

中華民國風工程學會

電子報

第五期

2013 September, 23

發行人：方富民

編輯：陳若華，黎益肇

目 錄

高層建築設計風載重與實場監測驗證 - 以台北市百世大樓為例	3
風與強風特性分析 — 以基隆海岸地區以及臺北市地區實場量測為例	35
台灣地區風速頻譜之探討	54

高層建築設計風載重與實場監測驗證—以台北市百世大樓為例

鄭啟明¹ 羅元隆² 傅仲麟³

¹淡江大學土木工程學系教授

²淡江大學土木工程學系助理教授

³淡江大學風工程研究中心博士級研究員

1. 前言

大型結構物在發展中或已發展國家中的數量頗多，除了超高層建築與懸索支撐橋梁之外，尚有巨型煙囪、巨蛋體育館等。從社會經濟富裕和工程技術、材料進步的觀點來看，下一世代的建築與結構必然朝著高度更高，跨度更大的方向發展。台灣位處強風區，平均每年可受到三個以上的颱風侵襲，對於此類大型結構物，風力將逐漸成為設計時不容忽略的環境荷載。風力引起的結構振動以及結構-風場間空氣彈力效應，也將成為影響結構安全與使用者舒適性的重要因素。而風工程的各項研究，無論其研究標的物為建築或橋梁，研究方法是理論模式、數值方法或者風洞試驗，其最終的驗證來自於實場量測的結果。

在過去的研究中，Trifunac[1]曾對一 22 層樓鋼構架進行微動和強迫振動試驗，他在每層樓的樓板上放置三個振動感應器，一個量測水平縱向，另兩個則量測結構物的扭轉反應。利用系統識別計算振態，並比較微動和強迫振動兩個試驗之結果，發現兩者結果相當吻合。Wu 等[2]在 Di Wang Tower 監測時，識別振幅和阻尼的關係，並使用時間域分析，發現阻尼隨振幅而增加的現象。在 Fang 等[3]的研究中指出，振幅越大阻尼值越高。Fang[4]長期在一個 120M 高的建物上監測，亦統計出一振幅和阻尼比之關係，其監測所得到之結果和趨勢皆與 Jeary 等大致上是相同。Li 在金茂大廈也做過相關的實場監測，首先在其 2000 年的研究中[5]，先利用其監測數值計算出風速頻譜，發現實場監測之頻譜符合 Karman 經驗公式，其次識別出此建物的頻率；且觀察到紊流強度與風速的關係是隨著風速的增加而遞減的；最後並迴歸出風速與加速度反應變異數之關係。而 Li 在 2002 年的研究中[6]則分析出結構反應與阻尼之關係，並且建立 FEM MODEL，找出其前三振

態。接著研究的方向是將其風洞試驗結果與實場監測數據做整合性的比較與探討。在此份研究中清楚的指出，風洞試驗的結果在結構反應上是令人滿意的，但在阻尼的預測上卻是低估的。

本研究以位於台北市辛亥路之中央百世大樓為標的，進行實場量測，並配合風洞試驗及規範計算，期能獲得理論、實驗與實測之間的比對驗證。其中實場量測部分，在其頂樓裝設風速計、加速度計與速度計，於颱風期間量測大樓頂樓處之風速、風向及相對應之振動速度與加速度。並根據量測結果識別出大樓之頻率及阻尼等結構特性資料。風洞試驗部分，是以風洞試驗所量測之結構物表面風壓為基礎，經過積分計算為成為各樓層風力。再將風載重數據及結構資料與實場量測之風速結合，計算該風速時之風載重，並配合有限元素結構模型，計算出結構振動幅度。最後將實驗室試驗及計算結果與實場量測結果進行比對，以驗證風洞試驗之正確性。

此外，與規範比較部分是將風洞試驗之風載重數據，配合規範規定建築物所在地之設計風速及地況條件，並結合結構資料，可計算該大樓之設計風載重，並將結果與規範計算所取得之設計風載重進行比較，以進一步瞭解規範與試驗風載重之差異。

2. 百世大樓之實場量測及數據分析

2.1 實場量測簡介

百世大樓座落於台北市辛亥路上，樓高約為 103.1 公尺，含屋突共 31 層樓，大樓寬度為 35.4 公尺，深為 26.8 公尺。附近多為 4~6 層高的建築，除了在距百世大樓西面 36 公尺處有一棟 24 層，高約 81 公尺建築，南邊半徑 2 公里為台灣大學校區外，其他區域多為 3~5 層樓高度建築物，如圖 1 所示。

為瞭解大樓結構特性及大樓受風反應狀況，實場量測內容包含了大樓樓頂風速量測及大樓振動量測。在風速量測部分，目前使用 4 組 2 維超音波風速計 (2-component ultrasonic anemometer) 佈置於頂樓四個角落量測風速，並將風速計置於約三公尺高之固定桿頂部，盡量避免風速受建築物本身之干擾。超音波風速計採用 GILL 公司的 WindSonic 風速計，其可偵測風速範圍達 60m/s，而輸出頻率達 4Hz。在振動量測部分，安裝 1 組三維速度計量測建築物頂樓中央的振動速

度，及 2 組單向加速度計量測建築物頂樓角隅的振動加速度，儀器設置如圖 2 所示。速度計及加速度計採用 ENNTEC 公司所製造的 EP-105 微振動速度儀及 EA-120 加速度計，其中 EP-105 之反應頻寬為 0.033Hz~50Hz。速度計、加速度計及風速計所量取之資料，透過資料擷取器儲存於現地架設之資料集錄系統，並利用網路回傳至架設於校內之後端伺服器。

2.2 實場數據分析

本研究目前使用的資料包括 2 個颱風，分別是 2005 年 7 月海棠颱風及 2005 年 8 月馬莎颱風，共 48 小時的風速風向及結構動態反應資料。其中海棠颱風為強烈颱風，近中心最大風速高達 55 公尺/秒，在宜蘭東澳附近登陸，於苗栗後龍附近離開台灣；馬莎颱風為中度颱風，近中心最大風速約為 40 公尺/秒，通過臺灣東方及北方海面，颱風路徑如圖 3、4 所示。

由於實場風速以及結構的受風動態反應分析都是基於數據為定常性隨機數列(stationary random process)為前提，因此在數據分析前，針對實場量測所得之風速歷時資料以及結構受風而產生的振動資料，進行數據定常性的評估。經評估後屬於定常性(stationary)的數據，才可依傳統頻率域分析方法，進行頻譜分析及結構系統識別。在本文中採用 Reverse Arrangement Test 作為判別數據定常性與否之依據 (Bendat and Piersol, 1986) [7]。數據分析前，皆根據此一判別定常性方法，對實場量測數據進行判斷。本文係將每小時之實測結構動態反應分為十段以上，進行前述之定常性檢定，屬於定常性之每小時數據，才進行頻譜分析及系統識別。在 2 組颱風的結構反應歷時記錄資料中，共計有 48 筆每小時記錄，其中約有 90%可以通過前述的定常性測試。

其次進行結構頻率識別，其方式是將頂樓中心 X、Y 向速度訊號及邊角加速度歷時訊號中，通過定常性測試之訊號數據進行頻譜分析。其分析結果如圖 5、6 所示，圖中 X 軸為頻率，Y 軸為振動速度與加速度頻譜值。從圖 5(a)上可觀察到，在頻率為 0.441 Hz、1.39 Hz、2.62Hz 處，有明顯尖峰值存在。由此可判斷，X 方向前三模態的自然頻率即為上述三個頻率。同樣的，在圖 5(b)上亦可觀察到，Y 方向速度訊號之頻譜，在頻率為 0.419 Hz、1.38 Hz、2.79Hz 處，有明顯尖峰值存在，故 Y 方向前三模態的自然頻率即為此三個頻率。此外，由圖 6(a) 建築物邊角 X 方向加速度頻譜中，可觀察到在頻率為 0.44 Hz、0.627Hz、1.38 Hz、

2.13Hz 處，有尖峰值存在，其中 0.44 Hz 及 1.38 Hz 應為 X 方向前兩個模態的自然頻率，而 0.627Hz 及 2.13Hz 則應為扭轉向前兩個模態之自然頻率。而這兩個頻率同樣出現在圖 6(b) 建築物邊角 Y 方向加速度頻譜中，但扭轉向第二個模態之自然頻率，兩組加速度計量測結果約有 2% 的差異。

在結構阻尼識別部分，是以位於結構頂層中心的速度計訊號作為識別訊號。其識別方法是先將速度計訊號利用 5Hz 之低通濾波器進行濾波，然後將訊號切割成每一小時一筆資料，接著進行資料定常性檢定，通過定常性檢定的資料才進行阻尼之計算。阻尼計算使用 Random Decrement Method (簡稱 RD 法)，其中初始值截取門檻值訂為一倍的結構動態反應標準偏差值，每段截取長度為 40 秒，每一筆一小時數據約可截取 1000 段以上之時間序列用以組合隨機遞減訊號 (Random Decrement Signature)，進而估算系統阻尼。圖 7 為根據前述 RD 法所得之典型隨機遞減訊號；圖 8 則為阻尼識別所得結果。圖中數據顯示：在結構位移很小時，高樓結構阻尼與結構反應成正比，此一觀察所得與前人的實場監測結果相似，本文參酌文獻的結果[3,4,5,6]採用指數型態進行阻尼比之迴歸。當結構反應漸大的時候結構物阻尼在東西向(X-axis)與南北向(Y-axis)分別趨近於 1.23%與 1.44%，此一阻尼值與結構耐風設計慣常使用之鋼結構高樓阻尼值 0.01，鋼筋混凝土高樓阻尼值 0.02 之假設相近。

除了識別結構特性外，並就實場量測結果整理出颱風期間屋頂高度平均風速大小與結構動態位移反應之間的關係，如圖 9 所示，圖中 X 軸為屋頂高度平均風速，Y 軸為無因次擾動位移(σ 代表擾動位移，除以大樓面積 A 進行無因次化)。由圖上可觀察到，結構反應約與風速之平方成正比，而其比例係數，隨風向角不同而有所差異。在海棠颱風期間，主要風向角為 40 度，在東西向(X-axis)與南北向(Y-axis)的比例係數分別為 0.0421 和 0.0625，二軸向係數之比值約為 1:1.48。由上節自然頻率識別結果可知：X 向與 Y 向之第一振態頻率比為 1.05:1，二軸向之勁度比約為 1.10:1。若根據二軸向之反應係數比值 (1:1.48)，針對勁度比值予以調整後，則 X 向與 Y 向的風力比值約為 1:1.35。此一比值與百世大樓在風向為 X 向與 Y 向時的迎風面寬度比 (1:1.32) 非常接近；究其原因，應當是在風向角 40 度大體沿著建築物對角線，X 向與 Y 向並無順風向與橫風向之區分，二軸向的風力特性相同，因此風力大小與受風面積成正比。圖 10 為在馬莎

颱風期間主要風向角為 300 度時，在東西向(X-axis)與南北向(Y-axis)的結構動態反應。風向角為 300 度時，X 向大致為順風向，Y 向大致為橫風向。此時 X 向與 Y 向結構動態反應係數分別為 0.02821 和 0.0495，比值約為 1：1.75。針對勁度比值予以調整後，則 X 向與 Y 向的風力比值約為 1：1.59。此一比值與百世大樓在風向為 X 向與 Y 向時的迎風面寬度比（1：1.32）差異頗大；除了順風向風力與橫風向風力特性原本不同之外，風向角為 300 度時，位於迎風面上游，百世大樓西側之 24 層建築也會對順風向風力造成明顯的遮蔽效應，因而造成 X 向的動態反應偏低。

3. 百世大樓之有限元素數值模式

建立百世大樓之有限元素分析模型利用 MIDAS 軟體依據大樓原有之設計藍圖建立，大樓由鋼結構樑柱系統及斜撐配合混凝土剛性樓板所組成（如圖 11）。原始模型的梁柱系統中，大柱分布由較低樓層的 $\square 800 \times 800 \times 50 \times 50$ 及 $\square 700 \times 700 \times 50 \times 50$ 為主的箱型鋼柱，逐漸縮小斷面至較高樓層 $\square 600 \times 600 \times 19 \times 19$ 及 $\square 600 \times 600 \times 16 \times 16$ 為主的箱型柱；梁則分為主要的大梁及小梁，大梁的分布範圍為 H750x300x12x16 至 H750x300x12x25 的 I 型鋼，小梁分布範圍為 H400x200x6x10 至 H600x200x10x15 的 I 型鋼。斜撐分布則普遍分布在上下樓層中，最小斜撐斷面為 H250x250x12x12，最大則為 H650x350x32x32，均以 I 型鋼為斷面設計。該建築並無剪力牆設計，所有牆面均假設為非結構牆。樓版部分，現有之設計藍圖並無明確標明樓版之厚度，且為考慮活載重的影響，本文初步先設定樓版厚度為 20 公分。（工程界人士提供原設計樓版厚為 15 公分）

結構模型建置完成後進行模態分析求得各軸向自然頻率，計算結果與實場監測結果比較有所差異，其中 X 向及 Y 向第一振態頻率皆較實場量測值為高。因此根據實場量測結果，針對結構數值模式予以調整修正。結構數值模式的調整可分為兩階段：第一階段是樓板重量設定，第二階段是 Y 向勁度調整。在樓板重量設定方面，樓板厚度調整為 21.5 公分，使 X 向第一振態頻率恰為 0.44Hz，與實場監測結果相同。然而此時之 Y 向自然頻率為 0.43Hz，較實場量測結果仍舊略微偏高，因此進行第二階段調整 Y 向斜撐構件斷面。修正模式 Y 向斜撐構件均較實際略小，本文將圖 12 中 A、F、C、D 四個 Y 向立面 2F~RF 的斜撐修正為 H250x250x10x10，減弱 Y 向勁度，如此便可使 Y 向第一振態頻率為 0.42Hz

符合實場監測資料。表 1 所列為數值模式分析所得結構自然頻率與實場監測的比較。經修正後結構數值模式分析所得之 X 向、Y 向與 RZ 向第一個自然頻率與實場監測數據識別所得結果的差異分別為 1.1%、0.6%、9.1%；X 向、Y 向與 RZ 向第二個自然頻率的誤差則是 3.9%、11.0%、24%。雖然扭轉向自然頻率誤差較大，然而後續的結構反應風洞模擬與分析，均以設於百世大樓中心處之振動監測數據為比較對象。換言之，本文實場監測與風洞模擬的比較研究並不包含扭轉向結構反應。此外，文獻 (Simiu and Scanlan, 1996) [8] 以一棟 150 m 高樓為例，顯示第二振態以上高振態對於動態位移反應的影響僅有 2%，且風力規範也僅只考慮第一振態的影響。因此，在本文後續以風洞模擬數據配合頻率域分析計算結構受風位移反應，以及估算等值靜態風載重與規範進行比較部分，均只考慮結構各振動方向的第一振態。

4. 風洞實驗

本研究的風洞縮尺模擬試驗在淡江大學風工程研究中心第一號風洞完成。風洞主體的試驗段為 1.5m 高、2m 寬、18m 長 (如圖 13)，並設有 1.8m 直徑之轉盤。本文共進行兩項風洞實驗：第一項風洞試驗的目的為實場監測與風洞縮尺模擬之比較驗證，進行風洞試驗時，週邊環境的模擬應當儘可能的接近實場狀況；第二項風洞試驗的目的是以風洞試驗與「建築物耐風設計規範暨解說」估算風力及結構反應，比較其差異性。本文風洞試驗考慮風壓風力之量測準確度，並配合風洞幾何尺寸與實驗風速之限制條件，設定模型縮尺為 1/400。高樓受風反應則是利用建築物風壓模型在風洞試驗中所量測到的風力資料，配合前述之結構數值模式，計算結構反應。

4.1 逼近流場

風洞試驗所需的逼近流場模擬分為兩種：第一種模擬是為了在特定風向角條件下與實場量測進行比較。首先檢視實場監測風速記錄，決定風向角 40 度為風洞模擬之比較案例。除了轉盤內 (周邊四百公尺半徑) 的地況外，模擬了建築物上游約 5 公里長之實際地貌 (如圖 14) 作為逼近流條件。第二種模擬則參照內政部建築研究所頒訂之「建築物耐風設計規範及解說」，採用適於該地區地形特性之紊流邊界層流，作為與規範比較之依據。百世大樓位於台灣大學附近，地形地物根據規範評估方法趨近於大都市市郊之地況 B (平均風速剖面指數 $\alpha=0.25$ 、

大氣邊界層高度 $\delta=400\text{m}$) 特性，故使用錐形擾流板和配套之粗糙元組合，在風洞之試驗段內建立一符合該地況條件之模擬大氣邊界層（如圖 15）。進行模擬大氣邊界層風洞實驗時為了能使縮尺模型的風速量測能適當地用於實際風場，所量測的各個物理量必須對一穩定的參考風速作無因次化，本實驗選取模型上游大氣邊界層高度處的量測風速為參考風速。風速量測部分，利用熱膜探針風速儀，在風洞之試驗段內，不同高度下量測順風方向之平均流速及紊流強度（Turbulence Intensity，簡稱 T.I.），並將各高度 z 之風速 $U(z)$ 除以邊界層高度 δ 之風速 $U(\delta)$ ，可得無因次化風速剖面。圖 16 是在第一種模擬條件下（5 公里實際地貌），在標的建築物位址的平均風速及紊流強度剖面，其中 X 軸代表紊流強度（T.I.）及無因次化風速剖面 $(U(z)/U(\delta))$ ，Y 軸代表無因次化高度 (z/δ) 。圖 17 則是模擬標準地況 B 逼近流場之平均風速及紊流強度剖面。由圖 17 可知，本文的標準地況 B 風場模擬相當良好，符合 $\alpha=0.25$ ，在 $0.1\sim 1.0$ 邊界層高度範圍內的紊流強度約為 $19\%\sim 4\%$ 。然而圖 16 顯示，模擬風向角 40 度上游實際地況所得流場的平均風速剖面指數 $\alpha=0.41$ ，遠高於規範值；邊界層底部的紊流強度也略微偏高。造成此現象的原因極可能是在標的建築上游約 1 公里處，有一街道約以 45° 切過風洞斷面，該街道兩側密佈高約 10 層樓之建築物。當風吹過該排建築物時，如同經過一道阻牆，下游尾跡的風速產生明顯折減，因而造成平均風速剖面的指數偏高。

此外，為驗證屋頂風速計受建築物影響程度，亦利用風洞實驗進行驗證工作。根據熱膜風速計在建築物模型頂端量測受建築物影響之風速剖面與建築物上游流場量測不受建築物影響時之風速剖面，比較結果發現（如圖 18），距屋頂上方 3 公尺受建築物影響之風速，約為建築物上游風速之 107% ，紊流強度約為建築物上游之 87% ，由實驗結果可知，在屋頂上方 3 公尺之風速受建築物本身影響並不大，代表實場所設置之風速計可確實反應出風場條件。在本文進行風洞實驗與實場比較驗證時，將實場的風速作了相對的調整。至於紊流強度的差異，僅代表屋頂分離流對於量測點的影響，對於高樓受風反應則無影響。

4.2 表面風壓試驗

風壓試驗所使用模型其表面開設風壓孔並保持氣密狀態，盡可能將建築物外觀模擬精細。當模型表面壓力經管線傳遞至壓力掃描器時，壓力訊號會受風壓管影響而扭曲，訊號中會被放大或衰減。訊號還原方式一般採用兩種方式，第一種

是針對風壓管本身進行處理，例如在管中加裝阻塞細管或其他材料，利用物理方式將受扭曲訊號進行放大或衰減，以回復成原有訊號[9]。本文則是求出原始訊號及扭曲訊號之關係，而後將風洞試驗直接量取所得之扭曲訊號，利用數學方法還原成原始訊號[10]。

百世大樓製作風壓模型如圖 19，其上設置的風壓孔位置如圖 20 所示：模型高度上設置 11 層風壓孔，每層各面的風壓孔有 4~6 個，共設置 208 個風壓量測孔。實驗量測時，在邊界層高度安裝皮托管以量測參考風速，並以皮托管之負壓端作為流場之背景壓力。所有風速及壓力資料均透過電子式壓力掃描器進行量測，本文採用之 ZOC 電子式壓力掃描器每一模組 64 個頻道中，單一頻道採樣頻率可達 50kHz，因其擷取資料以掃描方式進行，所以需將 50kHz 分配給 64 個頻道使用，故實際採樣頻率視頻道數及傳輸資料量而定，而本文之試驗採用四個模組進行採樣，各測點風壓之採樣頻率則設定為 300Hz。在量測結構物所受風力時，是對模型表面所有壓力量測孔之壓力變化進行同步量測，測得之壓力乘以各風壓量測點所在區塊之面積，可以得知每一瞬時建築物表面各區塊之風力歷時反應。並透過計算可知每一瞬時建築物各層樓風載重整體風載重，將各層樓風載重結合結構分析模型並配合實場量測之風速，則可模擬颱風時之結構反應。

5. 風洞試驗結果與實場量測資料之比較

本節根據風洞試驗結果結合結構分析模型，進行結構反應計算，並與實場量測結果進行比較。首先比較風洞試驗中風速特性與實場之風速特性是否吻合，圖 21 為實場與風洞試驗建築物頂樓處無因次化擾動風速頻譜之比較。由比較結果可觀察到兩者頻譜型態非常相似，亦可證明風洞試驗中所製造之流場頗能反應實場之風速特性。圖 22 代表風洞實驗中相對於實場一小時之 X、Y 向建築物整體風力歷時資料，風向角 40 度等同於海棠颱風之風向角。風洞實驗所求得之風力資料結合結構分析模型所得之結構模態，可得到廣義風力如式(8)所示，接著進行頻譜分析可得到廣義風力頻譜 $S_F^*(f)$ 如圖 23 所示。透過廣義風力頻譜及轉換函數 $|H(f)|^2$ 即可進行結構振動速度反應計算，並與實場量測所得之高樓受風時振動速度歷時進行比較驗證。轉換函數如下式：

$$|H(f)|^2 = \frac{f^2}{K^2} \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi \frac{f}{f_0}\right)^2} \quad (1)$$

其中 f 代表頻率， K 代表勁度， f_0 代表結構頻率， ξ 代表阻尼比。

結構反應振動速度計算分為頻率域及時間域兩部分進行分析。頻率域分析是將各層樓風載重轉換為廣義風力譜頻，並結合結構轉換函數，計算出擾動速度。而時間域分析則採用相對於實場 10 分鐘之各層樓風載重歷時加載於有限元素分析模型，計算速度反應。時域分析中，結構阻尼則採用雷利阻尼 (Rayleigh Damping)，在建構雷利阻尼矩陣時，至少需要兩個振態的阻尼比。其中第一個振態阻尼比是採用實場在 Y 向識別所得之 1.4%，第二個振態阻尼比是採用實場在 X 向識別所得之 1.2% 進行計算。圖 24 (a)、(b) 顯示利用風洞實驗結果計算出之結構速度反應與實場量測數據之比較，由圖上顯示經由頻率域及時間域分析所得到之速度反應相當接近，但略低於實場量測之數據。造成實場量測與風洞模擬之間差異，可能的來源如下：(i) 由於實場的風速偏低，風洞試驗量測風壓時其頻率響應受限，至多可達相對應於實場 1Hz，因此風洞量測之擾動風力的高頻部分偏低；(ii) 風洞模擬受限於裝置，無法正確的模擬自然風場中大尺度紊流特性，因此會造成極低頻的擾動風力被低估；(iii) 本文實場量測中的高樓受風振動反應很小，自然不能排除出現較大的量測誤差。然而根據前述的比較結果可知，透過準確的風洞試驗並結合可靠的結構分析模型，可以合理的預測出真實建築物之受風反應。

6. 百世大樓之結構抗風系統設計風載重

建築物所受的風力因風攻角而異，一般從事大樓設計風力的風洞實驗時，會以 10 度風攻角為增量，共執行 36 組不同風攻角的風力量測。建築物的設計風力需由 36 組實驗中找出適當的風力組合。建築物在特定風攻角條件下的設計風載重為該風向的極值設計風力，是風載重平均值與擾動值的組合。而在本研究中，為與規範進行比較，故採正對建築物 X 向及 Y 向兩風向實驗結果進行比較。

如上述，各樓層風載重之設計是風載重平均值與擾動值的組合，其表示式如

下：

$$F_{\max,i} = \bar{F}_i + g\sigma_{F_{\max,i}} \quad (2)$$

$$g = \sqrt{2\ln(f_0T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2\ln(f_0T)}} \quad (3)$$

其中 $F_{\max,i}$ 為第 i 層之極值設計風載重。 \bar{F}_i 為第 i 層之平均風載重。 g 為尖峰因子(peak factor)。 f_0 為各建築物 X、Y 或扭轉方向之第一振態頻率， T 為時間，一般而言採用一小時即 3600 秒計算。 $\sigma_{F_{\max,i}} = \sqrt{B_i^2 + R_i^2}$ 為第 i 層之動態風載重均方根值，可分為背景反應， B_i ，與共振反應， R_i ，兩部分。

前述極值風載重的平均風力部分，可以用風壓量測結果直接求得。擾動風力部分，高層建築之動態設計風載重是以風洞實驗數據配合結構模態，求得廣義風力頻譜 $S_{F^*}(f)$ 之後，經由下列之結構動力分析求得。令 $\phi(z)$ 為高層建築之振態，結構廣義座標運動方程式如下：

$$M^*\ddot{Y}(t) + C^*\dot{Y}(t) + K^*Y(t) = F^*(t) \quad (4)$$

式中， M^* 、 C^* 、 K^* 分別為廣義座標質量、阻尼與勁度， $Y(t)$ 為廣義座標位移， $F^*(t)$ 為廣義座標風力。

$$M^* = \int_0^H m(z)\phi^2(z)dz \quad (5)$$

$$K^* = \int_0^H EI(z)(\phi''(z))^2 dz \quad (6)$$

$$C^* = 2M^*(2\pi f_0)\xi \quad (7)$$

$$F^*(t) = \int_0^H F(z,t)\phi(z)dz \quad (8)$$

其中 $m(z)$ 代表各高度單位質量， $I(z)$ 代表各高度單位慣性矩， f_0 為各振態頻率， ξ 代表阻尼比， $F(z,t)$ 代表各高度之風力歷時函數。

$F^*(t)$ 以 Fourier Transform 轉換至頻率域，可得廣義風力頻譜(generalized wind force spectra) $S_{F^*}(f)$ 。廣義座標設計風載重，即其彈性力， $F_{int}^* = K^*Y$ ，之均方根值為：

$$\sigma_{F_{int}^*} = K^* \sigma_Y = \left(\int_0^\infty S_{F^*}(f) |H^*(f)|^2 df \right)^{1/2} \quad (9)$$

$$|H^*(f)|^2 = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0} \right)^2 \right)^2 + \left(2\xi \frac{f}{f_0} \right)^2}$$

在風力計算中，將動態風載重分為背景反應與共振反應。其中動態風載重的背景反應直接採用實驗量測結果。而動態風載重的共振部分可由下式求得：

$$\sigma_R^2 = \frac{\pi f_0}{4\xi} S_{F^*}(f_0) \quad (10)$$

各樓層的共振部分擾動風載重計算，則是基於共振時結構振動近似簡諧函數，此時高層建築彈性力的分佈近似於其慣性力分佈的假設之上：

$$\text{第 } i \text{ 層之慣性力} / \text{廣義慣性力} = \frac{m_i \phi(z_i) \ddot{Y}}{M^* \ddot{Y}} = \frac{m_i \phi(z_i)}{M^*} \quad (11)$$

換言之，第 i 層樓的共振反應， R_i ，可由下式求得：

$$R_i = \sigma_R \frac{m_i \phi(z_i)}{M^*} \quad (12)$$

由上述方法可求得建築物在特定風向下設計風力，而建築物的設計風力則包含了順風向、橫風向及扭轉向設計風力，而本大樓根據不同方法所得之設計風載重及其比較則如下節所述。

7. 風洞試驗結果與風力規範計算結果之比較

根據風洞試驗所得 X 向來風與 Y 向來風時建築物所受風力，配合前節所述之計算流程，可得到二個水平向風向以及扭轉向之各樓層設計風載重。本研究除了就風洞試驗所得之等值靜態風載重與「建築物耐風設計暨解說」作一比較之外，並進一步根據風洞實驗以及風力規範所得到之各樓層之等值靜態設計風載重，與風洞試驗直接量測所得之風力歷時資料，計算標的建築物各樓層的最大位移反應，進行比較研究。根據等值靜態設計風載重及風力規範所得之風載重，是以靜力方式加載於建前述結構數值模式，計算所得對應一小時長度設計風速作用下的最大位移反應。本文以風力歷時計算建築物位移，則是採用 10 分鐘之風力歷時，加載於建築物模型上，以 Newmark β 直接積分法，求得之建築物位移歷時。再由 10 分鐘位移歷時資料計算位移反應之均方根值後，乘上對應一小時之尖峰因子 (peak factor) 計算出對應一小時之最大位移反應。

7.1 結構設計風載重

圖 25 所示為 X 向來風之各樓層設計風載重。圖 25(a)代表順風向 (X 向) 風載重，該載重隨樓層越高風力越大，風力從 10 ton 漸增加至 30 ton，符合風速剖面之性質。圖 25(b)代表 X 向來風時之橫風向 (Y 向) 風力，其分佈也是隨樓層越高風力越大，約從 5~50ton 之間。另外在扭轉向風力部份圖 25(c)，其分佈與順風向及橫風向風載重相同也是隨樓層越高風力越大。

若將實驗計算結果與規範計算進行比對，當風向為 X 向時，在順風向風力部分，風洞實驗計算結果明顯小於規範風力，其差異可能來自於風洞試驗中之建築物表面並非平整造型使迎風面風壓下降，以及建築物下游有鄰房干擾，阻礙氣流尾跡發展，而降低背風壓所致。在橫風向風力部分，規範所計算之風力，與風洞實驗所計算出之風力相當接近。而扭轉向風力部分，規範所計算之風力在低於 15 樓的各樓層，與風洞實驗所計算出之風力相當接近。而高於 15 樓後，規範所計算之風力隨高度越高，越大於風洞實驗所計算出之風力。因為規範所定義之建

築物為規則之矩型建築，且無周邊建物干擾，而在百世大樓本身為接近井字形建築，而且除周邊低矮建築外，大樓西面 36 公尺處尚有一棟 24 層高約 81 公尺建築，上述原因皆有可能造成規範與實際試驗風力之差距。

Y 向來風之設計風載重，如圖 26 所示。圖 26(a)代表順風向 (Y 向) 風載重，與 X 向來風時相同，該載重隨樓層越高風力越大，風力從 20 ton 緩慢增加到 60 ton，符合風速剖面之性質，圖 26(b)代表 Y 向來風時之橫風向 (X 向) 風力，其分佈也是隨樓層越高風力越大，但其風力較順風向風力小，約從 5~50ton 之間。另外在扭轉向風力部份圖 26(c)，實驗結果，其分佈也是隨樓層越高風力越大。

若將實驗計算結果與規範計算進行比對，順風向風力在建築物 2/3 高度以下，大約在 18 層樓以下，風洞實驗計算所得設計風力略小于風力規範；高於 20 層樓則風洞實驗計算結果大於規範風力。造成此現象的主要原因在於「建築物耐風設計暨解說」在計算順風向設計風力時，並未妥適考慮結構振態的影響，因此根據風力規範計算所得之順風向風力大體呈現風速壓分佈的型態。對於高層結構而言，共振部分的擾動設計風力所佔權重甚大，各樓層共振擾動風力大致隨樓層高度增加而增加，因而造成前述低樓層小于規範，高樓層大於規範的現象。在橫風向風力部分，規範所計算之風力，明顯小於風洞實驗所計算出之風力。這是因為風力規範只考量單棟矩型建築，計算之橫風向風力並無平均風力部分。然而，實際情況由於周邊建築物的影響，橫風向的平均壓並非對稱，因而形成橫風向平均風力。由圖 26 可知，根據風洞實驗所得之扭轉向設計風力亦稍大於風力規範。

7.2 結構反應

圖 27 所示為根據風洞實驗所得等值靜態設計風載重、風力規範之設計風力，以及風洞試驗量測所得之風力歷時，分別計算 X 向來風時順風向、橫風向與扭轉向之最大位移反應。圖 27(a)代表 X 向來風時之順風向 (X 向) 位移，等值靜態設計風載重及時域分析所求得之位移十分接近，頂樓位移分別為 0.086m 及 0.09m。根據規範之設計風力所求得之頂樓位移較大，約達 0.106m。圖 27(b)為 X 向來風時之橫風向 (Y 向) 位移，等值靜態設計風載重所求得之頂樓位移大於時域分析所計算之位移反應，兩者之頂樓位移分別為 0.148m 及 0.132m；根據風力規範之設計風力所求得之頂樓位移則介於其間，約為 0.14m。圖 27(c)為扭轉向之轉角位移反應，等值靜態設計風載重所求得之扭轉角與時域分析計算計

算結果非常接近，根據風力規範之設計風力所求得之頂樓扭轉角則大於上述兩者。

圖 28 所示為建築物在 Y 向來風時之最大位移。圖 28(a)代表 Y 向來風時之順風向 (Y 向) 位移，值靜態設計風載重所求得之位移反應稍大於時域分析計算結果，二者頂樓位移分別為 0.18m 及 0.17m；根據規範之設計風力所求得之高樓層位移偏低，頂樓位移約為 0.14m。圖 28(b)為 Y 向來風時之橫風向 (X 向) 位移，等值靜態設計風載重所求得之位移反應亦大於時域分析計算結果，二者頂樓位移分別為 0.14m 及 0.12m；根據規範之設計風力所求得之頂樓位移則約為 0.12m。圖 28(c)為建築物之扭轉角位移，等值靜態設計風載重所求得之扭轉角位移大於時域分析計算結果；根據規範之設計風力所求得之扭轉角位移則與時域分析結果接近。

前述之三種位移反應計算方法中，時域分析是以風洞試驗量測所得之建築物各風壓測點之風力歷時，直接加載於建築物數值模式上，以 Newmark β 直接積分法，求得建築物位移歷時。若以時域分析結果作為標準值進行比較，由前述的比較可知：本文根據風洞試驗所建構的等值靜態風載重對於高樓層位移反應而言略偏保守。以風力規範與標準值進行比較時，可將位移反應區分為順風向以及橫風向、扭轉向兩類。我國風力規範中之順風向設計風力係參考 ASCE7-02 所訂定，計算所得之位移反應在 Y 向來風時，高樓層位移反應會偏於不保守。其主要原因在於規範在計算順風向設計風力時，並未妥適考慮結構振態的影響，這種設計風力不足的現象的在動態反應越形重要的超高層建築中會越發明顯。而在 X 向來風時，根據規範計算之位移反應則明顯大於標準值。造成規範會過於保守的原因，是由於在 X 向來風時，建築物下游有有一棟 24 層鄰近建物的干擾，尾跡的渦流形成以及渦流離散均會受到阻撓，因而影響建築物所受之順風向風力。風力規範並不考慮鄰近建物的影響，因此在 X 向來風時會產生過於保守的現象。另外，我國風力規範中之橫風向與扭轉向設計風載重係參考 AIJ-96 所訂定，計算所得之橫風向與扭轉向位移反應較之標準值均稍偏保守。在 Y 向來風時，根據規範計算之位移反應與標準值相當接近；但事實上，規範僅考慮擾動風力所造成之位移，而在實際上，尚有因流場不對稱所形成之平均風力造成之平均位移，若僅考量擾動位移，規範風力應較標準值略微保守。而在 X 向來風時，根據規範計算之位移

反應亦略大於標準值。

8. 結論

本研究針對一幢 30 層樓建築進行強風作用下之結構反應實場監測，並建構高樓之數值模式以及執行風洞模擬試驗，進行比較驗證。從實場量測之數據與風洞試驗結合結構分析模型所計算結構反應的比較結果，可印證風洞試驗結果配合結構分析模型預測之結構反應，其準確性是可信的。本文針對風洞試驗與規範之設計風載重比較結果顯示，由於實際建築與規範假設條件之差異性，在順風向風力部分，視周邊建築物影響而定，若周邊建築物位於流場之上游或下游處，則會使得根據規範所得之風力較為保守。橫風向設計風力部分，受到周邊建築影響，使得流經建築物之風場不對稱而產生平均風載重，因此在部分風向，風洞試驗值會大於規範計算值。而扭轉向設計風載重，同樣受到周邊建築影響，有些風向，風洞試驗值會小於規範值，而有些則會大於規範值，視周邊建物之位置而定。故在進行高層結構抗風設計時，需考量周邊建築物之影響，尤其在周邊有大型建築物因而造成流場不對稱，容易造成建築物之橫風向風力及扭力增大時，規範之計算結果並不一定提供保守的設計條件。

9. 誌謝

本文執行之高樓實場監測得到台灣世曦工程顧問公司支持及張荻薇先生之鼎力協助，特在此誌謝。執行本計畫之部分研究經費係由國科會專題研究案（編號：NSC 95-2745-E-032-005-URD）所提供，一併在此誌謝。

10. 參考文獻

1. Trifunac, M.D., "Comparisons Between Ambient and Forced Vibration Experiments" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 133-150 (1972).
2. J.R. Wu, P.F. Liu, Q.S. Li., "Effects of amplitude-dependent damping and time constant on wind-induced responses of super tall building" Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics ,Vol. 91 ,pp. 1175-1198 (2003).
3. J.Q. Fang, A.P. Jeary, Q.S. Li , C.K. Wong, "Random damping in Buildings and its AR model" Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 79 ,pp. 156-167 (1999).

4. J.Q. Fang, Q.S. Li, A.P. Jeary, D.K. Liu., "Damping of tall buildings : its evaluation and probabilistic characteristics" The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 8, pp. 145-153(1999).
5. Q.S. Li, C.K. Wong, J. Q. Fang, A. P. Jeary, Y. W. Chow, "Filed measurements of wind and structural responses of a 70-storey tall building under typhoon conditions" The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 9, pp. 325–342 (2000).
6. Q.S. Li, K. Yang, N. Zhang, C.K. Wong, A.P. Jeary, "Field measurements of amplitude-dependent damping in a 79-stoery tall building and it’s effect on the structural dynamic response" The Structural Design of Tall Buildings, Vol.11, pp. 129–153 (2002).
7. Julius S. Bendat, Allan G. Piersol., Random data : analyis and measurement procedures, New York, Wiley (1986).
8. Emil Simiu, Robert H. Scanlan, Wind Effect on Structure, 3rd ed. John Wiley and Sons. (1996).
9. J.D. Holms, R.E. Lewis, "Optimization of Dynamic-Pressure-Measurement Systems. I. Single Point Measurement", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics Vol. 25, pp. 249–273 (1987).
10. D. E. Newland, An Introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis, 3rd ed. John Wiley and Sons. (1993).

表 1 百世大樓結構特性

模態編號	模態主軸	模態頻率		誤差
		實場量測	有限元素模擬	
1	X	0.42	0.4226	0.6%
2	Y	0.44	0.4448	1.1%
3	RZ	0.63	0.5724	9.1%
4	X	1.38	1.2432	11%
5	Y	1.39	1.3354	3.9%
6	RZ	2.15	1.6294	24%



圖 1 百世大樓及週邊環境現況圖

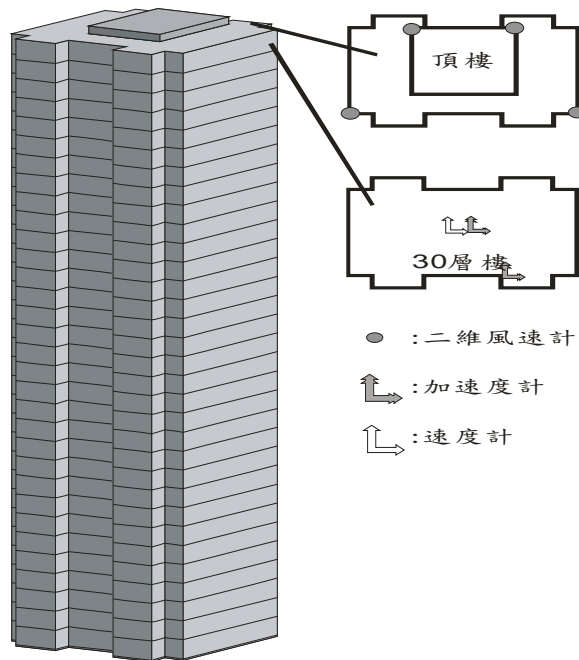


圖 2 百世大樓儀器設置位置圖

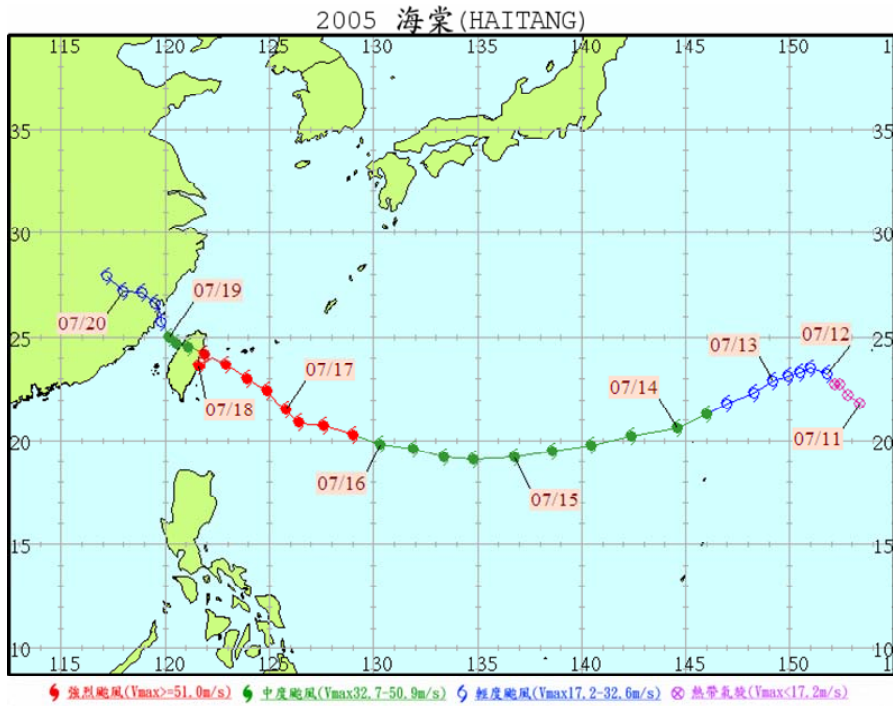


圖 3 海棠颱風路徑圖 (引用自中央氣象局)

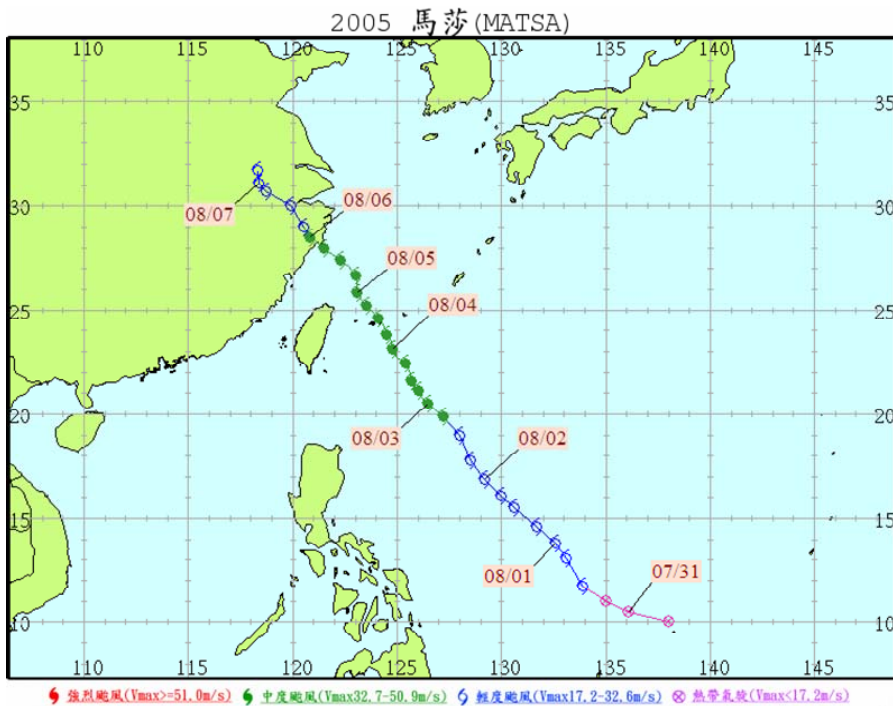


圖 4 馬莎颱風路徑圖(引用自中央氣象局網站)

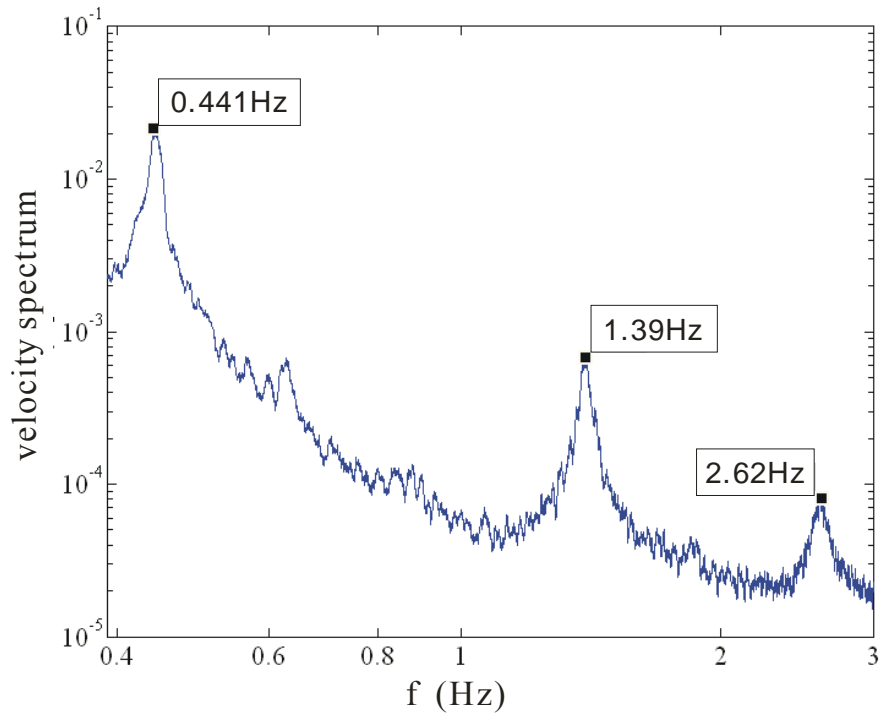


圖 5(a) 頂樓中央 X 向速度計訊號頻譜

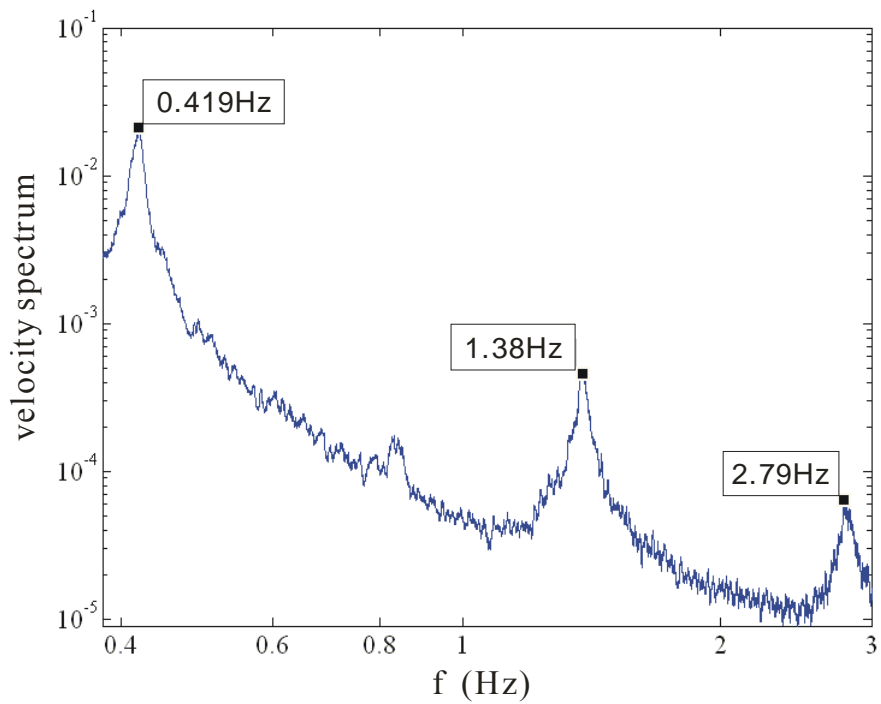


圖 5(b) 頂樓中央 Y 向速度計訊號頻譜

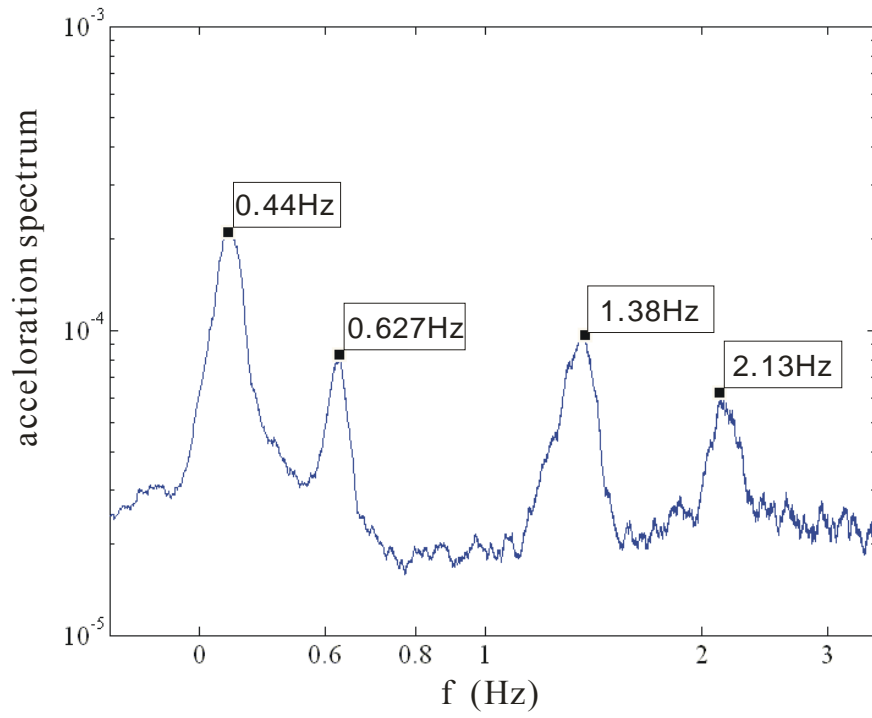


圖 6(a) 頂樓邊角 X 向加速度計訊號頻譜

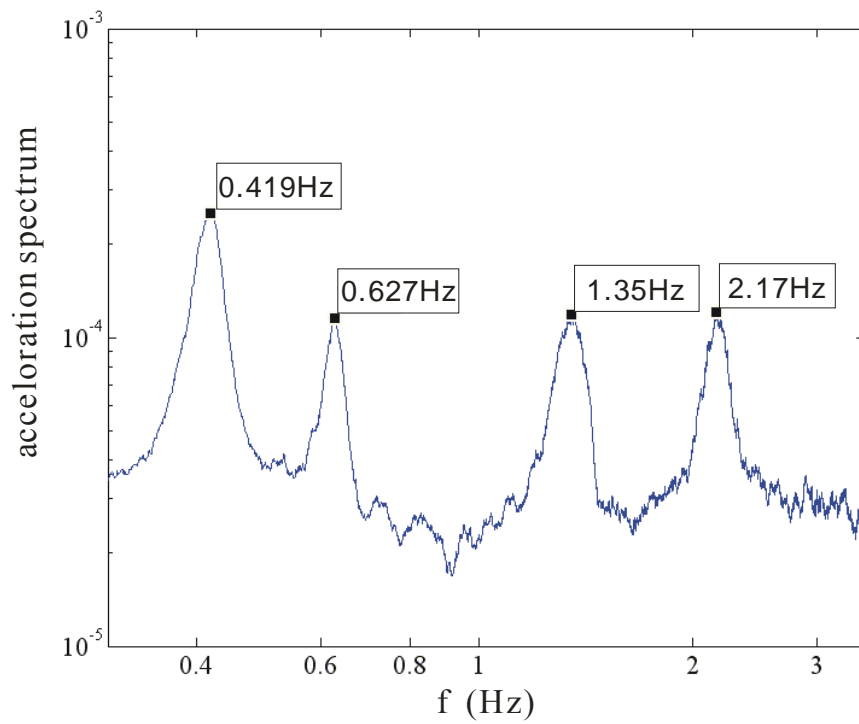


圖 6(b) 頂樓邊角 Y 向加速度計訊號頻譜

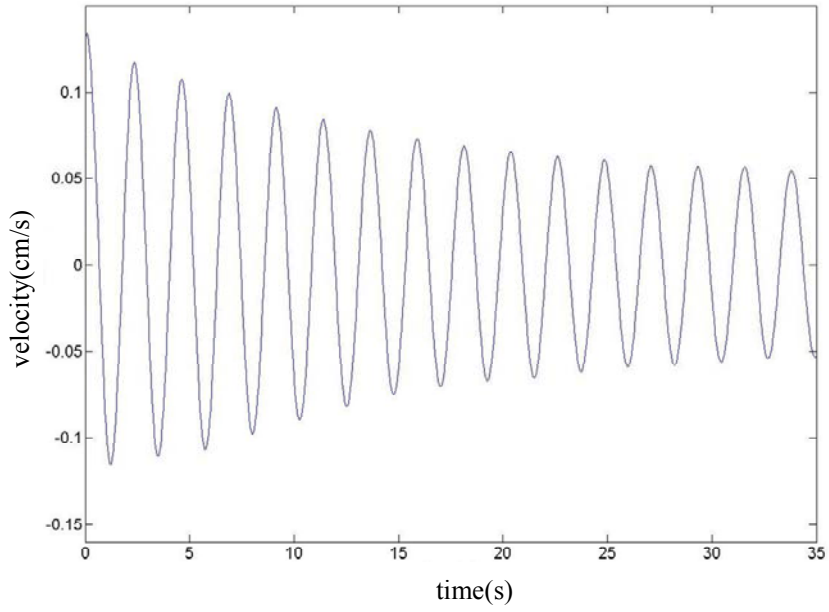


圖 7 經 RD 法計算後之隨機遞減訊號

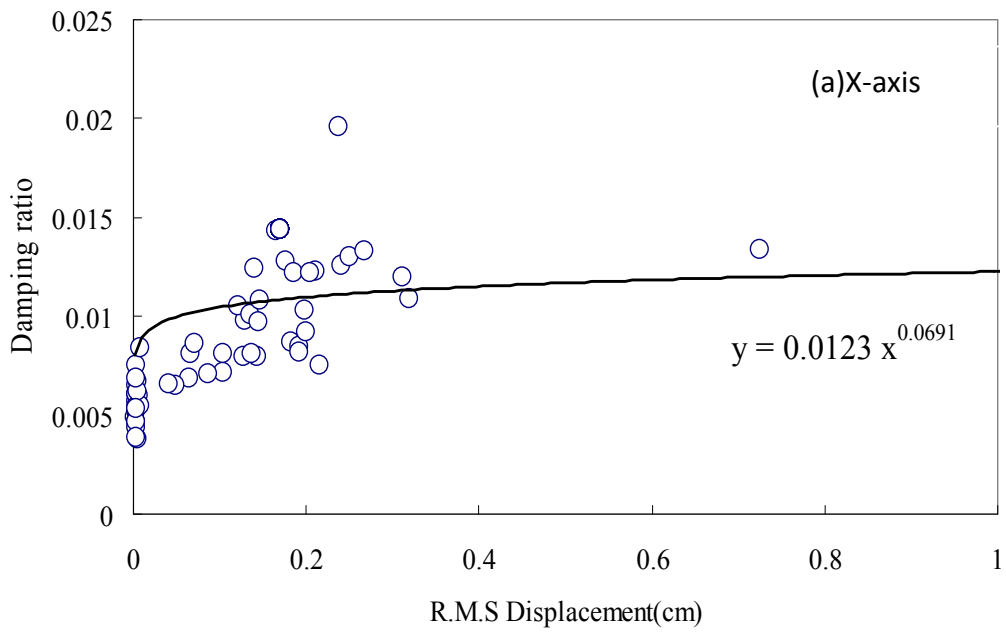


圖 8(a) 大樓 X 向位移反應與阻尼之關係

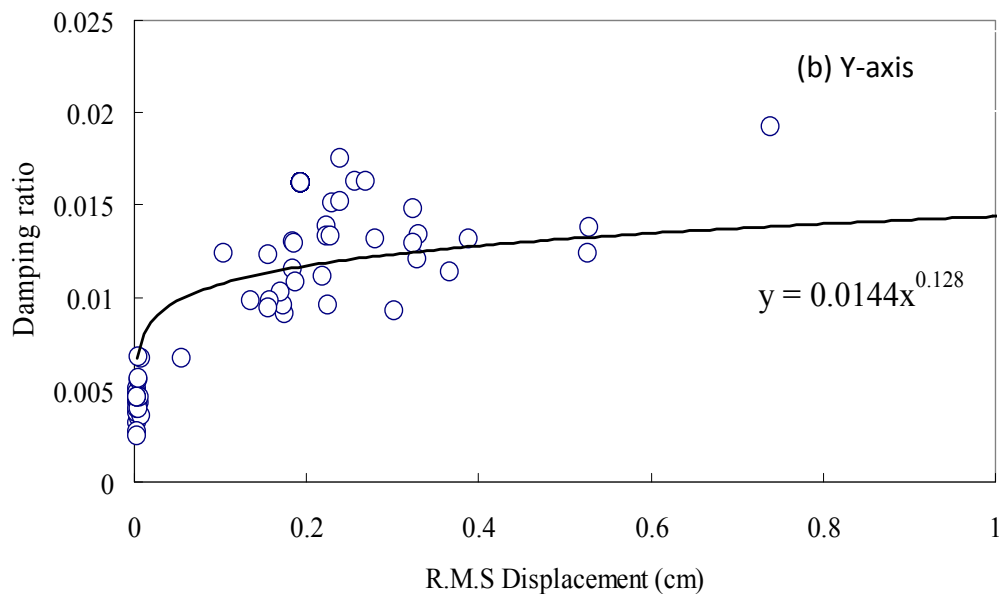


圖 8(b) 大樓 Y 向位移反應與阻尼之關係

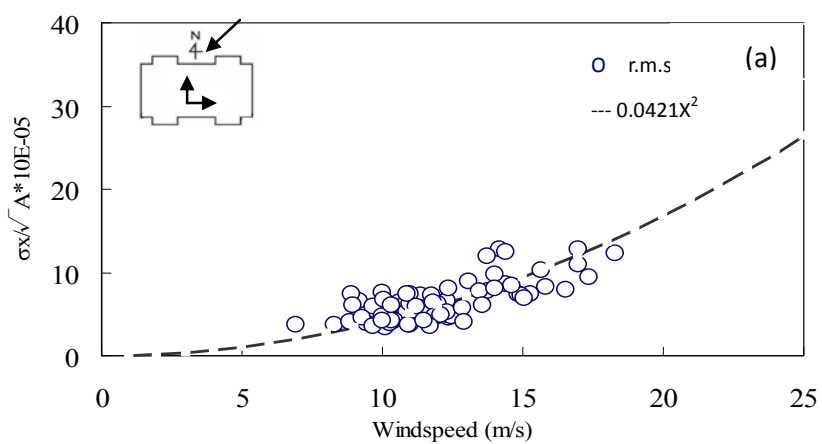


圖 9(a) 百世大樓在海棠颱風期間屋頂風速與 X 向擾動位移之關係

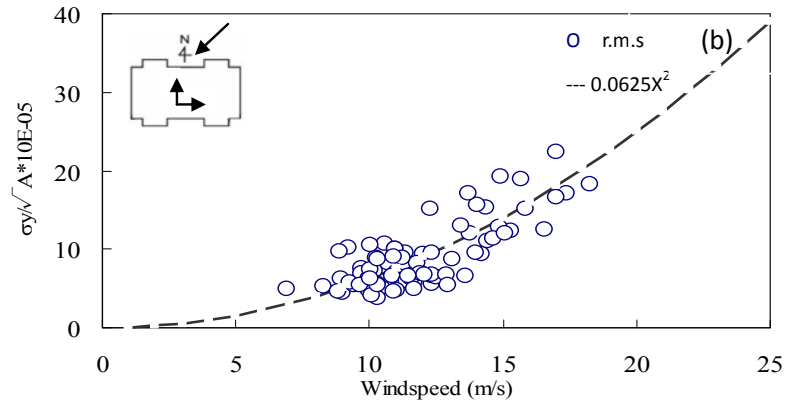


圖 9(b) 百世大樓在海棠颱風期間屋頂風速與 Y 向擾動位移之關係

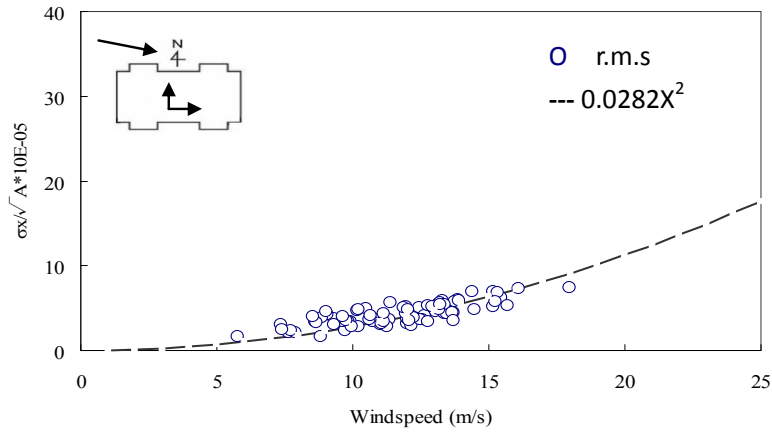


圖 10(a) 百世大樓在馬莎颱風期間屋頂風速與 X 向擾動位移之關係

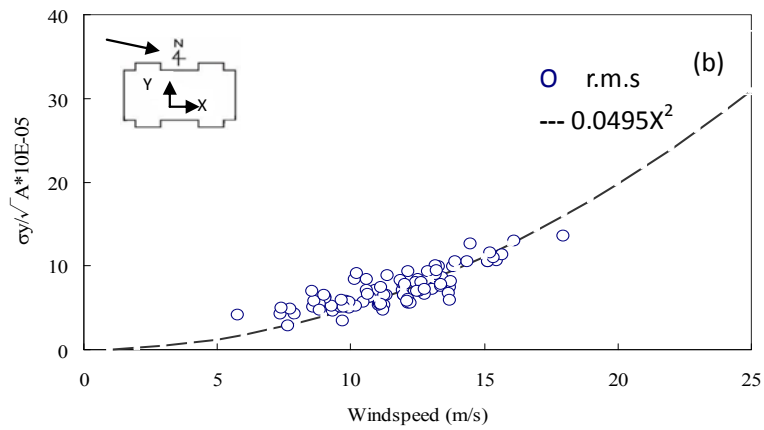


圖 10(b) 百世大樓在馬莎颱風期間屋頂風速與 Y 向擾動位移之關係

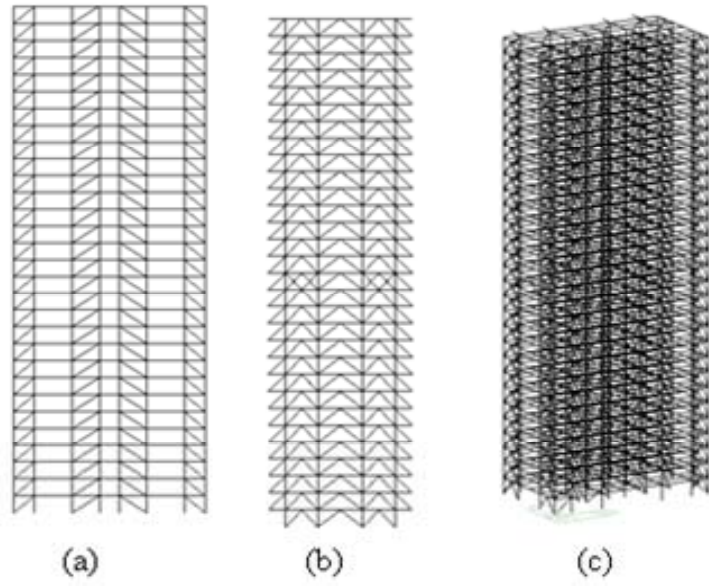


圖 11 百世大樓有限模型示意圖
(a)正面(b)側面(c)3D 立面

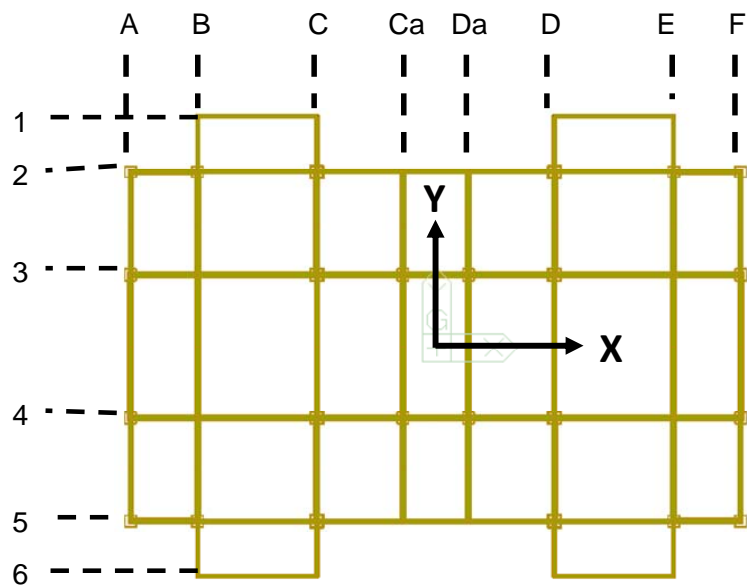
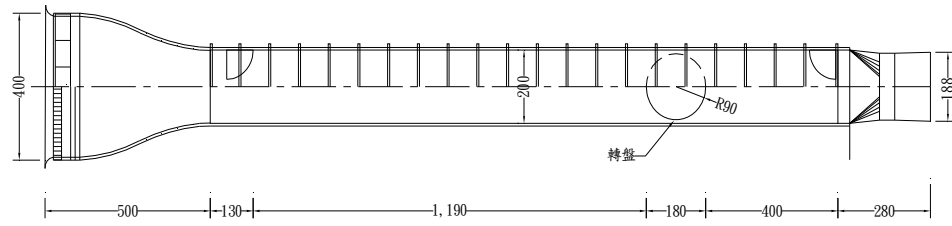
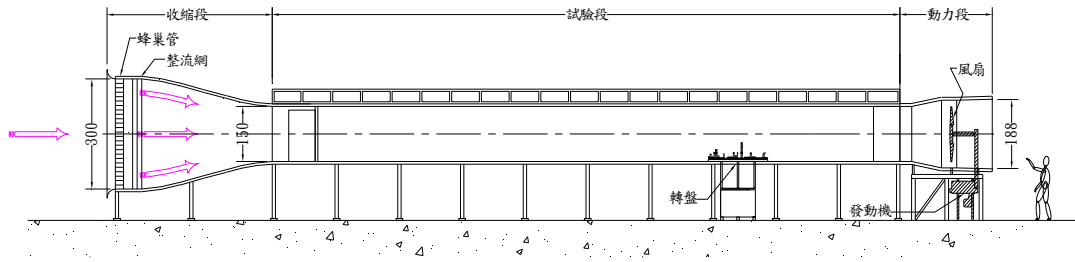


圖 12 百世大樓標準層結構示意圖



平面圖

(unit : cm)



立面圖

圖 13 試驗風洞平立面圖

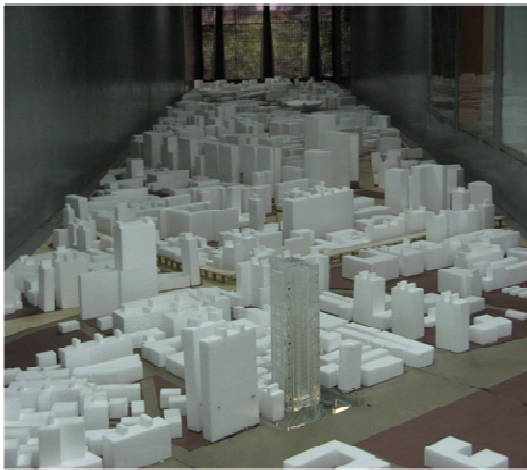


圖 14 百世大樓上游流場之配置-實際地況



圖 15 百世大樓上游流場之配置-B 地況

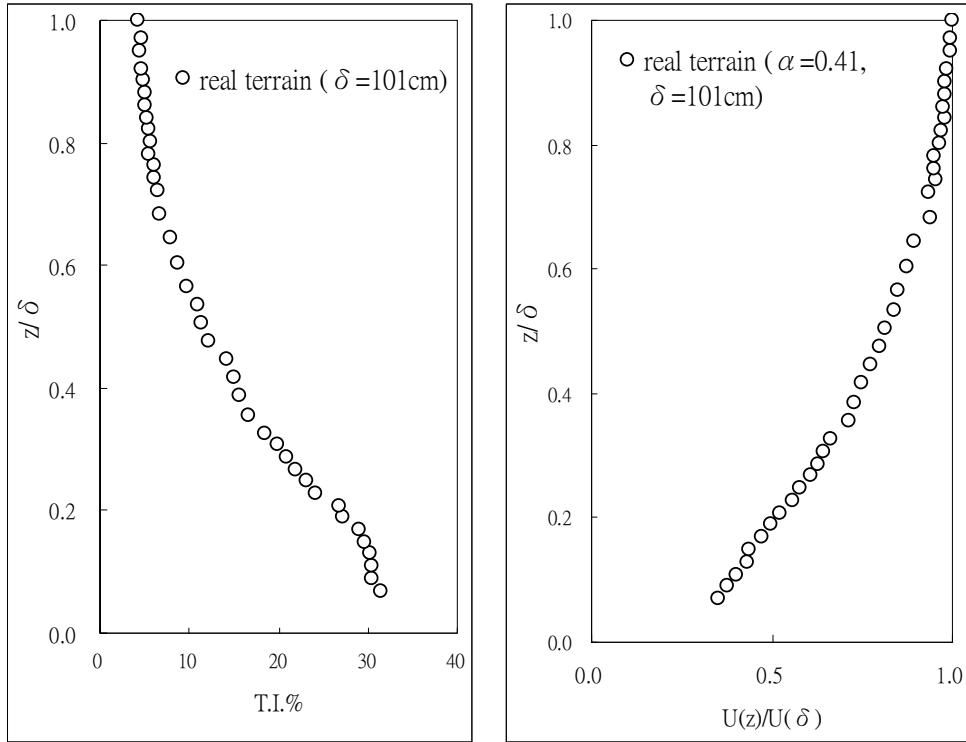


圖 16 實際地況平均風速剖面與紊流強度剖面

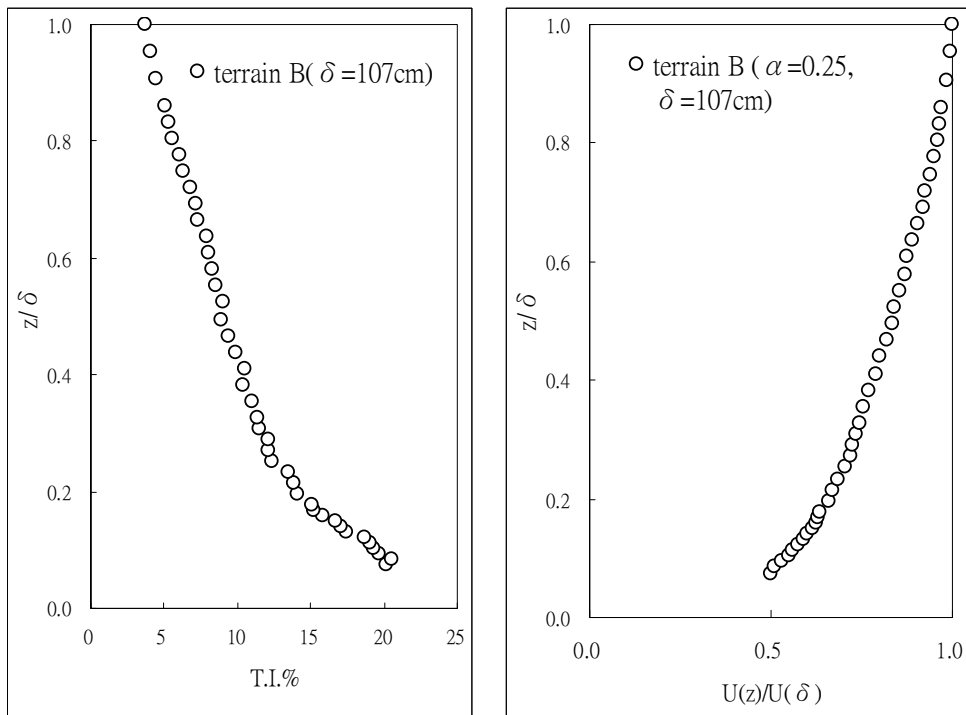


圖 17 B 地況平均風速剖面與紊流強度剖面

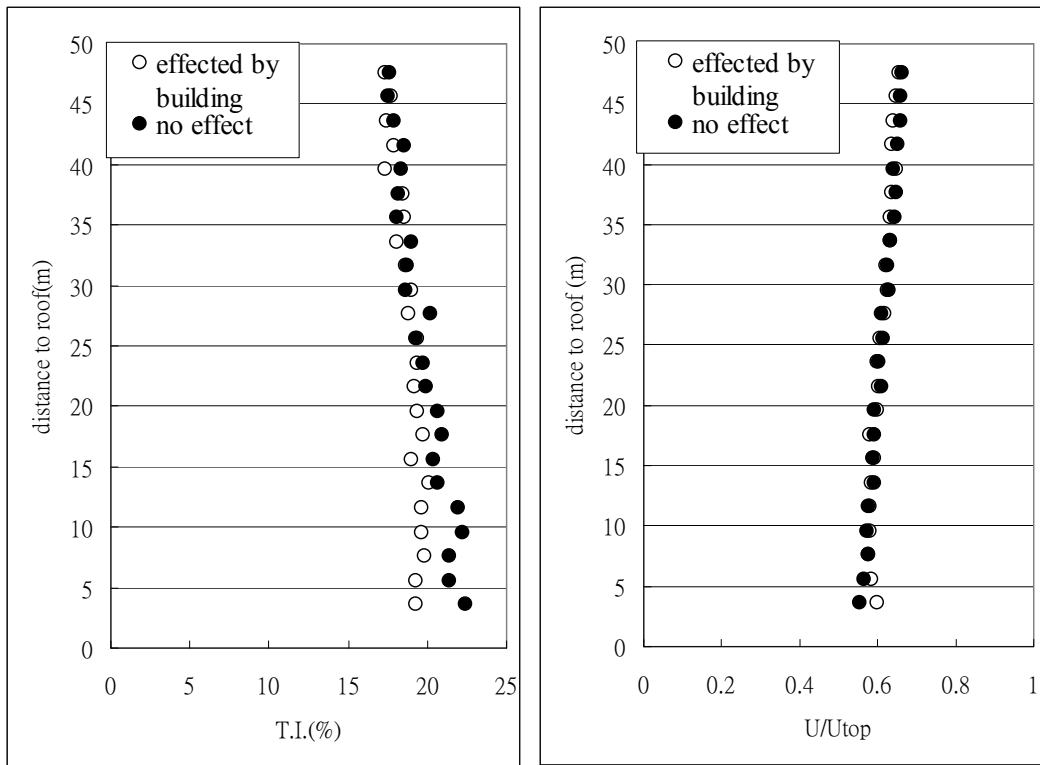


圖 18 建築物屋頂與建築物上游處風速剖面比較



圖 19 百世大樓風壓試驗模型

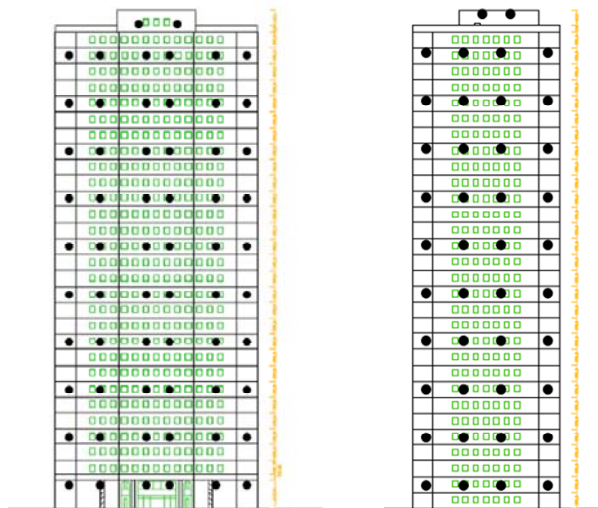


圖 20 風壓孔位置圖

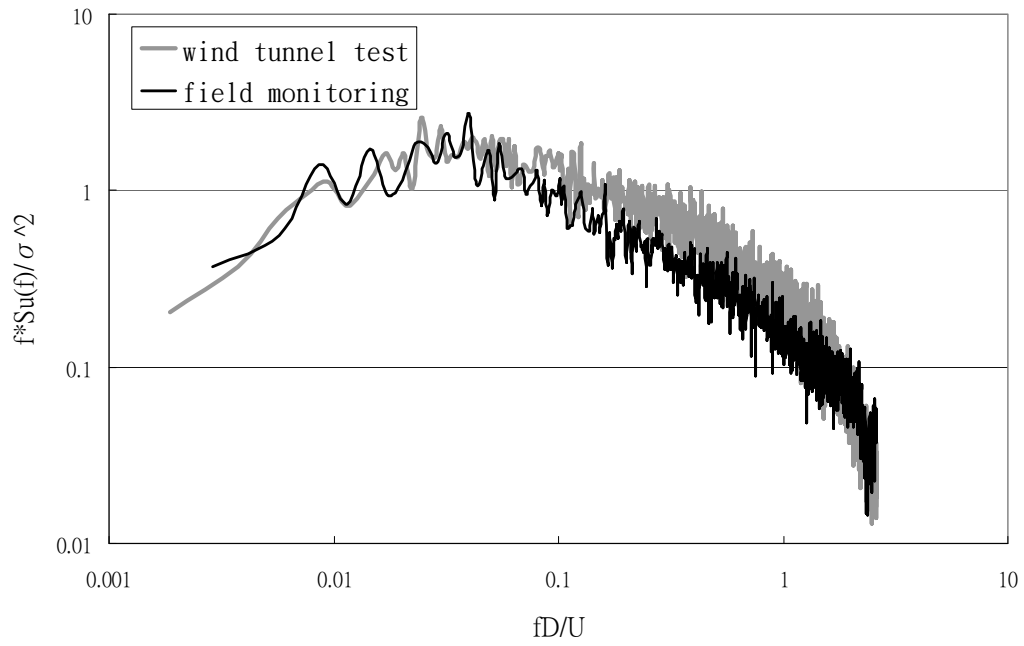


圖 21 風洞實驗與實場量測無因次化風速頻譜比

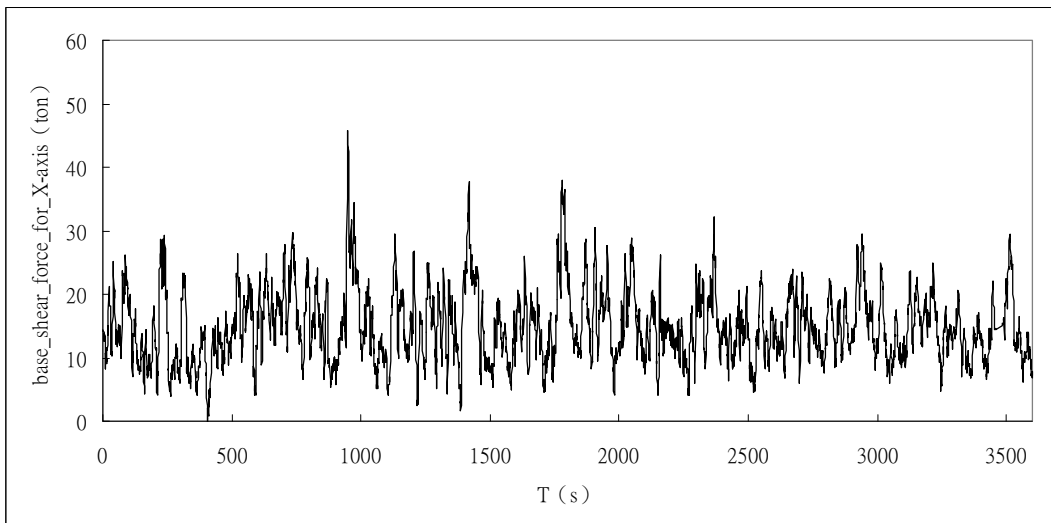


圖 22(a) X 向基底合力風力歷時

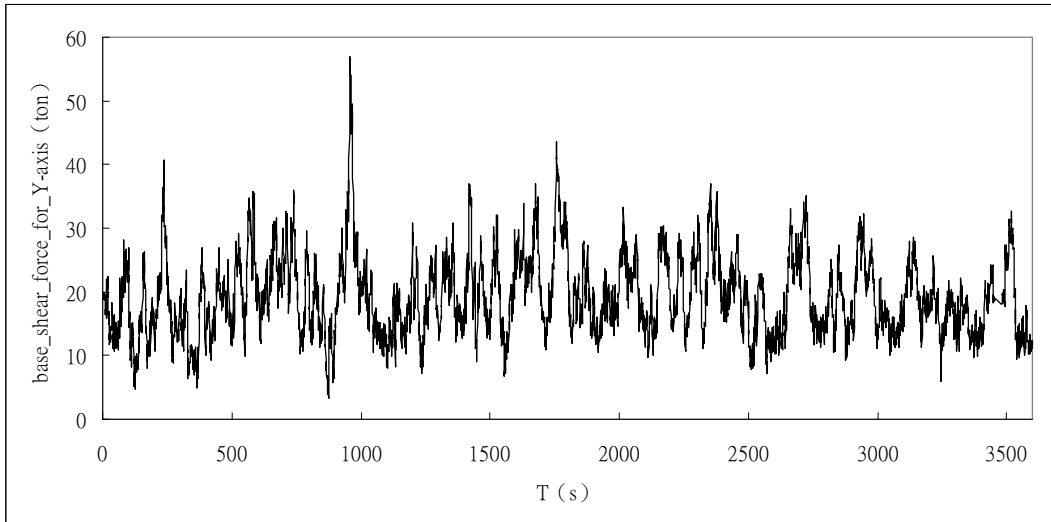


圖 22(b) Y 向基底合力風力歷時

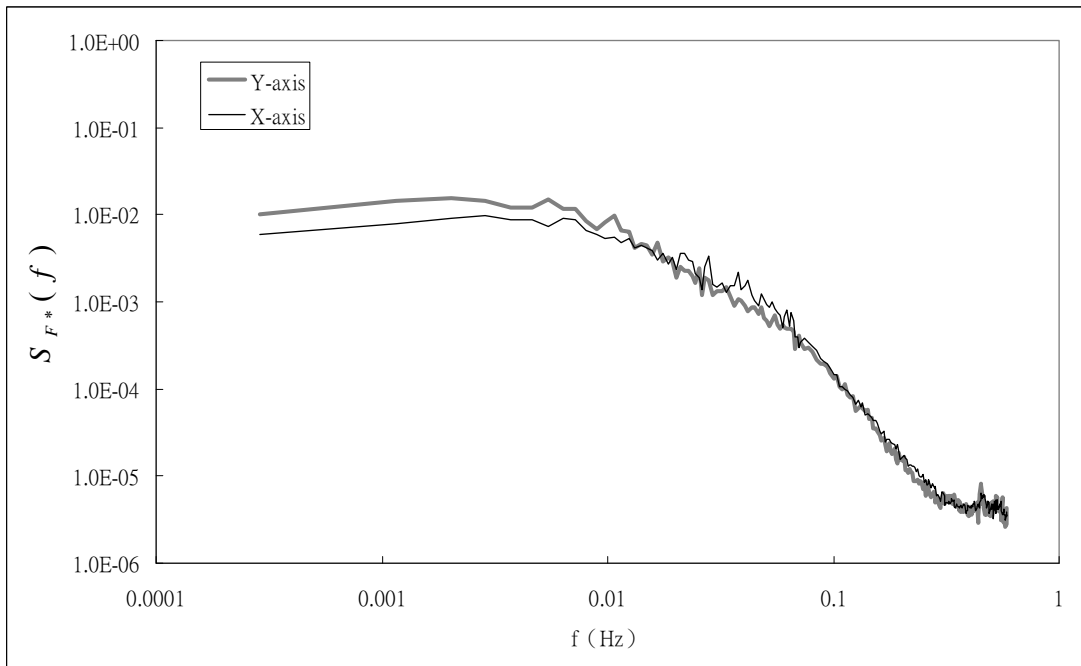


圖 23 廣義風力頻譜

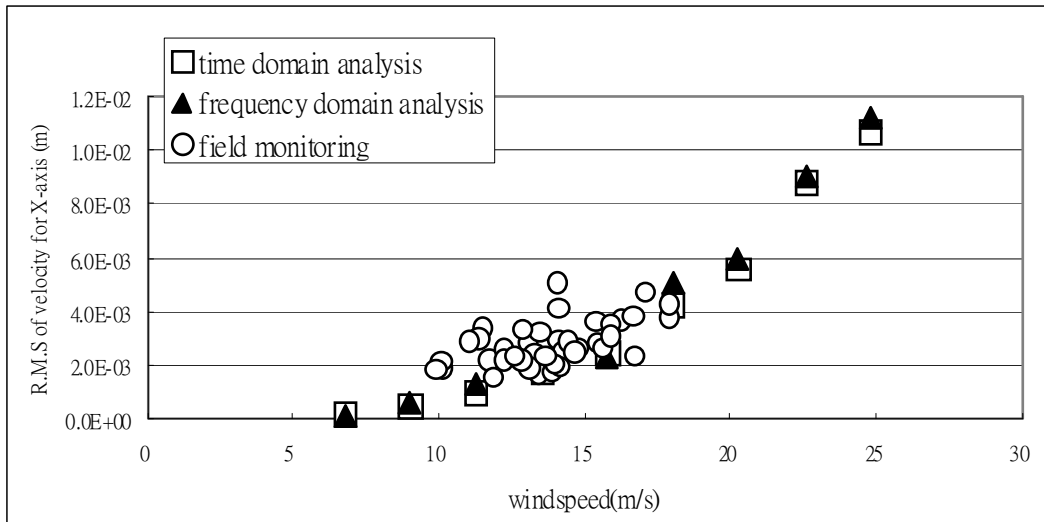


圖 24(a) 風速與建築物 X 向擾動速度關係比較圖

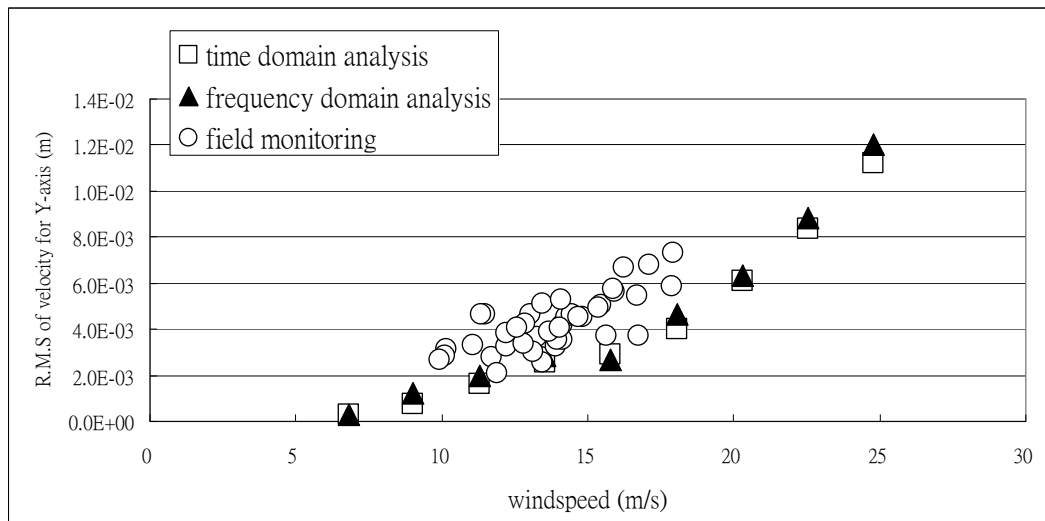


圖 24(b) 風速與建築物 Y 向擾動速度關係比較圖

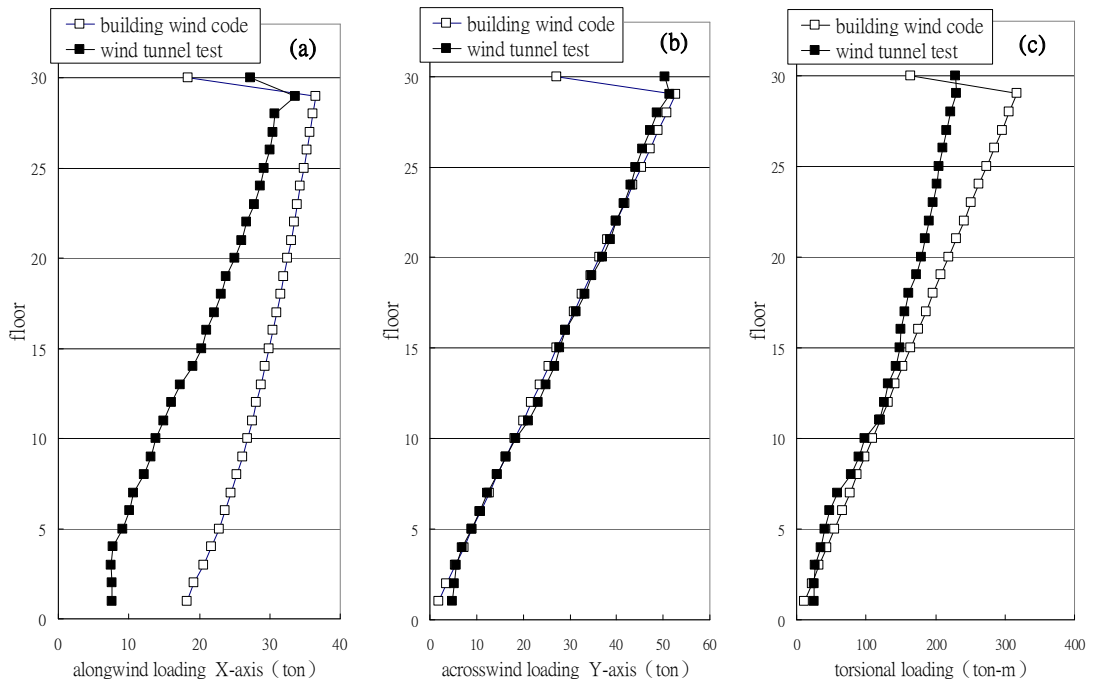


圖 25 X 向來風時之設計風載重比較

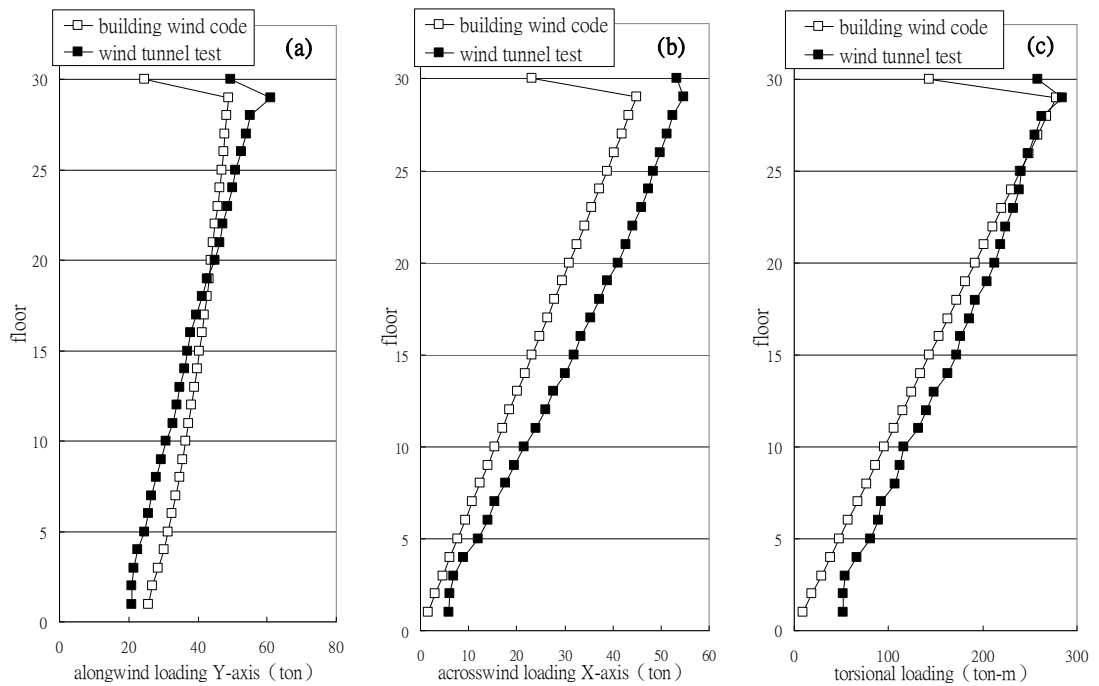


圖 26 Y 向來風時之設計風載重比較

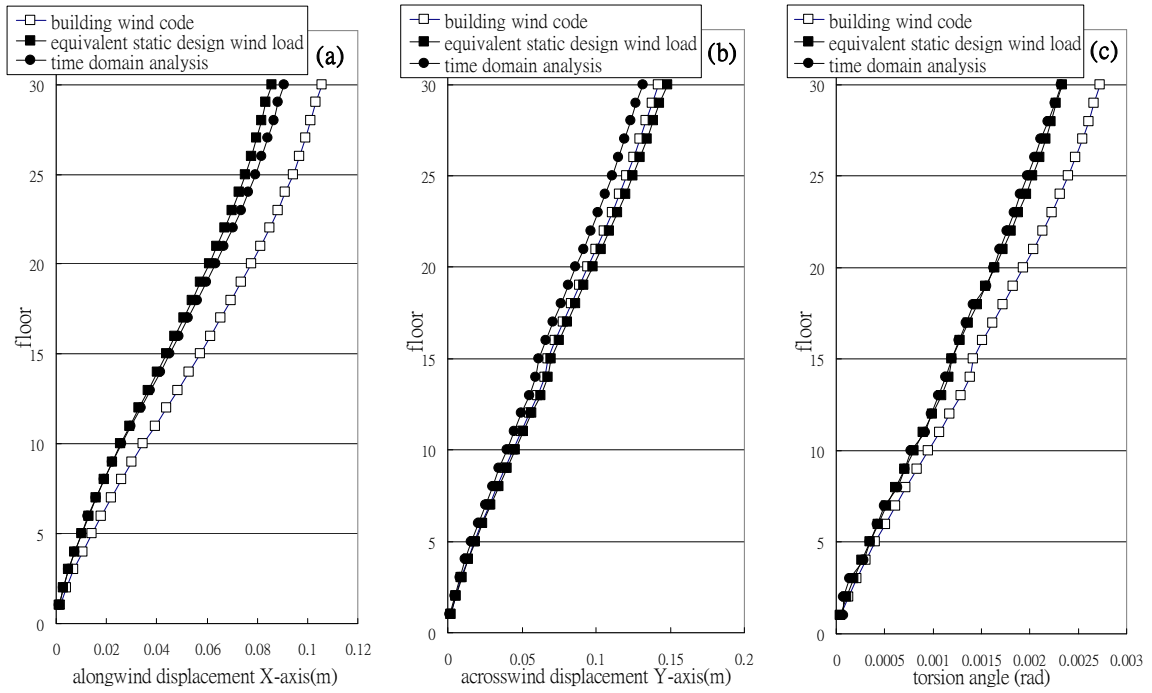


圖 27 X 向來風時之最大位移比較

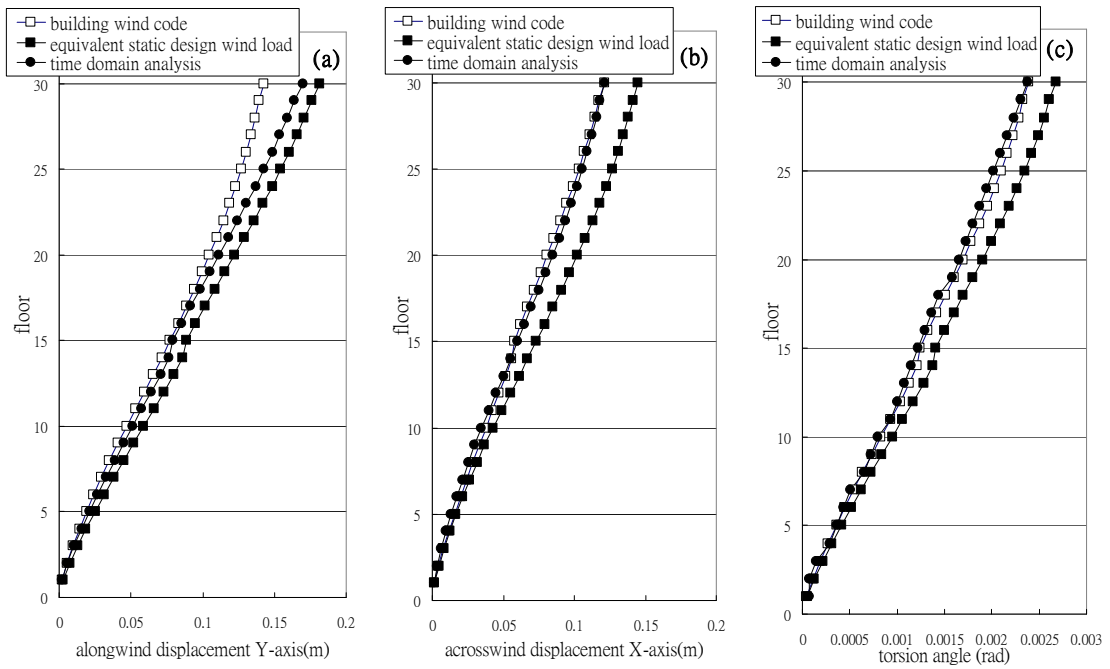


圖 28 Y 向來風時之最大位移比較

風與強風特性分析 — 以基隆海岸地區以及臺北市地區實場量測為例

蕭葆義

國立臺灣海洋大學河海工程學系 教授

中央研究院物理研究所 研究員(合聘)

1. 前言

風為大氣層內空氣之流動現象，風對自然界生態重要性，無庸置疑。在許多工程相關問題，風事實上也扮演較關鍵角色。例如：在海洋工程，風生浪；在農業工程或土木工程，風蝕與防風設施；在環境工程，廢氣團污染延散；在結構工程，氣動力與氣彈力之風載重；在再生能源工程，陸域與海域風力發電；在建築工程，自然通風；在都市規劃工程，區域導風。臺灣地處太平洋，每年均會遭受颱風侵襲。颱風來襲時，風速強勁，亦即所謂強風。當強風發生時，常造成各式風災。這更是風的另一種角色。

由於自然界之風，具有不確定性，以流體運動觀點來看，係屬紊流(turbulent flow)。因此風或強風之特性探討分析，對工程來說，就顯得特別重要。臺灣海洋大學環境風洞實驗，多年來在都市地區(臺北南港區)以及海岸地區(海大工學校區)，實場設站安置風速計，連線電腦逐秒記錄風速之時間序列(time series)變化。並分析逐秒記錄之風速資料，藉以瞭解風或強風之紊流特性(wind turbulence characteristics)與風譜(wind spectrum)。

2. 現地實場地況與量測儀器

現地實場測站分兩處，一為基隆海岸地區，另一為臺北都市地區。

2.1 基隆海岸地區測站

在國立臺灣海洋大學河海工程系第二館樓頂，高度約 26 公尺，安裝風速計。周邊環境地況為中低密度開發之海岸郊區鄉村地形，測站位置示意圖如圖 1 所示。測站所使用之風速計有兩類，其一為 Young Model 05106 風速儀，量測風速範圍為 0~60m/s，採樣頻率為 1Hz，記錄風速資料作為一般風特性分析。如圖 2 照

片所示。另一種為超音波風速計，日本 KAIJO 三向(軸向、橫向、與垂直向三分量)超音波風速計(Model FA-600BT)，量測風速範圍為 0~60m/s，風速記錄經處理可呈現三維特性，採樣頻率為 20Hz，記錄風速資料作為強風(颱風)特性分析。如圖 3 照片所示。

分別將兩種不同類型風速計輸出訊號連接至環境風洞實驗室之風速風向即時監測系統，透過類比數位轉換器將訊號數位化，將風速風向等資料同步即時傳輸至個人電腦儲存。

2.2 臺北都市地區測站

都市測站在臺北市南港區中央研究院物理所舊大樓頂樓，高度約 18 公尺，設置安裝之風速計為 Young Model 05106 Wind Monitor。周邊環境地況為較高密度開發之都市地形。測站周遭與風速計設置如圖 4 所示。量測風速範圍為 0~60m/s，採樣頻率為 1Hz，記錄風速資料作為一般風特性分析。

風速風向即時監測系統，透過類比數位轉換器將訊號數位化，將風速風向等資料同步即時傳輸至個人電腦儲存。

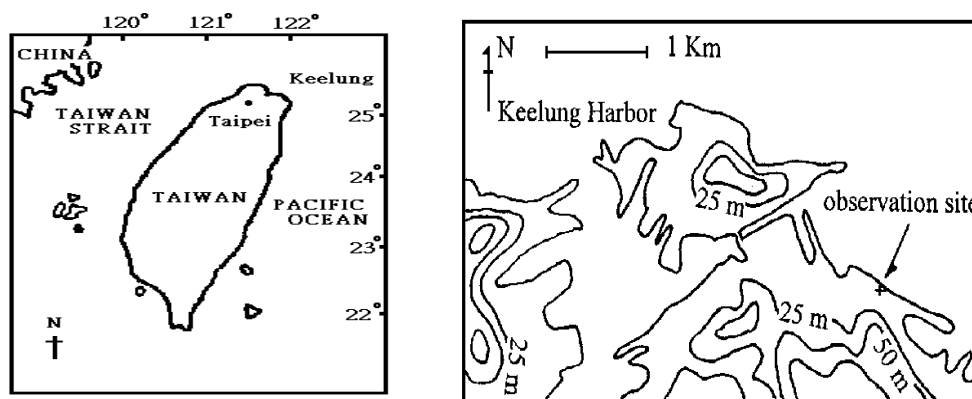


圖 1 國立臺灣海洋大學濱海校區之風速測站位置示意 (Shiau, 2000)



圖 2 基隆海岸測站 Young 05106 風速儀 (蕭與林, 2011)



圖 3 基隆海岸測站日本 KAIJO 三向(軸向、橫向、與垂直向三分量)超音波風速計(Model FA-600BT) (Shiau, 2000)



圖 4 台北南港測站及風速計 Young 05106 設置照片 (Shiau, Chen, Wang, & To, 2012)

3. 風特性分析

由於自然界之風，其流動行為基本上以流體力學觀點來看，係屬紊流(turbulence)。由於紊流十分複雜，且在時間與空間上為隨機過程(random process)，故需以統計處理分析。風場特性描述，一般主要包括有平均風速剖面、紊流強度剖面、及紊流風速頻譜、與紊流尺度等，這些風場特性參數在風工程設計、評估、與應用上，均為不可或缺。

紊流風速之主流向紊流強度(longitudinal turbulence intensity)， TI_u 定義為在某一高度 z 量測之主流向風速擾動速度 $u(z)$ 之均方根值 $\sqrt{u(z)^2}$ 與同一位置量測之主流向平均風速 $\bar{U}(z)$ 之比值，亦即：

$$TI_u(z) = \frac{\sqrt{u(z)^2}}{\bar{U}(z)} \quad (1)$$

紊流強度係代表風場流速擾動大小的強弱(即紊流動能大小)之一種指標。其與地表粗糙度 z_0 ，以及距地面高度及大氣穩定度有關；一般而言，隨大氣不穩定及 z_0 值之增加而變大。

風之紊流特性，基本上可視為由許多大小不同之渦流(eddy)所組成。利用積分方式，求得紊流積分尺度(integral scales)，將可視該積分值為紊流渦流之平均

特性。積分尺度包括時間尺度及長度尺度，其中積分長度尺度(integral length scale)可當做渦流之平均大小尺寸，而積分時間尺度(integral time scale)則為平均尺寸渦流旋轉一圈所需時間。因此，紊流積分長度尺度(L)可當作為紊流風場中渦流之平均尺度大小之一種量度參數，可由下式決定之：

$$L = \bar{U} \times T_E \quad (2)$$

式中 \bar{U} 為紊流之平均風速； T_E 為尤拉積分時間尺度(Eulerian time integral scale)，可由紊流之速度擾動頻譜(turbulent velocity spectrum)作相關性分析，對其時間積分而得，可由下式得之：

$$T_E = \int_0^{\infty} R(\tau) d\tau \quad (3)$$

$$R(\tau) = \frac{\overline{u(t)u(t+\tau)}}{\sqrt{\overline{u^2}}\sqrt{\overline{u^2}}} \quad (4)$$

上式中之 \bar{U} 為平均風速， $R(\tau)$ 為尤拉時間自相關係數(Eulerian time autocorrelation coefficient)， $\overline{u(t)u(t+\tau)}$ 為兩不同時間之風速擾動值自相關之時間平均值， τ 為時間延遲。

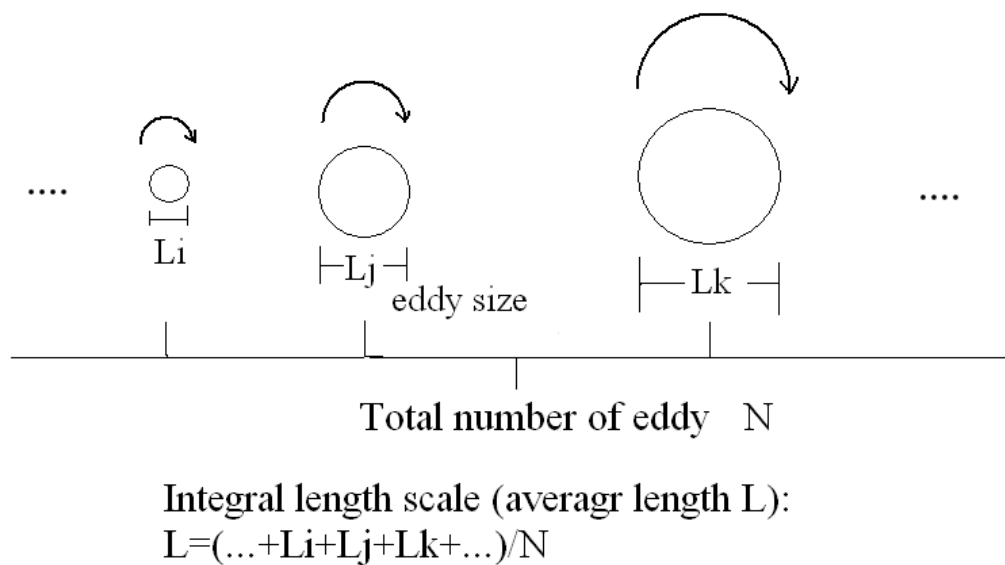


圖 5 積分長度尺度示意圖 [蕭(2008)]

自然界之風具有紊流現象，而紊流運動基本上是可視為由各種不同尺度之渦流(eddies)所組成，而各種尺度可依其頻率高低來代表。故理論上可以把紊流能量依不同頻率下能量之分配情形，應用能譜(power spectrum)來加以描述，亦即所謂風譜(wind spectrum)。

通常可將紊流能譜依頻率分為三個部分，如下：

(1)低頻部分之含能渦流區(energy containing eddies)。

(2)中頻部分之慣性次階區(inertial subrange)。

(3)高頻部分之黏滯消能區(viscous dissipation)

紊流之能量傳輸，基本上是由低頻部分之大尺度渦流抽取平均流之動能，再經由慣性次階向高頻部分之消能區傳遞，以提供邊界處黏滯摩擦效應所需損耗之能量。其中低頻部分含最大尺度之渦流，為支撐紊流動亂之主體部份，亦即係能量提供者，此乃頻譜分析研究重點所在。根據 Kolmogrov 能譜定律(spectrum law)，能譜分佈曲線在慣性次階區具有 $-5/3$ 斜率。

頻譜分析一般採用快速傅立葉轉換(Fast Fourier Transform, FFT)，將擾動風速由時域(time domain)轉換至頻域(frequency domain)，而獲得頻域之能量密度分佈，亦即所謂頻譜，或稱風譜(wind spectrum)。實作上可先利用時間窗戶(time window)平滑數據，以消除對有限多數據做轉換時 Gibbs 現象(Gibbs phenomena)產生的不連續。將時域之風速時間序列由傅立葉轉換至頻域，進而得到頻域之風譜分佈。

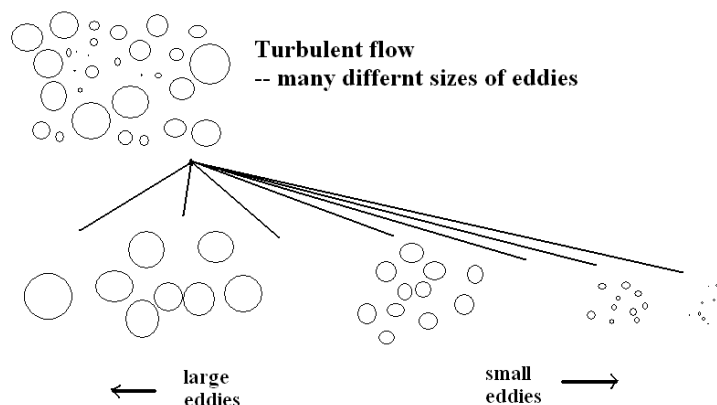


圖 6 紊流成分示意圖 [蕭(2008)]

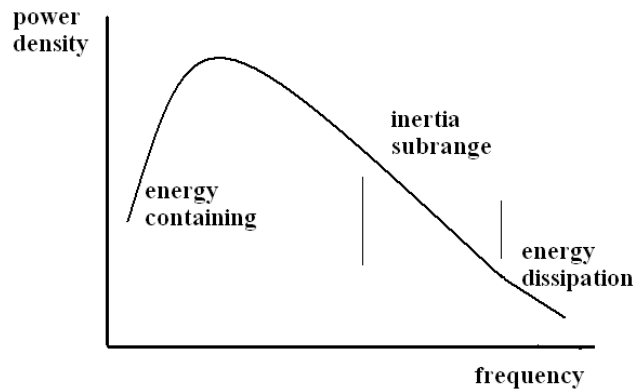


圖 7 紊流能譜分布示意圖 [蕭(2008)]

有關風譜(wind spectrum)之理論公式，較常用有 Von Karman[9]及 Eurocode[10]提出之無因次化理論公式分別為式(錯誤! 找不到參照來源。)、式(錯誤! 找不到參照來源。):

$$R_N(z, n) = \frac{4f_L}{(1 + 70.8f_L^2)^{5/6}} \quad (5)$$

$$R_N(z, n) = \frac{6.8f_L}{(1 + 10.2f_L)^{5/3}} \quad (6)$$

$$f_L = \frac{nL(z)}{\bar{U}(z)} \quad (7)$$

上式中 $R_N(z, n)$ 為無因次化能譜密度函數(non-dimensional power spectral density function)， f_L 為無因次頻率， $L(z)$ 為主流向積分長度尺度， $\bar{U}(z)$ 為平均風速。

應用前述之分析方法及理論，分別對基隆海岸地區以及臺北都市地區之風特性進行分析研究。分析結果分述如下：

3.1 基隆海岸地區

以 2011 年 7 月至 2012 年 6 月所測得之風速資料進行分析。逐月之平均風速、風之紊流強度、以及風之積分尺度變化結果分別如圖 8、圖 9、與圖 10 所示。

基隆海岸地區由於秋冬季節東北季風盛行，故平均風速較夏季為大；紊流強度大小變化則與平均風速成反比，亦即夏季平均風速小，風速不穩定，紊流強度相對較大。根據 Shiau and Chen(2002)提出基隆海岸地區強風平均紊流積分長度尺度介於 45~92m，而圖 10 結果顯示本研究之積分長度尺度介於 43~97m 之間，與前人研究強風之結果相近。

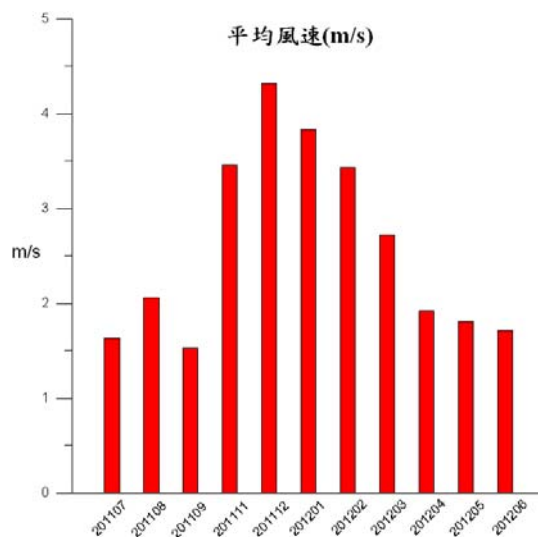


圖 8 基隆海岸測站 2011 年~2012 年之逐月平均風速柱狀圖 (蕭&王, 2012)

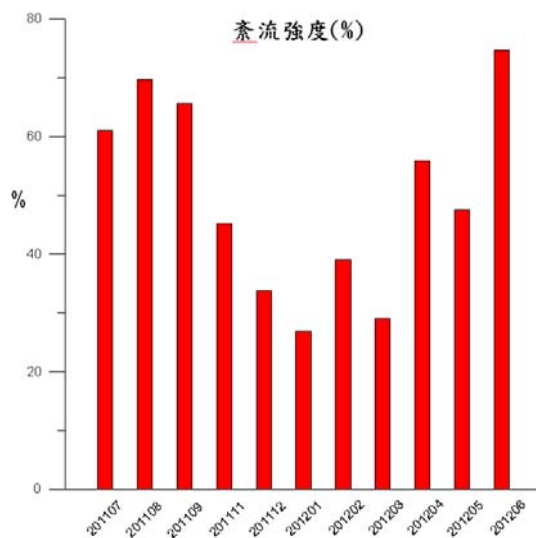


圖 9 基隆海岸測站 2011 年~2012 年之逐月紊流強度柱狀圖 (蕭&王, 2012)

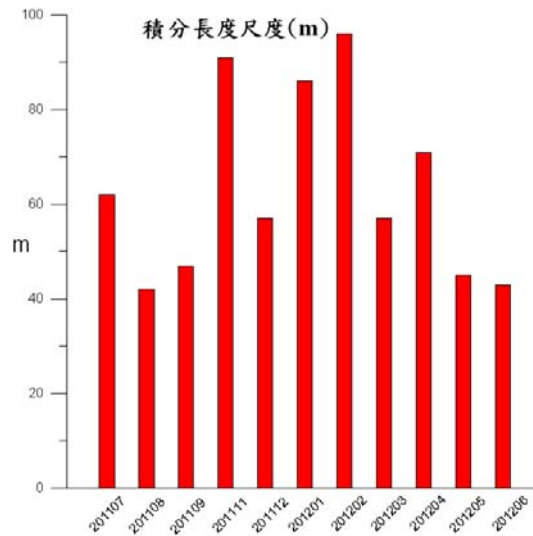


圖 10 基隆海岸測站 2011 年~2012 年之逐月積分長度尺度柱狀圖 (蕭&王, 2012)

圖 11 所示分別為 2011 年夏季風譜分佈、2011 年秋季風譜分佈、2011 年冬季風譜分佈、以及 2012 年春季風譜分佈，圖中各等風譜分佈曲線呈現出紊流頻譜所具有之慣性次層(能譜曲線斜率為 $-5/3$ 之位置)之特性。

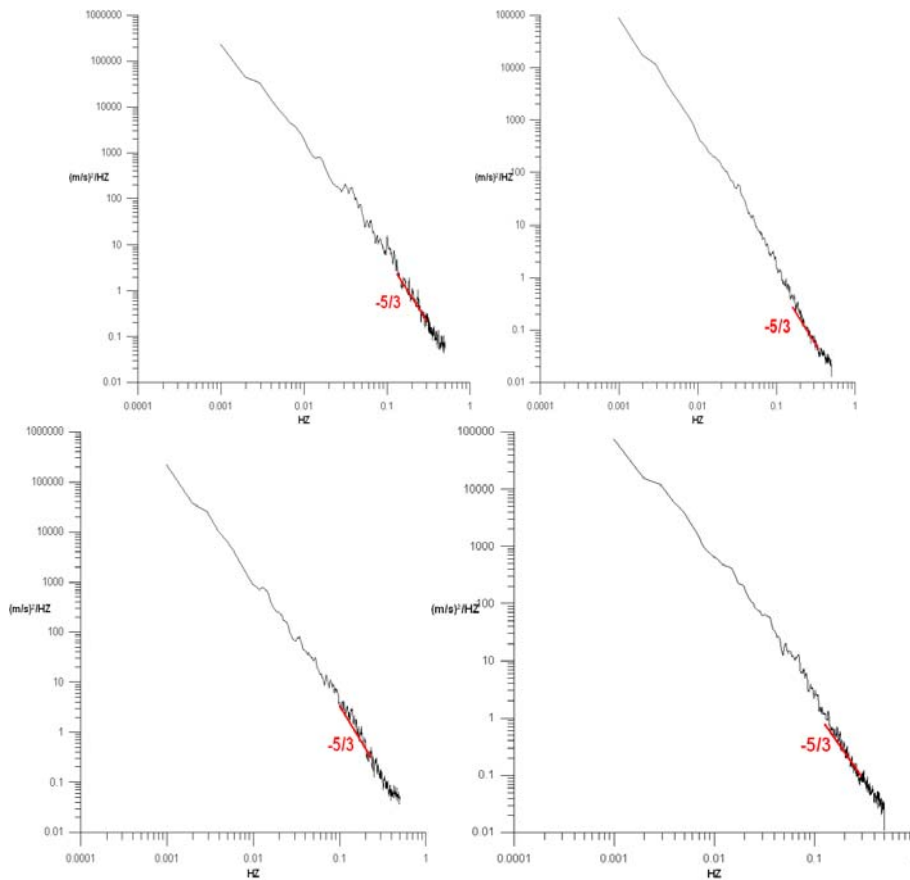


圖 11 左上為 2011 年夏季風譜分佈；右上為 2011 年秋季風譜分佈；左下為 2011 年冬季風譜分佈；右下為 2012 年春季風譜分佈 (蕭&王, 2012)

各季之風譜進行無因次化後，並分別與 Von Karman[11]風譜公式以及 Eurocode[12]建議之風譜公式進行比較，結果如圖 12 至圖 15 所示。

Von Karman 公式之中低頻處之無因次化風譜值均稍高於 Eurocode 公式，而本文分析基隆海岸地區之中低頻處之無因次化風譜值結果則較接近 Von Karman 公式。在較高頻處之無因次化風譜值，則顯示 Eurocode 公式稍高 Von Karman 公式，而本文則較接近 Eurocode 公式。整體而言，本文基隆海岸地區之無因次化風譜無論與 Von Karman 公式或 Eurocode 風譜公式比較，結果大致吻合。

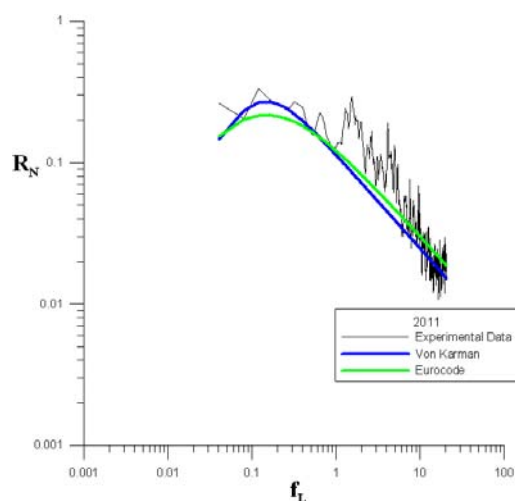


圖 12 2011 年夏季無因次化之風譜分佈結果比較 (蕭&王, 2012)

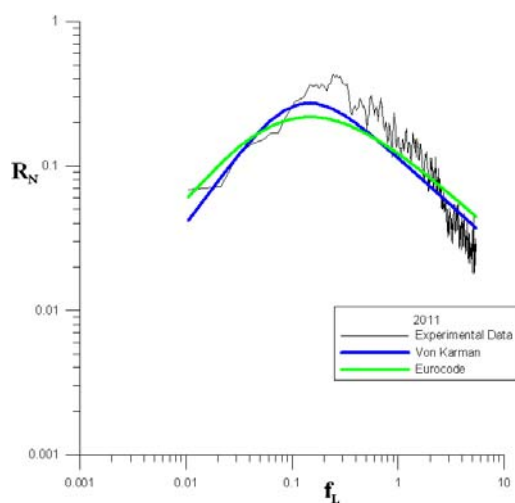


圖 13 2011 年秋季無因次化之風譜分佈結果比較 (蕭&王, 2012)

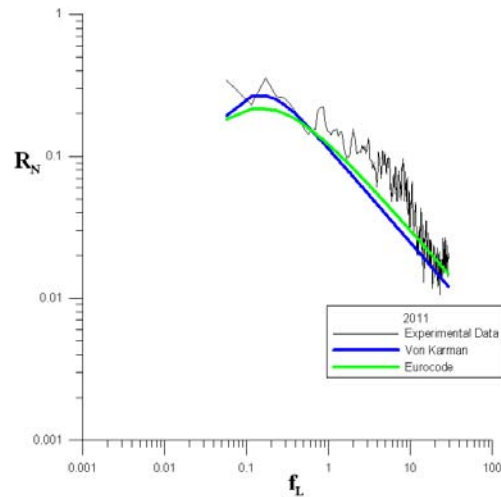


圖 14 2011 年冬季無因次化之風譜分佈結果比較 (蕭&王, 2012)

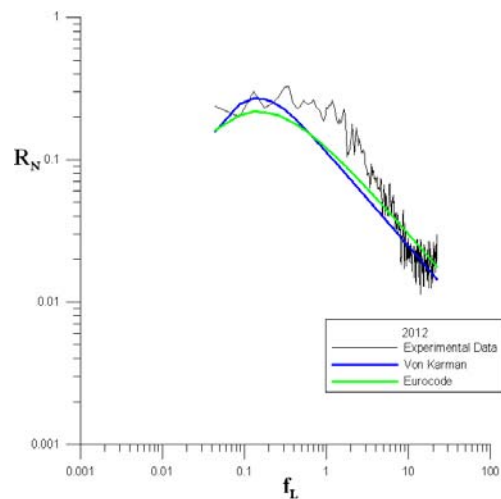


圖 15 2012 年春季無因次化之風譜分佈結果比較 (蕭&王, 2012)

3.2 臺北都市地區

利用都市地區(臺北南港中研院物理所測站)2011 年資料分析,獲得相關風之特性,包括逐月平均風速、逐月風之紊流強度、以及逐月風之平均積分尺度結果分別示如圖 16 至圖 18。

2011 年之逐月平均風速、紊流強度、以及積分長度尺度分佈圖。結果顯示其月平均風速介於 5.71~6.32m/s 間,變化幅度不大,年平均風速約為 6 m/s。若將 2011 年分為春(2、3、4 月)、夏(6、7、8 月)、秋(9、10、11 月)、冬(12、1、2 月)四季來表示,結果顯示積分長度尺度最大出現在夏、秋兩季,而夏、秋兩季的紊流強度卻是較小。

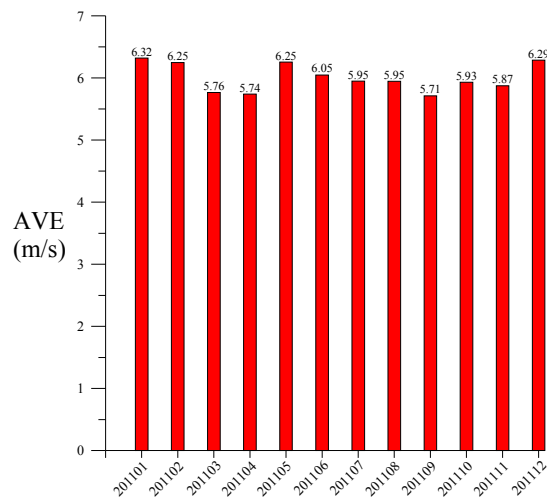


圖 16 2011 年 1 月~12 月之逐月平均風速柱狀圖 (蕭&陳, 2012)

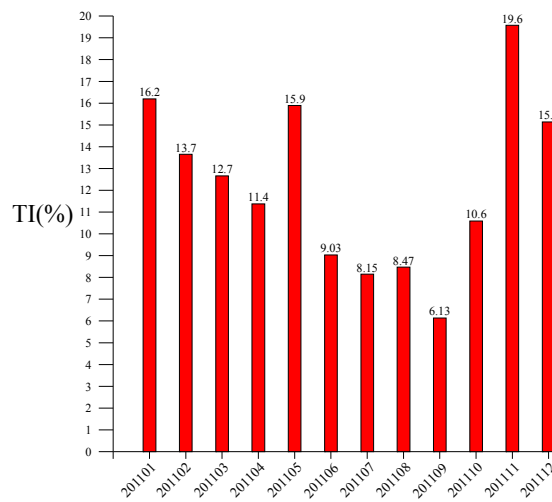


圖 17 2011 年 1 月~12 月之逐月茶流強度柱狀圖 (蕭&陳, 2012)

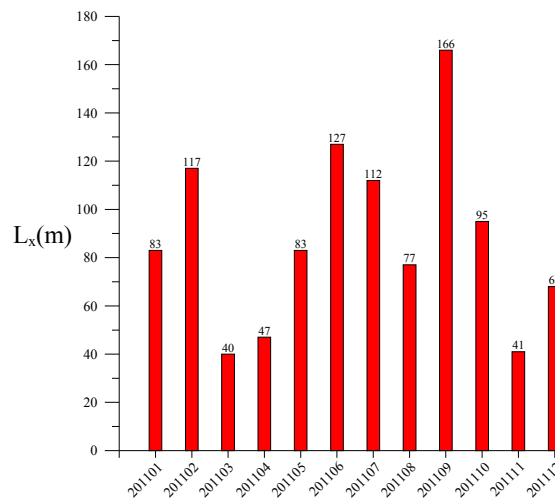


圖 18 2011 年 1 月~12 月逐月之積分長度尺度柱狀圖 (蕭&陳, 2012)

圖 19 為 2011 年四季之風譜分佈圖，由圖中可看出台北南港地區 四季的風譜能量是相當接近的，且其慣性次階區(inertial subrange，能譜密度曲線斜率為 $-5/3$ 處)皆有明顯地呈現。

為了與其他學者的理論公式做比較，將風譜作無因次化，圖 20 至圖 23 分別為無因次化後的春夏季與秋冬季之風譜分佈圖。比較本文分析臺北南港都市地區之春夏秋冬四季之風譜公式與 Von Karman 及 Eurocode 兩位學者提出的風譜公式，結果顯示本文之風譜與 Von Karman、Eurocode 公式皆非常吻合，僅在無因次頻率 f_L 為 1.0 後才開始有些微的偏差。

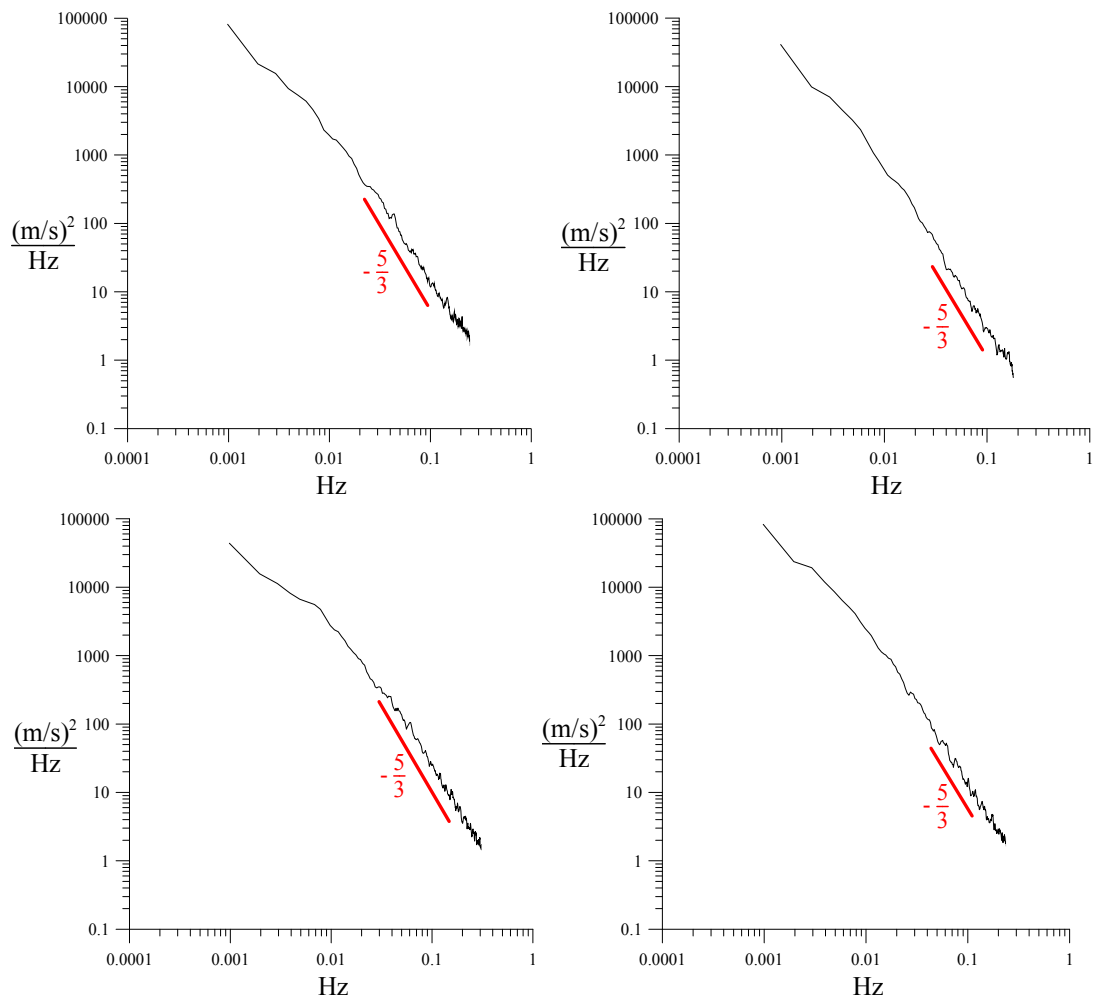


圖 19 2011 年之風譜分佈，由左至右由上至下分別為春季、夏季、秋季、以及冬季 (蕭&陳，2012)

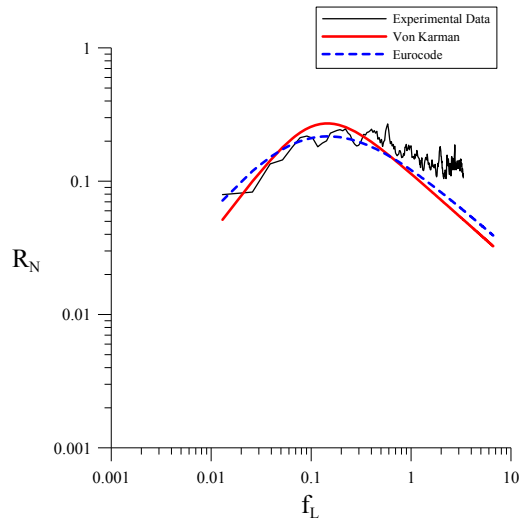


圖 20 2011 年春季之無因次化風譜分佈 (蕭&陳, 2012)

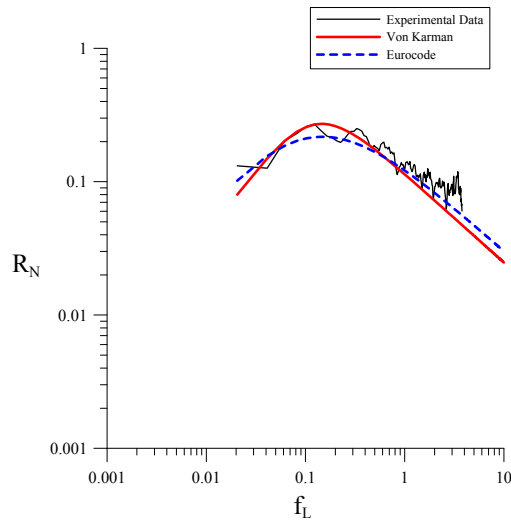


圖 21 2011 年夏季之無因次化風譜分佈 (蕭&陳, 2012)

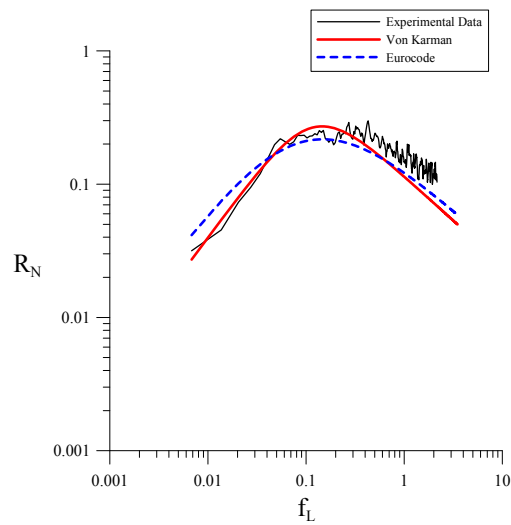


圖 22 2011 年秋季之無因次化風譜分佈 (蕭&陳, 2012)

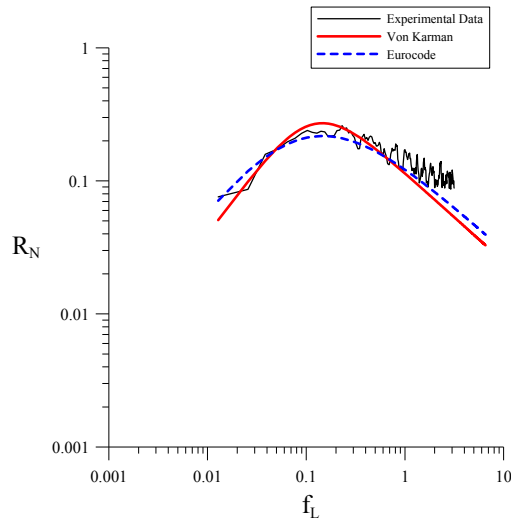


圖 23 2011 年冬季之無因次化風譜分佈 (蕭&陳, 2012)

4. 強風特性

臺灣每年遭受平均將近 4 次颱風侵襲，造成風災嚴重不一，但就風工程師角度，除了一般風特性探討外，強風之特性分析探討也是相當重要有趣！

民國八十七年(1998 年)十月二十五日至二十七日巴比斯(Babs)颱風襲台，在基隆海洋大學濱海校區海岸風速測站三向超音波風速計測得之風速資料與平均風向，記錄時間示如表 4-1。

紊流積分長度尺度基本上可視為量度組成紊流之渦流之平均尺寸。若採用卡式座標(主流向 x 、側向 y 、垂直向 z)，以及考慮三方向之紊流速度(主流向 u 、側向 v 、垂直向 w)，則紊流尺度將包含九個分量，例如 L_x^u 、 L_y^u 、 L_z^u 、 L_x^v 、 L_y^v 、 L_z^v 、 L_x^w 、 L_y^w 、 L_z^w 。

經分析計算後，獲得該次颱風期間強風之各向分量之紊流積分時間尺度(integral timescale)與積分長度尺度(integral length scale)，結果列於表 4-2。(Shiau & Chen, 2001)

表 4-1 巴比斯颱風期間風速記錄時間與平均風向 (Shiau & Chen, 2001)

Run	Date	Recording time	Mean wind direction
1	981025	00:10-00:20	WNW
2	981025	01:40-01:50	WNW
3	981026	00:20-00:30	WNW
4	981026	00:30-00:40	WNW
5	981026	00:40-00:50	WNW
6	981026	01:00-01:10	WNW
7	981026	01:10-01:20	WNW
8	981026	01:20-01:30	WNW
9	981026	01:30-01:40	WNW
10	981027	02:20-02:30	WNW
11	981027	02:40-02:50	WNW
12	981027	07:10-07:20	WNW
13	981027	13:30-13:40	WNW
14	981027	13:40-13:50	WNW

表 4-2 巴比斯颱風期間強風之各向分量紊流積分時間尺度與積分長度尺度 (Shiau & Chen, 2001)

Run No.	Integral time scale (sec)			\bar{u}	Integral length scale (m)		
	T_u	T_v	T_w	m/s	L_x^u	L_x^v	L_x^w
1	2.3	0.7	1.9	9.3	21.1	6.6	17.4
2	5.6	0.9	1.2	9.1	50.7	8.1	11.1
3	3.8	1.3	1.0	9.6	36.1	12.7	9.8
4	2.2	10.7	0.8	10.0	22.1	107.0	7.5
5	4.4	1.1	0.7	10.6	47.0	11.4	7.7
6	2.1	0.9	0.8	13.0	26.9	12.1	9.8
7	3.7	0.5	0.3	11.0	40.2	5.1	3.3
8	2.3	0.9	1.0	11.0	25.4	10.4	10.5
9	17.8	1.0	0.7	10.0	177.2	10.3	7.0
10	8.9	0.4	0.3	10.5	93.2	3.6	2.7
11	11.0	0.4	0.8	8.9	97.9	3.9	6.7
12	51.8	0.5	2.5	8.7	451.3	4.7	22.0
13	5.9	0.8	2.7	11.3	67.0	9.5	30.3
14	12.9	3.6	4.2	9.9	128.4	35.3	41.3
Average	---	---	---	---	91.8	17.2	13.4

巴比斯颱風(強風)量測之主流向、側向、以及垂直向之風譜結果分別如圖 24、圖 25、與圖 26 所示。其中主流向風譜與 Von Karman 公式比較，大致符合。

若假定紊流風場具有等向性(isotropic turbulence)，則其他方向紊流風速之風譜，例如側風向風譜(power spectrum of lateral turbulent velocity)，

$S_v(n)$ 、或垂直向風譜(power spectrum vertical turbulent velocity), $S_w(n)$ 可利用等向性紊流理論(the theory of isotropic turbulence)推導求得如下式:

$$S_v(n) = S_w(n) = \frac{1}{2} \left[S_u(n) - n \frac{dS_u(n)}{dn} \right] \quad (7)$$

圖 25 與圖 26 所示為巴比斯颱風(強風)量測值與等向性風譜公式之比較。由於實際狀況與理想紊流等向性之條件略有差別，因此二者結果有些微差異，但整體風譜變化趨勢一致。

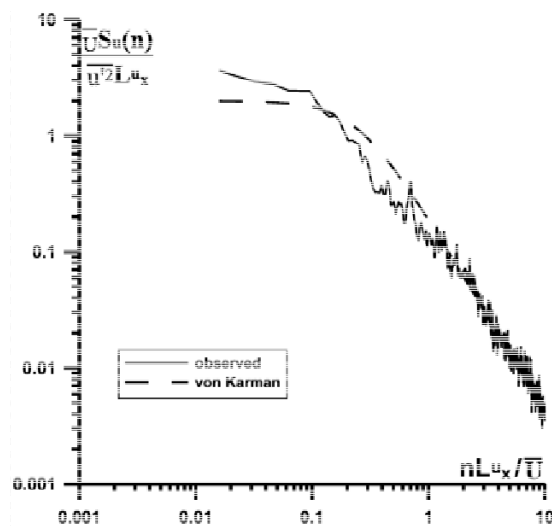


圖 24 巴比斯颱風(強風)主風向風譜觀測值與 Von Karman 風譜公式之比較 (Shiau & Chen, 2001)

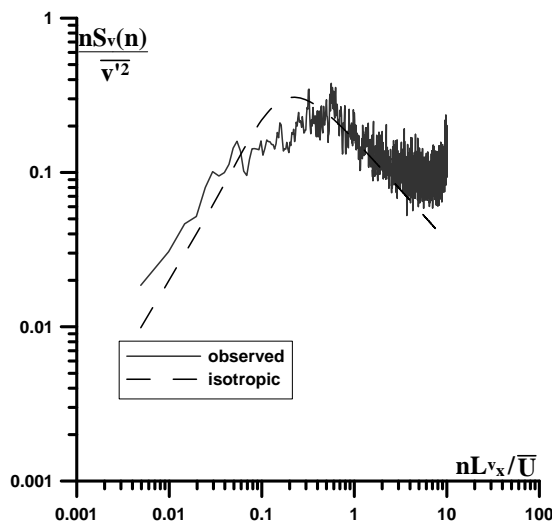


圖 25 巴比斯颱風(強風)側向風譜觀測值與等向性紊流理論風譜公式之比較 (Shiau & Chen, 2001)

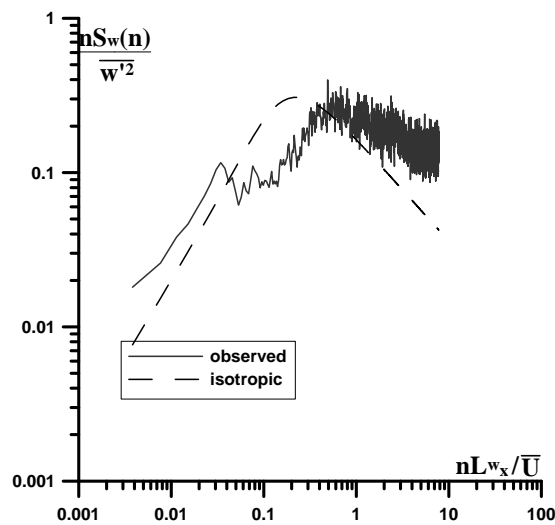


圖 26 巴比斯颱風(強風)垂直向風譜觀測值與等向性紊流理論風譜公式之比較
(Shiau & Chen, 2001)

另外 1998 年 10 月 16 日瑞伯(Zeb)颱風之強風紊流特性與風譜變化，也有詳細分析，可參閱 Shiau (2000)。

5. 結論

本文目的主要係介紹實場風速量測，並據以分析風之紊流特性與風譜變化。文中以基隆海岸地區與台北都市地區為案例，分析過程以及分析結果，可提供從事相關風工程研究或規畫之參考。

6. 參考文獻

1. Shiau, B.S., Chen, Y.S., Wang, C.Y., and To, K., "Observation on Wind Characteristics and Spectra for Estimation of Wind Energy Potential in City and Coastal Areas of Taiwan", The 12th Americas Conference on Wind Engineering, Seattle, USA, June, 2013.
2. 蕭葆義，王哲瑜，"海岸地區風與風譜特性及風能潛勢分析-以基隆海岸地區為例"，第四屆全國風工程研討會，2012 年 10 月，第 60-67 頁，高雄市，中華民國
3. 蕭葆義，陳佑姍，"都市地區風與風譜特性及風能潛勢探討-以臺北市南港地區為例"，第四屆全國風工程研討會，2012 年 10 月，第 52-59 頁，高雄市，中華民國

4. 蕭葆義，林濬弘，”臺灣基隆海岸地區風譜特性探討”，第 33 屆海洋工程研討會，2011 年 12 月，高雄市，中華民國
5. 蕭葆義，風工程，國立臺灣海洋大學河海工程學系講稿，2008
6. Shiau, B.S., “Velocity Spectra and Turbulence Statistics at the Northeastern Coast of Taiwan under High-wind condition,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.88, pp.139-151, 2000.
7. Shiau, B.S., and Chen, Y.B., “In Situ Measurement of Strong Wind Velocity Spectra and Wind Characteristics at Keelung Coastal Area of Taiwan,” *Atmospheric Research*, Vol. 57, pp.171–185, 2001.
8. Shiau, B.S. and Chen, Y.B., “Observation on Wind Turbulence Characteristics and Velocity Spectra near the Ground at the Coastal Region,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.90, pp.1671-1681, 2002.

台灣地區風速頻譜之探討

張景鐘

國立台灣海洋大學河海工程學系教授

1. 前言

台灣位處西太平洋熱帶氣旋頻繁的區域，夏、秋之際多颱風；冬季亦有強勁的東北季風肆虐，常造成建築結構物的損壞。本研究近年來分別收集台灣地區北部基隆港、海洋大學工學館；中部地區台中港；南部地區彌陀、永安港等地之歷年強風風速歷時資料。擷取其中平均風速大於 9 m./sec. 之風速歷時資料，採用不同之頻譜窗函數，進行風速能量頻譜密度(PSD)分析，並繪圖比較不同風速能量頻譜公式之回歸結果。再依據多個國外學者建議之風速能量頻譜公式，進行係數回歸與密度試驗。最後進行不同測量點間，各相異地域、地況條件之風速能量頻譜相關性研究，以獲得適合台灣地形地況之能量頻譜式。

2. 風速能量譜公式之建立

風速的時間域分佈，為一充滿諸多不確定因素之隨機分佈。故必須利用統計的方法加以處理，才可合理的加以描述及評估。此類動力分析問題，均屬於非定態分析或屬隨機漫散振動分析領域。本文所屬相關之數學模式建立，為使數值分析進行之可行，均假設在資料取樣空間中所得之整體記錄平均值，不隨任一時間點而改變，將風速視為一穩態隨機過程予以分析，進行頻譜分析與回歸之計算結果。

地球邊界層之大氣風變化現象，基於連體運動方程式、質量守恆與動量平衡方程式等條件下，可以化成控制方程式之數學模式型態。

$$U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - fV - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_u}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

$$U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + fU - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_v}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + g = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

其中 U, V, W 為卡式座標系中之 x, y, z 軸之平均風速分量。

p : 平均風壓值。

ρ : 空氣密度。

g : 重力加速度。

τ_u, τ_v : 沿 x, y 軸方向之剪應力。

由上式可知，水平梯度壓力(Horizontal Pressure Gradient)之垂直變化與水平梯度密度(Horizontal Density Gradient)相關。故在此假設下，水平梯度壓力並不隨高度而變，且當位於邊界層頂之水平梯度壓力，將具相同量值。式(3)可表示為

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \left[fV_{gr} \pm \frac{V_{gr}^2}{r} \right] \quad (5)$$

其中 V_{gr} : 梯度速度。

r : 氣象等壓線之曲率半徑。

n : 梯度風速之方向。

當考慮地球自轉速度後，式(5)可列為下式：

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = fV_g \quad \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = -fU_g \quad (6)$$

其中 U_g 與 V_g 分別表示地球自轉速度在 x 方向與 y 方向之分量。

當考量實際環境變化，以及定義渦旋黏性(Eddy Viscosity)係數 K 與混合長度(Mixing Length) L :

$$\tau_u = \rho \cdot K(x, y, z) \frac{\partial U}{\partial z} \quad (7)$$

$$\tau_v = \rho \cdot K(x, y, z) \frac{\partial V}{\partial z} \quad (8)$$

$$K(x, y, z) = L^2(x, y, z) \left[\left(\frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (9)$$

結合使用式(7)，式(8)與式(1)到式(4)將可應用於閉合平均風速場中(the mean velocity field closure)。再利用動量平衡方程式，則可推導得下式：

$$\left[U \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\overline{q^2}}{2} \right) + V \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\overline{q^2}}{2} \right) + W \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\overline{q^2}}{2} \right) \right] - \left[\frac{\tau_u}{\rho} \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\tau_v}{\rho} \frac{\partial V}{\partial z} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[w \left(\frac{p}{\rho} + \frac{q^2}{2} \right) \right] + \varepsilon = 0 \quad (10)$$

其中上標橫線表示，相當於時間項之平均值。

u, v, w ：各為 x, y, z 方向之波動風速。

p' ：波動壓力值(fluctuation pressure)。

ε ：每單位質量之能量消散比。

$$q = \left(u^2 + v^2 + w^2 \right)^{1/2} \quad (11)$$

式(10)為紊流動能方程式：其中第一項描述了大氣水平運動之紊流能量，第二項則描述紊流能量之生成、擴散，及消散之整個過程。H.A. Panofsky，A.S. Monin，與 J.F. Nash 等國外學者已成功的應用上列各式，在描述與預測三維邊界層中之各種現象。

假設紊流之運動方程式中，部份因數間可作轉換，並在能量消散過程中，考慮黏滯效應。在缺乏能量源之繼續供給，紊流運動之動能將逐漸消滅。且黏滯效

應越大，則動能削減愈快。更深入探討各相關係數之影響，以上之動能衰減時間，與在高波數之渦旋週期相比，衰減時間相對地較長。這些渦旋能量在假定之特例下，將可被視為穩定狀態。

依據 Kolmogorov 第一假設，紊流波動速度可視為由風場中之各渦旋效應疊加而成。相對地，紊流運動之總動能，可視為由流場中之各渦旋所提供。在此，將利用內含供應能量之紊流波數係數之 $E(K)$ 方程式，來定義紊流運動之能量頻譜。依據 Kolmogorov 第二假設，可建立一適合高 K 值之關係式，如下所示：

$$F[E(K), K, \varepsilon] = 0 \quad (12)$$

其中 $E(K)$ ：為每單位紊流波數之能量值

上式括弧內各項之因次式為 $[L^3 T^2]$ ， $[L^{-1}]$ ， $[L^2 T^3]$

$$E(K) = a_1 \cdot \varepsilon^{2/3} \cdot K^{-5/3} \quad (13)$$

其中 a_1 為一般性常數。

當加進物理等向性之考量後，縱向波動速度頻譜可列為下式：

$$S(K) = a \cdot \varepsilon^{2/3} \cdot K^{-5/3} \quad (14)$$

其中依據實驗測量值[1]得到 $a \cong 0.5$ 。在大氣邊界層進行量測之結果，更加證實了在水平均勻流之能量生成，將趨近於能量消散之平衡理論。因此可以下式表示：

$$\varepsilon = \frac{\tau_0}{\rho} \frac{dU(z)}{dz} \quad (15)$$

其中依對數律可得：

$$U(Z) = \frac{1}{k} u_* \ln \frac{z}{z_0} \quad (16)$$

當式(15)，式(16)之單位質量消散比採用下式：

$$\varepsilon = \frac{u_*^3}{kz} \quad (17)$$

將式(17)代入式(14)

$$K = \frac{2\pi n}{U(z)} \quad (18)$$

其結果將可推得如 Kolmogorov (1941) [2]之正規化頻譜公式：

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = 0.26 f^{-2/3} \quad (19)$$

其中無因次量定義為： $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$

式(19)之左項稱為“縱向波動速度折減頻譜”(the reduced spectrum of the longitudinal velocity fluctuations)，且內含高度因數。

2.1 常見之風速能量頻譜方程式

下列各式為不同國外各學者提出之風速能量頻譜方程式，本研究分析與高度相關性與否之多種頻譜公式，進行探討，以做為台灣地區風速能譜之研究基礎。本文在此僅討論沿著平均風速方向之順風向紊流頻譜方程式。

(1) Kaimal (1972) [3] and Simiu (1974) [3]:此式採用於 NBC(National of Standards) 1980 修訂版。適用於低頻及高頻範圍。該式在大氣低層將近似於式(19)

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{200f}{(1+50f)^{5/3}} \quad (20)$$

其中折減頻率(reduced frequency)為一無因次量，定義為：

$$f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)} \quad (21)$$

縱向波動速度可以代用近似式： $\sigma_u^2 = 6u_*^2$

- (2) Kolmogorov (1941) [3]: 此式於高頻區使用，由 F. Pasquill, P. R. Owen., J. C. Kaimal 等學者，皆驗證其極具可靠性。在工程應用上以 $f > 0.2$ [4] 為佳。Solari 於 1982 年既採用此頻譜公式。

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = 0.26 f^{-2/3} \quad (22)$$

其中 $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$

- (3) Hino (1971) [4] (“von Karman” type spectrum) :

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{0.475x}{(1+x^2)^{5/6}} \quad (23)$$

其中 $x = \frac{250n \cdot Z^{0.42}}{U(Z)}$ (24)

- (4) Teunissen (1980) [4] : Kaimal 式之修訂。

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{105f}{(0.44 + 33f)^{5/3}} \quad (25)$$

其中 $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$ (26)

Solari (1987) [8] :

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{2.21\beta^{2.5}f}{(1+3.31\beta^{1.5}f)^{5/3}} \quad (27)$$

其中 $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$ (28)

$$\sigma_u^2(Z) = \beta \cdot u_*^2, \quad \beta=5.53, \quad CZ=11.5$$

(5) von Karman (1948) [4]: 此式不適用於設計較重視高頻反應的結構物；較適合於使用在重視低頻反應的結構物上，如振動週期非常大的牽纜式海域平台。

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{4\beta \left(\frac{n \cdot L_u^x}{U} \right)}{\left(1 + 70.8 \left(\frac{n \cdot L_u^x}{U} \right)^2 \right)^{5/6}} \quad (29)$$

Solari (1993) [9]:

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{6.868 \left(\frac{f \cdot L_u^x}{Z} \right)}{\left(1 + 10.302 \left(\frac{f \cdot L_u^x}{Z} \right)^2 \right)^{5/3}} \quad (30)$$

$$\text{其中 } f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)} \quad (31)$$

$$\text{當 } n \cdot S_u(Z, n) \text{ 最大時, } fm = 0.1456 \frac{Z}{L_u^x(Z)} \quad (32)$$

(6) Davenport (1961) [14]: 此式與高度無關，且參考文獻中指出：當在高度 300 公尺且地表粗糙長度為 0.08 m 時，此式在高頻區($n > 0.1\text{Hz}$)將高估 100% ~ 400%。該式採用於 SNBCC (Supplement to the National Building Code of Canada, 1990) and ANSI (American National Standards Institute, 1990)。

$$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{4.0x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \quad (33)$$

$$\text{其中 } x = \frac{1200n}{U(10)} \quad (34)$$

n: 頻率(Hz)

U(10) : 10 m 高之平均風速

(7) Harris (1997) [31] (“von Karman” type spectrum) : 此式與式一樣，和高度無關。
採用於 ESDU (Engineering Science Data Unit, 1989)。

$$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{4.0x^2}{(2+x^2)^{5/6}} \quad (35)$$

$$\text{其中 } x = \frac{1800n}{U(10)} \quad (36)$$

(8) Reinhold, et al.. (1974) [4] : Kaimal 式之修訂。

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{4\left(\frac{n \cdot L_u^x}{U}\right)}{(1.0 + 71.05\left(\frac{n \cdot L_u^x}{U}\right)^2)^{5/6}} \quad (37)$$

$$\text{其中 } L_u^x = 151\left(\frac{Z}{10}\right)^{\alpha_L} \quad (\text{meters}) \quad (38)$$

α^L 指數與高度有關

(9) Simiu (1974) [5] & (1978) [6] :

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \begin{cases} c_1 + a_1 \cdot f + b_1 \cdot f^2 \leftarrow 0 \leq f \leq f_m \\ c_{2+} a_2 \cdot f + b_2 \cdot f^2 \leftarrow f_m \leq f \leq f_s \end{cases} \quad (39)$$

其中 f_m = peak similarity coordinate (尖峰相似座標)。

f_s = lower limit of inertial sub-range (慣性子區底限)。

(10) Olesen, et al..(1984) [9] : 此式之常數 A, B 決定頻譜在頻率範圍上的位置，
而參數 α, β, γ 決定頻譜之形式。

$$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{A \cdot f^\gamma}{(1 + B \cdot f^\alpha)^\beta} \quad (40)$$

其中 $A, B, \alpha, \beta, \gamma$ 其值在高頻與低頻具相異值，且必須滿足式：

$$f_m = \left(\frac{1.5\gamma}{B} \right)^{1/\alpha} \quad \& \quad \gamma - \alpha\beta = -\frac{2}{3} \quad (41)$$

以上為現行常被採用的縱像紊流能量頻譜密度方程式。皆有其在各地域之代表性，與優缺點。

2.2 漫散頻譜函數

當假設風速歷時資料為穩定隨機函數，依漫散振動理論定義，自相關函數 (Auto-correlation Function) $R_{uu}(\tau)$ 為描述相同記錄中不同時間的相關程度：

$$R_{uu}(\tau) = E[u(t) \cdot u(t + \tau)] = \lim_{T \rightarrow \infty} \left[\frac{1}{T} \int_0^T u(z, t) \cdot u(z, t + \tau) dt \right] \quad (42)$$

因假設取樣過程為穩定之隨機過程， $R_{uu}(\tau)$ 只與延時 τ 相關，與絕對時間 t 無關，可推知其為一偶函數。

$$R_{uu}(\tau) = E[u(t) \cdot u(t - \tau)] = R_{uu}(-\tau) \quad (43)$$

假設 $R_{uu}(\tau \rightarrow \infty) = 0$ 且 $\int_{-\infty}^{\infty} |R_{uu}(\tau)| dt < \infty$ ；對 $R_{uu}(\tau)$ 做傅利葉轉換，既可得到能量頻譜密度函數 (Power Spectrum Density Function) PSD；於風力工程中，將應用該式於縱向紊流頻譜密度函數之計算，以求出風譜能量。如下所示：

$$S_{uu}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{uu}(\tau) \cdot e^{-\omega\tau} d\tau \quad (44)$$

Davenport (1961) 將波動風速視為由諸多諧和分量所組合而成。其數學模式可以 Fourier 級數表示：

$$u(z,t) = u_j \cdot \sin(2\pi \frac{j}{T_0} t + \phi_j) \quad (45)$$

其中， $\frac{j}{T_0}$ = 第 j 個諧和頻率， u_j = 第 j 個振幅， ϕ_j = 第 j 個相角。

將本式代入紊流波動式，可得：

$$\overline{u^2} = \int_0^\infty \frac{u^2(z,n)}{2} dn = \int_0^\infty S_u(Z,n) dn \quad (46)$$

其中 $n = \frac{j}{T_0}$ = 頻率；而 $\frac{u^2(z,n)}{2}$ 既為縱向紊流波動之頻譜密度函數(Spectral Density Function)，表示縱向風速之能量值，記為 $S_u(Z,n)$ 。

2.3 能量密度頻譜分析

假設 $c(t)$ 函數代表時間域之樣本空間，則從 T 時間長度中，離散化取樣風速歷時資料 n 個樣本點，將可得到一 c_0, c_1, \dots, c_{n-1} 之時間序列。其中樣本點之時間域間隔長度 = Δ ，既 $T = (n-1)\Delta$ 。現行常用之能量譜之定義，有下列三種：

(1) 平方總和振幅 “Sum Squared Amplitude”

$$\rightarrow \sum_{j=0}^{N-1} |c_j|^2 \quad (47)$$

(2) 均方振幅 “Mean Squared Amplitude”

$$\rightarrow \frac{1}{T} \int_0^T |c(t)|^2 dt \approx \frac{1}{N} \sum_{j=0}^{N-1} |c_j|^2 \quad (48)$$

(3) 平方時間積振幅 “Time-integral Squared Amplitude”

$$\rightarrow \int_0^T |c(t)|^2 dt \approx \Delta \sum_{j=0}^{N-1} |c_j|^2 \quad (49)$$

由 Nyquist 之定義可知：PSD 僅在 $-f_c < f < f_c$ 之頻率範圍內才可合理定義。

且依據取樣理論(sampling theorem)，能量只存在於 Nyquist 區間。以下將 $P(f)$ 定義為式(48)至式(49)中，任一種 PSD 定義型態。

PSD 之運算，在此將引進“Periodogram”運算法[11]。因風速歷時資料為離散化之序列值，時間域至頻率域之轉換分析將採 FFT 進行。首先，為求整體風速歷時資料，樣本空間軸之準確性，將先進行“Moving Average”之動作[12]。

為使 FFT 轉換分析進行之可能，將在原始樣本空間 $c_j, \{j=1, \dots, n-1\}$ 之後，進行補零(Zero Padding)動作。如此，將使擴充至 $\{j=0, 1, \dots, n-1, n, n+1, \dots, N-1\}$ ，共 N 項；而 N 需為 2 之次方倍。在頻譜分析過程中，往往因資料群組之分佈空間重疊(Overlap)，解析度問題等，而造成頻率域分析之偏差，失真現象。依數值分析學者之實際分析報告中指出：當 Zero Padding 之項數，擴充至最接近且不小於 n 之 2 次方項，此時含 Zero Padding 之總樣本點為 N 項離散點。當再進一步將整個樣本點擴充至 $2N$ 離散點時，因可避免頻譜之 Overlap 現象發生。在不進行頻譜運算之後處理情形下，亦可獲得極佳之 PSD 計算結果。上述計算步驟式列出如下：

$$\tilde{c}_j = \begin{cases} c_j - \bar{\mu}_c & j=0,1,\dots,n-1 \\ 0 & j=n,\dots,N,\dots,2N \end{cases} \quad (50)$$

其中 $\bar{\mu}_c$ = 樣本空間之中間軸值。

離散化之 FFT 可列為下式：

$$\zeta_c(\omega_k) = \sum_{j=0}^{N-1} \tilde{c}_j \cdot e^{-i\omega_k j} \quad k=0, \pm 1, \dots, \pm(N-1) \quad (51)$$

$$\zeta_c(\omega_k) = \alpha_c(\omega_k) - i\beta_c(\omega_k) \quad (52)$$

$$\begin{aligned} \alpha_c(\omega_k) &= \sum_{j=0}^{n-1} \tilde{c}_j \cdot \cos(\omega_k \cdot j) \\ \beta_c(\omega_k) &= \sum_{j=0}^{n-1} \tilde{c}_j \cdot \sin(\omega_k \cdot j) \end{aligned} \quad (53)$$

{c_t}時間序列經由 FFT 離散化計算之 Periodogram 推導式，進行如下：

$$P_{n,N,C_j}(\omega_k) = K \left| \sum_{j=0}^{N-1} c_j \cdot e^{i\omega_k \cdot t} \right|^2 = K |\zeta_k(\omega_k)|^2 \quad (54)$$

$$\text{其中 } K = \begin{cases} \frac{2}{n} : \text{the usual periodogram} \\ \frac{1}{2\pi n} : \text{the modified periodogram} \end{cases} \quad (55)$$

K 為一比例項，本文以下相關之頻譜分析運算及程式寫作，均將採用 the modified periodogram。

$$\begin{aligned} P_{n,N,C}(\omega_k) &= A_c^2(\omega_k) + B_c^2(\omega_k) \\ A_c^2(\omega_k) &= K^{1/2} \cdot \alpha_c(\omega_k) \\ B_c^2(\omega_k) &= K^{1/2} \cdot \beta_c(\omega_k) \end{aligned} \quad (56)$$

其中能量譜之計算，由 Periodogram 可定義在 N/2+1 之頻率項，並符合 Nyquist 之臨界頻率，可表為：

$$P(0) = P(f_0) = \frac{1}{N^2} |c_0|^2 \quad (57)$$

$$P(f_k) = \frac{1}{N^2} \left[|c_k|^2 + |c_{N-k}|^2 \right] \quad (58)$$

$$P(f_c) = P\left(\frac{f_{N/2}}{2}\right) = \frac{1}{N^2} |c_{N/2}|^2 \quad (59)$$

其中 f_k 之定義域僅為零或正數域。

$$f_k = \frac{k}{N \cdot \Delta} = 2f_c \frac{k}{N} \quad k=0, 1, \dots, N/2 \quad (60)$$

由 Parserval's 定理可知 c_t 序列中 P 之 N/2+1 項之總和等於均方振幅。

$$\sum_{k=0}^{N-1} |c_k|^2 = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} |\zeta_k|^2 \quad (61)$$

至此，需提出一整體分析之疑問點。既，基於何種觀點，可以確認 Periodogram 之計算是否足以代表時間序列之能量譜。因為在頻率 f_k 處之 $P(f_k)$ ，幾乎無法與 $P(f)$ 值相等。通常只能使 $P(f_k)$ 成為，在以 f_k 為中心之狹窄窗函數上，某種代表 $P(f)$ 平均值的函數。以 Periodogram 在式(60)計算為例，將以頻率域偏移量 s 為變數，寫成窗函數型態：

$$W(s) = \frac{1}{N^2} \left[\frac{\sin(\pi s)}{\sin(\pi s / N)} \right]^2 \quad (62)$$

此類解決 Leakage 之方法，稱為 Data Windowing。另一關係樣本空間大小，與精確度問題為：當 $N \rightarrow \infty$ ，頻譜分析之變異數大小。換言之，當從原連續方程式，或更長之取樣空間，或以更高之取樣頻之記錄中，擷取更多之樣本點數時，在計算 P_k 上，將增進多少之精確度。以數值分析學者之研究報告指出，Periodogram 之經度，並不因 N 值更大而變的更為準確。實際上，在 f_k 上 periodogram 計算之變異數，永遠相等於在其頻率域之期望值的平方；也就是說，其標準差總是 100%，與取樣 N 值無關。額外增加之樣本點，確實造成了，離散化之 f_k 頻率點之較為大量之計算。假如以相同之取樣頻率，取樣一較長之資料群組，而 Nyquist 臨界頻率 f_c 不做改變，增加之樣本點將提高頻譜之解析度。同樣地，假如以較佳之樣本區間，取樣相同之樣本空間長度，並不影響頻譜之解析度，但是 Nyquist 臨界頻率空間，將因而可延伸至更高頻。在上述兩種情況中，皆增加了取樣點數，卻無法相對地減低計算結果之變異數。

欲獲得較佳之分析結果，在此將引進 Data Windowing 技巧，其使用目的在於改進式(62)。通常在 PSD 各頻率分量上，包含了 Leakage 現象。由摺積理論可知：在原始數據資料上乘以方形窗函數之 Fourier 轉換，相等於原始資料以視窗 Fourier 轉換(window' s Fourier transform)之 Fourier 轉換。在此將定義單位窗函數之 Fourier 轉換如下：

$$W(s) = \frac{1}{N^2} \left[\frac{\sin(\pi s)}{\sin(\pi s / N)} \right]^2 = \frac{1}{N^2} \left| \sum_{k=0}^{N-1} e^{2\pi i s k / N} \right|^2 \quad (63)$$

當 s 值較大時，將產生 Leakage 現象，主要因為方形窗函數於區間之閉合變化過於劇烈，該式應用之 Fourier 轉換在高頻分量處以被雜訊取代。為矯正此種情況，可將時間序列之原始資料群，乘上一從 0 到極值間之變化較為和緩之窗函數 ω_j 。其表示式可更改如下：

$$D_k \equiv \sum_{j=0}^{N-1} c_j \cdot \omega_j \cdot e^{2\pi i j k / N} \quad k=0, 1, \dots, N-1 \quad (64)$$

$$P(0) = P(f_0) = \frac{1}{W_{ss}} |D_0|^2$$

$$P(f_k) = \frac{1}{W_{ss}} \left[|D_k|^2 + |D_{N-k}|^2 \right] \quad k=1, 2, \dots, \left(\frac{N}{2} - 1 \right) \quad (65)$$

$$P(f_c) = P(f_{N/2}) = \frac{1}{W_{ss}} |D_{N/2}|^2 \quad (66)$$

其中 W_{ss} 代表 “window squared and summed”

$$W_{ss} \equiv N \sum_{j=0}^{N-1} \omega_j^2 \quad (67)$$

式(63)之通式，可改寫如下：

$$W(s) = \frac{1}{W_{ss}} \left| \sum_{k=0}^{N-1} e^{2\pi i s k / N} \cdot \omega_k \right|^2 \quad (68)$$

連續方程式 $\omega \left(k - \frac{N}{2} \right)$ 在積分式上，可視為一經過點 ω_k 之圓滑化方程式。

2.4 頻譜分析窗函數之選擇

頻譜分析相關之著名窗函數主要有以下數種：

(1) Modified Bartlett Spectral 窗函數：

$$W_n(\omega) = \frac{1}{2\pi M} \left\{ \frac{\sin\left(\frac{M\omega}{2}\right)}{\sin\left(\frac{\omega}{2}\right)} \right\}^2 = F_M(\omega) \quad (69)$$

其中 $F_M(\omega)$ 對應 M 階之 Fejer kernel。

(2) Daniell Spectral 窗函數：

$$w_n(\omega) = \begin{cases} \frac{M-\pi}{2\pi} \frac{\pi}{M} \leq \omega \leq \frac{\pi}{M} \\ 0 \text{ otherwise} \end{cases} \quad (70)$$

(3) Tukey Spectral 窗函數 I：

$$W_n(\omega) = a \cdot D_M\left(\omega - \frac{\pi}{M}\right) + (1-2a)D_M(\omega) + a \cdot D_M\left(\omega + \frac{\pi}{M}\right) \quad (71)$$

其中 $DM(\omega)$ 表示 Dirichlet kernel。當 $a = 0.23$ 。

(4) Tukey Spectral 窗函數 II：

$$W_n(\omega) = a \cdot D_M\left(\omega - \frac{\pi}{M}\right) + (1-2a)D_M(\omega) + a \cdot D_M\left(\omega + \frac{\pi}{M}\right) \quad (72)$$

其中 $D_M(\omega)$ 表示 Dirichlet kernel。當 $a = 0.25$ 。

(5) Parzen Spectral 窗函數：

$$W_n(\omega) = \frac{6\pi}{M} [F_{M/2}(\omega)]^2 \left\{ 1 - \frac{2}{3} \sin^2\left(\frac{\omega}{2}\right) \right\} \quad (73)$$

其中 M 為偶數。如為奇數則以 M+1 取代。

(6) Bartlett-Priestley Spectral 窗函數：

$$W_n(\omega) = \begin{cases} \frac{3M}{4\pi} \left\{ 1 - \left(\frac{M\omega}{\pi} \right)^2 \right\} & |\omega| \leq \frac{\pi}{M} \\ 0 & |\omega| > \frac{\pi}{M} \end{cases} \quad (74)$$

上述六種窗函數，經由本研究以實測風速資料，運算後比較各適用性與否，可以作為台灣區風速頻譜建立之運算依據。

本文針對上列六種窗函數，以賀伯風災中，取樣頻率為 10Hz，20 分鐘紀錄長度，平均順風向風速為 25.3 m/sec.之資料紀錄為分析樣本，加以評估，並選擇一窗函數以及其中之 M 係數。係數 M 之比較，將分別以 M=10, 100, 500, 1000, 5000 各係數比較之。如圖(1)至圖(6)所示，分別繪出各窗函數之不同係數 M 之比較，並於圖(1)中附上經由 Periodogram 轉換之原始資料折線，以比較窗函數濾波後之解析度。由圖可知當 M=5000 時之各窗函數，擁有較佳之解析度，足以代表原始折線。故選定 M=5000 作為係數 M 代表值。關於不同窗函數間之比較，可參考圖(7)，該圖為 M=5000 情況下，6 種窗函數之比較。

窗函數之選取決定，可由側漏量情形決定。本文依比較結果選取第一種 Modified Bartlett 窗函數，作為本研究風速頻譜分析之計算工具。經由以上步驟，可以依序決定頻譜計算方式。以賀伯颱風之 36 筆風速歷時資料為例，可繪得如圖(8)所示。

3. 風速歷時資料之收集

現行台灣地區之風速歷時資料相當稀少，主因具備最完善氣象監視資訊體系之中央氣象局，未能針對散佈台灣各地之氣象站，進行強風之風速歷時資料的量測與記錄，只有個別的研究學者有部分資料，使得台灣地區強風風速資料相當的不足，造成台灣地區風速能量譜之研究進行相當困難。

本研究分析之風速原始資料收集，分別取至台灣地區北、中、南三個地區，岸邊之風速測量點，或海上測量點等測站之風速歷時資料，其中進行風速大於每秒 9 米之強風速歷時資料分析，共得符合之總分析樣本為每筆長度 1200 秒之 1417 筆。對個別之儀器與地況分述如下：

(1) 彌陀、永安港測站：本測站之風速測量點高度為 11.5 公尺；地況分類屬海

面地型；型態為海中之立樁，上置風速計；資料記錄時間為 1992 年至 1994 年。

- (2) 台中港測站：本測站之風速測量點高度為 12.4 公尺；地況分類屬海面地型；型態為一立於台中外港外堤，海中之立樁。台上裝置含有超音波風速計（取樣頻率為 10Hz）與旋槳式風速計（取樣頻率為 1Hz），並含四支波高計；資料記錄時間為 1993 年至 1995 年。
- (3) 基隆港測站：本測站之風速測量點高度為 29.1 公尺；地況分類屬海面地型；型態為設於港內之岸邊地面測站，台上裝置風速計；資料記錄時間為 1994 年至 1995 年。
- (4) 海洋大學工學館測站：本測站之風速測量點高度為 26.2 公尺；地況分類屬海面地型；站址鄰近海濱（約 40m），設於基隆市鄰近碧砂漁港之海洋大學河海工程一館之頂樓水塔上，並做鋼管支撐架高 3m；資料記錄時間為 1995 年至 1997 年。

實驗儀器為 R. M. Young 公司所生產 Model 05103 Wind Monitor，葉片直徑為 18 cm，以 polypropylene 為材料所製，啟動風速為 1 m/s (2.2mph)，量測風速範圍 0 到 60 m/s (130mph)，最大承受陣風風速為 100 m/s (220mph)。資料記錄器為 TEAK RD-200T PCM Data Recorder，16 組輸出頻道之數位式磁帶紀錄器。再經由研華科技之 12bit，PCL-812 Enhanced Multi-Lab Card 將紀錄值，轉為數位式電腦檔案，進行歷時資料之後處理。每筆資料之紀錄時間為 20 分鐘，取樣頻率為 10Hz。量測期間曾歷經賀伯風災等年度性颱風紀錄。

4. 結論與討論

本文選用第一種 Modified Bartlett 窗函數，以 $M=5000$ 作為係數 M 代表值，進行本研究於台灣地區四個測量點之歷年風速資料回歸。回歸依據主要以前述所列舉之國外學者建議頻譜公式為主，但因其中部份頻譜公式，其年代之演進具相關性，只選用其中九種頻譜公式，作為台灣區頻譜密度函數回歸比較之用。圖(9)為國外學者原始建議式，台灣地區風速能量譜各式之比較可見圖(10)。

當設定 X 軸為基軸，引進偏差值作為各函數之比較，作為各式與資料群組間

之密和度關係。各頻譜密度函數回歸結果如表(1)所示。由表(1)之結果可知，採用第三組頻譜密度公式可得較佳之密和度情況。因此本研究建議現行台灣地區風速能量頻譜公式，可以該組公式做為代表。

表(1)中所列九組公式，可依公式中是否考量高程變數項，予以分為兩組。分別為第一至七式與高程相關，以及第八至九式與高程不相關。為分析風力頻譜在高程因數與量測收集地域間之差異性比較，由表(1)中選定兩組公式中，密和度情況較佳之式(23)與式(33)，分別進行四個測量地區之頻譜密度公式係數回歸，結果可得表(2)、表(3)所示。

由表(2)、表(3)之偏差值比較可知，由與高程相關之頻譜密度公式之式(23)，具有較佳之密和度。既在考量高度因數於公式中，對於台灣區之風速能譜回歸，將較具代表性。

在地域性風速能譜間之比較上，由式(23)之回歸結果，與式(23)及式(20)由國外學者建議公式之比較可見圖(11)、圖(12)。

5. 誌謝

本研究承蒙行政院國家科學委員會之部份經費補助特此致謝。

6. 參考文獻

1. H. Tennekes and J. L. Lumley, "A First Course in Turbulence", MIT Press, Cambridge, Mass., 1972.
2. Kaimal, J.C. et al.: "Spectral Characteristics of Surface Layer Turbulence". Journal of the Royal Meteorological Society, Vol.98, 1972, pp.563-589.
3. Simiu, E. & Scanlan, R.H. : "Wind Effects on Structures", 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1986.
4. H. W. Teunissen, "Characteristics of the Mean Wind and Turbulence in the Planetary Boundary Layer", Review No. 32, Institute for Aerospace Studies, University of Toronto, 1970.
5. Solari, G. : "Gust Buffeting. I : Peak Wind Velocity and Equivalent Pressure", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.2, pp.365-382, 1993.
6. Davenport, A.G. : "The Spectrum of Horizontal Gustiness near the Ground in High Winds", Journal of the Royal Meteorological Society, Vol.87, 1961,

pp.194-211.

7. Taranath Bungale S., "Structural Analysis & Design of Tall Building", MacGraw-Hill, New York, 1988.
8. Simiu, E. : "Wind Spectra and Dynamic Along-Wind Response", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No.9, 1974, pp.1897-1910.
9. Harris R. I., "The Nature of Wind", The Modern Design of Wind-Sensitive Structures, Construction Industry Research and Information Association, London, U.K., 1971.
10. 蔡益超、林宗賢, "建築物所受風力有關規範之研擬", 行政院國科會大型防災計畫研究報告, NEC73-0414-P002-04, 1984.11。
11. E. Oran Brigham, "The Fast Fourier Transform and its Applications", 1988.
12. Steven M. Kay, "Modern Spectrum Estimation", 1988.

表 1 各頻譜密度函數回歸結果

	頻譜密度函數回歸式	偏差值百分比
1	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{219f}{(0.8 + 106f)^{5/3}}$ $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$	53.76%
2	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = 0.01087 f^{-2/3}$ $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$	83.80%
3	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{0.292x}{(1.4 + x^2)^{5/6}}$ $x = \frac{529n \cdot Z^{0.42}}{U(Z)}$	9.33%
4	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{97f}{(0.49 + 65f)^{5/3}}$ $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$	53.76%
5	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{3.43\beta^{2.5} f}{(0.9 + 9.20\beta^{1.5} f)^{5/3}}$ $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$	49.55

表 1 續 各頻譜密度函數回歸結果

6	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{u_*^2} = \frac{1.0\beta \left(\frac{n \cdot L_u^x}{U}\right)}{(1.8 + 90.0 \left(\frac{n \cdot L_u^x}{U}\right)^2)^{5/6}}$	40.13%
7	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{5.801 \left(\frac{f \cdot L_u^x}{Z}\right)}{(1.0 + 10.602 \left(\frac{f \cdot L_u^x}{Z}\right))^{5/3}}$ $f = \frac{n \cdot Z}{U(Z)}$	9.83%
8	$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{1.7x^2}{(0.6 + x^2)^{4/3}}$ $x = \frac{735n}{U(10)}$	58.60%
9	$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{3.0x^2}{(2.0 + x^2)^{5/6}}$ $x = \frac{1700n}{U(10)}$	94.76%

表 2 Hino (1971) 頻譜公式型之四測站回歸比較

測站	Hino (1971) 頻譜公式型	偏差值百分比
海大站	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{0.331x}{(1.4 + x^2)^{5/6}}$ $x = \frac{214n \cdot Z^{0.42}}{U(Z)}$	56.70%
基隆站	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{0.278x}{(0.6 + x^2)^{5/6}}$ $x = \frac{489n \cdot Z^{0.42}}{U(Z)}$	43.63%
台中站	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{0.288x}{(1.1 + x^2)^{5/6}}$ $x = \frac{410n \cdot Z^{0.42}}{U(Z)}$	51.52%
高雄站	$\frac{n \cdot S_u(Z, n)}{\bar{u}^2} = \frac{0.262x}{(1.3 + x^2)^{5/6}}$ $x = \frac{234n \cdot Z^{0.42}}{U(Z)}$	57.18%

表 3 Davenport (1961) 頻譜公式型之四測站回歸比較

測站	Davenport (1961) 頻譜公式型	偏差值百分比
海大站	$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{2.4x^2}{(1.2 + x^2)^{4/3}}$ $x = \frac{480n}{U(10)}$	361.19%
基隆站	$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{2.6x^2}{(1.1 + x^2)^{4/3}}$ $x = \frac{1595n}{U(10)}$	268.59%
台中站	$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{1.8x^2}{(0.6 + x^2)^{4/3}}$ $x = \frac{695n}{U(10)}$	326.77%
高雄站	$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{1.6x^2}{(1.2 + x^2)^{4/3}}$ $x = \frac{465n}{U(10)}$	366.82%

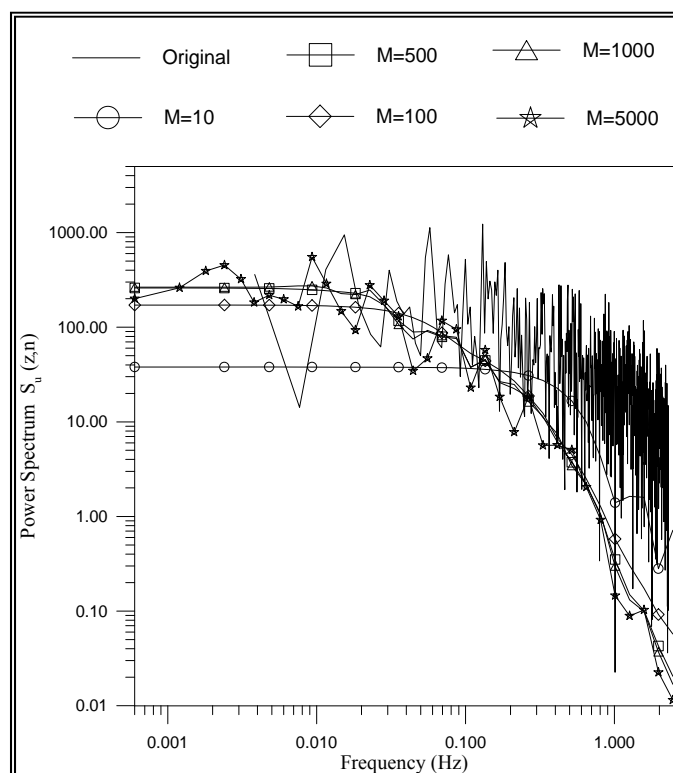


圖 1. Modified Bartlett Spectral 窗函數不同係數 M 之比較

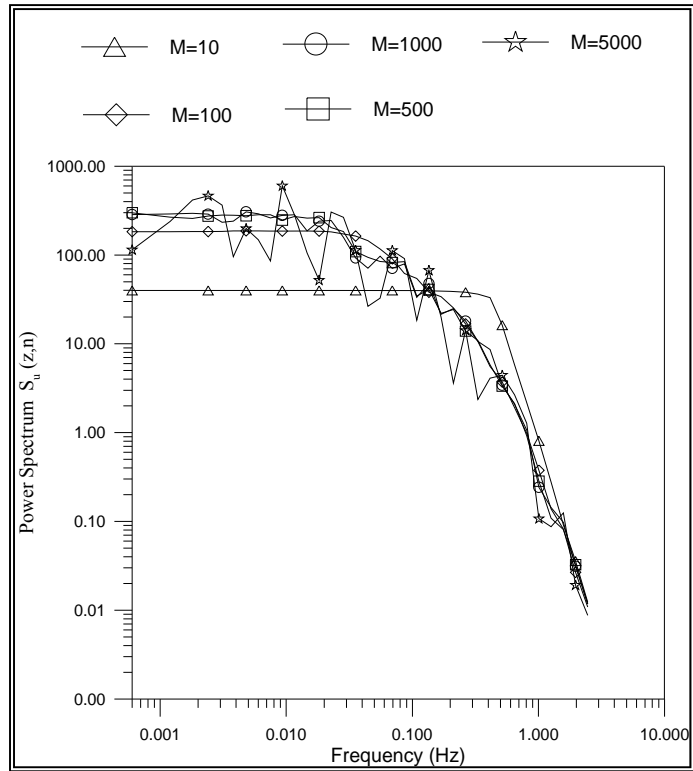


圖 2 Daniell Spectral 窗函數不同係數 M 之比較

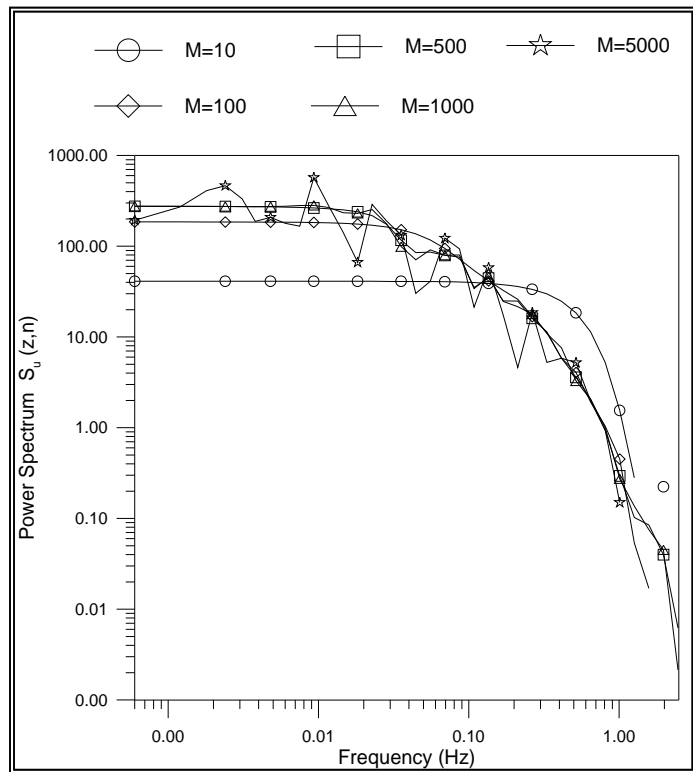


圖 3 Tukey Spectral 窗函數 I 不同係數 M 之比較

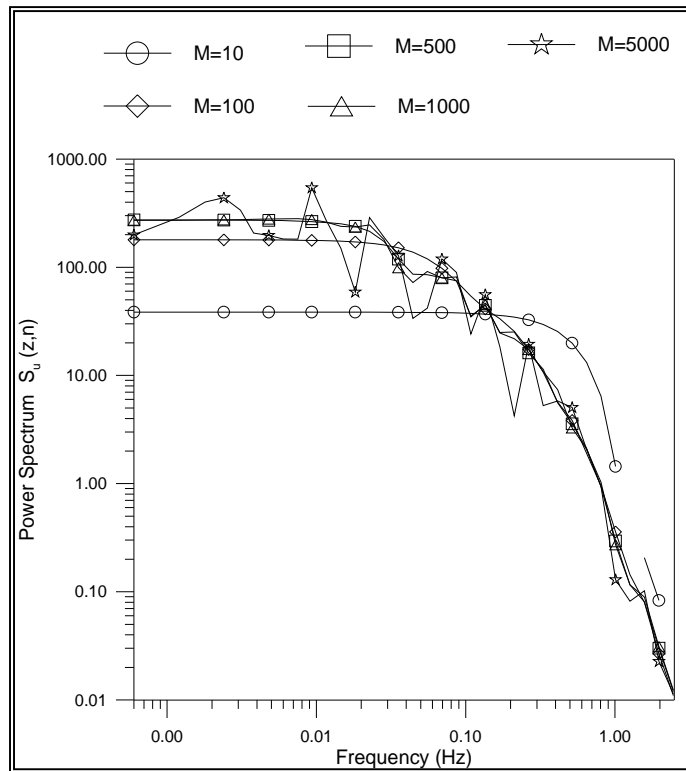


圖 4 Tukey Spectral 窗函數 II 不同係數 M 之比較

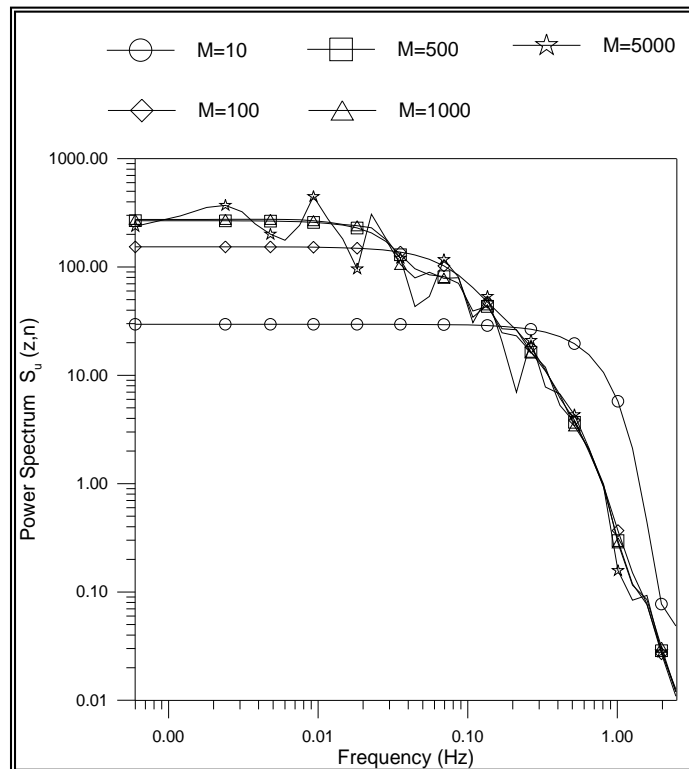


圖 5 Parzen Spectral 窗函數不同係數 M 之比較

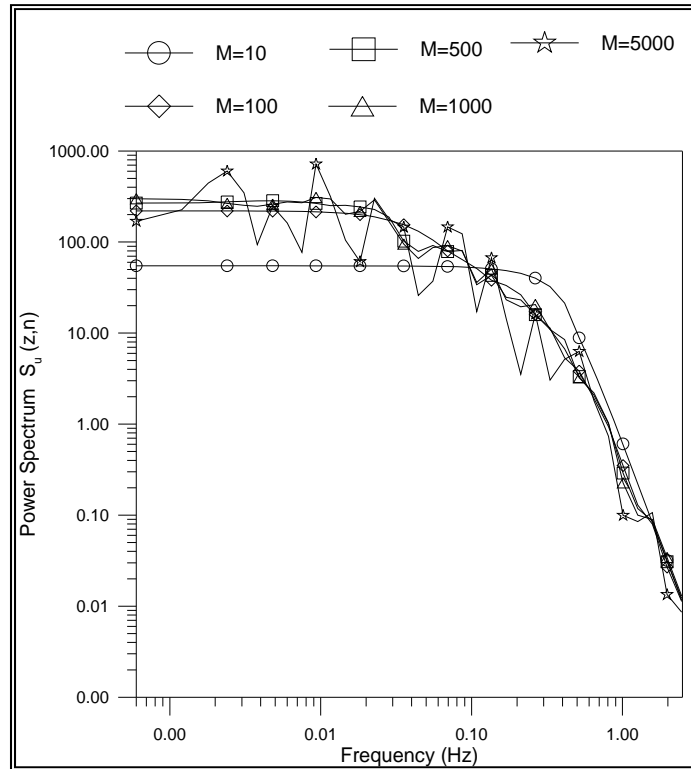


圖 6 Bartlett-Priestley Spectral 窗函數不同係數 M 之比較

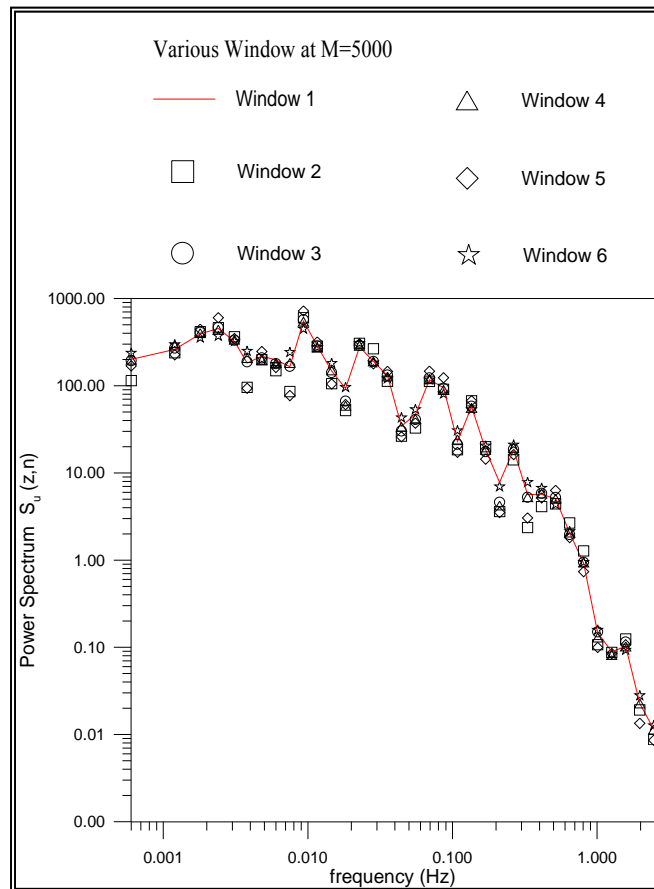


圖 7 六種窗函數比較圖

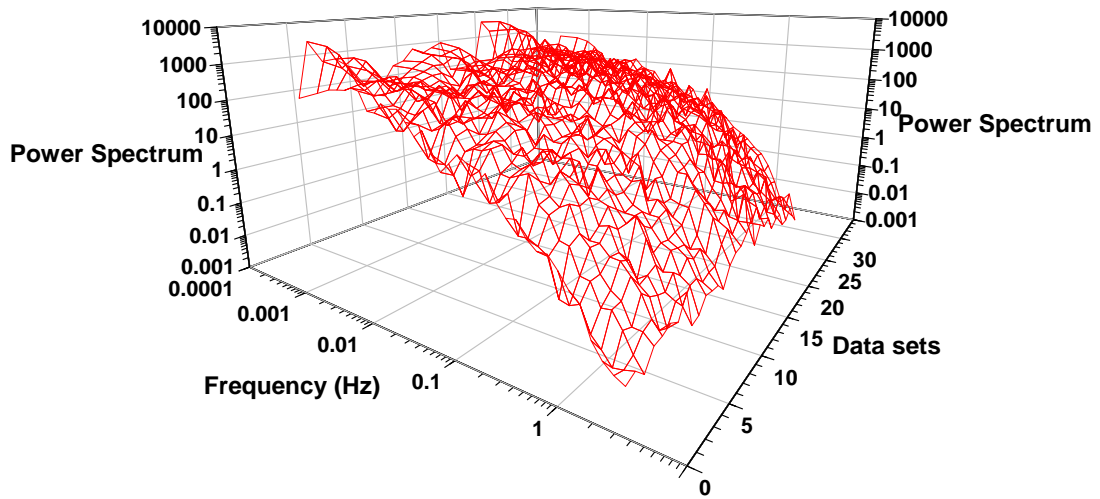


圖 8 賀伯颱風期間之 32 筆能量頻譜密度圖

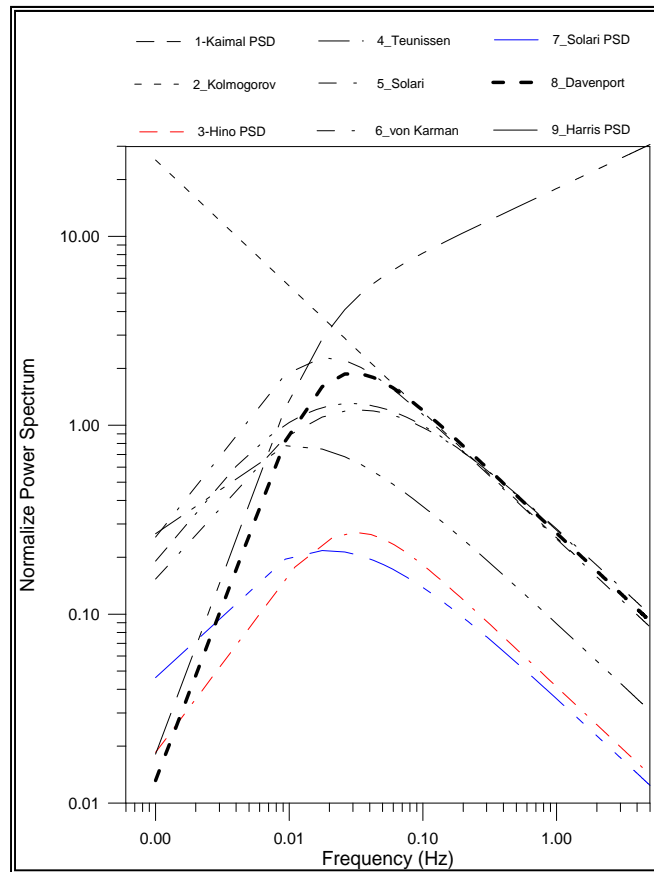


圖 9 國外學者建議之原始 9 種頻譜密度函數數比較圖

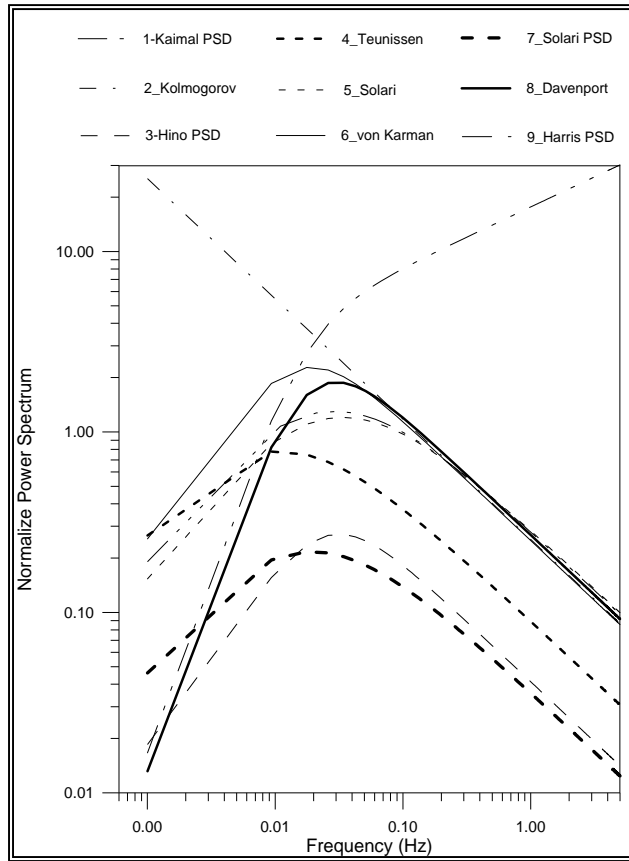


圖 10 台灣地區回歸所得之 9 種頻譜密度函數數比較圖

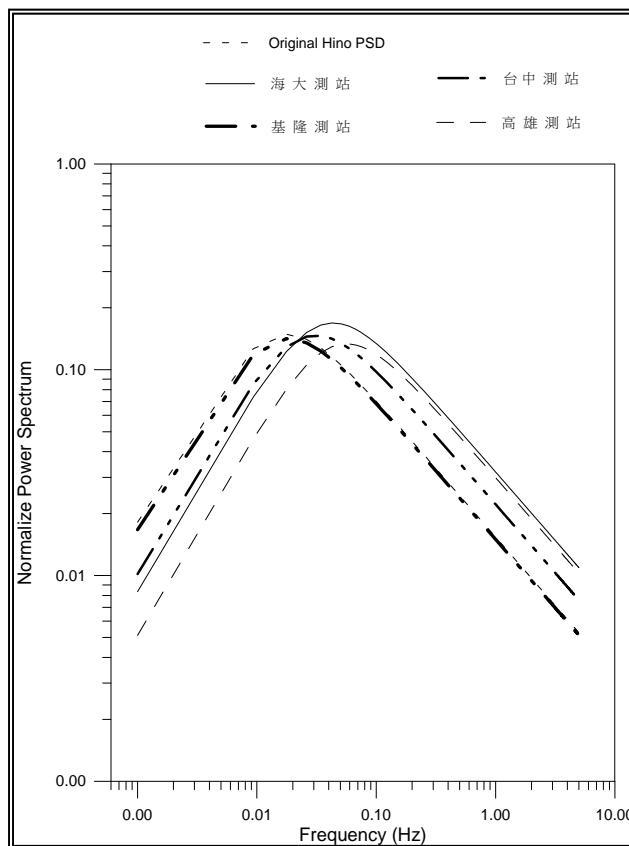


圖 11 台灣地區 4 測站，回歸 Hino 之與高程相關頻譜密度函數數比較圖

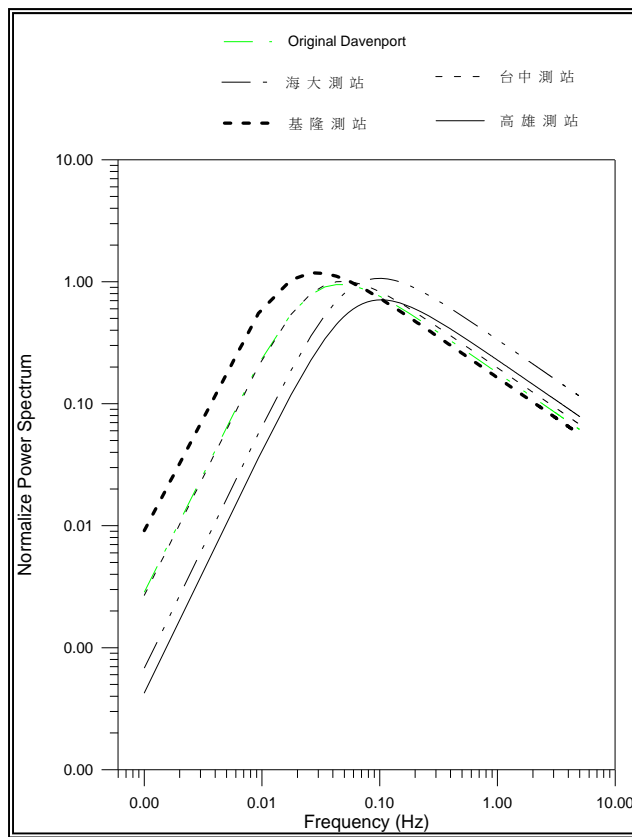


圖 12 台灣地區 4 測站，回歸 Davenport 之與高程無關頻譜密度函數數比較圖