

# 斜張橋模型修正與氣動力分析

黃明慧<sup>1</sup> 倪至嫻<sup>2</sup> 陳振華<sup>3\*</sup>

<sup>1</sup>淡江大學土木工程學系 助理教授

<sup>2</sup>國立高雄大學土木與環境工程學系 研究生

<sup>3\*</sup>國立高雄大學土木與環境工程學系 教授

## 摘要

斜張橋鋼纜具有預力效應，在進行空氣動力穩定性分析時，常受限於預力值的不確定性，而有無法正確地建立有限元素氣動力分析模式之情況。本文主要是以台灣南部臨海之單塔式單索面斜張橋為例，以現地動力試驗方式進行橋體微動試驗與鋼纜局部振動量測，並以 ARV 模式式別動力特性參數，以及弦理論模式探求鋼纜預力值，嘗試將試驗結果修正有限元素分析模型，最後再進行橋梁氣動力穩定性分析，求得顫振臨界風速，而此一抗風分析之結果，對於未曾進行風洞試驗檢核氣動力穩定性之斜張橋而言，可作為後續管理維護之參考。

**關鍵字：**斜張橋，實場實驗，斜張鋼纜，空氣動力、顫振

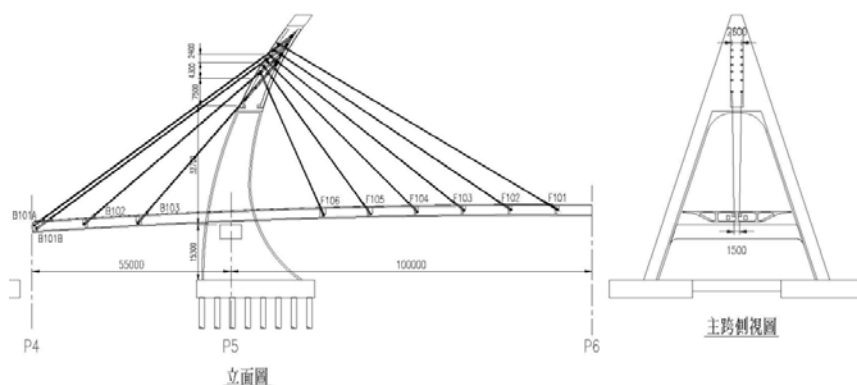
Keywords: Cable-Stayed Bridge, field test, Stayed Cable, Aerodynamics, Flutter

## 1. 前言

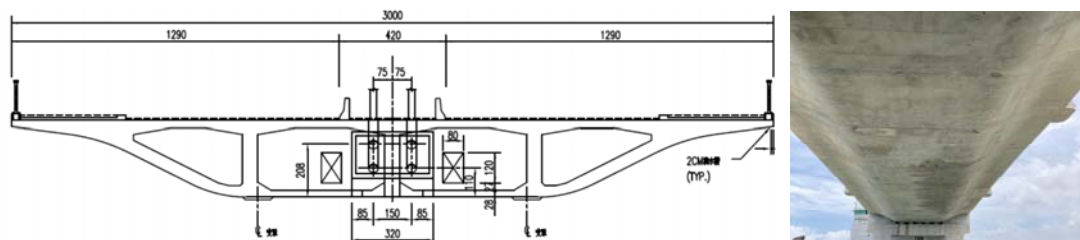
斜張橋在氣動力穩定性數值分析時，有限元素分析模型的精準度與模態分析是不可或缺的，而有限元素分析模型大多採用原設計模型進行分析與評估氣動力穩定性[1]。實際上，完工後的斜張橋普遍存在與原設計有所差異，然而，若無法經由現地試驗獲得斜張橋的動力特性參數，則對於分析所得的訊息可能會產生誤判之情形，此對於斜張橋長期維護管理是一大問題[2]。因此，若能適度地針對主梁結構與主索構件進行現地動力試驗，獲取更多的結構特性修正有限元素分析模式再進行氣動力穩定性分析，則可結果可更接近真實行為[3]。因此，在本文係針對未進行風洞試驗之臨海跨海大橋，首先進行現地實驗識別出主梁結構動力特性參數[4]與鋼纜索力[5]，並嘗試修正有限元素模型，求得較貼近真實結構行為之有限元素氣動力分析模型，同時，藉由相同寬深比矩形斷面之氣動力參數[6]，進行相關的氣動力穩定性分析。分析結果顯示，跨海大橋臨界風速相當高，尚不易發生顫振現象，惟因臨海之故，軟弱地盤引致較大的結構反應。

## 2. 跨海斜張橋結構

跨海大橋為一單塔非對稱雙索面並列之斜張橋型，如圖一所示，預力混凝土主梁標準斷面為寬度 30 公尺、深度 3 公尺，外表成一流線形狀，橋面板寬深比(B/D)=10，如圖二所示，此有助於氣動力之穩定性。如圖一所示，跨海大橋主塔採用鋼筋混凝土 A 型橋塔，塔高度為 73.9 公尺，斜張橋跨度配置為 55M+100M，總長度為 155 公尺，如圖一所示，鋼纜於邊跨排列左右各 4 條鋼纜、主跨則排列左右各 6 條鋼纜，合計採用 20 條鋼纜懸吊主梁，斜拉鋼纜索長從 42.89 公尺變化到 89.8 公尺。



圖一：跨海大橋結構配置立面圖



圖二：跨海大橋標準斷面圖

## 3. 橋梁空氣動力

一個三維橋梁受風力作用時，其運動方程式可用矩陣形式表示成

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{D}}(t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{D}}(t)\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{D}(t)\} = \{\bar{\mathbf{F}}(t)\} \quad (1)$$

其中  $\{\mathbf{D}(t)\}$  為結構位移向量， $\{\dot{\mathbf{D}}(t)\}$  與  $\{\ddot{\mathbf{D}}(t)\}$  分別為速度與加速度向量， $\{\bar{\mathbf{F}}(t)\}$  為結構之外力向量， $[\mathbf{M}]$ 、 $[\mathbf{C}]$  與  $[\mathbf{K}]$  分別為結構之質量、阻尼和勁度矩陣。將位移向量以振態形式表示，利用振態形狀函數之正交性，則結構第  $m$  個振態之運動方程式可改寫成

$$M_m^*[\ddot{X}_m(t) + 2\xi_m\omega_m\dot{X}_m(t) + \omega_m^2X_m(t)] = \{\bar{\phi}_m\}^T \{\bar{\mathbf{F}}(t)\} \quad (2)$$

其中  $\{\bar{\phi}_m\}$  為第  $m$  振態之形狀函數矩陣； $\{X\}$  為廣義座標向量， $M_m^* = \{\bar{\phi}_m\}^T [\mathbf{M}] \{\bar{\phi}_m\}$ ， $\xi_m$  與  $\omega_m$  分別為第  $m$  振態之結構阻尼比及角頻率。

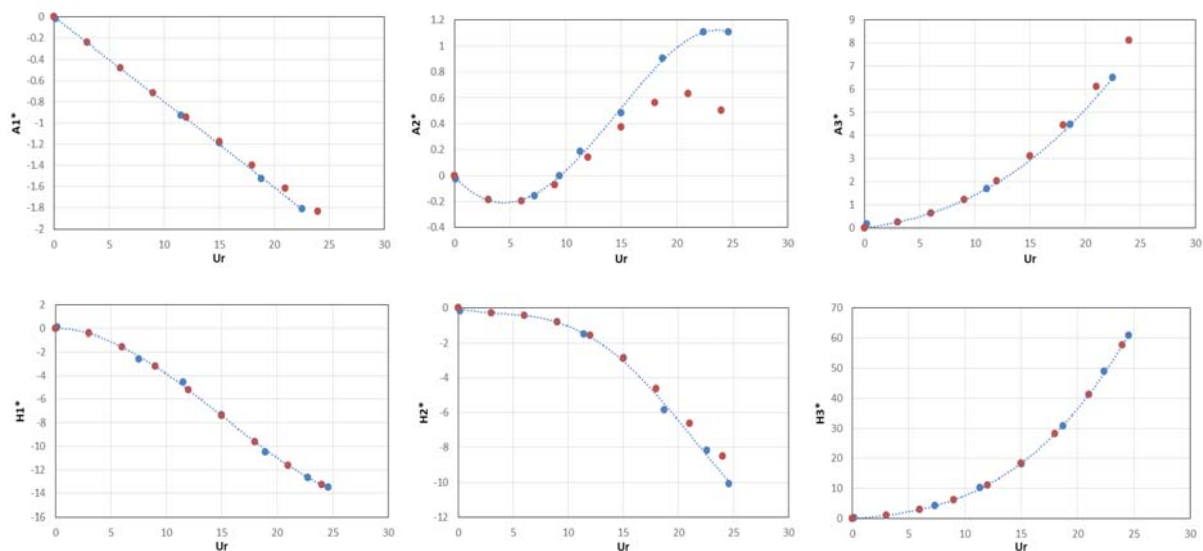
一般而言，橋塔及鋼纜所受風力遠較橋面版小，因此，可忽略風力對此二者之影響，僅考慮橋面版所受之氣動力。因此，橋梁斷面承受風力作用時，所承受之外力可分為自身擾動力和抖振力兩種進行分析。其中，自身擾動力作用在橋面節點  $i$  之垂直向、順風向及扭轉向各分量可寫成

$$L_{si}(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B)(K) [H_1^*(K) \frac{\dot{y}(t)}{U} + H_2^*(K) \frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + KH_3^*(K) \alpha(t)] \Delta L_i \quad (3)$$

$$D_{si}(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B)(K) [P_1^*(K) \frac{\dot{z}(t)}{U} + P_2^*(K) \frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + KP_3^*(K) \alpha(t)] \Delta L_i \quad (4)$$

$$M_{si}(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B^2)(K) [A_1^*(K) \frac{\dot{y}(t)}{U} + A_2^*(K) \frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + KA_3^*(K) \alpha(t)] \Delta L_i \quad (5)$$

其中下標  $s$  代表自身擾動力， $\Delta L_i$  為力量集中在節點  $i$  之橋面版的長度， $y$ 、 $z$  和  $\alpha$  分別為垂直向、順風向及扭轉向位移； $H_i^*(K)$ 、 $P_i^*(K)$  與  $A_i^*(K)$  ( $i=1, 3$ ) 是無因次化氣動力參數， $K = \frac{B\omega}{U}$ ，為無因次化頻率， $\omega = 2\pi n$ ； $B$  為橋面版寬度； $\rho$  為空氣密度； $U$  為平均風速。在本文中將考慮平均風攻角為 0 的情況，即  $\alpha_0$  值為 0。由於跨海大橋並無進行風洞試驗，因此，本文取相同寬深比( $B/D$ )=10 之矩形斷面氣動力參數[6]，如圖三所示，參數加以平滑化以作為分析的氣動力參數，這是較為保守之作法。



圖三：氣動力參數( $A_1^* \sim A_3^*$ 及  $H_1^* \sim H_3^*$ )

#### 4. 橋梁微動試驗與鋼纜索力量測

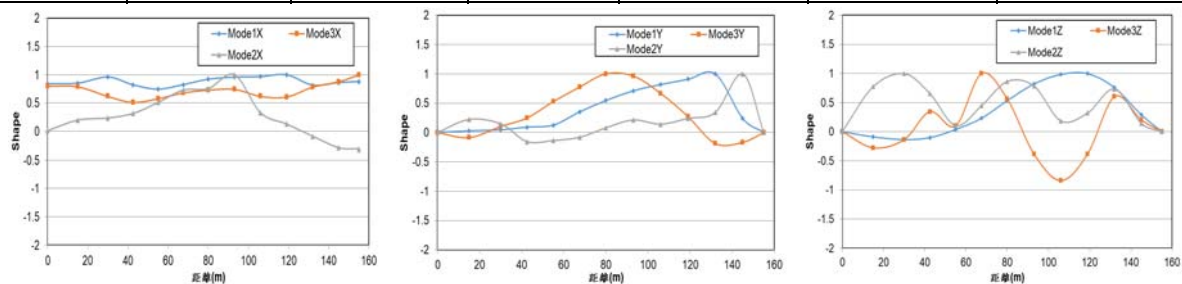
本文為獲得較為真實的結構動力參數與鋼纜預力修正有限元素分析模型，現地試驗分別對主梁結構進行橋梁微動試驗，以及 20 條鋼纜進行索力量測工作。主梁微動試驗所得的歷時資料係利用 ARV 模式之系統識別方法分析橋梁動力特性參數[4]，包括自然頻率、阻尼比與振動模態。時間序列法(time series method)為一常用之時間域分析法，其

中常用之模式為 AR(Auto-regressive)和 ARMA(Auto-regressive Moving Average)模式。AR 模式最早被提出，此後逐步發展出 ARMA 模式應用至結構力學之領域。在 AR 模式分析中，係假設輸入外力為白噪，在時間域分析法中，單自由度輸入/輸出(SISO)之 AR 已被成功地應用至結構物之微動量測分析。但雖然透過 SISO 模式估算結構系統動態特性簡單，但其可能造成每一量測點所識別之結果均不同，且其估算振動模態和較高模態之振動頻率及阻尼比較麻煩且又不準。

因此，同時利用所有量測點估算動態特性是較合乎邏輯之做法。所以，本文採用多變數之 AR 模式，或稱之為 ARV(Auto-regressive vector)[4]探求橋梁動力特性參數。動力特性參數識別結果，如表一所示，圖四則為各方向前三個振態形狀。

表一：鵬灣跨海大橋動力特性參數識別結果

振態	縱向(X)		橫向(Y)		垂直向(Z)	
	頻率(Hz)	阻尼比(%)	頻率(Hz)	阻尼比(%)	頻率(Hz)	阻尼比(%)
1	0.28	2.51	1.81	4.23	1.25	0.88
2	1.05	1.55	2.71	2.54	2.60	1.20
3	2.84	1.96	4.48	2.23	4.55	4.53



圖四：跨海大橋現地微動試驗三個振態形狀

另外，有關鋼纜索力檢測方法，本文係採用振動法獲得鋼纜局部頻率，再配合弦理論模式探求各鋼纜索力[5]。分析結果如表二所示。現地索力量測結果可知，背拉的 8 條鋼纜(B101A~B103)確實存在較大的索力。

表二：鵬灣跨海大橋鋼纜索力量測結果

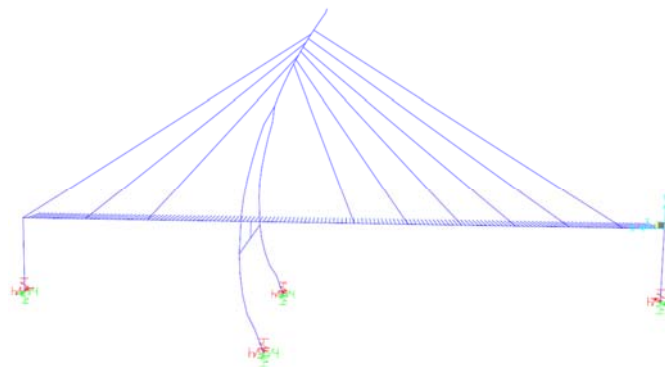
項次	鋼纜編號	索力(tf)	項次	鋼纜編號	索力(tf)
1	B101AL	834.8	11	F105L	622.3
2	B101AR	831.4	12	F105R	618.9
3	B101BL	992.8	13	F104L	554.9
4	B101BR	1003.7	14	F104R	523.6
5	B102L	1036.6	15	F103L	491.0
6	B102R	1027.3	16	F103R	521.9
7	B103L	1321.8	17	F102L	423.6
8	B103R	1338.9	18	F102R	425.3
9	F106L	675.3	19	F101L	378.2
10	F106R	675.3	20	F101R	380.9

#### 4. 橋梁分析模式模擬與修正

本文修正氣動力有限元素模型結果，如圖五所示，修正的主要項目包括：

1. 主梁為變斷面預力混凝土，採用多節點主梁模型精細計算質量，並調整彈性模數(E)與慣性矩(I)。
2. 三處主梁支承皆為多個盤式支承構造，本文修正支承點邊界條件變換為縱向可移動、橫向與垂直向束制條件。
3. 鋼纜索力採用現地量測的預力值。
4. 主梁增加虛梁與質量產生質量慣性矩，模擬主梁扭轉效應。

因此，修正氣動力有限元素模型結果，如圖五所示，結合第 3 章所提的氣動力參數即可進行氣動力穩定性分析。



圖五：跨海大橋有限元素分析模型

#### 5. 氣動力穩定性分析

如圖三為斷面顫振導數，據此可了解橋梁斷面在 0 度風攻角下之風力作用大小的指標，並可據此推估該斷面是否有發生顫振的可能性。另外，圖三之顫振導數  $A_2^*$  (0°風攻角) 隨無因次化風速的變化曲線， $A_2^*$  參數意義為橋梁扭轉向振動所引發的扭轉向氣動力阻尼， $A_2^*$  由負轉正時所對應的無因次化風速值 ( $U_r = U/NB$ )， $N$  為頻率，可代表顫振現象發生之臨界風速處，進而可估算扭轉向單自由度顫振的臨界風速。 $A_2^*$  結果顯示在無因次化風速 14 內，導數皆為負值，表示流體對於結構提供正貢獻阻尼，對於結構扭轉向振動有穩定的效果，而且跨海大橋橋梁斷面在低風速下  $A_2^*$  無轉正情形，因此低風速下尚無渦致振動週期性特性所造成的效應，並不會造成氣動力不穩定。另外，在無因次化風速為 14 左右，導數則由負值轉為正值，因此，根據斷面試驗結果判斷，此橋梁會有顫振或馳振等嚴重的氣動力不穩定現象產生，如表三所示，為鵬灣跨海大橋顫振分析結果，由此一結果顯示，在最大風速為 460.4m/s 時，橋梁會發生顫振不穩定現象，主要由第 1 垂直向振態(1.291Hz)與第 1 個扭轉向振態(1.968Hz)耦合所造成的氣動力不穩定，第一個扭轉頻率與第一個垂直頻率比約為 1.52，然而，此一風速相當高，已超過設計風速 39m/s，而且橋址風速尚不至於發生如此高風速，綜合以上評估結果，跨海大橋不會產生顫振等嚴重的氣動力不穩定現象。



表三：鵬灣跨海大橋顫振分析結果

modes in flutter analysis	Flutter Mode No.	Flutter Frequency	Vcr (m/s)	U/NB
1(V) & 4(T)	1th (Ver mode)	N.A.	N.A.	N.A.
<b>1(V) &amp; 4(T)</b>	<b>4th (Tor mode)</b>	<b>1.73</b>	<b>460.4</b>	<b>8.86</b>
3(V) & 4(T)	1th (Ver mode)	1.64	552.7	11.23
3(V) & 4(T)	4th (Tor mode)	N.A.	N.A.	N.A.
1(V) & 3(V) & 4(T)	1th (Ver mode)	N.A.	N.A.	N.A.
1(V) & 3(V) & 4(T)	3th (Ver mode)	1.71	484.8	9.46
1(V) & 3(V) & 4(T)	4th (Tor mode)	N.A.	N.A.	N.A.

## 6. 結論

斜張橋氣動力穩定性一直是斜張橋安全的主要考量因素，而有限元素分析模型若能考量現地試驗配合系統識別方法進行模態分析，並納入鋼纜索力變化值，進行分析模式修正，則可建夠出較為真實的氣動力分析模型。另外，本文橋梁氣動力穩定性分析結果顯示，此橋顫振不穩定是由垂直向與扭轉向振態耦合所產生的，然臨界風速相當高，超過設計風速數倍，本橋體氣動力穩定性相當高，此一分析結果可作為後續特殊橋梁維護管理之參考。

## 7. 參考文獻

- [1] 楊永斌、陳振華，「斜張橋之三維氣彈穩定分析」，中國土木水利工程學刊，台北，台灣，第十卷，第三期，第 525-535 頁 (1998)。
- [2] 鄭榮輝、陳振華，(2022)「斜張橋鋼纜索力長期安全監測與評估」，第九屆全國風工程研討會，中原大學，桃園，台灣，第二十卷，第三期，61-72 頁。
- [3] 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.
- [4] Huang, C.S. (2001), "Structural identification from ambient vibration measurement using the multi-variable AR Model," *J. Sound and Vibration*, 241(3), 337-359.
- [5] 陳振華、林炳昌，(2007)「斜張橋斜拉索拉力檢測與安全評估」，技師月刊，台北市，第 47 期，83-92 頁。
- [6] Matsumoto, M. (1996), "Aerodynamic damping of prisms," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59(2-3), 159-175.