗各測點頻譜圖	73
圖 4.4 Z(垂直)向微動量測試驗各測點頻譜圖	75
圖 4.5 Random decrement technique. 自由衰減振動訊號歷時反應圖	77
圖 4.6 X(縱)向微動量測試驗振態形狀	78
圖 4.7 Y(橫)向微動量測試驗振態形狀	79
圖 4.8 Z(垂直)向微動量測試驗振態形狀	80
圖 4.9 衝擊試驗部分測點歷時反應圖(濾波前)	82
圖 4.10 衝擊試驗部分測點歷時反應圖(濾波後)	83
圖 4.11 X(縱)向衝擊載重試驗各測點頻譜圖	84
圖 4.12 Y(橫)向衝擊載重試驗各測點頻譜圖	86
圖 4.13 Z(垂直)向衝擊載重試驗各測點頻譜圖	88
圖 4.14 X(縱)向衝擊載重試驗振態形狀	90
圖 4.15 Y(橫)向衝擊載重試驗振態形狀	91
圖 4.16 Z(垂直)向衝擊載重試驗振態形狀	92
圖 4.17 X(縱)向有限元素分析振態形狀	94
圖 4.18 Y(橫)向有限元素分析振態形狀	97
圖 4.19 Z(垂直)向有限元素分析振態形狀	98
圖 4.20 P1001 X 向頻譜圖	101
圖 4.21 衝擊、微動試驗、有限元素分析 X(縱)向振態形狀比較	102

圖 4.22 衝擊、微動試驗、有限元素分析 Y(橫)向振態形狀比較	103
圖 4.23 衝擊、微動試驗、有限元素分析 Z(垂直)向振態形狀比較	104
圖 4.24 動態車流載重試驗歷時反應圖(一台卡車單向行駛 50km/hr)	106
圖 4.25 載重車過磅照片	107
圖 4.26 鋼索分析弦振動理論	107
圖 4.27 脊背橋斜張鋼纜編號	108
圖 4.28 P1001 E7-1 加速度計	109
圖 4.29 P1001 E7-1 鋼索 \tilde{y} 方向微動歷時反應圖	109
圖 4.30 P1001 E7-1 鋼索 \tilde{y} 方向微動頻譜圖	110
圖 4.31 P1001 E7-1 荷重計	110



第一章 緒論

1.1 前言

脊背橋(Extra-dosed Bridge；或稱斜張式外置預力橋、低塔斜張橋、部分斜張橋、拱背橋、鈑拉橋)為近年發展之橋梁形式，其設計概念首先應用於日本，外型類似斜張橋，惟其橋塔較斜張橋為低，結構體以梁為主要承載構件，塔、梁、柱三者固接成一剛構體系。斜拉鋼纜視為外置預力作為輔助，以較少的應力變化提高其抗疲勞能力。由於橋塔高度低，鋼纜數量少，橋面跨距較一般斜張橋為短，適用於 120~200 公尺跨距之橋梁；但正因可節省橋塔高度及鋼纜數量，脊背橋之施工時間、工程經費以及日後的維修與保養，與斜張橋比較相對經濟，結構行為兼具斜張橋及梁橋之優點，因其外型類似恐龍之背脊而稱為脊背式橋梁。

運用非破壞檢測方法來識別橋梁之動態特性及評估橋梁安全性，可避免結構體的破壞導致人員的傷亡。藉由現地量測結構物之動態反應來識別結構之動態特性，是十分便利及重要的檢測方式，經由識別所得的參數可瞭解結構物完工後實際結構特性與設計值之差異性，進而修正於設計階段建立之有限元素模型。

1.2 研究動機與目的

脊背橋完工後的實際動力特性，如主梁初始變位、自然振動頻率與模態等，都可能與設計值有些微不同，為確保通車後之服務性及安全性。依目的進行相關試驗，以了解橋梁完工後之結構動力特性。本試驗擬進行之試驗項目為微動量測試驗(包含橋面板及斜張鋼纜之微振反應)、衝擊載重試驗及動態車流載重試驗三部分。

微動量測試驗係透過量測各規畫測站在自然力下之微小振動反應，經由隨機遞減法(Random decrement technique)(Vandiver 等人，1982)將隨機之微動反應轉換成自由振動反應，再利用小波轉換技巧，識別橋梁自然振動頻率，阻尼比及振動模態。



衝擊試驗是屬於自由振動的一種，係利用載重卡車施加橋體三方向之衝擊力，並配合集錄系統及感應子，直接量測結構物在此衝擊力作用下之結構反應，以微動量測試驗相同之識別方法，識別橋梁自然振動頻率，阻尼比及振動模態，並與其作比較。

動態載重試驗係利用不同車流及不同車速下，量測所引致某些特定點之位移反應，估算本橋之位移動態放大係數 DAF(dynamic amplification factor)(Paultner 等人，1995)。

近年來，結構試驗技術已相當成熟，而且廣泛運用於橋梁工程安全評估，動態結構試驗所需要的訊號處理方式也有相當的進步，以下將對近年

來之訊號處理方式，做一簡單之回顧及介紹。

1.3 文獻回顧

頻率域與時間域分析法為識別結構動態特性之傳統方法。頻率域之分析方法是將量測反應透過FFT(Fast Fourier Transform)轉換至頻率域，估算頻率響應函數。理論上而言，當訊號轉換至頻率域應可看出此訊號包含之頻率特性，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，常用之模式有AR(Yule, 1927)和ARMA(Gersch and Lou, 1972)模式，但這些分析模式可能造成量測點之間識別出不同的結果。因此，利用所有量測點同時估算動態特性之作法被發展出來。Wang and Fang (1986)提出一套利用ARV估算結構動態特性的方法。Piombo 等人(1993)則是藉由ARMAV模式識別單一跨度公路橋梁之動態特性。若量測自由度較少或反應具有較大雜訊時，上述時間域分析方法常須提高識別模式階數，導致求解過程中之數值困難，且隨著階數提高，容易產生許多虛擬的模態，增加判別系統真正動態特性之困難度。

近一、二十年來，小波轉換於訊號處理方面引起了廣泛的探討與應用，在諸多傳統訊號處理工具中，僅能具有單一解析時間域(time domain)或頻率域(frequency domain)的能力，唯有以小波架構之解析工具，同時具有良好

的時間域及頻率域之解析能力(time-frequency localization)。小波轉換基本上可分為連續小波轉換(continuous wavelet transform，簡稱CWT)、離散小波轉換(discrete wavelet transform，簡稱DWT)，以及小波包轉換(wavelet packet transform)。小波轉換之發展史可以參考一些介紹性之文章(Francin, 1990 and Strang, 1993)和參考書(Combes, 1990 ; Barbara, 1998)；小波轉換優於Fourier轉換之處亦被闡述於各文獻中(Francin, 1990; Strang, 1993; Combes, 1990 and Barbara, 1998)。

Ghanem 與Romeo (2000)曾利用離散小波轉換探討時變系統之運動方程式中有關離散反應及力量函數的問題，並進一步識別時變系統的勁度及阻尼，此種方法對於結構系統所有自由度均有量測的情況下相當精準。Gouttebroze 與Lardies (2001)將量測的結構振動反應進行小波轉換，從自由振動反應下估算結構物之自然振動頻率和阻尼比；但這套方法無法直接估算模態振形。Lardies 和Gouttebroze (2002)應用他們發展出來的小波識別技巧，處理電視塔之微動量測數據；但須先用傳統的隨機遞減技巧 (random decrement method)，從微動反應中淬取自由振動訊號。Lu 與Hsu (2002)則是將小波轉換應用至損傷識別之研究，分別在結構物有損傷及無損傷之情況下進行振動量測，並將得到之訊號分別作離散小波轉換分析便可識別出結構損傷之程度與位置。Ovanesova 與Suarez (2004)認為若量測的訊號含有白噪音或不確定性時，亦可利用小波轉換進行資料處理，識別結果相當良好。

過去以時間序列或神經網路架構ARX模式時，容易產生虛擬模態與求解之數值困難；為了改善傳統識別方法，Huang 等人(2005)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。Aadaleesan 等人(2008)將Laguerre小波模型應用在非線性系統之識別。國內學者陳振華 等人(2008)，利用連續小波轉換識別方法進行斜張橋之模態識別。

最早的動力放大效應係藉由橋梁的跨距，或第一模態之主振頻率作為參數來判別(Bakht 等人，1989)。Hwang 和Nowak (1991)歸納出三個影響動態放大效應的主因，分別是(a)車輛動力特性；(b)橋梁動力特性；(c)路面粗糙度。爾後，Paultre 等人(1992)將前人相關橋梁試驗方式及其分析，歸納成完整的文獻回顧。UrrutiaGalicaia 和SalazarHernandez (1992)開始探討簡支梁變形及其動力放大係數的關係，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；隨著路面狀況漸差，DA將急遽增加；其中，DA定義為測點反應最大增量與最大靜反應之比值(Paultre 等人，

1992)。(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Kashif (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。Paultre 等人(1995)藉由載重車對三座橋進行相關試驗，希望建立一套橋梁動態試驗的標準程序。Paultre 等人並將 $1+DA$ 定義成係數DAF(Dynamic Amplification Factor)，即最大動態反應與最大靜態反應相除之值。

斜張鋼纜是脊背橋主要構件之一，藉由鋼纜系統將橋體之部分重量及應力傳遞至橋塔，再經由塔底傳至基礎承載處。就設計而言，為達到橋體最佳應力狀態，鋼纜索力將依應力狀態設定條件配置，其應力變化影響橋體內之應力分佈及橋體線形。斜張鋼纜之索力常經由微振量測進行估算，主要是藉由加速度或速度反應紀錄微振歷時資料，再將歷時資料轉換至頻率域，進而識別鋼纜振動頻率並估算索力值。為建立鋼纜與索力之關係，最直接的方法是經由所建立的動力平衡方程式求解。但若同時考慮彎曲勁度及自重效應，動力方程式之解不易求得。為簡化求解過程，相關研究假設鋼纜行為與彎曲勁度及自重無關，即把鋼纜振動視為繃緊之直弦一般，進而推導出弦理論公式。若將彎曲勁度之影響納入平衡方程式，將鋼纜假設為承受軸力之梁元素，其動力平衡方程式即為梁理論(Huamr, 1990 and Casas, 1994)。日本學者Hiroshi Zui 等人(1996)歸納出鋼纜索力之經驗公

式，其計算式同時納入彎曲勁度及自重效應之影響，依中垂量與索長之關係將鋼纜分成三類進而估算其索力。國內學者如吳文華 等人(2004)、李政寬 等人(2006)和陳建州 等人(2006)，擷取鋼纜之微振訊號進行分析，探討鋼纜之溫度效應、楊氏係數之估算以及有效長度等各項基本性質。吳文華等人(2006)並對斜張鋼纜的系統識別進行探討。

本研究將利用連續小波轉換的識別方法，處理脊背橋微動量測及衝擊載重試驗數據，進行模態識別，以求得其動力特性參數(包括自然振動頻率、阻尼比及振動模態)；並依 Paultre 等人(1995)所建立的橋梁動態試驗，透過定義直接計算係數 DAF；最後，利用弦振動理論公式計算脊背橋斜張鋼纜之索力值，並與荷重計量側值比較。



1.4 論文內容

本論文共分五章，內容說明如下：

第一章 緒論。闡述本論文之研究動機及目的；前人之研究方式及訊號處理方法；論文之架構。

第二章 橋梁現地動態試驗。主要內容為介紹脊背橋各項試驗原理及方法；利用各種設備量測出橋體真實之動態反應。

第三章 分析方法。說明線性系統透過連續小波轉換之模態識別方法及其原理。

第四章 結果與討論。研究各項現地試驗結果與有限元素分析之相互比較；並探討弦振動理論與實際鋼索力之關係。

第五章 結論與建議。將本研究工作做一整合及總結；並提出研究建議及經驗作為未來相關試驗之參考。



第二章 橋梁現地動態試驗

透過各種現地試驗是得知既有結構特性最直接的方式。本章節將介紹脊背橋梁現地試驗，含微動量測試驗、衝擊載重試驗及動態車行載重試驗之試驗原理與過程；將所測得資料透過系統識別方法得到脊背橋之結構特性。

2.1 測試橋體介紹

本研究之脊背橋為對稱型雙塔脊背橋，共有三個跨距(如圖 2.1)。兩橋塔之間距為 140 公尺，其餘兩跨距各為 80 公尺，全長 300 公尺。主塔型式為垂直單柱式(如圖 2.2)，斷面為實心矩形，高度由橋面板起算至塔頂為 20.25 公尺。橋梁墩柱高度約為 7.5 公尺橢圓形斷面。主梁為箱型變斷面(如圖 2.3)，橋面寬 25.45 公尺，箱型梁厚度最小 3 公尺，最大厚度為 5.1 公尺，靠近橋塔處之斷面厚度最大。橫向吊索配置為雙索面設置於橋面板中心處，索面型式為豎琴型，每個索面有 9 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、橋墩皆以鋼筋混凝土材料構築而成。塔、梁、墩柱三者固接成為一個剛構體系。

為求了解本橋於設計階段結構分析之各項結構特性參數能否符合橋梁完工後之實際結構動靜力特性，乃規劃於主橋結構完成後進行階段性現地

試驗。

2.2 微動量測試驗

微動量測試驗為最常使用之現地動態量測方法，旨在量測橋梁受到環境外力如風力、地表擾動等反應，進而識別該橋之動態特性。因環境振動的輸入能量很小，故量測到的振幅亦很小，需要較精密靈敏之量測系統及量測較長時間之反應以利分析。

2.2.1 試驗設備

本試驗係利用攜帶式集錄系統(如圖 2.4)，配合微振感應子(圖 2.5)，直接量測脊背橋之微振動反應，集錄系統之規格如表 2.1 所示。微振感應子為速度計，其規格如表 2.2。整套系統之解析度可達 5×10^{-6} (cm/sec)，雜訊(spectral noise)於 1~100Hz 間可小於 2×10^{-6} (cm/sec)(均方根值，rms)。量測之取樣頻率設為 200Hz。值得注意的是，SPC-51 集錄系統之低通濾波器自動設定於 $\frac{1}{3}$ 取樣頻率處，故吾人只會量到頻率低於 $\frac{200}{3}$ Hz 之振動量。

2.2.2 試驗方法

所使用攜帶式集錄系統共有 16 個頻道，可配合 16 個速度型感應子進行量測，由於量測系統頻道數及量測距離之限制，將橋面分三段量測，每段之間皆有兩個重複測站，以做為連結資料之用。將速度計分佈於橋面

中心，每段量測兩次，分別為 X(縱向或車行方向)、Z(垂直向)及 Y(橫向或垂直車行方向)、Z 方向；其量測點位如圖 2.6 所示，現地量測照片如圖 2.7。

施測方式說明如下：

1. 量測時間：

每段量測時間皆紀錄十分鐘，取樣頻率為 200Hz，故每測站共取 120000 點。

2. 量測振幅範圍：

直接量測結構速度反應，量測系統之最大振幅量測範圍可設為 $\pm 1\text{kine}$ 與 $\pm 10\text{kine}$ ，依現場實際情況設定之。由於微動試驗之環境外力振幅極小，本脊背橋於微振試驗之量測振幅範圍設定為 $\pm 1\text{kine}$ 。

3. 測站位置安排：



得測之脊背橋全長 300 公尺，考慮重複測站，規劃共 17 個測站，分三段量測；第一段量測長度為 110m，第二段量測長度為 140m，第三段量測長度為 90m。每段包含兩個重複測站，每段點位配置如下：

(1) 第一段以靠近台 14 線端為 $x=0\text{m}$ 起點，其測站位置為：

0-10-30-50-70-90-110m。

(2) 第二段以 $x=90\text{m}$ 為起點，其測站位置為：

90-110-130-150-170-190-210-230m。

(3) 第三段以 $x=210\text{m}$ 為起點，其測站位置為：

210-230-250-270-290-300m。

2.3 衝擊載重試驗

衝擊試驗屬於自由振動試驗，與微動試驗最大不同點是其外力來源是人為衝擊力，直接量測結構物受衝擊之後的自由振動反應。衝擊力需足夠大，引起橋體振動量遠大於微動反應。所使用之量測系統與前節相同。

2.3.1 試驗方法

本試驗分別在 X 向(車行方向或縱向)，Y 向(垂直車行方向或橫向)，以及 Z 方向(垂直向)以卡車施加衝擊力，由攜帶式集錄系統量測各施力方向的反應。如同微動量測，橋面分三段量測，其中每段之間皆有兩個重複測站，將速度計分佈於橋面中心。每段量測三次，分別為 X(車行方向)、Y(垂直車行方向)及 Z(垂直向)。其量測點位與微動量測試驗相同(如圖 2.6 所示)。

施測方式說明如下：

1. 量測時間：

每段量測時間皆紀錄一分鐘，取樣頻率為 200Hz，故每測站共取 12000 點。

2. 量測振幅範圍：

直接量測結構速度反應，量測系統之最大振幅量測範圍可設為 $\pm 1\text{km/s}$ 與

$\pm 10\text{kine}$ ，依現場實際情況設定之。由於衝擊試驗振幅較大，本脊背橋於衝擊載重試驗之量測振幅範圍設定為 $\pm 10\text{kine}$ 。

3. 測站位置安排：

如同前節所述微動反應量測，規劃 17 個測站，分三段量測，第一段量測長度為 110m，第二段量測長度為 140m，第三段量測長度為 90m。每段包含兩個重複測站，每段點位配置如下：

(1) 第一段以靠近台 14 線端為 $x=0\text{m}$ 起點，其測站位置為：

0-10-30-50-70-90-110m，施力點為 $x=55\text{m}$ 處。

(2) 第二段以 $x=90\text{m}$ 為起點，其測站位置為：

90-110-130-150-170-190-210-230m，施力點為 $x=160\text{m}$ 處。

(3) 第三段以 $x=210\text{m}$ 為起點，其測站位置為：

210-230-250-270-290-300m，施力點為 $x=255\text{m}$ 處。

本試驗衝擊力來源為一卡車(含載重，共重 38.4 頓)。Z(垂直)向衝擊力是在指定衝擊處以約 15cm 厚的混凝土塊將卡車後輪墊高，在平穩情況下令卡車以自由落體的方式落下，此時卡車對橋面所產生的衝擊力即是試驗所需輸入的力量。另外，利用行駛之卡車，突然剎車所引起的摩擦力，亦可獲得其水平衝擊力。其施力細節如下：

(1) 縱向之施力：

選定施力點後，在施力定點 70m 外，令卡車循所規劃之路線加速至

15km/hr，行駛至施力定點，以急剎車方式造成縱向衝擊力，每段之車行方向及施力點如圖 2.8 所示；圖 2.9 所示為現場試驗照片。

(2) 橫向之施力：

擬以與水平中心線成 30 度的方向行駛，作法同縱向施力，如此衝擊力在橫向即有一分量產生。每段之車行方向及施力點如圖 2.10 所示；圖 2.11 所示為現場試驗照片。

(3) 垂直向之施力：

垂直向衝擊力較為單純，只要在施力定點加墊混凝土塊，讓卡車上混凝土塊後，以緩慢前進方式自由落下衝擊橋面板，這樣即形成一垂直向的衝擊力，其施力點與水平向點位相同，現場試驗照片如圖 2.12 所示。



2.4 動態車流載重試驗

本研究以不同車速車流之載重車對脊背橋進行動載重試驗，藉以分析在不同類型載重下的動態變位，旨在探討試驗橋之動態放大效應，經由分析方法得知試驗橋之衝擊反應特性。

2.4.1 試驗設備

本試驗係利用 LVDT(Linear Variable Displacement Transformer)，直接量測橋體受不同車流及車速之位移動態反應。其規格如表 2.3 所示。

2.4.2 測站位置安排

吾人參照楊(2007)以有限元素分析軟體架構脊背橋之模型，模擬動態車行載重所得之反應，取每跨最大反應點位為試驗之測站位置。由於設計上本橋屬於對稱結構，第1跨及第3跨之實際反應亦接近，故第1跨及第3跨僅取一跨量測。LVDT佈設位置如圖2.13所示，直接量測橋面板底部之動態位移，以靠近台14線端為 $x=0m$ 起點，其中測站1及測站2分別量測 $x=34m$ 及 $x=150m$ 處橋面板底部中央側之位移；而測站3之量測位置為 $x=150m$ 處東側護欄底部。東側護欄的LVDT裝設主要是因脊背橋之斜張鋼纜錨定於橋面中心，因此主梁斷面對扭矩之承載力較弱，當載重車行駛橋面外側時，載重車除了對主梁有一向下垂直力外，還會對主梁斷面產生扭矩，致使護欄處之變位大於橋面中心。值得一提的是，架設LVDT時，由於橋體高度的關係，吾人須先於地面搭設鷹架，待接近橋面板底部時再將LVDT固定於鷹架上，並將探針接觸橋面板底部收集位移反應訊號，現場照片如圖2.14所示。

2.4.3 試驗方法

本試驗進行三種動態車流載重試驗，如圖2.15所示，分別為(a)一台卡車單向行駛；(b)兩台卡車並排單向行駛；(c)四台卡車並排單向行駛。經由過磅測得車重約為38.5噸之載重車，分別以車速20、40、50、60km/hr自

橋之一端行駛至另一端。另作一組行車速度為 10km/hr 當近似靜態反應。量測在載重車於橋上行使過程中各測點位的反應量，藉以分析脊背橋在不同類型車流載重及速度下的動態反應，其中 A1 橋台為本橋往國道六號公路之起點，P1003 為本橋往台 14 線道路之起點。

由於場地及加速距離關係，本試驗皆以台 14 線側為出發點，試驗開始時，載重車在橋梁起點前約 500 公尺處待命，利用無線電對講機通知交管人員封橋。待封橋程序完成後，載重車以欲行駛之車速前進，期間要求所有車須同時前進(實際上很難做到)，避免造成不同步之衝擊順序。當載重車開始通過橋梁起點時，同時啟動信號蒐集器以量測本橋各量測點之訊號資料。每一次試驗的過程約 100 秒，試驗期間，LVDT 以取樣頻率 100Hz 記錄之，當車輛經過終點後，於 P1003 側回轉至起點再進行下一階段試驗。

第三章 分析方法

近年來小波轉換已被廣泛運用在許多領域，本章將利用連續小波轉換方法識別橋梁動態特性(含自然振動頻率、模態阻尼比及振形)，所使用之識別流程，係利用由 Huang and Su (2007)所提出的應用連續小波轉換於線性系統之識別方法。此方法利用連續小波轉換之平移不變性與濾波之能力，有效的提升識別效率。吾人將透過連續小波轉換，將自由衰退反應訊號轉換至小波域中，在小波域中架構所量測系統之 AR 模型，並利用反算求得之 AR 模型參數進一步識別系統模態。值得一提的是，當處裡上章所述微動量測反應時，須先將微動反應經隨機遞減法(Random decrement technique)處裡得自由衰減反應。



3.1 連續小波轉換之簡介

令 $L^2(R)$ 表示平方可積之函數空間，屬於 $L^2(R)$ 空間之任一函數 $f(t)$ ，均可做小波轉換 (Chui, 1992)：

$$W_f(a,b) = \langle f, \Psi_{(a,b)} \rangle = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_R f(t) \overline{\Psi}\left(\frac{t-b}{a}\right) dt , \quad (3.1)$$

其逆轉換為

$$f(t) = \frac{1}{C_\psi} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} W_f(a, b) \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right) da db , \quad (3.2)$$

其中

$$C_\psi = \int_R \frac{|\hat{\Psi}(\omega)|^2}{\omega} d\omega , \quad (3.3)$$

$\Psi(t)$ 為母小波函數 (mother wavelet)； $\Psi_{(a,b)}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$ 為 $\Psi(t)$ 經伸縮和平移所得之基底函數； a 與 b 分別為尺度因子與平移因子； $\hat{\Psi}(\omega)$ 與 $\bar{\Psi}(t)$ 分別為 $\Psi(t)$ 之傅立葉轉換及共轭函數。

有別於傅立葉轉換中之基底函數固定為 $e^{i\omega t}$ ，小波轉換之母小波函數則有多種選擇。但選擇之母小波必須滿足：

【1】 $\Psi(t)$ 與它的各階導數均屬於 $L^2(R)$ 。

【2】 $\Psi(t)$ 及它的各階導數在 $t \rightarrow \infty$ 處速降，即為有限之支撑長度。

依式(3.1)之定義，若將 $\Psi(t)$ 視為一中心為 t^* ，半徑為 Δ 之窗函數，則 $\Psi_{(a,b)}$ 之中心在 $b + at^*$ 且半徑為 $a\Delta$ 。因此，式(3.1)表示之小波轉換，只取時間窗內 $f(t)$ 之局部訊息。

$$[b + at^* - a\Delta, b + at^* + a\Delta] , \quad (3.4)$$

此窗對於較小之 a 值變窄，而對於較大之 a 值變寬。式(3.4)之窗中心及半

徑定義分別為：

$$t^* = \frac{1}{\|f\|^2} \int_{-\infty}^{\infty} t |f(t)|^2 dt , \quad (3.5)$$

$$\Delta = \frac{1}{\|f\|} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} (t - t^*) |f(t)|^2 dt \right\}^{\frac{1}{2}} , \quad (3.6)$$

其中 $\|f\|^2 = \int_{-\infty}^{\infty} |f(t)|^2 dt$ 。由於

$$\frac{1}{2\pi} \hat{\Psi}_{(a,b)}(\omega) = \frac{a|a|^{\frac{-1}{2}}}{2\pi} e^{ib\omega} \hat{\Psi}(a\omega) , \quad (3.7)$$

若對式(3.1)進行傅立葉轉換。可得



$$|\hat{W}_f(a, \omega)| = \sqrt{a} |\hat{\Psi}(a\omega)| |\hat{f}(\omega)| , \quad (3.8)$$

其中 $\hat{W}_f(a, \omega)$ 代表 $W_f(a, b)$ 之傅立葉轉換，則利用 Parseval 等式可證明對函數

$f(t)$ 進行連續小波轉換可獲得一個如下之頻率窗局部訊息 (Chui, 1992)

$$\left[\frac{\omega^*}{a} - \frac{\hat{\Delta}}{a}, \frac{\omega^*}{a} + \frac{\hat{\Delta}}{a} \right] , \quad (3.9)$$

其中 ω^* 與 $\hat{\Delta}$ 為在頻率域計算 $\hat{\Psi}$ 之中心與半徑。其表示式分別為

$$\omega^* = \frac{1}{\|\hat{f}\|^2} \int_{-\infty}^{\infty} \omega |\hat{f}(\omega)|^2 d\omega \quad (3.10)$$

$$\hat{\Delta} = \frac{1}{\|\hat{f}\|} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} (\omega - \omega^*) |\hat{f}(\omega)|^2 d\omega \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

式(3.9)表示之窗具有中心頻率 ω^*/a 且帶寬為 $2\hat{\Delta}/a$ 。因此，利用式(3.1)做小波轉換，其提供一時間頻率窗：

$$[b + at^* - a\hat{\Delta}, b + at^* + a\hat{\Delta}] \times \left[\frac{\omega^*}{a} - \frac{\hat{\Delta}}{a}, \frac{\omega^*}{a} + \frac{\hat{\Delta}}{a} \right], \quad (3.12)$$

由上可知， $\Psi_{a,b}(t)$ 所定義之時頻窗口之矩形狀，會隨伸縮因子 a 改變而改變。當 a 值小時，所對應的是時寬窄而頻寬大之高頻窗，適合描述高頻信號；而當 a 值大時，所對應為一時寬大而頻寬窄之低頻窗，適合描述低頻信號。因為小波函數 $\Psi(t)$ 是一個帶通函數，透過前述分析，可以得知伸縮因子 a 之改變， $\Psi_{a,b}(t)$ 對應著一系列帶寬和中心頻率各亦之帶通系統。

依小波轉換之定義，可證明連續小波轉換具有以下之重要數學性質：

1. 線性：一個多分量信號之小波轉換等於各分量小波轉換之和。
2. 平移不變性：若 $f(t)$ 之小波轉換為 $W_f(a,b)$ ，則 $f(t-\tau)$ 之小波轉換為 $W_f(a,b-\tau)$ 。
3. 伸縮共變性：若 $f(t)$ 之小波轉換為 $W_f(a,b)$ ，則 $f(ct)$ 之小波轉換為 $W_f(ca,cb)/\sqrt{c}$ ，其中 $c > 0$ 。

4. 自相似性：對應不同尺度參數 a 和不同平移參數 b 之連續小波轉換之間是自相似。

3.2 Meyer 小波函數

在進行連續小波轉換的過程中，有許多小波函數可以使用，例如 Haar 小波、Morlet 小波、Meyer 小波等。本研究利用 Meyer 小波函數作為連續小波之基底函數。Meyer 小波的母小波函數在頻率域中定義為(Daubechies, 1992)

$$\hat{\Psi}_M(\omega) = \begin{cases} (2\pi)^{-1/2} e^{i\omega/2} \sin\left(\frac{\pi}{2} v\left(\frac{3}{2\pi}|\omega|-1\right)\right) & \frac{2\pi}{3} \leq |\omega| \leq \frac{4\pi}{3} \\ (2\pi)^{-1/2} e^{i\omega/2} \cos\left(\frac{\pi}{2} v\left(\frac{3}{4\pi}|\omega|-1\right)\right) & \frac{4\pi}{3} \leq |\omega| \leq \frac{8\pi}{3} \\ 0 & |\omega| \notin \left[\frac{2\pi}{3}, \frac{8\pi}{3}\right] \end{cases}, \quad (3.13)$$

其中， $v(s)$ 為構造 Meyer 小波之輔助函數，可寫成

$$v(s) = s^4 (35 - 84s + 70s^2 - 20s^3) \quad s \in [0,1],$$

雖然 Meyer 小波在時間域並不是緊支撐的；但其趨近於零之速度很快，即

$$|\Psi_M(t)| \leq C_n (1 + |t|^2)^{-n} \quad (3.14)$$

其中 $\Psi_M(t)$ 為無限可微積分函數。Meyer 小波的小波函數，如圖 3.1 所示。

由 Meyer 小波之頻譜圖可看出，此小波函數之頻率分佈於 $\left[\frac{1}{3}, \frac{4}{3}\right]$ 之區間內，

換言之可將其視為帶通濾波器。因此，當一函數經過連續小波轉換，將僅保留特定帶寬頻率內之分量。在進行識別過程中，可以對於欲得到之頻率值設定小波的尺度因子。根據 Huang and Su (2007) 的作法，Meyer 小波函數的主要頻率保留區間定義為 $\left[\frac{0.5348}{a}, \frac{0.9311}{a} \right]$ 。

3.3 動態特性之識別程序

3.3.1 建構 AR 模式

由於微動試驗之外力來源過多，且無法直接量得其輸入外力，因此將此些外力結合後視為一白躁訊號。並將微動反應經隨機遞減法(random decrement technique)處理為自由衰減訊號，方可以時間序列 AR 模式建模。

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 (Huang, 1999)

$$\mathbf{y}(t) = \sum_{i=1}^I \boldsymbol{\Phi}_i \mathbf{y}(t - i\Delta t) + \sum_{j=0}^J \boldsymbol{\Theta}_j \mathbf{f}(t - j\Delta t) \quad (3.15)$$

其中 $\mathbf{y}(t)$ 為量測動力反應歷時向量（其可為位移、速度、或加速度；以下假設該向量亦有 n 個分量）； $\mathbf{f}(t)$ 為系統外力向量歷時， $\boldsymbol{\Phi}_i$ 與 $\boldsymbol{\Theta}_j$ 為待定係數矩

陣， Δt 為量測反應之取樣時間間隔。當處裡自由衰減之振動訊號時，則式(3.15)可改寫成

$$\mathbf{y}(t) = \sum_{i=1}^I \Phi_i \mathbf{y}(t - i\Delta t) \quad (3.16)$$

根據 Huang (2001)及林 (2000)之經驗，當量測自由度遠小於該系統或有雜訊時，通常需取較高之階數，方能得到較準確之離散化運動方程。但隨著使用階數提高時，會造成越多之虛擬模態，並增加判斷真正系統模態之困難度。且採用越大之階數，於利用最小平方差估算式(3.16)中之 Φ_i 時，常會造成數值困難。因此，將式(3.16)做小波轉換至小波空間，再估算 Φ_i 。可某種程度地減少數值困難；另一好處是可同時進行濾波，以較少之階數進行估算。



式(3.16)依式(3.1)做小波轉換，可將式(3.16)表示成

$$\overline{W}_y(a, b) = \sum_{i=1}^I \Phi_i \overline{W}_y(a, b - i\Delta t), \quad (3.17)$$

式(3.17)即為小波域中之 AR 模式。傳統時域下之 AR 模式僅可藉由調整模型項數以求得最適當之模型；而小波域下之 AR 模式除了透過模型項數之外，可藉由選擇適當之小波函數與調整伸縮因子 a 和平移因子 b 以獲得適當之模型。

$$\begin{bmatrix} Y^{(0)} \end{bmatrix} = [C][Y] , \quad (3.18)$$

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

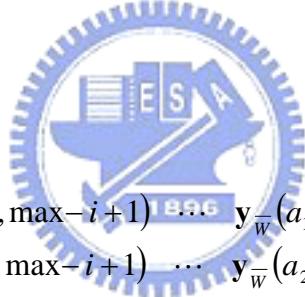
$$\begin{bmatrix} Y^{(i)} \end{bmatrix} = \overline{W}_y(a, b - i\Delta t) = \begin{bmatrix} \mathbf{y}_{\overline{W}}(a, \max - i) & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a, \max - i + 1) & \dots & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a, \max - i + M) \end{bmatrix}^T ,$$

$$[C] = [\Phi_1 \quad \Phi_2 \quad \dots \quad \Phi_I] ,$$

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

若欲分析較廣頻率區域內之量測反應，可同時取數個 a 值，則 Y 矩陣則可

改寫為：



$$\begin{bmatrix} Y^{(i)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_1, \max - i) & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_1, \max - i + 1) & \dots & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_1, \max - i + M) \\ \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_2, \max - i) & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_2, \max - i + 1) & \dots & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_2, \max - i + M) \\ \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_3, \max - i) & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_3, \max - i + 1) & \dots & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_3, \max - i + M) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_N, \max - i) & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_N, \max - i + 1) & \dots & \mathbf{y}_{\overline{W}}(a_N, \max - i + M) \end{bmatrix}^T , \quad (3.19)$$

式 (3.18) 中 $[C]$ 為一未知矩陣，利用最小平方差求得

$$[C] = \begin{bmatrix} Y^{(0)} \end{bmatrix} [Y]^T \left([Y][Y]^T \right)^{-1} , \quad (3.20)$$

3.3.2 結構系統動態特性估算

若預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），依式 (3.16) 知其決定於係數矩陣 Φ_i ($i = 1, 2, \dots, I$)。依 Huang (1999) 之推導

得知，若從 Φ_i 建構矩陣

$$[\mathbf{G}] = \begin{bmatrix} [\mathbf{0}] & [\mathbf{I}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] & \cdots & [\mathbf{0}] \\ [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{I}] & [\mathbf{0}] & \cdots & [\mathbf{0}] \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] & \cdots & [\mathbf{I}] \\ \Phi_I & \Phi_{I-1} & \Phi_{I-2} & \Phi_{I-3} & \cdots & \Phi_1 \end{bmatrix}, \quad (3.21)$$

其中， $[\mathbf{0}]$ 與 $[\mathbf{I}]$ 分別代表維度為 $N_d \times N_d$ 之零矩陣與單位矩陣， N_d 為量測自由度。則 $[\mathbf{G}]$ 之特徵值及特徵向量相關於該結構系統之動態特性。令 $\lambda_k = a_k + ib_k$ 為 $[\mathbf{G}]$ 之第 k 特徵值，則該結構系統之第 k 模態自然振動頻率 ω_k 及模態阻尼比 ξ_k 為



$$\omega_k = \sqrt{\alpha_k^2 + \beta_k^2}; \quad \xi_k = -\alpha_k / \beta_k, \quad (3.22)$$

其中 $\alpha_k = \frac{1}{2\Delta t} \ln(a_k^2 + b_k^2)$; $\beta_k = \frac{1}{\Delta t} \tan^{-1}\left(\frac{b_k}{a_k}\right)$ 。

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

$$\mathbf{g}_k = \begin{Bmatrix} \{\psi\}_1 \\ \{\psi\}_2 \\ \vdots \\ \{\psi\}_I \end{Bmatrix}_k, \quad (3.23)$$

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

$$\{\psi\}_i = \lambda_k \{\psi\}_{i-1}, \quad (3.24)$$

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。



第四章 結果與討論

利用第二章所介紹的現地試驗方法，取得所測橋體之實驗數據，配合第三章的系統識別方法，進而識別出脊背橋的動態特性，其中包括自然振動頻率、阻尼比及振動模態。另外，依 DAF 之定義(Paulter 等人，1995)及透過弦振動理論，分別估算橋梁之位移動態放大係數與鋼纜索力值。本章亦將各項試驗結果與有限元素分析(楊，2007)作一綜合比較。

4.1 微動量測試驗分析結果

於本節中，將依第二章所述微動試驗所得反應，應用第三章所述系統識別方法分析微動量測反應，求得脊背橋之動力特性。

4.1.1 微動量測試驗系統識別分析結果

為了得到脊背橋之初始動態特性，乃於通車前進行橋梁微動量測試驗。以取樣頻率 200Hz，紀錄 10 分鐘歷時反應，圖 4.1 所示為測得之部份反應資料。測站之編號如 s1y-30m；前面英文字加數字代表分段數，因施測時將橋梁分三段量測，s1 即代表第一段，依此類推；第二個英文字代表量測方向，分 x(縱向)、y(橫向)、z(垂直)三方向；-後面數字代表測站位置(x=30m 處)。

將 10 分鐘之歷時反應，經快速傅立葉(FFT)轉換至頻率域，可得單邊能譜密度函數圖(Power-Spectral-Density，PSD)(如圖 4.2~4.4 所示)。圖 4.2 為 X(車行方向或縱向)向之頻譜反應圖；圖 4.3 為 Y(垂直車行方向或橫向)；圖 4.4 為 Z(垂直向)。由頻譜圖中各尖峰值所對應的頻率，可初步判定脊背橋近似的自然頻率。

由於量測之微動反應資料並不包含外力輸入，因此假設外力為一高斯白噪過程，利用隨機遞減法(Random decrement technique)將微振訊號轉換成自由衰減反應(Huang 等人，1996)，進而識別其動態特性。隨機遞減法是一種降低外力干擾，展現系統特性的訊號處理程序。

吾人取 5 分鐘之速度微振反應訊號，以隨機遞減法(Random decrement technique)轉換為 80 秒自由衰減振動訊號，轉換後之部份反應資料如圖 4.5 所示。於求取隨機遞減訊號時，每段各方向之參考測站如表 4.1 所示。

利用前章所述的系統識別方法，取前 20 秒之自由衰減振動訊號轉換至小波域，並架構所量測系統之 AR 模型，求得 AR 模型參數後進一步識別系統模態。利用 Meyer 小波進行識別，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 值來識別不同範圍之振動頻率。由頻譜圖 4.2~4.4 中，可大約判斷脊背橋在各方向之近似振動頻率。若考慮識別低於 4Hz 之模態，分別取 a 值為 0.8、0.5、0.3 及 0.2，其所對應之”主要頻率保留區間”分別為 [0.669~1.164](包含第 1 模態)、[1.07~1.862](包

含第 2、3 模態)、[1.783~3.104](包含第 4、5、6 模態)、[2.674~4.656](包含第 6、7、8 模態)。

於識別過程中，吾人需調整 ARV 模式之階數來得到準確的識別結果。在 a 值所對應之主要頻率保留區間中，若隨著階數提高而重複穩定識別出相同振動頻率者，則吾人可認定該頻率即為結構系統之自然振動頻率。同理，可識別所對應之振態形狀與阻尼比。以 $a=0.8$ 識別脊背橋之第 1 振態時，吾人取 $I \geq 2$ 即可識別出該模態；以 $a=0.5$ 識別模型之第 2、3 振態時，須取階數為 $I \geq 10$ ；以 $a=0.3$ 識別模型之第 4、5、6 振態時，須取階數為 $I \geq 8$ ；以 $a=0.2$ 識別模型之第 7、8 振態時，須取階數為 $I \geq 6$ 。另外，吾人亦嘗試同時取 $a=[0.2, 0.3, 0.5, 0.8]$ 等四組值識別脊背橋全部模態，其階數須取 $I \geq 40$ 方可識別。



由於量測系統及場地關係，現地試驗必須分段量測，導致振態形狀在整合上也較為繁複。各分段振形整合時，需先將相同頻率之各段資料進行正規化，並配合相位差以進行相位角正負號之判斷。藉由重疊點之振形分量大小及正負號之關係，做為銜接兩段振態之依據，進而得到各頻率下之橋梁整體振態形狀。

表 4.2 為微動試驗所識別出之動態特性，包括自然振動頻率及阻尼比；識別之 X、Y 及 Z 向振態形狀，分別示於圖 4.6~4.8。微動試驗可識別出橋體的前 8 個振態，其中第 1 個振態以 Z 向為主，自然振動頻率為 0.88Hz，

阻尼比 3.68%，第 2 振態則明顯有 X、Z 方向之耦合；第 3 振態為 Y、Z 方向之耦合；第 4 振態為 X、Z 向耦合，其他振態均未有明顯耦合情況。各振態之阻尼比介於 1%~4% 之間。

4.2 衝擊試驗分析結果

於本節中，將依第二章所述衝擊試驗所得反應，應用第三章所述系統識別方法分析，求得脊背橋之動力特性。

4.2.1 衝擊時間歷時

圖 4.9 為脊背橋於衝擊試驗之部分時間歷時反應圖(測站編號方式與微動量測相同)，於歷時反應圖中，我們所需要的資料為脊背橋受卡車衝擊作用後，結構體之自由振動反應，相較於微動試驗，橋梁受衝擊作用後之反應資料尖峰值振幅明顯大於微動反應，經由橋梁之阻尼作用，尖峰值振幅會經由自由振動方式衰減，慢慢遞減至與一般微動反應相同，過程約 20~30 秒。為了清楚判斷結構物受衝擊之後的自由振動反應起始點，吾人將頻率低於 0.5Hz 的部份進行濾波，濾波後的結果如圖 4.10 所示，而各測點經由濾波後的歷時反應收錄於附錄中。

值得注意的是，由於吾人分析時僅需要橋梁受卡車衝擊作用後結構體之自由振動反應，取窗時，為剔除卡車啟動時之擾動及微動反應訊號，以

最大反應時刻做為取窗之起點，過濾卡車啟動之擾動；資料長度取 20 秒以避免自由振動反應後微動反應之影響。

4.2.2 衝擊試驗系統識別分析結果

進行衝擊試驗時，結構體的反應應由衝擊反應所主導，吾人利用上節所述取窗技巧以減少微動反應與外界雜訊的影響。將取窗過後的衝擊反應資料經由快速傅立葉(FFT)轉換至頻率域，並初步判斷近似結構之自然振動頻率。圖 4.11~4.13 為衝擊試驗歷時反應經過取窗(20 秒)後所對應的頻譜圖。

同微動試驗之識別方法，考慮識別低於 4Hz 之模態， a 值同取 0.8、0.5、0.3 及 0.2，所對應之”主要頻率保留區間”分別為 [0.669~1.164](包含第 1 模態)、[1.07~1.862](包含第 2、3 模態)、[1.783~3.104](包含第 4、5、6 模態)、[2.674~4.656](包含第 6、7、8 模態)。

以 $a=0.8$ 識別脊背橋之第 1 振態時，吾人取 $I \geq 2$ 即可識別出該模態；以 $a=0.5$ 識別模型之第 2、3 振態時，須取階數為 $I \geq 16$ ；以 $a=0.3$ 識別模型之第 4、5、6 振態時，須取階數為 $I \geq 20$ ；以 $a=0.2$ 識別模型之第 7、8 振態時，須取階數為 $I \geq 6$ 。另外，吾人亦嘗試同時取 $a=[0.2, 0.3, 0.5, 0.8]$ 等四組值識別脊背橋全部模態，有些模態即便調高階數亦無法識別出來。

衝擊試驗共可識別出脊背橋的前 8 個振態，其動態特性如表 4.3 所示，包括自然振動頻率及阻尼比，其中第 1 振態自然振動頻率為以 Z 向為主的 0.93Hz，阻尼比 3.09%；而第 2 振態 X、Z 方向、第 3 振態 Y、Z 方向及第

4 振態的 X、Z 方向，可發現明顯之耦合；其他振態均未發現有明顯耦合情況。各振態之阻尼比介於 2%~6% 之間。衝擊試驗所得之振態形狀如圖 4.14~4.18 所示。

4.3 動態特性之比較

於本節中，吾人將微動量測和衝擊載重試驗之分析結果，與有限元素分析軟體(SAP2000)，做一綜合比較。

4.3.1 識別動態特性之比較

比較微動試驗(圖 4.2~4.4)與衝擊試驗(圖 4.11~4.13)之頻譜圖，發現衝擊試驗之頻譜圖尖峰值較不明顯，各測站間頻譜反應並無一致性；反觀微動訊號之頻譜反應，其尖峰值較為明顯，而各測站間頻譜反應較為一致。因此僅由頻譜反應進一步判斷結構之系統特性，將無法準確判讀結構之頻率特性。

由表 4.2 及 4.3 之識別結果，得知微動試驗與衝擊試驗所識別出之橋梁模態及其所對應之主要振動方向相當一致。微動試驗所識別出第 1、6、7 模態之主要振動頻率略較衝擊試驗為低，差異最大值出現在第 1 模態的 5.68%；第 2~5 模態的振動頻率，微動試驗結果略高於衝擊試驗，差異最大值出現在第 3 模態的 2.87%；而微動試驗第 8 模態識別出來之振動頻率與衝

擊試驗相同。

4.3.2 識別動態特性與有限元素分析之比較

有限元素分析為近年來土木工程所使用最廣泛之分析方法，但由於土木工程施工品質不易掌握，故無法確認施工完成後之結構系統特性是否與設計一致；吾人藉由現地試驗將實際結構特性與有限元素分析做一比較。

楊 (2007)利用商業套裝軟體 SAP2000 建立脊背橋模型，共用了 958 個梁元素(最大長度 2.17m), 72 個纜線元素，共 921 個節點，總自由度為 5526。模型總質量為 16,235,706 kg。除了鋼纜組成部分用纜線元素架構，其餘之結構均由梁元素組成。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，故此方向模擬成輥支承，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。外置預力鋼絞線採用 $15.2\text{mm} \phi$ 高拉力 7 線鋼絞線設計，預力施拉設計值設為 301258 kgf。

楊 (2007)比較不同鋼纜預力值對模態之影響；及模擬地震反應(包含均勻輸入及多支承輸入)，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)，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。以下之分析比較將參考揚 (2007)理論值分析之模型。

由於鋼纜質量相對橋體本身之質量相對小很多，預估脊背橋模態將以

橋體振動為主，為剔除以鋼纜為主之振態，故吾人取楊（2007）不考慮鋼纜質量之例子，找出以橋體為主之振態。所得前 10 個振態頻率如表 4.4 所示，振態形狀如圖 4.17~4.19，由於考慮橋塔反應，X 向及 Z 向於相同模態皆發生耦合情況，所識別出第 1 模態自然振動頻率為以 X 及 Z 方向為主的 0.75Hz。

從有限元素分析中發現，所有 X 及 Z 方向模態皆產生相互耦合。判斷主要是由於有限元素軟體分析時將橋塔部份的振態也考慮進去。當橋面 Z 向產生位移時，橋塔的 X 向亦會伴隨移動，所以有限元素軟體識別時 X 與 Z 向均發生耦合情況。而現場量測基於量測系統及場地限制，感應子僅能設置於橋面板，故現地試驗識別橋梁動態特性時皆以橋面板模態為主。

比較表 4.2~4.4 可以發現，微動試驗及衝擊試驗所識別出之自然振動頻率相當接近，而有限元素分析中，Z 向為主的第 1 模態頻率 0.75Hz 低於微動試驗 0.88Hz 及衝擊試驗 0.93Hz；有限元素分析 Y 向第 1 模態頻率 1.94Hz，較微動試驗 1.74Hz 及衝擊試驗 1.71Hz 所得為高；而有限元素分析 X 向第 1 模態頻率為 0.75Hz，較微動試驗 1.48Hz 及衝擊試驗 1.47Hz 所得低許多，判斷該模態是以橋塔反應為主。為進一步驗證判別結果，吾人利用預埋於 P1001 塔頂的加速度感應子，將 30 秒取樣頻率為 200Hz 的 X 方向微振歷時反應，經快速傅立葉轉換(FFT)至頻率域，並初步判斷橋塔 X 向第 1 模態及第 2 模態所對應的頻率分別約為 0.9Hz 和 1.5Hz（如圖 4.20 所示）；

得知有限元素分析 X 向的第 1 模態是以橋塔反應為主。然而現地試驗無法測得橋塔反應，由橋面板反應識別出以 X 向為主之第 1 振態為 1.48Hz(對應橋塔 X 向第 2 模態之頻率)，其振形較接近有限元素分析 X 向的第 2 模態(1.02Hz)。

值得一提的是，有限元素分析模態之中，以橋面板 X 向為主之第 2、4、6 模態皆與 Z 向產生耦合，然而現場試驗 X 向之模態僅前兩模態與 Z 向耦合，其相對應有限元素分析第 6 模態之頻率(3.16Hz)，並無識別出該頻率所對應之 Z 向模態。

吾人將微動及衝擊試驗所得之振態形狀與有限元素分析結果進行比較，如圖 4.21~4.23 所示。微動及衝擊試驗 Z 向的 5 個模態分別對應有限元素分析的第 1、2、3、4、9 模態，微動及衝擊試驗 Y 向的 3 個模態分別對應有限元素分析的第 5、7、8 模態，而微動及衝擊試驗 X 向橋面板的模態接近剛體運動，分別對應有限元素分析的第 2、4、6 模態。

為比較微動試驗、衝擊試驗及有限元素分析(SAP2000)識別模態之相互吻合程度，共分成三組交叉比對，分別是微動試驗與衝擊試驗；微動試驗與有限元素分析；衝擊試驗與有限元素分析。可利用 MAC (modal assurance criterion) 值為指標(Allemang and Brown, 1983)，其定義為：

$$MAC(\psi_{il}, \psi_{iT}) = \frac{|\{\psi_{il}\}^T \{\psi_{iT}\}|^2}{\{\psi_{il}\}^T \{\psi_{il}\} \{\psi_{iT}\}^T \{\psi_{iT}\}} \quad (4.1)$$

其中 $\{\psi_u\}$ 與 $\{\psi_{iT}\}$ 分別為欲比較組別之第 i 模態。由以上之定義式可看出，當兩模態完全一致時， $MAC=1$ 。但當兩模態正交時，則 MAC 值為零。

將現地試驗及有限元素分析間各振態之 MAC 值整理成表 4.5，由表中可知微動量測試驗與衝擊載重試驗各振態之 MAC 值介於 0.857~0.997；其中最大及最小之 MAC 值均出現在以 Z 向為主之模態，分別是以 Z 向為主的第 1 及第 2 模態。微動試驗與有限元素分析之 MAC 值介於 0.825~0.993 之間；其中最大 MAC 值出現在以 Z 向為主的第 1 模態；最小 MAC 值出現在以 Y 向為主的第 3 模態。而衝擊試驗與有限元素分析之 MAC 值介於 0.661~0.984；最大與最小 MAC 值出現位置與前例相同，分別為 Z 向的第 1 模態及 Y 向的第 3 模態。



整體來說，微動量測試驗與衝擊載重試驗所得之振態形狀較為接近；最大 MAC 值為 0.997，出現在[微動試驗 VS. 衝擊試驗]的 Z 向第 1 模態； MAC 值最小為 0.661，在[衝擊試驗 VS. 有限元素分析]的 Y 向第 3 模態。而 Z 向之 MAC 值介於 0.827~0.997 之間，振態吻合度較 X 向(0.769~0.980)及 Y 向(0.661~0.989)為佳。

4.4 動態車流載重試驗分析結果

本節將利用第二章所介紹的動態車流載重試驗內容，探討脊背橋各測

點在不同車流及車速下之位移動態放大係數 DAF(dynamic amplification factor)(Paulter 等人，1995)，再將現地試驗結果與有限元素分析(楊，2007)做比較。

DAF(dynamic amplification factor)定義如下：

$$DAF = \frac{R_{dyn}}{R_{sta}} \quad (4.2)$$

R_{dyn} (maximum dynamic response)：橋梁之最大動態反應。

R_{sta} (maximum static response)；橋梁之最大靜態反應。或利用橋梁動態反應平滑化(Smoot-out)後，所得曲線之最大反應。或使用車速極小時(5-15km/h)之最大動態反應代替橋梁之最大靜態反應。



4.4.1 動態車流載重時間歷時

圖 4.24 為脊背橋於動態車流載重試驗之部分 LVDT 時間歷時反應圖。

其中，“+”值代表位移向下；測站之編號如 1car-st1 (34m)-50km；1car 代表一台卡車單向行駛，依此類推 2car(兩台卡車並排單向行駛)、4car(四台卡車並排單向行駛)；st1(34m)代表測站位置；50km 代表車行速度。所有試驗內容各測點 LVDT 之歷時反應收錄於附錄中。

4.4.2 動態車流載重試驗結果

表 4.6~表 4.8 為三種車流形式以不同車速行駛所得各測點位移之 DAF。由表得知，於現地試驗中，一台卡車單向行駛之 DAF 範圍介於 1~1.41

之間；其中以車速 60km/hr 通過測站 3 之 DAF 值為最大；以車速 20km/hr 通過測站 1 為最小值。兩台卡車並行單向行駛於橋面版之 DAF 值介於 1.05~1.32 之間；其最大值與最小值出現位置與前例相同。而四台卡車並行單向行駛之 DAF 值在 0.80~1.27 之間；其中以車速 50km/hr 通過測站 3 之 DAF 為最大值；以車速 60km/hr 通過測站 1 有 DAF 最小值。

值得注意的是，除了四台卡車以 60km/hr 並行單向行駛於橋面版的 DAF 外，不同車速之 DAF 值隨車速增加而有遞增趨勢。此例外，判斷該次試驗卡車在前進時並無準確的並行前進，產生非同步衝擊以至誤差。吾人剔除四台卡車以 60km/hr 通過橋面版之例，得到四台卡車並行單向行駛之 DAF 值介於 1.07~1.27 之間；其中以車速 50km/hr 通過測站 3 有較大 DAF 值；以車速 20km/hr 通過測站 1 及測站 2 有較小值。

整體來說(不考慮四台卡車以 60km/hr 通過橋面版之例)，測站 3 於第二跨中央處外側護欄所得之 DAF 值(1.09~1.41)較其他測站為大；由測站 2 於第二跨中央處所估算之 DAF(1.07~1.33)，略大於位在第一跨 $x=34m$ 的測站 1 所得 DAF(1~1.18)。

4.4.3 動態車流載重試驗結果與有限元素分析比較

現地動態車流載重試驗使用四輛重量約為 38.5 公噸之卡車（如圖 4.25），而楊 (2007)以有限元素分析所模擬的卡車車重為 32.7 公噸，雖然車

重不同，但仍可透過現地試驗及模擬所得值之趨勢，做一比較。

如表 4.6 得知，楊 (2007)以有限元素軟體 SAP2000 架構模型，模擬一台卡車以不同車速通過脊背橋，當時速在 60km/hr 以下時，造成的位移 DAF 值介於 1.005~1.012 之間，與現地試驗所得之結果(1.12~1.33)有相當大之差異；隨著車速的增加，有限元素分析與現地試驗之 DAF 值相差也越大，以時速 20km/hr、40km/hr 及 60km/hr 通過橋面板時，有限元素分析與現地試驗分別有 10.27%、18.71% 和 23.91% 之落差。

4.5 脊背橋鋼纜拉力量測與分析

弦振動理論公式是實務上最方便也最常使用之鋼索預力計算公式，本節將利用弦振動理論公式(Triantafyllou 等人，1986)估算鋼纜之受力情形，並將估算值與預埋之荷重計所測得之(實際值)做一比較。

4.5.1 預力計算公式

一般而言，在檢核斜張鋼纜受力情形或預力變化時，鋼纜預力公式多由其自然振動頻率推求而得。欲推求索力與頻率之關係，較常用之預力計算方式為：(1)將鋼纜理想化成繩緊直弦模式，也就是弦振動理論公式；(2)依梁振動理論公式，該公式將鋼纜考慮成受軸力之梁元素，但並不考慮非線性效應；(3)精算式，即是考慮非線性與中垂效應之模式。而弦振動理論

公式是實務上最方便也最常使用之預力計算公式，吾人將探討弦振動理論公式與實際值之差異性。弦振動理論公式如下：

如圖 4.26 所示，為簡化計算，可將鋼索視為兩端固定端，模擬成僅承受均勻張力之弦，但不可承受彎矩。因此，控制方程式可寫成

$$m \frac{\partial^2 \tilde{y}}{\partial t^2} - T \frac{\partial^2 \tilde{y}}{\partial s^2} = 0 \quad (4.3)$$

其中 T 為鋼索張力(N)， m 為鋼索單位長度質量(kg/m)， t 為時間， s 為弦之軸向座標距離， \tilde{y} 為與鋼纜軸向垂直之位移。式(4.3)為一偏微分方程式，其邊界條件為 $\tilde{y}(0,t)=0$ ， $\tilde{y}(l,t)=0$ ；其中 l 為索長(m)。由式(4.3)之解可得

$$T = m \frac{4l^2}{n^2} f_n^2 \quad (4.4)$$

其中 f_n 為第 n 個自然振動頻率值(Hz)。由式(4.4)可知鋼索拉力與頻率有關，而且由各個模態之頻率帶入此式，應可計算出相對之索力。不論使用哪一個振態頻率計算索力，這些理論索力值應為相等。



4.5.2 量測過程與試驗結果

如圖 4.27 所示，本橋為對稱型雙塔脊背橋，橫向吊索配置為雙索面設置於橋面板中心處，索面型式為豎琴型，每個索面有 9 組預力鋼腱，共有 72 組預力鋼腱。取預埋於 P1001 上，編號 E7-1 鋼纜之 \tilde{y} 方向加速度計(如圖 4.28)微動資料作分析(含外套管)，以取樣頻率 200Hz 紀錄 10 分鐘，歷時反應如圖 4.29 所示，將 10 分鐘之歷時反應經快速傅立葉轉換(FFT)後之頻譜圖如圖 4.30 所示。判斷鋼纜第 1 模態之振動頻率約為 2.65Hz，代入式

(4.4) , 得

$$T = m \frac{4l^2}{n^2} f_n^2 = \frac{(4)(0.034131)(53.69)^2}{(1)^2(9.81)} (2.65)^2 = 281.72(tf)$$

將所得結果與 P1001 E7-1 之預埋荷重計(如圖 4.31)作比較，發現以弦振動理論公式所估算之鋼索張力(281.72tf)與荷重計所得值(269.95tf)相差甚少，誤差僅 4.36%，判斷此誤差對於工程實務來說應為合理範圍。



第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究對脊背橋進行各項現地試驗，根據以上章節所述之微動量測試
驗、衝擊載重試驗、動態車流載重試驗之分析與探討，以及斜張鋼纜之預
力計算結果，得到以下結論：

1. 微動試驗及衝擊試驗均識別出 8 組模態頻率，其中第 2、3、4 模態分別
有明顯的 XZ、YZ 及 XZ 方向之耦合。所識別出以 X、Y 及 Z 各方向為
主的第 1 模態頻率分別約為 1.48Hz、1.74Hz 和 0.88Hz。
2. 微動試驗與衝擊試驗在各模態所識別出的頻率值相差均小於 5.68%。現
地試驗所識別出的頻率值與有限元素分析相差較大，差異最大值出現在
現地試驗所識別出的第 2 模態(X 向的第 1 模態及 Z 向第 2 模態)，與有
限元素分析所得頻率相差 31.08%。很明顯，識別結果與有限元素模型
有相當程度之差異。
3. 由 MAC 值比較現地試驗與有限元素分析間相互振態的吻合程度，整體
來說微動量測試驗與衝擊載重試驗所得之振態形狀較為接近，其中以 Z
向為主的第 1 振態有較大 MAC 值(0.997)；依衝擊試驗與有限元素分析
比較結果，以 Y 向為主的第 3 模態 MAC 值(0.661)吻合度較差。
4. 動態車流載重試驗中，當一台卡車以 60km/hr 行駛於橋面版時，測站 3

有最大之 DAF 為 1.41。整體來說，位於第二跨中央處外側護欄的測站 3，所估算之位移 DAF(1.09~1.41)較其他測站為大；由測站 2 於第二跨中央處所估算位移之 DAF 值(1.07~1.33)，略大於位在第一跨 x=34m 的測站 1 所得(1~1.18)。

5. 動態車流載重試驗中，除了四台卡車以 60km/hr 並行單向行駛於橋面版的位移 DAF 較小之外，不同車速之 DAF 值隨車速增加而有遞增趨勢，判斷該次試驗卡車在前進時並無準確的並行前進，產生非同步衝擊以至誤差。
6. 當一台卡車以時速 10km/hr~60km/hr 通過脊背橋，隨著車速的增加，有限元素分析與現地試驗之位移 DAF 值相差也越大，以時速 20km/hr、40km/hr 及 60km/hr 通過橋面版時，有限元素分析與現地試驗分別有 10.27%、18.71% 和 23.91% 之落差。
7. 經由弦理論公式所估算的鋼索張力為 $281.72tf$ ，與荷重計所量測之值 ($269.95tf$) 差異僅 4.36%，顯示由弦理論公式所估算的結果，可以合理的描述本脊背橋鋼纜之張力。

5.2 建議

1. 於進行移動荷重試驗過程當中，發現試驗載重車較多的時候，較難維持試驗的一致性，因此未來在規劃類似的實驗時，建議盡量避免較難掌控的試驗。
2. 由頻率識別結果可看出，以有限元素分析架構之模型與實際施工完成之橋體，其結構特性有明顯之差異，可根據識別之結果進一步調整有限元素分析模型之結構參數，以期能如實反映橋體之動態特性。
3. 本研究礙於量測系統之關係，無法對橋塔部份進行量測及模態識別，建議日後可採用無線式感應子對橋塔進行量測及分析，並與本研究做一比較。
4. 弦理論公式並未考慮鋼纜之撓曲剛度及中垂效應，中垂效應較大或撓曲效應影響較明顯的鋼纜，可能產生較大的誤差；對於長度較長或撓曲效應影響較明顯的鋼纜，還需進一步確認弦理論公式的適用性。



參考文獻

Aadaleesan, P. and Saha, P., “Nonlinear system identification using laguerre wavelet models”, Chemical Product and Process Modeling, 3(2), Article 3, 2008.

Allemand, R. L. and Brown, D. L., “A correlation coefficient for modal vector analysis”, Proceeding of the first International Modal Analysis Conference, Bethel, Connecticut, U.S.A., 1983.

Bakht, B. and Pinjarkar, S. G., “Review of dynamic testing of highway bridge”, Structural Research Reports, SRR 89-01, Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, Canada, 1989.

Barbara, B. H., The World According to Wavelets, A . K. Peters Ltd., 1998.

Casas, J. R., “A combined method for estimating cable forces: the cable-stayed Alamillo bridge”, Structural Engineering International, 4(3), 235-240, 1994.

Chui, C. K., An Introduction to Wavelets, Academic Press, Inc., 1992.

Combes, J. M., Grossmann, A. and Tchamitchian Ph. Eds., Wavelet: Time-Frequency Methods and Phase Space, Springer-Verlag, Berlin, 1990.

Daubechies, I., Ten Lectures on Wavelets, SIAM, Philadelphia, 1992.

Frandrin, P., “Wavelets and related time-scale transforms”, SPIE Advanced Signal-Processing Algorithms, Architectures and Implementation, 1348, 2-13, 1990.

Gersch, W. and Luo, S., “Discrete time series synthesis of randomly excited structural system response”, Acoustical Society of America, Journal, 51, 402-408, 1972.

Ghanem, R. and Romeo, F., “A wavelet-based approach for the identification of linear time-varying dynamical systems”, Journal of Sound and Vibration, 234(4), 555-576, 2000.

Gouttebroze, S. and Lardies, J., “On using the wavelet transform in modal analysis”, Mechanics Research Communications, 28(5), 561-569, 2001.

Huang, C. S., Hung, S. L., Lin, C. I. and Su, W. C., “A wavelet-based approach to identifying structural modal parameters from seismic response and free vibration data”, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 20, 408-423, 2005.

Huang, C. S. and Su, W. C., “Identification of modal parameters of a time invariant linear system by continuous wavelet transformation”, Mechanical Systems and Signal Processing, 21(4), 1642-1664, 2007.

Huang, C. S. and Lin H. L., “Modal identification of structures from ambient vibration, free vibration and seismic response data via a subspace approach”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, 1857-1878, 2001.

Humar, J.L., Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1990.

Humar, J. L., and Kashif, A. M., “Dynamics response of bridge under travelling loads”, Canadian Journal of Civil Engineering, 20, 287-298, 1993.

Hwang, E. S., Nowak, A. S., “Simulation of dynamic load bridges”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(5), 1413-1434, 1991.

Lardies, J. and Gouttebroze, S., “Identification of modal parameters using the wavelet transform”, International Journal of Mechanical Sciences, 44, 2263-2283, 2002.

Loh, C. H., Lin, C. Y. and Huang, C. C., “Time domain identification of frames under earthquake loadings”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE,

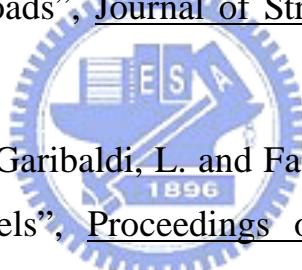
126(7), 693-703, 2000.

Lu, C. J. and Hsu, Y. T., "Vibration analysis of an inhomogeneous string for damage detection by wavelet transform", International Journal of Mechanical Sciences, 44, 745-754, 2002.

Ovanesova, A. V. and Suarez, L. E., "Applications of wavelet transforms to damage detection in frame structures", Engineering Structures, 26, 39-49, 2004.

Paulter, P., Chaallal, O. and Proulx, J., "Bridge dynamics and dynamic amplification factors – A review of analytical and experimental findings", Canadian Journal of Civil Engineering, 19(2), 260-278, 1992.

Paulter, P., Proulx, J. and Talbot, M., "Dynamic test procedure for highway bridge using traffic loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, 121 (2), 362-376, 1995.



Piombo, B., Giorcelli, E., Garibaldi, L. and Fasana, A., "Structural identification using ARMAV models", Proceedings of the 11th International Modal Analysis Conference, 588-592, 1993.

Strang, G., "Wavelet transforms versus Fourier transforms", Bulletin of the American Mathematical Society, 28(2), 288-305, 1993.

Triantafyllou, M. S. and Grinfogel, L., "Natural frequencies and modes of inclined cables", Journal of the Structural Engineering, 112(1), 139-148, 1986.

UrrutiaGalicaia, J. L. and SalazarHernandez, A., "On the maximum amplification factor of a moving point force on a simple beam", Transactions of the Canadian Society for Mechanical Engineering, 16(1), 61-81, 1992.

Vandiver, J. K., Dunwood, A. B., Campbell, R. B. and Cook, W. F., "A

mathematical bases for the random decrement vibration signature analysis technique”, Journal of Mechanical Design, 104, 307-313, 1982.

Wang, T. L. and Huang, D. Z., “Cable-stayed bridge vibration due to road surface roughness”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 118(5), 1354-1374, 1992.

Wang, Z. N. and Fang, T., “A time-domain method for identifying modal parameters”, Transaction of ASME, Journal of Applied Mechanic, 53, 28-32, 1986.

Yule, G. U., “On a method of investigating periodicities in disturbed series, with special reference to Wolfer’s sunspot numbers”, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, 226-267, 1927.

Zui, H., Shinke, T. and Namita, Y., “Practical formulas for estimation of cable tension by vibration method”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(6), 651-656, 1996.

李政寬、陳建州、周智傑、張國鎮，「斜張鋼纜微振訊號有限元素法解析」，
中國土木水利工程學刊，第 18 卷，第 2 期，第 279-288 頁，2006。

吳文華、陳建州、劉謹銘、黃克耀，「集鹿斜張橋之鋼纜微振量測分析」，
第七屆結構工程研討會論文集，論文編號 G03，2004。

吳文華、廖釗銓、陳建州，「利用單點微振量測之斜張鋼纜多振態參數識別」，第八屆結構工程研討會論文集，論文編號 Q008，2006。

陳建州、李政寬、周智傑、張國鎮，「斜張鋼纜索力分析之參數研究」，
中國土木水利工程學刊，第 18 卷，第 4 期，第 337-345 頁，2006。

陳振華、黃炯憲、蘇威智、歐嘉宜，「超長跨斜張橋之微動試驗與模態識別」，
第九屆結構工程研討會論文集，論文編號 B-0370，2008。

黃炯憲，「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-99-018，1999。

黃炯憲，「西藏大橋衝擊試驗與動力特性識別」，西藏大橋動力及靜力特性之監測及分析期末報告，第 3-1-3-84 頁，2000。

黃炯憲、葉錦勳、林憲忠、葉公贊，「隨機遞減法在微振量測之應用—比例阻尼系統」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-96-013，1996。

楊加地，「脊背橋動力試驗之模擬分析」，國立交通大學土木工程學系研究所，碩士論文，2007。



表 2.1 SPC51 規格介紹

型號	SPC51
頻道數	16
A/D 轉換	16bit
最大輸出電壓	$\pm 10V$
取樣頻率	可調式(10,20,50,100,200,500,1000Hz)
放大倍率(Gain)	1、2、10、100
啟動方式	手動、自動、時間設定
高通濾波器	0.1Hz 或 1Hz
低通濾波器	$\frac{1}{3} \times$ 取樣頻率
紀錄長度	可調式(最多 99999999 點/頻道)
記憶體	硬碟 9.34G

表 2.2 VSE15D 速度計規格

型號	VSE15D
頻率範圍	0.1~70Hz
量測範圍	$\pm 10\text{cm/sec(kine)}$
靈敏度	1V/kine 或 10V/kine
最大輸出電壓	$\pm 10V$

表 2.3 LVDT 規格介紹

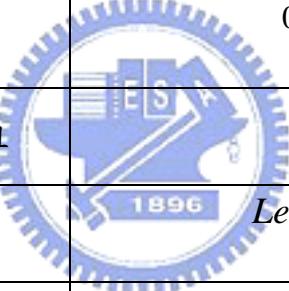
型號	<i>DDP-50A</i>
量測範圍	<i>50mm</i>
輸出電壓	<i>2.5mV/V ± 0.3%</i> <i>(5000×10⁻⁶ strain ± 0.3%)</i>
靈敏度	<i>100×10⁻⁶ strain/mm</i>
非線性現象	<i>0.3% RO</i>
感應子彈力	<i>5.4N</i>
頻率響應	<i>1Hz</i>
溫度範圍	<i>0 ~ +60°C</i>
輸入/輸出 電阻	 <i>350Ω</i>
最小激發電壓	 <i>Less than 2V</i>
最大激發電壓	<i>5V</i>
重量	<i>500g</i>

表 4.1 微動試驗求取隨機遞減訊號之參考測站

	參考測站
s1x	測站 2(x=10m)
s2x	測站 6(x=190m)
s3x	測站 2(x=230m)
s1y	測站 5(x=70m)
s2y	測站 5(x=170m)
s3y	測站 2(x=230m)
s1z	測站 2(x=10m)
s2z	測站 5(x=170m)
s3z	測站 4(x=270m)

表 4.2 微動試驗識別出之橋梁動態特性

Ambient test		
mode	f(Hz)	damping(%)
1	0.88 (z)	3.68
2	1.48 (x,z)	3.91
3	1.74 (y,z)	1.99
4	2.09 (x,z)	2.46
5	2.62 (y)	2.82
6	2.82 (y)	2.71
7	3.16 (x)	2.12
8	3.51 (z)	1.51

表 4.3 衝擊試驗識別出之橋梁動態特性

Impact test		
mode	f(Hz)	damping(%)
1	0.93 (z)	3.09
2	1.47 (x,z)	5.21
3	1.71 (y,z)	3.07
4	2.03 (x,z)	3.44
5	2.58 (y)	4.93
6	2.88 (y)	4.09
7	3.19 (x)	4.29
8	3.51 (z)	2.85

表 4.4 有限元素軟體分析出之橋梁動態特性

Finite element method	
mode	f(Hz)
1	0.75 (x,z)
2	1.02 (x,z)
3	1.45 (x,z)
4	1.92 (x,z)
5	1.94 (y)
6	2.68 (x,z)
7	2.79 (y)
8	2.94 (y)
9	3.26 (x,z)
10	4.29 (x,z)

表 4.5 微動試驗、衝擊試驗、有限元素分析 MAC 值比較

mode	frequency (Hz)			MAC		
	ambient	impact	FEM	ambient VS. impact	ambient VS. FEM	impact VS. FEM
x-1	1.48	1.47	1.02	0.898	0.866	0.769
x-2	2.09	2.03	1.92	0.861	0.888	0.833
x-3	3.16	3.19	2.68	0.904	0.980	0.917
y-1	1.74	1.71	1.94	0.989	0.952	0.954
y-2	2.62	2.58	2.79	0.877	0.931	0.874
y-3	2.82	2.88	2.94	0.870	0.825	0.661
z-1	0.88	0.93	0.75	0.997	0.993	0.984
z-2	1.48	1.47	1.02	0.857	0.827	0.846
z-3	1.74	1.72	1.45	0.976	0.969	0.938
z-4	2.09	2.03	1.92	0.982	0.972	0.978
z-5	3.51	3.51	3.26	0.978	0.958	0.972

表 4.6 動態車流載重試驗之位移 DAF(一台卡車單向行駛)

1 car	測站 1 DAF(LVDT)	測站 2 DAF(LVDT)	測站 2 DAF(S A P 2000)	測站 3 DAF(LVDT)
20km/hr	1.00	1.12	1.005	1.14
40km/hr	1.08	1.24	1.008	1.33
50km/hr	1.14	1.27	-	1.33
60km/hr	1.18	1.33	1.012	1.41

表 4.7 動態車流載重試驗之位移 DAF(兩台卡車並行單向行駛)

2 car	測站 1 DAF(LVDT)	測站 2 DAF(LVDT)	測站 3 DAF(LVDT)
20km/hr	1.05	1.10	1.10
40km/hr	1.12	1.27	1.26
50km/hr	1.18	1.30	1.29
60km/hr	1.16	1.31	1.32

表 4.8 動態車流載重試驗之位移 DAF(四台卡車並行單向行駛)

4 car (4 line)	測站 1 DAF(LVDT)	測站 2 DAF(LVDT)	測站 3 DAF(LVDT)
20km/hr	1.07	1.07	1.09
40km/hr	1.17	1.19	1.22
50km/hr	1.18	1.23	1.27
60km/hr	0.80	0.95	0.93

註：判斷四台卡車以 60km/hr 並行單向行駛前進時，
並無準確的並行，產生非同步衝擊以至誤差。