

高層建築實場量測與風洞實驗之比較驗證

鄭啟明¹ 傅仲麟² 羅元隆² 陳昶志³

¹淡江大學土木工程學系教授、風工程研究中心主任

²淡江大學土木工程學系博士班

²淡江大學風工程研究中心研究助理

³淡江大學土木工程學系碩士班

摘要

本文以一棟位於台北市的三十層樓建築為標的，裝置風速計與加速度計進行實場監測。在2005~2006年間測量該高層建築在強風作用下的結構反應，並進行結構動力特性識別。本文並建立該高層建築之有限元素模型，配合風洞縮尺模型試驗所得之風力，進行時間域分析與頻率域分析，並與實場監測結果比較驗證。研究結果顯示：根據有限元素模型所得之結構動力特性與實場數據識別結果吻合性良好；根據風洞試驗計算所得之結構反應亦與實場量測結果相當符合。本文研究正實在嚴謹的縮尺模擬條件下，風洞試驗可以準確的預測高層建築的受風反應。

關鍵字：高層建築，實場監測，風洞實驗

一. 前言

本文先利用風洞實驗配合實場量測結果進行驗證，以確認風洞實驗之準確性。再以規範之設計條件，與風洞實驗所計算出之設計條件，進行結構主要抗風系統設計風載重之比較與討論。

在實場量測部分，以位於台北市辛亥路之中央百世大樓為標的，在大樓頂樓裝設風速計、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。

二、百世大樓之實場量測

百世大樓座落於台北市辛亥路上，樓高約為107.1公尺，含屋頂機械間共31層樓，大樓寬度為36.6公尺，深為27.6公尺。百世大樓附近多為4~6層高

2008年10月2~3日

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。



圖 1 百世大樓附近地形圖

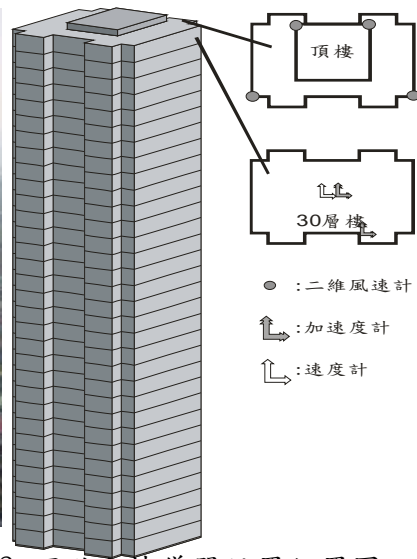


圖 2 百世大樓儀器設置位置圖

本文首先描述百世大樓在颱風過程中，建築物的振動反應與特性。本研究所使用的資料有 3 個颱風共 72 小時資料，約有 9 成資料能通過定常性測試，唯有通過測試的資料才進行下一步的分析。頻率域分析使用的資料為長度為 $20 \times 600 = 12000$ ，其中 20Hz 為儀器採樣頻率，使用 600 秒資料共 12000 比資料分析所得。依分析所得前三的模態的結構自然頻率在東西向(X-axis)分別為 0.441 Hz、1.39 Hz、2.62Hz，在南北向(Y-axis)分別為 0.419 Hz、1.39 Hz、2.79 Hz，在扭轉向識別出的兩個模態分別為 0.627 Hz、2.15 Hz，所得如圖 3 圖 4 所示。結構阻尼識別使用 RD 法，並設門檻值為 1 倍標準差並以位於結構頂層中心的速度訊號作為識別。下圖 5 為識別所得結果，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%。

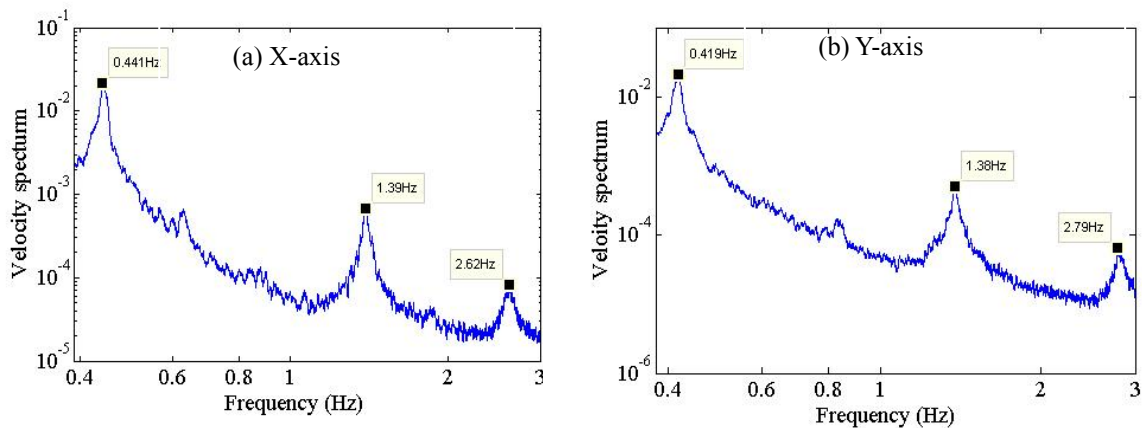


圖 3 頂樓中心位置之速度頻譜

圖 6 顯示了在颱風期間風速大小與結構反應間的關係，而結構反應是風速的函數。在海棠颱風期間其風向角在主要風向角為 40 度時，風速與結構反應，在東西向(X-axis)與南北向(Y-axis)的係數分別為 0.0421 和 0.0625。圖 7 為在馬莎期間主要風向角為 300 度時，風速與結構反應，在東西向(X-axis)與南北向(Y-axis)的係數分別為 0.02821 和 0.0495。

百世大樓在颱風期間典型的結構反應機率密度函數如圖 8 所示，機率密度函數的計算為主要兩個軸向 10 分鐘的反應，並且與高斯分布比較。實場量測所得到的機率密度函數接近於高斯分布，但與其相比實場所得數據較為集中。如圖 9 所示峰態係數與結構反應關係，在 X 軸平均峰態係數為 3.549 在 Y 軸時為 3.71，資料與高斯常態分布相比略高，顯示量測所得資料比與高斯常態分布較來的集

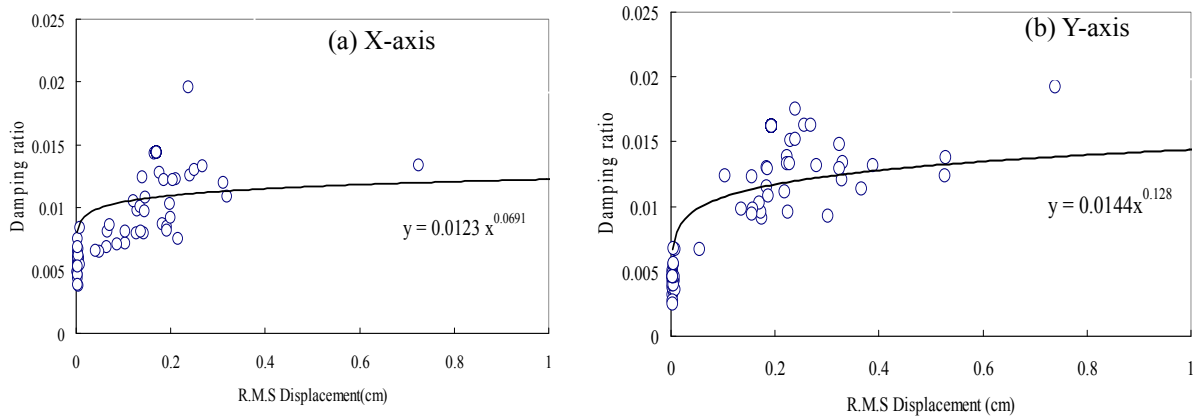


圖 5 大樓位移反應與阻尼之關係

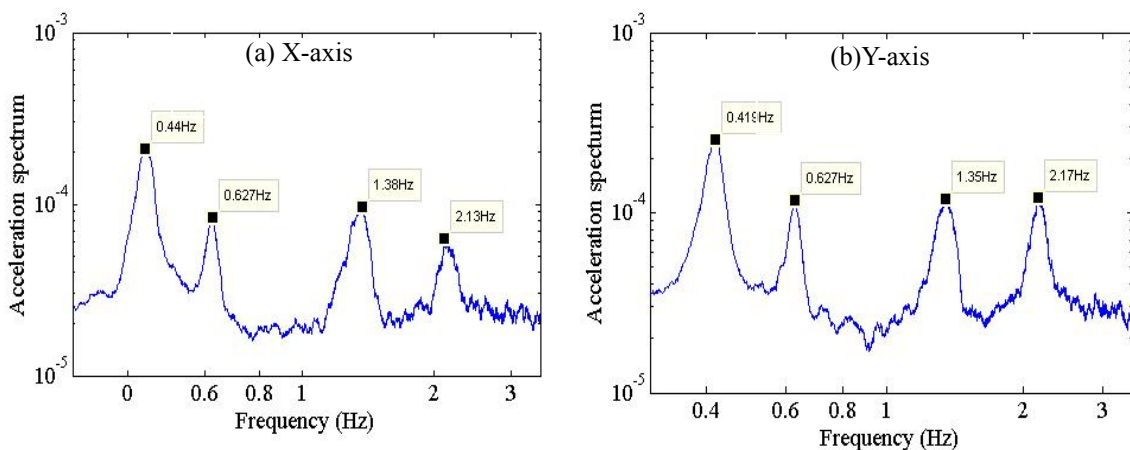


圖 4 頂樓邊角位置之加速度頻譜

中。在圖 10 中顯示偏態係數與結構擾動速度間的關係。偏態係數在 X 軸為 0.0087，在 Y 軸時則為 0.0012，與常態分布相當接近。高斯常態分布的峰態細

數為3 偏態細數為0。

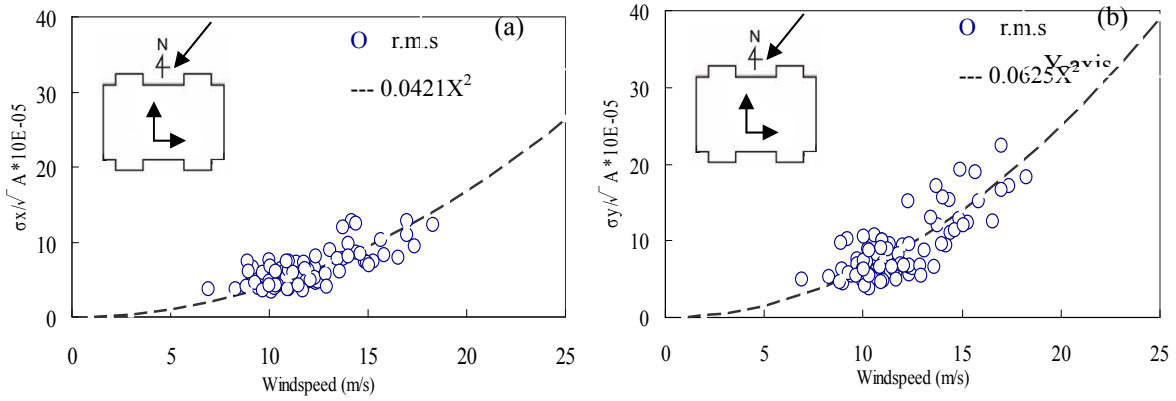


圖 6：百世大樓在海堂颱風期間之位移反應

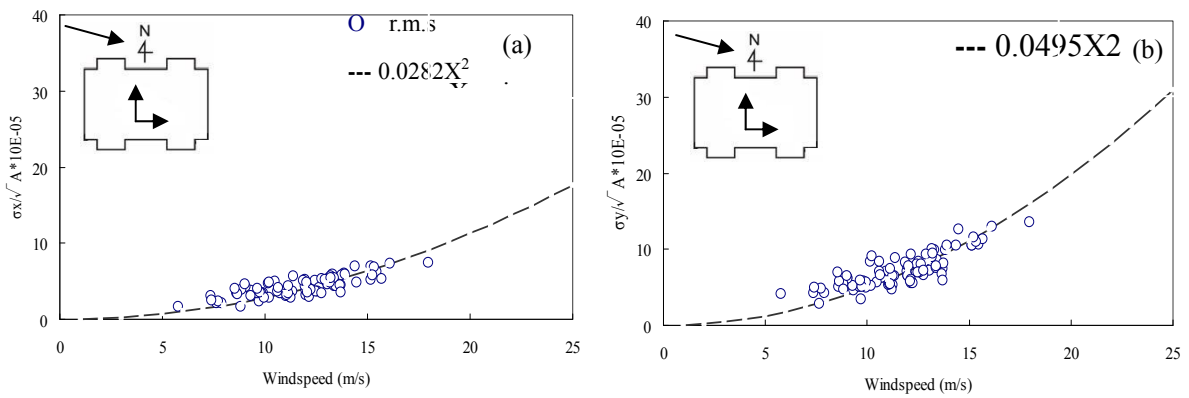


圖 7：百世大樓在馬莎颱風期間之位移反應。

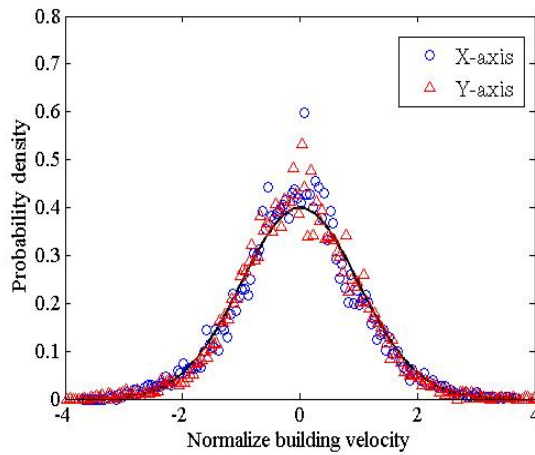


圖 8：結構反應機率密度函數

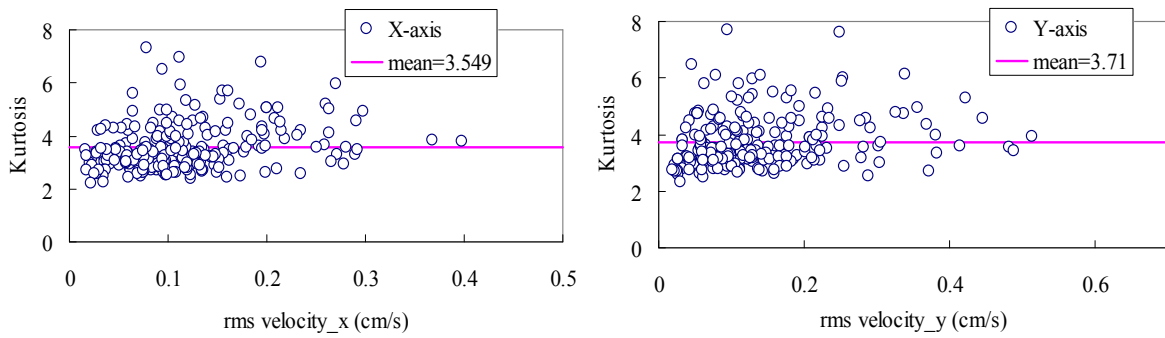


圖 9：峰態係數與結構反應間關係

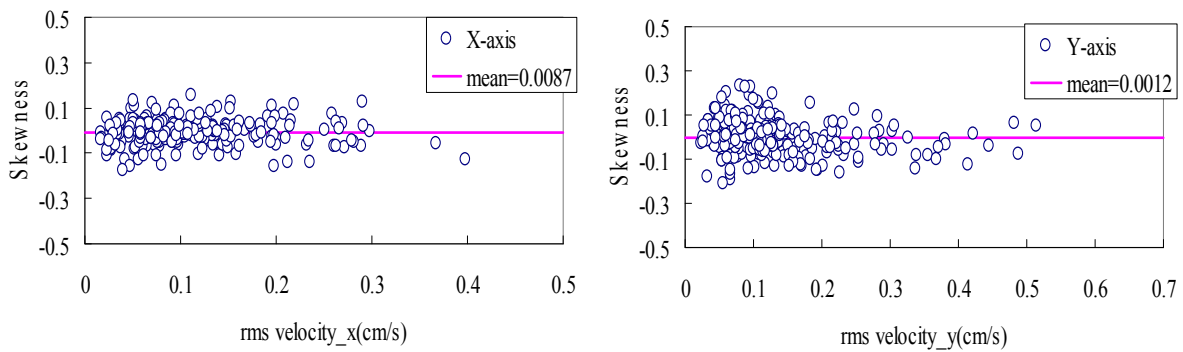


圖 10：偏態係數與結構反應間關係

三、百世大樓之有限元素分析模型

為配合風洞實驗結果進行計算，需建立本大樓之有限元素分析模型。本分析模型利用 MIDAS 軟體依據大樓原有之設計藍圖所建立，而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）。而初步分析結果，其 X 向之前三個頻率分別為 0.44Hz, 1.39Hz, 2.624Hz, Y 向之前三個頻率分別為 0.42Hz, 1.38Hz, 2.79Hz, RZ 向之前兩個頻率分別為 0.63Hz, 2.15Hz。有限元素模型的尺寸與材料如表一所示，與實場結構頻率比較如表二所示。FE 模型之二水平向與扭轉向之最低振態自然頻率與實測結果誤差均低於 4%。

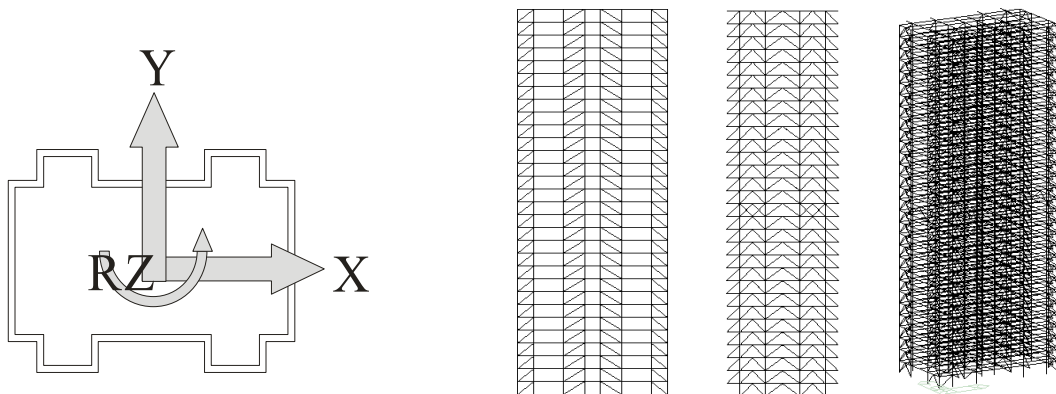


圖 11 百世大樓有限元素分析模型三視圖及座標系統

4.1 逼近流場模擬

逼近流場模擬，為與實場量測資料進行比較，採用實際地貌模擬約 4 公里長之地形地物（如圖 13）作為逼近流之條件，。本大樓位於台灣大學附近，地形地物趨近於大都市市郊之性，使用錐形擾流板組合，在風洞之試驗段內建立一情況相當之模擬大氣邊界層。進行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 δ 度的量測風速為參考風速。並利用熱膜探針風速儀，在風洞之試驗段內，不同高度下所量測順風方向之平均流速及紊流強度。將各高度風速 U_i 除以邊界層高度風速 U_δ ，可得無因次化風速。圖 14 顯示在風洞之試驗段內，不同高度順風方向之平均流速及紊流強度隨高度變化之剖面曲線。至於主建築物附近的風場變化則由實際的地形及建築物模擬來產生。

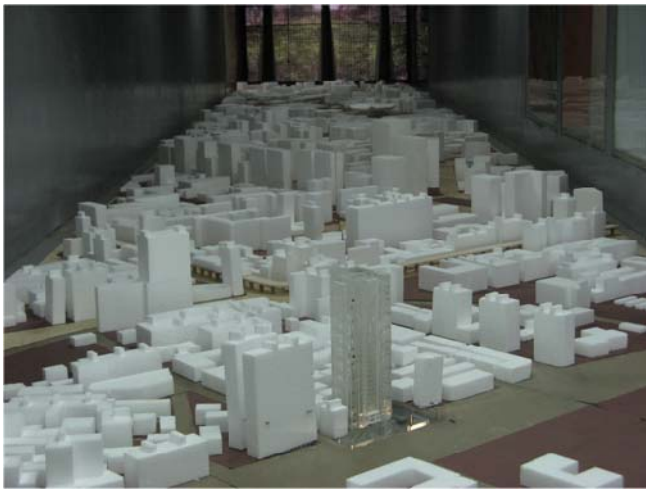


圖 13 百世大樓上游流場之配

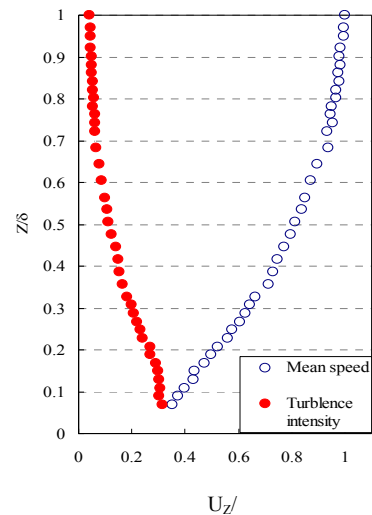


圖 14 平均風速剖面與紊流強度剖面

4.2 表面風壓試驗

風壓試驗所使用模型，重點在於能在其表面開設許多風壓孔，並可保持氣密狀態，且盡可能將建築物外觀模擬精細。一般較常利用壓克力材料來製作此模型，於其外表開設許多風壓孔以裝設風壓管，如圖 15。

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，訊號中某些頻率會被放大或衰減。此時需將風壓管訊號受扭曲部分還原。訊號還原方式，一般會採用兩種方式，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。第二種是求出原始訊號及扭曲訊號之關係，將所取得之扭曲訊號，利用此已知關係，透過數學方法還原成原始訊號，這個過程稱之為管線修正，亦為本試驗採取之方式。



圖 15 百世大樓風壓模型

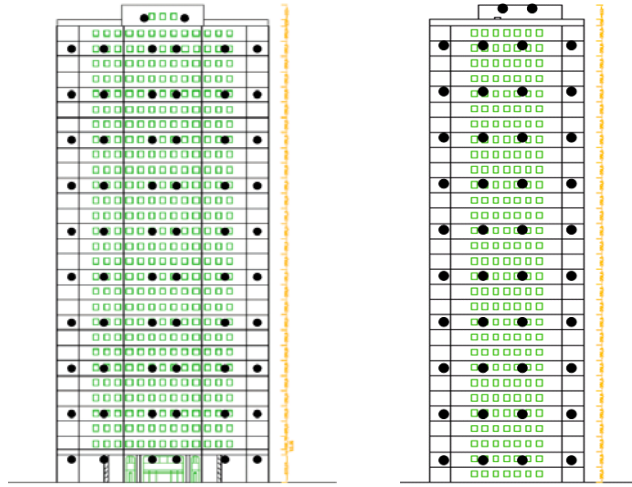


圖 16 風壓孔位置圖

風壓孔之位置如圖 16 所示，於高度上之佈置為 11 層，每層點位約在 6 至 4 個點之間，視各層之建築物尺寸而定。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。

在量測結構物所受風力時，是利用電子式壓力掃描器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整體風載重，及各節點載重，將節點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。

五、風洞試驗結果與實場量測資料之比較

本節將根據風洞試驗結果結合結構分析模型，進行結構反應計算，並分為頻率域及時間域兩部分進行分析。頻率域分析是採用單自由度頻譜分析，而時間域分析則採用相對於實場 10 分鐘之風壓資料，並將實驗風壓轉換為各節點歷時載重加載於有限元素分析模型。結構阻尼則採用雷利阻尼，其中第一模態係數採 1.4%，第二模態係數採 1.2% 進行計算。圖 17 (a)、(b) 顯示利用風洞實驗結果計算出之結構位移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位移反應相當接近，但略低於實場量測之數據。根據比較結果可知，透過準確的風洞試驗並結合可靠的結構分析模型，即可準確預測出真實建築物之受風反應。

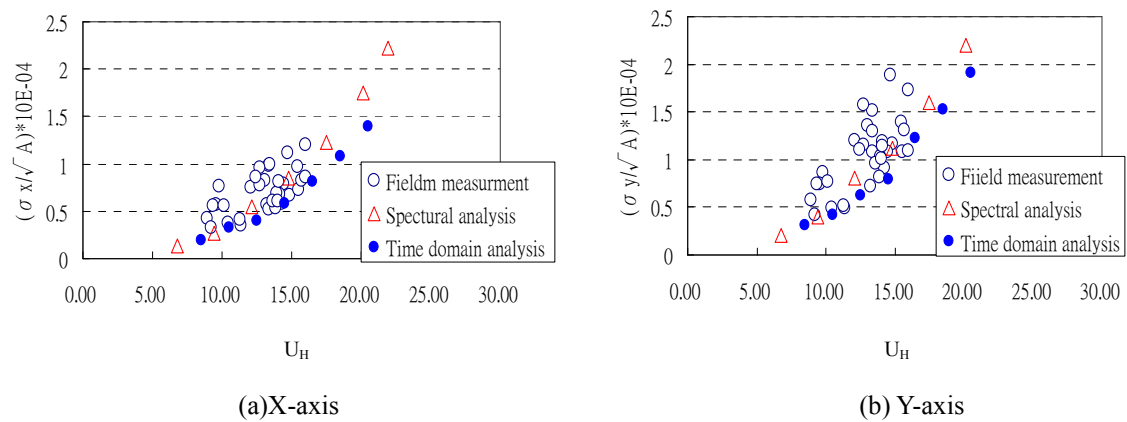


圖 17 根據風洞試驗結果計算之結構位移反應與實場量測數據比較

六、結論

本文以一棟三十層樓建築為標的，進行強風作用下之實場監測，並與風洞縮尺模型試驗結果比較驗證。本文根據實場監測數據進行該建築之結構動力特性識別。結構阻尼在微振時與振幅有密切之正相關，結構振動較大時，會逐漸趨近 1.2~1.4% 之穩定值。高樓受風反應之機率函數為近似高斯之對稱鐘形分佈，然而其二軸向之峰態係數 (Kurtosis) 平均值分別為 3.58 與 3.71。換言之，高樓受風反應之離散度較高斯分佈為低。其次，本文根據該建築施工藍圖建構 FE 模型，並以實場識別結構予以微調率定。完成後 FE 模型之二水平向之最低振態自然頻率與實測結果誤差均低於 1%。本文針對該高層建築與其週邊環境進行嚴謹之風洞縮尺模擬，量測建築所受之風壓與風力。本文以風洞試驗結果結合 FE 模型，分別進行頻率域及時間域之結構受風反應分析並與實場量測比較驗證。根據風洞試驗結果進行頻率域及時間域分析所得到之位移反應相當接近，但略低於實場量測之數據。本文研究結果充分顯示：在嚴謹縮尺條件下之風洞試驗可以有有效的預測實場建物的受風反應。

七、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。

八、參考文獻

- [1] Chen J., Xu Y.L., 2004, "On Modeling of Typhoon-Induced Non-stationary Wind Speed for Tall Buildings", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 13, 145-163.

- [2] Li Q.S., Wu J.R., 2007, "Time-frequency analysis of typhoon effects on a 79-storey tall building", *Journal of Wind engineering and Industrial Aerodynamics*, 95, 1648-1666.
- [3] Li Q.S., Xiao Y.Q., Wong C.K. and Jeary A.P., 2003, "Field measurements of wind effects on the tallest building in Hong Kong", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 12, 67 - 82.
- [4] Fang J.Q., Jeary A.P., Li Q.S., Wong C.K., 1999, "Random damping in Buildings and its AR model". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 79, 159-167.
- [5] 蔡明樹，傅仲麟，鄭啟明，張正興，「高層建築設計風力、風壓之風洞試驗與分析」，第一屆全國風工程研討會論文集，基隆，第 321-333 頁(2005)。