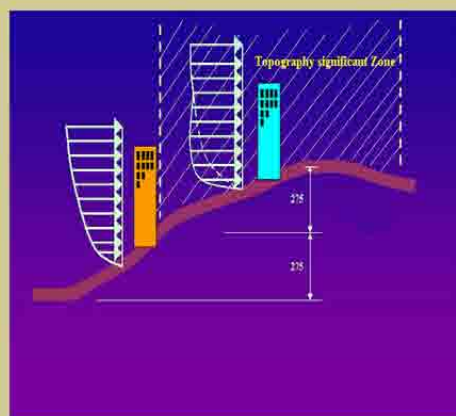
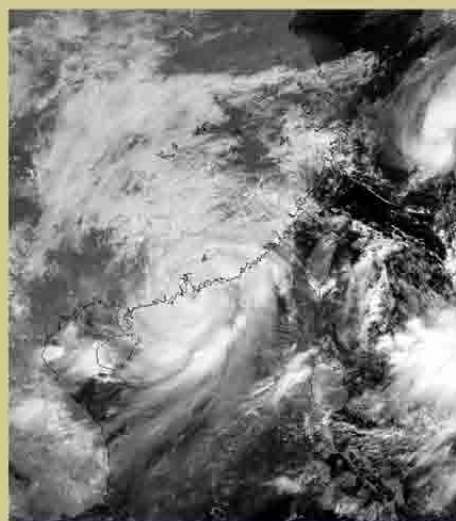


香港風力效應作業守則 2004年 說明資料

香港風力效應作業守則 2004年



香港風力效應作業守則 - 2004 年

說明資料



撰寫：屋宇署
香港九龍旺角
彌敦道750號
始創中心12-18樓

如欲購買本刊物，請親臨或致函：

香港中環花園道
美利大廈4樓402室
政府新聞處
刊物銷售小組
傳真：(852)25237195

或：

- 致電政府新聞處刊物銷售小組：(852)25371910
- 瀏覽香港特別行政區政府網上書店：<http://bookstore.esdlife.com>
- 從政府新聞處網頁 <http://www.isd.gov.hk> 下載訂購表格，並在網上或透過傳真（(852) 25237195）訂購
- 以電郵向政府新聞處訂購：puborder@isd.gov.hk

前 言

《香港風力效應作業守則 - 2004 年說明資料》（下文簡稱為《說明資料》）撮述檢討風力效應專責草擬委員會在撰寫《香港風力效應作業守則 - 2004 年》（下文簡稱為《守則》）時，所審閱的背景資料和考慮因素。

由於《守則》刻意保留舊有守則的簡約格式，以便查考，本《說明資料》乃作為輔助用途，深入解釋《守則》內的主要改動，並指出應用《守則》時須特別注意的情況。

本《說明資料》屬技術文件，不應視作《守則》的一部分。

鳴謝

《香港風力效應作業守則 - 2004 年說明資料》全賴林傑明博士和盧家龍工程師撰寫稿件，以及負責審閱香港風力效應作業守則的專責委員會主席張國明工程師提供意見和指導，才得以完成。

我們也要向多位人士鄭重致謝，特別是Dr. R. Denoon、黃傑生工程師、Ir. J. MacArthur、王志超工程師和徐憶中工程師，他們在《說明資料》的撰寫期間，提供了極寶貴的意見。

封面的雲層影像原為日本氣象廳以地球同步氣象衛星（GMS-5）攝得的雲圖。感謝香港天文台提供此幀照片。

目 錄

	頁 數
第1部分： 基本風速剖面	1
香港的風特徵	1
參考風速	1
時均風速剖面	2
陣風風速剖面	3
設計風速和風壓剖面	5
第2部分： 地勢和地形效應	7
地勢分類	7
地形效應	7
地形因數	8
第3部分： 構築物動力反應	10
動力靈敏度指標	10
順風反應	12
側風和扭轉反應	14
第4部分： 力系數和壓力系數	16
力系數	16
壓力系數	17
近地面風壓	17
第5部分： 風洞測試	19
概要	19
靜態構築物	19
動態構築物	23
地形和鄰近景物模型	24
模型比例限制	25
設計風壓	26
參考書目	27

第1部分 基本風速剖面

香港的風特徵

1.1 近地面的風特徵主要以時均風速剖面、最高陣風風速剖面、湍流強度剖面和風向分布來描述。香港出現的極端風荷載，主要由兩個因素形成。第一是暴露於暴風吹襲；第二是受世界上其中一個最遮蔽的天然海港所保護。這兩個特徵有相互作用。

1.2 關於香港的風特徵，過去已有很多研究人員進行探討，包括有 Mackey⁽¹³⁾、Ko⁽¹⁴⁾、Chen⁽¹⁸⁾、Choi⁽¹⁶⁾、Davenport et al⁽¹⁹⁾、Melbourne⁽²⁰⁾、Jeary⁽²⁵⁾和Holmes et al⁽³⁹⁾。不過，由於颱風在大山上的結構難以了解，以及在颱風吹襲期間量度風特徵亦非常困難，因此我們現時仍未能完全了解本港與建築物設計相關的近地面風特徵。

參考風速

1.3 香港天文台在 1883 年成立，保存了自 1884 年以來近乎完整的風速記錄。這些記錄使我們得以估計地面的極端風速。香港天文台轄下有多個測風站，其中位於橫瀾島的測風站一直被視為主要的資料來源。主要原因有二：其一是橫瀾島的數據是來自一個長年受主要風吹襲的孤島；其二是在市區內其他來源所搜集的數據，多年來受到環境變化或地形特徵的影響。

1.4 1993 年以前，橫瀾島的風速計高度為 75 m。自從新柱杆於 1993 年建成後，橫瀾島的風速計高度增至 82 m。該島陡峭多石的地勢對風形成阻塞，繼而令島上風速增強，所以風速計高度量度所得的數值乃實際代表附近開闊水域之上較高處的風速。Melbourne 認為，在風速計高度所量度的風速，能代表在 90 m 高度無障礙的量度結果。實際上，這項修正只對風速的絕對估計值造成極小差異，而《守則》亦採用 90 m 為有效參考高度，以計算出設計風速。

1.5 橫瀾島量度所得的數據是使用了 Lieblein BLUE (Best Linear Unbiased Estimator) Techniques⁽²²⁾來分析，以定出某些平均及陣風風速出現的或然率。自 1953 年起在橫瀾島量度所得的所有颱風數據都成為了分析的基礎。

1.6 根據這些分析和其他已發表的資料，《守則》將高出平均海平面 90 m 的參考時均風速和 3 秒陣風風速分別定為 46.9 m/s 和 65.2 m/s。

1.7 如將所採納的時均風速 (46.9 m/s) 和 3 秒陣風風速 (65.2 m/s) 與在橫瀾島錄得的一些曾經吹襲本港的暴風數據相比 (見表 1.1)，所採納的數值是具設計預期的可靠程度。

表 1.1 在橫瀾島錄得的暴風數據

颱風	時均風速	陣風風速
溫黛 (1962)	41.4 m/s	60.2 m/s
露絲 (1971)	39.0 m/s	52.4 m/s
愛倫 (1983)	44.2 m/s	62.7 m/s
約克 (1999)	42.5 m/s	65.0 m/s
參考風速	46.9 m/s	65.2 m/s

時均風速剖面

1.8 時均風速對比高度的剖面，可以用對數關係表達成近地面的風速，而在某個梯度高度，地面摩擦對風速不造成影響時，風速便到達合理不變的數值。《守則》採用了冪律剖面為近似值算法，來涵蓋各個高度，並用作計算建築物的風荷載。

1.9 在高度 z 的時均風速 \bar{v}_z 可用以下的冪律關係描述：-

$$\frac{\bar{v}_z}{v_g} = \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (1.1)$$

其中 \bar{v}_g = 在梯度高度 z_g 的時均風速
 α = 冪律指數

1.10 梯度高度是地面摩擦不會對風造成影響的高度。美國國家颶風中心近期的實地研究證實，最高颶風風速在高於海面大約 500 m 處出現^(37, 39)。自 1997 年起，研究人員把無數全球衛星定位下投式探空儀掉進颶風眼壁，以搜集數據。所搜集到有關熱帶氣旋風剖面的數據，是至今最詳盡的數據。這些實地數據證明，《守則》採用高出開闊海面 500 m 的梯度高度，並模擬這高度之下的常規邊界層是恰當的。

1.11 第 1.10 條款所指的實地數據顯示，程式(1.1)的 0.10 至 0.11 冪律指數適用於開闊水域，並且是在香港預期出現的設計風速範圍內。由於用以分析的基本參考資料來自橫瀾島，而該島嶼是一個面向開闊海面的孤島，我們因此決定採用開闊海面狀況，並應用冪律指數 0.11 來建立《守則》中的速度剖面。

1.12 除分析橫瀾島的數據外，利用蒙地卡羅統計技術的電腦模擬系統，已成為預測颱風強度和方向的標準工具。為方便起見，這些模擬系統大多假設梯度平衡在 500 m 出現，當中包括西安大略大學 (University of Western Ontario) 和 Dr Peter Vickery 在 Applied Research Associates 進行的研究。後者近年多次成為業界評論刊物的主題⁽³³⁾⁽³⁴⁾⁽³⁵⁾⁽³⁶⁾。

1.13 應用程式(1.1)，並以 90 m 高度的參考時均風速為 46.9 m/s，梯度高度為 500 m 及 α 值為 0.11，計算出的梯度時均風速為 56.6 m/s。這個數值稍高於用電腦模擬技術推算的梯度時均風速，但認為是在有關技術可接受的誤差範圍之內。

陣風風速剖面

1.14 陣風風速剖面是把陣風因數應用於時均風速剖面而得出的，而陣風因數又隨湍流強度而變動。陣風與時均風速的關係可表述如下：-

$$v_z = \bar{v}_z G = \bar{v}_z (1 + g_v I_z) \quad (1.2)$$

其中 G = 陣風因數；
 g_v = 峰值因數，反映用標準風速計量度的最高與時均風速的關係。有關數值通常為 3.4 至 3.7 之間；
 I_z = 在高度 z 的湍流強度；
 v_z = 在高度 z 的陣風風速；
 \bar{v}_z = 在高度 z 的時均風速。

1.15 根據參考眾多研究人員的分析，參考高度 90 m 的湍流強度算定為 0.1055。

1.16 湍流強度決定風的陣風性程度，並與均方根風速有關。假設不同高度的均方根風速不變，湍流強度亦按冪律隨高度變化，但冪律指數等於 $-\alpha$ 。結果，湍流強度會按下列程式隨高度變化：

$$\frac{I_z}{I_g} = \left(\frac{v_z}{v_g} \right)^{-1} = \left(\frac{z}{z_g} \right)^{-\alpha} \quad (1.3)$$

1.17 將程式(1.1)、(1.2)和(1.3)合併，任何高度的陣風風速可計算如下：-

$$v_z = \bar{v}_g \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha \left[1 + g_v I_g \left(\frac{z}{z_g} \right)^{-\alpha} \right] \quad (1.4)$$

其中 \bar{v}_g = 梯度平均風速 = 56.6 m/s
 z_g = 梯度高度 = 500 m
 I_g = 在梯度高度的湍流強度 = 0.087
 g_v = 峰值因數 = 3.7
 α = 冪律指數 = 0.11

1.18 梯度高度 500 m 的陣風風速計算出為 74.9 m/s。

設計風速和風壓剖面

1.19 有關風速和颱風剖面，尚有不少未明確之處。上述的簡化方法假定風剖面依循“正常”的幂律變化，直至達到時均風速或陣風風速的梯度值為止。為香港這類颱風氣候區釐定作業守則的適當設計風速時，必須有充足的可靠性。因考慮到推算颱風風速的不明確因素，以及為確保結構設計有恰當的安全水平，《守則》建議設計風速應為 50 年重現的風速增加 5%。使用較高的設計風速是考慮到進行風洞測試時，經常錄得較《守則》所列數值為高的局部風壓系數。

1.20 應用程式(1.1)，在高度 z 的設計時均風速 \bar{v}_z 可表達為：-

$$\bar{v}_z = 1.05\bar{v}_g \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (1.5)$$

其中 \bar{v}_g = 在梯度高度的時均風速 = 56.6 m/s

z_g = 梯度高度 = 500 m

α = 平均風速的幂律指數 = 0.11

設計時均風速隨高度的變化是以程式(1.5)計算，而有關結果載於《守則》的表 F3。

1.21 將程式(1.2)、(1.3)和(1.5)合併可計算出在高度 z 的設計 3 秒陣風風速 v_z ：-

$$\begin{aligned} v_z &= \bar{v}_z(1 + 3.7I_z) \\ &= 1.05\bar{v}_g \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha \left[1 + 3.7I_g \left(\frac{z}{z_g} \right)^{-\alpha} \right] \end{aligned}$$

其中 \bar{v}_g = 在梯度高度的時均風速 = 56.6 m/s

I_g = 在梯度高度的湍流強度 = 0.087

z_g = 梯度高度 = 500 m

α = 平均風速的幂律指數 = 0.11

1.22 在參考高度和梯度高度的設計時均風速和 3 秒陣風風速現分別撮述如下：-

在參考高度 90 m 的設計時均風速 = 49.2 m/s
在梯度高度 500 m 的設計時均風速 = 59.5 m/s

在參考高度 90 m 的設計 3 秒陣風風速 = 68.5 m/s
在梯度高度 500 m 的設計 3 秒陣風風速 = 78.7 m/s

1.23 在高度 z 的設計風壓 q_z 計算如下： -

$$q_z = \frac{1}{2} \rho v_z^2$$

其中 $\rho =$ 空氣密度 = 1.2 kg/m³

設計陣風和時均風壓隨高度而作出的變化載於《守則》的表 1 和表 2。

第2部分 地勢和地形效應

地勢分類

2.1 地勢分類由風流經地面的表面粗糙度特徵來界定。地面粗糙度通常分爲 4 至 5 類，包括平滑空地或開闊海洋以至高樓大廈密集的城市。新的英國標準 BS6399: Part 2 把地勢分爲 3 類，即海洋、郊野和市鎮。加拿大守則同樣把地勢分爲 3 類，澳洲／新西蘭守則把地勢分爲 4 類，而現行的美國守則 ASCE-7 把地勢分爲 4 類（有關方面擬在日後的版本減至兩類）。

2.2 研究顯示，地勢的改變通常會有過渡區。對影響到大多數構築物的高度範圍內，氣流通常需要若干公里的距離才能由一種粗糙度過渡到另一種粗糙度。在過渡區內，陣風風速的變化會遠較平均風速的變化爲慢。因此，只有在所述粗糙度的地勢有這個距離存在，或者採用了合適過渡程式的情況下，才可假設有與過渡至較粗糙地勢相關的風速下降。

2.3 由於香港是一個近海的城市，大部分高樓大廈密集的地區均位於受複雜地形特徵和各種地面粗糙度影響的過渡區內，發展高度與風浪區距離的關係十分複雜。鑒於香港地形獨特，面積細小，一種地勢（即開闊海洋狀況）已經足夠。

地形效應

2.4 地形，或地面有大幅度的垂直位移，對平均風速剖面可以有顯著影響。一般來說，當風沿著山丘或山脊的向風坡上移時，速度便會增加。頂峰或頂峰附近的風速通常增幅最大。當風沿著陡峭的背風坡向下移時，氣流會分開，平均風速會有遮護效應。山谷或山口可把風引導，使風與軸線平行流動，因而會引致非常高的風速。

2.5 大多數風力守則只考慮到在山丘、山脊或陡坡附近出現風速增加的這個重要情況。陡坡和山脊主要是二維土地特徵。山丘和山脊不

同之處，在於風除了在頂峰加速外，還可在山的兩邊分流。因此，山丘的加速效應往往較同樣坡度的山脊為小。

大多數風力守則都採用加速率來考慮風速的增加。如風在某一地形特徵上加速，吹近斜坡表面上的風，在高度 z 的原來風速 v_z 於同等高度 z 將增至 v'_z 。加速率可界定為：

$$\beta = \beta(x, z) = \frac{v'_z - v_z}{v_z}$$

這比率隨高度 z 和相對於地形頂峰特徵的順風位置 x 而變化。加速效應主要影響平均風速，而風速的標準偏差基本不變。結果，陣風風速的增幅不會如平均風速的增幅顯著。理論上，平均風速和陣風風速應有各自的加速率（例如：BS6399 – Part 2 的定向法）。

地形因數

2.6 《守則》所載的地形效應指引採納了 BS6399 – Part 2 的標準方法。在 BS6399 – Part 2，加速效應包含高度因數，而這個因數是與基本風速相乘的多個因數之一，以得出現場風速。不過基於香港的地理情況，這個高度因數並沒有載入《守則》內。

2.7 BS6399 – 標準方法的地形加速率是應用於陣風風速，而《守則》中的地形因數 S_a 則應用於設計風壓，即空氣密度除 2 再乘以陣風風速的平方。這是 S_a 的程式中有平方的原因，即 $S_a = \beta^2$ 。

2.8 為評估地形效應，首先把地形特徵簡化為典型的山脊、陡坡或有一致逆風和順風坡的山丘。由於加速情況主要在斜坡上半部出現，而風速在接近頂峰時最受影響，因此在釐定斜坡時，以山丘、山脊或陡坡的上半部為參考會較具代表性。擬定斜坡後，可借助《守則》的圖 C1 找出由地形效應導致的加速區。此外，亦可借助圖 C2 找出地形特徵的各項幾何描述。

2.9 加速率隨高度 z 和順風位置 x 而變化。這可從地形位置因數 s 反映出來，而《守則》圖 C3 和圖 C4 的等高線顯示了在不同 x 和 z 值的 s 值。加速率由以下程式釐定：

$$\beta = \sqrt{S_a} = 1 + 1.2\alpha_e s$$

如 x 和 z 值介乎兩個數值之間，可以按插值法計算 s 的數值。

2.10 必須注意的是，如果地形效應非常複雜，《守則》所載的方法或會低估加速⁽⁴⁰⁾，因而不適用。如出現這種情況，便應尋求專家的意見。

第3部分 構築物動力反應

動力靈敏度指標

3.1 為評估構築物的共振動力反應效應，《守則》訂立指標，先行釐定共振動力反應是否明顯。如屬明顯，便須進行多項評估，以估計動力反應的效應。這些評估包括釐定湍流強度、阻尼率、固有頻率和其他風能參數的描述。如構築物的共振動力反應並不明顯，便可採用準靜態方法。

3.2 多本作業守則都訂立了指標，以界定準靜態方法是否足夠，或是否需進行全面的動力分析，以釐定構築物所承受的風力（見表 3.1）。

表 3.1 動力靈敏構築物的各項指標

認可守則	動力靈敏構築物的定義
澳洲／新西蘭標準 AS/NZS 1170.2-1989	高度超逾最小平面尺寸 5 倍，而首個震動模式的固有頻率少於 1.0 Hz。
美國土木工程師學會標準 ASCE 7-02	高度超逾最小水平尺寸的 5 倍，或者基本固有頻率少於 1.0 Hz。
1995年加拿大國家建築守則 (National Building Code of Canada 1995)	高度大於最小有效闊度的 4 倍或 120 m。

3.3 第一項規限條件關乎構築物的長寬比，而最小水平尺寸是用作考慮階梯形或錐形建築物剖面。此項條件令低矮建築物無須進行動力分析。

3.4 第二項條件關乎構築物的基本固有頻率，或者間接關乎構築物的高度。一般來說，如基本固有頻率少於 1 Hz，建築物便須設計共振動力反應效應。

3.5 Jeary and Yip⁽¹¹⁾在 1994 年研究了三個不同的指標。該等指標摘錄自擬議的國際標準化組織（ISO）風荷載守則（Davenport 1989）、澳洲風荷載守則（AS 1170.2 - 1989）和新歐洲規範（Eurocodes）依據的建築研究院（BRE）專刊系列 346。ISO 和 BRE 的守則都有評估指標的程式，而澳洲守則只有簡單的規定。

3.6 七幢備有動力數據的建築物被用作研究不同指標的效應。這些建築物包括怡和大廈（高 179 m）、中銀大廈（高 305 m）、匯豐銀行大廈（高 179 m）、諾丁漢人民學院（People's College，高 4.8 m）和房屋署三幢高 82 m 至 118 m 的和諧式大廈。選取這些建築物是因為它們分別代表了明顯動力靈敏（怡和大廈、中銀大廈和匯豐銀行大廈）和明顯屬準靜態（人民學院）的建築物，而三幢和諧式大廈則接近臨界限。

3.7 該三套指標的結果與上文假設的三類建築物大致相符。評估及有關結果的詳情可參閱 Jeary and Yip 的研究報告（1994）⁽¹¹⁾。

3.8 我們依據 1989 年澳洲所採用的方法來制定香港指標的基礎。澳洲守則規定，如構築物不屬於有明顯的共振動力反應，其長寬比須少於 5，而基本固有頻率須大於 1.0 Hz。應用標準的埃利斯程式（Ellis formula）來評估基本固有頻率，即固有頻率 = 46 除以構築物高度（以 m 為單位），意味著任何高於 46 m 的建築物都會列作有明顯的動力反應。雖然香港很多標準建築的形狀都特別剛硬，而 Jeary and Yip 的研究認為 100 m 的限制對香港典型建築物是合理的，但我們注意到高度少於 100 m 的窄長建築物也可能有明顯的動力反應。因此《守則》訂明，除非可證明其基本固有頻率大於 1.0 Hz，建築物如具備下列其中一項特性，便屬於有明顯的動力反應：-

- (a) 高度超逾最小水平尺寸 5 倍。
- (b) 建築物高度超過 100 m。

順風反應

3.9 高層構築物承受的風導動力可分為兩個部分：與平均風速方向平行的順風動力和與風方向成直角的側風動力。構築物對順風動力的反應稱為順風動力反應，而建築物對側風動力的反應則相應稱為側風反應。高層構築物亦可能出現扭轉動力反應，特別是當順風及／或側風動力及／或構築物的質量中心點與彈性中心點並沒有出現重疊。

3.10 大多數的現代風荷載守則以陣風因數方法來估計順風動力反應。陣風因數方法源自 Davenport 於 1960 年代的早期研究。這方法公認為一種可接受的順風反應評估方法，當中的設計最高基本傾覆彎矩是等於平均基本傾覆彎矩乘以陣風因數。為方便應用，《守則》建議把陣風因數界定為動力放大因數，代表平均風力應擴大的倍數，以顧及共振動力模式。

3.11 窄長構築物的順風反應的基本機制是湍流抖振。當氣流湍急時，風的陣風性對構築物產生波動力。構築物承受的波動順風荷載主要隨湍流強度和湍流規模而變化。湍流強度決定局部的波動荷載量，而與構築物大小有關的湍流規模則決定波動如何在構築物產生作用。動力反應可按低頻率構件的準靜態反應與首個固有頻率的共振反應相加而計算出來。以下載於《守則》附錄 F 的陣風因數程式為簡化程式。

$$G = 1 + 2I_h \sqrt{g_v^2 B + \frac{g_f^2 SE}{\xi}} \quad (3.1)$$

3.12 構築物頂部的湍流強度 I_h ，可利用第 1 部分討論的幂律公式來評估。程式內平方根符號下的兩個函數分別代表構築物的準靜態反應（或背景反應）和共振反應。

3.13 峰值因數 g 是量度波動構件的隨機性。背景反應和共振反應的峰值因數，在程式中分別以 g_v 和 g_f 表示。背景反應的峰值因數 g_v 是 3.7，而共振反應的峰值因數 g_f 則隨首個固有頻率 n_a 而變化， $g_f = \sqrt{2 \log_e(3600n_a)}$ 。從構築物的高度 h 及利用埃利斯（Ellis，1980）的實驗程式 $n_a = 46/h$ 可以估計構築物的固有頻率。在關鍵情況下，應透過動態動力分析得出固有頻率。

3.14 背景因數 B 是用以量度由較低頻率風速變化引起波動反應的背景成分，並主要隨構築物的尺寸而變動。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{36h^2 + 64b^2}}{L_h}}$$

其中 h = 構築物高度（以 m 為單位）

b = 構築物闊度（以 m 為單位）

L_h = 有效湍流長度（以 m 為單位），以下列程式表達：

$$L_h = 1000 \left(\frac{h}{10} \right)^{0.25}$$

3.15 參數 S 是大小因數，用以考慮壓力在構築物的相互作用，並與首個固有頻率 n_a 、構築物在高度 h 的設計時均風速 \bar{V}_h 和構築物的尺寸相關。不同高度的設計時均風速可按第 1 部分的程式(1.5)釐定，其數值載於《守則》表 F3。

$$S = \frac{1}{\left(1 + 3.5n_a \frac{h}{\bar{V}_h} \right) \left(1 + \frac{4nab}{\bar{V}_h} \right)}$$

3.16 參數 E 是迎面風的湍流譜，程式為：

$$E = \frac{0.47N}{(2 + N^2)^{5/6}}$$

其中， N 為有效約化頻率，等於：

$$N = n_a \frac{L_h}{\bar{V}_h}$$

3.17 阻尼率 ζ 反映構築物的阻尼量，界定為臨界阻尼值的一部分。一般來說，阻尼率包括結構阻尼和氣體動力阻尼。《守則》建議鋼結構的臨界阻尼為 1.5%，混凝土結構的臨界減震為 2%，而這些數值普遍獲接受為設計的合理數字。至於十分低矮或十分窄長的構築物，結構

阻尼值或會分別較低或較高。由於結構阻尼受震幅影響，在評估重現期較短的動力反應（例如加速）時，通常會使用較低數值。

3.18 假設基本固有頻率為 46/h，而臨界阻尼值如第 3.17 條款建議分別訂為 1.5% 和 2%，動力反應放大因數 G 則可從構築物的高度 h 和闊度 b 釐定。《守則》的表 F1 和 F2 載列臨界阻尼值為 1.5% 和 2%，以及 G 數值隨構築物高度(h)和闊度(b)的變化情況，以方便設計人員參照使用。如取得有關構築物固有頻率和臨界阻尼值的更精確估計，設計人員應按基本程式(3.1)計算出構築物的 G 數值。

側風和扭轉反應

3.19 構築物的側風震動是由抖振、渦旋發散和馳振的合併效應造成的。由於這幾種力的互動相當複雜，目前尚未有計算高層構築物側風反應的精確分析方法。Saunders and Melbourne (1975) 和 Kwok (1982) 在風洞方面就不同大小的高樓進行了許多氣體彈性測試，並提出以頻譜法估計高樓的側風反應。這方法乃根據風洞測試和隨機震動理論量度的首個模式的側風力頻譜，並獲得澳洲風荷載守則 (Australian Wind Loading Code, 1989) 採用。在澳洲／新西蘭標準 (2002) 中，正方形和矩形截面建築物的側風力頻譜系數數值都以曲線表示，並且以隨湍流強度和斯德魯哈爾數 (Strouhal Number) 的函數方式表達，並由獨立建築物在典型風勢下的風洞測試取得。有關典型香港建築物形狀在《守則》所述風系統下的相似數據，現時尚未齊備，但應注意的是，澳洲／新西蘭標準顯示，窄長當風建築物的側風荷載可遠超於順風荷載。對此等建築物，我們建議應徵求專家意見。

3.20 當順風及／或側風動力或建築物的質量中心點與彈性中心點不重疊時，高樓的扭轉動力反應會特別明顯。這情況可能由於建築物形狀、結構偏心及／或周圍環境導致荷載不均而出現。此外，當建築物的質量中心點與彈性中心點不重疊時，或會出現平移加扭轉的震動。有關評估高樓扭轉反應和平移加扭轉反應的守則程序尚在發展中。至於形狀獨特或周圍環境複雜的建築物，應參考邊界層風洞測試或徵求專家意見，以解決有關問題。

3.21 《守則》沒有訂出有關評估高層構築物的側風和扭轉反應方面的指引，但《守則》第 7.3 條款已提醒設計人員，假如構築物有明顯的側風反應及／或扭轉反應，便應根據已發表的文獻及／或透過動力風洞模型研究，來探究有關的動力效應。構築物的總反應通常可理解為三個基本震動模式的反應組合。

第4部分 力系數和壓力系數

力系數

4.1 《守則》採用力系數法，以釐定建築物因風力效應而承受的總力度。建築物承受的靜態風力是設計風壓乘以力系數，而力系數則隨建築物形狀和高度狀況率有所改變。《1983年香港風力效應作業守則》採用了近似的方法。建築物承受的總風力 F 以下列程式表達：-

$$F = C_f \sum q_z A_z \quad (4.1)$$

其中 C_f 為建築物的力系數，是《守則》附錄 D 所載高度狀況因數 C_h 與形狀因數 C_s 相乘；

q_z 代表在高度 z 的設計風壓；

A_z 為建築物的有效投影面積。

4.2 由於缺乏有關不規則形狀的精確資料，同時為方便應用起見，《守則》只採用了幾個基本形狀，即正方形、矩形和圓形，並建議使用圍封矩形的系數來計算，以得出所有其他形狀建築物的相當數值。儘管如此，《守則》第 D1.1(b) 條款容許設計人員使用其他國際守則所指明的合適值。

4.3 相連建築物雖然在結構上各自獨立，但從氣體動力角度來看，可視為一座單一建築物。因此《守則》第 D1.2(b) 條款建議，在考慮風荷載效應時，可把相連建築物視為一整幢大廈。這類毗連建築結構的形狀因數和高度狀況因數應涵蓋整幢圍封式建築物。對於動力靈敏的建築物，應小心確保能充分顧及各相連建築物之間風導荷載和移動的差距。

4.4 正面面積巨大的建築物的折減系數和開敞式構架的建築物的力系數，是與《1983年香港風力效應作業守則》所載者相同的。

壓力系數

4.5 建築物構件承受的總力度，是構件外面和內部所承受的力度總和。所選擇的內壓力和外壓力系數，應可計算出構件承受最關鍵的正力和負力（吸力）。《守則》已計算出一般矩形建築物相關係數的合併後的最高值，並以組合壓力系數列於表 E1。計算組合壓力系數時，內壓力系數值假設為 +0.2 或 -0.3。正壓力系數是朝向建築物表面（如屬簷篷則為向下）的，負壓力系數則從建築物表面離開（如屬簷篷則為向上）。因此負外壓力系數和正內壓力系數必須合併，以顧及最差的淨負壓力系數，或反過來計算最差的淨正壓力系數。

4.6 《守則》表 E1 列出屋頂、覆蓋層和牆板等構件的概括壓力系數。此外又根據澳洲／新西蘭標準的評估，列出設計簷篷的壓力系數。建築物構件的風荷載 F_p 等於該位置的壓力系數、建築物構件投影面積和基本設計風壓三者的乘積。

$$F_p = C_p q_z A_m \quad (4.2)$$

其中 C_p = 個別構件的壓力系數；
 q_z = 相當於構件在高度 z 的設計風壓；
 A_m = 構件的表面積。

近地面風壓

4.7 建築物研究的風洞數據顯示，高樓近地面處會受到高壓和吸力。這是由於風沿著高樓外牆向下移，其後加速繞過建築物的角位。這種效應對簷篷、覆蓋層和牆板的設計都有影響。在《守則》內，設計屋頂、簷篷、牆板和覆蓋層板的設計風壓 q_z 已作調整，以計算在建築物較低層出現較大的壓力和吸力效應。《守則》第 6.2 條款列明建築物低層的最小 q_z 值。在高度相等於建築物寬度或建築物的實際高度（以較小者為準）的情況下，應把設計風壓 q_z 當作固定值。

第5部分 風洞測試

概要

5.1 風洞測試是以縮小比例 $1:\lambda$ ，以對建築物承受的風力情況作實物模擬研究。建築地盤的自然氣流特徵是在邊界層風洞模擬的，並使用恰當儀器和技術量度建築物承受的風力效應。可研究的風力效應例子有：建築物外牆風壓、建築物風荷載、風導動力反應和相關的動力風荷載，以及建築物低層行人水平的環境風勢。風洞測試所取得的風力效應數據為模型比例（下標 m ），通常須把數據與氣候模型合併，方可得出實比的（原型）風力效應數據（下標 p ）。

5.2 很多國家都對風洞測試，特別是釐定風荷載方面，訂定指引和品質保證。Lam and Tam (1996)⁽²⁸⁾的文章撮錄了有關資料。本《說明資料》有多處參考澳洲風力工程協會（Australian Wind Engineering Society）的品質保證手冊（AWES 2001）⁽²⁹⁾，下文一律稱之為AWES-QAM-1-2001。風洞測試的另一可靠資料來源是《美國土木工程師學會建築物及構築物風洞研究實務手冊》（ASCE Manual of Practice on Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures）⁽³⁰⁾。因此下文各部分資料，應視為各項影響香港建築結構風洞測試的基本因素概覽。

靜態構築物

5.3 模擬大氣邊界層（Atmospheric Boundary Layer）的自然風，最方便的方法是以湍流流過在風洞中的粗糙面。雖然兩種氣流並不一樣，但研究顯示，風洞湍流邊界層的底部與大氣邊界層底部完全相同。若須模擬典型邊界層風洞的風勢，可把一件長的粗糙物構件放在風洞地面。其他較短的粗糙物構件，如長尖塔及／或板塊等物料，亦可用來產生初始的邊界層。

5.4 風的一個重要特徵，是平均風速如何在某一地面的地勢類型隨著高度而變化。地面的粗糙度減低風在大氣邊界層的速度。地面的風速為零，之後隨著離地面高度增加，直至達到梯度高度為止。在梯度高度以上，風速假定為大約不變。對於熱帶氣旋來說，這是一個簡約的描述，因為在極高處（>500-600 m）的風速其實會減慢，而在其他極端風力情況，如雷暴、下擊暴流和龍捲風，風速結構也頗為不同。

5.5 《守則》已經訂明時均風速隨高度的變化，或時均風速的剖面。有關變化以冪律表達：

$$\frac{V}{V_g} = \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha$$

風洞模擬測試需要類似的剖面。風洞中不同高度的時均風速數據，如以無單位的方式標繪，應接近冪律指數為 α 的目標剖面。AWES-QAM-1-2001 提出，如風洞的風速數據在目標剖面的 10% 以內，模擬便可以接受。

5.6 湍流或陣風性是風的另一個重要特徵。這對於在構築物產生最大壓力以及在柔性構築物導致震動是十分重要的。基本上，風湍流可用湍流強度量度。這是風速變動的標準偏差值與平均風速的比率。湍流強度通常與高度成反比。湍流強度剖面在《守則》以冪律訂明：

$$I_u = \frac{\sigma_u}{V}$$

$$\frac{I_u}{I_{u,ref}} = \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\beta$$

5.7 一如時均風速剖面，風洞的湍流強度剖面與大氣邊界層湍流強度剖面的比較，是以標繪風洞內量度的數值與目標剖面，高度須按參考高度規格化而計算。同樣地，AWES-QAM-1-2001 亦建議，這風洞剖面的數值如在目標剖面的 10% 之內，便屬準確。

容許的平均風速和湍流強度變化可導致預定最高的陣風風壓出現顯著差異（增減約為 30%）。因此《守則》規定要調校風剖面，以便剖面營造出《守則》所列的陣風風壓。

5.8 湍流風內主要陣風渦流的大小，對建築物某一範圍產生最高荷載至為重要。陣風渦流大小是按湍流和湍流譜的綜合比例量度出來。風洞模型測試一般的做法，是在恰當的高度量度順風譜 $S_{uu}(n)$ ，然後再與一般風湍流譜相配。一般湍流譜位於無單位頻率軸線 $nL_{u,x}/V$ ，而順風湍流縱向比例的數值 $L_{u,x}$ 則來自最相配的數值。理論上，這數值應與實際的大氣邊界層數值相配，即 $(L_{u,x})_p/(L_{u,x})_m = \lambda$ 。實比上兩者很難完全相配，在模擬整體風荷載和覆蓋層壓力時，如錯配分別不多於 2 和 3，已屬於可以接受（AWES-QAM-1-2001）。

5.9 由於風陣性的影響，風速、風壓和風荷載會隨時間變化。一般接受少於一秒的波動，其風力效應對建築物結構的影響極微。因此在風洞內所採用的各種量度儀器和技術，必須能夠量度快於一秒的波動。在風洞內，時間和頻率都是模型比例，由長度比例和速度比例釐定：

$$\lambda_t = \frac{1}{\lambda_n} = \frac{t_p}{t_m} = \frac{L_p V_m}{L_m V_p} = \frac{\lambda}{\lambda_v}$$

其中下標 t 表示時間， n 表示頻率，及 v 表示速度。

5.10 舉例說，假如風洞測試採用的速度比例為 1:5，長度比例為 1:250，模型時間便為實際時間的 1/50。必須量度快於 1/50 秒的波動。為了有足夠的解像度以偵測這頻率的最高值，儀器的反應必須達到 4 乘以 50 Hz，即 200 Hz 的水平。

5.11 在進行風洞測試時，華托一靜力管通常會放在測試節段以監測風速，並設於風洞內以作為參考靜壓。華托一靜力管應放置在受風洞模型修飾的風場以外的位置。華托一靜力管只適宜量度在湍流較弱情況的平均風速。如須量度陣風風速和湍流強度，則可選用其他合適儀器，如熱電阻線、熱薄膜風速計和微型壓力探測器。

5.12 受測試建築物結構表面某一點的壓力通常以測壓孔量度，測壓孔位置的壓力通過一段軟管傳往壓力變換器，由壓力訊號轉化為電力訊號。建築物表面的風壓差異可以十分大，因此須設置足夠密度的測壓

孔，才能準確量度壓力的分布。AWES-QAM-1-2001 建議在受測試建築物所放置的測壓孔的平均密度，應為該測試建築物的每 120 m² 表面積多於 1 個測壓孔。

5.13 壓力量度的頻率反應通常受制於傳壓管的頻率反應。傳壓管愈長、直徑愈大，則頻率反應和相關壓力訊號失真的情況就愈嚴重。這可以用標準方法去糾正傳壓管反應的問題，如使用節流器、漏壓管系統，或以數學轉化的糾正方法。

5.14 建築物模型承受的風力和彎矩有時會以力秤直接量度。如須量度動力荷載（背景及／或共振成分），模型秤裝置必須穩固，確保綜合固有頻率遠超擬量度的風荷載頻率範圍。

5.15 風洞測試取得的風壓和風荷載模型數值，可通過荷載系數換算為適當的實際數值。舉例說，風力可按下列程式換算：

$$F_p = C_F \frac{1}{2} \rho V^2 A = F_m \lambda^2 \left(\frac{V_p}{V_m} \right)^2$$

如何選用原型風速乃視乎所模擬的實際情況而定。為估計正常建築物的設計風荷載，應把設計風速定為原型風速。以這換算方法釐定風力和風彎矩，只適用於沒有風力共振動力反應的靜態建築物。

5.16 風力效應須視乎入風方向，因此必須在不同風向進行風洞量度，以得出最關鍵的風荷載情況。一般來說，至少須每 15° 量度 24 個方向。在關鍵荷載的風向附近位置，其量度相隔的角度應較小。現時很多風洞實驗所的慣常做法，是測試 36 個風向的風壓和風荷載。

動態構築物

5.17 很多構築物如高樓、塔、吊橋和懸索屋頂，均對風導震動靈敏，而風導震動很大程度上取決於構築物的特徵。最有關連的構築物動力特性為振形模態、固有頻率（取決於質量分布和剛度）、模態質量和阻尼。這些特性確立了機械導納函數，該函數描述波動力如何產生波動偏斜。

5.18 在模擬動力構築物的反應時，除了要模擬風特徵和氣體動力學形狀外，還須模擬構築物的動力特徵。在結構動力學上，風導波動反應通常是以頻譜法分析的；此方法把構築物的氣體動力譜和機械導納函數相乘，得出反應頻譜。因此相似的氣體動力譜和相似的機械導納函數均屬必需，才能得到相似反應。

5.19 如能符合上述對靜態構築物風特徵的模擬要求，則可得出相似的力譜。如構築物與模型的外形相同，則原型和模型的氣體動力因數也相同。要得到相似的機械導納函數，則在風洞模型中或在分析風洞數據時應加入實質的建築物動力特徵。

5.20 氣體彈性測試乃模擬原型建築物的實質動力特徵。只有把原型建築物每個部分的質量分布、剛度分布和結構阻尼按恰當比例建立成氣體彈性模型，才能得出完全相似的結果。對於高樓來說，把堅剛的模型放在彈性底盤上可取代完全的氣體彈性模型。高樓（有顯著扭轉反應者除外）承受的風導震動，其大部分能量都由正交基本平移模式產生，而該模式的模態偏斜近乎直線形態。因此，我們可以用“柴枝模型”估計動力的性能，並把建築物的動力特性附加在底盤上。柴枝模型是把堅剛的建築物模型有彈性地加於底盤的軸上，使模型以直線形式震動。如有顯著的扭轉反應，便須使用有三度自由度的氣體彈性測試台。

5.21 高頻率力秤（或底盤秤）技術是釐定高樓風導荷載和反應的最常用方法。此種技術乃根據建築物堅剛的模型量度得出的底盤彎矩，以及應用隨機震動理論計算風導反應，從而得出廣義的力度。至於整幢建築物的平均和波動風彎矩，則可在風洞的低重量堅剛的建築物模型中以靈敏力秤直接量度出來。底盤彎矩大約等於在基本震動模式下建築物所承受的廣義風力，這構成了氣體動力譜。建築物的動力特性可由建築物結構的動力分析得到。連同阻尼的假設值，便可計出建築物的機械導納函數。根據隨機震動理論，量度到的廣義風力和機械導納函數可合併為

原型建築物的底盤彎矩。一般來說，這些底盤彎矩會作出適當分布，以便為結構設計設置於各樓層之間的荷載。

5.22 第三個方法是‘高頻壓力整合’，有時被用以計算結構荷載。這方法一如高頻力秤技術，採用了堅剛的模型，並在計算時加入機械導納函數。這方法常見於長跨距屋頂的測試，但近年亦有用於形狀簡單的高樓上。在香港，由於很多建築物的表面面積較內部體積為大（例如：公共房屋大廈），所以應用這技術會受到限制，原因是無法在模型上裝設足夠的傳壓管。

5.23 基於上述種種技術，有關人士應提供結合不同模式和不同激發機制反應的合適荷載情況。

地形和鄰近景物模型

5.24 上述的靜態構築物模擬法在均勻地勢能夠得出準確的一般風特徵。如地盤接近或位於某種局部地形特徵，其風特徵（尤其是平均風速剖面）可能因該特徵而明顯改變。如果測試的建築物被鄰近的大型建築物包圍，也會出現相同情況。

5.25 在這些情況下，有必要在地盤周圍加入能夠詳細代表在若干距離內的地形特徵及／或鄰近建築物的東西。這個“鄰近景物模型”應包括按正確比例而複製的鄰近建築物，也可包含一些細小的局部地形特徵。如果所代表的面積太小，則模擬研究未必能夠包含鄰近構築物對風特徵可能產生的所有效應。就既定的風洞尺寸而言，如所包含的面積太大，則模型的直線比例便應縮小。AWES-QAM-1-2001 建議：“一般來說，在建築地盤半徑 500 m 內的所有主要建築物和地形特徵，應按正確比例製作模型，準確性須達 10% 或以上。”

5.26 如風特徵受大規模的地形特徵所影響，則或須分別製作這些特徵的模型並研究其效應。地形模型應採納較小的比例，理由是這種比例所涵蓋的面積較多，可以把大規模的地形特徵包括在內。地盤位置的風剖面乃按地形模型量度。其後，這些風剖面會以正常幾何長度的比例在風洞測試節段重現，如有需要，建築物的模型連同包含附近建築物的鄰

近景物模型，也會在這些風勢下接受測試。鄰近景物模型所包含的建築物通常會從地形模型中移除。

模型比例限制

5.27 風氣流模式取決於雷諾數（ Re ），但要在風洞模擬研究中得出與實比原型氣流一樣的雷諾數，並不可行。幸好雷諾數對氣流的效應只在雷諾數值低時才為顯著。當氣流處於完全湍流狀態而雷諾數值相當高時，氣流模式幾乎完全不受雷諾數影響。雷諾數效應便變得極微，所以模型與原型的雷諾數錯配便屬可以接受。對於帶有尖角的建築物，AWES-QAM-1-2001 根據較小建築物的寬度和在屋頂高度的平均風速，建議雷諾數的最小值應為 $Re = 5 \times 10^4$ ，而《美國土木工程師學會建築物及構築物風洞測試實務手冊》（ASCE Manual of Practice on Wind Tunnel Testing）則建議雷諾數的最小值為 $Re = 1 \times 10^4$ 。對外形平滑或帶有圓角的建築物來說，其氣流在建築物表面的分流受雷諾數和湍流影響程度，是大於帶有尖角的建築物的，而尖角建築物的氣流必然在其尖銳邊緣分流。在此情況下，風洞的雷諾數錯配問題必須解決。其中一個簡易有效的方法，就是增加建築物模型表面的粗糙度，以便引發湍流分離；但須小心確保所採用的粗糙度恰當，否則便會造成不當的分離現象。在某些情況下，還須特別進行大規模的研究以作調校。

5.28 為了符合最低的雷諾數規定，風洞模擬所採用的幾何長度比例和速率不能太小。速率的一般準則是必須大於 1:10。至於建築物長度比例，則宜採用大於 1:500 的比例。關於建築物模型的準確性，AWES-QAM-1-2001 建議，測試建築物模型的整體尺寸準確性應在 2% 之內，而建築細節的最小尺寸如為 1 m 或以上，亦應包含其中。

5.29 另一方面，風洞模型不應太大，否則氣流會因阻塞而失真。風洞阻塞應按阻塞比率量度，即按建築物模型（和鄰近景物模型）正面面積與風洞測試節段橫截面面積的比例。阻塞比率應維持在 10% 以下。如

阻塞比率較此為高，測試結果可按合適阻塞修正系數調整。不過在湍流邊界層狀況下，計算修正系數並不簡單。如採用耐阻塞的方法測試節段，則可放寬最大阻塞比率的規定。

設計風壓

5.30 上文第 5.5 條款提及，平均風速剖面 and 湍流強度剖面可容許 10% 的誤差。在將量度的模型風壓和風荷載值轉換成實比數值時，原型風速與模型風速的比例十分重要。因此，宜訂明參考高度，並把這高度的風速值或動力壓力值提供予模型與原型二者轉換之用。在《守則》內，風速值是從香港極端情況的風分析得來的，大部分的風數據取於 90 m 的高度。因此這部分的參考高度訂明為 90 m，或建築物高度的 2/3，以較大者為準。《守則》加入後者的參考高度，是為顧及極高層建築物的情況，因為這些建築物高處的風壓對於整體風荷載具有很大的影響。在調校時，採用的陣風風速或陣風風壓必須與《守則》相符，而《守則》也表列了不同高度的陣風風壓。這應視為一般指引，雖然在某些特殊情況下，特別是在地形起伏的情況，使用其他相配高度或許更為合適。

參考書目

1. Building Development Department, Hong Kong (1983) : "Code of Practice on Wind Effects". Hong Kong 1983.
2. British Standards Institution (1972) : "Code of Basic Data for the Design of Buildings". CP3 Chapter 5, Part 2, Wind Loads.
3. Building Research Establishment (1992) : Digest 346 Part 1 to Part 5 : "The Assessment of Wind Loads".
4. British Standard BS6399 Part 2 : 1995 : "Code of Practice on Wind Loads".
5. American Standard (2002) ASCE7-02 : "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures".
6. Australian Standard (1989) : "Minimum Design Loads on Structures". AS1170.2-1989.
7. National Standard of the People's Republic of China (1987) : "Load Code for the Design of Building Structures" GBJ 9-87.
8. Davenport A G : (1989) : "Proposed New International (ISO) Wind Load Standard". APSOWE 2 pp 1199-1214.
9. Deaves D M and Harris R I (1978) : "A Mathematical Model of the Structure of Strong Winds". CIRIA Report No. 76, Construction Industry Research and Information Association, London UK. ISBN. 0-86017-086-1.
10. Georgiou P N, Surry D, and Davenport A G (1988) : "Codification of Wind Loading in a region with Typhoons and Hills", Fourth International Conference on Tall Buildings, Hong Kong and Shanghai, April/May 1988.
11. Jeary A P and Yip S (1994) "Signposts in Wind Codes" CPHK Building and Construction Department July 1994.
12. Mackey S, Choi E C C, and Lam R : "Gust Factors". Proceedings Seminar on Wind Loads on Structures. Hawaii, 1970, pp 191-202.

13. Mackey, S : "Wind Studies in Hong Kong - Some Preliminary Results" Industrial Aerodynamic Abstract 1970.
14. Ko K L : "Characteristics of Monsoon and Typhoon winds in Hong Kong from an engineering view point" Ph.D Thesis, HK 1972.
15. Choi E C C : "Gradient Height and Velocity Profile During Typhoons". Proceedings of the Sixth International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Gold Coast Australia. 1982.
16. Choi E C C : "Commentary on the Code of Practice on Wind Effects Hong Kong - 1983". Hong Kong Institution of Engineers.
17. Lam R P : "A Review of the full scale Wind Engineering Research at the University of Hong Kong ". Seminar on Wind Engineering, Excelsior Hotel Hong Kong, 28 January 1988.
18. Chen T Y : "Comparison of Surface Winds in Hong Kong ". Royal Observatory Technical Report No. 41, December 1975.
19. Davenport A G, Georgiou P N, Mikitiuk M, Surry D and Lythe G : "The Wind Climate of Hong Kong ". 3rd International Conference on Tall Buildings, Hong Kong and Guangzhou, pp 454-460. Dec 10-15 1984.
20. Melbourne W H : "Design Wind Data for Hong Kong and Surrounding Countryside". 3rd International Conference on Tall Buildings, Hong Kong and Guangzhou, pp 461-467, Dec 10-15 1984.
21. Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada (1990) : "Supplement to the National Building Code of Canada 1990".
22. Lieblein Julius (1974), "Efficient Methods of Extreme Value Methodology", US Department of Commerce, National Bureau of Standards NBSIR 74-602.
23. Jeary A P (1995) : "The Description and Measurement of Non-linear Damping in Structures", IWEF Meeting on Structural Damping, Atsugi, Japan, September 1995.
24. Jeary A P (1994) : "Measurement of Turbulence Intensity and their Interpretation", CPHK Building and Construction Department.

25. Jeary A P (1994) : "The Wind Climate of Hong Kong ", CPHK, Building and Construction Department.
26. Jeary A P (1994) : "Velocity Profiles During Typhoon", CPHK, Building and Construction Department.
27. Lam K M (1995) : "Wind Characteristics and Wind Codes", HKU, Civil and Structural Engineering Department.
28. Lam K M and Tam W M (1996) : "State-of-the-Art Wind Tunnel Modelling for Building Aerodynamics", The Hong Kong Institution of Engineers Transactions Vol.3 (1), pp17-26.
29. Australian Wind Engineering Society (2001) : AWES-QAM-1-2001, Wind Engineering Studies of Buildings.
30. "ASCE Manual on Engineering Practice No. 67 - Wind Tunnel Model Studies of Buildings and Structures". ASCE, New York, 1999.
31. N J Cook : "The Designer's Guide to Wind Loading of Building Structures". Building Research Establishment Report. Butterworths, London, Part 1:1986 and Part 2:1990.
32. Lam K M and To A P (1999) : "Codification of Wind-Induced Dynamic Responses of Tall Buildings", The Hong Kong Institution of Engineers Transactions Vol. 6(1), pp22-28.
33. Twisdale LA and Vickery PJ (1993), 'Uncertainties in the prediction of Hurricane Windspeeds', Proceedings of Hurricanes of 1992, ASCE, pp. 706-715, December.
34. Vickery PJ and Twisdale LA (1995*a*), 'Prediction of Hurricane Wind Speeds in the United States', Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 121, pp. 1691-1699.
35. Vickery PJ and Twisdale LA (1995*b*), 'Windfield and Filling Models for Hurricane Wind Speed Predictions', Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 121, pp. 1700-1709.

36. Vickery PJ, Skerlj PF, Steckley AC and Twisdale LA (2000), 'Hurricane Wind Field Model for Use in Hurricane Simulations', *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, pp.1203-1221.
37. Powell MD, Reinhold TA and Vickery PJ (2001), 'Engineering Implications of New Information on Boundary Layer Profiles in Hurricanes', *American Conference on Wind Engineering*, Clemson, Virginia
38. Powell MD, Reinhold TA & Vickery PJ (2003), 'Reduced drag coefficient for high wind speeds in tropical cyclones', *Nature*, Vol. 422 pp. 279-283.
39. Holmes JD, Hitchcock P, Kwok KCS and Chim JKS (2001), *Journal of Wind Engineering*, No. 89, pp. 357-360.
40. Fok CH, Kwok KCS and Hitchcock PA (2003), 'Studies of topographical effects on Hong Kong wind climate', 11th *International Conference on Wind Engineering*, Lubbock, Texas.
41. Standards Australia/Standards New Zealand, AS/NZS 1170.2:2002, *Structural design actions, Part 2: Wind Actions*.