

風引致高層建築振動分析與使用者舒適性標準探討

劉明怡^{1*} 黃耀祥²

^{1*} 中原大學土木工程系副教授

² 中原大學土木工程系碩士

摘要

本論文建立一研究流程，首先，執行風引致高層建築振動分析，在各種風攻角之條件下，計算彈性中心與氣動力中心偏移的高樓結構物受風力作用之加速度反應值；接著，以高層建築使用者舒適性標準為基礎，推估結構加速度容許值；最後，比對結構加速度反應值和容許值，可評估系統是否滿足使用者舒適性標準。在各種風攻角的條件下，若彈性中心與氣動力中心均未偏移，則振動反應最不顯著；相較於氣動力中心偏移造成之扭轉方向風力，彈性中心偏移引起的振態耦合現象導致振動反應加劇之情況更為明顯；若彈性中心和氣動力中心均偏移，則振動反應加劇的情況最為顯著。此外，當彈性中心與氣動力中心均未偏移、氣動力中心偏移、彈性中心偏移，以及彈性中心和氣動力中心均偏移時，各種風攻角對應之結構加速度尖峰值分別小於日本規範H-30、日本規範H-50、日本規範H-70與日本規範H-90的結構尖峰加速度容許值。

關鍵字：高層建築，風引致振動，使用者舒適性標準

Keywords: High-Rise Building, Wind-Induced Vibration, Occupant Comfort Criteria

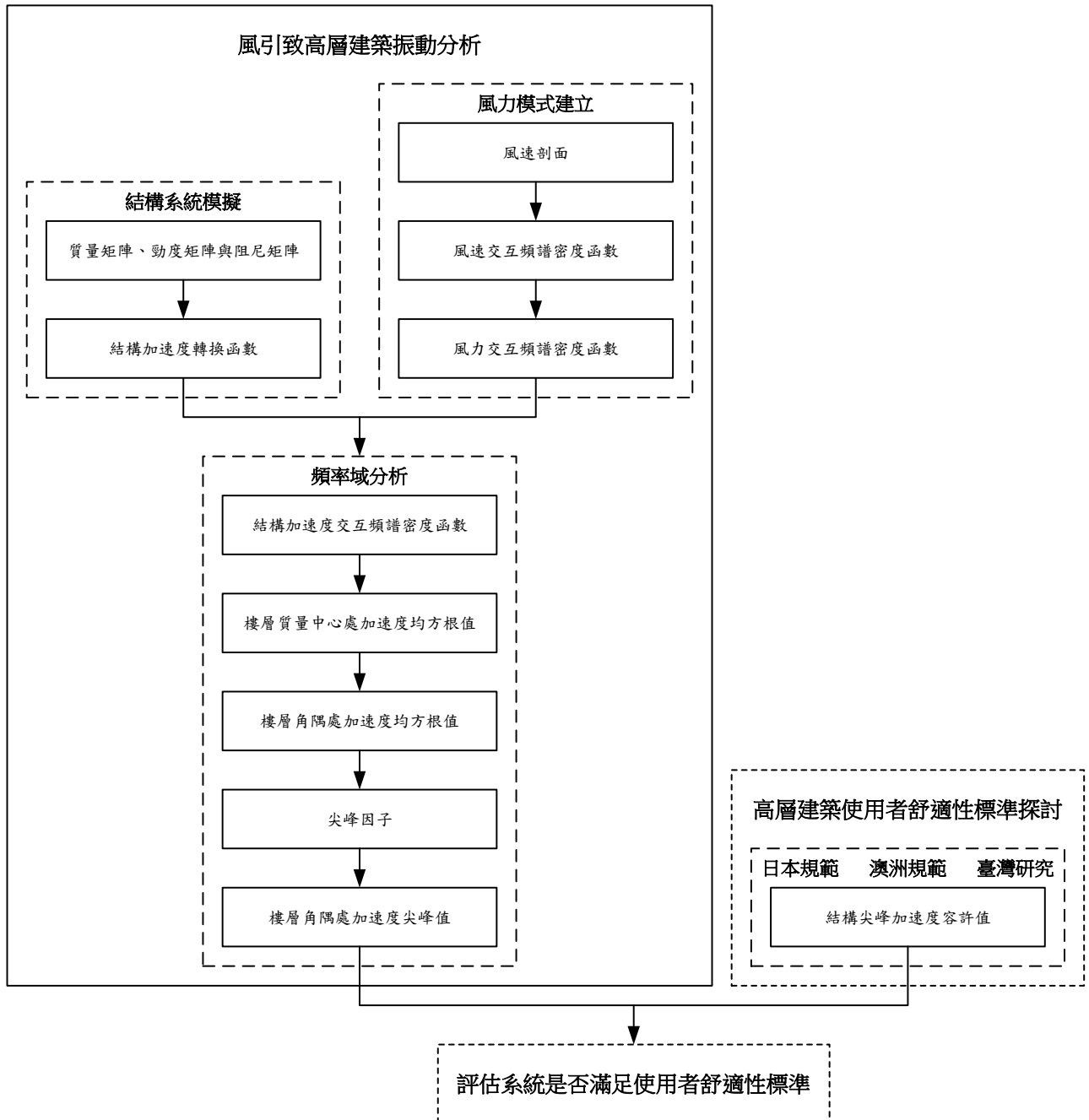
1. 前言

近年來，由於臺灣經濟產業快速成長與營建技術大幅提昇，高層建築紛紛拔地而起，這些高樓結構物，有別於傳統鋼筋混凝土建築，均使用高強度材料，具有高寬比大、質量輕、自然頻率低和阻尼低等風敏感特性，因此，風力成為地震力之外，為進行高樓結構設計時，必須考慮的重要因素，特別是對位於西太平洋颱風區，風害頻繁之臺灣。許多高層建築，其側向力設計取決於強風作用下，結構安全性與使用者舒適性的考量，並非以地震力作為控制因子，由此可知，風力效應對高樓結構設計之重要性。

受風力作用的高層建築會產生振動，風力規範制定位移容許值，可確保結構在強風作用下之安全性，此時，結構雖然不會發生破壞，但過大的振動加速度可能讓使用者產生不舒適感，進而影響建築物之規劃和利用。因此，合理地計算風引起高層建築振動量，並適當地評估使用者舒適性標準，兩者皆為高樓結構設計

的重要課題。

本研究流程如圖一所示，首先，執行風引致高層建築振動分析，在各種風攻角(attack angle)之條件下，計算彈性中心(elastic center)與氣動力中心(aerodynamic center)偏移的高樓結構物受風力作用之加速度反應值；接著，以高層建築使用者舒適性標準為基礎，推估結構加速度容許值；最後，比對結構加速度反應值和容許值，可評估系統是否滿足使用者舒適性標準。



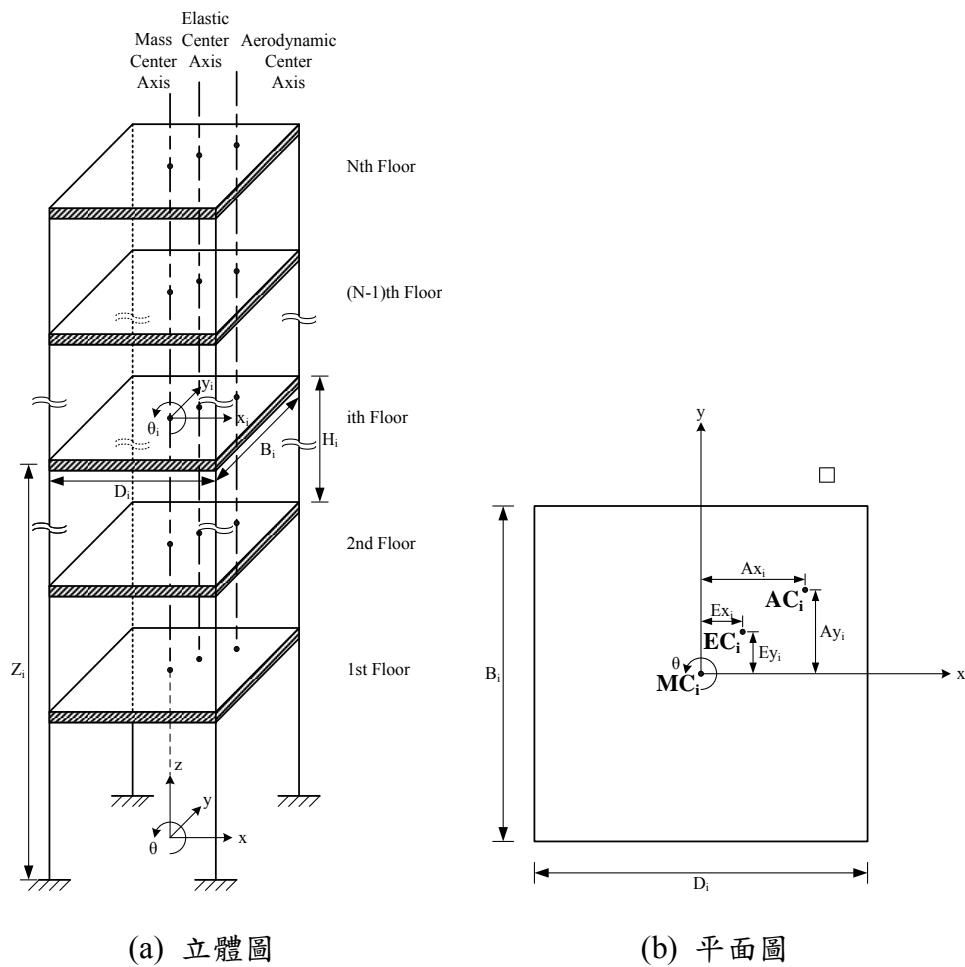
圖一：本研究流程

2. 風引致高層建築振動分析

風引致高層建築振動分析之目的為計算結構加速度反應值，內容包含結構系統模擬、風力模式建立和頻率域分析等三部分。

2.1 結構系統模擬

本研究使用 N 層樓扭轉耦合系統(torsionally coupled system)模擬高層建築，其立體圖與平面圖分別如圖二(a)和(b)所示， $xyz\theta$ 為此結構之座標系統，圖中的參數包含下標 i ($i=1,2,\dots,N$)，表示該參數於結構第 i 層樓之值。 D_i 、 B_i 與 H_i 分別為樓層的深度、寬度和高度，其方位分別平行於 x 、 y 與 z 軸， Z_i 則為樓層之高程。假設此系統的質量中心(mass center) MC_i 、彈性中心 EC_i 和氣動力中心 AC_i 三者不重合，且各個樓層之質量中心均與其形心重合，兩者皆位於 z 軸。以質量中心為基準，可定義 Ex_i 、 Ey_i 、 Ax_i 和 Ay_i 分別為彈性中心與氣動力中心於 x 和 y 方向的偏心距，亦可定義質量為 M_i 且 θ 方向之質量慣性矩為 I_i 的剛性樓板之三個自由度 x_i 、 y_i 與 θ_i 。假設柱無質量，其於 x 、 y 和 θ 方向的勁度分別為 Kx_i 、 Ky_i 與 $K\theta_i$ ，結構之勁度配置將影響其彈性中心位置。此外，假設系統具有由質量和勁度線性組合而成的雷利阻尼(Rayleigh damping)， A_0 與 A_1 分別為和質量與勁度相關之雷利阻尼係數。依據前述的所有參數，可推導系統之質量矩陣、勁度矩陣和阻尼矩陣，並建立系統加速度轉換函數(transfer function)[1-7]，此為圖一的結構系統模擬。



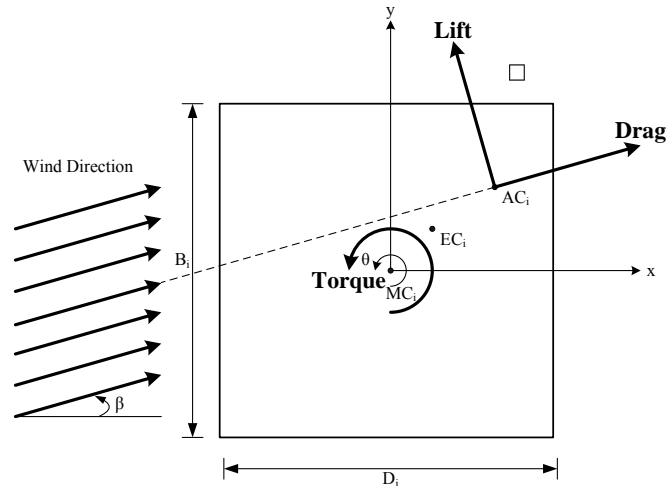
圖二：N層樓扭轉耦合系統

2.2 風力模式建立

風力可視為由平均風力、氣動力阻尼(aerodynamic damping)引致的風力，以及擾動風力三者疊加而成，本研究在結構具有微小變位之前提下，進行高層建築動力分析，因此，可忽略平均風力與氣動力阻尼引致的風力，僅考慮擾動風力之影響。風攻角和作用於結構第*i*層樓($i=1,2,\dots,N$)的風力分量如圖三所示，茲定義風攻角 β 為風向與*x*軸之夾角，其值介於 0° 至 360° 。風力於樓層的合力作用點稱為氣動力中心，風力分量包含平行於風向之阻力(drag)、垂直於風向的升力(lift)，以及氣動力中心偏離質量中心所產生之扭矩(torque)，三者均為 β 的函數[2, 3, 6, 8, 9]。

風力模式建立如圖一所示，首先，根據指數律，由指數 α 、梯度高度 Z_G 和梯度風速 V_G 等參數，可模擬平均風速隨高程變化之風速剖面(wind velocity profile)[8, 10]；接著，利用距地面10m處的參考風速 V_R 、地表粗糙係數 K_0 與

指數衰減係數 C_1 等參數，可推估描述不同高程之間風速相關性的風速交互頻譜密度函數(cross-spectral density function)[11]；最後，由空氣密度 ρ 、樓層迎風面積、平均風速、風速交互頻譜密度函數、阻力係數 C_D 、升力係數 C_L 、氣動力中心於 x 和 y 方向之偏心距 Ax_i 與 Ay_i 等參數，可預測在各種風攻角的條件下，系統於 x 、 y 和 θ 方向以及其交叉方向之風力交互頻譜密度函數[2, 3, 6]。



圖三：風攻角與風力分量

2.3 頻率域分析

由圖一得知，結合第 2.1 節的結構系統模擬與第 2.2 節之風力模式建立，利用頻率域分析，即可預測在各種風攻角的條件下，彈性中心偏移之高層建築受風力作用的加速度反應值。首先，由系統加速度轉換函數和風力交互頻譜密度函數，可推估結構於 x 、 y 與 θ 方向以及其交叉方向之加速度交互頻譜密度函數，並計算各個樓層質量中心處 x_i 、 y_i 和 θ_i ($i=1,2,\dots,N$) 自由度與其交叉項的加速度均方根值(root-mean-square value)[4, 5]；接著，依據這些反應值，估算各個樓層角隅處加速度均方根值[4, 5]；最後，將此反應值乘以尖峰因子(peak factor)，可估計各個樓層角隅處加速度尖峰值(peak value) [12]。

3. 高層建築使用者舒適性標準探討

高層建築使用者舒適性標準探討之目的為推估結構加速度容許值，內容分為日本規範、澳洲規範與臺灣研究等三類。

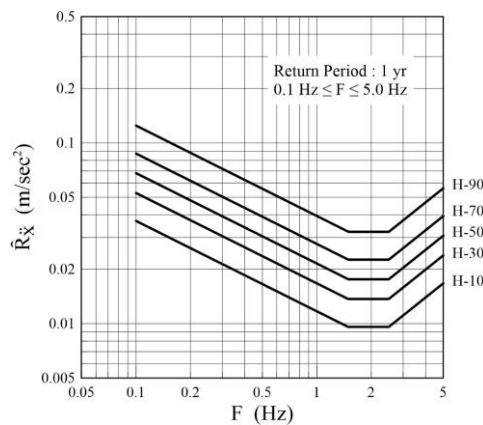
3.1 日本規範

日本建築學會(Architectural Institute of Japan, AIJ)(2004)以風引致結構振動的性能評估法為基礎，當風速回歸期為 1 yr 時，提出圖四之高層建築使用者舒適

性標準[13]，亦即

$$\hat{R}_x = aF^b, \quad (1)$$

其中， \hat{R}_x 為結構尖峰加速度容許值(cm/s^2)，根據使用者對於振動的感受機率，分為 H-10、H-30、H-50、H-70 和 H-90 等五個等級之性能評估曲線，以 H-10 為例，表示 10% 的使用者可感受到振動； F 為結構振動頻率(Hz)，其值介於 0.1 Hz 與 5.0 Hz 之間； a 和 b 均為待定係數，其值與性能評估曲線等級和 F 範圍皆有關，如表一所示。



圖四：日本建築學會(2004)提出之高層建築使用者舒適性標準[13]

表一：日本建築學會(2004)提出之高層建築使用者舒適性標準的待定係數[13]

性能評估 曲線	結構振動頻率(Hz)				
	0.1 ≤ F < 1.5		1.5 ≤ F ≤ 2.5	2.5 < F ≤ 5.0	
	a	b	\hat{R}_x	a	b
H-10	1.17	-0.5	0.96	0.461	0.8
H-30	1.67		1.37	0.658	
H-50	2.15		1.76	0.846	
H-70	2.76		2.26	1.086	
H-90	3.94		3.22	1.548	

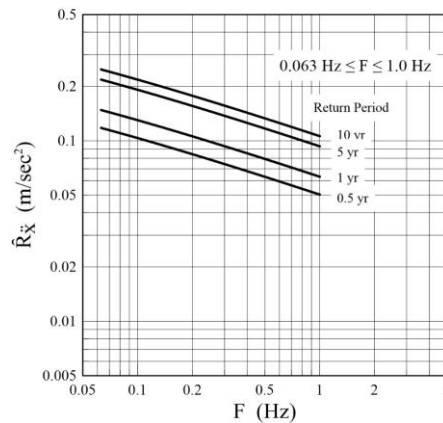
3.2 澳洲規範

國際標準化組織(International Organization for Standardization, ISO)以 2% 的使用者表達負面意見之程度為基準，當風速回歸期為 5 yr 時，建議最不利情況的連續 10 min 之結構均方根加速度容許值[14]。Melbourne and Palmer (1992)以此規範為基礎，提出圖五的高層建築使用者舒適性標準[15]，亦即

$$\hat{R}_{\ddot{x}} = \sqrt{2 \ln FT} \left(0.68 + \frac{\ln R}{5} \right) \exp(-3.65 - 0.41 \ln F), \quad (2)$$

其中， $\hat{R}_{\ddot{x}}$ 為結構尖峰加速度容許值(m/s^2)； F 為結構振動頻率(Hz)，其值介於 0.063 Hz 與 1.0 Hz 之間； R 為風速回歸期(yr)，其值介於 0.5 yr 和 10 yr 之間； T 為強風作用時間(s)； $\exp(-3.65 - 0.41 \ln F)$ 為 ISO 規範建議的結構均方根加速度容許值(m/s^2)[14]； $\left(0.68 + \frac{\ln R}{5} \right)$ 為風速回歸期分別等於 R yr 與 5 yr 時，兩者對應之

結構加速度比值； $\sqrt{2 \ln FT}$ 為假設高層建築振動形式屬於常態分佈過程 (normally distributed process) 時，所對應的尖峰因子，其值等於結構尖峰和均方根加速度比值。



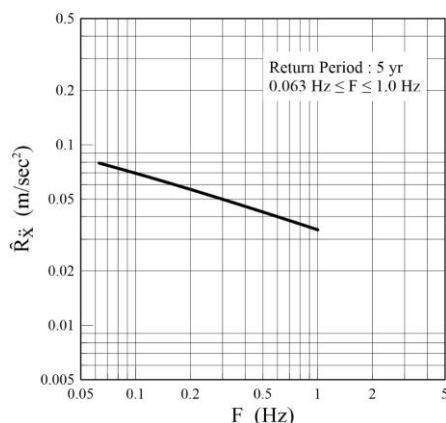
圖五：Melbourne and Palmer (1992)提出之高層建築使用者舒適性標準($T = 600$ s)[15]

3.3 臺灣研究

吳等人(2006)結合 ISO 規範[14]與 AIJ 規範[16]，當風速回歸期為 5 yr 時，提出圖六的高層建築使用者舒適性標準[17]，亦即

$$\hat{R}_{\ddot{x}} = \frac{400}{11} \sqrt{2 \ln FT} \exp(-3.65 - 0.41 \ln F), \quad (3)$$

其中， $\hat{R}_{\ddot{x}}$ 為結構尖峰加速度容許值(cm/s^2)； F 為結構振動頻率(Hz)，其值介於 0.063 Hz 和 1.0 Hz 之間； T 為強風作用時間(s)。



圖六：吳等人(2006)提出之高層建築使用者舒適性標準($T = 600$ s)[17]

4. 數值算例

為了瞭解彈性中心與氣動力中心偏移對於高層建築的影響，本章以圖一之研究流程為基礎，提出四組數值算例，以執行風引致高層建築振動分析，並進行使用者舒適性標準探討。

數值算例包含結構系統、風力模式和使用舒適性標準等三部分的參數，四組數值算例除了結構彈性中心與勁度中心偏心距不同之外，其餘參數均相同。在結構系統參數方面，假設各個樓層具有相同的幾何外型和動力特性，高層建築之高度為 160 m、樓層數 $N = 40$ ；樓層的深度 $D_i = 24$ m、寬度 $B_i = 48$ m、高度 $H_i = 4$ m ($i = 1, 2, \dots, N$)；四組數值算例之彈性中心與勁度中心偏心距如表二所示；剛性樓板的質量 $M_i = 10^6$ kg、 θ 方向之質量慣性矩 $I_i = 2.4 \times 10^8$ kg·m² ($i = 1, 2, \dots, N$)；柱於 x 方向的勁度 $Kx_i = 7 \times 10^9$ N/m、 y 方向之勁度 $Ky_i = 1.05 \times 10^{10}$ N/m、 θ 方向的勁度 $K\theta_i = 3.5 \times 10^{12}$ N/rad ($i = 1, 2, \dots, N$)；雷利阻尼係數 $A_0 = 0.2$ 、 $A_1 = 0$ 。在風力模式參數方面，指數 $\alpha = 0.4$ 、梯度高度 $Z_G = 300$ m、梯度風速 $V_G = 90$ m/s；距地面 10 m 處之參考風速 $V_R = 23.1$ m/s、地表粗糙係數 $K_0 = 0.03$ 、指數衰減係數 $C_1 = 7.7$ ；空氣密度 $\rho = 1.23$ kg/m³；阻力係數 C_D 和升力係數 C_L 均為風攻角 β 的函數，其值如表三所示，其中， β 介於 0° 至 360°，增量為 15°，總數為 24 個[9]。在使用者舒適性標準參數方面，將彈性中心偏移之高層建築第 1 振態自然頻率視為結構振動頻率 $F = 0.5106$ Hz，以此參數為基礎，可分別推估日本規範、澳洲規範與臺灣研究的結構尖峰加速度容許值。

圖七(a)至(d)分別為 $\beta = 45^\circ$ 時，氣動力中心偏移之結構第 10、20、30 和 40

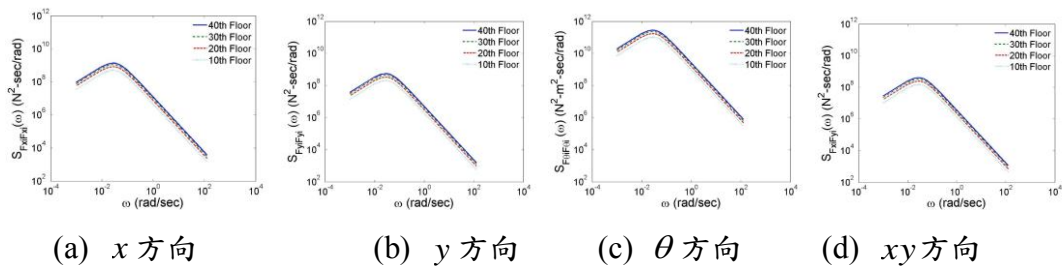
層樓於 x 、 y 、 θ 與 xy 方向的風力交互頻譜密度函數，顯示風力於各個方向之能量均集中在低頻區域，且能量隨著頻率增加而迅速遞減。此外，當樓層高程愈高時，各個方向的所有頻率均對應較大之函數值，亦即風力擾動愈劇烈。

表二：四組數值算例之彈性中心與勁度中心偏心距

數值算例	彈性中心偏心距		氣動力中心偏心距	
	x 方向 $E x_i$ ($i = 1, 2, \dots, N$) (m)	y 方向 $E y_i$ ($i = 1, 2, \dots, N$) (m)	x 方向 $A x_i$ ($i = 1, 2, \dots, N$) (m)	y 方向 $A y_i$ ($i = 1, 2, \dots, N$) (m)
彈性中心與 氣動力中心 均未偏移	0	0	0	0
氣動力中心 偏移	0	0	8.0	16.0
彈性中心 偏移	1.2	2.4	0	0
彈性中心與 氣動力中心 均偏移	1.2	2.4	8.0	16.0

表三：阻力係數與升力係數[9]

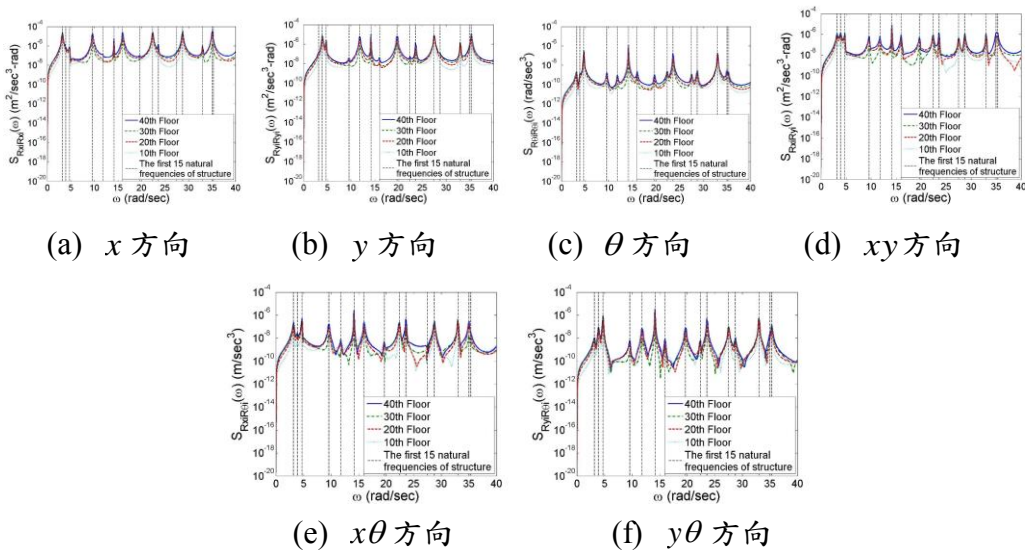
風攻角 $\beta(^{\circ})$	阻力係數 C_D	升力係數 C_L
0	1.607	0.030
15	1.370	-0.376
30	1.161	-0.569
45	1.165	-0.481
60	1.110	-0.449
75	1.020	-0.047
90	1.463	-0.101
105	0.983	-0.110
120	1.063	0.377
135	1.138	0.442
150	1.136	0.507
165	1.297	0.401
180	1.607	0.030
195	1.370	-0.376
210	1.161	-0.569
225	1.165	-0.481
240	1.110	-0.449
255	1.020	-0.047
270	1.463	-0.101
285	0.983	-0.110
300	1.063	0.377
315	1.138	0.442
330	1.136	0.507
345	1.297	0.401
360	1.607	0.030



圖七：氣動力中心偏移之風力交互頻譜密度函數($\beta = 45^{\circ}$)

當 $\beta = 45^{\circ}$ 時，彈性中心和氣動力中心均偏移的結構第 10、20、30 與 40 層樓於 x 、 y 、 θ 、 xy 、 $x\theta$ 和 $y\theta$ 方向之加速度交互頻譜密度函數分別如圖八(a)至(f)所示，圖中的各個垂直虛線所對應之頻率分別為彈性中心偏移的高層建築前 15 個振態自然頻率。圖八(a)至(c)顯示結構於 x 、 y 與 θ 方向之能量均隨著樓層高程增高而呈現遞增的趨勢，結構加速度均方根值也隨之增加。此外，若高層建築的彈性中心偏移，則其振態於水平方向(x 或 y)和扭轉方向(θ)將產生耦合現象，振態於兩個水平方向(x 與 y)之間的耦合現象則不明顯，因此，圖八(a)中，

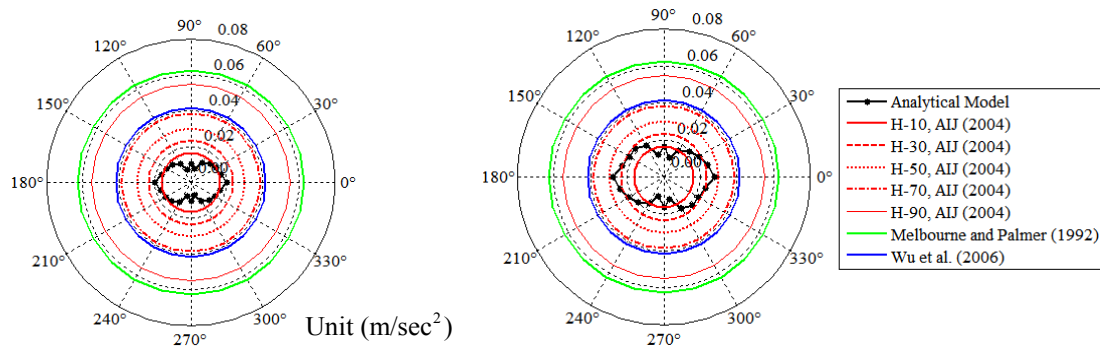
能量在第 1、4、7、9、12 和 14 振態自然頻率處之尖峰值可分別對應 x 方向之第 1 至 6 振態，能量在第 3、6、10 與 13 振態自然頻率處之尖峰值則可分別對應 θ 方向之第 1 至 4 振態；同理，圖八(b)中，第 2、5、8、11 和 15 振態自然頻率可分別對應 y 方向之第 1 至 5 振態，第 3、6、10 與 13 振態自然頻率則可分別對應 θ 方向之第 1 至 4 振態；圖八(c)中，第 1、4、7、9、12 和 14 振態自然頻率可分別對應 x 方向之第 1 至 6 振態，第 2、5、8、11 與 15 振態自然頻率可分別對應 y 方向之第 1 至 5 振態，第 3、6、10 和 13 振態自然頻率則可分別對應 θ 方向之第 1 至 4 振態。圖八(d)至(f)顯示 x 、 y 與 θ 方向之各個振態在任意兩者之交叉方向上會產生能量尖峰值，這些峰值均發生在兩者各自的振態自然頻率處，因此，能量在第 1 至 15 振態自然頻率處均具有尖峰值。



圖八：彈性中心與氣動力中心均偏移之結構加速度交互頻譜密度函數($\beta = 45^\circ$)

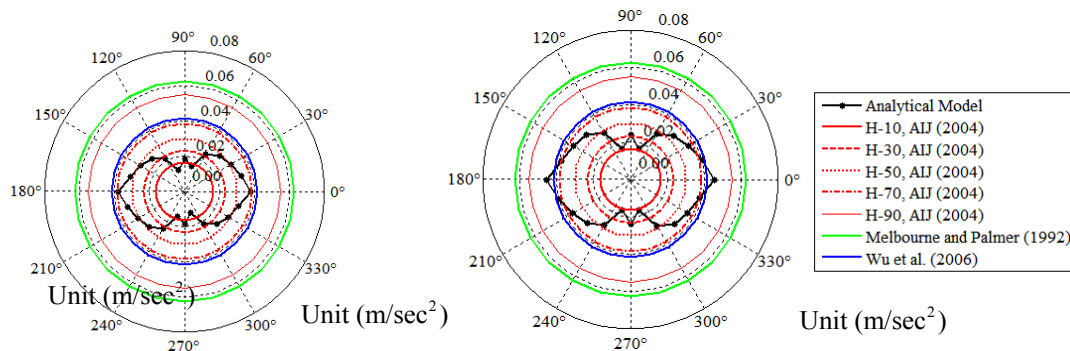
由圖八可知，結構加速度均方根值隨著樓層高程增高而增加，最大振動量出現在頂樓角隅處，因此，本研究以頂樓，亦即第 40 層樓為基礎，分別計算高層建築之彈性中心和氣動力中心均未偏移、氣動力中心偏移、彈性中心偏移，以及彈性中心與氣動力中心均偏移等四種情況下，該層樓角隅處加速度尖峰值和風攻角的關係，以及結構尖峰加速度容許值，並評估系統是否滿足日本規範、澳洲規範與臺灣研究提出之使用者舒適性標準，其結果分別如圖九(a)至(d)所示。四個圖形均顯示當風向平行於 x 軸，亦即 $\beta = 0^\circ$ 或 180° 時，結構加速度尖峰值達到極大。在各種風攻角的條件下，若彈性中心和氣動力中心均未偏移，則振動反應最不顯著；相較於氣動力中心偏移造成之扭轉方向風力，彈性中心偏移引起的振態耦合現象導致振動反應加劇之情況更為明顯；若彈性中心與氣動力中心均偏移，則振動反應加劇的情況最為顯著。此外，使用者舒適性標準由嚴格至寬鬆依序為日本規範 H-10、日本規範 H-30、日本規範 H-50、日本規範 H-70、臺灣研究、日本規範 H-90 和澳洲規範等七個等級。當彈性中心與氣動力中心均未偏移、氣動力中心偏移、彈性中心偏移，以及彈性中心和氣動力中心均偏移時，各種風攻

角對應之結構加速度尖峰值分別小於日本規範 H-30、日本規範 H-50、日本規範 H-70 與日本規範 H-90 的結構尖峰加速度容許值。



(a) 彈性中心與氣動力中心均未偏移

(b) 氣動力中心偏移



(c) 彈性中心偏移

(d) 彈性中心與氣動力中心均偏移

圖九：結構第 40 層樓角隅處加速度尖峰值與結構尖峰加速度容許值

5. 結論

本論文建立一研究流程，首先，執行風引致高層建築振動分析，在各種風攻角之條件下，計算彈性中心與氣動力中心偏移的高樓結構物受風力作用之加速度反應值；接著，以高層建築使用者舒適性標準為基礎，推估結構加速度容許值；最後，比對結構加速度反應值和容許值，可評估系統是否滿足使用者舒適性標準，其結論如下：

- (1) 風力之能量集中在風力交互頻譜密度函數的低頻區域，且能量隨著頻率增加而迅速遞減。此外，當樓層高程愈高時，風力擾動愈劇烈。
- (2) 若高層建築的彈性中心偏移，則其振態於水平方向與扭轉方向產生耦合現象，將導致振動反應加劇，振態於兩個水平方向之間的耦合現象則不明顯。
- (3) 當風攻角等於 0° 或 180° 時，結構加速度尖峰值達到極大。此外，在各種風攻角之條件下，若彈性中心與氣動力中心均未偏移，則振動反應最不顯著；相較於氣動力中心偏移造成的扭轉方向風力，彈性中心偏移引起之振態耦合現象導致振動反應加劇的情況更為明顯；若彈性中心和氣動力中心均偏移，則振動反應加劇之情況最為顯著。

- (4) 使用者舒適性標準由嚴格至寬鬆依序為日本規範 H-10、日本規範 H-30、日本規範 H-50、日本規範 H-70、臺灣研究、日本規範 H-90 與澳洲規範等七個等級。此外，當彈性中心和氣動力中心均未偏移、氣動力中心偏移、彈性中心偏移，以及彈性中心與氣動力中心均偏移時，各種風攻角對應之結構加速度尖峰值分別小於日本規範 H-30、日本規範 H-50、日本規範 H-70 和日本規範 H-90 的結構尖峰加速度容許值。

6. 參考文獻

- [1] C.L. Kan and A.K. Chopra, "Elastic Earthquake Analysis of Torsionally Coupled Multistorey Buildings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, No. 4, pp 395-412, 1977.
- [2] J.N. Yang, Y.K. Lin and B. Samali, "Coupled Motion of Wind-Loaded Multi-Story Building," *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 107, No. EM6, pp 1209-1226, 1981.
- [3] B. Samali, J.N. Yang and C.T. Yeh, "Control of Lateral-Torsional Motion of Wind-Excited Buildings," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 111, No. 6, pp 777-796, 1985.
- [4] A. Kareem, "Lateral-Torsional Motion of Tall Buildings to Wind Loads," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 11, pp 2479-2496, 1985.
- [5] A. Kareem, "Dynamic Response of High-Rise Buildings to Stochastic Wind Loads," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 42, No. 1-3, pp 1101-1112, 1992.
- [6] J.C. Wu and J.N. Yang, "LQG Control of Lateral-Torsional Motion of Nanjing TV Transmission Tower," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, No. 8, pp 1111-1130, 2000.
- [7] M.Y. Liu, W.L. Chiang, J.H. Hwang and C.R. Chu, "Wind-Induced Vibration of High-Rise Building with Tuned Mass Damper Including Soil-Structure Interaction," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, No. 6-7, pp 1092-1102, 2008.
- [8] E. Simiu and R.H. Scanlan, *Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design*, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York City, New York, USA; 1996.
- [9] 彭敏惠，以 HHT 時頻分析法研究陣風風場中物體所受之風力，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，中壢市，桃園縣，臺灣，2005。
- [10] 蔡益超，陳瑞華，項維邦，建築物風力規範條文、解說及示範例之研訂，內政部建築研究所專題研究計劃成果報告，新店市，臺北縣，臺灣，1996。
- [11] A.G. Davenport, "The Dependence of Wind Load upon Meteorological Parameters,"

- Proceedings of the International Research Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures*, University of Toronto Press, Toronto, Canada, pp 19-82, 1968.
- [12] W.H. Melbourne, "Probability Distributions Associated with the Wind Loading of Structures," *Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia*, Vol. CE19, No. 1, pp 58-67, 1977.
- [13] AIJ, *Guidelines for the Evaluation of Habitability to Building Vibration*, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, 2004 (in Japanese).
- [14] ISO 6897, *Guidelines for the Evaluation of the Response of Occupants of Fixed Structures, Especially Buildings and Off-Shore Structures, to Low-Frequency Horizontal Motion (0.063 to 1 Hz)*, International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland, 1984.
- [15] W.H. Melbourne and T.R. Palmer, "Accelerations and Comfort Criteria for Buildings Undergoing Complex Motions," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 41, No. 1-3, pp 105-116, 1992.
- [16] AIJ, *Guidelines for the Evaluation of Habitability to Building Vibration*, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, 1991 (in Japanese).
- [17] 吳重成，鄭啟明，張正興，陳若華，葉婷惠，「風力造成之結構物振動加速度對於人體之舒適度評估」，*結構工程*，第21卷，第2期，53-72頁，2006。