

橋梁監測系統-以高屏溪橋為例(II)

陳振華

國立高雄大學土環系

一、前言

在本系列文章中，主要分為兩大部分，第一部分是介紹完整的橋梁建康監測系統配置方法與功能設計原理，作為日後監測斜張橋特性變化，以及評估橋梁安全性之依據。第二部分則是介紹以現地振動與監測量測技巧，配合數值模擬分析方法，求取橋梁各項基本特性資料，作為未來建立橋梁建康監測系統所須的健康監測起始值比對之基礎。因此，依據斜張橋監測分析需求，包括：

1. 微動試驗與系統識別，建立合理的有限元素分析模式，提供耐震與抗風分析。
2. 鋼纜預力量測與分析，建立所有鋼纜預力現況，提供纜索風振及雨振行為分析。
3. 空氣動力穩定性分析，提供全橋氣動力穩定性分析。
4. 車流效應對橋梁振動之影響。

本文將依上述四大項目，分別建立橋梁建康監測系統所須的監測起始值。

二、微動試驗與動力特性識別

本文主要是進行高屏溪斜張橋現地微動試驗，並利用連續小波轉換的識別方法進行模態識別[1]，由於小波轉換方法兼具時間域及頻率域之優點，可將動態反應轉換到小波域時，透過尺度參數之選擇，有類似頻率域濾波之效果；再套進時間序列模式，類似傳統時間序列建模流程，即可估算時間序列模式之相關係數，求得斜張橋的動力特性參數，包括自然頻率、阻尼比與振態形狀等，藉以掌握斜張橋的動力特性。另外，本文識別結果也與有限元素分析模式進行比對，求得較為符合真實結構之有限元素分析模式，作為後續實場監測之研究模式。

在實場微動試驗方面，測站布設主要是考慮有限元素分析模式節點編排、纜索位置與節塊施工情形，全橋 510 公尺共設置 33 個測站。另外，測站因集錄系

統頻道數與感應器數量之限制，必須將 33 個測站反應分為三段量測，如圖 1 所示。第一段(Segment 1)為主跨部分之量測，測站分別為 P2 橋柱、距 P2 橋柱 20 公尺處，以及纜索 F101 至 F110 於橋面版上錨定之位置，共有 12 個測站；第二段(Segment 2)為部分主跨與部分邊跨之量測，測站分別為 P1 橋塔、距 P1 橋柱前後分別為 20 公尺以及 14.8 公尺處、纜索 F109 至 F114 於橋面版上錨定之位置，以及纜索 B114 至 B112 於橋面版上錨定之位置，共有 12 個測站；第三段(Segment 3)為邊跨部份之量測，測站為 A1 橋柱以及纜索 B102 至 B113 於橋面版之位置，共有 13 個測站。由以上布設的方式可知，第一段與第二段設有 F109 與 F110 兩個重覆測站；第二段與第三段則設有 B112 與 B113 兩個重覆測站，共有 33 個測站，這些重複測站主要為連結各段資料之故。另外，本文進行的微動試驗將針對垂直向(Z 向)與橫向(Y 向)進行試驗，量測該方向之振動速度反應訊號，而每一段量測時間均為 10 分鐘，取樣頻率為 100Hz，共有 60000 筆資料。

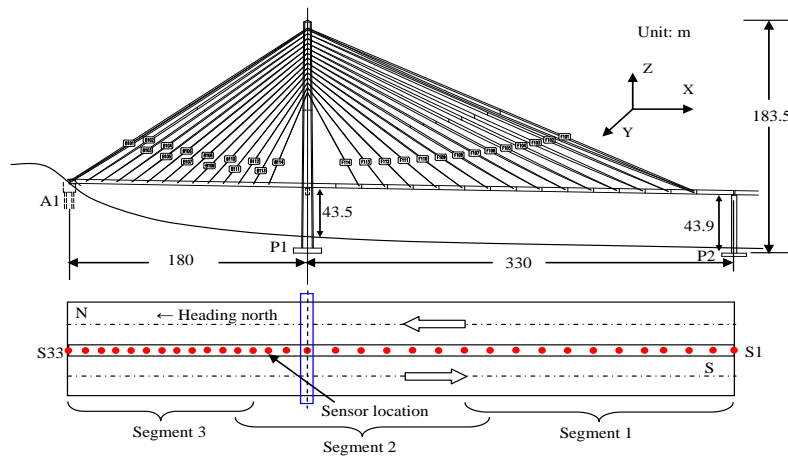


圖 1 南二高高屏溪斜張橋量測點位示意圖

試驗結果與系統識別結果，圖 2 是微動試驗在橋面版 F104~F106 纜索錨定處之測站的垂直向與側向頻譜圖。在資料處理方面，須將橋梁微動訊號先以隨機遞減法轉換為自由衰減振動訊號，再以 Meyer 小波函數作為連續小波轉換的基底函數，識別出橋梁的動態特性[2]。各方向識別得到之前五個模態頻率與阻尼比分別如表 1 與表 2 所示。表 1 所列的微動試驗第一個側向頻率為 0.643Hz，阻尼比為 3.3%，有限元素模式第一個側向頻率為 0.646Hz，此識別自然頻率的結果與分析模式之結果亦相當接近，而且結構阻尼比並未隨著頻率增加而增加。由表 2 的垂直向識別結果可知，微動試驗第一個垂直向頻率為 0.284Hz，阻尼比為 2.9%，有限元素模式第一個垂直向頻率為 0.293Hz，其他振態之識別結果亦與有限元素模式者很接近。另外，由垂直向與側向振態頻率可觀察出，高屏溪斜張橋在這兩方向耦合振動並不明顯。

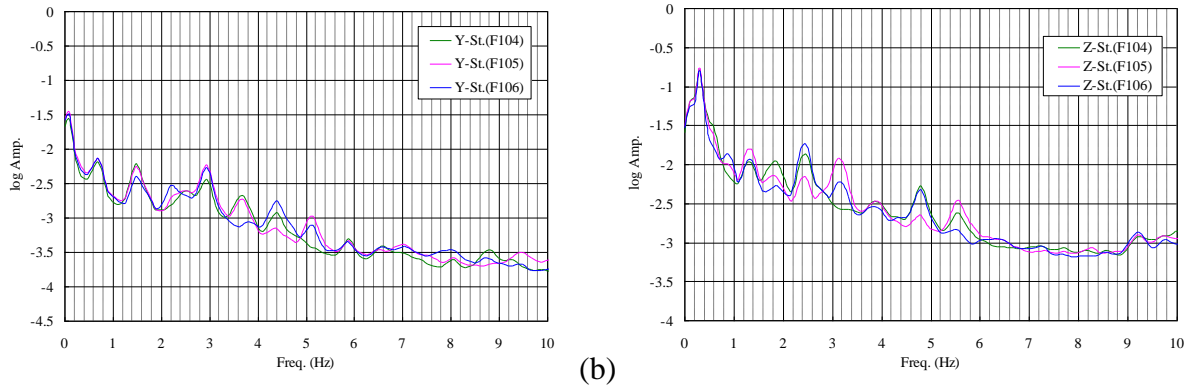


圖 2 微動試驗頻譜圖：(a) 橫向；(b) 垂直向

表 1 橫向振態識別結果與有限元素之比較表

| Mode | FEM | Ambient test | | MAC |
|------|-------------|--------------|-------------------|------|
| | Freq.(Hz) | Freq.(Hz) | Damping ratio (%) | |
| 1 | 0.293 | 0.284 | 2.9 | 0.99 |
| 2 | 0.561 | 0.574 | 3.7 | 0.99 |
| 3 | 0.931 | 0.922 | 4.4 | 0.95 |
| 4 | 1.52 | 1.54 | 3.9 | 0.98 |
| 5 | 1.79 | 1.81 | 3.0 | 0.97 |

表 2 垂直向振態識別結果與有限元素之比較表

| Mode | FEM | Ambient test | | MAC |
|------|-------------|--------------|-------------------|------|
| | Freq.(Hz) | Freq.(Hz) | Damping ratio (%) | |
| 1 | 0.646 | 0.643 | 3.3 | 0.99 |
| 2 | 1.40 | 1.64 | 2.9 | 0.96 |
| 3 | 2.16 | 2.17 | 3.2 | 0.98 |
| 4 | 2.63 | 2.51 | 2.5 | 0.98 |
| 5 | 3.02 | 3.13 | 3.9 | 0.96 |

在振態形狀比較方面，本文識別出的兩方向振態形狀與分有限元素析模式之振態形狀作比較，如圖 3 所示；由各圖中可知，每個方向之前 5 個振形，識別結果亦與有限元素模式者相當接近。若以 MAC 值評估其識別結果，如表 1 與表 2 所示，則各振態對應的 MAC 值皆在 0.95 以上，此顯示分析模式與實際橋梁特性應相當符合。

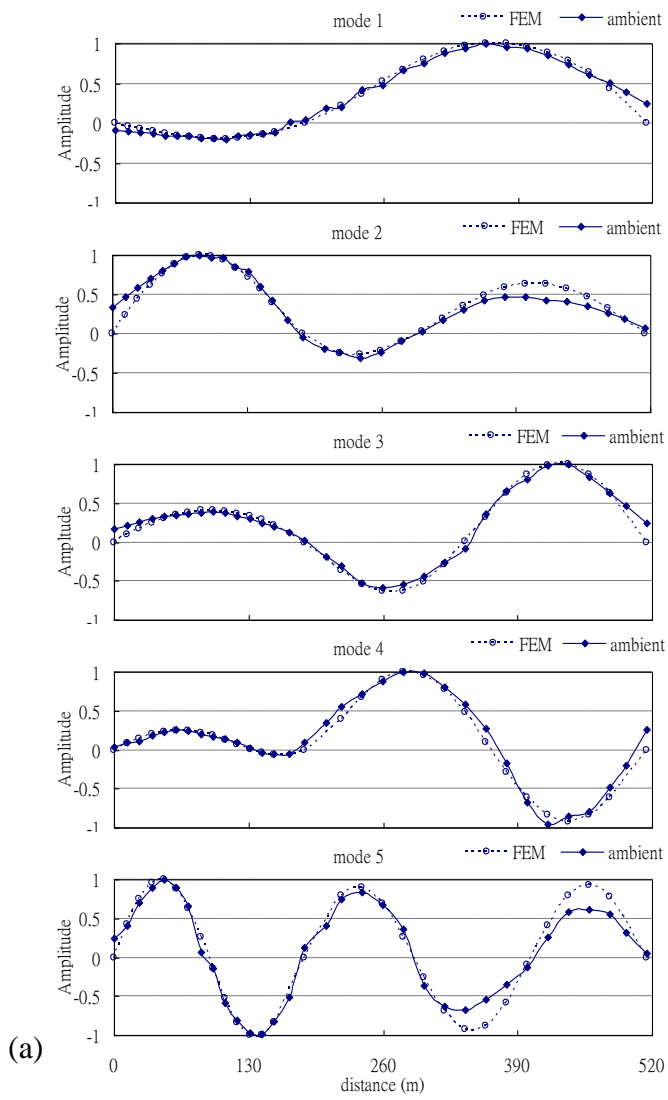
綜上所述，本文針對南二高高屏溪斜張橋進行現地微動試驗，並以連續小波轉換作為模態識別的方法，確實可從微動試驗數據識別出斜張橋的動力特性參數。同時，識別出高屏溪斜張橋橫向與垂直向前五個模態的動力特性參數與建立的數值分析模型相當一致，振態形狀的 MAC 值均大於 0.9，表示本文建立的分析模

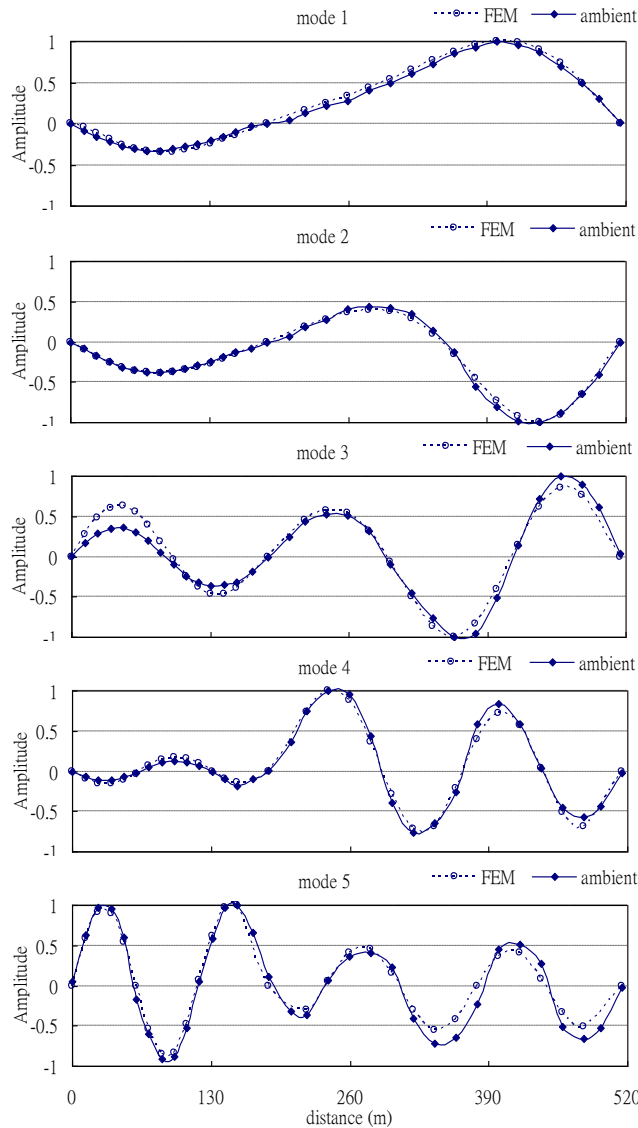
式應具有其合理性，可提供未來實場監測應用。

三、鋼纜預力量測與分析

工程實務上，計算鋼纜拉力的方法多是利用鋼纜自然頻率推得拉力值，因此，檢測鋼纜拉力必須配合振動量測試驗，再由頻率反推拉力值[3]。本文將針對高屏溪斜張橋全部鋼纜，在未封閉橋梁之常態車流下進行振動檢測試驗。一般而言，鋼纜拉力計算依不同的假設條件所建立的分析模式，常用者大致可分為：(1). 弦振動理論；(2). 梁振動理論；(3). 頻率差公式；(4). 非線性公式[4]。以上所述之計算方法在實務上皆有其優劣點，但數值差異尚在可接受範圍。因此，在實用上大多使用前三種方法計算索力。在本文中將利用簡單弦理論公式、頻率差公式，以及梁理論公式計算鋼纜拉力值。另外，在有效弦長 l_e 計算方面，由於鋼纜兩端點錨碇處常設置橡膠制振器，此將造成鋼纜端部的箝制作用，使得實際弦長將會比原索長為短，因此，上述公式中之索長 l 應取有效弦長計算索力較為合理，本文將採用有效弦長作為計算索力之索長。

在鋼纜振動量測與分析方面，高屏溪斜張橋共有 60 根鋼纜分布在 510m 跨度內，因受限於儀器頻道數與訊號衰減等因素，將 60 根鋼纜分成 15 次依序進行量測，例如：第一次量測共使用 14 個頻道，分別量測 B101 處兩根鋼纜，分別為靠南下車道側(編號 B101R)與靠北上車道側(編號 B101L)各一根，以及 B101A 處兩根鋼纜(B101AR 與 B101AL)之三方向振動反應，共 12 個頻道，另外，同時在 B101 與 B101A 位置連結於橋面版處，各佈置一點測站，同時量測橋面版垂直振動反應，每一次量測時間皆為 10 分鐘，取樣頻率為 100Hz，取樣點共 60,000 點，其他鋼纜量測方式相同，以此類推。另外，受限現場環境無法封閉車道與節省經費，因此，本試驗並未使用空中作業車，故鋼纜身測點僅設定在距橋面版高度 2.5m 處，如圖 4 所示。另外，為不破壞鋼纜 HDPE 外套管，必須先依鋼纜外徑製作一對半圓形夾具，夾具上之平板可放置三個單軸向感應器分別量測鋼纜三方向振動反應，由於鋼纜振動量相當大，配置在較低位置所測得的反應雖較小，但並不致影響分析結果。





(b)

圖 3 微動試驗與有限元素振態形狀比較圖：(a) 橫向；(b) 垂直向

另外，為求得鋼纜振動頻率，可將量測所得振動歷時反應經由富立葉轉換 (FFT) 求得各鋼纜之頻譜圖，如圖 5 所示，分別為主跨內靠南下車道側(S-R 側) 之較短索(F114R)與長索(F101R)鋼纜之頻譜圖，圖中鋼纜 X 向、Y 向與 Z 向之定義，如圖 1 所示，符號 DZ 之定義為量測該鋼纜與橋面連接處之橋面版垂直向振動反應。由於鋼纜為圓形對稱斷面，因此，合理地推估鋼纜 X 向與 Y 向的振動頻率應相近，但存在於鋼纜之非線性效應尚有所差異；另外，鋼纜 Z 向振動則容易受到纜索-橋面版互制參數振動(parameter vibration)的影響，而較不易研判鋼纜低頻之振態。因此，由各頻譜圖中非常容易研判出鋼纜高振態自然振動頻率，相反地，前幾個低振態頻率反而較難判斷，這些情況都是因為橋面版振動所造成的干擾效應，也是為何本文須同時量測橋面版反應的原因之一，由於鋼纜與橋面版是連結在一起的，鋼纜可能量測到的振態頻率不僅是鋼纜局部振態，同時也包

含橋面版振態，因此，可藉此同時量測鋼纜及橋面版振動的方式，過濾出鋼纜低頻部份的局部振態，以免有誤判鋼纜頻率之虞。

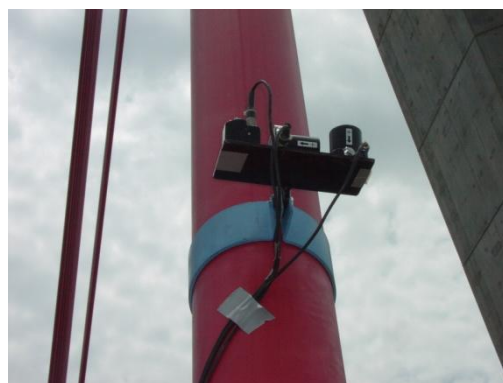


圖 4 預力量測感應器三方向排列固定方式

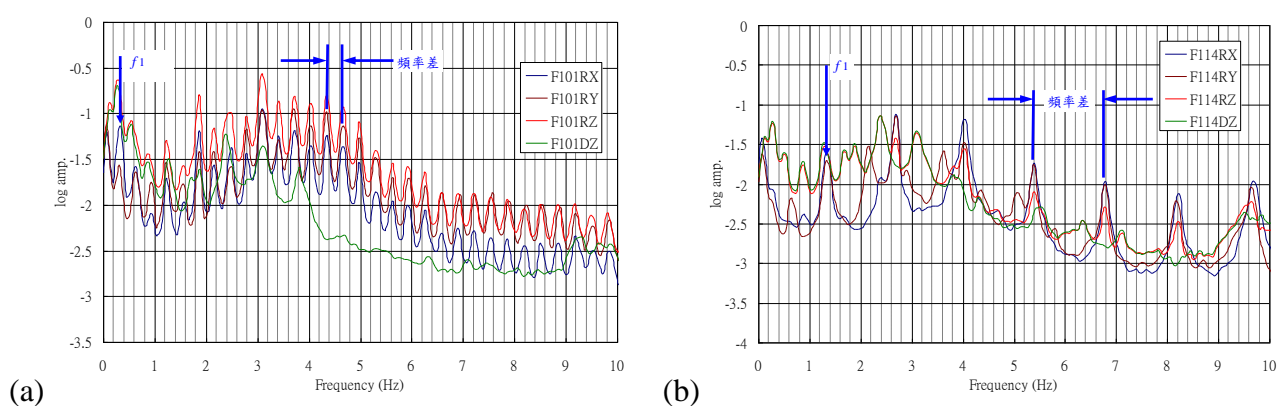


圖 5 鋼纜振動頻譜圖：(a) F101R 鋼纜(長索)；(b) F114R 鋼纜(短索)

依據陳等人[3]的建議，本文選取鋼纜 **X 向前 5 個振動頻率**計算靠南下車道側鋼纜(S-R 部分)與靠北上車道側鋼纜(N-L 部分)共 60 根之索力，如圖 6 所示。若以梁理論計算值為基準，比較各方法計算結果可知，此三種方法求得各索索力的差異性皆維持在 **0.5%**範圍以內，顯示此三種計算方式差異性並不大。但是，在鋼纜頻率判定方面，則以頻率差法較容易獲得正確之頻率值，不致誤判鋼纜局部頻率。因此，在實際應用上，此三種計算索力的方法皆可使用，但建議取較多的振態頻率計算索力，再求其平均值應是較可行之方法。另外，在計算過程中也發現，對於長索而言，如 F101~F103 等鋼纜，使用第一振態頻率以梁公式計算索力時，其結果與其他振態所計算出的結果差異較大，反而使用高振態頻率計算索力有較佳之收斂結果，這是因為長索的非線性效應非常明顯，而且若是以非線性精算公式計算索力，長索被歸類到第二類或第三類索型，必須採用高振態計算索力，若僅利用第一振態頻率計算較長索之索力，可能會存在較大之誤差。因此，以上三種方法計算索力，取較多振態頻率計算索力再取平均值，應可降低長索計算拉力造成之誤差。

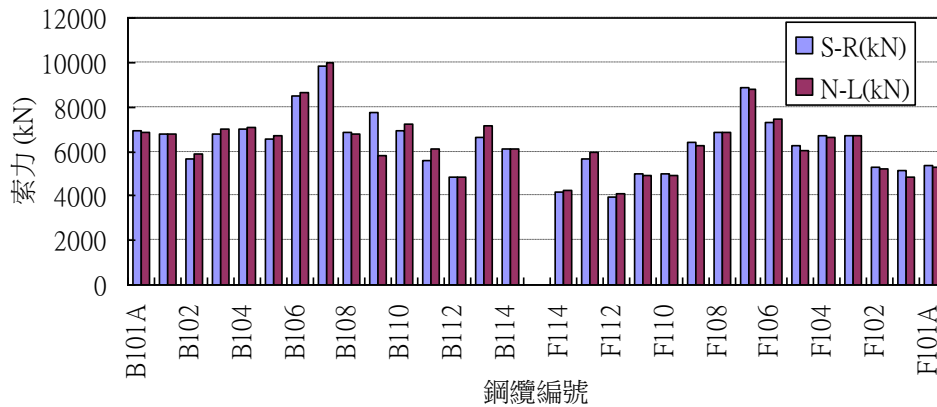


圖 6 靠南下車道側(S-R)與靠北側車道(N-L)鋼鋼纜力分布圖

另外，結構損傷定位之指標常用的有模態曲率指標、模態柔度指標等，但這些指標都有一個同樣的問題是需要量測出橋梁的振動模態。因此，在現地量測技術與系統識別技巧方面的要求較高，同時，量測精度也較難掌握，尤其是需要高振態參數資料。上述損傷指標方法雖可應用於斜張橋的損傷定位，但是，斜張橋為高度靜不定結構，複雜的鋼纜系統使得斜張橋在建模與分析時，常因非線性效應而造成極大的誤差，而此效應也間接提高對斜張橋安全評估之困難度。實際上，斜張橋依其受力情形研判，橋面版主梁與鋼纜是較容易受損之主構件，而鋼纜與橋面版連結在一起，兩者具有相當大之關連性。因此，若能藉由鋼纜量測試驗獲得索力，並掌握鋼纜受力變化情形，應可進一步評估橋梁的安全性。

如圖 6 所示，為 60 根鋼纜利用梁理論計算之索力分布情形，若依此建立索力指標

$$TI(\%) = \frac{|T_L - T_R|}{T_L} \times 100\% \quad (1)$$

式中 T_L 與 T_R 分別為同一位置左側與右側之鋼纜拉力。理論上，同一位置之左右兩側鋼纜力量應較為接近，但左右兩側差異性若超過某一容許誤差，則此處鋼纜可能有異常之現象。本文假設以 5% 為容許誤差，並以 L 側鋼纜拉力為計算基準，若超過此一容許誤差值表示該鋼纜拉力存在異常現象。

如圖 7 所示，超過此一容許誤差之鋼纜包括 B109R 與 B109L 索相差 33.40%；B111R 與 B111L 索相差 7.65%；B113R 與 B113L 索相差 6.99%，以及 F101R 與 F101L 索相差 6.09%。另外，由圖 7 中亦可得知，若鋼鋼纜力異常者，則 TI 值差異變化相當大，故拉力指標對損傷相當敏感，應適用於損傷指標。因此，針對高屏溪斜張橋案例而言，對於以此種鋼纜排列方式的斜張橋，可利用此一拉力指標作為損傷異常之研判參數，並合理地制定容許百分比誤差，當同一位置左右兩

側鋼纜力量超過此一誤差值，則須針對此鋼纜作進一步檢測評估，而且鋼纜索力異常處之橋面版主梁也須一併檢測。

圖 8 為各鋼纜第一個振態頻率分布比較圖，各振態頻率分布圖呈現近似鐘型分布，因此，若有鋼纜頻率異常者，則各振態頻率分布圖可能非為鐘型分布，也可依此初步評估損傷位置。但是，由圖 8 可知，若僅以此頻率分布情形作為損傷指標，則可能較不敏感。

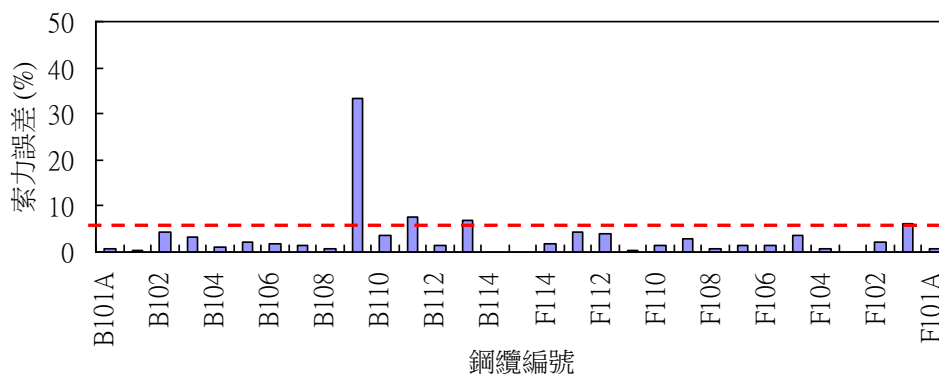


圖 7 靠南下車道側(S-R)與靠北側車道(N-L)鋼鋼纜力誤差圖

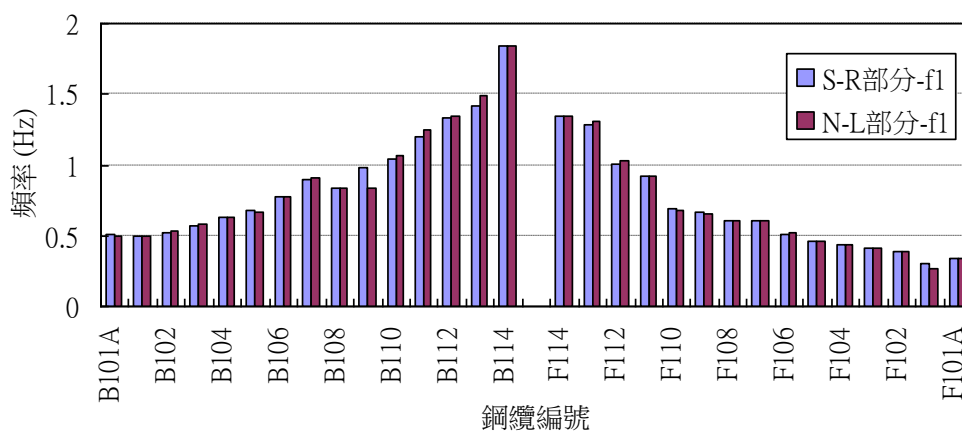


圖 8 靠南下車道側(S-R)與靠北側車道(N-L)鋼纜第一頻率分布圖

四、空氣動力穩定性分析

一般而言，橋塔及鋼纜所受風力遠較橋面版小，因此，可忽略風力對此二者之影響，僅考慮橋面版所受之氣動力。依據 Scanlan 和 Tomko 的作法[5]，橋梁斷面承受風力作用時，所承受之外力可分為顫振力和抖振力，顫振力由平均風速引致的效應，以顫振導數表示；抖振力由擾動風速引致的效應，為靜力係數與風功角之函數。在風力模擬方面，利用反傅立業轉換可以將頻譜函數轉換成時間歷

時；但是，其時間歷時的數目受限於取樣頻率的大小。因此，所得到的時間歷時並非具有連續性。本文將利用多點的自迴歸模式建立時間數列。另外，在風速擾動頻譜方面，亂流效應造成的擾動力主要是風力係數以及擾動風速的函數，在本文有限元模擬的部份，風攻角為 0° 、風力係數則是利用風洞實驗求得[6]。至於擾動風速則是利用前一小節的自迴歸模式將風速頻譜轉換成時間序列模式。因此，用自迴歸模式可將風速擾動頻譜轉換成時間序列模式，即可得到分析時所須的風速時間歷時[7]。

在橋梁分析模式方面，任一結構的非線性行為可以分為兩種，一種為幾何非線性，另一種為材料非線性。在一般狀態下，斜張橋各構件的材料均可以維持在一線彈性之範圍內。因此，斜張橋的非線性行為僅考慮幾何非線性效應。斜張橋幾何非線性效應主要有三種：纜索中垂效應、梁-柱效應，以及大變位效應。纜索因為承受自重之影響則會形成中垂效應；而中垂量的大小主要是受纜索的長度以及預拉力大小決定之。在本文中，纜索中垂量效應將以等效彈性模數考慮其對纜索軸向勁度之影響。另外，由於斜張橋之纜索具有高拉力作用，使得橋塔與橋面版承受相當大的軸壓力。因此，橋面版與橋塔因同時承受軸力與彎矩而產生相互作用影響，此部分可以藉由修正勁度係數模擬之。斜張橋屬於細長之結構，當橋梁承受載重時，往往橋梁會產生較大的變位，故在斜張橋之分析中，必須考慮大變位之效應。本文以牛頓-樂普森法進行非線性迭代分析，將系統平衡方程式建立在變形後位置，並考慮幾何勁度矩陣，透過不平衡力反覆迭代至收斂為止。

本文利用自迴歸模式，建立不同風速下之時間歷時資料，所使用的氣動力參數(A_i^* 、 H_i^*)以及風力係數則是利用風洞實驗求得[6]。另外，空氣密度為 1.22kg/m^3 ，粗糙長度參數為 1.0m ，結構阻尼比為 2% ，時間歷時取 600 秒，時間增量為 0.01 秒。本文首先針對傳統的頻率域分析方法與本文時間域分析方法之結果作比較，風速時間歷時以自迴歸模式建立 52m/s 的設計風速歷時資料，並利用兩種不同的分析方法分別進行斜張橋的動力分析。圖 9 為非非線性時間域分析在主跨中央處所得之各方向的歷時反應。而全橋在設計風速時不同方向之反應情形，如圖 10 所示。各方向之最大反應值，如表 3 所示。表 3 顯示時間域分析垂直向、側向，以及扭轉向之最大反應發生在主跨約 0.77 、 0.6 與 0.5 跨徑之位置，其位移量分別為 0.1141 公尺、 0.0066 公尺，以及 0.0354 度；在頻率域分析方面，三方向最大反應同樣地發生在主跨約 0.77 、 0.6 與 0.5 跨徑之位置，其反應分別為 0.1384 公尺、 0.0070 公尺，以及 0.0367 度。因此，由圖 9 與表 3 的結果可知，頻率域分析結果普遍較時間域分析結果為高，此為合理之結果；若以時間域分析結果為基準計算兩者之差異性，如表 3 所示，一般誤差維持在 10% 以內，僅主跨 $2/3$ 處之垂直向反應差異超過 10% 。

表 3 斜張橋氣動力反應分析比較

| 位置 | 項目 | 時間域分析 | 頻率域分析 | 誤差(%) |
|----------|-----------------|--------|--------|-------|
| 主跨 1/2 處 | 垂直向 RMS(m) | 0.0781 | 0.0847 | 7.79 |
| | 側向 RMS(m) | 0.0063 | 0.0066 | 4.55 |
| | 扭轉向 RMS(degree) | 0.0353 | 0.0366 | 3.55 |
| 主跨 2/3 處 | 垂直向 RMS(m) | 0.1093 | 0.1260 | 13.25 |
| | 側向 RMS(m) | 0.0065 | 0.0068 | 4.41 |
| | 扭轉向 RMS(degree) | 0.0324 | 0.0338 | 4.14 |

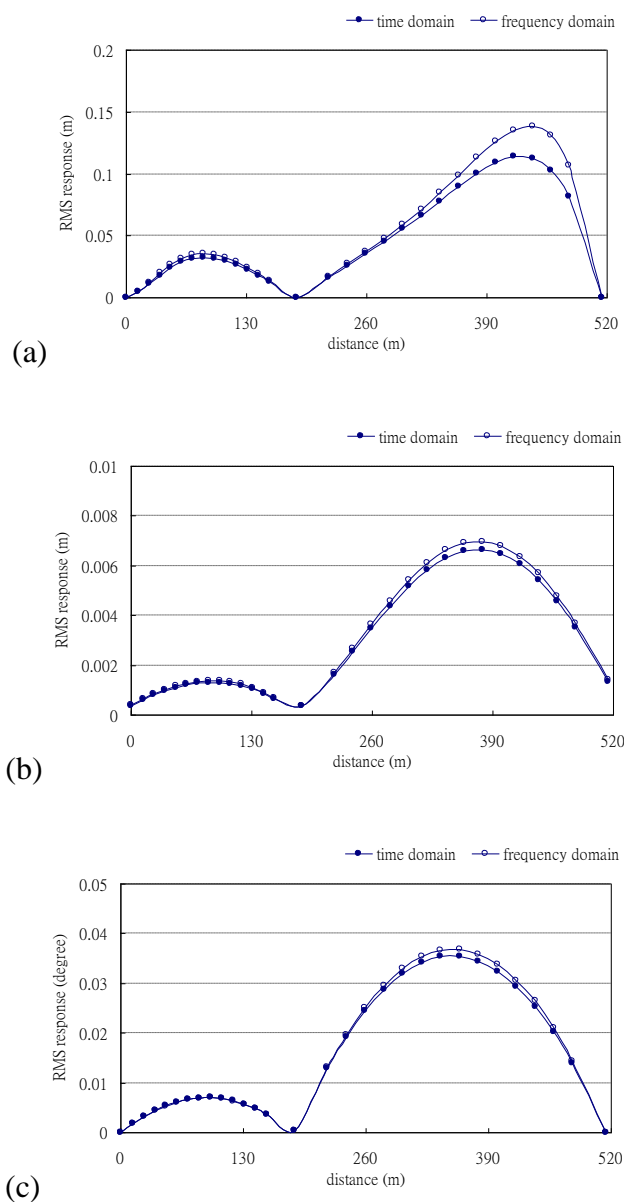


圖 9 全橋反應之比較：(a) 垂直向；(b) 側向；(c) 扭轉向($U=52\text{m/s}$)

本文除分析斜張橋在設計風速 52m/s 之動力反應，也模擬分析 500 年回歸期

風速 60.8m/s，以及不同風速之反應。圖 11 為不同風速下，全橋在三個方向之歷時反應。由各圖中可知，當風速增大時，橋梁之反應亦會增加；但各方向最大反應之位置，並未因風速不同而有所變化。垂直向、側向與扭轉向最大反應分別發生在主跨約 0.77、0.6 與 0.5 跨徑之位置。當風速提高到 500 年回歸期風速 60.8m/s 時，垂直向、側向與扭轉向最大反應分別為 0.1808 公尺、0.0100 公尺與 0.0580 度。圖 12 為不同風速下，三個方向最大反應值隨風速變化之情形，從圖中可知，各方向最大反應皆隨風速之增加而增加，分別發生在主跨約 0.77、0.6 與 0.5 跨徑之位置，而且垂直向與扭轉向的反應成長最快速，因此，可初步研判未來橋梁顫振不穩定應由此二方向控制，而且若以垂直向反應成長之趨勢預測，風速大約在 160m/s 以上，使得垂直向反應大幅度成長，因此，可初步研判氣動力不穩定之臨界風速大約在此一風速附近。

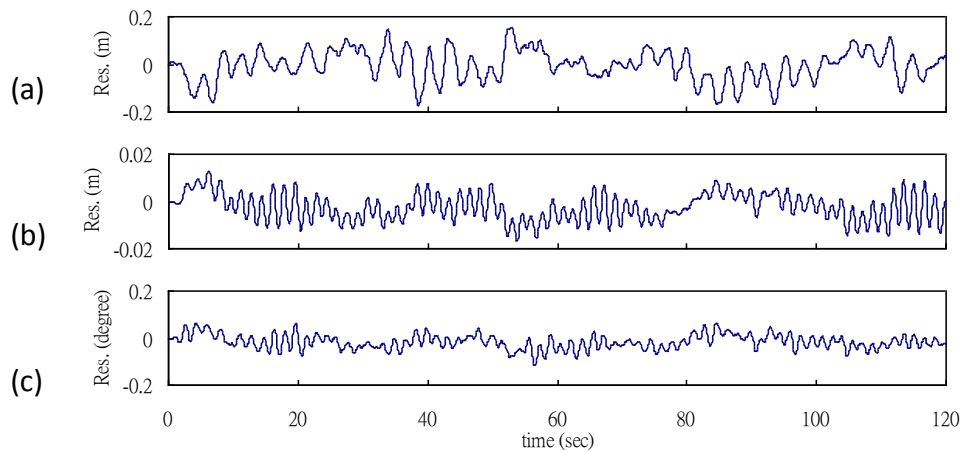
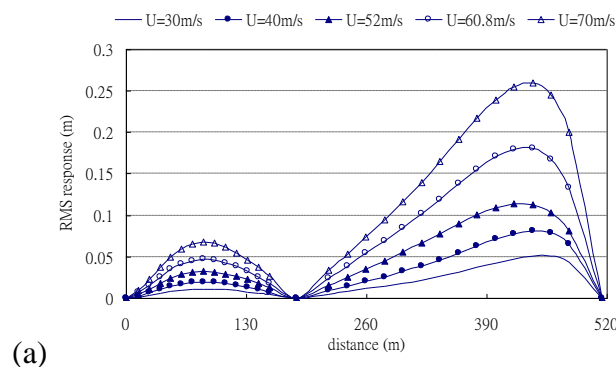
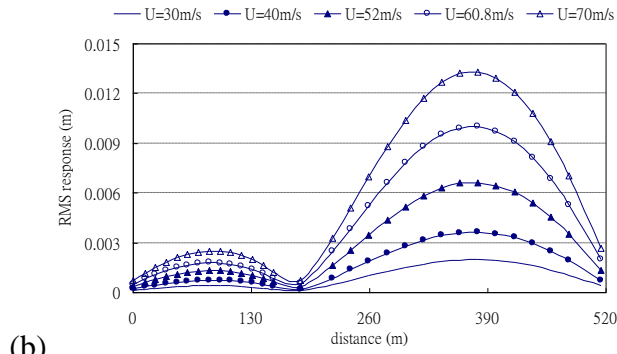
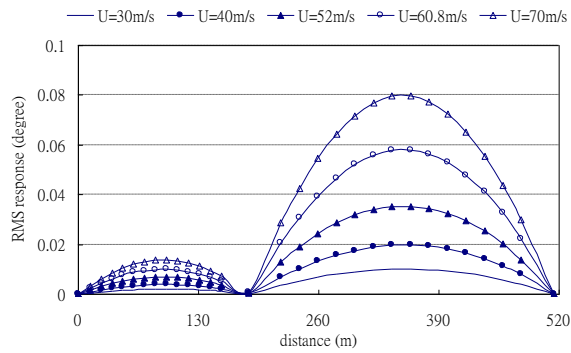


圖 10 橋面版主跨 1/2 處之歷時反應：(a) 垂直向；(b) 側向；(c) 扭轉向 (U=52m/s)





(b)



(c)

圖 11 不同風速下全橋反應之比較：(a) 垂直向；(b) 側向；(c) 扭轉向

本文針對南二高高屏溪斜張橋考慮結構幾何非線性進行非線性時間歷時分析。先利用自迴歸模式建立風載重歷時資料，並以非線性時域法及傳統的頻率域法進行斜張橋在風力作用下之氣動力反應分析。綜合各分析結果分述如下：

1. 利用自迴歸模式建立風速時間歷時，可產生連續的時間歷時，亦可以解決空間相關性問題。
2. 兩者方法所得結果差異性並不大，而傳統的頻率域分析結果較趨於保守。
3. 隨著風速之增加，三方向的結構反應亦隨之增加，而且以垂直向及扭轉向最顯著，因此，可推估垂直向與扭轉向的反應主導著斜張橋氣動力行為。未來可針對風力監測資料作進一步的比對研究。

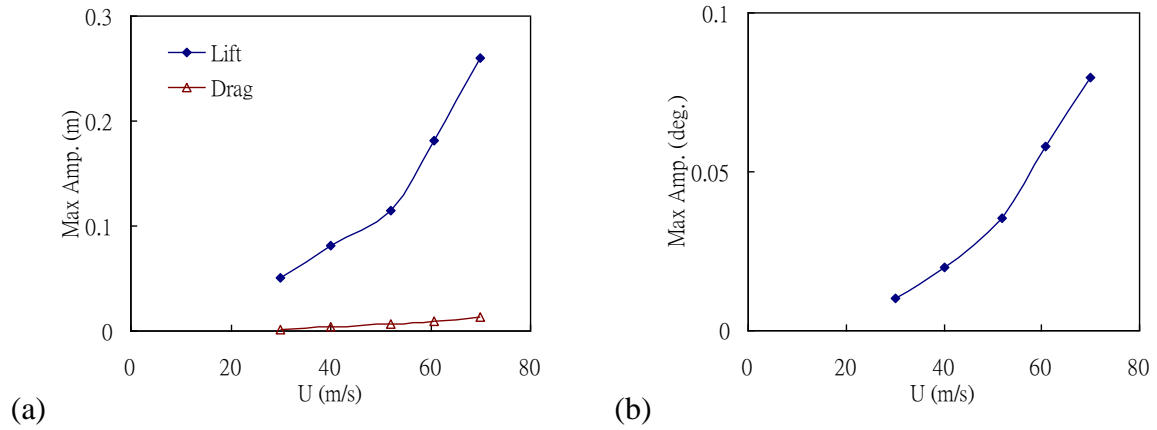


圖 12 不同風速下三方向最大反應與風速之關係:(a) 垂直向與側向;(b) 扭轉向

五、車流效應對橋梁振動影響

斜張橋具有柔軟輕質與低阻尼的特性，在長期隨機車流與風力作用下，橋梁的振動反應相當明顯，此對鋼構造斷面與斜張鋼纜等重要結構元件可能造成疲勞等損傷行為。因此，本文主要是利用長期動態監測系統，針對南部第二高速公路高屏溪斜張橋進行現地試驗與長期動力反應監測，並分析斜張橋在全日的尖峰車流與離峰車流作用下之動力反應變化。同時，藉由小波轉換處理斜張橋的動態反應，可識別斜張橋的動力特性參數，如頻率與阻尼比，進一步探討斜張橋在車流作用下，振動振幅的強弱對動力參數之變化情形。由本文之研究結果可知，斜張橋在不同振動振幅下，橋體自然頻率變化並不明顯，但是，對於振態阻尼比則有較明顯之改變。

動力試驗之數據在處理方面，本文將橋梁微動訊號先以隨機遞減法轉換為自由衰減振動訊號，再以 Meyer 小波函數作為連續小波轉換的基底函數，識別出橋梁的動態特性。各方向識別得到之前五個模態自然頻率與阻尼比，分別如表 4 與表 5 所示。另外，由表 4 的垂直向識別結果可知，微動試驗第一個垂直向頻率為 0.284Hz，阻尼比為 2.9%，由監測資料求得的第一個垂直向自然頻率為 0.284Hz，二者振態頻率相當接近，其他振態之識別結果亦同。表 5 所列的微動試驗第一個側向頻率為 0.643Hz，阻尼比為 3.3%，由監測資料求得的第一個橫向自然頻率為 0.686Hz，因此監測資料所識別之結果較為偏高，其他振態識別自然頻率結果相當接近。另外，在扭轉向方面，由於量測設備不足，微動試驗並未對扭轉向進行量測，僅利用監測系統進行量測，採用連續小波識別的結果，如表 6 所示。

本研究對高屏溪斜張橋車流對振幅強度影響監測研究[8]，共計 18 個月，約

自 2006 年 6 月起至 2007 年底止。為了瞭解常時車流對橋體之影響，本案分析所選擇的監測數據為 2006/08/22~2007/02/13 之間，其中一天之數據進行分析工作，由於此期間內並無重大地震與颱風發生在高屏地區，故監測資料無重大風災與颱風影響。由於監測資料取樣是以每十分鐘為一筆數據，故取其振動反應之均方根 (RMS) 值作為振動強度值。因此，以一天 24 小時觀察期可計算得 144 個振動強度的 RMS 值，如圖 13 所示。

表 4 斜張橋垂直向動力特性比較表

| Mode | Ambient Test | | Structural monitoring | |
|------|--------------|-----------|-----------------------|-----------|
| | f (Hz) | ξ (%) | f (Hz) | ξ (%) |
| 1 | 0.284 | 2.9 | 0.284 | 2.8 |
| 2 | 0.574 | 3.7 | 0.533 | 3.8 |
| 3 | 0.92 | 4.4 | 0.97 | 4.6 |
| 4 | 1.54 | 3.9 | 1.50 | 3.6 |
| 5 | 1.81 | 3.0 | 1.88 | 3.3 |

表 5 斜張橋橫向動力特性比較表

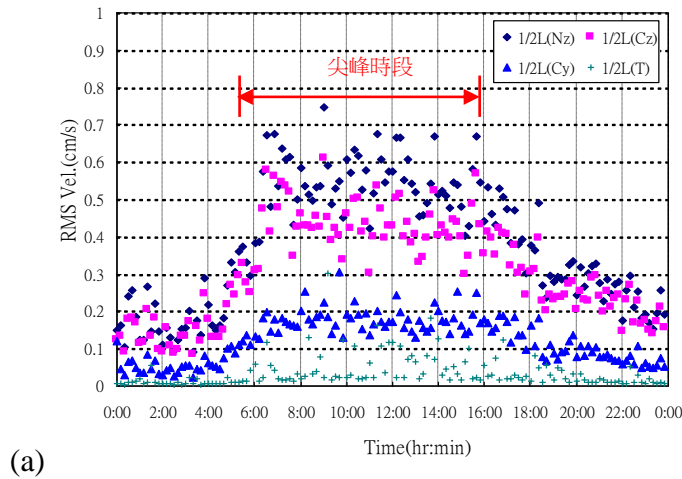
| Mode | Ambient Test | | Structural Monitoring | |
|------|--------------|-----------|-----------------------|-----------|
| | f (Hz) | ξ (%) | f (Hz) | ξ (%) |
| 1 | 0.643 | 3.3 | 0.686 | 2.0 |
| 2 | 1.64 | 2.9 | 1.65 | 3.3 |
| 3 | 2.17 | 3.2 | 2.15 | 2.9 |
| 4 | 2.51 | 2.5 | 2.53 | 3.0 |
| 5 | 3.13 | 3.9 | 3.11 | 3.6 |

表 6 斜張橋扭轉向動力特性表

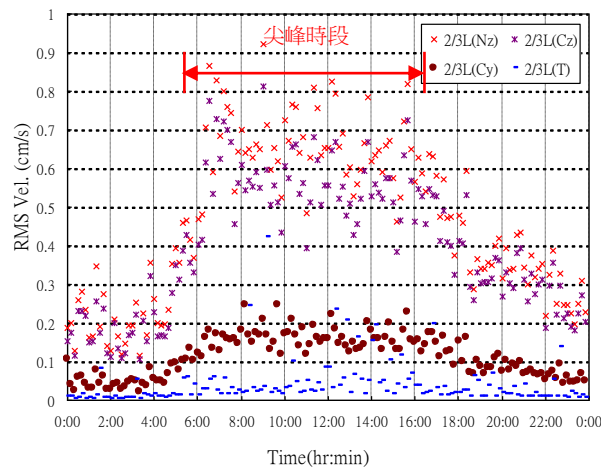
| Mode | Structural Monitoring | |
|------|-----------------------|-----------|
| | f (Hz) | ξ (%) |
| 1 | 0.754 | 1.84 |
| 2 | 1.46 | 1.09 |
| 3 | 2.18 | 1.29 |
| 4 | 2.91 | 1.82 |
| 5 | 3.68 | 1.69 |

斜張橋為高高屏縣市南北往來的主要門戶，因此，由 24 小時持續觀察不難發現尖峰車流與離峰車流的時段，每天上午 6 時~下午 6 時是為車流尖峰期，振

動強度明顯增大，下午 6 時~隔天清晨 6 時為車流離峰期，橋體振幅下降。以 1/2 主跨中央處垂直向振動反應為例，平均尖峰反應高達約 0.7~0.8cm/s；離峰車流反應約為 0.2~0.3cm/s。因此，尖峰流量所造成的橋體振動強度約為離峰車流時段約 2.5~3.5 倍之間，此結果也表示斜張橋在環境振動下，橋體背景振動強度約為 0.2cm/s。



(a)



(b)

圖 13 橋體垂直向振動強度隨時間變化情形：(a). 1/2 主跨處；(b). 2/3 跨處

另外，車流振幅對動力特性參數影響方面，本文為了解橋體振動強度對動力特性之影響，車流振動資料選擇尖峰時段 7~9 時的資料，以及清晨 2~4 時離峰資料，進行每十分鐘振動量之均方根值，並利用曉波轉換識別方法識別橋梁動態特性，包括自然頻率與阻尼比。分析結果如圖 14 所示。由圖 4.14 可知，車流振動之 RMS 振幅強度約在 0.08~0.72cm/s 範圍內，而垂直向第一個自然頻率變化範圍約在 0.272~0.282Hz 之間，因此，橋體振幅強度對第一個垂直向自然頻率的影響變化不大。另外，由圖 14 可知，在相同的振幅強度範圍內，垂直向第一個振態阻尼比識別所得的範圍約在 1.63~3.43%之間，而且振態阻尼比隨著振動強度之

增加而增加，此顯示振態阻尼比對橋體振動相當敏感，而頻率變化則不明顯。因此，未來若能利用車流引致的振動量為基準，以振態阻尼比的變化情形作為損傷診斷的參數，並經由長期的監測，應可獲致斜張橋損傷變化情形。

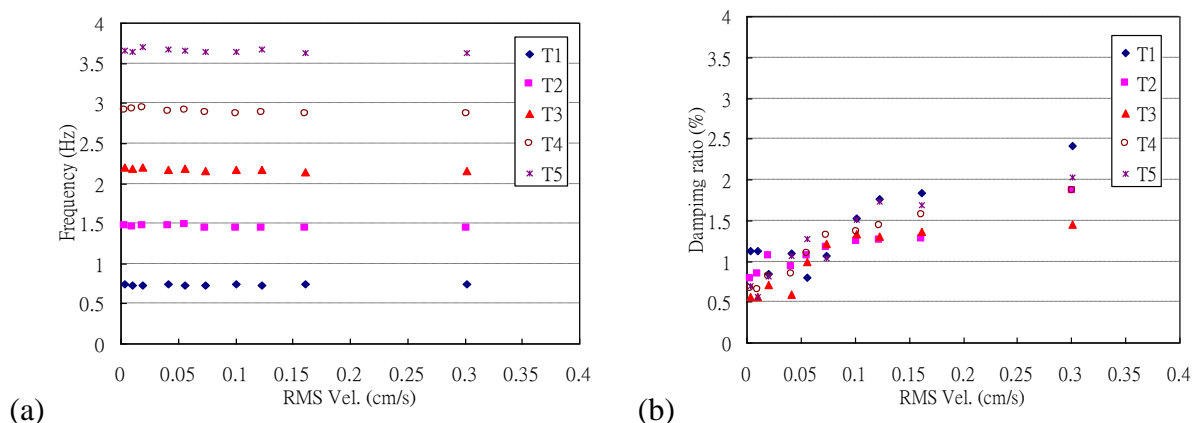


圖 14 橋體扭轉向動力特性隨振幅變化情形：(a) 頻率特性；(b) 振態阻尼比特性

本文針對南二高高屏溪斜張橋進行現地微動試驗與實場監測，並以連續小波轉換作為模態識別的方法，確實可從微動試驗數據與監測資料識別出斜張橋的動力特性參數。在建模方面，由於斜張橋之組成元件特殊，再加上支承的方式與一般橋梁不同，因此，纜索元件與支承邊界條件的模擬須特別注意。在系統識別方面，本文同時將小波轉換實際應用於現地微動試驗與監測資料之資料處理，識別出高屏溪斜張橋垂直向與側向的動力特性參數，求得三方向之前五個模態資料，而且所得的結果與建立的數值分析模型相當一致，振態形狀的 MAC 值均大於 0.9，除顯示監測系統資料的正確性，同時，也表示本文建立的分析模式應具有其合理性。

另外，本文主要是針對斜張橋進行長期車流動態反應監測，並利用車流引致的振動，探討斜張橋之動力特性變化情形。本文分析在常時車流下之橋梁反應，斜張橋的動力特性參數在不同振動強度下，自然頻率變化並不明顯，但對於振態阻尼比則有較明顯之改變，此一結果將有助於建立以車流振動為量測基準，以阻尼比為損傷參數之健康診斷方法，作為未來斜張橋安全監測之參考。

六、結論

在本文中，第一部分是介紹完整的橋梁建康監測系統配置方法與功能設計原理，作為日後監測斜張橋特性變化，以及評估橋梁安全性之依據。第二部分是介

紹以現地振動與監測量測技巧，求取橋梁各項基本特性資料，作為未來建立橋梁建康監測系統所須的健康監測比對基礎。本橋已建立執行之長期監測前置作業所需的特性比對之基礎包括：

1. 微動試驗與系統識別，建立合理的有限元素分析模式，提供耐震與抗風分析。
2. 鋼纜預力量測與分析，建立所有鋼纜預力現況，提供纜索風振及雨振行為分析。
3. 空氣動力穩定性分析，提供全橋氣動力穩定性分析。
4. 車流效應對橋梁振動之影響。

另外，本橋梁為國道橋梁，若橋梁受力後，必須非常精準地確認其損傷程度，方能發佈警戒措施，因此，本橋梁亦綜合各項監測指標，達到多重監測指標之要求，做出最正確之判斷。期以未來長期監測的成果中，進一步修正更符合維護管理需求的警戒指標，除達道橋梁安全維護管理之要求，同時，本橋監測維護工作亦可成為國內橋梁安全監測之楷模。

參考文獻

- [1] Chen, C. H., and Ou, C. I., (2011) “Experimental Modal Test and Aerodynamic Analysis in Time Domain of a Cable-Stayed Bridge,” *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, **11**(1), 101-125.
- [2] 陳振華、黃炯憲、蘇威智、歐嘉宜，(2009)「連續小波轉換於斜張橋之模態分析」，結構工程，台北，台灣，第二十四卷，第一期，109-124 頁。
- [3] 陳振華、湯輝雄、歐陽綦，(2005)「斜張橋鋼纜拉力量測與分析-以貓羅溪鋼拱塔斜張橋為例」，結構工程，台北，台灣，第二十卷，第三期，61-72 頁。
- [4] 陳振華、羅聖智，(2010)「應用類神經網路於斜張橋之斜拉索索力計算」，*Journal of Chung Cheng Institute of Technology*, **39**(1), 69-78.
- [5] Scanlan, R. H., and Tomko, J. J., (1971) “Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives,” *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, **97**(EM6), 1717-1737.
- [6] VCE-Vienna Consulting Engineers, (1993) “Wind Tunnel Tests for Kao Ping His bridge - Full Model Tests, Service Condition,” DMI92168.
- [7] Lin, Y. Y., and Lieu, Y. L., (2003) “Geometrically Nonlinear Analysis of

Cable-Stayed Bridges Subject to Wind Excitations,” *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, **26**(4), 503-511.

- [8] Chen, C. H., Lin, Y. Y., and Yang, S. C., (2010) “Variability of Dynamic Characteristics of a Cable-Stayed Bridge Subject to Traffic-Induced Vibrations,” *Journal of Chung Cheng Institute of Technology*, **39**(2), 47-56.