

第一屆全國風工程研討會 論文集



(海大河海工程系環境風洞實驗室提供)

中華民國九十四年十月二十一日

第一屆全國風工程研討會



(海大河海工程系環境風洞實驗室提供)

主辦單位：國立臺灣海洋大學河海工程學系

協辦單位：內政部建築研究所 中華民國風工程學會

日期：中華民國九十四年十月二十一日

地點：國立臺灣海洋大學工學院

序 言

我國地處颱風行經路線，每年必遭颱風侵襲，造成相當大的災害與損失。此外都市高樓林立，風對結構物之安全效應，以及都市大樓之風環境，廢氣污染排放擴散等相關問題，均與人民的生活有十分切身的關聯。因此有必要針對與風相關之工程問題做系統性研究與探討，藉以獲致防災之功效。

風工程領域之相關研究在國外已發展多年，而我國這些年來在這方面也有多所大學相關學者專家從事風工程，包括風洞實驗之學術及應用研究，成果豐碩。因此中華民國風工程學會有責任與義務推動整合與提升國內風工程之研究成果，俾有益於國家建設及提供工程防災之參考。

第一屆全國風工程研討會在國立臺灣海洋大學舉行，這是一個起步，提供一發表討論平臺，齊聚國內學者與專家，使有機會展現與交換寶貴之研究心得或實務經驗，期使我國在風工程領域水準，能夠精益求精。此次研討會合計有三十一篇論文，對於起步之第一屆研討會而言，誠屬不易，更顯可貴。

預祝研討會順利成功，未來一屆接一屆傳承，使我國風工程領域研究成果，百尺竿頭更進一步。

中華民國風工程學會理事長

國立臺灣海洋大學校長

黃榮鑑

目錄

頁次

風與環境

流經方塊風場之科學數值模擬—沉浸邊界法

-- 邱柏雄 許文翰 -- 1

台北 101 金融大樓風場科學視算之初探

-- 林瑞國 蔡順峰 黃裕翔 廖信璋 許文翰 -- 13

建築物群排列對街谷環境風場影響之數值研究

-- 張倉榮 黃為華 吳毓庭 -- 25

釋壓旁通道在列車行進之長隧道對壓力與通風影響之探討

-- 黃國倫 -- 33

列車車速對隧道壓力與空氣流速影響之探討

-- 黃國倫 -- 45

複雜地形之風洞試驗與數值模擬分析

-- 林金賢 張正興 鄭啟明 -- 59

利用多孔隙介質功能進行風場通過植栽之行為模擬

-- 張正興 潘家銘 -- 69

風洞試驗模擬高雷諾數技術研究

-- 陳振華 謝明育 -- 81

單向氣流速率控制實驗之探討

-- 陳遠斌 -- 93

內政部建築研究所建築風洞實驗館介紹

-- 葉祥海 -- 105

氣懸性污染物在複雜地形之擴散特性風洞試驗—基隆市協和火力電廠個案分析

-- 蔡秉直 蕭葆義 林信助 -- 115

空氣污染事件日中臭氧和懸浮微粒傳輸與反應之研究

-- 劉權慧 黃肇凱 梁正中 -- 129

防風網傾斜角對防風功效之數值模擬

-- 黃隆明 吳昌翰 -- 141

陣風因子在颱風期間之行為特性

-- 陳遠斌 -- 161

以隱藏式馬可夫鏈模擬產生風速資料

-- 陳瑞華 高士哲 卿建業 -- 173

風與結構物

建築物設計風力專家系統之發展

-- 王人牧 鄭啟明 許祥榕 曾兆玄 -- 185

高樓抗風 TLCD 系統之分析與試驗

-- 王彥博 李建良 陳連杰 張恩杰 -- 197

強降雨對結構設計風力係數之影響

-- 張景鐘 賴宗鼎 -- 209

高桅桿結構之耐風設計分析

-- 簡慶文 張景鐘 -- 221

應用強制振動於高層建築順風向之氣彈識別

-- 吳重成 林勝偉 -- 233

雙橋面版之斷面模型風洞試驗與氣彈參數識別

-- 陳振華 林堉溢 洪健哲 -- 249

245 公尺鋼筋混凝土煙囪之實場風致振動量測	
-- 陳振華 謝明育 --	259
高雷諾數下圓柱形煙囪並列之風壓量測研究	
-- 陳振華 --	273
六角形斷面懸吊式橋樑受風反應之數值模擬研究	
-- 黎益肇 方富民 梁琮琪 施澍芳 --	283
偏心效應對長跨度橋樑受風反應之影響	
-- 梁琮琪 方富民 黎益肇 施澍芳 --	297
曲面屋頂結構物設計風載重之初探	
-- 鄭啟明 傅仲麟 蔡明樹 楊承瀚 --	309
高層建築設計風力風壓之風洞試驗與分析	
-- 蔡明樹 傅仲麟 鄭啟明 張正興 --	321
應用全模型氣彈模型試驗量測斜張橋氣動力反應	
-- 黃靖祺 林堉溢 鄭啟明 --	335
WERC-TKU 實場監測數據初探:大氣邊界層特性與高樓之受風反應	
-- 鄭啟明 吳重成 王人牧 張正興 林堉溢 蔡明樹 傅仲麟 林金賢 --	345
245 公尺煙囪抗風之分析評估與補強	
-- 陳振華 --	357
以直接數值模擬探討鈍形斷面之氣動力特性	
-- 陳瑞華 張君旭 --	369

流經方塊風場之科學數值模擬—沈浸邊界法

Scientific Simulation of Wind Field Over a square – immersed boundary method

邱柏雄¹，許文翰²

P.H. Chiu¹, Tony W.H. Sheu²

1.國立臺灣大學工程科學及海洋工程學研究所 博士生

2.國立臺灣大學工程科學及海洋工程學研究所 教授

¹ Department of Engineering Science and Ocean Engineering, National Taiwan University, P.h.D student

² Department of Engineering Science and Ocean Engineering, National Taiwan University, Professor

摘要

在空曠的大樓住宅區，風場之流動扮演著重要的影響因子，本文研究即針對於此一問題做一系統的科學計算，以了解風場對建築物之影響，提供對於環境影響之參考。本文研究是求解不可壓縮流 Navier-Stokes 方程，並搭配沈浸邊界(immersed boundary)方法，在二維正交曲線座標系統，於非錯離網格上壓力與速度耦合配置方式下，採用有限差分法求解。為了消除對流項所引致的不穩定現象，文中建構了保有頻散關係(dispersion-reaction-preserving)格式，以期能大幅地提昇求解之效率。

Abstract

In this paper a scheme which can preserve dispersion relation for the convective terms is proposed when solving the two-dimensional incompressible Navier-Stokes equations on non-staggered grids. For the sake of computational efficiency, the splitting method, are employed in the predictor and corrector step respectively to render the second order temporal accuracy, is used within the framework of immersed boundary method to simulate the body in the flow field. The flow over a square cylinder is studied to understand how the flow can affect the cylinder.

1. Introduction

When solving the two-dimensional convection-diffusion equation, the dispersion error, which is defined as the difference between the effective and actual wave numbers, can't be completely eliminated. A reliable scheme for solving the practically and academically important convection dominated convection-diffusion transport equation and Navier-Stokes

equations at high Reynolds numbers must have the ability to avoid convective instability. One theory that may be adopted to enhance convective stability is to make use of the dispersive nature of the investigated first derivative term [1].

The scheme used for the approximation of convection term can preserve the dispersion-relation if it accommodates the same dispersion relation as that of the original first-order partial derivative term [1]. This relation, which is derived by taking the spatial Fourier transform of the first derivative term, enlightens how the angular frequency relates with the wavenumber of the spatial variable [2]. The main reason of employing the dispersion-relation-preserving (DRP) scheme is that the dispersiveness, dissipation, group and phase velocities of each wave component supported by the first-order derivative can be well modeled [3]. In the above light, we conduct in this paper the standard modified equation analysis, which involves truncated Taylor series, together with the Fourier transform analysis [4], which enables us to derive the same or almost the same dispersion relation as the original partial differential equation, in the approximation of convective terms.

This paper is organized as follows. Section 2 presents the working Navier-Stokes equations in primitive variable form. This is followed by the presentation of the rationale of advocating the segregated solution algorithm on non-staggered grids. Section 4 presents the splitting method for the sake of computational efficiency and section 5 describes the two-dimensional DRP scheme for the approximation of first-order derivative terms. Section 6 presents the simulated results, by which the proposed DRP upwinding method is validated. In Section 7 we give concluding remarks.

2. Working equations

In this study we investigate the incompressible viscous fluid flow, which is governed by the continuity and Navier-Stokes equations for the chosen pairs of primitive variables ($\underline{u}, p$):

$$\nabla \cdot \underline{u} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \underline{u}}{\partial t} + (\underline{u} \cdot \nabla) \underline{u} = -\nabla p + \frac{1}{\text{Re}} \nabla^2 \underline{u} + \underline{f} \quad (2)$$

Given an initial divergence-free velocity field, the velocity vector $\underline{u}$ and the pressure p are sought subjected to the boundary velocity. The length is scaled by L , the velocity components by u_∞ , the time by L/u_∞ , and the pressure by ρu_∞^2 , where ρ denotes the constant fluid

density. The Reynolds number Re shown in (2) appears as a consequence of the above normalization.

Momentum equations can be solved together with the constraint equation (1). With this unconditional fluid incompressibility, the resulting matrix system may be ill-conditioned. Under the circumstances, the convergent solutions for $(\underline{u}, p)$ become very difficult to obtain using the computationally less expensive iterative solvers [5]. In certain cases, the peripheral storage for the matrix equations may exceed our available computer power and disk space. These drawbacks prompted the use of Pressure Poisson Equation (PPE) approach [6] to eliminate the difficulty encountered in the mixed formulation. Within the segregated analysis framework, the equation for p is, thus, derived to replace equation (1). By applying a divergence operator on equation (2), we are led to derive the following Poisson equation:

$$\nabla^2 p = \nabla \cdot \left[-\frac{\partial \underline{u}}{\partial t} + \frac{1}{Re} \nabla^2 \underline{u} - (\underline{u} \cdot \nabla) \underline{u} + \underline{f} \right] \quad (3)$$

The above PPE approach is subject to the theoretically rigorous integral boundary condition [7].

Equation (3) is, therefore, computationally more challenging to be dealt with. For this reason, we adopt in this study the conventional differential type boundary condition given below:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \left[-\frac{\partial \underline{u}}{\partial t} + \frac{1}{Re} \nabla^2 \underline{u} - (\underline{u} \cdot \nabla) \underline{u} + \underline{f} \right] \cdot \underline{n} \quad (4)$$

In the above, $\underline{n}$ denotes the unit outward normal vector to the domain boundary.

3. Immersed Boundary method

The immersed boundary (IB) method was originally developed for flows around flexible membranes, such as the flow in the human heart by Peskin [8]. The concept of the IB method lies in the definition of the immersed solid boundaries. When fluid flows pass over a body, a normal force can be exerted on the no-slip surface. Also, the fluid can exert a shear force too. Conversely, the surface exerts a force of opposite sign on the fluid. For the no-slip case, the localized force brings the fluid to rest on the body [9]. In other words, the effect of boundary condition can be remodeled by an external force rather than by the specific boundary. Hence, instead of using the complicated boundary fitted grids to define the body in the flow, the IB method mimics the body by a suitable force and is applied to the momentum equations on

Cartesian grids. In the present study, we follow the direct forcing idea of Fadlun [10] to simulate the flow over a square cylinder problem.

4. Discretization of incompressible Navier-Stokes equations on non-staggered grids

Use of staggered grid approaches, which have been successfully applied to suppress oscillations arising from the even-odd coupling, increases considerably the coding complexity and may consume more computational time. This provided motivation for discretizing the partial differential equations over a domain where velocities and pressure are both stored at the same point. In the non-staggered mesh, ∇p must be well taken care to avoid spurious oscillations in the pressure field.

Our idea behind avoiding the even-odd decoupling solutions is to take the nodal value of p_j into account when approximating ∇p at an interior node j . With $F_j = h p_x|_j$, where h denotes the uniform mesh size, one can calculate the nodal values of F from the following implicit equation:

$$\begin{aligned} c_1 F_{j+1} + c_2 F_j + c_3 F_{j-1} = & c_4 (p_{j+2} - p_{j+1}) + c_5 (p_{j+1} - p_j) \\ & + c_6 (p_j - p_{j-1}) + c_7 (p_{j-1} - p_{j-2}) \end{aligned} \quad (5)$$

The readers can refer to [11] for the expressions of $c_1 \sim c_7$.

5. Splitting scheme for Navier-Stokes equations

When solving the momentum equation (2) for the velocity components and Poisson equation (3) for the pressure, a considerable iterations is needed to reach the convergence for the equation nonlinearity. To avoid the excessive computing time, the predictor-corrector splitting scheme will be employed together with the explicit treatment of pressure term [12]. In the predictor step, the predictor velocity is solved using the 2nd order accurate Adams-Bashforth scheme; In the corrector step, the momentum equation is solved using the 2nd order accurate Adams-Moulton scheme. Also, the 2nd order accurate Adams-Bashforth scheme is employed for the pressure term. This is followed by solving the Poisson equation for pressure (3) using the updated velocity to complete the calculation within one time interval. Note that the above splitting algorithm involves only two convection-diffusion-reaction (CDR) scalar equations in the corrector step and one Poisson equation. No iteration is needed.

6. Dispersion-relation-preserving convection scheme

Considering the following semi-discretized constant coefficient convection-diffusion-reaction model equation:

$$\frac{\phi^{n+1} - \phi^n}{\Delta t} + a\phi_x + b\phi_y - k\nabla^2\phi = f \quad (6)$$

In the grid system schematic in Fig.1, the first-order spatial derivative terms shown in (6) are approximated as follows in the case of $\Delta x = \Delta y = h$. Take the case with $a > 0$ as an example, ϕ_x can be approximated as follows

$$\begin{aligned} \phi_x|_{ij} \approx \frac{1}{h} & (a_1\phi_{i-1,j-1} + a_2\phi_{i,j-1} + a_3\phi_{i+1,j-1} + a_4\phi_{i-1,j} + a_5\phi_{i,j} + a_6\phi_{i+1,j} \\ & + a_7\phi_{i-1,j+1} + a_8\phi_{i,j+1} + a_9\phi_{i+1,j+1} + a_{10}\phi_{i,j-2} + a_{11}\phi_{i,j+2} + a_{12}\phi_{i-2,j}) \end{aligned} \quad (7)$$

By applying the Taylor series expansions for $\phi_{i\pm 1,j}$, $\phi_{i-2,j}$, $\phi_{i,j\pm 1}$, $\phi_{i,j\pm 2}$, $\phi_{i\pm 1,j\pm 1}$, the leading

eleven error terms ϕ , ϕ_x , ϕ_y , ϕ_{xx} , ϕ_{xy} , ϕ_{yy} , ϕ_{xxy} , ϕ_{xyy} , ϕ_{xxx} , ϕ_{yyy} , ϕ_{xxyy} will be

eliminated to make the scheme to have the spatial accuracy order of three. One more equation is required for uniquely determining the coefficients $a_1 \sim a_{12}$ shown in (7).

As convection highly dominates diffusion, approximation of ϕ_x to retain dispersion relation, which signifies the relation between the angular frequency of the wave and the wavenumber of the spatial variable, is essential for an effective suppression of the possible convective instability in the course of approximating ϕ_x [13]. It is, thus, desirable that the right hand side of (7) was made to have nearly the same Fourier transform in space as the original partial derivative shown in the left hand side of (7). Within the DRP analysis framework [1,14], which has been applied with great success to approximate ϕ_x within the one-dimensional context, define firstly the Fourier transform and its inverse for $\phi(x, y)$ in two space dimensions as follows:

$$\tilde{\phi}(\alpha, \beta) = \frac{1}{(2\pi)^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \phi(x, y) e^{-i(\alpha x + \beta y)} dx dy \quad (8)$$

$$\phi(x, y) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{\phi}(\alpha, \beta) e^{i(\alpha x + \beta y)} d\alpha d\beta \quad (9)$$

By conducting Fourier transform on the terms shown in both sides of (7), we are led to derive the first component of the actual wavenumber vector $\underline{\alpha} = (\alpha, \beta)$

$$\begin{aligned} \alpha \approx \frac{-\mathbf{i}}{h} & \left(a_1 e^{-i(\alpha h + \beta h)} + a_2 e^{-i\beta h} + a_3 e^{i(\alpha h - \beta h)} + a_4 e^{-i\alpha h} + a_5 \right. \\ & \left. + a_6 e^{i\alpha h} + a_7 e^{-i(\alpha h - \beta h)} + a_8 e^{i\beta h} + a_9 e^{i(\alpha h + \beta h)} + a_{10} e^{i(-2\beta h)} + a_{11} e^{i(2\beta h)} + a_{12} e^{i(-2\alpha h)} \right). \end{aligned} \quad (10)$$

In the approximation sense, the effective wavenumber $\tilde{\alpha}$ in $\underline{\tilde{\alpha}} = (\tilde{\alpha}, \tilde{\beta})$ can be regarded as the right hand side of (10) [1]:

$$\begin{aligned} \tilde{\alpha} \approx \frac{-\mathbf{i}}{h} & \left(a_1 e^{-i(\alpha h + \beta h)} + a_2 e^{-i\beta h} + a_3 e^{i(\alpha h - \beta h)} + a_4 e^{-i\alpha h} + a_5 \right. \\ & \left. + a_6 e^{i\alpha h} + a_7 e^{-i(\alpha h - \beta h)} + a_8 e^{i\beta h} + a_9 e^{i(\alpha h + \beta h)} + a_{10} e^{i(-2\beta h)} + a_{11} e^{i(2\beta h)} + a_{12} e^{i(-2\alpha h)} \right). \end{aligned} \quad (11)$$

where $\mathbf{i} = \sqrt{-1}$.

To demand α be close to $\tilde{\alpha}$, it is rational that $|\alpha h - \tilde{\alpha} h|^2$ (or its integrated error E) should approach zero in the following weak sense [1,2,13]:

$$E(\alpha) = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} |\alpha h - \tilde{\alpha} h|^2 d(\alpha h) d(\beta h) = \int_{\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} |\gamma_1 - \tilde{\gamma}_1|^2 d\gamma_1 d\gamma_2 \quad (12)$$

where $(\gamma_1, \gamma_2) = (\alpha h, \beta h)$. In the discrete system for ϕ_x , the modified wavenumber range should be sufficient to define a period of sine (or cosine) wave. This explains why the integral range shown in (12) is chosen to be $-\frac{\pi}{2} \leq \gamma_1, \gamma_2 \leq \frac{\pi}{2}$. To make E a minimum value, we enforce

$\frac{\partial E}{\partial a_6} = 0$. The readers can refer to [15] for the expressions of $a_1 \sim a_{12}$.

7. Numerical study - flow over a square cylinder.

The convection flow problem schematic in Fig. 2 is investigated at $Re = 200$ and 1000 , which

are calculated with L chosen as the characteristic length. Uniform mesh 301×151 is employed in the domain $0 \leq x \leq 30$, $-7.5 \leq y \leq 7.5$. The simulated solutions are compared well with the other simulated solutions given in [16~20] and are tabulated in Table 1~2.

8. Concluding remarks

The two-dimensional dispersion-relation-preserving convection scheme is presented to solve the unsteady convection-diffusion transport equation. To validate the proposed scheme, both high Reynolds number lid-driven cavity flow problem and natural convection problem in a square are studied. All the simulated solutions are shown to have good agreement with the benchmark solutions.

Acknowledgment:

This work was supported by the National Science Council of the Republic of China under Grant NSC 94-2915-I-002-027.

References

1. Christorher K. W. Tam, Jay C. Webb, "Dispersion-relation-preserving finite difference schemes for computational acoustics", *J. Comput. Phys.*, Vol. 107, (1993), pp. 262-281.
2. I. A. Abalakin, A. V. Alexandrov, V. G. Bobkov, T. K. Kozubskaya, "High accuracy methods and software development in computational aeroacoustics", *J. Comput. Meth. in Sci. and Engrg.*, Vol.2, No. 3, (2003), pp. 1-14.
3. F. Q. Hu, M. Y. Hussaini, J. L. Manthey, "Low-dissipation and low-dispersion Runge-Kutta schemes for computational acoustics", *J. Comput. Phys.*, Vol. 124, (1996), pp. 171-191.
4. David W. Zingg, "Comparison of high-accuracy finite-difference methods for linear wave propagation", *SIAM J. Sci. Comput.*, Vol.22, No.2, (2000), pp. 476-502.
5. M. M. T. Wang, Tony W. H. Sheu, "An element-by-element BICGSTAB iterative method for three-dimensional steady Navier-Stokes equations", *J. Comput. Appl. Math.*, Vol.79, (1997), pp. 147-165.
6. P. M. Gresho, R. L. Sani, "On pressure boundary conditions for the incompressible Navier-Stokes equations", *Int. J. Numer. Meth. in Fluids*, Vol.7, (1987), pp. 1111-1145.
7. L. Quartapelle, M. Napolitano, "Integral conditons for the pressure in the computation of incompressible viscous flows", *J. Comput. Phys.*, Vol.62, (1986), pp. 340-348.
8. C.S. Peskin, "Numerical analysis of blood flow in the heart", *J. Comput. Phys.* Vol.25 (1977), pp. 220-252
9. D. Goldstein, R. Handler, L. Sirovich, "Modeling a no-slip flow boundary with an external force field", *J. Comput. Phys.*, Vol.105, (1993), pp. 354-366.

10. E.A. Fadlun, R. Verzicco, P. Orlandi, J. Mohd-Yusof, “Combined immersed-boundary finite-difference methods for threedimensional complex flow simulations”, *J. Comput. Phys.* Vol.161, (2000), pp. 30–60.
11. Tony W.H. Sheu, R.K. Lin, “An incompressible Navier-Stokes model implemented on nonstaggered grids”, *Numer. Heat Transfer, B*, Vol.44, No.3, (2003), pp. 277-294.
12. Hans Johnston, Jian-Guo Liu, “Accurate, stable and efficient Navier–Stokes solvers based on explicit treatment of the pressure term”, *J. Comput. Phys.*, Vol.199, (2004), pp. 221-259.
13. Christophe Bogry, Christophe Bailly, “A family of low dispersive and low dissipative explicit schemes for flow and noise computations”, *J. Comput. Phys.*, Vol.194, (2004), pp. 194-214.
14. T. K. Sengupta, G. Ganeriwal, S. De, “Analysis of central and upwind compact schemes”, *J. Comput. Phys.*, Vol.192, (2003), pp. 677-694.
15. P.H. Chiu, Tony W.H. Sheu, R.K. Lin, “Development of a dispersion-relation-preserving upwinding scheme for incompressible navier-stokes equations on non-staggered grids”, to appear. in *Numer. Heat Transfer, B*.
16. R.W. Davis and E. F. Moore , “A numerical study of vortex shedding from rectangles”, *J. Fluid Mech.*, Vol.116 (1982), pp. 475-506.
17. R. Franke, W. Rodi and B. Schöning, “Numerical calculation of laminar vortex-shedding flow past cylinders”, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol.35 (1990), pp. 237-257.
18. A. N. Pavlov, S. S. Sazhin, R. P. Fedorenko and M. R. Heikal , “A conservative finite difference method and its application for the analysis of a transient flow around a square prism”, *Int. J. Numer. Methods for Heat & Fluids Flow*, Vol.10 (2000), pp. 6-46.
19. Norberg, C., 1993. “Flow around rectangular cylinders: pressure forces and wake frequencies”, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol.49, 187–196.
20. C. Dalton, W. Zheng, “Numerical solutions of a viscous uniform approach flow past square and diamond cylinders”, *J. Fluids Struct*, Vol.18 (2003), pp. 455–465.

Re = 200	C_d	St
Davis and Moore [16]	1.710	0.165
Franke et al. [17]	1.600	0.157
Pavlov et al. [18]	1.560	0.156
Present	1.742	0.1525

Tab 1. Comparison of C_d and St for flows over a square cylinder at Re = 200.

Re = 1000	C_d	St
Norberg. [19]		0.13
C. Dalton, W. Zheng [20]	2.5	0.15
Present	2.261	0.1495

Tab 2. Comparison of C_d and St for flows over a square cylinder at Re = 1000.

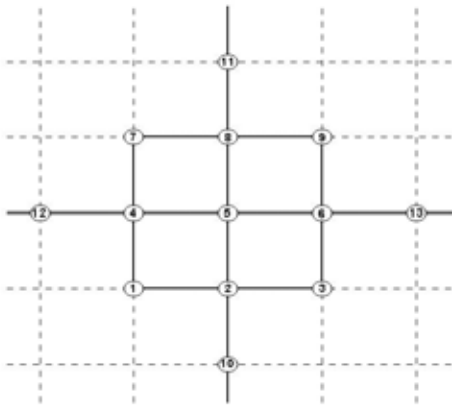


Fig.1 Schematic of the thirteen stencil points.

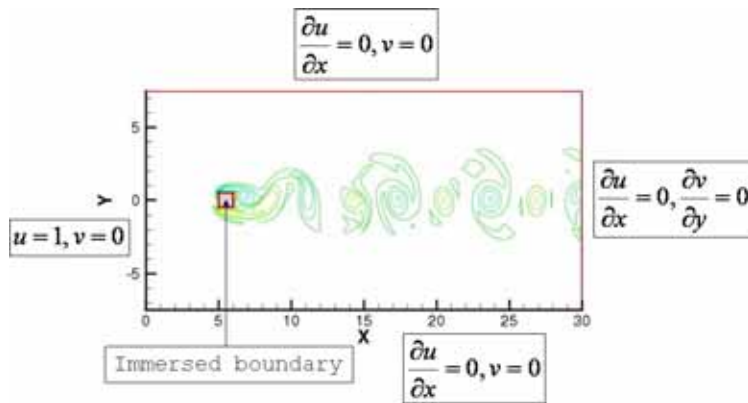


Fig.2 Schematic of the flow over a square cylinder.

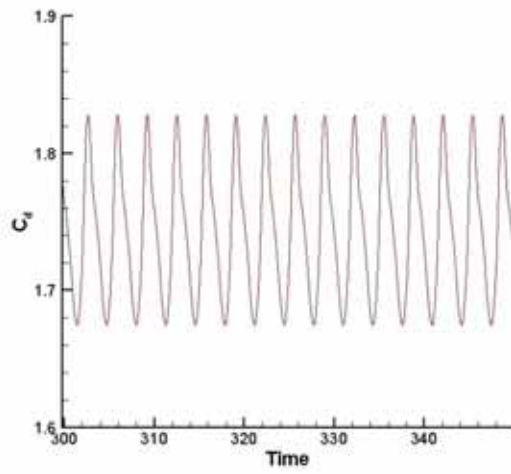


Fig.3 Drag coefficient C_d is plotted against time at $Re = 200$.

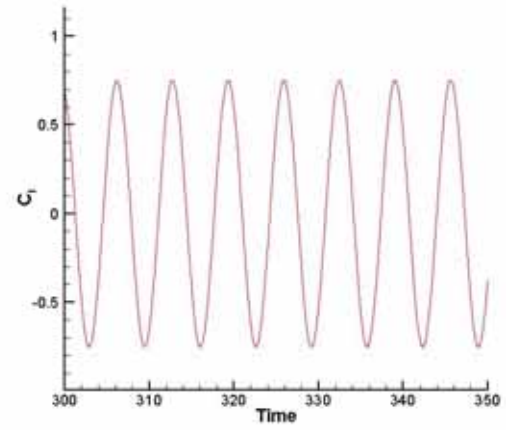


Fig.4 Lift coefficient C_l is plotted against time at $Re = 200$.

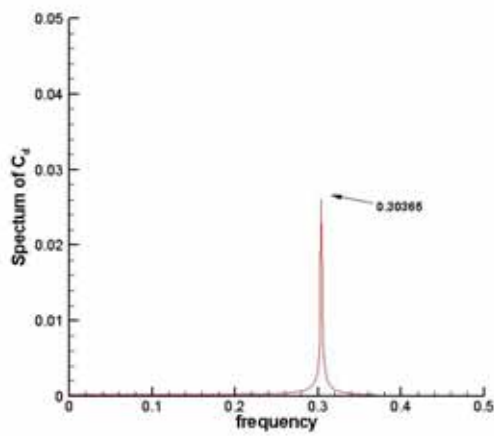


Fig.5 Power spectrum of C_d at $Re = 200$.

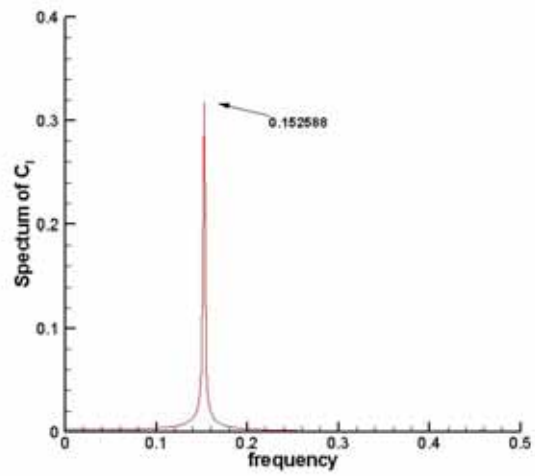


Fig.6 Power spectrum of C_l at $Re = 200$.

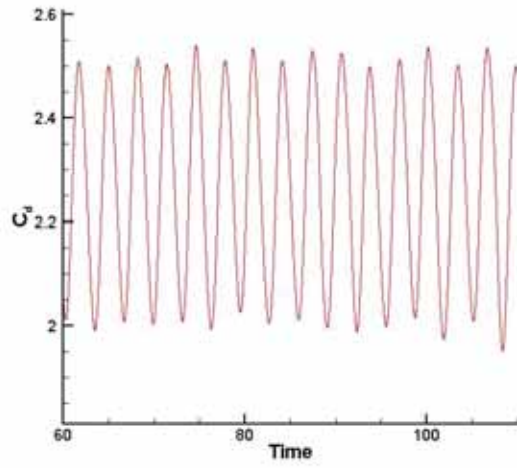


Fig.7 Drag coefficient C_d is plotted against time at $Re = 1000$.

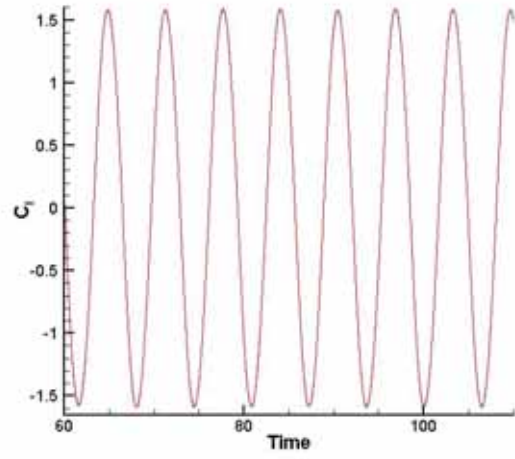


Fig.8 Lift coefficient C_l is plotted against time at $Re = 1000$.

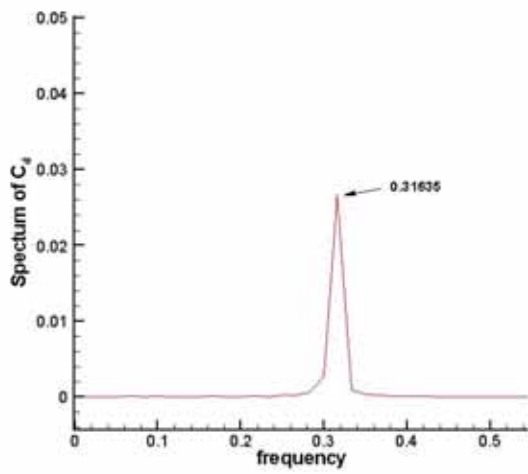


Fig.9 Power spectrum of C_d at $Re = 1000$.

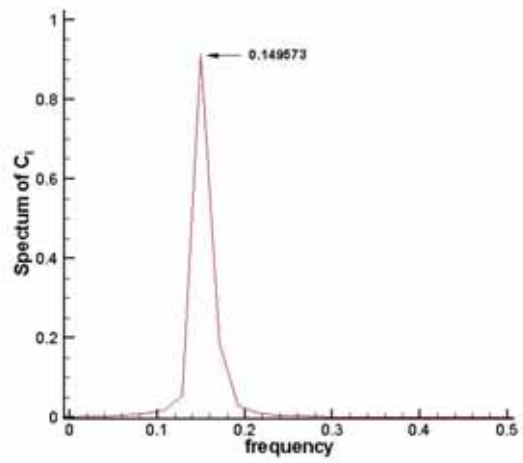


Fig.10 Power spectrum of C_l at $Re = 1000$.

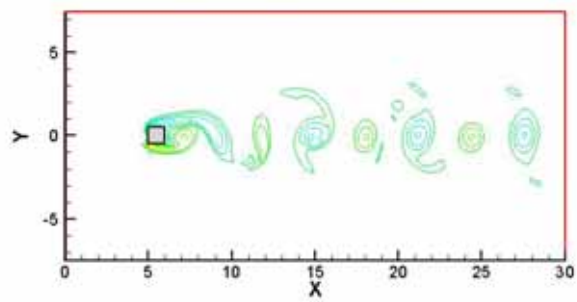


Fig.11 The simulated vorticity contours at $Re = 200$.

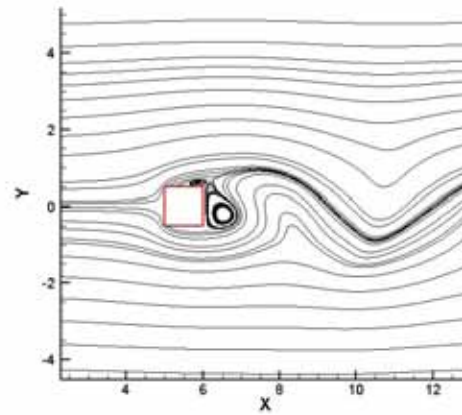


Fig.12 The simulated streamlines at $Re = 200$

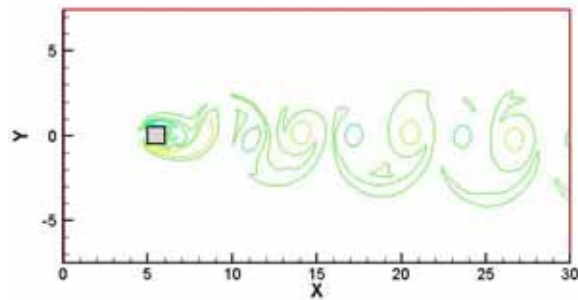


Fig.13 The simulated vorticity contours at $Re = 1000$.

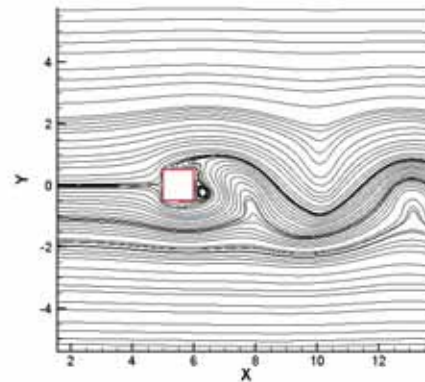


Fig.14 The simulated streamlines at $Re = 1000$

台北 101 金融大樓風場科學視算之初探

林瑞國¹ 蔡順峯² 黃裕翔³ 廖信璋⁴ 許文翰⁵

1. 國立臺灣大學工程科學及海洋工程學研究所 博士後研究員
2. 國立臺灣海洋大學輪機工程學研究所 助理教授
3. 國立臺灣大學工程科學及海洋工程學研究所 研究生
4. 國立臺灣海洋大學輪機工程學研究所 研究生
5. 國立臺灣大學工程科學及海洋工程學研究所 教授

摘要

高度發展都市地區因高樓林立而使風場變得複雜，應用科學計算及流體力學理論探討超高型建築物之風壓變化及環境地區風場結構成為有效並可行之方法。本研究旨在應用科學計算方法模擬建築物結構群繞流及其相互干擾現象，特別包含剪切流與尾流干擾兩類物理機制。研究結果顯示方柱型結構因雷諾數變化形成不同的干擾效應及流場結構的變化。本文以台北 101 金融大樓地區為例，探討建築物承受之風壓及風場變化，並對風場所導致之環境影響提供有用的數據。

關鍵字：科學計算，流體力學理論，剪切流，尾流干擾

一、前言

自然界中與工程上廣泛存在流體橫向流過物體之繞流現象，如風吹過建築物、橋樑，河水繞過橋墩，飛航中飛行器與行進中汽車等。當流體繞流過物體，在一定流動狀態下於物體後部會發生渦流脫離現象，特別在物體後部兩側交替產生週期性渦流脫離現象時，會誘導物體與入流垂直方向週期性變化的作用力，進而使物體產生振動。若振動頻率與渦流頻率相當，則發生共振將使物體大幅動振動而產生具破壞性損害。

近年來研究亦發現流體流經結構物後，產生環繞柱體之側向逆壓，且流體正向接近方柱體時速度趨於緩慢，並促使於兩側向流動產生加速度作用，二者交互作用而形成馬鞍型渦流，研究並說明馬鞍型渦流形成與雷諾數、邊界層厚度與結構物外型有密切關係[1,2]。此一渦流結構向後延伸並與結構物後方之近壁尾流渦旋產生交互作用而消長[3]。

國人對於建築物的耐震能力較為關注，由於建築高度逐漸增加，建物本身受風力的影響程度亦隨之加大。國內建築法規對於建築物承受風力級數多是以靜力方式說明，但建築物受風場作用時為動態模式，並非可以靜力方法單獨分析，因而無法深入探討風場受結構物外型影響，導致流場結構變化與建築物之關係。本研究將以超高型建築物為例，初步探討風場與建築物間之細微結構與物理機制相關性，瞭解建築物在風載重下的受力行為。進一步瞭解建築物對週遭環境的影響，或是自然地形對於我們居住環境的影響。

二、研究內容

為了探討通過方柱之風場流動及台北101金融大樓風場流動所形成之渦流現象，本文中將採用計算流體力學之方法，利用有限體積法(finite volume method)為離散方法之套裝軟體Fluent，遵循守恒定律(conservation law)原則，對物理域中某一點的各種積分形式直接離散化，其優點為可選用任意形狀之格點，考慮一傳輸方程(1)如下之形式

$$\frac{\partial \rho \phi}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} \phi) = \nabla \cdot (\Gamma \nabla \phi) + S_\phi \quad (1)$$

其中 ρ 水密度， t 時間， $\vec{V}$ 速度向量， ϕ 因變量， Γ 擴散係數及 S_ϕ 為源項。流場分析的重點是以解三維暫態的Navier-Stokes方程組，即需滿足不可壓縮性條件的連續方程(continuity equation)及動量方程(momentum equation)，分別如下之形式

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V}) = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \rho \vec{V}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} \otimes \vec{V}) = -\nabla P^* + \nabla \cdot [\mu_{eff} (\nabla \vec{V} + (\nabla \vec{V})^T)] \quad (3)$$

其中 μ_{eff} 黏滯係數(viscosity coefficient)可分解為 $\mu_{eff} = \mu_L + \mu_T$ ， μ_L 層流黏滯係數， μ_T 紊流黏滯係數， P^* 為靜壓力(static pressure)定義如下

$$P^* = P + \frac{2}{3} \rho k \quad (4)$$

μ_T 為以turbulent eddy viscosity 假說所定義的紊流黏滯係數。於基本k- ϵ 紊流模式

$$\mu_T = C_\mu \rho \frac{k^2}{\epsilon} \quad (5)$$

C_μ 為常數， k 為紊流動能， ϵ 為紊流消散率。求解時壓力項選用標準模式，其壓力與速度耦合項則選用SIMPLE演算法則，而對流項次則選用二階上風或QUICK的差分方法，在紊流流場模式經實驗比對結果顯示選用基本的k- ϵ 模型可以較準確。對於 k 和 ϵ ，我們分別可從紊流動能方程式與紊流動能消散率方程式來求得。

紊流動能方程式：

$$\frac{\partial (\rho k)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} k) = \nabla \cdot \left[\left(\mu_L + \frac{\mu_T}{\sigma_k} \right) \nabla k \right] + P_k - \rho \epsilon \quad (6)$$

紊流動能消散率方程式：

$$\frac{\partial (\rho \epsilon)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{V} \epsilon) = \nabla \cdot \left[\left(\mu_L + \frac{\mu_T}{\sigma_\epsilon} \right) \nabla \epsilon \right] + \frac{\epsilon}{k} (C_{\epsilon 1} P_k - C_{\epsilon 2} \rho \epsilon) \quad (7)$$

$$\text{其中為 } P_k = \mu_T \nabla \vec{V} \cdot (\nabla \vec{V} + \nabla \vec{V}^T) - \frac{2}{3} \nabla \cdot \vec{V} (3\mu_T \partial \cdot \vec{V} + \rho k) \quad (8)$$

邊界條件之設定如下：

- (1) 入流邊界：入流速度採用如下式之全展流[4] $\underline{u} = [u(y, z), 0, 0]$ ，平均流速 $U=1.0\text{m/sec}$

$$u(y, z) = \frac{48}{\alpha \pi^3} \beta(y, z),$$

$$\alpha = 1 - \frac{256}{\pi^5} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{\tanh(3H\xi)}{i^5},$$

$$\beta(y, z) = \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} (-1)^{(i-1)/2} \left(1 - \frac{\cosh(z\xi)}{\cosh(3H\xi)} \right) \frac{\cos(y\xi)}{i^3},$$

$$\xi(i) = \frac{\pi i}{8H}$$

- (2) 出流邊界：一般而言，在分析具黏滯性流體問題，出口條件的給定比較困難，方法之一是將出口流面移至合宜的位置，以期該處的各種物理量變化很小。方柱結構與台北 101 金融大樓建築群出口處之出流邊界條件為

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

- (3) 壁面邊界條件：採用無滑動粘附條件，即壁面處流體的速度與壁面上該處的速度相同。方柱結構與台北 101 金融大樓建築群表面與底部速度為零。

三、結果與討論

3.1 通過三維方柱層流場分析

本文研究問題為流體流經方柱之風場結構。圖 3.1.1(a)說明模擬方柱型結構計算域幾何分佈與邊界條件。方柱型結構高為 H ，方柱與入流進口處距離為 $4.5H$ ，方柱與出口處距離為 $10H$ 及 $15H$ （如表 3.1 所示），底部為固體邊界條件，入口處為給定之速度邊界條件，其分佈為管流之全展流及均勻流。風場雷諾數分別為 $Re=5, 25, 50, 350, 1500$ 及 3500 ，網格為均勻正交性網格，網格數目為 $117 \times 72 \times 47$ 及 $137 \times 98 \times 52$ （如圖 3.1.1(b) 所示），並且於方柱結構物附近加密以獲得較高準確性。

計算物體繞流時，為獲得流動之型態與特徵，如渦流演化與流動分離特性，可藉由流場之拓撲結構，以闡明流場的細微結構並發現流體物理機制所遵循規律。圖 3.1.2 顯示於中間面 $y=0$ 平面上之流線隨 Re 變化分佈，如圖 3.1.3 顯示於近底板 $z=0.01$ 平面上之流線隨 Re 變化分佈；圖 3.1.4 為 $Re=350$ 時之流線分佈；(a)於中間 $y=0$ 平面及(b)於 $x-y$ 平面近底面 $z=0.01$ ；圖 3.1.5 為迎風面鞍點與迎風面(L_{sp})位置隨 Re 變化分佈，一般如文獻[5]可知 L_{sp} 之關係式為 $L_{sp}=(Re, y/h, H/h)$ ；圖 3.1.6 顯示於 $Re=3500$ 時 $t=100$ 秒切

中間面 $y=0$ 之徑線分佈。

入流速度	Re	總網格數	L_u/h	L_d/h	方柱網格數	W/h
全展流	5	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	15	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	25	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	50	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	100	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	150	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	200	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	250	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	300	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	350	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	400	117×72×47	4	10	32×32×32	7
均勻流	900	117×72×47	4	10	32×32×32	7
	1000	137×98×52	5	15	32×32×32	7
	1500	137×98×52	5	15	32×32×32	7
	3500	137×98×52	5	15	32×32×32	7

表 3.1：計算域及網格數

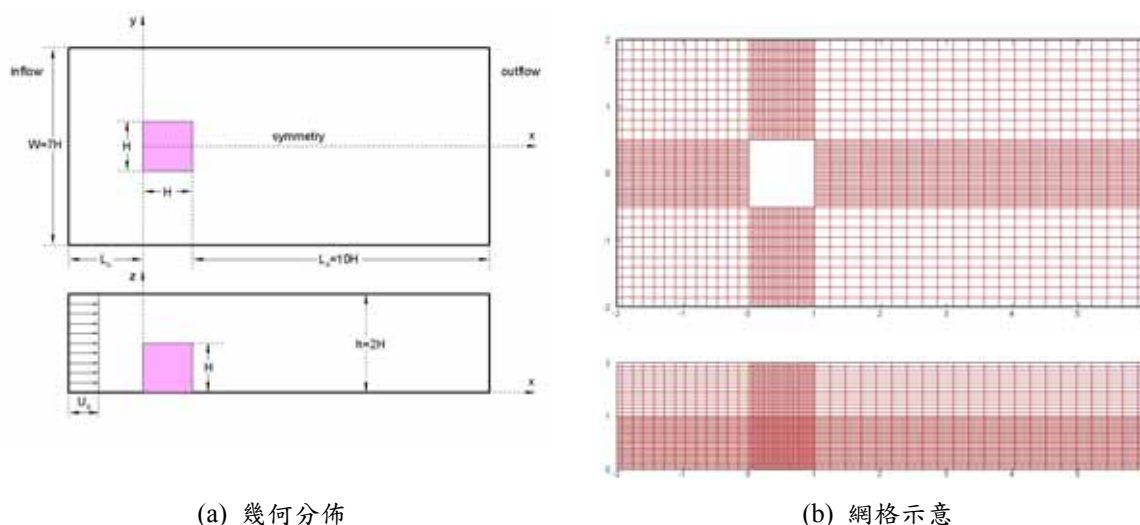
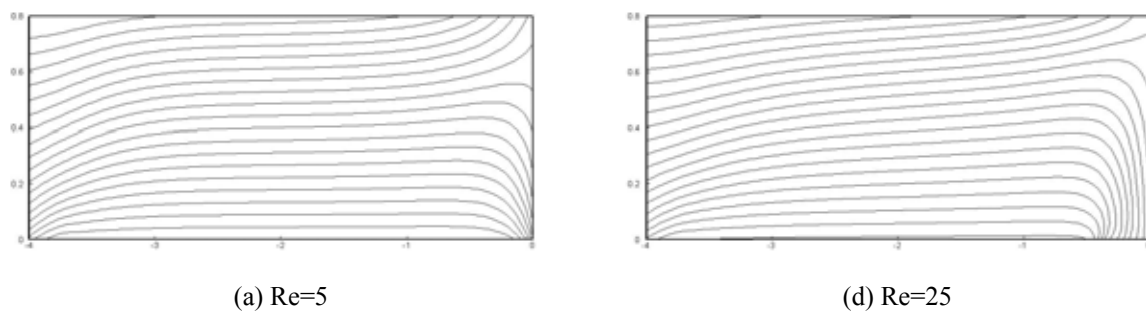
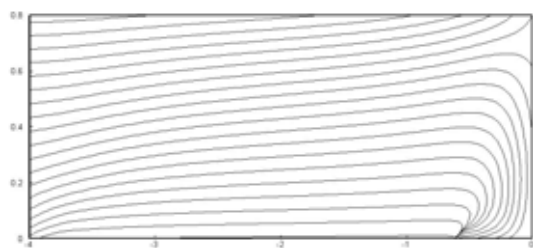
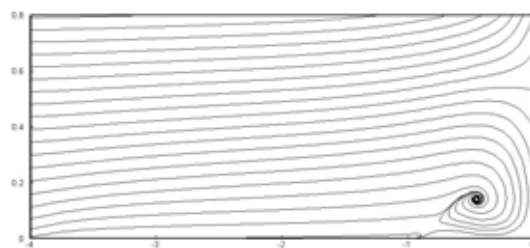


圖 2.1：三維方柱示意圖

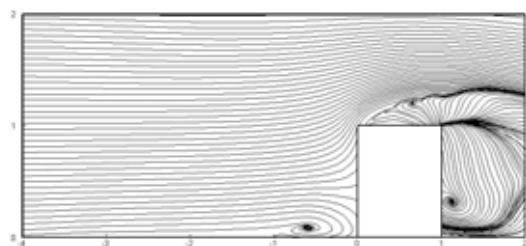




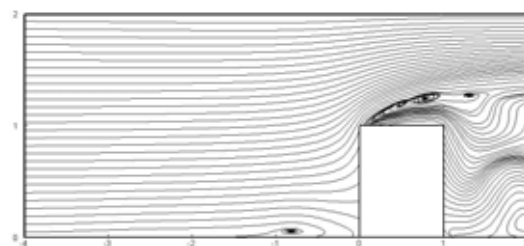
(b) $Re=50$



(e) $Re=350$

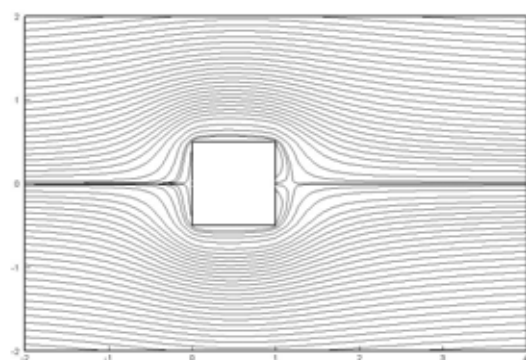


(c) $Re=1500$

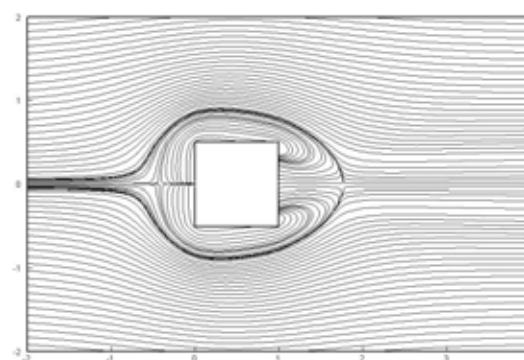


(f) $Re=3500$

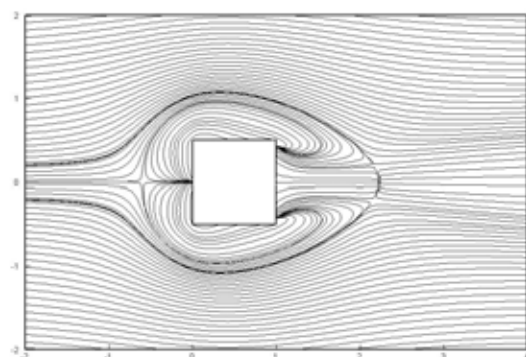
圖 3.1.2：於中間面 $y=0$ 平面上之流線隨 Re 變化分佈



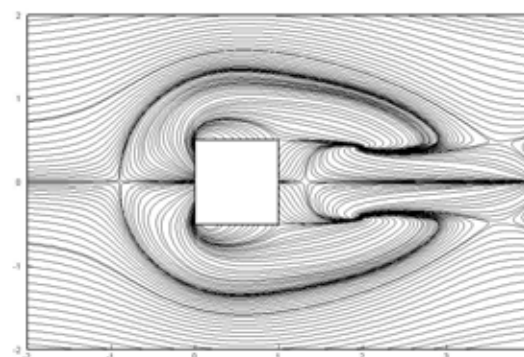
(a) $Re=5$



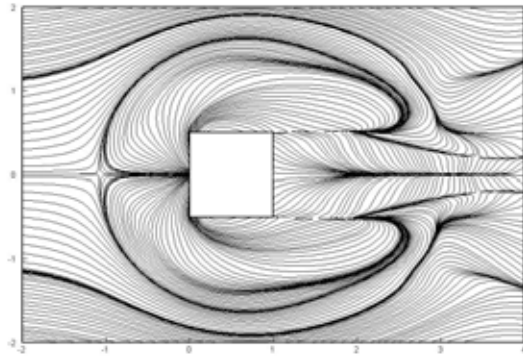
(d) $Re=25$



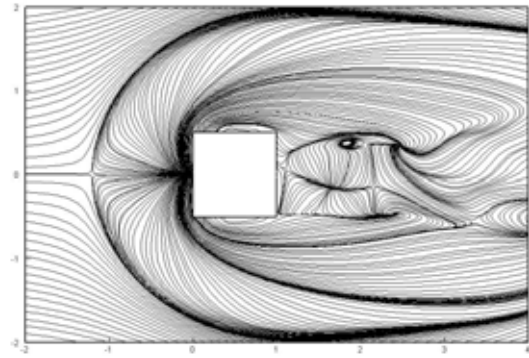
(b) $Re=50$



(e) $Re=350$

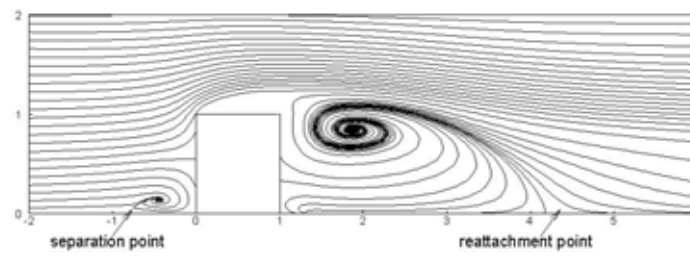


(c) $Re=1500$

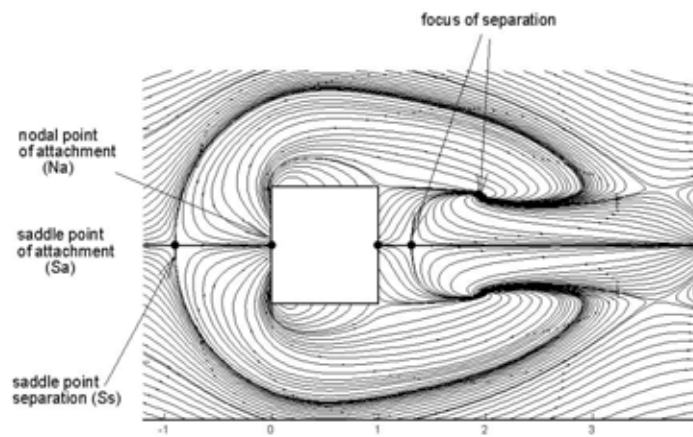


(f) $Re=3500$

圖 3.1.3：於近底板 $z=0.01$ 平面上之流線隨 Re 變化分佈



(a)



(b)

圖 3.1.4： $Re=350$ 時之流線分佈；(a)於中間 $y=0$ 平面及(b)於 $x-y$ 平面近底面 $z=0.01$

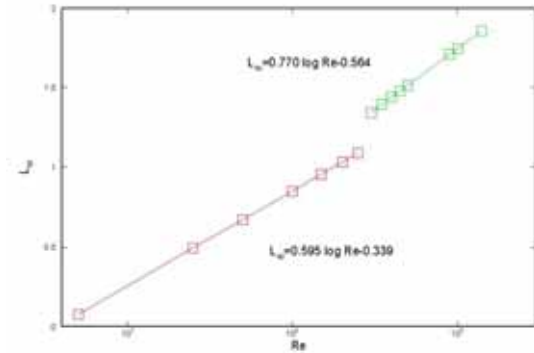


圖 3.1.5：迎風面鞍點與迎風面(L_{sp})位置隨 Re 變化分佈

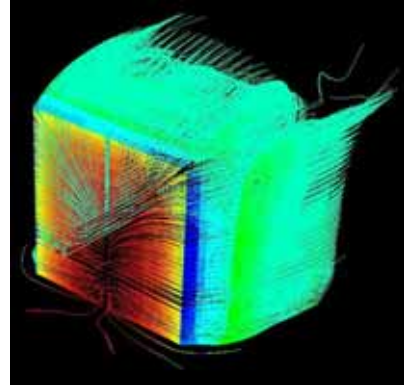


圖 3.1.6：於 $Re=3500$ 時 $t=100$ 秒切中間面 $y=0$ 之徑線分佈

3.2 通過三維方柱紊流場分析

計算域之幾何分佈如圖 3.2.1 所示[6-9]。其寬為 $9H$ ，管道高為 $2H$ ，方柱高為 H ，方柱至入口距離為 $3.5H$ ，方柱至出口距離為 $10H$ ，上下皆為固體邊界條件；入口速度為 1.0m/sec ，其分佈取相同長度管流的出口速度分佈，流場 $Re=40,000$ ，計算結果與文獻[6-9]中的數據作比較。吾人以 $87 \times 27 \times 24$ 的網格密度(如圖 3.2.2 所示)進行數值模擬，圖 3.2.3 為在時間為 60 秒時之壓力等高線變化及流線分佈；如圖 3.2.4 為對稱面上在 $x=0.5$ 速度分佈圖，與文獻[1]中參考的實驗數據比較，圖 3.2.5 顯示三維方柱前後方之渦流線產生之分佈位置。

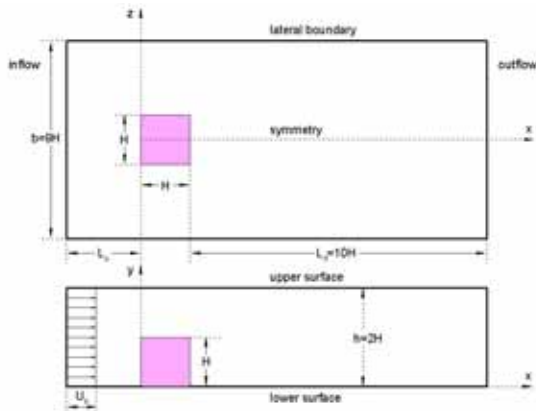


圖 3.2.1：三維方柱幾何示意圖

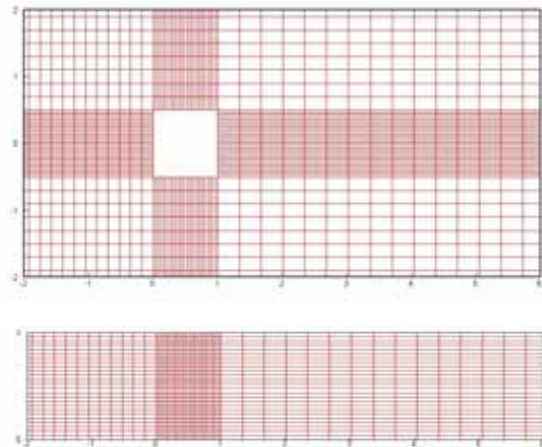


圖 3.2.2：三維方柱網格示意圖

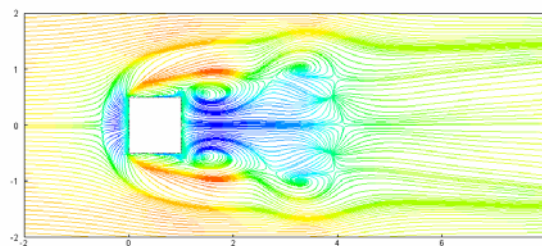
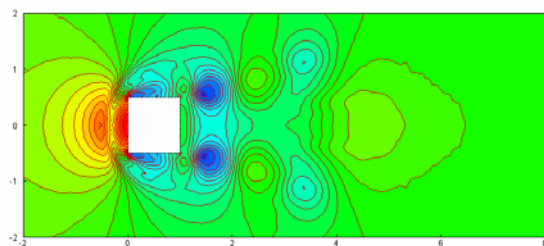


圖 3.2.3：於時間 $t=60\text{sec}$ 之壓力等高線及流線分佈圖(a)壓力等高線；(b)流線分佈

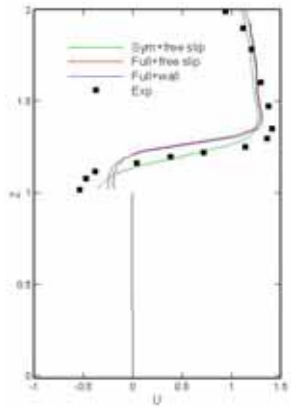


圖 3.2.4：三維方柱速度分佈

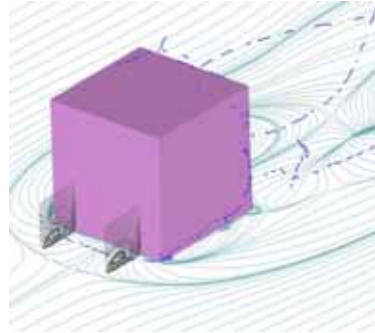


圖 3.2.5：方柱前後之渦流線分佈

3.3 台北 101 金融大樓與周圍建築物風場分析

圖 3.3.1 為台北 101 金融大樓與周遭建築物結構配置圖。建築群中除台北 101 金融大樓外，包括台北市政大樓、世貿中心一館及二館、君悅飯店與國際金融大樓等較高之建築物。計算域為風場入流寬 4,000 公尺，長度 6,000 公尺與高度 1,500 公尺之長方體。網格總數為 984,311 與 1,209,765 格點(如圖 3.3.2 所示)。計算模擬之風場雷諾數 $Re=10^7$ ，入口速度為均勻流 $U_{in}=1.0\text{m/sec}$ ，出口邊界為 $P_{ref}=0\text{ Pa}$ 。由圖 3.3.3 所示，在時間為 $t=390$ 秒時，台北 101 金融大樓與周遭建築物之壓力等高線分佈；吾人截取 $z=0$ 之中間平面、近底部 $y=0.01$ 之平面觀察風場的流線可知，在建築物之間有馬鞍型渦流產生，且在台北 101 金融大樓後方及國際金融大樓後方亦有渦流產生；圖 3.3.5 顯示時間變化之流線分佈；圖 3.3.6 為風隨時間的不同通過建築物之徑線分佈。

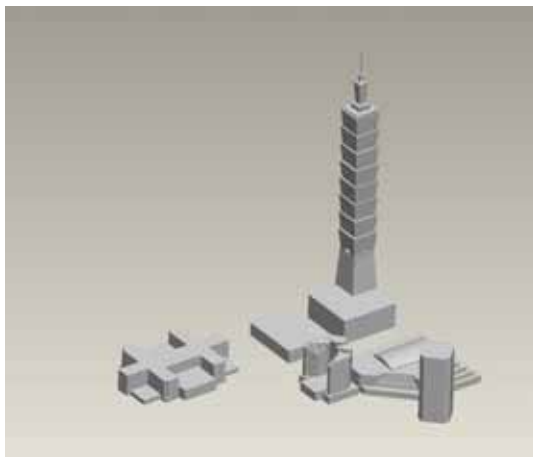


圖 3.3.1：台北 101 金融大樓與周遭建築物結構配置圖

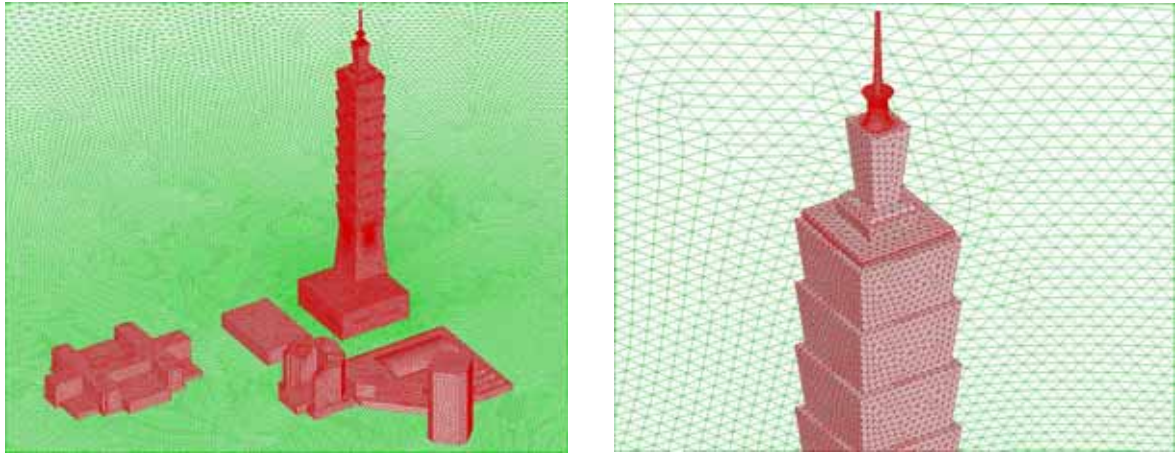


圖 3.3.2：三維網格示意圖

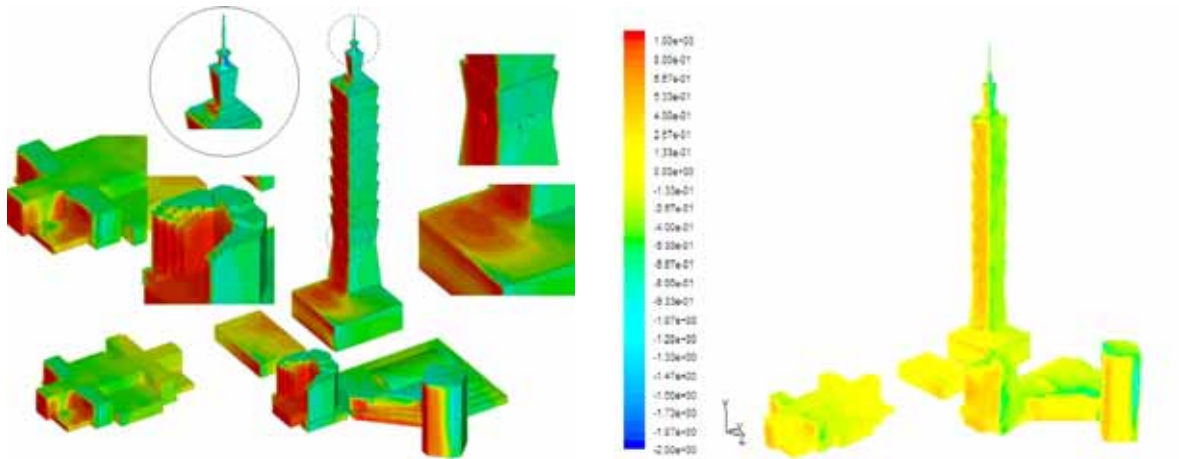


圖 3.3.3：時間 $t=390$ 秒時壓力等高線分佈

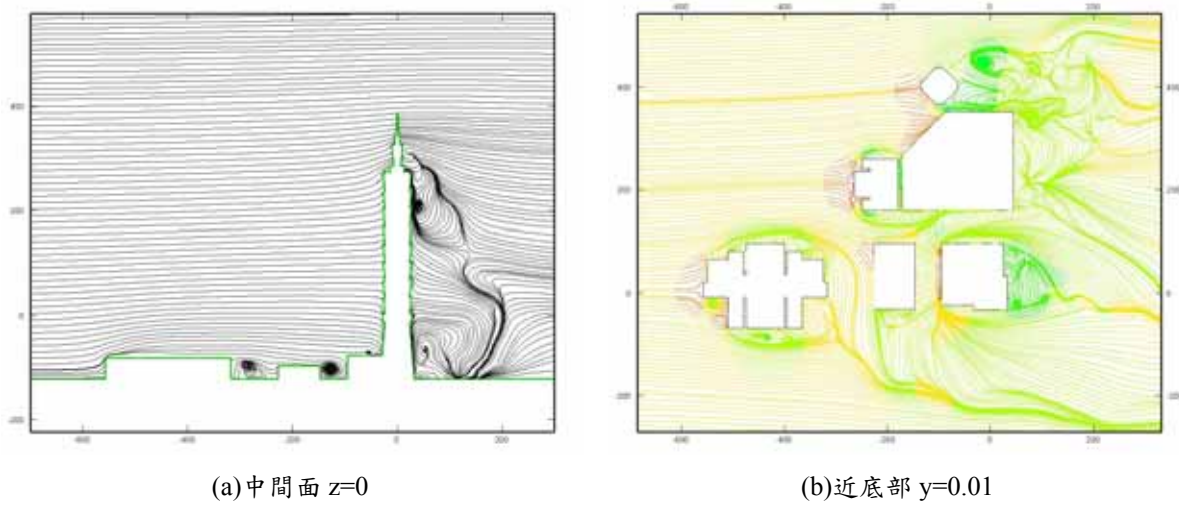
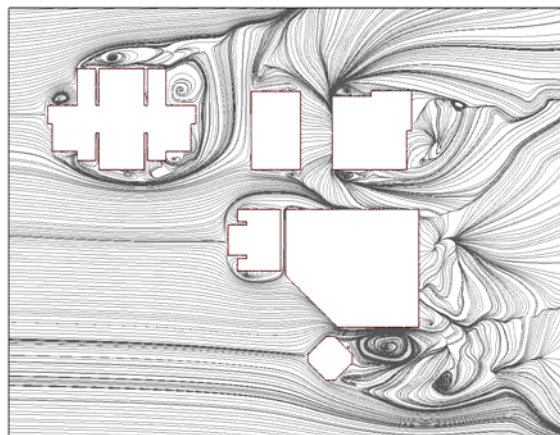


圖 3.3.4：時間 $t=390$ 秒時之流線分佈



(a) $t=70$ sec.



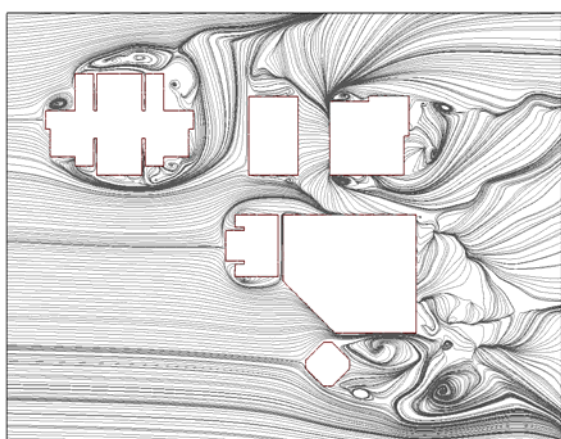
(d) $t=250$ sec.



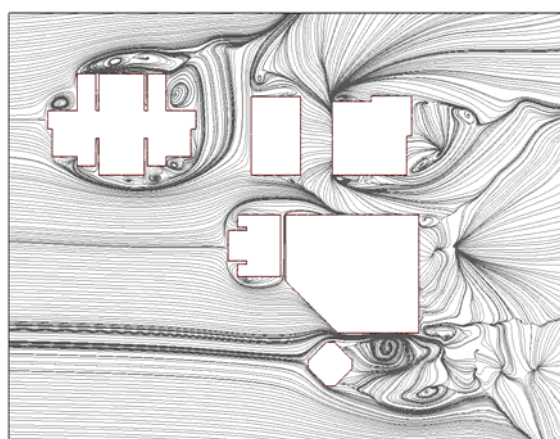
(b) $t=102$ sec.



(e) $t=280$ sec.



(c) $t=202$ sec.



(f) $t=300$ sec.

圖 3.3.5：時間變化之流線分佈

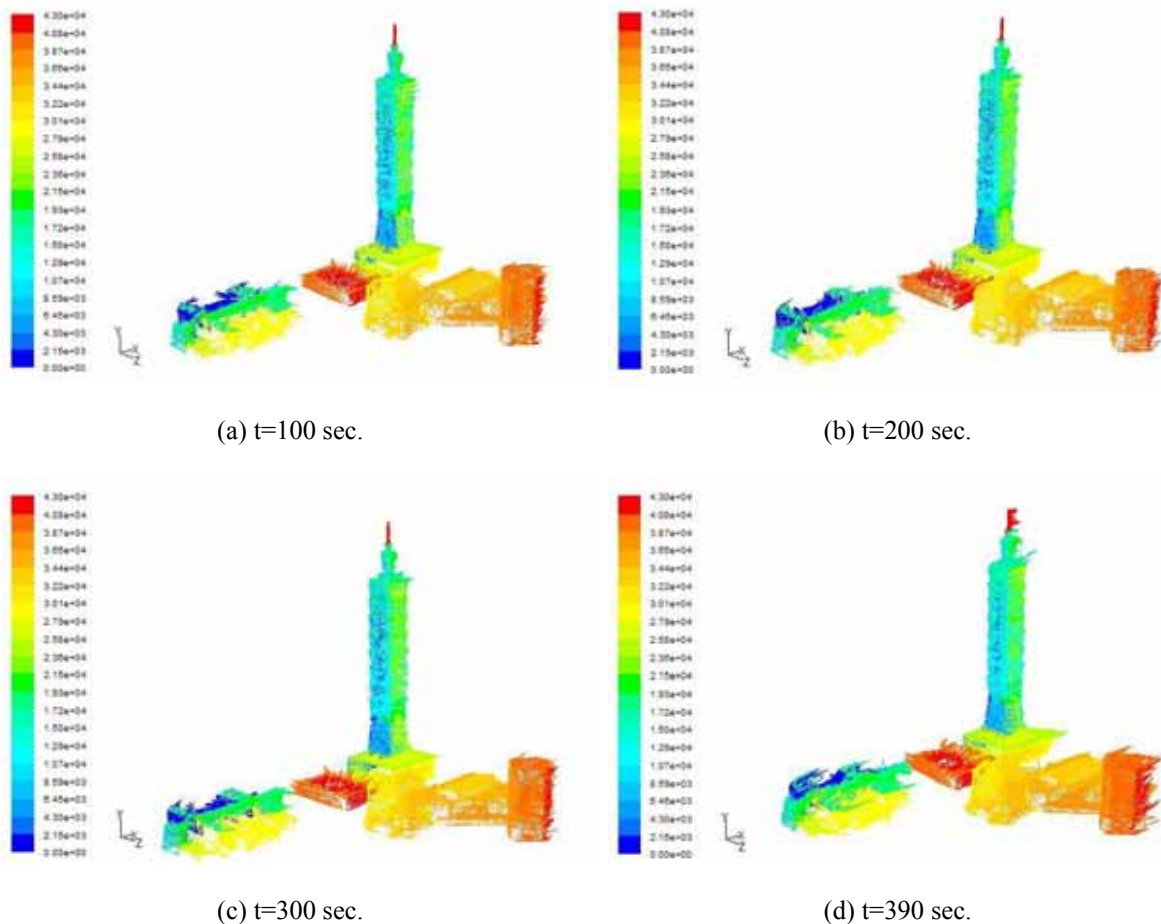


圖 3.3.6：隨時間變化通過建築物之 path line 分佈

四、結論

本研究以數值方法模擬三維方柱型結構物與及建築物群之風場結構。針對分析方柱型結構物過程，入流端之雷諾數提高至 $Re=350$ 後，前端逐漸形成一對馬鞍型渦流結構。側向並產生分離流現象，當雷諾數再次提高，方柱後有近壁尾流渦旋產生，並且與經兩側繞流之馬鞍型渦旋形成交互作用。台北 101 金融建築物群分析發現，其流場特性存在著間距效應。迎風面建築物前方亦會形成馬鞍型渦流，由於間距使流場發展不易，後方建築物之渦流並不明顯。101 金融大樓頂端與側邊有分流渦旋剝離現象，說明超高型建築物對於環境影響程度。

致謝

本文係國科會專題計畫(編號 NSC93-2611-E-002-002)之研究成果，承蒙國科會經費之贊助，謹致感謝之意。

參考文獻

1. C. J. Baker, The laminar horseshoe vortex, J. Fluid Mech., Vol. 95, 347 (1979)
2. A. W. Thomas, Phys. Fluids, 30, 283 (1987)
3. A. Sau, R. R. Hwang, Tony W. H. Sheu, W. C. Yang, Interaction of trailing vortices in the wake of a wall-mounted rectangular cylinder, Physical Review E, Vol. 68, 056303, 2003
4. F. M. White, Viscous Fluid Flow, 2nd ed. (McGraw-Hill, New York, 1991)
5. J. Y. Hwang, K. S. Yang, Numerical study of vertical structures around a wall-mounted cubic obstacle in channel flow, Physics of fluids, Vol. 16(7), 2382-2394 (2004)
6. Sinisa Krajnovic, Lars Davidson, Large eddy simulation of the flow around a 3D bluff body, AIAA Journal (2001)
7. A. K. Saha, Three-dimensional numerical simulations of the transition of flow past a cube, Physics of fluids, Vol. 16(5), 1630-1646 (2004)
8. 陳騰瑞，流經方柱之紊流流場模擬，淡江大學航空太空工程學系，碩士論文，2000
9. W. Rodi, Comparison of LES and RANS calculation of the flow around bluff bodies, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 69-71, 55-75 (1997)

建築物群排列對街谷環境風場影響之數值研究

Numerical Evaluation of the Effect of Building Layout on Turbulent Flow Field in Urban Street Canopies

張倉榮¹ 黃為華² 吳毓庭³

Tsang-Jung Chang¹, Wei-Hua Huang², Yu-Ting Wu³

1 國立台灣大學生物環境系統工程學系副教授

2 國立台灣大學生物環境系統工程學系碩士

3 國立台灣大學生物環境系統工程學系碩士級研究助理

摘 要

近年來由於都市化的發展潮流揚升, 各地區都市化程度演變互異, 致使都市規劃區域可概略分為棋盤式排列與交錯式排列建築物群這兩大類, 此兩類建築物群的不同排列方式對都會區街谷環境風場及污染物傳輸有著顯著的影響。為了探討建築物群排列方式對街谷環境風場特性的影響, 本研究選擇計算流體力學來模擬開放式(opened)與交錯式(staggered)等兩種建築物群排列方式之三維度環境風場及相關流場特性, 以闡明其異同點。本研究對三維度建築物群街谷環境風場的數值分析係採用大漩渦模擬法(large eddy simulation, LES)配合有限體積法(finite volume method)來離散 Navier-Stokes 控制方程式, 再以 SIMPLE 法來求解速度及壓力, 進而求得符合質量及動量守衡原則之街谷環境風場, 其中大漩渦模擬法是採用亞格點尺度應力模式(subgrid scale stress model, SGS)與邊牆係數(wall function)來模擬整個街谷紊流場。本研究所計算之三維度街谷環境風場與 Hanna 等(2002)風洞試驗之結果做驗證比較, 其流場特性如紊流邊界層、尾流區、壓力梯度及渦流溢散等流場特性均可充分地被展現。

關鍵詞: 計算風工程、大渦模擬法、有限體積法、街谷環境風場

Abstract

With the increasing tendency toward urbanization recently, the urbanizing region nowadays can be compendiously divided into opened and staggered street canopies. These two different types of street canopies can obviously cause different impact on turbulent flow fields around the street canopies. Therefore, this study adopts computational fluid dynamics (CFD) technique to simulate three-dimensional environmental flow and to clarify similarities and dissimilarities of turbulent flow around opened and staggered street canopies. The present study uses Large eddy simulation (LES) matching the finite volume method (FVM) to discretize the governing equations of our numerical model. SIMPLE scheme is used to adjust flow field to satisfy the continuity equation. Large eddy simulation together with the subgrid-scale stress model (SGS) and the wall function are adopted to model the turbulence flow. The numerical results in this study are verified by the reliable wind tunnel tests given by Hanna et al. (2002). The complex turbulent structures in street canopies such as turbulent boundary layers, wake flow, pressure gradient zones and vortex shedding are demonstrated.

Keywords: Computational wind engineering, Large eddy simulation, Finite volume method, Street canopy turbulent flow field.

1.前言

由於許多地區朝向都市化的腳步邁進，使得老舊地區面臨重新規劃而新興地區遇到都市開發，因而造成各個地區都市化演變互異的情況，因而建築物群的規劃設計衍生出各式各樣的排列方式，但大致上可以概略分為棋盤式排列與交錯式排列建築物群這兩大類。一般來說，新興都市的建築物群均有完善規劃，排列方式較早期建築物群整齊，大都採用棋盤式排列的設計；老舊都市的建築物群則是受限於早期規劃，排列方式大都非常混亂，儘管受到重新的都市規劃設計，建築物群的排列方式多數仍以交錯式排列。另外，在量測儀器設備昂貴的情況下，現地試驗求取環境風場是較不符合經濟效益，再加上電腦軟硬體發展腳步竄起，個人電腦計算速度和儲存記憶迅速地提升，使得計算流體動力學(Computational Fluid Dynamics, CFD)成為更快速便捷與符合經濟效益的方法之一。因此本研究將以計算流體動力學對棋盤排列方式之建築物群與交錯阻礙排列方式之建築物群兩種排列方式的環境風場及流場特性作驗證比較。

有關建築物環境風場之數值研究中，Chang (2002)、Chang 等 (2003) 與 Chang 及 Wu (2003) 採用大渦模擬紊流模式研究建築物室內外環境風場。Hanna 等 (2002) 採用大渦模擬法比較數值模擬與實驗在簡單建築排列情況之環境風場，他們的研究顯示在開放式建築物群中的街谷效應 (street canopy effect) 比在交錯式建築物群中來的明顯。黃 (2001) 使用計算流體力學之有限差分法 (finite difference method) 配合大渦模擬模式與邊界閉合座標，模擬建築物之室外環境風場，其結果顯示，採用之二維大渦模擬紊流模式進行的模擬優於二維雷諾應力模式 (Reynolds stress model, RSM) 及二維 $\kappa-\varepsilon$ 模式，足以做為環境風場紊流流場模擬及探討學理之工具。Cheng (2003) 等人比較大渦模擬法與 $\kappa-\varepsilon$ 模式，在立方體矩陣排列中紊流情況，其結果顯示三維度 LES 模擬法較 $\kappa-\varepsilon$ 模式準確。

2.模式理論

本研究之三維度環境風場為不可壓縮流場，其數值模式理論包含 CFD 基本控制方程式、三維度 LES 模擬方程式、邊界與初始條件、數值方法以及邊界層理論等。首先，控制方程式依據連續方程式與動量守恆方程式，並且加入大漩渦模擬法之紊流模式，可以經由張量式表示如下：

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2-1)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x \partial y} - \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (2-2)$$

其中，當 $i=1, 2, 3$ 時，分別代表 x, y, z 方向之三維座標， u_i 則分別代表流體速度 u, v, w 方向， ν 為流體的運動黏滯係數 (kinematic viscosity coefficient) ($\nu = 1.72 \times 10^{-5} \text{ kg/m-sec}$)， p 為空氣壓力， ρ 為空氣密度 ($\rho = 1.18 \text{ kg/m}^3$)， τ_{ij} 為亞格點尺度剪應力 (subgrid-scale stress) 表示如下：

$$\tau_{ij} = 2\nu_T S_{ij} \quad (2-3)$$

$$\nu_T = (C_s \Delta)^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij}} \quad (2-4)$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (2-5)$$

其中 τ_{ij} 為紊流剪應力， S_{ij} 為剪應變率（resolved strain rate tensor）， ν_T 為次網格模式的紊流係數（Smagorinsky eddy viscosity）， $\Delta = (\Delta x \Delta y \Delta z)^{1/3}$ 為控制體積的幾何平均大小值， C_s 為次網格模式係數。在各種流場實驗的最佳化過程中，此係數大約介於 0.1 到 0.2 之間，本模式使用 0.17 為驗證 Hanna（2002）之風洞試驗值。

流場網格配置主要係採用有限體積法（finite volume method）進行數值計算求解流場，並以交錯式網格及節點配置方式，分別在網格幾何中心處定義壓力，而在格網上三組對應邊界面上分別定義各座標方向對應的速度分量。交錯式網格及節點配置方式，配合不同物理變量的交錯式控制體積的選取，可避免在計算不可壓縮流時，非物理性的速度分量或壓力震盪現象發生。求解流場的數值方法主要是採用已被廣泛使用在計算流體力學的 SIMPLE 法（semi-implicit method for pressure-linked equation, SIMPLE）。SIMPLE 法，將壓力與速度關係隱含在連續方程式中，假若求解的壓力是正確的，則根據此壓力解所得到的速度必能滿足連續方程式，使整個計算域的流場符合質量守恆定律。模式採用分段（segregated）計算方法，就是求解速度場之後，再透過帶入連續方程式所得之殘差值，修正速度場及壓力場。流場的邊界條件對建築物群的邊壁採用不滑動邊界（non-slip condition），入流邊界給定初使入流速度，出流邊界則假設速度梯度為零。另外本研究針對靠近邊牆區域加入邊牆函數（wall function），讓模擬結果更精準，其式如下（Zhang 及 Chen，2000）：

$$\Delta = (1 - \exp(y^+ / 25)) (\Delta x \Delta y \Delta z)^{1/3} \quad (2-6)$$

$$y^+ = \frac{u^* y}{\nu} \quad (2-7)$$

3. 模式驗證

本研究之模式驗證分為開放式建築物群風場及交錯式建築物群之環境風場的模式驗證，其模擬結果與風洞或現地試驗數據比對驗證，確保本研究之三維環境風場紊流模式之可信度。本研究之 LES 紊流模式與 Hanna 等（2002）風洞試驗之結果針對開放式與交錯式建築物群環境風場作驗證比較。開放式建築物群之試驗模型的幾何尺度如圖 3.1(a) 及圖 3.1(c) 所示，此整體計算域為一長方體，長、寬、高的尺寸分別為 1050mm、450mm、300mm。交錯式建築物群之試驗模型的幾何尺度如圖 3.1(b) 及圖 3.1(d) 所示，整體計算域為一長方體，長、寬、高的尺寸分別為 1050mm、550mm、300mm。中央放置 16 個立方體每個長、寬、高皆為 H，其中 H 為 50mm，每個立方體之間距為 H。入流風速為對數剖面：

$$\frac{u(z)}{u_H} = \left(\frac{z}{H} \right)^{0.29} \quad (3-1)$$

其中 u_H 為 50.5 mm/s ， H 為建築物高度，流場雷諾數 $Re_H = 2.5 \times 10^3$ 。開放式建築物群在 $Y=175 \text{ mm}$ 處取第三排立方體後方中間位置 (wake)，與 $Y=325 \text{ mm}$ 處，在立方體與立方體正中央街谷處 (gap) 如圖 3.1 (a) 所示，做風速紊流之模擬。交錯式建築物群在 $Y=250 \text{ mm}$ 與 $Y=375 \text{ mm}$ 處取第三排建築物後方位置分別為尾流區 (wake) 和直流區 (gap) 如圖 3.1 (b) 所示。模式模擬結果與試驗數據作比較，結果如圖 3.5 及圖 3.6 所示。從驗證結果可知，本研究之建築物環境風場紊流模式可精準地模擬開放式與交錯式之環境風場。

4. 模式應用案例

本研究針對台灣一般之建築樓層高度，設定樓距為 3.3 公尺，再搭配都市建築為 7-8 層，總高度取 25 公尺，來模擬建築物群三維環境風場。模擬案例為簡單立方建築物群，其長、寬、高皆為 25 公尺，建築物與建築物間距離亦取 25 公尺。圖 4.1 為此建築物群案例之三維度示意圖，模擬研究案例設定面向建築物為迎風面，入流風速計算式採用 (3-1) 式，其中 u_H 為入流風速 2.5 m/s ， H 為建築物高度 25 m。

建築物群之環境風場模式主要是模擬建築物之時間平均流場，採用 LES 紊流模式，計算時間間距 $\Delta t = 0.05$ 秒，計算時間為 600 秒，故平均流速為 12000 筆瞬時流速所平均而得。由於三維流場是無法繪製流線分佈圖，圖 4.2 是風場速度向量俯視圖，分別為開放式與交錯式建築物群在 $Z=2.5 \text{ m}$ 時，XY 平面的向量分佈圖；圖 4.3 是風場速度向量側視圖。

在建築物群的環境風場流況中，建築物後方因為入流氣流受到建築物的阻礙效應產生大小不一的逆時針漩渦，而且建築物前方的速度強度也均大於後方速度強度。在開放式建築物群之街谷屬於開放無阻擋情形，建築物群之環境風場看出大部分的主要氣流在街谷處平順地往出流方向呈現出流通道；另外，在建築物後方的氣流因為受到阻擋，產生低速區呈現渦流，儘管有部分氣流受到建築物的阻擋，但是在整個建築物群內流場的中亦可以看出地氣流貫穿整個建築物群的現象。在交錯式建築物群之環境流場中，發現當入流氣流從迎風面進入建築物群時受到慣性影響直接奔向出流方向，可以明顯地可以看出在無建築物阻擋處的街谷，由於沒有建築物阻擋氣流呈現直流狀，但其他後方街谷受到建築物群排列方式影響，氣流碰觸到建築物產生阻擋，氣流的直流狀況減緩，建築物後方之逆時針的渦流也較為向街谷移動，產生的漩渦較為大而明顯，可知氣流在後放建築物群盤旋逗留的時間會比較久。

5. 結果與討論

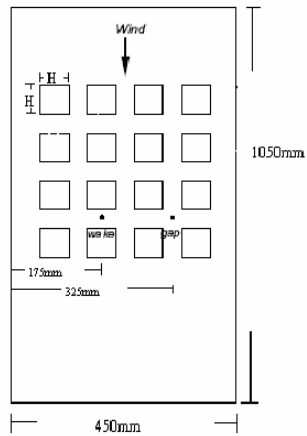
開放式建築物群排列方式整齊，在街谷處的入流無阻礙形成如射流般流況。部分入流受到建築物阻擋，而在建築物後方產生渦旋。為了方便表現流場現象，則選擇具行人風場代表之切平面取 $z=2 \text{ m}$ 處作討論，從圖 5.1 (a) 和圖 5.1 (b) 中可以看出建築物後方會產生低壓區，部分低壓區會形成渦旋。

交錯式建築物群第一、三排建築物與第二、四排建築物相互交錯，當入流通過第一排建築物之街谷後，隨即被後方第二排建築物阻擋，流況不如開放式建築物群單純，所產生之渦旋也沒有一定產生於建築物後方。一樣取行人風場之代表高度 $z = 2 \text{ m}$ 處作

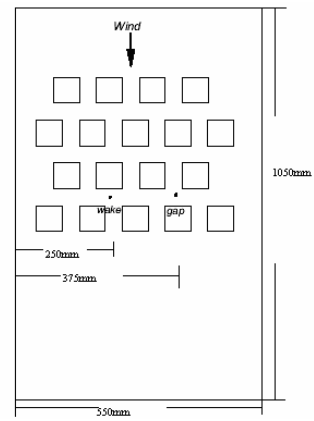
結果分析，圖 5.1 (c) 為流線圖，圖 5.1 (d) 為平均速度等值圖。由流線圖可看出第一排中間兩棟建築物後方各有兩個渦漩，而在兩側的建築物因為後到第二排建築物突出的影響，雖仍有兩個渦漩產生，但是有一點偏移的現象；第二排建築物後方渦漩偏移的現象更為明顯。第三排建築物後方沒有渦漩產生對照平均速度等值圖可以發現第三棟建築物後方速度較小約只有 $0.1 \text{ m/s} \sim 0.4 \text{ m/s}$ 。入流有部分流經兩側無建築物阻擋的街谷來到建築物群之後方，造成第四排建築物群之街谷部分產生渦漩。

參考文獻

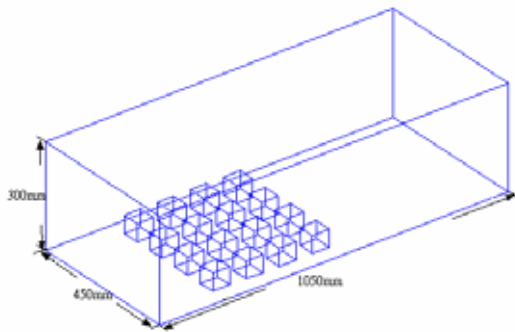
1. Chang, T.J., 2002, Numerical evaluation of the effect of traffic pollution on indoor air quality of a naturally ventilated building, J. of Air & Waste Manage. Assoc., 52, 1043-1053.
2. Chang, T.J., Huang, M.Y., Wu, Y.T. and Liao, C.M., 2003, Quantitative prediction of traffic pollutant transmission into buildings, J. of Environment Sci. and Health, A38, 999-1014.
3. Chang, T.J. and Wu, Y.T., 2003., Wind-driven rain trajectories around street canopies., J. of the American Water Resources Association, 39, 545-562.
4. Cheng Y., Lien, F.S., Yee, E. and Sinclair, R., 2003, A comparison of large Eddy simulations with a standard k- ϵ Reynolds-averaged Navier-Stokes model for the prediction of a fully developed turbulent flow over a matrix of cubes., J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 91, 1301-1328.
5. Hanna, S.R., Tehranian, S., Carissimo, B. and Macdonald, R.W., 2002, Comparisons of model simulations with observations of mean flow and turbulence within simple obstacle arrays., Atmospheric Environment 36, 5067-5079.
6. 黃俊強，2001，「低層建築物環境風場與風載之數值研究」，國立台灣大學農業工程學研究所碩士論文。



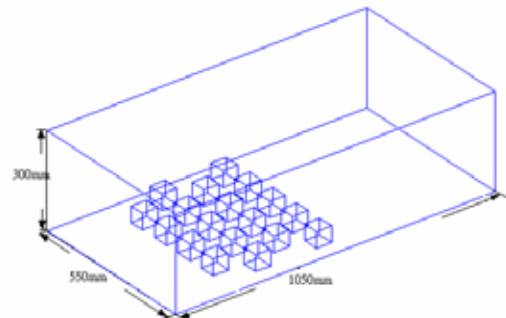
(a) 俯視圖-開放式



(b) 俯視圖-交錯式

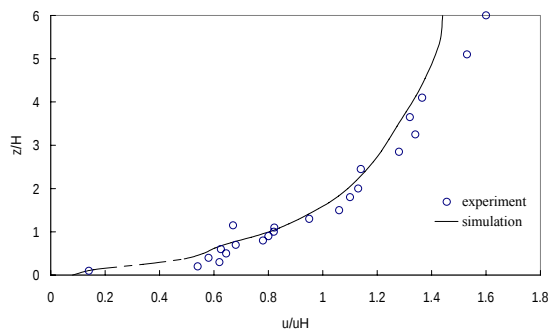


(c) 三維示意圖-開放式

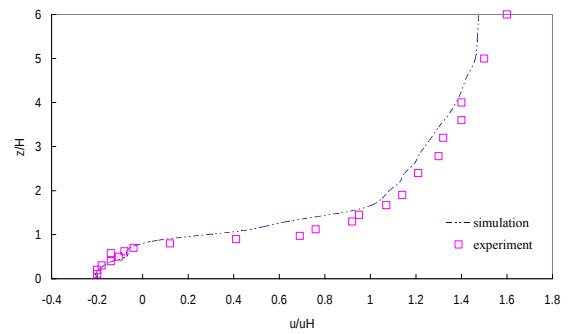


(d) 三維示意圖-交錯式

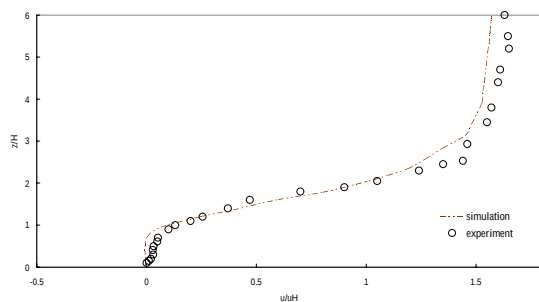
圖 3.1 Hanna 等 (2002) 風洞試驗俯視圖及三維示意圖



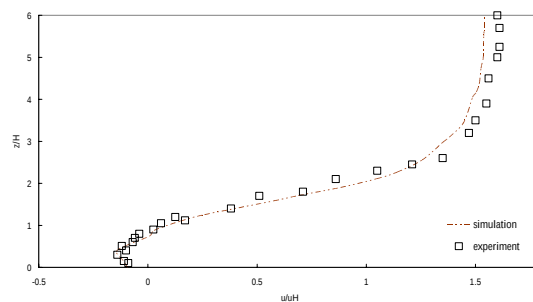
(a) 直流區



(b) 尾流區

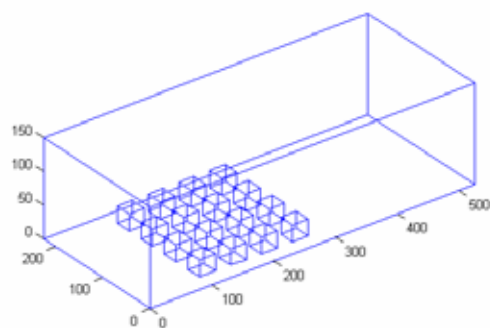


(c) 直流區

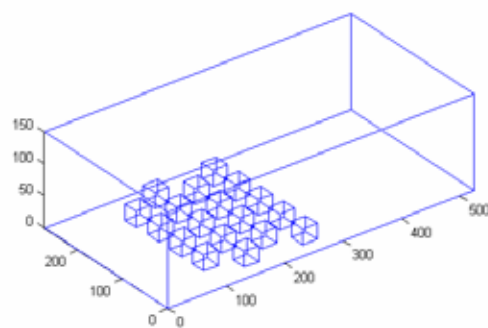


(d) 尾流區

圖 3.2 Hanna 等 (2002) 開放式及交錯式建築物群之平均流速驗證結果

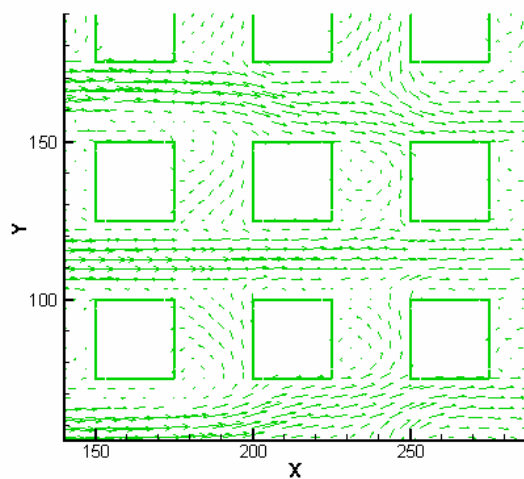


(a) 開放式

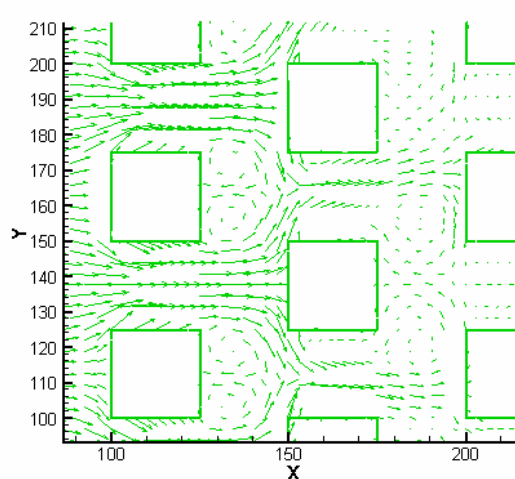


(b) 交錯式

圖 4.1 建築物群三維度展示圖

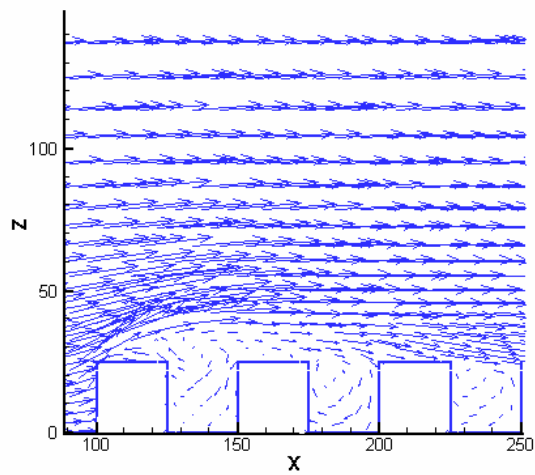


(a) 開放式

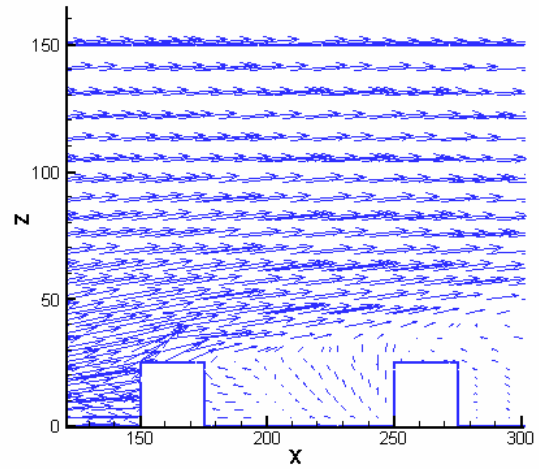


(b) 交錯式

圖 4.2 速度向量俯視圖

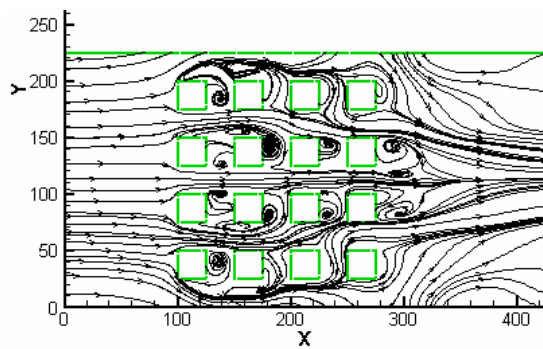


(a) 開放式

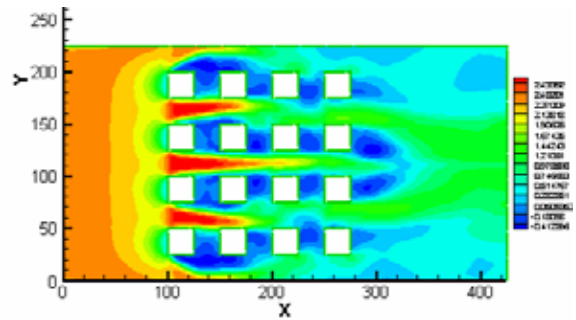


(b) 交錯式

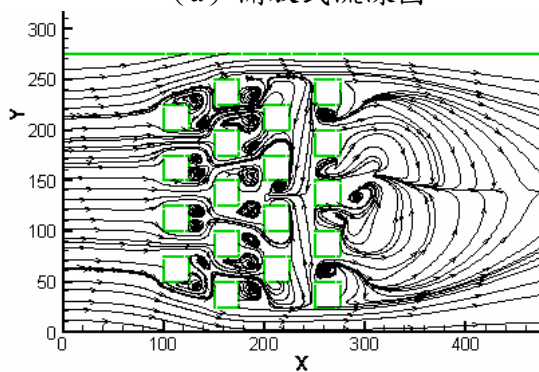
圖 4.3 速度向量側視圖



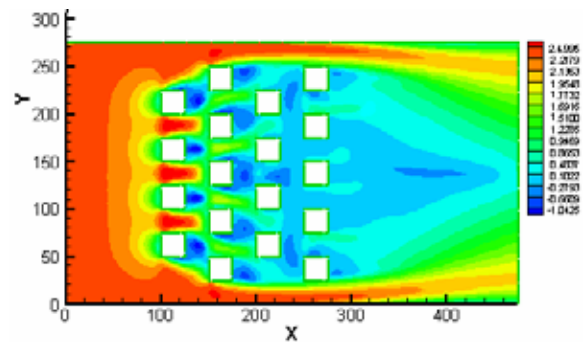
(a) 開放式流線圖



(b) 開放式速度分量等值圖



(a) 交錯式流線圖



(b) 交錯式速度分量等值圖

圖 5.1 開放式與交錯式建築物群之流場模擬結果

釋壓旁通道在列車行進之長隧道對壓力與通風影響之探討

黃 國 倫

中興工程顧問社土木水利及資訊應用研究中心 高級研究員

摘要

一般都認為地下車站與隧道接口處設置釋壓旁通道將有助於降低車站之壓力，本文以三維 CFD 模式進行隧道及地下車站空氣動力模擬，用以探討軌道列車隧道壓力波動傳遞，並經由分析不同佈置(有、無釋壓旁通道)與列車運行(雙向或單向多車運行)之情況，以解析有無釋壓旁通道對於隧道內空氣壓力及豎井通風之影響。

本文發現，雙向運行列車相對於單向運行列車之壓力變動幅度較大，且有可能超過美國運輸部標準。且依據一般長軌道列車隧道及地下車站佈置，釋壓旁通道不一定能減低隧道壓力或月台門壓力，且對豎井通風效果影響有限，因此，在一般佈置情況下應可以不設置釋壓旁通道以控制壓力。對於特殊長隧道與地下車站佈設，壓力與風速可能有所變化，但均仍可以運用空氣動力波物理特性去探討，或必要時仍應進行數模分析，而更重要為應儘速發展一維精確分析軟體，以取代目前之三維分析模擬。

關鍵詞： 通風、壓力、軌道、列車、隧道、豎井、旁通道、三維。

The air pressure and ventilation effects by by-pass relief pressure way in underground tubes

HWANG Kuo-Lun

Senior research scientist, Sinotech Engineering Consultants, INC.

Abstract

A CFD model is used to simulate long underground tubes and stations for discussion amplitude of pressure surge and effecting of ventilation shafts. One-way traffic on down truck and two-way traffic on double trucks are simulated with or without by pass relief pressure way.

In this paper point out the pressure could excess the pressure criterion when opposite trains running on each truck. By pass relief pressure ways are not necessary in the station having platform doors for control pressure.

Key words: ventilation, pressure surge, railway, tunnel, shaft, by-pass way, CFD

一、前言

台灣地區軌道列車地下車站，大多數在車站兩側都設置有釋壓旁通道，以往多數人認為釋壓旁通道之設置將有效降低月台之風壓，釋壓旁通道主要為連絡上下行軌道之氣體通路，其並不與大氣連結，因此，不具有交換新鮮空氣之功能。設置旁通道將增加車站開發之空間，且另外要增加閘門等設施等費用。釋壓旁通道在月台有無月台門設置將扮演何種角色呢？釋壓旁通道是否有必要，為本文探討之重點。而過去多數地下月台都未設置有月台門，隨著通車後數次意外發生，使得軌道列車營運管理當局注意到月台設置月台門(新建車站或現有車站改建)之重要，以減少意外或蓄意之不幸發生。月台門設置後，月台門是否能夠承受列車行進之風壓呢？或者，月台門之承受力強度應為多少呢？亦為軌道列車營運管理當局所關切。

列車於隧道中運行將產生壓力波之傳遞震盪現象^[1]，其壓力波振幅不應使列車上之乘客感受到不舒服，而在無月台門車站，活塞效應產生之氣流及壓力波震盪，亦不應使列車內及月台旅客產生不愉快感覺，且不應對相關設備造成危害。當軌道列車地下車站設置有月台門時，月台門之設置應能承受壓力波之壓力。對於設施安全性因與設施之個別特性有關，在此將不予探討。而對於人員舒適度影響，主要為人員感官承受，世界各地所採用標準整理如下：

1. 日本新幹線興建之標準^[2]，允許壓力最大值為1kPa，允許壓力之最大改變率為200Pa/s，而日本國道設備維修之標準將允許壓力最大改變率放寬為300Pa/s。
2. 英國鐵道局之標準^[2]，允許單軌之壓力最大變化為在4秒內2.5kPa，允許雙軌之壓力最大變化為在4秒內3.0kPa，此標準應用於歐洲跨海隧道，且亦為德國、義大利及瑞士等國家所採用。
3. 依據美國運輸部“Subway Environmental Design Handbook”^[3]之標準，在壓力大於等於每平方呎面0.1磅(689.4Pa)時，允許每秒在每平方呎面積受0.06磅(413.7Pa/s)之壓力變化率。

上述標準應與列車之密封性等有關，單以壓力而言，以日本新幹線較為嚴格，而英國鐵道局之標準較為寬鬆，美國標準介於中間，國內目前對於列車隧道與地下車站都採用美國標準。

關於軌道列車隧道及地下車站風壓及風速模擬，國外大都採一維模式進行模擬分析，早期台北捷運委請國外顧問進行規劃設計，據悉亦以廣為歐美採用之 ThermoTun^[4] 模式分析，日本新幹線則採用自行發展軟體進行分析，及其他專家學者所自行研發之軟體等。國內對於軌道隧道之氣體動力分析慣用之 SES 模式為簡化之擬一維模式，在軌道列車地下車站及隧道設計時，往往忽略壓力波震盪傳遞之影響，並輔以商用三維分析模式進行分析，包括有 STAR-CD、FLUENT、PHOENICS、CFX、FLOW3D 等。

本文因缺乏精確一維模擬工具，對於隧道列車進行實際運轉情況模擬，先探討壓力波動之產生及其傳遞物理現象，且以三維模式進行一系列探討，以尋找隧道空氣動力之物理現象，並用以闡明釋壓旁通道可能在軌道列車隧道與車站所扮演之角色。

二、 隧道壓力波動之產生與傳遞

當物體受到外力衝擊產生波動，該波動藉由該物體之形狀而傳播，如石頭投入平坦之自由液面，或敲打一鋼管等等。該等傳播將因其傳播物質之不同，而產生不同傳播波速。長隧道或長管路內充滿流體(液體或氣體)，該流體受到軸向之衝擊將產生軸向之波動傳遞，其波動足以快速改變流體流速便為水錘作用或活塞效應等現象。

波動傳遞速度^[5]可如下式表示：

$$c = \sqrt{\frac{\text{elastic property}}{\text{inertial property}}} = \sqrt{\frac{B}{\rho}} \quad (1)$$

在此， B 為區塊模數(bulk modulus)， ρ 為物體之密度(density)，在理想氣體：

$$c = \sqrt{\frac{\gamma RT}{M}} \quad (2)$$

在此， γ 為絕熱常數 1.4， R 為氣體常數[8.314J/mol K]， T 為絕對溫度[K]， M 為分子重[kg/mol]。在不考慮能量損失情況，隧道內流體速度急速變化，則產生類似水錘之作用，水錘(water hammer)所產生之最大震盪壓力為：

$$\Delta P = \rho \Delta U c \quad (3)$$

在此， ΔP 為壓力之改變， ΔU 為流體軸向速度之改變。由式(3)，壓力上升主要來自流體速度變化及聲音之傳遞速度。此點將有助於解析軌道列車在隧道壓力上升情況。

列車於隧道行進，車頭推動前方空氣產生正壓力波，車尾產生負壓力波，波動以音速向列車前或列車後之隧道及由列車車身與隧道間空隙傳遞，且因阻力等而漸漸緩慢消退，當波動通過變化斷面或碰觸邊界時產生滲透波及反射波，各種波在隧道內交互作用，造成隧道內複雜之波動現象。

三、 分析模式介紹

列車於隧道內前進，產生之流體運動為三維之流動現象，因此，本文直接採用商業模式 PHOENICS^[6]對於列車於隧道之行進進行模擬，並藉以探討分析豎井面積及長度對軌道列車隧道通風及壓力之影響。

PHOENICS 程式是由 ANSI Fortan77 編寫完成，為英國 CHAM 公司所開發的計算流體力學套裝軟體，可在微電腦、個人電腦及工作站上使用。此軟體主要可用來模擬單相和多相流場，以及熱傳、質傳、燃燒及化學反應等問題。其數值方法採用有限體積法(Finite Volume Method)將 Navier-Stokes 方程式離散化。網格系統除了直角座標及圓柱座標系外，也可使用貼體(Body-Fitted)座標系統。局部變化劇烈的情況，也可以加入微細格點嵌入(Fine Grid Embedding)技術。

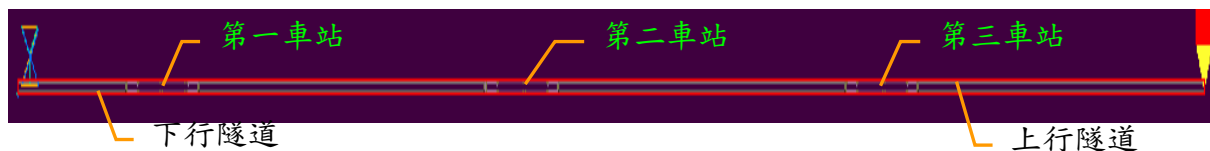
四、 模擬案例說明

為減低列車隧道出入口邊界條件之影響，及考量三維模式所耗用之電腦記憶容量與分析時間之限制，今假設有一連續之三個車站(分別標示為第一車站、第二車站及第三

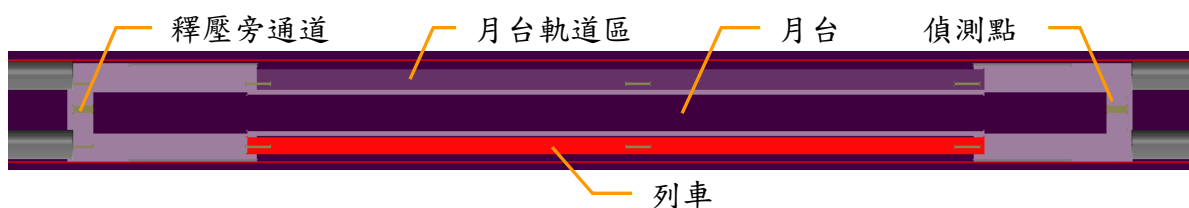
車站)，車站長度分別為 208 公尺，其中每一車站包括月台長 144 公尺，月台兩側之下方各有 136 公尺長 x 1 公尺寬之排氣孔(UPE)，分別以每秒 30 立方公尺直接排除至地表，車站與車站之間以 800 公尺之兩平行隧道相連結，隧道之直徑為 5.6 公尺，隧道下方鋪平 0.8 公尺高，在第一及第三車站之外側分別再以 300 公尺及 800 公尺之各二隧道與大氣相連。各車站兩旁與隧道交接處分別在上方開孔(4 公尺 x 6 公尺)並以 5 公尺 x 5.2 公尺通道連通上下行軌上方，在連通道中央再以 4 公尺 x 6 公尺之豎井向外延伸 16.8 公尺並與大氣相通，連通之下方則佈置 4 公尺 x 6 公尺之釋壓旁通道，距離月台區域約 27 公尺。模擬區域之佈置如圖一所示，車站之佈置平面如圖二所示，車站佈置之側面如圖三所示，豎井及釋壓旁通道與車站及隧道之關係如圖四所示。

列車尺寸採用 144 公尺 x 3.2 公尺 x 3.6 公尺之立方體模擬，圖一上方軌道為上行軌道，下方軌道為下行軌道。當單向運行時，上行軌道無列車，而下行軌道三列車分別由各站開出並停靠於下一車站。當雙向運行時，上下行軌之各車站分別停靠列車，且上行軌之右側隧道及下行軌之左側隧道分別有列車即將駛入隧道並將於車站停靠，上行軌之各列車啟動時間則較下行軌各列車先行 10 秒鐘。列車加速之時間與位移如圖五所示，當列車加速行進約 22 秒(行走距離約 210 公尺)時，列車速度達到每小時 65 公里(每秒 18 公尺)之速度後保持等速繼續前進，當列車即將進入下一車站離停妥點約 210 公尺時，列車以圖五相反時間之減速度位移與時間關係減速進站。

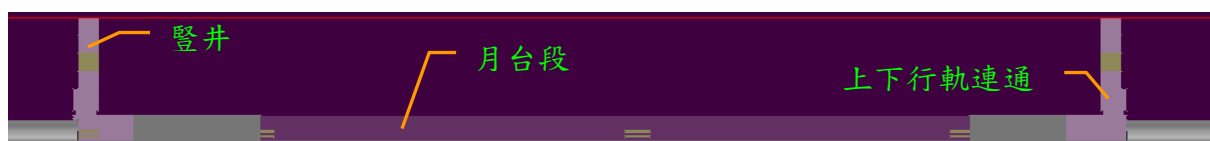
列車行進之軌道區垂直方向每 0.6 公尺一個網格，上方連通區域每 1.5 公尺一個網格，更上方之豎井區域則每 4 公尺一個網格。軌道區橫斷面方向每 0.5 公尺一個網格，隧道間之橫斷面每 1.5 公尺一個網格。在軌道方向，車站段每 5 公尺一個網格，隧道每 10 公尺一個網格。整個模擬區域區分為 396 x 34 x 19 共 255816 個網格。



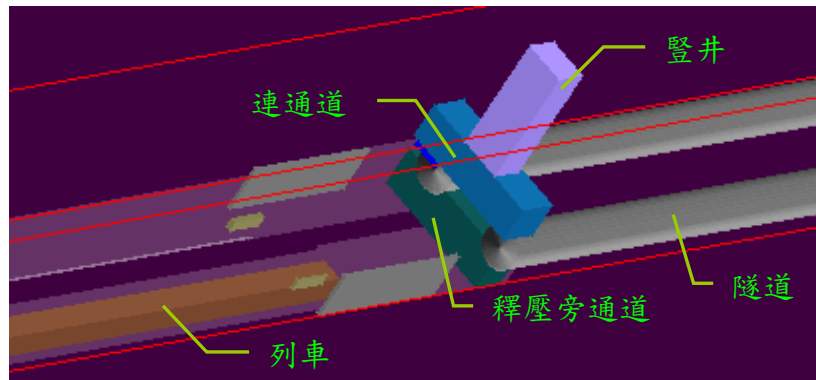
圖一 軌道及列車與車站之佈置形況



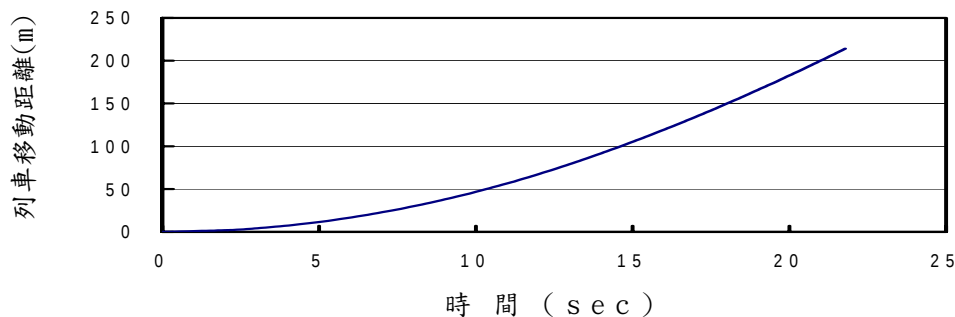
圖二 車站佈置平面圖



圖三 車站佈置側面圖



圖四 豎井及釋壓旁通道與車站及隧道之關係



圖五 列車加速之時間位移關係

模擬案例以下行軌單向運行有無釋壓旁通道及上、下行軌雙向運行有無釋壓旁通道共四個案例進行模擬。一般上下行軌運行時，為避免車站月台過於擁擠，都儘量將上下行軌列車到站時間錯開。但在 CFD 模擬時，如錯開時間較長，則模擬時間將延長，為避免模擬時間過長，在此僅將上下行軌之啟動及停靠時間錯開為 10 秒鐘。各案例之模擬條件如表一所示：

表一 各案例之模擬條件

案例	列車運行方向	運行之列車數	有無釋壓旁通道	備 註
一	單向運行	3列車運行	有釋壓旁通道	僅下行軌有列車
二	單向運行	3列車運行	無釋壓旁通道	僅下行軌有列車
三	雙向運行	8列車運行	有釋壓旁通道	上行車先行10秒
四	雙向運行	8列車運行	無釋壓旁通道	上行車先行10秒

五、 模擬結果及說明

為減少受到隧道出入口邊界影響，分析結果取下行軌第二車站與第三車站間之隧道中央進行有無釋壓旁通道之壓力比較，並比較第二車站前後豎井在有無釋壓旁通道之空氣流動情況，及第二車站下行軌月台前端之壓力歷線。各比較結果如表二所示：

表二 各案例比較結果

比較案例	偵測點位置	比較項目	圖 號	備註
一、二	下行隧道第二及第三車站間隧道中央	壓力	圖六	
	第二車站之前後豎井	流速	圖七	
	第二車站下行軌之月台前端	壓力	圖八	
三、四	下行隧道第二及第三車站間隧道中央	壓力	圖九	
	第二車站之前後豎井	流速	圖十	
	第二車站下行軌之月台前端	壓力	圖十一	
一、三	下行隧道第二及第三車站間隧道中央	壓力	圖十二	
	第二車站之前後豎井	流速	圖十三	
二、四	下行隧道第二及第三車站間隧道中央	壓力	圖十四	
	第二車站之前後豎井	流速	圖十五	

列車單向運行時，由圖六結果可以得到，無論有無釋壓旁通道，其產生最大壓力均相同，而無釋壓旁通道所產生之波動稍大些。壓力變化則都在人員所能承受標準內。由圖七結果可以得到，有釋壓旁通道時，豎井產生之流速較無釋壓旁通道時稍大，代表有釋壓旁通道通風效果略佳。由圖八結果，月台前端無論有無釋壓旁通道其壓力均非常接近，且其壓力並不大，月台門並不需要特別強固，且若無月台門時並不會對旅客造成不舒服的感覺。圖八列車加速所造成之波動，因資料採用每二秒輸入列車移動位置，所以造成每二秒鐘之波動現象。

列車雙向運行時，由圖九結果可以得到，無論有無釋壓旁通道壓力之震動頻率一樣，而振幅也相當，但有釋壓旁通道其產生最大之壓力較無釋壓旁通道時之最大壓力略大。短暫時間壓力變化較大，超過美國運輸部標準。由圖十結果可以得到，有釋壓旁通道時，豎井產生之流速較無釋壓旁通道時稍大，亦代表有釋壓旁通道之通風效果略佳。在圖十一顯示，一般而言無釋壓旁通道之壓力較有釋壓旁通道時為小，但無論有無釋壓旁通道，其壓力都不大，對旅客不會造成不舒服之感覺。

具有釋壓旁通道之情況下，雙向運行較單向運行之最大壓力略大，而其震盪幅度較大，如圖十二所示。而雙向豎井之流速明顯較單向之流速為大，其換氣效果較多，單雙向運行時，列車排放更多熱源且旅客更多，雙向運行豎井之流速並未達到單向運行時豎井流速之兩倍，如圖十三所示。

無釋壓旁通道之情況下，單向運行較雙向運行之最大壓力略大(與有釋壓旁通道之情況相反)，雙向運行之震盪幅度較大，如圖十四所示。而雙向豎井之流速明顯較單向之流速為大，其換氣效果較多，單雙向運行時，列車排放更多熱源且旅客更多，雙向運行豎井之流速並未達到單向運行時豎井流速之兩倍，如圖十五所示。

六、 結論

1. 在本文案例情況下，無論是否設置釋壓旁通道，對隧道內產生之最大壓力值並不

大，都在 700Pa 以下符合美國運輸部之標準。

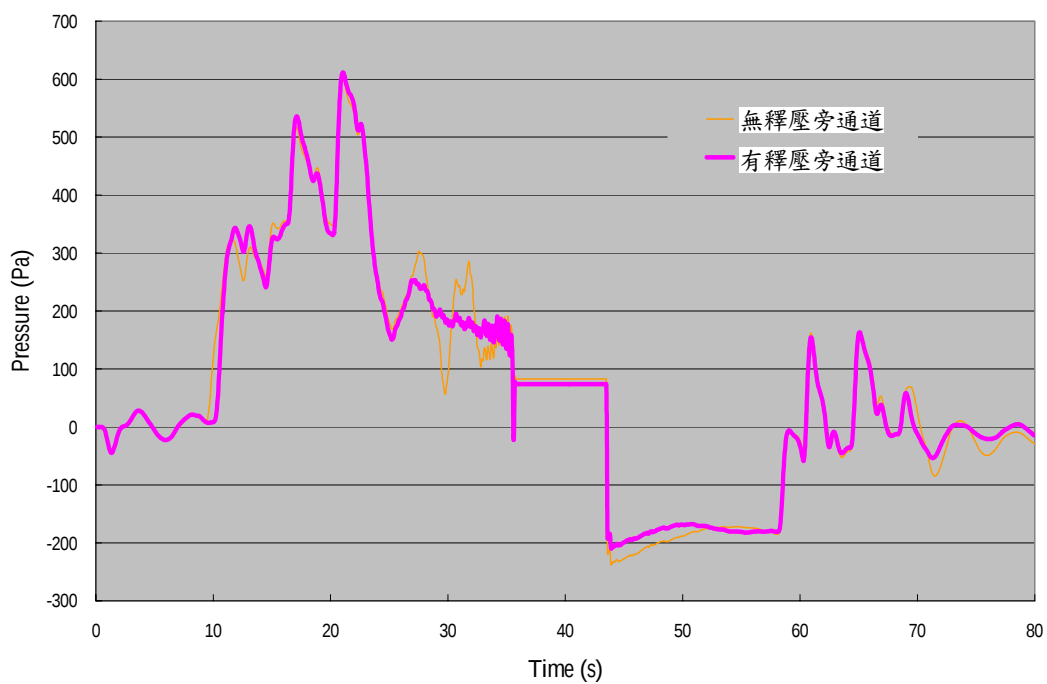
2. 隧道內在單向與雙向運行比較，最大壓力影響不大，但雙向運行時壓力變化最大梯度超越美國運輸部標準。
3. 在雙向運行時，對豎井流速影響較明顯，但幅度並不大。在單向運行時，豎井流速之影響則不明顯。
4. 月台在單向與雙向運行時，所造成之壓力並不大，因此，月台門並不需要特別加強，而壓力並不會對旅客造成不舒服之感覺。
5. 在實際列車運轉雙向列車都會盡量避免同時到站，本文為了縮短模擬所需時間，僅將列車時間錯開 10 秒鐘，一般列車營運應較 10 秒為長。
6. 在本文案例情況下，僅就壓力考量時，應可取消釋壓旁通道設置。但實際上軌道列車之地下車站與隧道等佈置與本案例仍有些許差異，如豎井之佈置常經過數個彎折後才與大氣接觸，其長度通常遠大於本文案例，而車站與車站之距離一般亦大於本文之 800 公尺，且上下行列車運行之時間差距亦有所不同，所以，應以實際案例進行模擬將更為精確。但採用 CFD 進行實際案例模擬受電腦容量資源與電腦處理速度等限制，目前有其困難。
7. 本文主要在探討釋壓旁通道設置之需要性，在旅客對壓力舒適度之感受上，本文所模擬之案例並非產生最大壓力梯度之案例，例如，在緊急狀態下，列車過站不停，有可能產生更大之壓力梯度，及列車以車行最大速度可以達到每小時 80 公里運行，都將會造成壓力更大之驟變，而可能使旅客有不舒服感覺。諸等情況之研究都將陸續發表。

後記

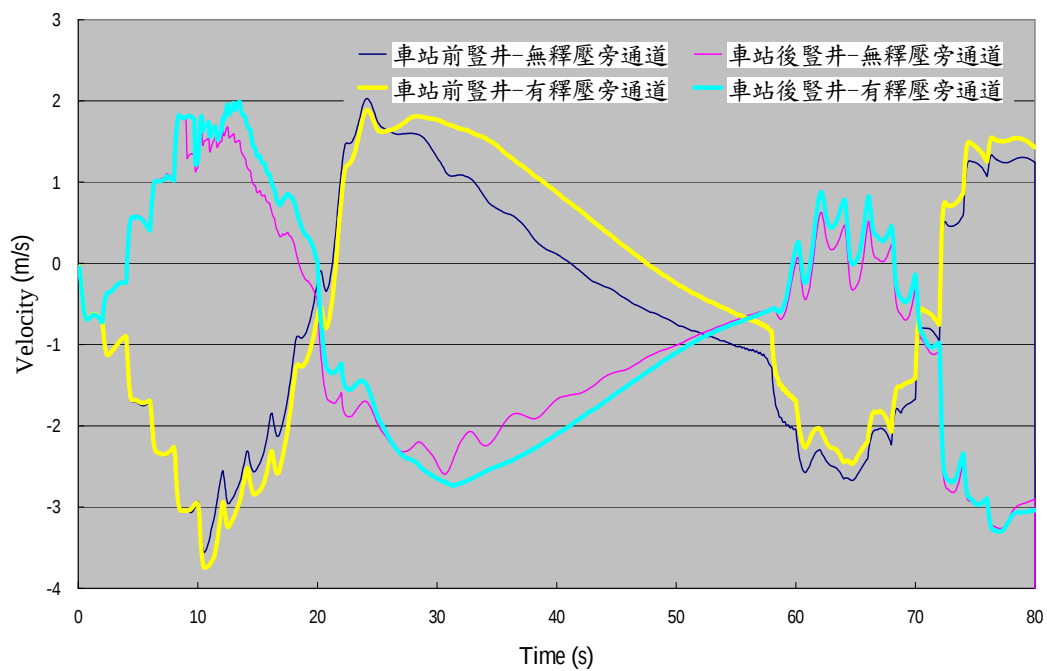
隧道通風僅在車頭、車尾及隧道斷面變化等處為較劇烈之三維流動現象，但仍可簡化成一維模擬。長隧道而言，三維模擬區域受限且邊界條件難以給定，使一維較三維模式可靠且易行，國內有必要儘早建立軌道列車一維隧道通風模式，以利通風研究。

參考文獻

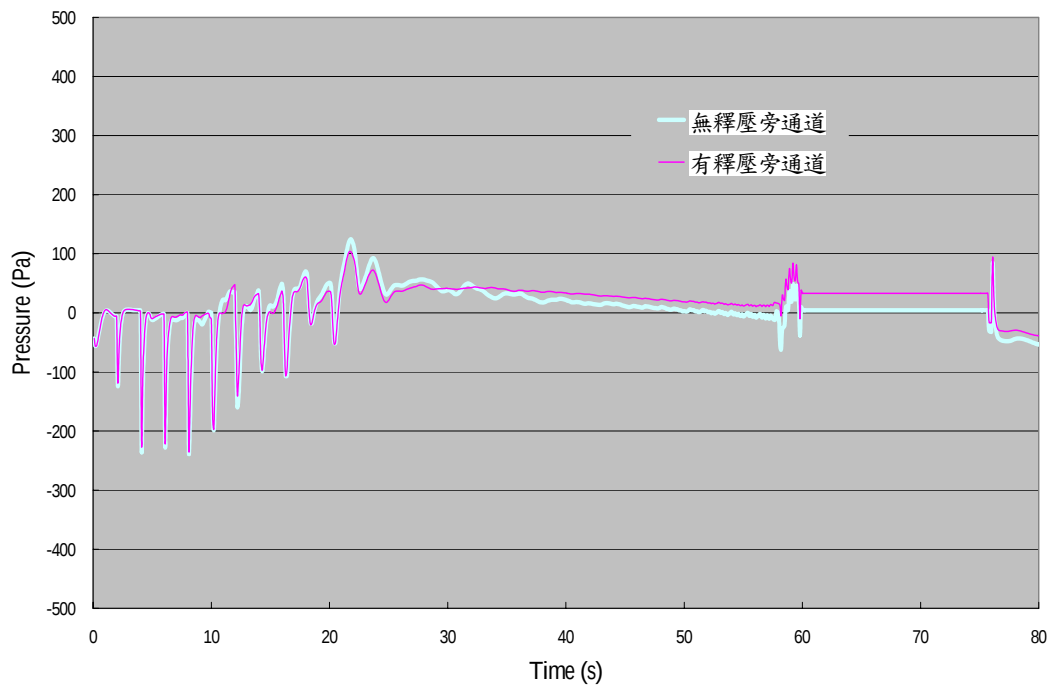
1. 黃國倫，(2005)，「列車運行於長隧道時豎井面積及長度對隧道通風及壓力之影響」，九十四年電子計算機於土木水利工程應用研討會論文集(II)，pp79-84，國立成功大學，台南。
2. Gawthorpe, R.G., "Pressure Comfort Criteria for Tunnel Operations", Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels, pp. 173-188, British Railways Board, (1991).
3. US Department of Transportation, (1999), "Subway Environmental Design Handbook", Volume I, Principles and Applications, Washington.
4. 請參閱網站：<http://www.thermotun.com>。
5. 請參閱網站：<http://hyperphysics.phy-astr.gsu.edu/hbase/sound/souspe2.html>。
6. PHOENICS, Technical Report, Concentration, Heat and Momentum Limited, CHAM, (2003).



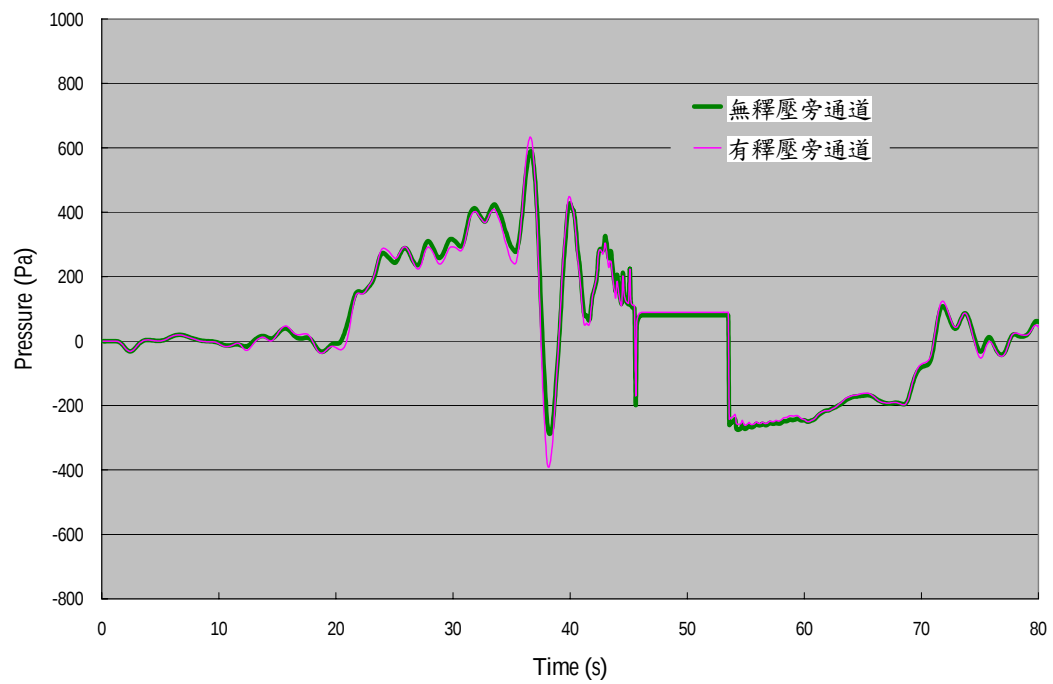
圖六 列車單向運行下行隧道第二及第三車站間隧道中央壓力歷線比較圖



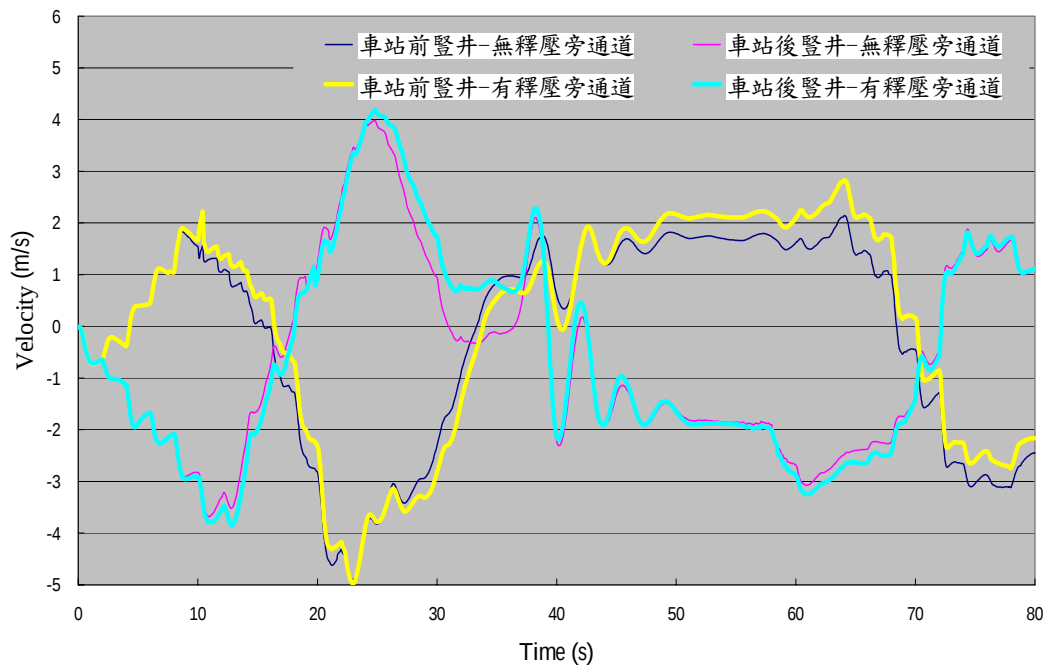
圖七 列車單向運行下行隧道第二車站前後豎井流速歷線比較圖



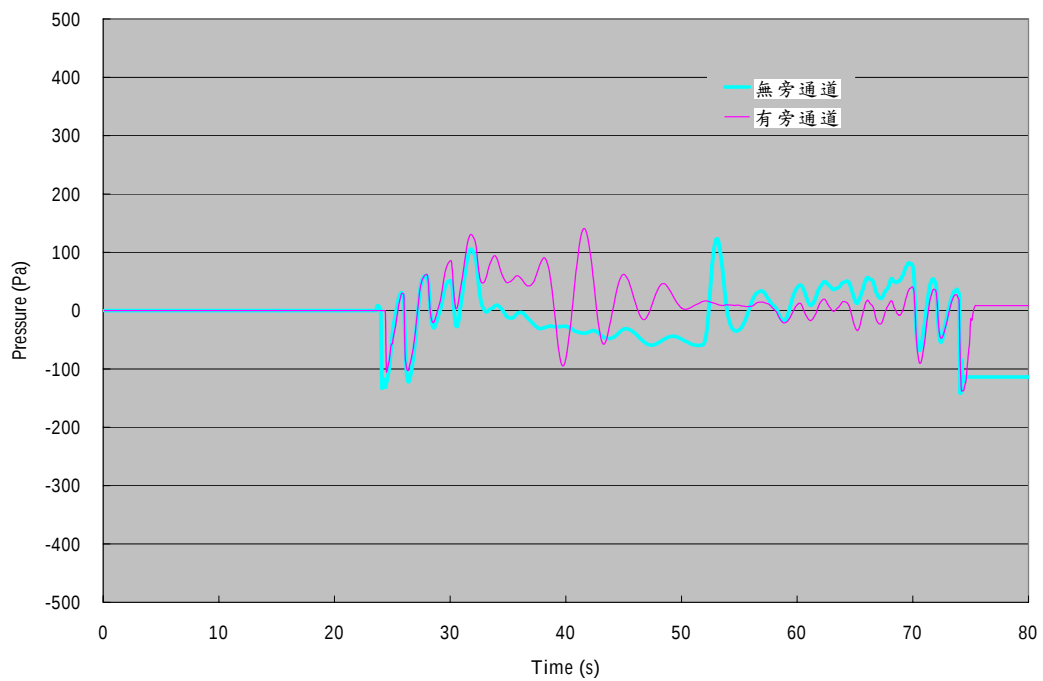
圖八 列車單向運行下行隧道第二車站下行軌月台前端壓力歷線比較圖



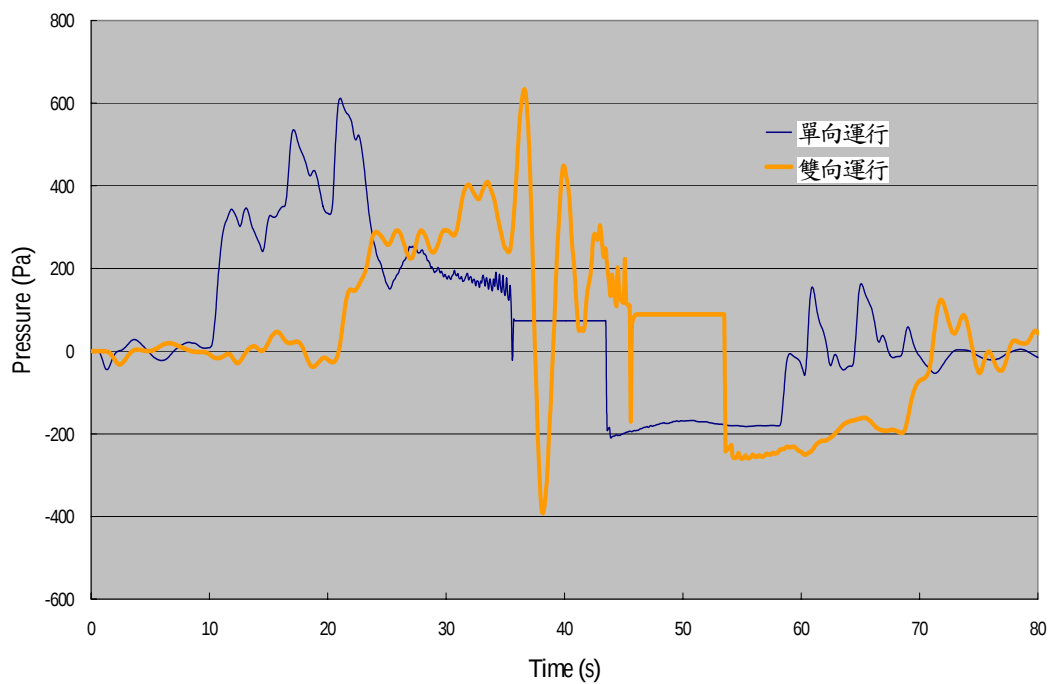
圖九 列車雙向運行下行隧道第二及第三車站間隧道中央壓力歷線比較圖



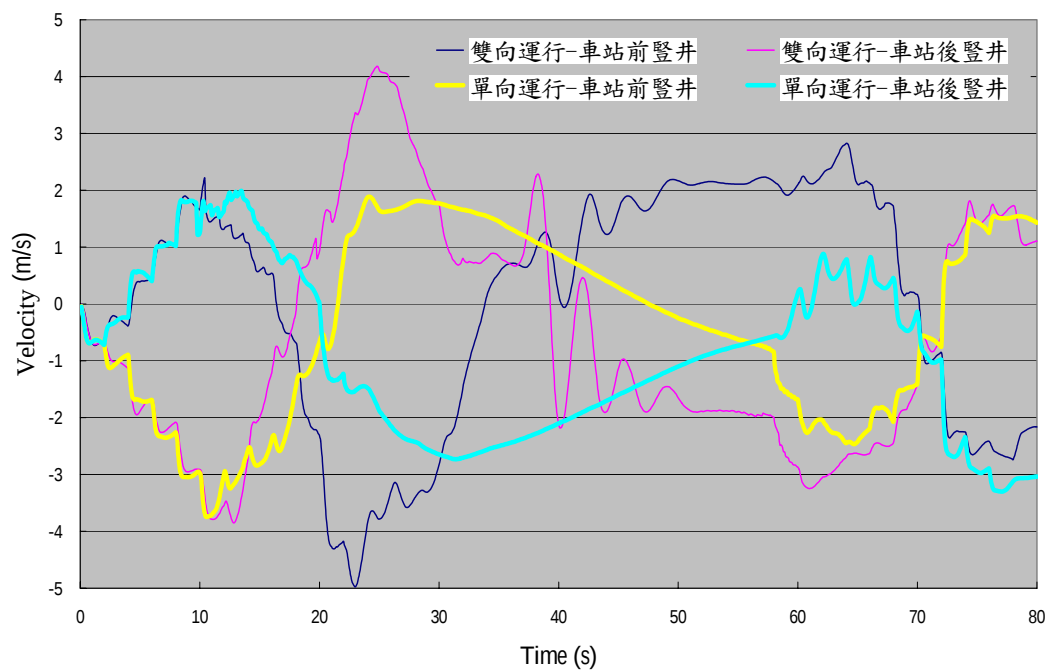
圖十 列車雙向運行下行隧道第二車站前後豎井流速歷線比較圖



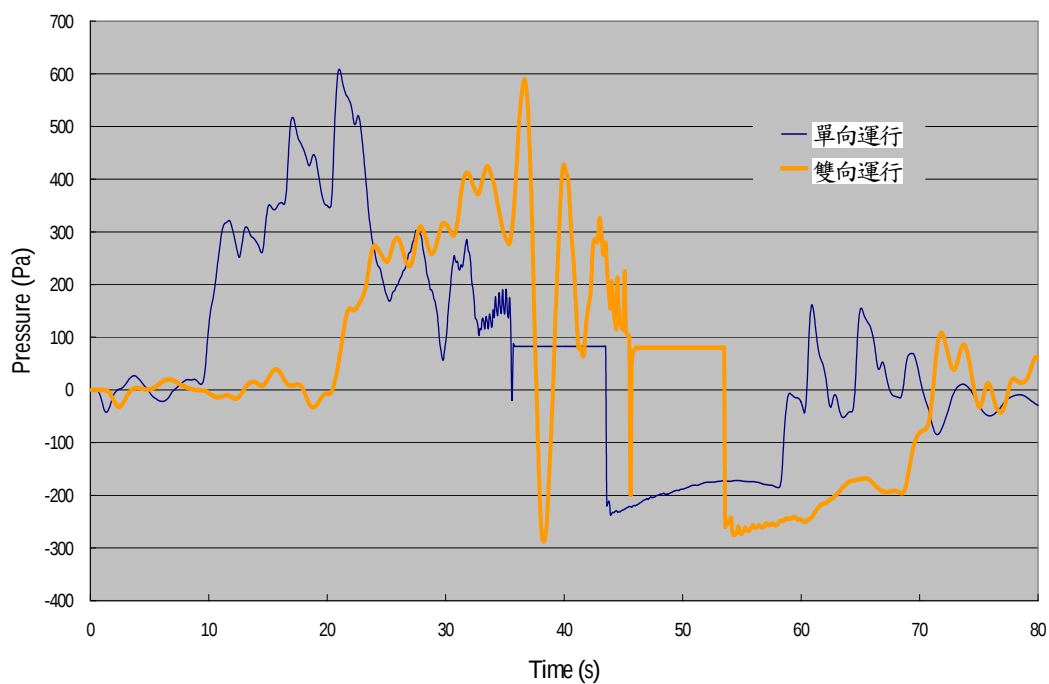
圖十一 列車雙向運行下行隧道第二車站下行軌月台前端壓力歷線比較圖



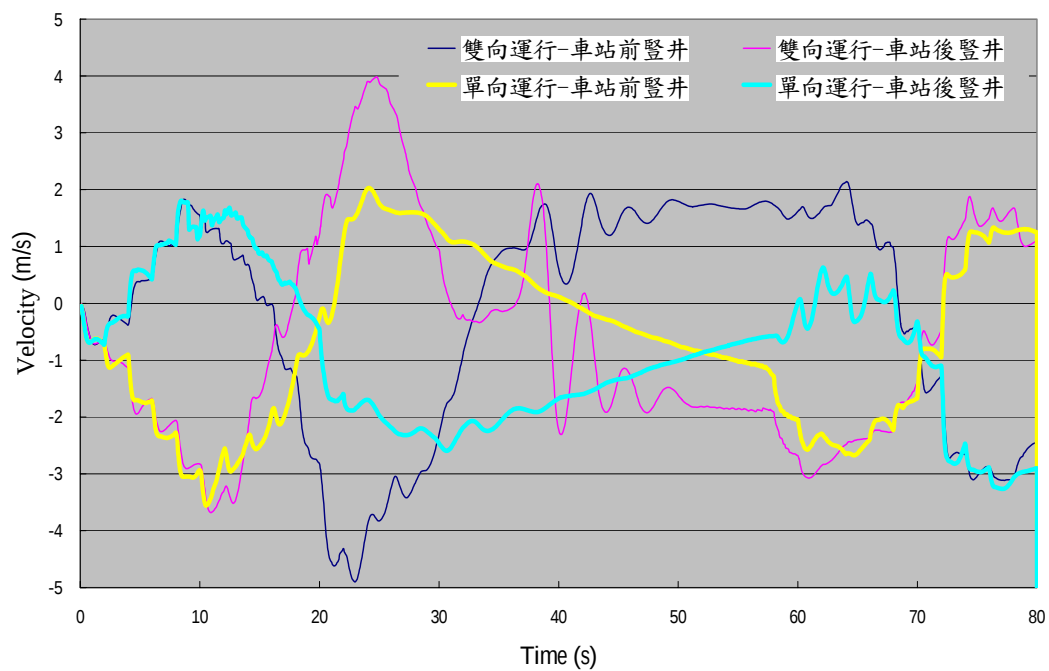
圖十二 具有釋壓旁通道時列車單向與雙向運行在下行隧道
第二及第三車站間隧道中央壓力歷線比較圖



圖十三 具有釋壓旁通道時列車單向與雙向運行在下行
隧道第二車站前後豎井流速歷線比較圖



圖十四 無釋壓旁通道時列車單向與雙向運行在下行
隧道第二及第三車站間隧道中央壓力歷線比較圖



圖十五 無釋壓旁通道時列車單向與雙向運行在下行
隧道第二車站前後豎井流速歷線比較圖

列車車速對隧道壓力與空氣流速影響之探討

黃國倫

中興工程顧問社土木水利及資訊應用研究中心 高級研究員

摘要

軌道列車在隧道內運行產生空氣推移之活塞效應。隧道內之氣體因列車前進，在車頭產生氣體壓縮正壓，在車尾則產生氣體膨脹負壓，而該正負壓力波以音速在隧道內傳遞，配合隧道與車站之佈置情況產生波動震盪現象，以往國內對這些波動較少注意。

在地下隧道及車站之設計階段，不同車速所造成壓力都會被要求模擬，以明瞭隧道內或車站之最大壓力及波震盪，其壓力波振幅不應使列車上乘客感受不舒服，而無月台門車站，活塞效應產生氣流及壓力波震盪，不應使月台旅客產生不愉快感覺。有月台門車站，月台門設置應能承受壓力波壓力。這些模擬將耗費大量時間與電腦資源。

本文應用三維數值模式，進行不同車速軌道列車在隧道內通過豎井之模擬，發現，不同列車車速其所造成壓力變化與列車車速平方比成正相關之關係，壓力對時間變量為列車車速之三次方關係，而壓力波震盪週期則與車速成反比之關係，列車車速對於隧道內之空氣之流速為正比關係，將可減少模擬案例，縮短分析設計之時程。

關鍵詞： 通風、壓力、軌道、列車、隧道、豎井、三維。

The air pressure and ventilation caused by different train speed in underground tube

HWANG Kuo-Lun

Senior research scientist, Sinotech Engineering Consultants, INC.

Abstract

Pressure surge caused by train move in long underground tubes. The strongly pressure change could cause passenger uncomfortable. The pressure magnitude is related with the ratio of cross-section of train and tunnel, the train length and tunnel lay out.

In the design stage of underground tube, different train speeds always are asked to do separate simulation work, and it costs quite a long time to do.

This paper uses a CFD model to simulate different train speeds in the tunnel. The pressure magnitudes are related with square of train speeds. The rate of pressure change with time is cube of train speed. The frequencies of pressure wave are related with inverse of train speeds. The air velocities in the tunnel are related with train speed.

Key words: ventilation, pressure surge, railway, tunnel, shaft, and CFD.

一、前言

台灣目前有幾座較長之鐵公路隧道，如：東部鐵路隧道、公路八卦山隧道、市區地下鐵捷運系統、及即將通車之國道坪林隧道、高速鐵路桃園與八卦山隧道、正規劃設計中之東部國道及南橫快速公路等等，如表一所示。吾人可以發現，無論是新建或改善，這些隧道之交通流量日漸增多，車行速度亦越來越快。這也使我們的隧道工程技術面臨更多的挑戰，隧道工程技術中重要一環便是通風工程。

隧道之通風工程將關係到如下問題：

- 1.風壓對乘客舒適度之影響。
- 2.風速對月台旅客舒適度之影響。
- 3.空氣品質對乘客舒適度之影響。
- 4.溫度對旅客及設備營運之影響。
5. Micro Pressure Wave 對隧道口之居民噪音之影響。
- 6.緊急狀態時提供乘客逃生環境與時間。
- 7.其它。

上述中第3項、第4項與第6項為公路隧道所重視，而第1與第6項為一般鐵路所重視，第1、2、4、6項為地下鐵捷運所重視，第1、5、6項對高速鐵路非常重要。其重視之原因主要取決於車輛斷面與隧道斷面之比值、列車長度、車行速度、車班密度、車輛排放氣體及排放溫度等等。

表一 台灣地區已興建或計劃中之長隧道

交通系統		工 程	座數	總長	最長
公路系統		東部快速公路	13座	95.2 km	9.9 km
		中部橫貫快速公路	223座	118.7 km	15.1 km
		南部橫貫快速公路	6座	74.2 km	17.9 km
		台中環線豐原霧峰段	11座	22.6 km	2.9 km
		北部第二高速公路	26座	16,100m	1,864m
軌道 列車 系統	鐵路系統	北迴鐵路	16座	31,030m	7,740m
		南迴鐵路	35座	38,924m	8,070m
		台北鐵路地下化	1座	9,000m	9,000m
	高鐵系統		30座	41 km	7.4 km
	捷運系統	台北捷運	45,771m		
		高雄捷運	49 km		
		台中捷運	45.47km		
		桃園捷運	明挖覆蓋隧道18.85km，潛盾隧道3.47km		
		台南捷運	26.7 km		

資料來源：中華民國隧道學會網站

上述風壓對於公路隧道之影響較不顯著，而近年國內因軌道列車系統之興建，使得列車隧道長度增加快速，隨著高速鐵路即將完工通車，將使國內之列車隧道進入另一嶄新局面。列車速度增快將可減少旅行時間，增加列車班次，而提高運載量。列車速度之提昇，將受限於列車動力系統及隧道活塞效應所產生之高壓力對旅客造成不舒服等因素。且國內軌道列車隧道與地下車站之規劃設計中，對於列車不同車速所造成之壓力強度列為重要分析項目之一，其關係到軌道列車設備之安全性及人員與旅客舒適度等。對於設施安全性因與設施之個別特性有關，在此將不予探討。而對於人員舒適度影響，主要為人員感官承受，世界各地所採用標準整理如下：

1. 日本新幹線興建標準^[1]，允許壓力最大值為1kPa，允許壓力之最大改變率為200Pa/s，而日本國道設備維修之標準將允許壓力最大改變率放寬為300Pa/s。
2. 英國鐵道局標準^[1]，單軌壓力最大變化為在4秒內2.5kPa，雙軌壓力最大變化為在4秒內3.0kPa，此標準應用於歐洲跨海隧道，及為德國、瑞士等國家採用。
3. 依據美國運輸部“Subway Environmental Design Handbook”^[2]之標準，在壓力大於等於每平方吋面0.1磅(689.4Pa)時，允許每秒在每平方吋面積受0.06磅(413.7Pa/s)之壓力變化率。

上述標準應與列車密封性等有關，單以壓力而言，以日本新幹線較為嚴格，而英國鐵道局之標準較為寬鬆，美國標準介於中間，國內目前對於列車隧道與地下車站都採用美國運輸部標準。

隧道內列車所引起之空氣流速將與隧道通風散熱效果等有關，早期興建軌道列車通風效果較差，引起隧道內溫度聚集上升，導致旅客不舒服。英國倫敦地鐵在炎熱的夏天，建議旅客採取如下步驟^[3]：1.隨身攜帶冰涼飲水(2005 年倫敦地鐵與飲水製造商於必要時刻在一些車站提供飲水，供旅客免費取用。)；2. 建議旅客在較長行程中，如有不舒服感覺時，於下一站出至地面呼吸新鮮空氣，或請求站務人員協助；3.列車行進中不隨意按下緊急停車鈕，避免列車於隧道中停滯，而在通風不佳情況下造成更多旅客不舒服之感覺；4.列車如果中途於隧道中停止，站務人員應快速協助旅客脫離隧道。倫敦地鐵之情況，可見隧道內通風之重要性。

隧道內之壓力與列車與隧道截面積比值、列車長度、隧道相關設施佈置及列車速度等有關，隧道內壓力為列車速度之平方比關係曾於下列文章中提及，如：Demmenie, E.A., Bruin, A.C. and Klaver, E.(1998)^[4], Henson, D.A. and Pope, C. W.(1997)^[5], Gawthorpe, R.G.(1991)^[1]及 SES^[2]等。本文不僅證實該關係之存在，更進一步找出壓力震盪週期與列車速度之關係、列車速度與隧道空氣流速之關係及壓力對時間變量之關係等，進而可以了解列車速度對於隧道通風效果之影響。

二、 分析模式介紹

列車於隧道內前進，在車頭、車尾及豎井等斷面變化處，產生較劇烈之三維流動現象，因此，本文直接採用商業模式 PHOENICS^[6]針對列車於隧道之行進進行模擬，並

藉以探討分析不同列車速度對軌道列車隧道壓力之影響。

PHOENICS 程式是由 ANSI Fortan77 編寫完成，為英國 CHAM 公司所開發的計算流體力學套裝軟體，可在微電腦、個人電腦及工作站上使用。此軟體主要可用來模擬單相和多相流場，以及熱傳、質傳、燃燒及化學反應等問題。其數值方法採用有限體積法(Finite Volume Method)將 Navier-Stokes 方程式離散化。網格系統除了直角座標及圓柱座標系以外，也可使用貼體(Body-Fitted)座標系統。對於局部變化劇烈的情況，也可以加入微細格點嵌入(Fine Grid Embedding)技術。

三、 模擬案例說明

假設在長隧道(隧道長度為 1000 公尺，隧道直徑為 5.6 公尺，將隧道下方 0.8 公尺高鋪平)，以分析隧道活塞效應之現象。隧道內設置壓力及流速之偵測點，位置為列車行進之中心線上每隔 50 公尺設置一監測點(兩端隧道口除外)，分別標示為 A1、A2、A3.....A18 及 A19。於距離隧道左方邊界 400m 處之隧道上方設置一面積 24m^2 之通風豎井，通風豎井高度為 4.5m。隧道氣流之起始狀態為靜止，並於入口處置放一列車，列車尺寸為 $144\text{m} \times 2.8\text{m} \times 3.5\text{m}$ 之矩形體，列車瞬間啟動至模擬速度。探討隧道因列車瞬間啟動引發波動之興起及其波動之傳遞，並模擬不同車速之列車通過隧道沿線之壓力變化情況。佈置示意如圖 1 所示。案例一、二及三之列車行車速度分別為 40 km/h、65 km/h(為正常營運速度)及 80 km/h 之情況。

四、 模擬結果及說明

列車以不同速度於隧道前進，其所產生之壓力波振幅勢必不同，而壓力波震動頻率則與隧道及其通風佈置等有關及與列車行進速度等相關。

案例一列車以 40 km/h 行進在偵測點產生之壓力震盪波歷線如圖 2 所示，因隧道起始之空氣為靜止，模擬列車採取瞬間啟動之情況，將產生一股強烈之壓力波，該波動往隧道下游傳遞，沿著隧道行進衰退緩慢^[7,8]，但受豎井邊界之影響明顯快速減弱，且僅有部分通過豎井繼續往下游傳遞。當列車通過豎井時，激起第二股壓力波，該波相較於第一股壓力波強度較弱。列車行進在偵測點之軸向速度變化如圖 3 所示，因列車相較於隧道斷面小，列車所推動之空氣將經由列車側邊往列車尾消散，各偵測點位於列車行進之中心線上，所以當列車距離偵測點較遠時，偵測點之速度將接近隧道斷面之平均速度，列車趨近偵測點時，偵測點流速快速地加速至與列車行進之速度相當，而當列車通過偵測點時，因尾流效應使偵測點流速大於列車行進速度，且隨著列車遠離而緩慢消退至幾乎為常數值。

案例二列車以 65 km/h 速度行進，在偵測點產生之壓力震盪波歷線如圖 4 所示，圖 4 中無論第一波(列車瞬間啟動產生)或第二波(列車通過豎井產生)壓力波其強度都較案例一之圖 2 強，且因列車速度較快，其波動發生之時間均較案例一之圖 2 提前，圖 2 與圖 4 之波動形狀非常接近。列車行進在偵測點之軸向速度變化則如圖 5 所示，因列車速度較案例一快，圖 5 速度波動時間較圖 3 提前，而其速度較圖 3 大。

圖 6 以案例二為例，展示列車通過豎井之流場情況。當列車瞬間啟動，列車車頭之

速度被推動且部分經由車身旁流向車尾，隨著列車進入隧道越深，車尾與車頭之速度漸漸被帶動至穩定。當車頭通過豎井前，列車車頭所推動之大部分氣流都經由豎井排放至大氣，而小部分氣流繼續流向隧道之下游。當列車車頭通過豎井時，在豎井下游之隧道空氣有漸被加速之現象。當列車車頭通過豎井後，車頭空氣速度漸次加快，且經由車身旁往豎井流動之氣流漸次變小。車尾已經通過豎井，車頭經由車身旁往後流動之氣流不再由豎井排至大氣，乃經由車尾之渦流再往前，此時車頭往前之流速又更大。當列車車尾通過豎井約 90 公尺後，車尾渦流後與豎井間之流動則發展成較穩定之流況。

案例三列車以 80 km/h 速度行進，在偵測點產生之壓力震盪波歷線如圖 7 所示，而列車行進在偵測點之軸向速度變化則如圖 8 所示，案例三之壓力與流速對案例一或案例二之比較將與案例一與案例二比較之結果相同。

圖 2、圖 4 與圖 7 比較發現，壓力波之震盪頻率與車速正比相關，但其振幅則為列車速度平方比之差異。上述結果更可以清楚在各列車速度所引發之壓力波動比較，不同列車速度在偵測點 A9 之壓力變化如圖 9 所示。圖 9 之結果再以正常營運速度 65 km/h 之結果為基礎，將列車行進速度 40 km/h 及 80 km/h 在偵測點 A9 之壓力與列車速度平方比值與列車行進速度 65 km/h 之壓力與列車速度平方比值比較，並將時間軸以列車車速比例進行轉換，其結果如圖 10 所示。圖 10 可以發現其比值接近於 1，而偏離 1 較大處其壓力之分母值非常小，所以在比較計算結果時產生較大之差異，但仍相當接近 1。而壓力對時間變化量之改變為列車行車速度之三次方倍。

由圖 3、圖 5 及圖 8 比較發現，軸向速度變化趨勢相同，但其改變幅度為速度比值。上述結果更可以由各列車速度所引發空氣速度比較得證，不同列車速度在偵測點 A9 之流速變化如圖 11 所示。圖 11 之結果，以列車行進速度 65 km/h 之結果為基礎，將列車行進速度 40 km/h 及 80 km/h 在偵測點 A9 之空氣流速與列車速度比值與列車行進速度 65 km/h 之空氣流速與列車速度比值比較，如圖 12 所示。由圖 12 結果，可以證實隧道內空氣流動速度與列車車速成正比，而流速之改變時間與列車車速成反比。

五、 結論

1. 隧道內壓力波產生主因為列車快速移動，造成空氣壓縮或膨脹之效果。
2. 通風豎井設置，將降低列車行進至通風豎井間之壓力，排放列車行進產生活塞效應所推動之流體。列車通過通風豎井，進入下一段隧道(或車站)時，產生另一股壓力波。
3. 本文為減小模擬區域，假設列車為瞬間啟動，實際上列車並不為瞬間啟動，因此瞬間啟動所產生之壓力波並不存在。
4. 列車通過豎井所產生之壓力波，與豎井面積及長度等有關^[9]，本文主要為觀察列車速度與壓力關係，且因採用之豎井長度較一般實際豎井短，致使列車通過豎井產生壓力驟昇現象，當列車速度較快時無法滿足人員及旅客舒適度要求。
5. 列車於隧道行進所造成之壓力波振幅與列車速度平方成正比，壓力對時間之變化為列車行車速度之三次方比。列車於隧道行進所造成之壓力波週期與列車速

度成反比。列車車速對壓力波強度有重大影響。

6. 壓力波在隧道內以音速傳播，音速遠較列車運行速度快，壓力波遭遇邊界(隧道出口、豎井出口、移動之列車、隧道段面變化等)，產生滲透波及反射波，在隧道內交互作用。
7. 隧道內空氣流動速度與列車速度成正比，速度改變之時間與列車速度成反比。因此，活塞效應之通風效果受列車車速影響較小，列車車速慢時其流速較小，但列車推動空氣之時間變長。
8. 長隧道軌道列車運行之壓力與風速模擬，僅需要擇定具代表性之車速進行模擬，其他車速之結果則可運用相對關係獲得，可節省研究與分析之時間。

參考文獻

1. Gawthorpe, R.G.,(1991), "Pressure Comfort Criteria for Tunnel Operations", Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels, pp. 173-188, British Railways Board.
2. US Department of Transportation, (1999), "Subway Environmental Design Handbook", Volume I, Principles and Applications, Washington.
3. 倫敦地鐵網站：<http://www.tfl.gov.uk/tube/>
4. Demmenie, E.A., Bruin, A.C., Klaver, E., (1998), "Experimental pressure wave research at NLR for high-speed rail tunnels", NLR-TP-98375, National Aerospace Laboratory, Nationaal Lucht-en Ruimtevaartlaboratorium,.
5. Henson, D.A. and PoPe, C. W.,(1997), "The alleviation of pressure transients in a main line railway tunnel", BHR Group 1997 Vehicle Tunnels.
6. Concentration, Heat & Momentum Limited (2003) "Phoenix Documentation, (Version3.5.1)".
7. Vardy, A.E. and Hwang, K.L.(1991) "A Characteristic Model of Transient Friction in Pipe", Jou. of Hyd. Res.
8. Vardy, A.E.; Hwang Kuo-Lun And Brown James M. B. (1993) " A weighting function model of transient turbulent pipe friction", Jou. of Hyd. Res.
9. 黃國倫，(2005)，"列車運行於長隧道時豎井面積及長度對隧道通風及壓力之影響"，九十四年電子計算機於土木水利工程應用研討會論文集(II)，pp79-84，國立成功大學，台南。

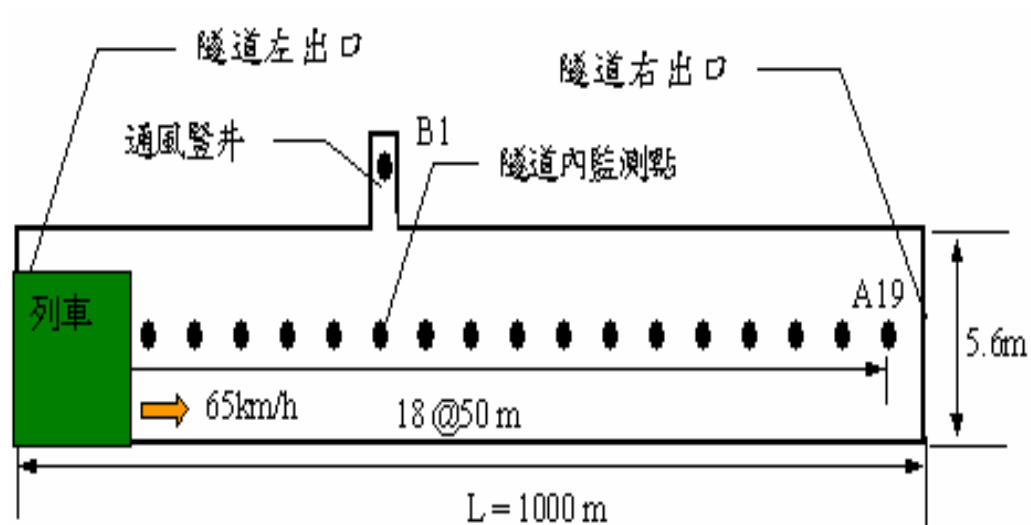


圖 1. 模擬隧道及列車之示意圖

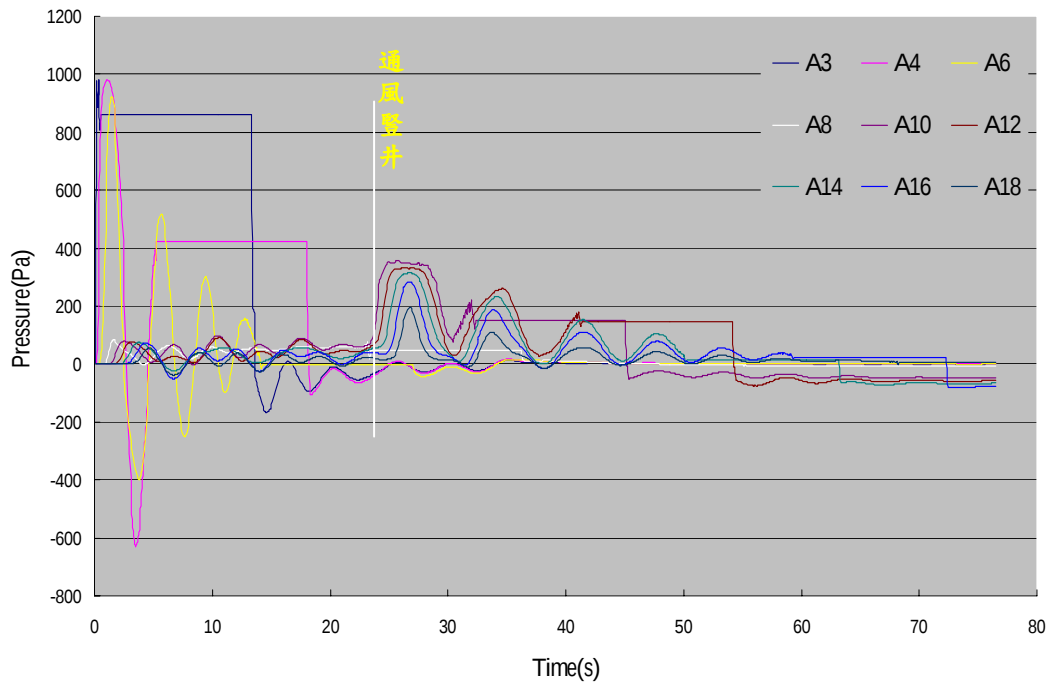


圖 2 列車通過有通風豎井之隧道壓力變化圖(車速 40 km/h)

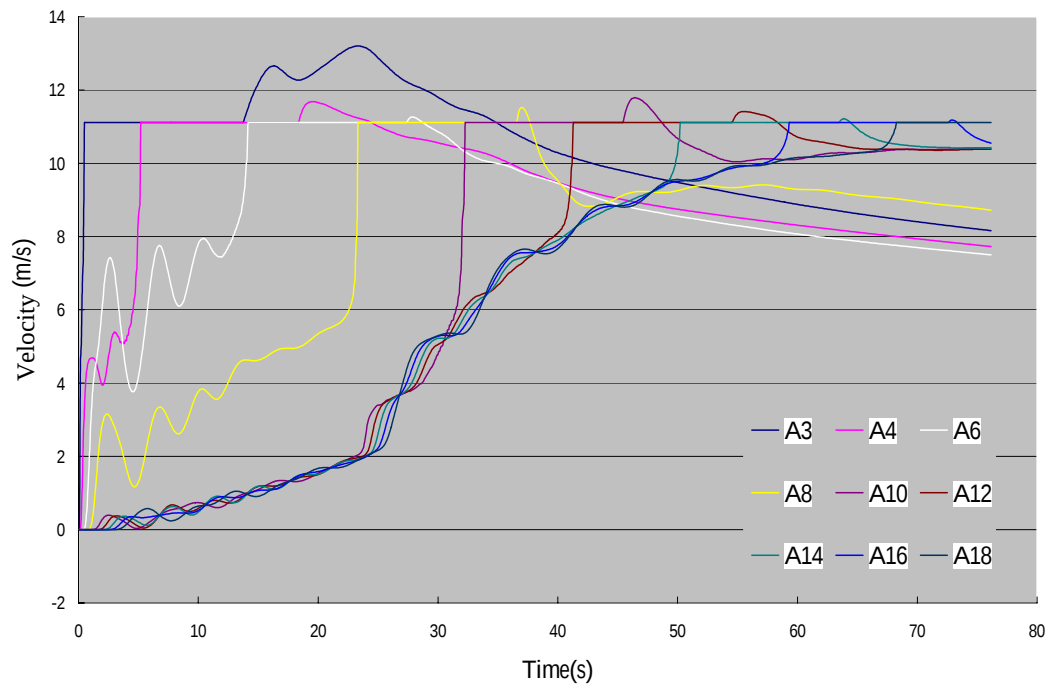


圖 3 列車通過有通風豎井之軸向速度變化圖(車速 40 km/h)

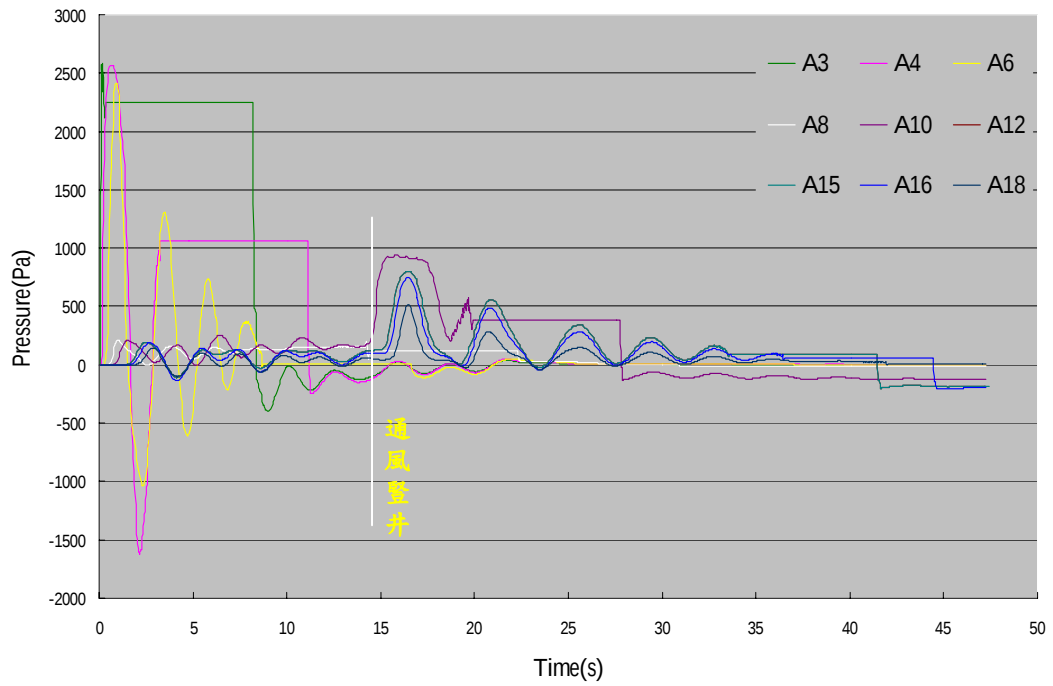


圖 4 列車通過有通風豎井之隧道壓力變化圖(車速 65 km/h)

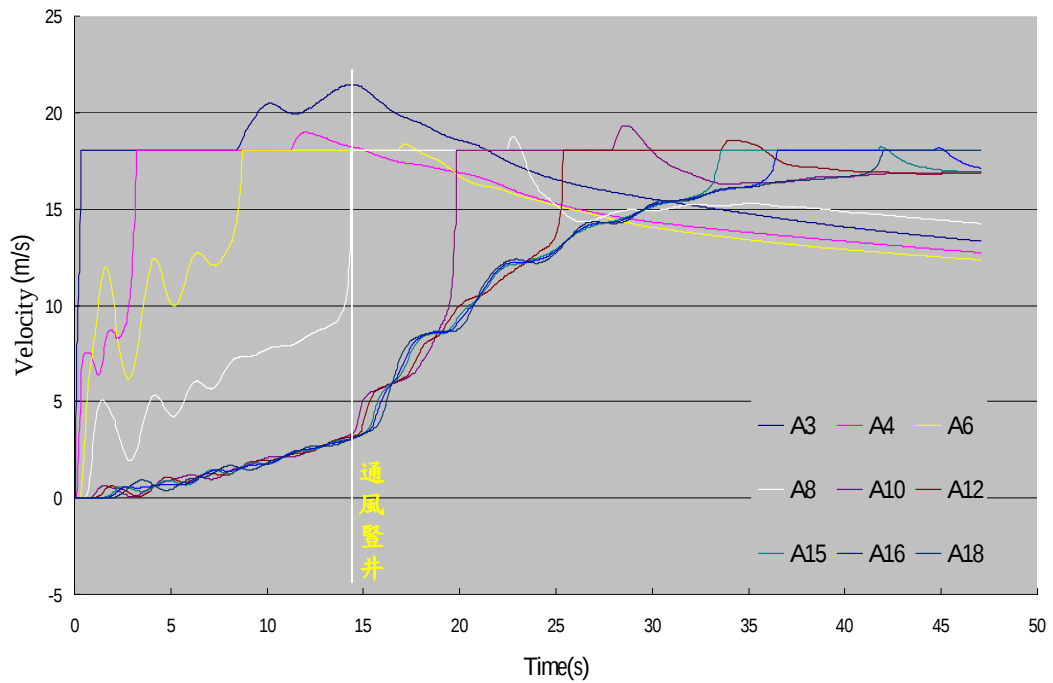


圖 5 列車通過有通風豎井之軸向速度變化圖(車速 65km/h)

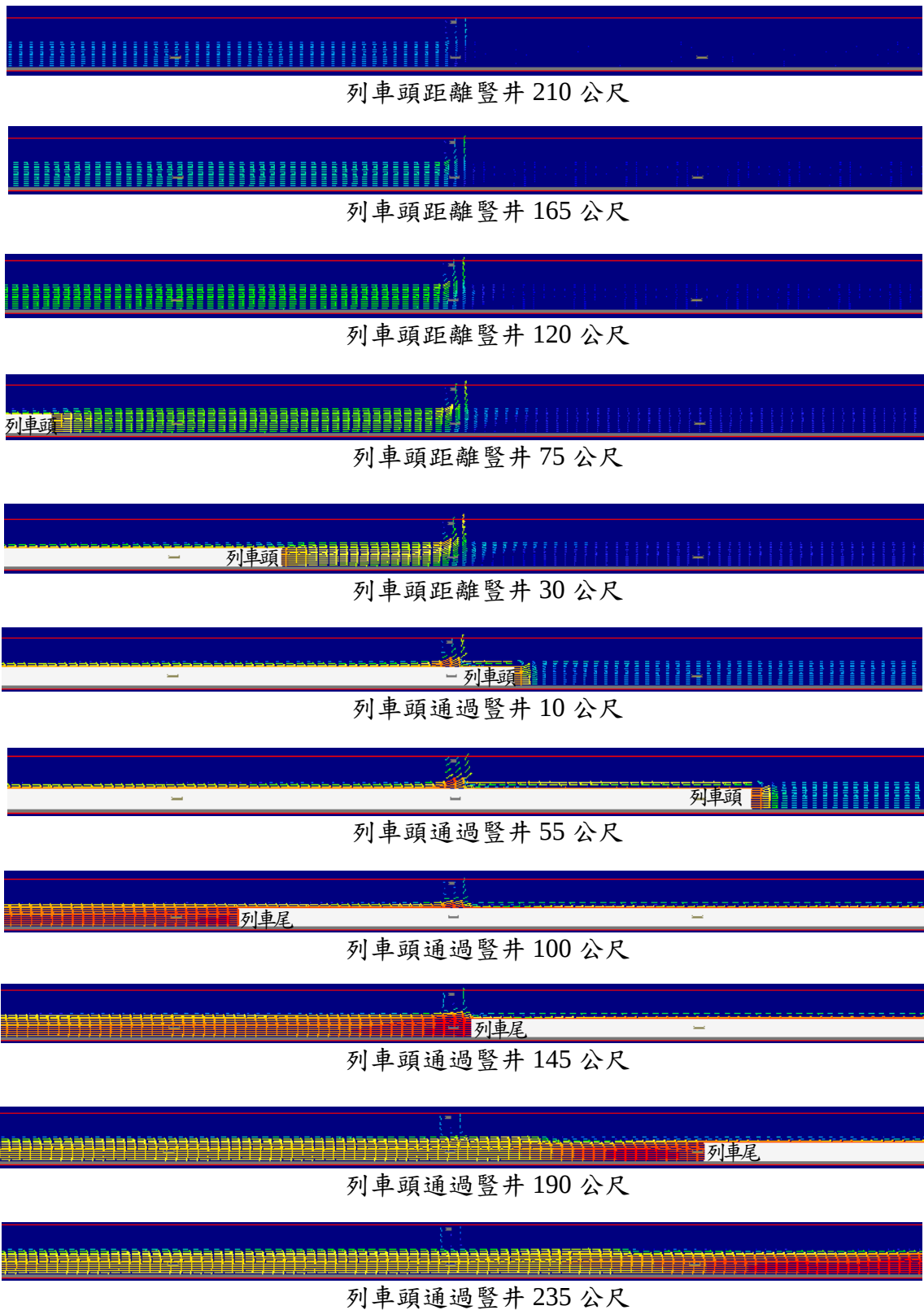


圖 6 列車以時速 65 Km/hr 通過豎井之流場情況

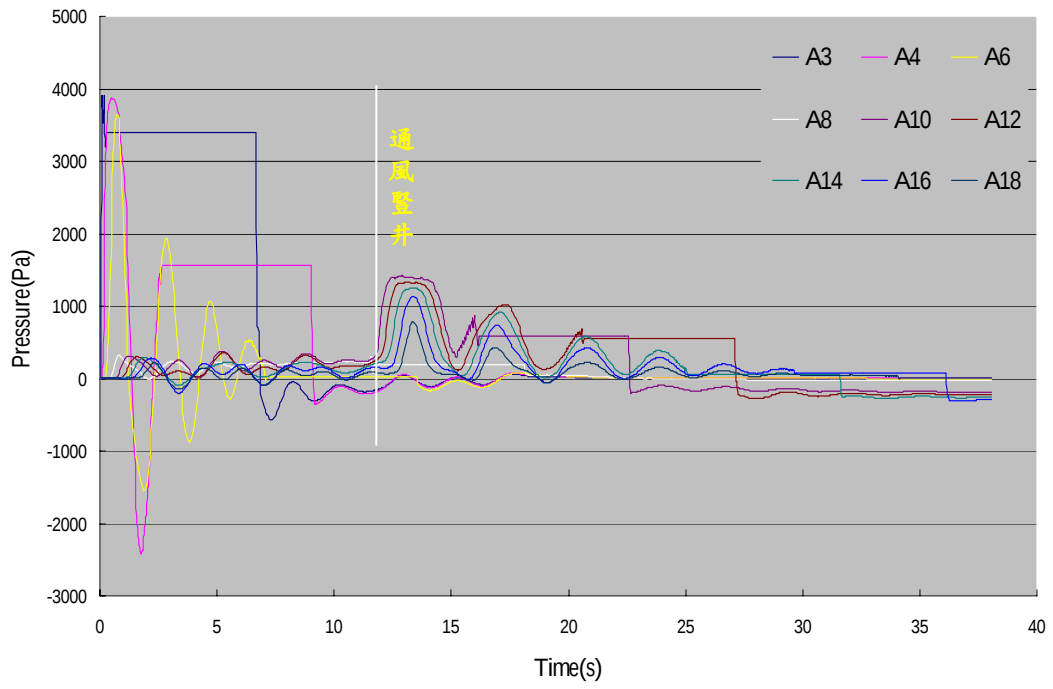


圖 7 列車通過有通風豎井之隧道壓力變化圖(車速 80 km/h)

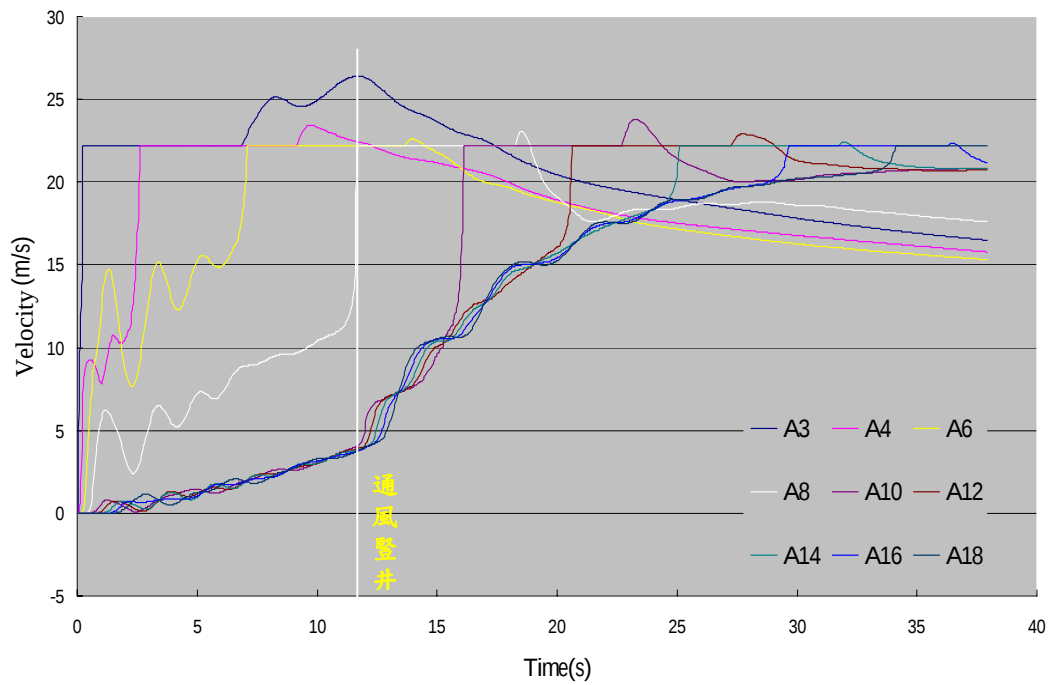


圖 8 列車通過有通風豎井之軸向速度變化圖(車速 80 km/h)

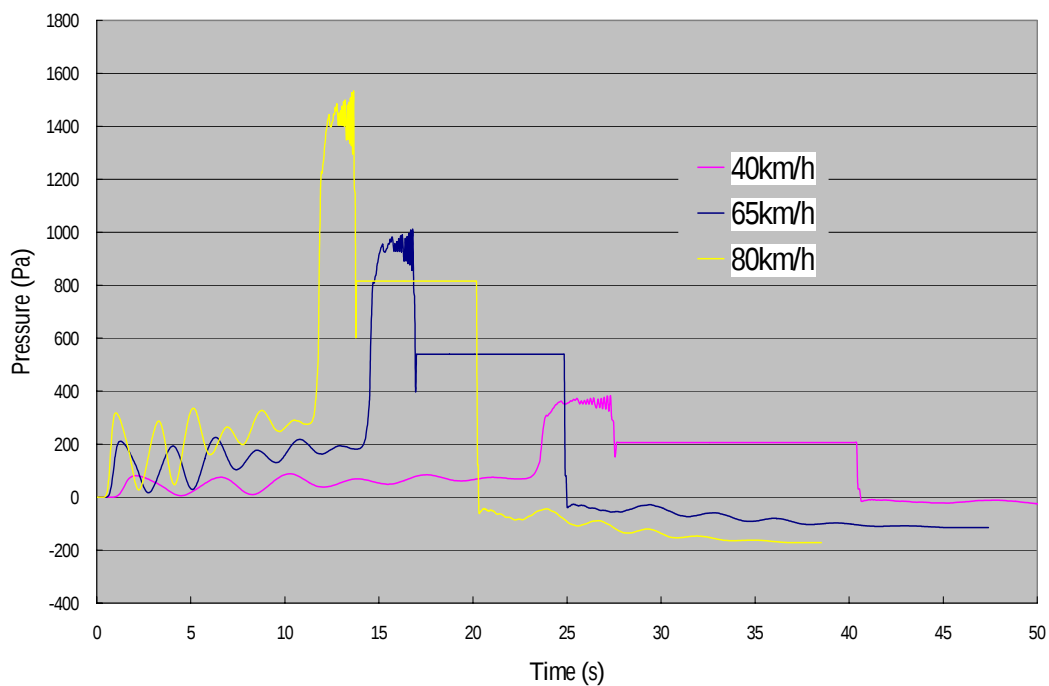


圖 9 不同列車速度在偵測點 A9 之壓力變化圖

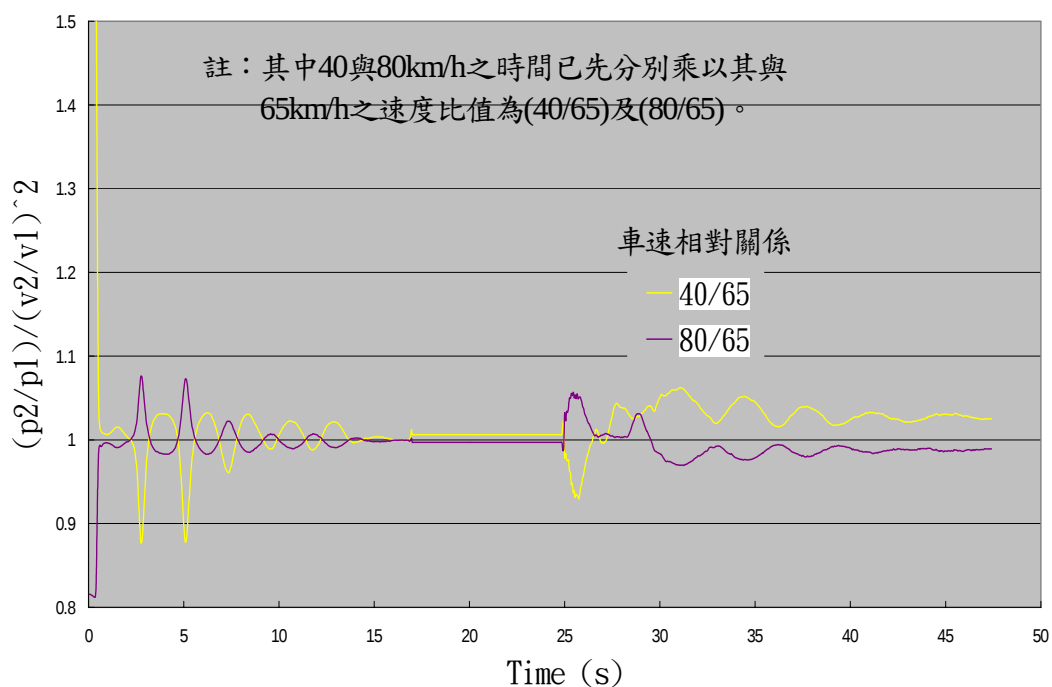


圖 10 不同列車速度在偵測點 A9 之壓力比比較圖

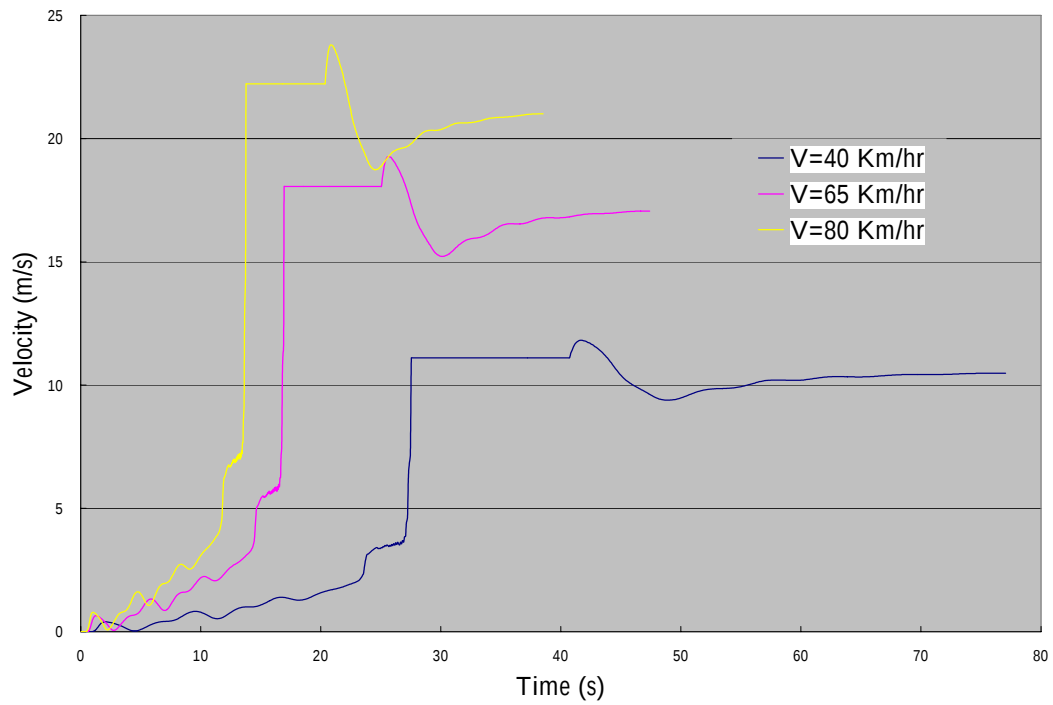


圖 11 不同列車速度在偵測點 A9 之速度變化圖

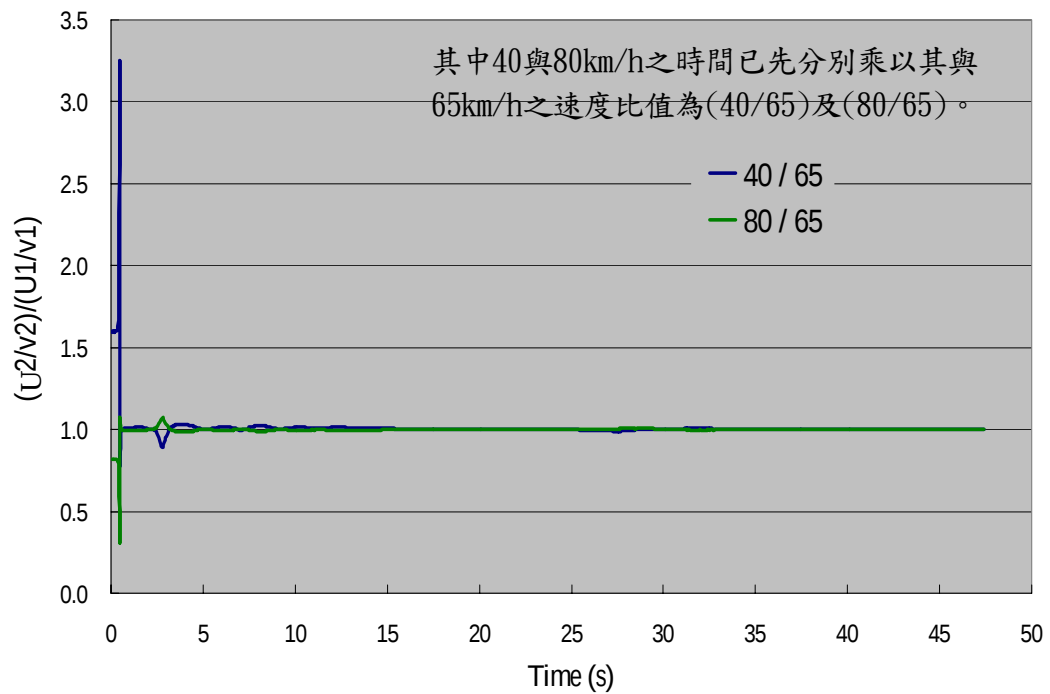


圖 12 不同列車速度在偵測點 A9 之速度比比較圖

複雜地形之風洞試驗與數值模擬分析 CFD Simulation and Wind tunnel test of air flow over complex terrain

林金賢¹、張正興²、鄭啟明³

1. 淡江大學水資源與環境工程學系博士班
2. 淡江大學土木工程學系專任助理教授
3. 淡江大學土木工程學系專任教授

摘要

本研究主要針對東部公路和平至新城段複雜地形風場的評估工作，其地形主要包括：高山地形、穿越數個東西向河谷、高架段之橋樑、路工段之路堤等；此段的風場都會產生氣流渠化現象可能造成流場局部加速效應都需加以考量考慮。本研究將藉由淡江大學物理風洞模擬做詳盡之分析，以獲得正確的風速分佈。

至於複雜地形之數值模擬分析：先將地形高程資料匯入前置地形繪圖軟體 gambit 2.1 中，進行網格繪製與邊界條件設定，最後利用計算流體力學 fluent6.1 進行複雜地形進行風場的模擬分析。本研究最後將風洞物理模擬與計算流體力學數值模擬間之比對，以確認數值模擬之正確性。

關鍵詞：複雜地形、風洞試驗、數值模擬

Abstract

This paper evaluated the effects of complex terrain of the Taiwan's east highway by using CFD and wind tunnel simulations. The complex terrains include high mountains, river valleys and bridges. The result of CFD for air flow over complex terrain revealed that affects of the channel phenomenon and some acceleration regions due to the influences of topographical variation. Results of wind tunnel test from Tamkang University were used to validate the CFD predictions for average wind speed.

When using computational Fluid Dynamics for evaluating the flow over complex terrain, the GIS data of topography were important and well treat needed. These cooked data were imported to the pre-processors of CFD, GAMBIT, to generate the geometries and grid. Finally FLUENT 6.1 software was used to simulate the flow distribution over complex terrain. Comparisons of the wind tunnel test and CFD shows the good agreements for average wind speed distribution.

Keywords: complex terrain, wind tunnel test, CFD

一、前言：

計算流體力學(Computational Fluid Dynamics)是藉由電腦來模擬流體運動過程的一門學問，其內容主要是流體力學、數學、數值方法及電腦科技等的整合，而應用範圍也非常廣，航太、汽車、船舶、土木、機械、化工、醫工、電子、材料、大氣與海洋等均涵蓋在內，例如飛機與汽車之外形設計，各類引擎燃燒室及冷凍空調系統設計，空氣及水污染物擴散預測，建築結構物如超高大樓及橋樑等受風及水流的影響，心臟與血管內的血流流動，高速火車進出隧道的噪音題等，都可利用計算流體力學來研究與解決這些問題。[1]

二、文獻回顧：

Kim, Boysan [2] 於之 1999 年的研究中，挑選了 standard、realizable、 $RNG\ k-\epsilon$ model 與 RTSM model 等紊流模式進行二維山丘模擬時，與實驗結果比較後發現 RTSM model 之預測結果較佳；然而透過三維矩形斷面之鈍體進行模擬時卻是 realizable $k-\epsilon$ model 較接近於實際量測值。多數研究中概略的比較後，似乎以應用在大尺度渦旋模擬 LES(large eddy simulation)的 SGS model 可用之範圍最廣，但其最大的缺點就是計算量最大，因此求解時耗費的時間也最多。傳統使用之 standard $k-\epsilon$ model 雖是模擬精度較低的模式，僅在模擬渠流或管流等簡單流場時，能輕易得到滿意的答案。其最大的優勢就在於可於短時間內快速得到概估的流場特性，可謂之簡單而完整。

在建築物週遭行人風場的模擬方面，He, J., & Song, C.C.S., [3]進行了台北某地區之大樓週遭風場模擬，其使用了以弱壓縮流(weakly compressible flow)方程式為基礎之 LES model 進行都市區域之模擬。但由於採用這種模擬方式為非穩態計算，故求解時間必隨著方程式計算量之增加而增加。

另外，Uchida, T., Ohya, Y., [4]則於 1999 年在日本地區兩座 1000m 以下的小山之間做過大區域的氣候現象模擬。

三、風洞試驗：

東部公路穿越許多特殊地形，其中以狹長河谷及地形變化劇烈處如隧道之出入口處較易發生流場渠化或氣流渦旋之現象。為確定本案公路預定路線所可能發生此類問題之區域，先依空照圖及地形圖初步判斷可能之區域，再抵現場做實地之探勘。同時對圖面資料不足之處以數位相機與攝影機做進一步紀錄，作為為風洞試驗地形模擬之參考。

本中心經現地勘查及探訪結果後，並考量各處之常年風速以及是否有隧道之進出口，進行風洞試驗。本文章主要針對和仁站旁、大清水溪口此區域進行風洞試驗。

風洞物理模擬實驗首先製作狹長河谷之地形縮尺模型，其大小依模擬範圍內平均山脈高度與風洞試驗段尺寸之比例而定。經考量後決定縮尺為 1/2000。模擬範圍為以高速公路為中心，半徑 3 公里內之地形。地形模型與現地之比較圖如圖 1 及 2 所示。此模型位於和仁站旁、大清水溪口，標記處為隧道之進出口處。

本試驗訂為 1/2000 縮尺，吾人可以得到在風洞內所模擬之邊界層應該約為 15cm

高。經設置邊界層模擬設置後，實際邊界層高度為 16-17cm，風速剖面指數律，指數 α 值約為 0.18，圖 3 所示順風方向之平均流速隨高度變化之剖面曲線。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，所量測的各個地表風速必須對一穩定的參考風速作無因次化。

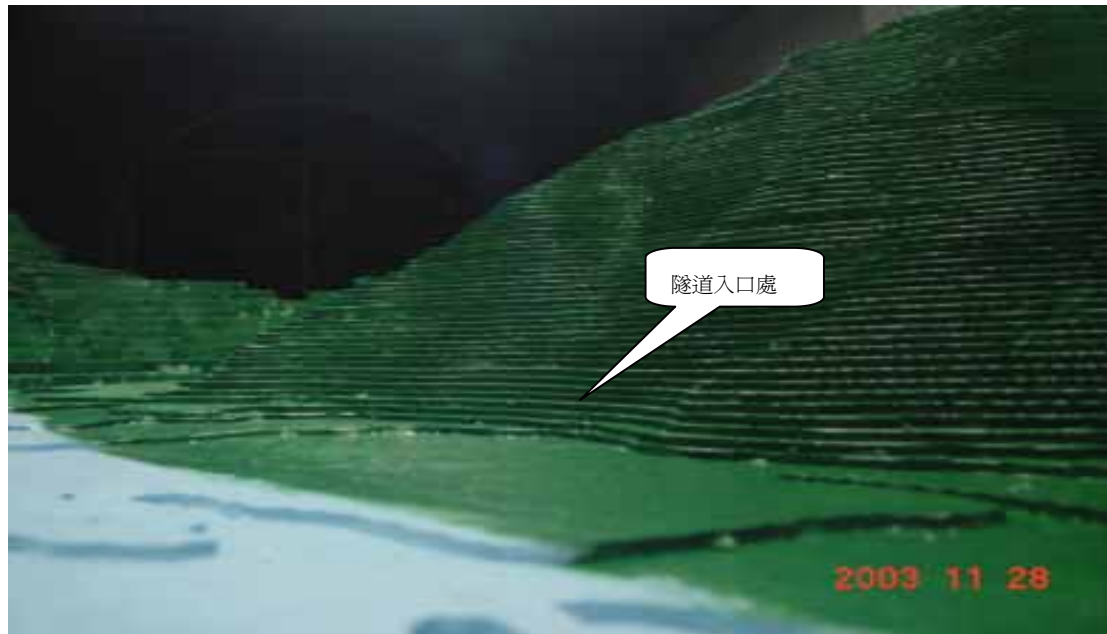


圖 1 風洞模擬之大清水溪口地形模型



圖 2 大清水溪口現場地形

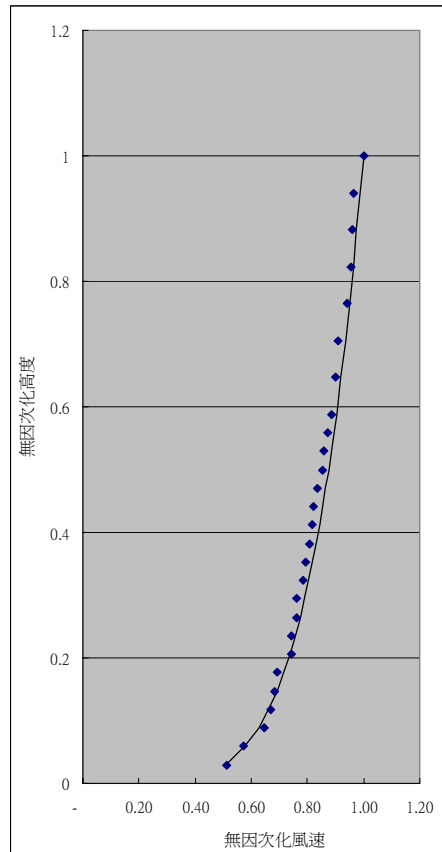


圖 3 模擬濱海地形邊界層之風速剖面 ($\delta = 17\text{cm}$, $\alpha = 0.18$)

四、數值模擬分析：

東部相關的地形資料是由中興工程顧問公司提供 40 公尺x40 公尺解析度的地形資料庫。由於所給的資料相當龐大，為了減少每次擷取資料於必須花費相當多人力與時間；所擷取資料必須經過計算，將縮尺縮至 1：2000。一區域地形必須進行 6~7 種不同風向的模擬，因軟體限制之下，某些地形必須擷取較大面積進行繪圖的工作。為了解決此問題，本計劃撰寫了 EXCEL for VBA 簡單介面程式，可以快速地取得地形資料庫中資料擷取與正確的比例縮尺。如圖 4 所示：可以輸入不同比例縮尺並且分別輸入 X、Y 軸擷取範圍，所擷取的資料經過過比例縮尺後所得到新的 X、Y 座標與高度，再進一步將資料排序，以方便數值模擬之前處理軟體 gambit 讀入，可參閱指引手冊。[5]

利用實驗所量測出高度與亂流強度、高度與風速之間關係進行迴歸分析。將輸入固定模擬的風速 10 (m/sec)、 α 值為 0.18、 δ 值為 17 公分；最後給予 FLUENT6.1 所輸出 X、Y、Z 相對位置的檔案路徑，程式將會輸出包括速度剖面、 κ （動能、Turbulent Kinetic Energy）以及 ε （黏滯消散率、Viscous Dissipation Rate），在文獻[6]中， κ 、 ε 兩個變數可依下列經驗公示來表示：

$$k = \frac{3}{2}(TI)^2 \quad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{U_*^3}{Ky} \quad (2)$$

TI :紊流強度

K :von Karman constant 值為 0.4

U* : 摩擦速度(m/s)

模擬過程如下，地形資料匯入 gambit 軟體後，在 gambit 軟體中將先建立長度 5 公尺、寬度 5 公尺、高度為 2 公尺四方體，將四方體分別旋轉 22.5、45、67.5 度，緊接著利用平面將大的四方體切成長度 3 公尺、寬度 3 公尺、高度為 2 公尺，最後進行網格繪圖與邊界條件的設定工作，如圖 5。

經由 gambit 前處理後，將 mesh 檔案讀入 fluent6.1 中；為了與風洞實驗室之間的比較，利用實驗所量測出高度與亂流強度、高度與風速之間關係在 fluent6.1 中讀入在不同高度下速度的變化並且加入 $k-\varepsilon$ 紊流模式，其不同紊流模式之間的差異性，可參閱文獻[7]。

在圖 5 中，將 gambit 輸出 mesh 檔案，直接讀入 FLUENT 6.1。為了增加地形網格密度，將每一網格切成四等分並且在速度梯度較大的地方切割更細的網格以減少計算的誤差，如圖 6，詳細參數與設定請參考指引手冊[8]。

UserForm2

左下角X座標：	322765.313	121 度	43 分	00 秒
左下角Y座標：	2684752.5	24 度	16 分	00 秒
右上角X座標：	331173.68	121 度	48 分	00 秒
右上角Y座標：	2694028.5	24 度	21 分	00 秒
模擬半徑：	3000 公尺	121 度	45 分	36.5 秒
模擬比例：	1:2000	24 度	18 分	49.7 秒

中心點的座標

X軸開始	-1500	Y軸開始	-1500
X軸結束	1500	Y軸結束	1500

確定 取消

圖 4 地形資料擷取與分析

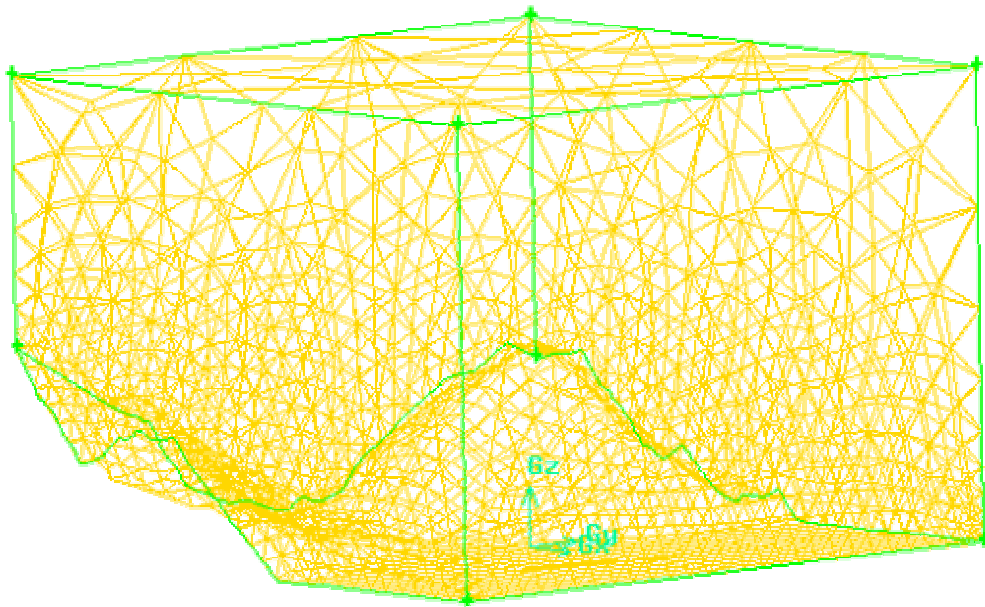


圖 5 Gambit 網格繪製與邊界條件設立

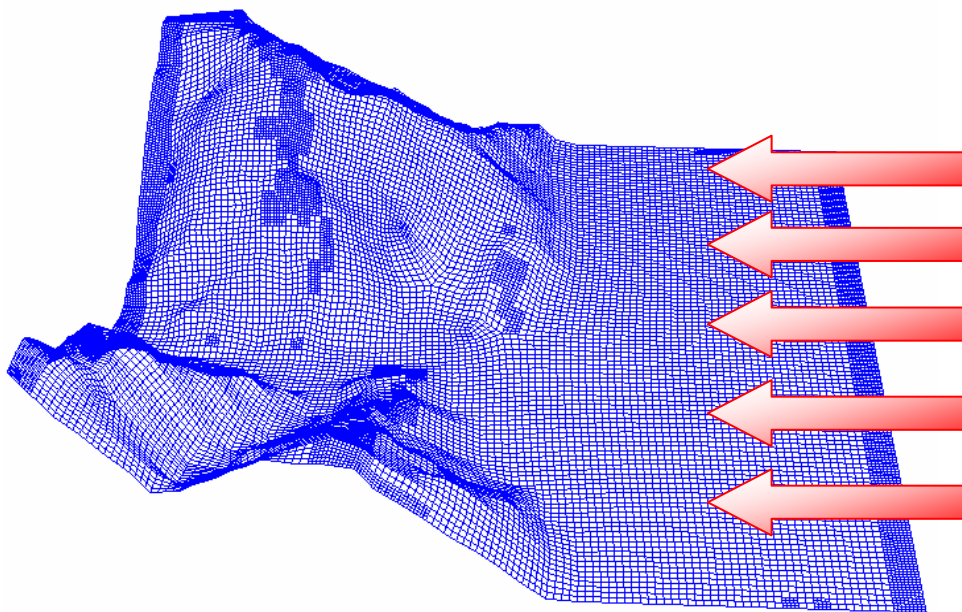


圖 6 網格細化

五、結論：

位於和仁站旁、大清水溪口之高架路段，其量測位置主要位於跨越良里溪之高速公路高架路段上，沿線包括隧道出入口共佈五個風速量測位置。量測風速剖面，觀察此沿線風速變化情形。經觀察該處地況，採取試驗風向為東北東風、東風、東南東風、東

南風等四個風向。

試驗結果如圖 7~10 所示，由圖 7 及 8 中，可知當風向為東北東風及東風時，因氣流受山勢阻擋而導致公路沿線風速皆較逼近流風速低。而由圖 9（東南東風）、圖 10（東南風）與逼近流比較，風速皆有加速的現象。而靠近山壁處風速加速狀況較明顯，如位置 A 及 E，越靠近河谷中央，則加速現象遞減，如河谷中央位置 C，加速狀況較不明顯。而且位置 A 因其上風處有山坡阻擋以致風速隨高度變化較劇烈。

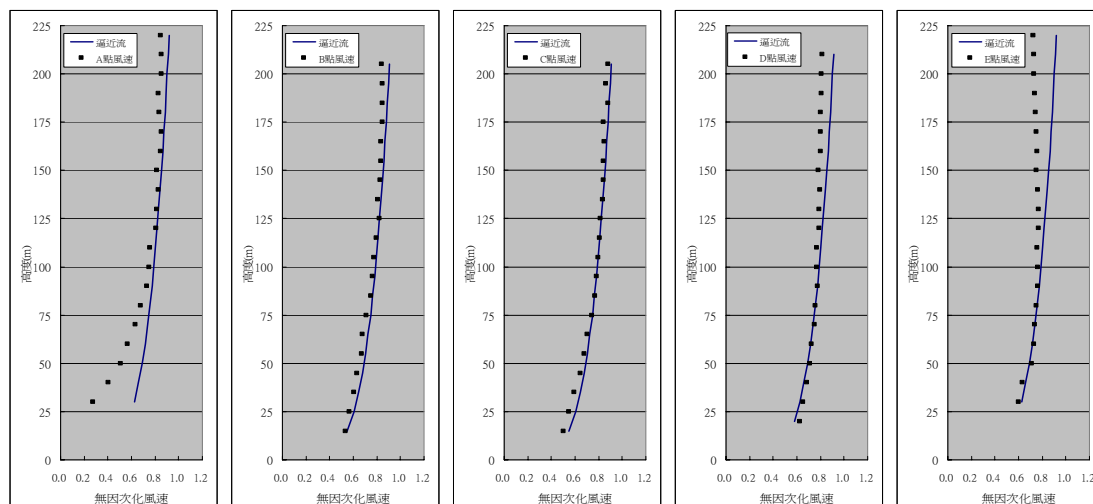


圖 7 東北東風各測點風速剖面

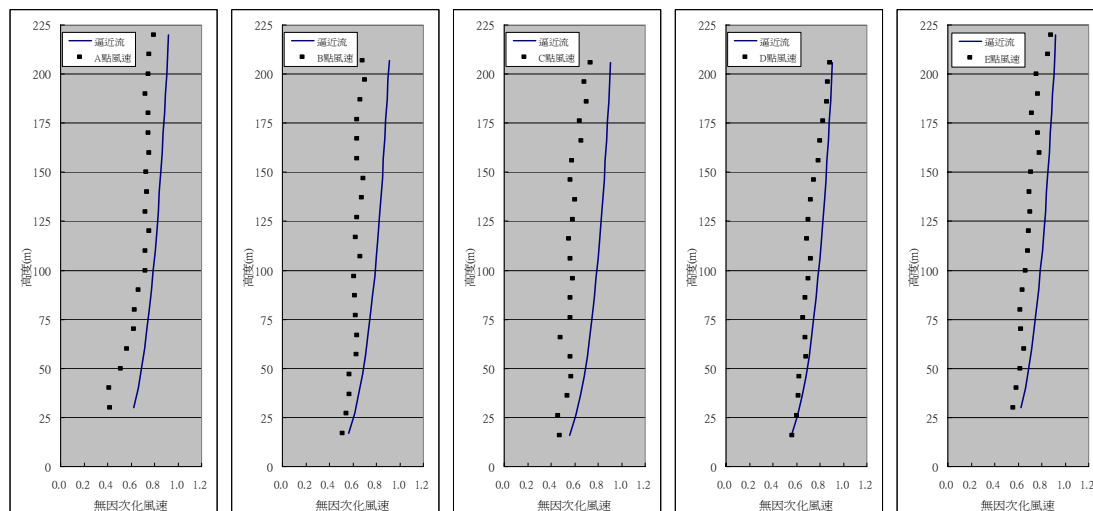


圖 8 東風各測點風速剖面

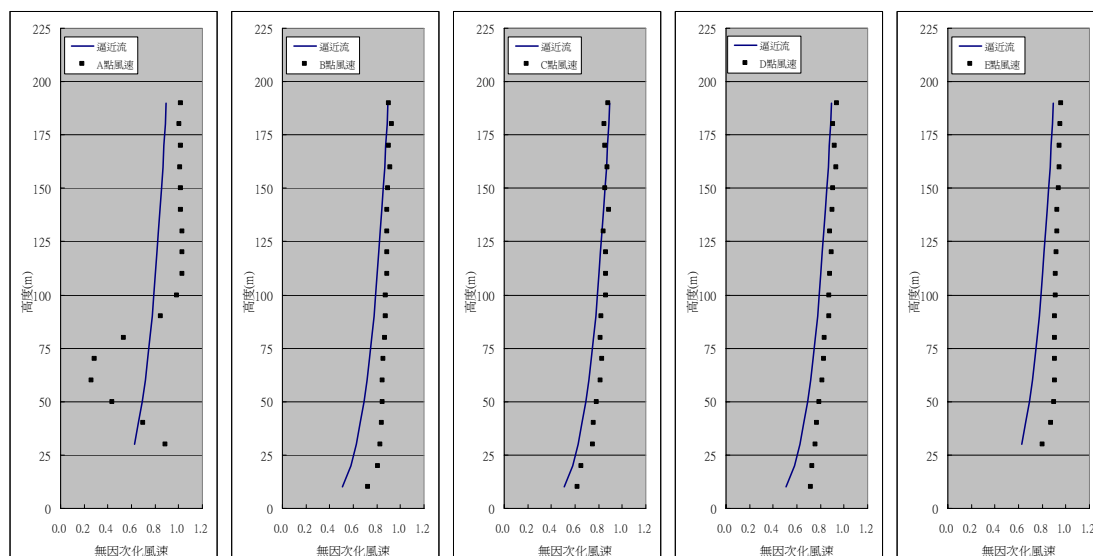


圖 9 東南東風各測點風速剖面

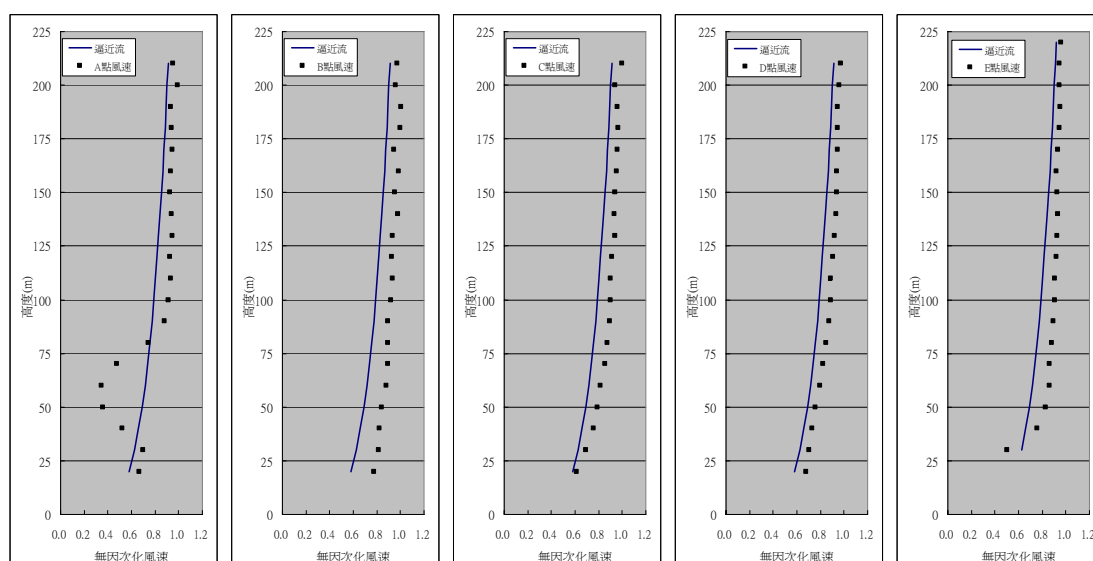


圖 10 東南風各測點風速剖面

在圖 11 為高架路段在河谷的預定位置，若以預定路段為 X 軸，高度為 Z 軸，所形成之 $X-Z$ 平面上繪出等風速線，則將如圖 13 所示。為描述方便起見，與風洞模擬試驗相同，我們將高架路段靠南方之隧道進出口訂為 A 點，靠北方之隧道進出口訂為 E 點(如圖 12)。

圖 12 中，可以明顯地看出越靠 A 點速度梯度越大，也就是說靠近 A 點速度隨高度變化狀況較大；在同一高度而言，在 A 點的風速會較高架路段其他地方來的高，因為 A 點的山勢坡度較大故其風速加速行為較明顯，而往 E 點移動速度梯度越小，此趨勢大致

符合風洞模擬結果。

在風洞試驗，主要是針對較特殊之地形，訂定數個位置去量測風速狀況，但因量測儀器有限，無法全面得到所有沿線的資料，所以將以數值模擬來補齊資料之不足。由以上模擬可知，本路段在此風向，最大的風速應會在靠南方之隧道進出口產生。

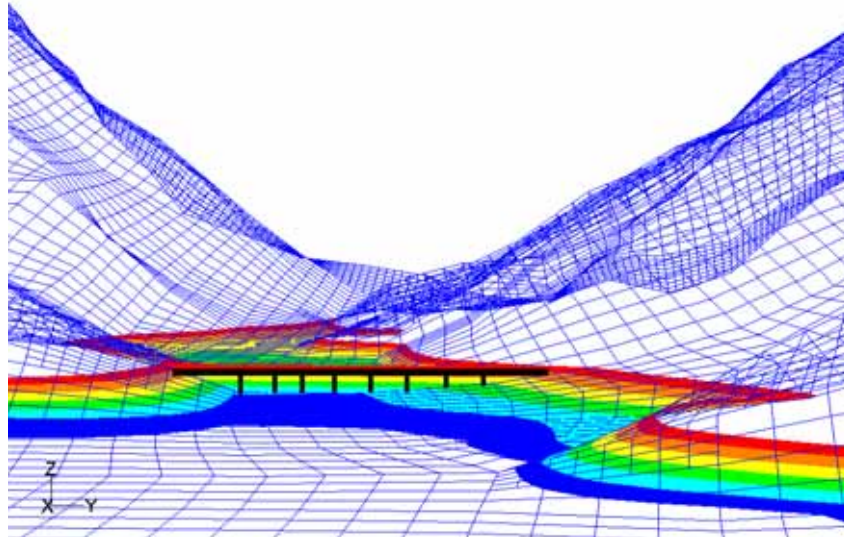


圖 11 預定高架路段位置

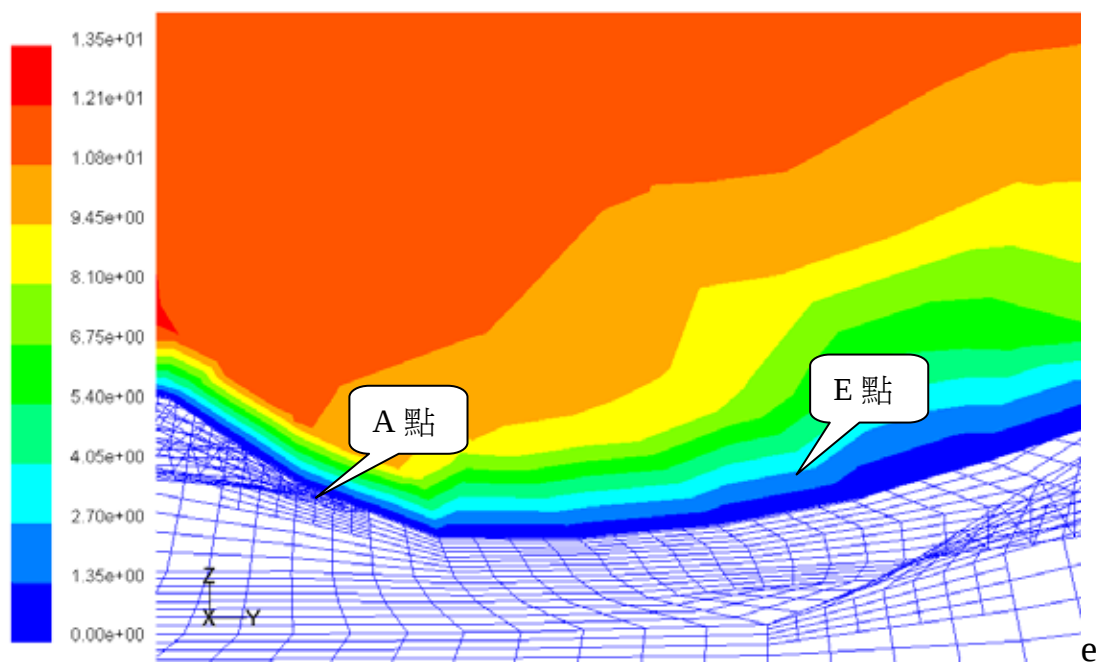


圖 12 公路沿線風速分佈圖

六、參考資料：

1. FLUENT 6.1 Users Guide,” <http://www.fluent.com> (2004)
2. Kim, S.E., Boysan, F., Application of CFD to Environmental Flows, Journal of Wind Engineering Industrial Aerodynamics, 81, pp.145-158. (1999)
3. He, J., & Song, C.C.S., ”Evaluation of Pedestrian Winds in Urban Area by Numerical Approach”, Journal of Wind Engineering Industrial Aerodynamics, 81, pp295-309 (1999)
4. Uchida, T., Ohya, Y., ”Numerical Simulation of Atmospheric Flow over Complex Terrain”, Journal of Wind Engineering Industrial Aerodynamics, 81, pp283-293 (1999)
5. GABIT 2.16 Users Guide,” <http://www.fluent.com> (2004)
6. C.H Chang, R.N Meroney, “Numerical and physical modeling of bluff body flow and dispersion in urban street canyons”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 89(2001) 1325-1334
7. S.E Kim, F Boysan, “Application of CFD to Environmental Flows”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 81(1999) 145-158.
8. ”FLUENT 6.1 Users Guide,” <http://www.fluent.com> (2004).

利用多孔隙介質功能進行風場通過植栽之行為模擬

Computational Fluid Dynamics Simulation of Pedestrian Wind in Urban Area with the Effects of Tree

張正興¹ 潘家銘²

1. 淡江大學土木工程學系

2. 淡江大學風工程研究中心

摘要

都市中通常會在道路與建築物周圍種植行道樹以達到美化, 環保或為降低風速、防止陽光直射...等特殊目的而進行植栽。由於在建築物週遭栽種樹木時, 經過植栽後之風場會有相當程度的改變。一般來說植栽對環境風場會造成的影響有遮擋、過濾、導引、偏向等作用, 可能在某些風速較大之區域有效地降低風速。傳統數值模擬方式中為了簡化計算過程, 往往忽略了某些將對風場造成影響的要素, 其中最明顯的例子就是建物週遭栽種的植物影響。

因此在行人環境風場進行數值模擬時, 為盡量降低模擬結果的誤差, 仍舊有將植栽效應納入考量的必要性。先前已有人嘗試在計算域中以障礙物之形式加入植栽, 以考慮植栽對環境風場所造成的影響, 但在植栽週遭複雜的網格處理上一直有著很大的障礙。對於這一點, 本研究嘗試利用”多孔隙介質”取代以障礙物之設置來進行植栽的模擬。經過數值模擬出的結果與風洞試驗結果比較之後, 結果顯示透過多孔隙介質參數的調整能夠達到預期的效果, 更能大幅降低網格數與計算時間。

關鍵詞：行人環境風場，多孔隙介質，計算流體力學

ABSTRACT

The purpose of this paper is to find a more accurate method to evaluate pedestrian wind by computational fluid dynamics approach. Previous computational fluid dynamics studies of wind environmental problems were mostly performed by simplified models, which only use simple geometric shapes, such as cubes and cylinders, to represent buildings and structures. However, to have more accurate and complete evaluation results, various shapes of blocking objects, such as trees, should also be taken into consideration. The aerodynamic effects of these various shapes of objects can decrease wind velocity and increase turbulence intensity. Previous studies simply omitted the errors generated from these various shapes of blocking objects. Adding real geometrical trees to the numerical models makes the calculating domain of CFD very complicated due to geometry generation and grid meshing problems. In this case the function of Porous Media Condition can

solve the problem by adding trees into numerical models without increasing the mesh grids. The comparison results between numerical and wind tunnel model are close if the parameters of porous media condition are well adjusted.

Keywords: *CFD, Porous Media Condition, Pedestrian wind, Wind Tunnel*

一、前言

在過去建築物週遭行人風場的模擬上，He, J., & Song, C.C.S., [1] 進行了台北某地區之大樓週遭風場模擬，使用了以弱壓縮流(weakly compressible flow)方程式為基礎之 LES model 進行都市區域之模擬。另外，Uchida, T., Ohya, Y., [2] 則於 1999 年在日本地區兩座 1000m 以下的小山之間做過大區域的氣候現象模擬 (如 Fig.1)。都市中通常會在道路與建築物周圍種植行道樹，經過植栽後之風場會有相當程度的改變。一般來說植栽對環境風場會造成的影響有遮擋、過濾、導引、偏向等作用，可能在某些風速較大之區域有效地降低風速。

因此在行人環境風場進行數值模擬時，為盡量降低模擬結果的誤差，仍舊有將植栽效應納入考量的必要性。在 Murakami, Ooka, Mochida, Yoshida, Kim(1999)所發表的期刊[3]中顯示增加植栽之配

置的確可降低些微風速，並在行道上有樹蔭的部分降低太陽輻射熱帶來的高溫，可降低不舒適狀況之產生。但特別需要注意的是，種植位置或疏密分佈不當之關係亦可能造成部分區域反而由於植栽的導引或偏向作用使得風速不降反升，造成反效果。本研究係利用台北縣三峽鎮之一環境風場評估實際案例進行數值模擬與風洞試驗之比較，盼能得到足以模擬植栽效應之適當方式。

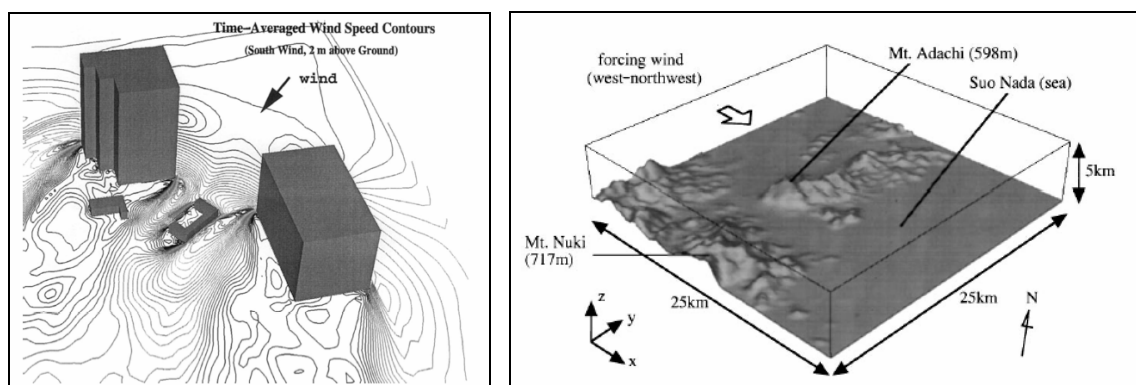


Fig.1 Wind environment cases around buildings or mountains.

二、案例描述及試驗設置

本實際案例之地點在於台北縣三峽鎮，屬於大都市建設之三峽新建大樓，主建築

物由 A 至 H 共計八棟建築，排列上圍成一門字形。高度分配上 A 棟約 85m、B 棟約 91m、C 棟約 95m、D 棟約 98m、E 棟約 98m、F 棟約 95m、G 棟約 91m、H 棟約 85m。基地北面為學勤路，更遠處北方為北部第二高速公路，東面為大義路，西面較遠處為大學路與國立台北大學，南面較遠處為學成路。地勢平坦而空曠，除主建築物與鄰近一組高約 70m 之 8 棟建築(社區大樓)之外多為空地，周圍僅零星散佈少數低矮建築(如 Fig.2)。

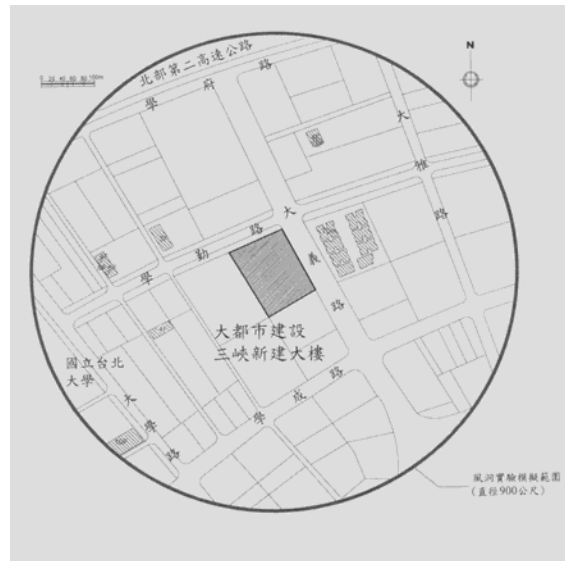


Fig.2 Scaled map around the wind environment case.

風洞試驗模型部分，市街及建築物之模型縮尺比例為 1:300，範圍界定以主建築物為中心，向外擴張直徑 900m 的圓形區域，範圍內之鄰近建築物與植栽依照縮尺比例製作並置於風洞試驗段之旋轉平台上。材料使用方面以建築物而言，採用保麗龍作為構成建築物之元素，植栽則是以適當之菜瓜布修剪成球狀後搭配鐵絲製作而成。並於試驗段設置逼近流場(approaching flow)，整體配置如 Fig.3 所示。風向角之區分上以每隔 22.5° 作為刻度，共分為 16 個風向角進行試驗。

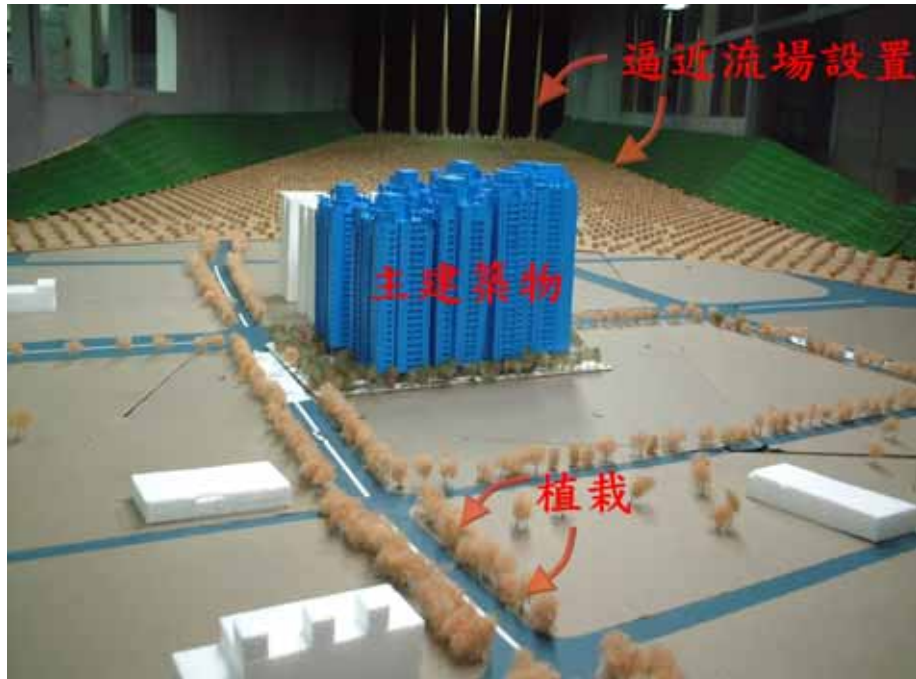


Fig.3 Wind tunnel model setups.

測點之選取上首先以煙流在風洞內進行風場可視化試驗，約略紀錄可能出現較高風速之區域，諸如建築物下方轉角處、巷道等，或由於下沖氣流及尾跡所影響之區域作為佈點參考。此外則於行人、車輛出入口以及規劃為特定使用性質之區域(人行步道、開放式休閒場所、游泳池...等)進行佈點，區分如下：

1. 基地內佈點於行人出入口(測點 1 至 20)，車輛出入口(測點 21 至 22)，休憩空間(測點 23 至 32)及游泳池(測點 33 至 34)，共 34 個測點(如圖 Fig.4)。
2. 基地外佈點於周圍人行步道(測點 35 至 50)，車輛出入口(測點 51 至 59)，共 25 個測點(如圖 Fig.5)。

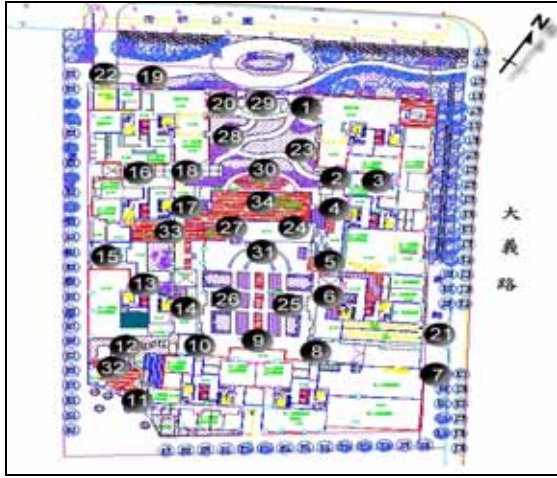


Fig.4 Wind velocity sensor distribution.(inner site)

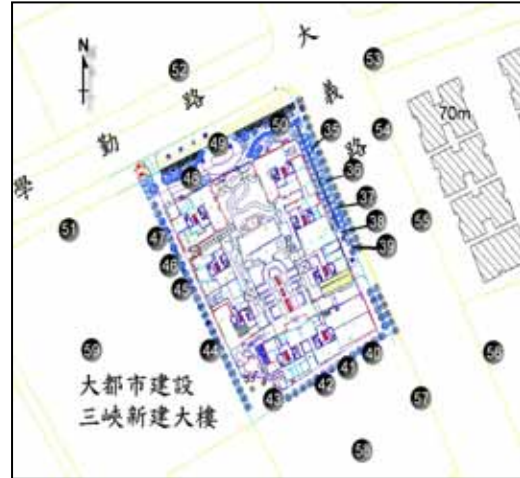


Fig.5 Wind velocity sensor distribution.(outer site)

三、植栽模擬方式

由於樹木本身除枝幹與樹葉之外剩餘的部分皆為空隙，所以在此藉由 FLUENT 中“多孔隙介質”(porous media condition)之功能進行植栽效果之模擬，以解決傳統模擬中以障礙物模擬植栽時網格繪製之複雜程度。多孔隙介質功能在於處理流體通過濾紙、穿孔平板、分流器...等類似狀況之流體行為，透過壓降的方式計算出流體流經此類介質所產生之變化。

在軟體中事實上有兩種方法可以控制多孔隙介質之參數，這裡依照需求選擇其中之一以黏滯阻力 $\frac{1}{\alpha}$ (viscous resistance) 與慣性阻力 C_2 (inertial resistance) 為控制多孔隙介質之參數並假設其為等向性(不受流體方向之影響)，使用之半經驗公式敘述如下：

$$\alpha = \frac{D_p^2}{150} \frac{\varepsilon^3}{(1-\varepsilon)^2} ; C_2 = \frac{3.5 (1-\varepsilon)}{D_p \varepsilon^3}$$

D_p ：平均粒子直徑(mean particle diameter)

ε ：孔隙百分率(void percentage)

為了解單純由植栽所造成之影響，數值模擬部分首先製造一無任何障礙物之空間並在中心上設置一排半徑 3m 的球狀區域並定義為多孔隙介質如同風洞試驗之設置，右手邊之切面設為流體流入面，依照流體行進之方向定出包含植栽設置點之 13 個測點(如 Fig.6)以比較在各種參數設定下所得到之結果。風洞試驗方面則以使用熱膜探針於植栽前後每隔 2.4cm 進行前 6 後 6 共 12 點之量測(如 Fig.7)，為保護探針考量，植栽中心位置取消原先應有之量測動作。

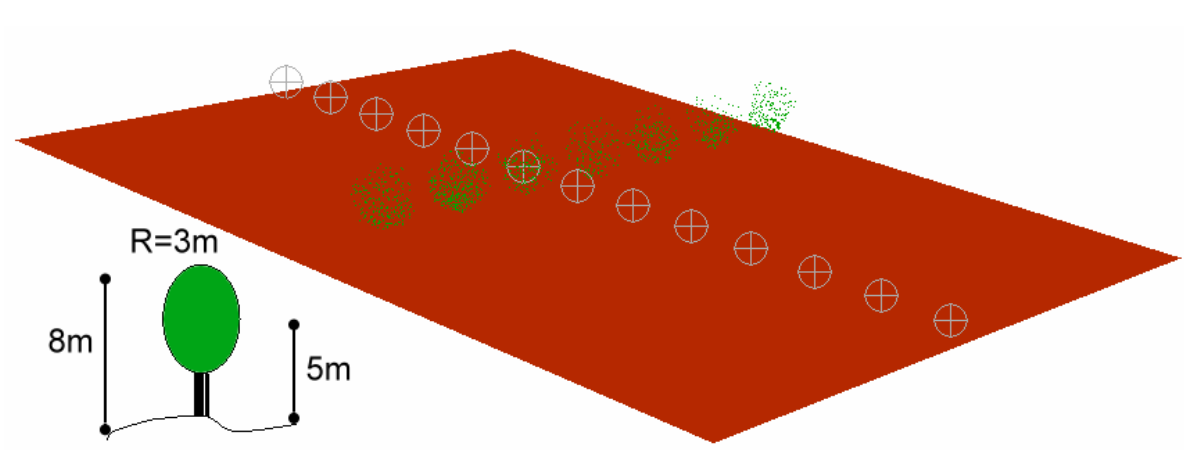


Fig.6 Porous media effects testing method.

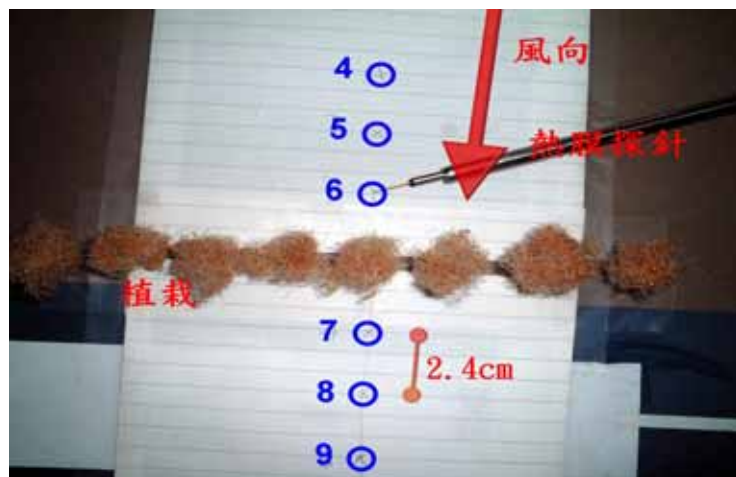


Fig.7 Variation of wind profile flows through plants measured by hot film sensor.

經過多組參數設定測試之後，在此挑選四組數據(如 Tab.1)做比較(如 Fig.8、Fig.9)，吾人發現編號 14 之參數設定反而造成植栽後風速升高，不適合使用；而編號 1 與 16 之參數設定則是將紊流強度過度提高，因此先行選定目前較適合使用的編號 7 參數進行實場植栽之模擬。

Porous ID	D_p		$1/$	C_2
1	0.1	0.8	1171.875	13.672
7	0.3	0.8	130.208	4.557
14	1	0.875	3.499	0.653
16	0.05	0.9	823.045	9.602

Tab.1 Porous parameter trial groups.

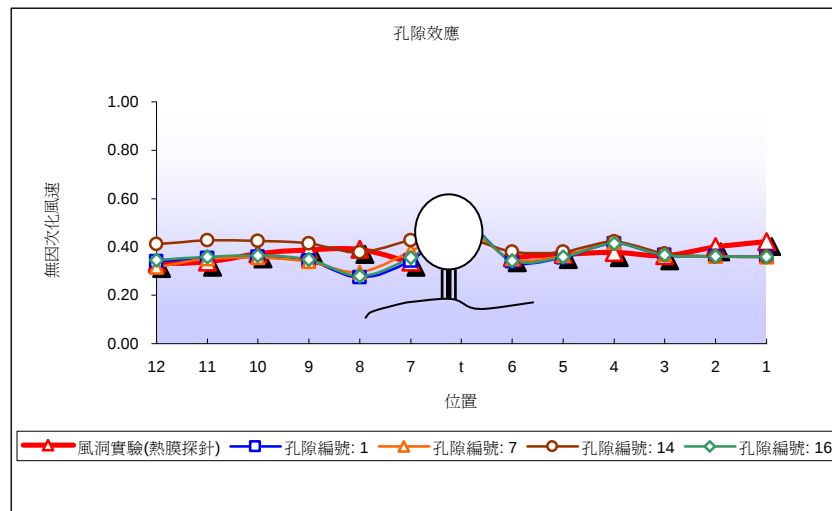


Fig.8 Comparison of plant effects between wind tunnel test and CFD model.(dimensionless wind velocity)

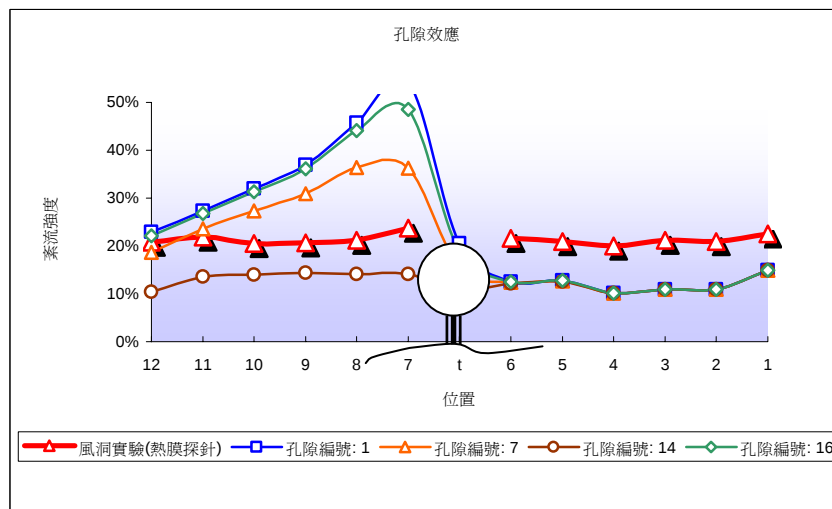


Fig.9 Comparison of plant effects between wind tunnel test and CFD model.(turbulence intensity)

四、試驗及模擬結果比較

在傳統無植栽考量之模擬方式中，經過 16 個風向角於主建物興建前後之模擬結果與風洞試驗各測點的數據比對後，發現結果相當不理想。以台北氣象站資料中風向機率最高的東風吹襲下進行討論，結果概述如下：

興建前東風吹襲時，測點 8、9、11、26、41、42、43、51、58、59 均數值模擬結果與

風洞試驗相差甚鉅。其中以測點 26、42、43、58 分別造成無因次化風速 0.255(622%)、0.434(134%)、0.429(132%)、0.344(109%)之誤差最大(如 Fig.10)。大樓興建後由於大樓屏蔽，基地內部除低風速時量測精度問題外，風速趨勢較為相近，但測點 8、9、30 之風速仍然誤差了 0.230(35%)、0.281(57%)、0.251(48%)；基地外圍南側部份受到鄰近社區大樓之尾跡影響(如 Fig.11)，風速過分偏高，測點 41、42、43 與 58 之風速分別偏高了 0.293(89%)、0.350(94%)、0.413(106%)、0.316(103%)(如 Fig.12)。從風洞試驗與傳統模擬方式依相關性來看(如 Fig.13)，資料點離散程度相當大，並且無特殊偏向。

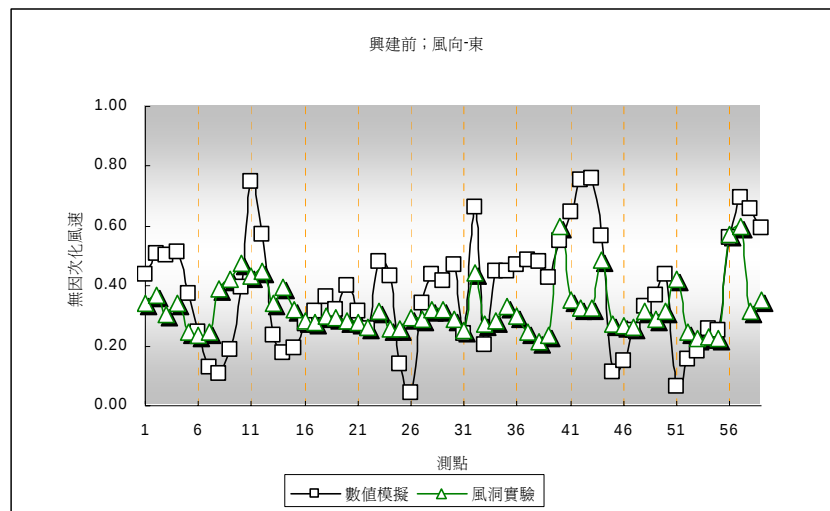


Fig.10 Comparison of dimensionless wind velocity between wind tunnel test and traditional CFD model.(before construction/wind direction: E)

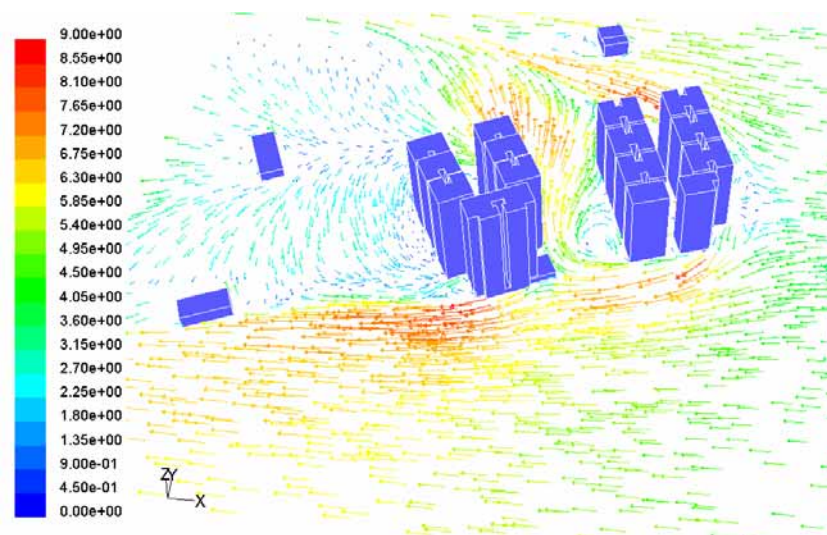


Fig.11 Wake influenced by buildings near the main structure.

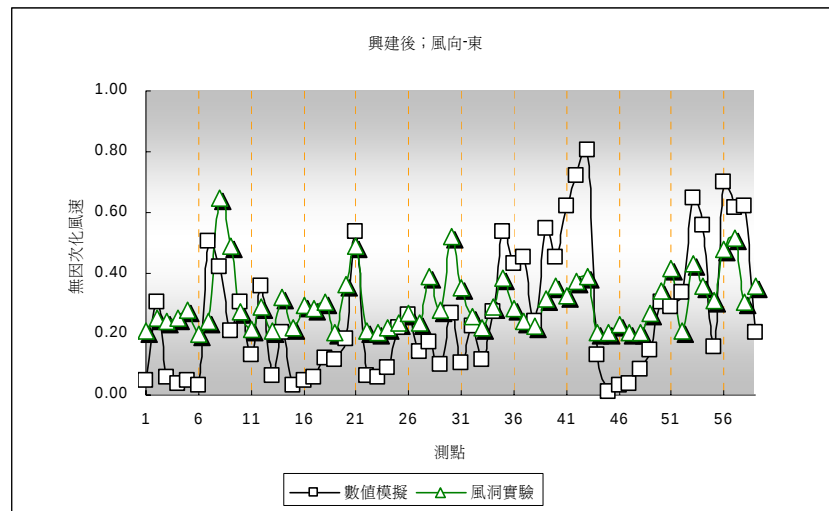


Fig.12 Comparison of dimensionless wind velocity between wind tunnel test and traditional CFD model.(after construction/wind direction: E)

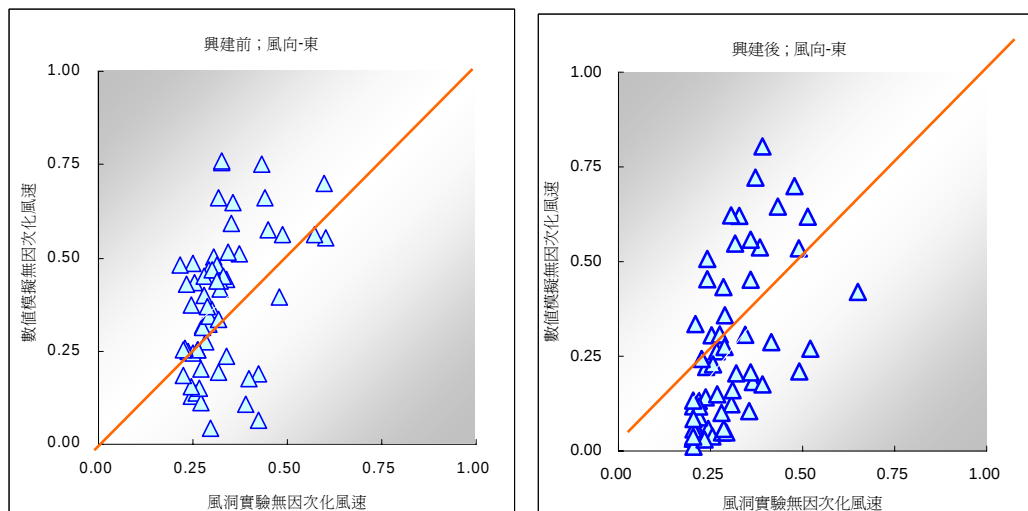


Fig.13 Relation chart of dimensionless wind velocity between wind tunnel test and traditional CFD model. (wind direction: E)

從風洞試驗中，比較主建物周圍有無植栽之結果推測誤差很可能大部份來自於數值模擬中缺乏植栽配置之考量。因此，於數值模擬中加入植栽設置後再度以相同情形進行比較，結果如下：

主建築物興建前當基地東風吹襲時，與風洞試驗比較之下，不論基地內外整體風速趨勢均與先前無植栽模擬之結果改善許多，僅 18、26、40、45 四個測點差距稍大，分別

誤差為 0.198(66%)、0.149(50%)、0.168(39%)、0.203(28%)(如 Fig.14)；興建後，基地內部僅測點 8、9、21、30 由於風洞數值較高影響到誤差為 0.159(24%)、0.232(47%)、0.155(32%)、0.202(39%)稍大(如 Fig.20)。

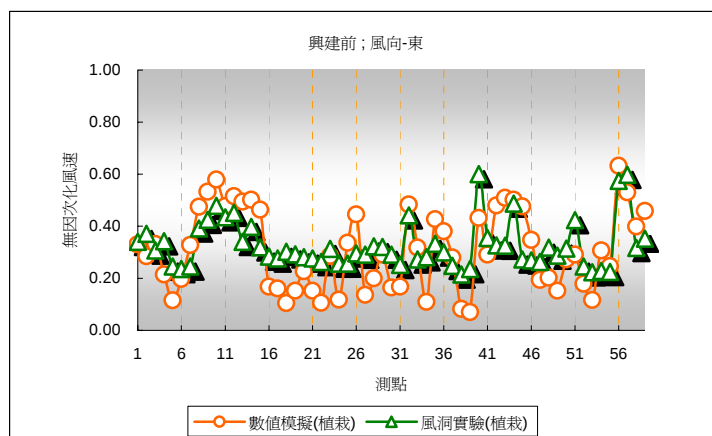


Fig.14 Comparison of dimensionless wind velocity between wind tunnel test and planted CFD model.(before construction/wind direction: E)

但是低風速下的誤差來講，很可能此誤差均來自於 Irwin probe 於低風速之精準度，若將風洞試驗中低於 2.0m/s 之資料點均移除，而重新與數值模擬比較，推測應會有更好的結果，比較上也較為合理。故由此之後與風洞試驗比較平均風速之誤差時皆利用此方式將風洞試驗數據修正。重新修正後平均風速分佈如 Fig.15 所示，除東風吹襲下，基地外圍測點 40、42、43 誤差分別為 0.232(39%)、0.153(47%)與 0.184(57%)外，整體趨勢已變得非常接近。以相關性來看，將傳統模擬與加入植栽後的模擬以修正資料點的方式置於同一圖上可比較出，資料點均較傳統模擬之結果集中許多(如 Fig.16)。

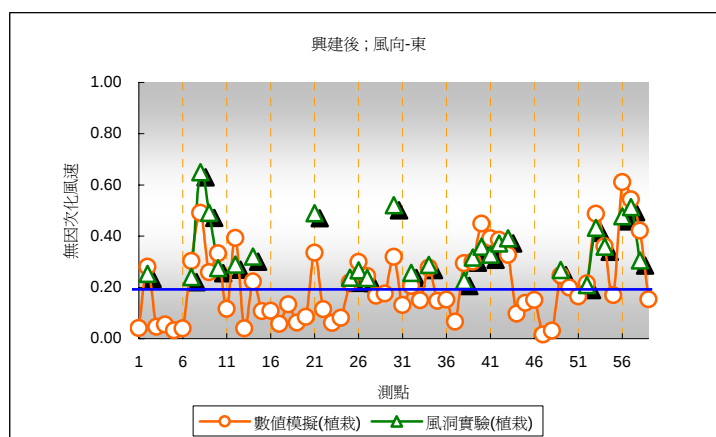


Fig.15 Comparison of dimensionless wind velocity between wind tunnel test and planted CFD model.(after construction/wind direction: E)

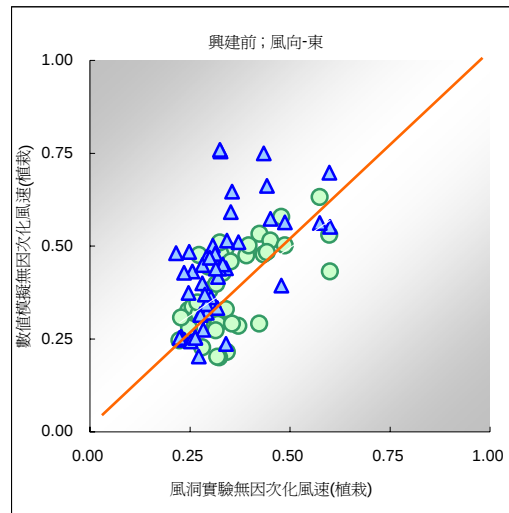


Fig.16 Relation chart of dimensionless wind velocity between wind tunnel test and planted CFD model.

五、結論

1. 風洞試驗的修正上，最重要的就是 Irwin probe 的取值。若能以更高參考風速來提高整體風速，理論上應可降低低風速發生情形，此時 Irwin probe 將提供更高的比對價值。
2. 在決定多孔隙介質之參數設定後，則藉由與熱膜探針量測而得之紊流強度選取適當紊流模式，目前認為 RNG(renormalization group based) $k-\varepsilon$ model 最能接近風洞試驗值，其準確性仍需以更大量之數據進行確認。
3. 傳統模擬結果會有相當程度之誤差，提出的改進方式則是將植栽納入模擬項目之一，以便藉此除去一項不確定因素，更逼近於實場狀況。利用 FLUENT 軟體內多孔隙介質功能進行植栽之模擬後，果真如預期一般達到了類似的效果，雖然實場狀況下，隨著樹木種類、種植間距、生長高度不同皆可能產生不同之植栽效果，但若越逼近風洞模擬出之植栽效果，越能證明 CFD 數值模擬之成果能達到至少與風洞試驗相同之水準使得環境風場的擬真方面又躍進了一大步，唯在多孔隙介質之參數設定與產生效果上，仍留下一些討論空間。

六、參考文獻

1. He, J., & Song, C.C.S., "Evaluation of Pedestrian Winds in Urban Area by Numerical Approach", J. of Wind Engineering Industrial Aerodynamics, 81, pp295-309 (1999)
2. Uchida, T., Ohya, Y., "Numerical Simulation of Atmospheric Flow Over Complex terrain", J. of Wind Engineering Industrial Aerodynamics, 81, pp283-293 (1999)
3. Murakami, S. et al., "CFD Analysis of Wind Climate from Human Scale to Urban Scale", J. of Wind Engineering Industrial Aerodynamics, 81, pp.57-81 (1999)
4. "GABIT 2.16 Users Guide,", <http://www.fluent.com> (2004)
5. "FLUENT 6.1 Users Guide,", <http://www.fluent.com> (2004)
6. 張世典，丁育群，陳若華，"敷地生態環境科技之風環境科技"，內政部建築研究所 (1998)
7. 丁育群，朱佳仁，"建築物之風場環境評估準則研議"，內政部建築研究所(2000)
8. 鄭啟明，蔡明樹，傅仲麟，"大都市建設三峽新建大樓風場微氣候效應評估工作研究報告"，黎明技術顧問股份有限公司(2004)

風洞試驗模擬高雷諾數技術研究

Wind Tunnel Modeling of High Reynolds Number

陳振華¹ 謝明育²

1 國立高雄大學土木與環境工程學系副教授

2 中原大學土木工程學系碩士

摘要

縮尺模型風洞試驗常因風洞測試風速大小之限制，使得風洞試驗雷諾數常未能達到超臨界流的狀態，而無法模擬出真實的自然流場。因此，對於實際結構物受風力之氣動力行為研究，確實增加許多不確定性。在本文中，主要是利用風洞試驗的大氣邊界層風洞所形成之低雷諾數流場，以人為方式改善結構模型之表面粗糙度，模擬出具圓形斷面結構在高雷諾數流場中所形成的分離流及尾流流場，並以實場量測資料進行修正與比對，建立出一套圓形斷面結構於風洞試驗中，高雷諾數流場之模擬技術方法。

本文實場量測之煙囪是位於台中港工業區南端，台灣電力公司台中火力發電廠之第四號煙囪結構。由本文研究結果發現，改變風洞試驗風場亂流強度，以及變化模型表面粗糙度，確實可於大氣邊界層風洞試驗中模擬出高雷諾數流場。

Abstract

Wind tunnel test on a scaled-down model and observation in-situ are the suitable means to understand experimentally the dynamic behavior of the chimney under wind load. Hence, it truly needs to find the correlation of the results from the wind tunnel test with the observation in the field. Furthermore, modification in the set-up and testing technique in the wind tunnel test may also be required to simulate the dynamic behavior of a chimney under wind flow with large Reynold's number. The work in this present will be concentrated on establishing the testing techniques for wind tunnel test so that the results from the wind tunnel tests well correlate to the observation in the field. Both roughen the chimney's surface and introducing the extra approaching turbulence techniques will be used to determine the optimal approach. For simplicity, this task will be concentrated on an isolated chimney.

一、前言

在風洞邊界層中，由於風速與模型縮尺比例的限制關係，使得流經結構體四週的流況為亞臨界流，此與結構物在實場四週的超臨界流完全不相同，因此，若須進一步了解逼近流場的特性，則須先解決雷諾數的問題。

對於具圓形斷面圓柱之風洞實驗，在 1930 年國外已有相關的研究結果，而實場量測試驗也有相當之研究，但是對於由實場量測所得之風速、表面風壓、風向等參數，作為風洞試驗模擬之修正，卻較少有人進行研究。顧等人[1]曾在風洞內布置了四個雙曲線型冷卻塔，量測在主導風向和最大風速風向角下的平均壓力與擾動壓力分佈。冷卻塔之縮尺比例為 1/300，沿子午線每隔 90°開 14 個孔，另外有三個影響塔，其雷諾數僅有 $Re=5.3 \times 10^5$ 。Su 等人[2]主要是探討雙柱在不同角度下之影響，其兩柱間距 $N/D=1.7$ ，流況分別為過渡臨界流 $Re=3.3 \times 10^3$ 和超臨界流 $Re=6.5 \times 10^3$ 。

Uematsu 等人[3]採用兩種直徑分別為 6cm 和 11.3cm，高分別為 30cm 和 45.2cm 兩種尺寸的三維圓柱體模型，模型表面貼上三種粗糙度分別為 1.07%、0.585%和 0.282 的砂紙，採用兩種紊流強度分別為 $I=0.7\%$ 和 $I=6.4\%$ 的流況進行實驗，主要是探討模型高寬比與粗糙度對壓力係數與阻力係數的影響，但並未對實場結果進行比較。

由以上文獻回顧可知，風洞試驗尚有兩個問題必須同時解決：

1. 建立實場風力量測資料。
2. 風洞試驗高雷諾數模擬實場流況。

在本文中，主要是利用風洞試驗的大氣邊界層風洞所形成之低雷諾數流場中，試圖以人為方式，模擬出圓斷面結構在高雷諾數實場中所形成的分離及尾流流場，觀測在模擬出的高雷諾數流場中之結構反應，並與實場量測資料比較，探求風洞試驗模擬之修正方法，以驗證風洞模擬之正確性，未來，將已建立的風洞試驗模擬準則再評估，期以符合逼近流場與鄰近建物之亂流效應。

二、實場煙囪幾何描述

本文實場量測之煙囪主要是以位於台中港工業區南端，台灣電力公司台中火力發電廠之第四號煙囪作為研究對象。第四號煙囪為中七號和中八號機組所屬之混凝土煙囪，結構筒體高 245 公尺，外型為線性漸變之造型，此座煙囪規格，如表 1 所示[4]。

三、風洞模型製作

模型尺寸之決定與特徵尺度縮尺、風洞試驗斷面高度及寬度、模型的阻塞比有關，因在現地考慮之邊界層厚度為 300m，再加上風洞內約可模擬出 1.6m 之邊界層，所以製作時是以 1/190 之縮尺比製作，如表 2 所示，由厚度 1.0mm 的鍍鋅鋼板製成，因為只需量取模型表面風壓，故不需考慮煙囪壁體厚度與模型之重量，模型頂部直徑 9cm，

底部直徑 15.63cm。由於煙囪模型高度甚高，直徑甚小，故分兩段處理製作，以方便安裝壓力量測之 PVC 軟管。在彎成模型前先行在欲量測風壓位置鑽 120 個孔洞，再由機器彎成圓錐型，以焊接方式接合定型，在這須注意的是如定型後再行鑽孔，則會有技術上之困難。製作時須注意連接處須避開鑽孔處，而接合處則是用內卡榫接合，接合處表面由膠帶貼合。另外，底部則是做了一個直徑 25.6cm 之固定底板，以螺絲固定於風洞內之底板支撐架上。

在鑽孔方面須與模型表面垂直，在高度 110.53cm ($8F-z/H=0.857$) 和 78.95cm ($6F-z/H=0.612$) 處，每 10° 開一直徑 2.4mm 之孔洞，每層樓共有 36 個孔洞，另外在 121.05cm ($z/H=0.939$) 和 94.74cm ($7F-z/H=0.735$) 處，每 15° 開一直徑 2.4mm 之孔洞，每層樓共有 24 個孔洞，共計有 120 個孔洞。由於模型壁厚只有 1.0mm，所以在每個孔洞上利用塑鋼土連接一外徑 2.4mm，內徑 1.6mm 之 1.5cm 長之焊柱，再由焊柱連接外徑 3mm、內徑 1.6mm，長 160cm 的 PVC 軟管至煙囪外部。底板支撐部分則是由外徑 25.6cm，內徑 15.6cm，厚 0.5cm 的鍍鋅鋼板焊接上去，每 60° 距內徑 1.5cm 和 4cm 之處，分別鑽直徑 0.85cm 的孔洞，共計 12 個孔洞，利用螺絲將模型固定於支撐架上。最後將管線依照編號接上母快速接頭，再與壓力掃描器所接之公快速接頭連接，進行實驗並量取各點風壓值。

表 1 第四號混凝土煙囪規格

規範機組 項目		#7 & #8 機
煙囪排序		第四支煙囪
型式		內襯鋼板直筒式混凝土
高度	混凝土	245m
	內鋼板	250m
外襯	外徑	底部：29.7m；頂部：17.1m
	材料	混凝土
	厚度	底 60cm 至 80m 為 37.5cm 至頂 30cm
內襯	直徑	6.7m
	材料	A-36；頂部 8m 為 C-276
	厚度	高程 143.75m 以下:10mm;以上至 242m:8mm;高程 242m 以上 4.5mm
內襯保護版		材料:C-276；高程 242m 以下厚度 1.6mm；頂部 8m 厚度為 1.27mm

表 2 煙囪原型與模型性質(1:190 scale model)

高度 z		直徑 D		z/H	Level	壓力孔數
Prototype (m)	Model (cm)	Prototype (m)	Model (cm)			
245	128.95	17.10	9.00	1	9F	/
230	121.05	17.87	9.41	0.958	/	24
210	110.53	18.90	9.95	0.857	8F	36
180	94.74	20.44	10.76	0.735	7F	24
150	78.95	21.99	11.57	0.612	6F	36
120	63.16	23.53	12.38	0.490	5F	/
0	0.00	29.70	15.63	0	BF	/

四、試驗流程

本實驗於淡江大學環境風洞進行，實驗步驟如下：

1. 將光滑煙囪表面貼附分離式粗糙物或均勻分佈式粗糙物。
2. 利用現有已模擬出之環境狀況，在不同風速下進行實驗。
3. 改變風洞內紊流強度，在不同風速下進行實驗。
4. 資料分析是否與實場量測資料相符。
5. 如不符實場資料，則改變煙囪表面之粗糙物，在不同風速下進行實驗。
6. 重複上述之實驗步驟，直到模擬出與現地相近之實驗資料。
7. 本實驗所使用的流況之紊流強度為 3.9%，指數律指數 α 值為 0.18，邊界層厚度為 130cm，而模型高度為 129cm 滿足要求。



(a)



(b)

圖 1 均勻分佈式粗糙物：(a) 40 號砂紙；(b) 小石子

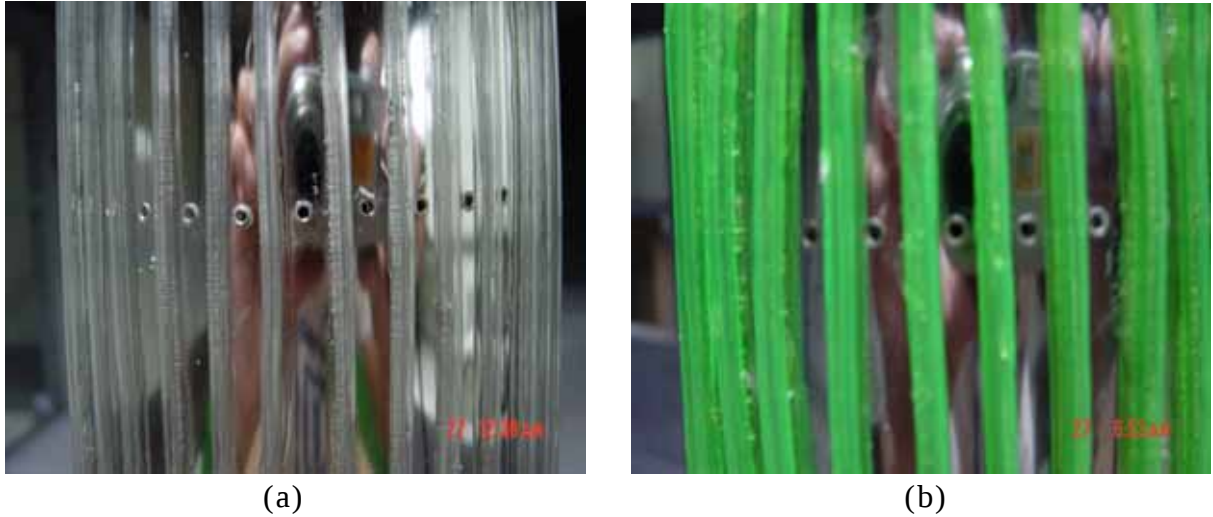


圖 2 分離式粗糙物：(a) 2.8mmPVC 線；(b) 3.3mmPVC 線

五、模型表面粗糙度

高雷諾數模擬一般是以人為的方式在結構體表面加上表面粗糙物，而粗糙物可分為分離式粗糙物及均勻分佈式粗糙物。本實驗使用兩種均勻分佈式粗糙物，分別為 40 號砂紙(k_1)和小石子(k_2)所組成之粗糙物，直接貼附於煙囪模型表面，如圖 1 所示。以及兩種分離式粗糙物，分別為外徑為 2.4mm(k_3)和 3.3mm(k_4)之 PVC 軟管，每 10°貼附於煙囪模型表面，如圖 2 所示。李[5]所提分離式粗糙物之表面粗糙度計算方程式如下

$$k_D = F \times \pi \times D^2 / \pi \times D \quad (1)$$

式中 F 為粗糙物貼附根數， D 為模型的特徵尺度。根據上述方程式計算 $k_3=0.199\text{mm}$ ， $k_4=0.376\text{mm}$ 。另外，40 號砂紙之 k_3 值，則根據 Achenbach[6]所提之壓降實驗，定義粗糙長度的轉換係數 $k_s/k_3=1.57$ ，其中 $k_s=0.675\text{mm}$ 為砂紙之最大磨料粒徑，轉換後的 $k_3=0.43\text{mm}$ 。小石子粗糙度尚無文獻使用。

本研究定義粗糙度大小是利用雷射位移計找出四種粗糙物的平均高度，以 10cm 為一單位長度，然後貼附四種粗糙元素，以一平坦段為零高度處，量測其電壓值，然後在將雷射位移計掃描過四種粗糙元素，量測其電壓值，最後將兩電壓相減，即可獲得平均高度之電壓值，再以 1Volt=1cm 之率定公式換算，即可獲得平均高度，在將平均高度除於模型直徑，計算方程式如下：

$$k_E = h / D \quad (2)$$

式中 h 為粗糙物的平均高度， D 為模型直徑。粗糙度計算結果如表 3 所示，為四種不同粗造元性質與粗糙度，其中 $k_1=7.635\times 10^{-3} < k_2=8.646\times 10^{-3} < k_3=1.022\times 10^{-2} < k_4=1.39\times 10^{-2}$ 。

表 3 四種不同粗造元性質

種類	粗糙物		表面粗糙度
	型式	材料	
k_1	均勻	Sandpaper (No. 40)	7.635×10^{-3}
k_2	均勻	Small-bore gravel	8.646×10^{-3}
k_3	離散	PVC tube at intervals 10 deg ($\phi=2.4\text{mm}$)	1.022×10^{-2}
k_4	離散	PVC tube at intervals 10 deg ($\phi=3.3\text{mm}$)	1.390×10^{-2}

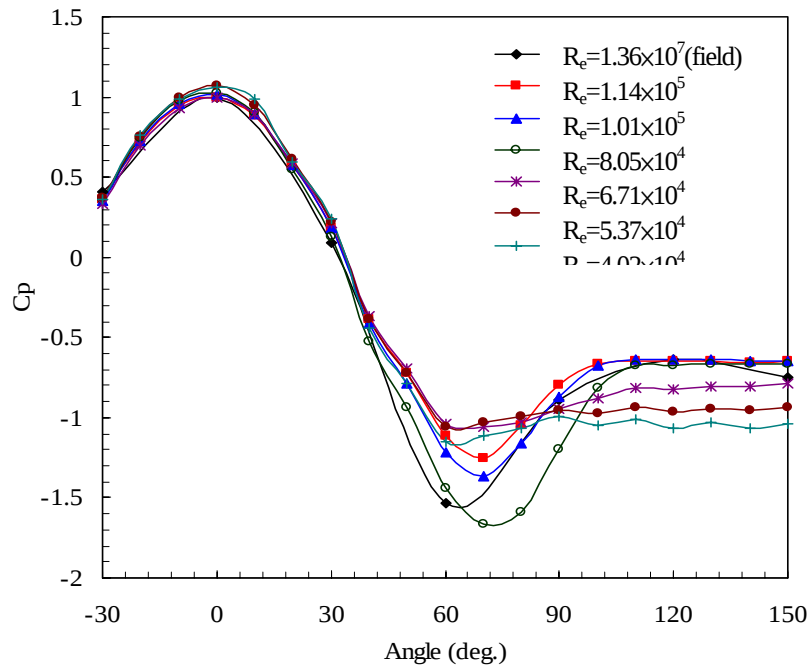
六、試驗結果與討論

圖 3 為表面粗糙度 $k_1=7.635\times 10^{-3}$ 之 $H=0.857$ 處與實場風速為 12.31m/s 和 9.92m/s 之平均風壓係數比較[7]，由圖 1 可看出模擬之風壓係數混亂，但在高雷諾數時的分離點位置已與實場相近，分佈在 100° 左右，但最小負壓值小於實場量測結果，分佈位置也比實場的 60° 還後面，約在 70° 的位置。

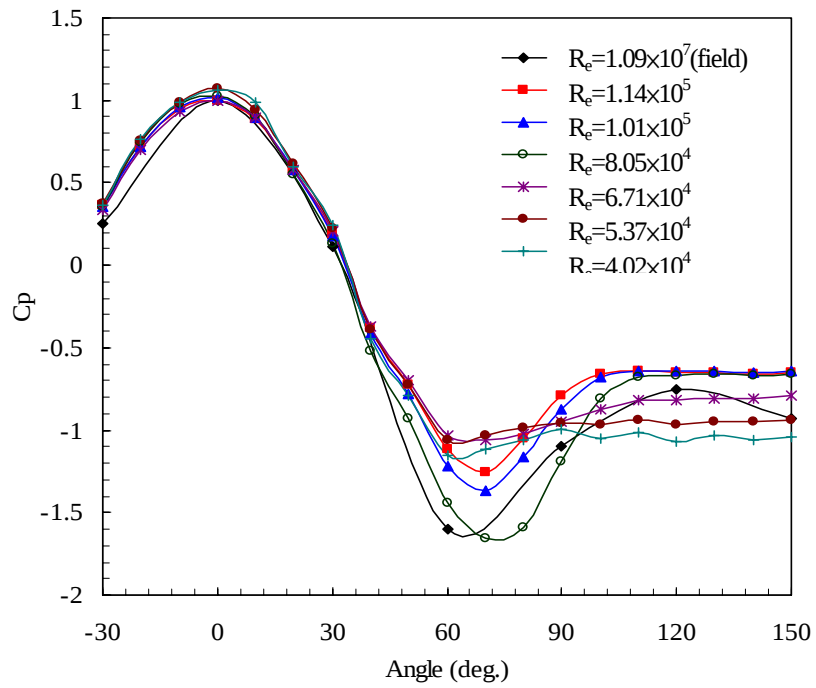
圖 4 為表面粗糙度 $k_2=8.646\times 10^{-3}$ 之 $z/H=0.857$ 處與實場風速為 12.31m/s 和 9.92m/s 之平均風壓係數比較，這裡的分離點位置小於實場，分佈在 90° 左右，且最小負壓值比起貼附 40 號砂紙時要來的大，但分佈位置相近，約在 70° 的位置。

圖 5 為表面粗糙度 $k_3=1.022\times 10^{-2}$ 之 $z/H=0.857$ 處與實場風速為 12.31m/s 和 9.92m/s 之平均風壓係數比較，在分離點方面，位置與實場相近，約在 100° 左右，背壓值也與實場相近，最小負壓明顯的比前兩種粗糙元素還要比實場結果接近，值約為 -1.6 上下，但是其分佈的位置比實場位置 -65° 還要後退，位置約在 70° 左右。

圖 6 為表面粗糙度 $k_4=1.39\times 10^{-2}$ 之 $z/H=0.857$ 處與實場風速為 12.31m/s 和 9.92m/s 之平均風壓係數比較，在分離點位置上與實場幾乎相近，背壓值也與實場幾乎重合，最小負壓明顯與實場結果比較，其壓力分佈情形已經比前三種粗糙元件為佳，最小負壓位置約在 65° 左右。



(a)



(b)

圖 3 實場結果與模擬粗糙度 $k_1=7.635 \times 10^{-3}$ 風洞試驗比較圖：
(a) $R_e=1.36 \times 10^7$; (b) $R_e=1.09 \times 10^7$

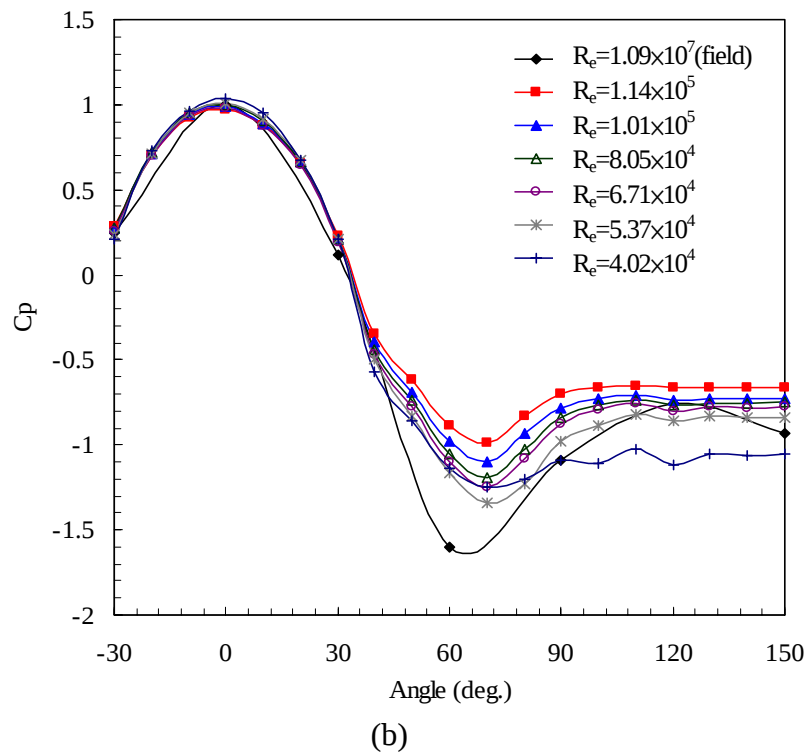
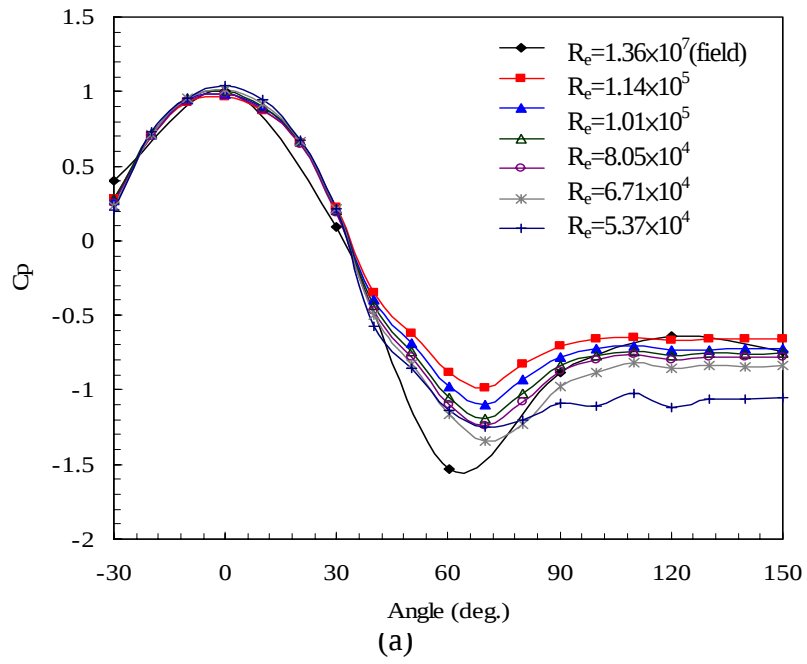


圖 4 實場結果與模擬粗糙度 $k_2=8.646 \times 10^{-3}$ 風洞試驗現地比較圖：
 (a) $Re=1.36 \times 10^7$ ； (b) $Re=1.09 \times 10^7$

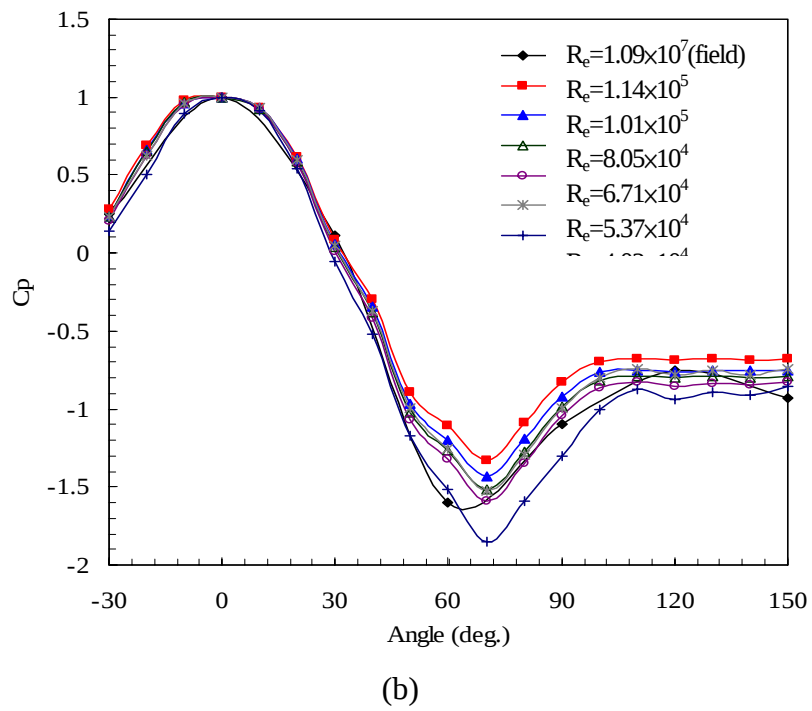
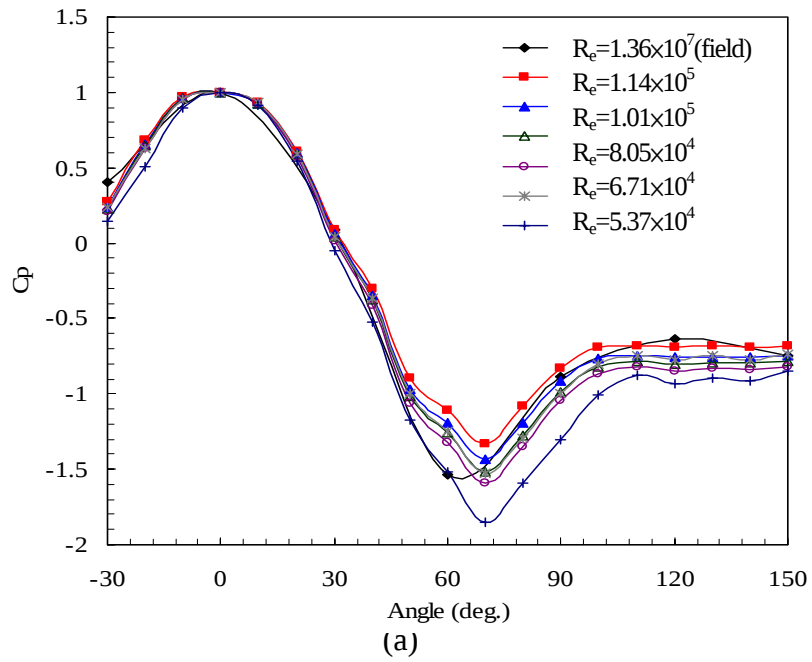


圖 5 實場結果與模擬粗糙度 $k_3 = 1.022 \times 10^{-2}$ 風洞試驗比較圖：
(a) $R_e = 1.36 \times 10^7$ ；(b) $R_e = 1.09 \times 10^7$

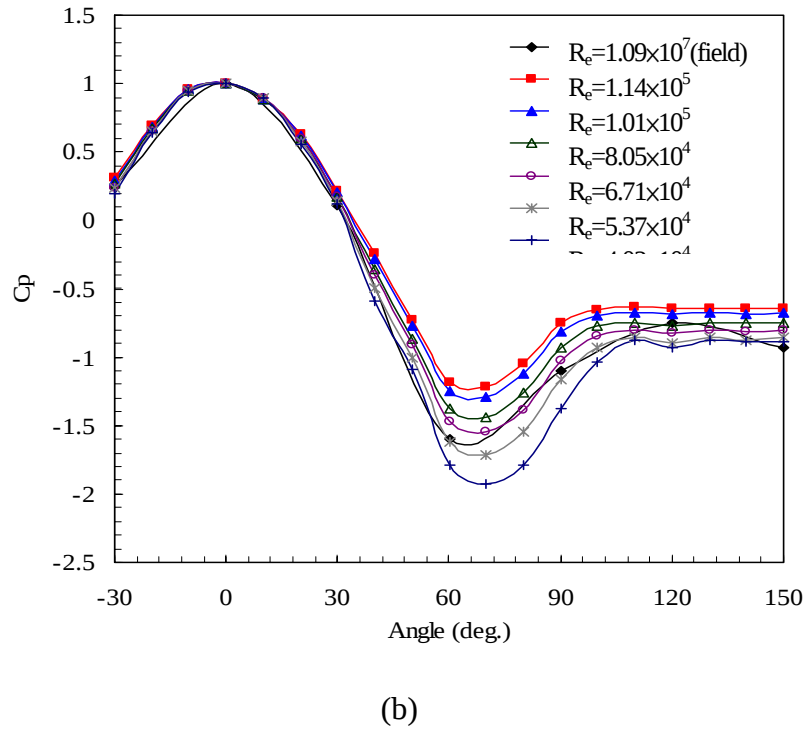
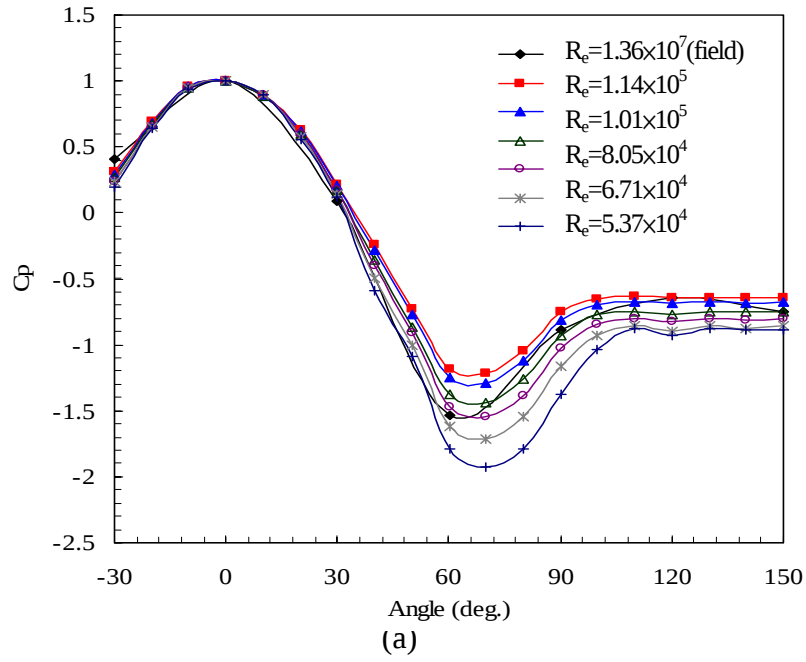


圖 6 實場結果與模擬粗糙度 $k_4 = 1.39 \times 10^{-2}$ 風洞試驗比較圖：
(a) $Re = 1.36 \times 10^7$; (b) $Re = 1.09 \times 10^7$

七、結論

由上述結果得知，改變表面粗糙度和風洞的流況，確實可模擬出不同狀況之平均壓力係數及平均阻力係數，把亞臨界流的現象改變成超臨界流，分離點從 $\pm 75^\circ \sim \pm 90^\circ$ 往後移動至的 $\pm 100^\circ \sim \pm 110^\circ$ ，最小負壓也從原本的-0.8~-1.3 左右，減小至-1.4~-1.7 左右，分佈位置也往後移動了約 $5^\circ \sim 8^\circ$ 左右，背壓部分是和亞臨界流時相似，而平均阻力係數也隨雷諾數增加而變小。另外，在各種粗造物模擬比較方面，均勻分佈式粗糙物並沒有較佳的結果，此可能是所使用的兩種粗糙元件之粗造度尚未能達到模擬之所需，但在分離式粗糙元上，而不管是直徑 2.4mm($k_3=1.022 \times 10^{-2}$)或 3.3mm($k_4=1.39 \times 10^{-2}$)的 PVC 管，皆與實場有相近之結果，尤其是直徑 3.3mm($k_4=1.39 \times 10^{-2}$)的 PVC 管，結果更令人滿意。

誌謝

本研究承國科會計劃經費補助，計劃編號 NSC92-221-E-390-009，得已順利完成，謹此致謝。

參考文獻

1. 顧志福、孫天鳳、賀德馨、張亮亮，“大湍流度高雷諾數時並列雙圓柱的平均和擾動壓力分佈”，力學學報，第 24 卷，第 5 期，(1992)。
2. Sun, T.F., and Gu Z.F., “Interference between wind loading on group of structures” *urnal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **54/55**, 213-225 (1995).
3. Uematsu Y., and Yamada M., “Effect of aspect ratio and surface roughness on the time-averaged aerodynamic forces on cantilevered circular cylinders at high Reynolds number”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **54-55**, 301-312 (1995).
4. 陳振華、黃炯憲、黃嘉東，「次空間法於火力發電廠煙囪之模態分析」，結構工程，台北，台灣，第十六卷，第四期，99-117 頁 (2001)。
5. 李肇軒，「圓柱體建築物表面風壓之實驗研究」，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，朱佳仁教授指導(2002)。
6. Achenbach E., “Influence of surface roughness on the cross-flow around a circular cylinder”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **64**, 321-335 (1970).
7. 陳振華、黃銘智、謝明育，(2004)「實場風壓量測-以煙囪結構為例」，第二十八屆全國力學會議，台灣大學。

單向氣流速率控制實驗之探討

陳遠斌

萬能科技大學營建科技系 副教授

摘要

本研究將針對佔用空間最小、佔有潔淨市場最多之潔淨操檯風速控制做一系列之實驗、分析與討論。潔淨操作檯最重要的基本條件是符合潔淨度之規定，而執行此條件的工具乃流動的氣流；利用氣流將新生塵粒帶走，以達到潔淨之效果。造成氣流的動力來源為風機，利用風機控制風量，經由高效率過濾網過濾塵粒並整束氣流，流過試驗空間再回到風機或大氣中，如此循環不息。根據 ISO、NEBB 的精神與規定，量測幾款國內常見且大小不同之潔淨操作檯其吹風速率之穩定性與均勻性作一分析比較；並選用最普及之中型垂直流潔淨檯來作進一步之實驗與研究。次檢測一進口之中型操作檯，藉以和國產操作檯之風速穩定度及均勻度作分析比較；再改變環境條件諸如：UV 殺菌燈之位置調整，不同送風量之調配。經由這些實驗，再加以分析討論，以便獲得各種條件下之最適風速。

An approach of speed control experiments for unidirectional air flow

Yuan-Bin Chen

ABSTRACT

The clean bench is the smallest space occupation and the most popular clean room in the clean market. A series of full-scale tests, analysis and discussion will be focused on the speed control of airflow for the clean bench. The basic demand of a clean bench is to agree with the requirement of cleanliness, and a flowing air is the tool for executing the demand. The newborn particle will be brought out by the airflow. With the use of a wind blower, a dynamic source of airflow in the clean bench, the airflow rate will be controlled. Through the air filter, the particle will be filtrated and the airflow will be restrained, and then, the clean airflow will pass through the testing space. Wind speeds will be measured in the clean bench, then, the stability and uniformity of the airflow will be analyzed and discussed. The clean bench in middle size is selected for the further research. A comparison for the stability and uniformity of wind speeds between a local and imported clean bench will be held. Further more, to adjust the location of the UV light, the flow rate of the airflow or HEPA

may provide a suitable wind speed.

一、前言

1920 年美國人開始使用潔淨室，1960 年工業潔淨室在歐美已蔚為風氣，而今潔淨室除了應用於大家所熟之的晶圓加工業外，幾乎已經普遍到了各行各業。其規模亦由佔地不到半坪的小型潔淨操作檯到佔地千坪的大型潔淨室，現在更由於奈米科技的推波助瀾，潔淨度的影響明顯而至鉅，潔淨室幾乎已經達到民生工業必需品的地位。潔淨室中所佔空間最小、金額最低也最普及者為潔淨操作檯。本文擬針對三種不同大小之潔淨操作檯在不同的條件下，對其氣流速率做一實地量測、分析與探討，盼可作為我國潔淨操作檯廠商之產品改進參考，並提升產業競爭力。

二、使用儀器與設備

本研究所測試之潔淨操作檯為單向流操作檯，其中型號為 3HT-24，4BH-24 及 6BH-24 乃合作廠商自行生產之機台，其型號、操作範圍、外部尺寸、裝配之高效率過濾網尺寸及風車馬達規格如表 1；型號為 EQU/04- EBC-2B2 乃新加坡生產之機台，各項規格亦見於表 1。為方便討論，並基於 3HT-24，4BH-24 及 6BH-24 等三機台其操作範圍及外部尺寸的差異，依序將其稱為小型、中型及大型潔淨操作檯或機台；至於 EQU/04- EBC-2B2，由於尺寸接近 4BH-24，遂將其歸類為進口中型機台。

表 1 單向流操作台規格表

型 號	操 作 範 圍 (mm)	外 部 尺 寸 (mm)	高效率過濾網(")	馬達 (HP)
3HT-24	580Hx 885Wx510D	1210Hx965Wx840D	24" x 36" x 3"	1/4
4BH-24	620Hx1170Wx590D	2065Hx1320Wx780D	12" x 12" x 5-7/8" 24" x 48" x 3 "	1/3
6BH-24	620Hx1780Wx590D	2065Hx1930Wx780D	18" x 18" x 5-7/8" 24" x 72" x 3"	3/4
EQU/04- EBC-2B2	700Hx1220Wx675D	1540Hx1300Wx905D		

氣流由濾網吹到操作空間，為了方便作量測及分析，將和氣流流向垂直之操作空間分成 A、B、C 三平行層，其中 C 層最接近濾網，B 層次之，A 層最遠。圖 1 為 3HT-24 之剖面示意圖，該機檯為一水平單向流，將每層均分為 9 個區塊，每區塊之中心即為量測點。圖 2 為 4BH-24 之剖面示意圖，該機檯為一垂直單向流，將每層均分為 15 個區塊，每區塊之中心即為量測點；圖 3 則為 4BH-24 之實體圖。圖 4 為 6BH-24 之剖面示意圖，該機檯為一垂直單向流，將每層均分為 21 個區塊，每區塊之中心即為量測點。

基於穩定度考量，每點位微塵粒子數量測 1~6 次，風速量測次數為 3~6 次。

風速、落塵及噪音等量測儀器介紹如下：風速儀為 SWEMA 製造，型號為 Air30 熱線風速儀；微塵粒子計數器為 237B Particle counter，Laser Diode 光源，可偵測 $0.3\mu\text{m}$ 及 $0.5\mu\text{m}$ 微塵粒子， 0.1cfm 流量。

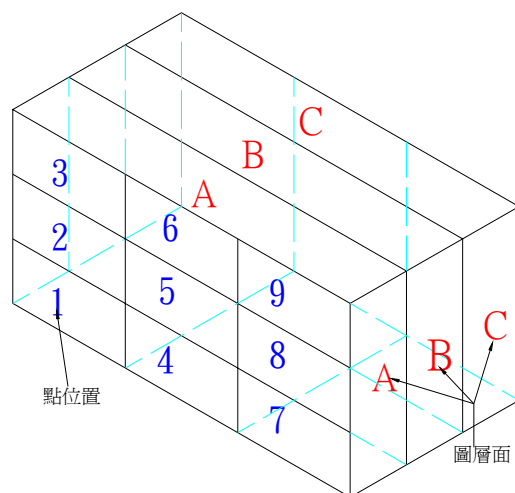


圖 1 3HT-24 水平潔淨操作檯示意圖

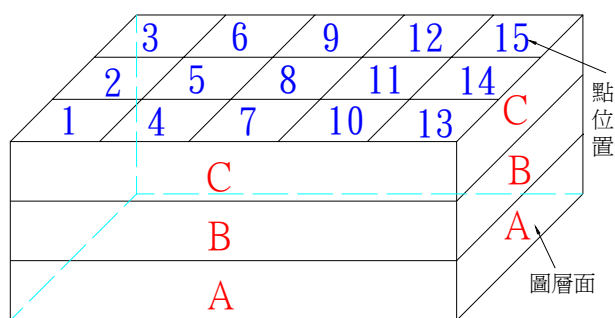


圖 2 4BH-24 垂直潔淨操作檯示意圖



圖 3 4BH-24 垂直潔淨操作檯實體圖

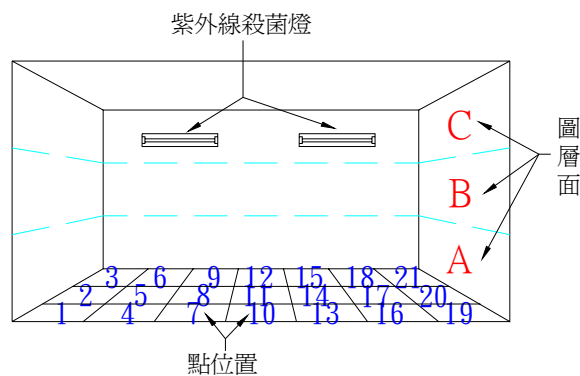


圖 4 6BH-24 大型潔淨操作檯示意圖

三、實驗方法與步驟

本研究所測試之潔淨操作檯為單向流操作檯。型號 3HT-24 為水平層流，尺寸最小。4BH-24 為中型垂直層流操作檯，6BH-24 乃所謂的大型垂直層流操作檯。EQU/04-EBC-2B2 乃新加坡生產之中型垂直流機台。

潔淨操作檯最重要的基本條件是符合潔淨度之規定，而執行此條件的工具乃流動的氣流；利用氣流將新生塵粒帶走，以達到潔淨之效果。造成氣流的動力來源為風機，利用風機控制風量，經由高效率過濾網過濾塵粒並整束氣流，流過試驗空間再回到風機或大氣中，如此循環不息。一般而言，在潔淨空間內，風速如果高於 0.7m/s 或低於 0.2m/s，則難以繼續維持單向流。本文擬根據 ISO、NEBB 的精神與規定，量測幾款國內常見且大小不同之潔淨操作檯其吹風速率之穩定性與均勻性作一分析比較；並選用最普及之中型垂直流潔淨檯來作進一步之實驗與研究。次檢測星國進口之中型操作檯，藉以和國產操作檯之風速穩定度及均勻度作分析比較；再改變環境條件諸如：UV 殺菌燈之位置調整，不同送風量之調配。經由這些實驗，再加以分析討論，以便獲得各種條件下之最適風速。

四、實驗結果與討論

圖 5 為 3HT-24 水平流三層(A、B、C)風速分佈圖，也是體積最小的操作檯風速分佈圖。水平軸為點位座標，計有 9 點，垂直軸為各點位之氣流速率。三層各點位的風速分佈趨勢大致接近，流速分佈在 0.47~0.7m/s，表現正常。點位 6 的流速明顯高於其他點位，這應是受了殺菌燈的影響。

圖 6 為 4BH-24 垂直流三層風速分佈圖，也是體積中等的操作檯風速分佈圖。水平軸為點位座標，計有 15 點，垂直軸為各點位之氣流速率。C 層中有半數點位之流速低於 0.2m/s，表現較差。A 層各點位的風速分佈則介於 0.27~0.63m/s，表現正常。

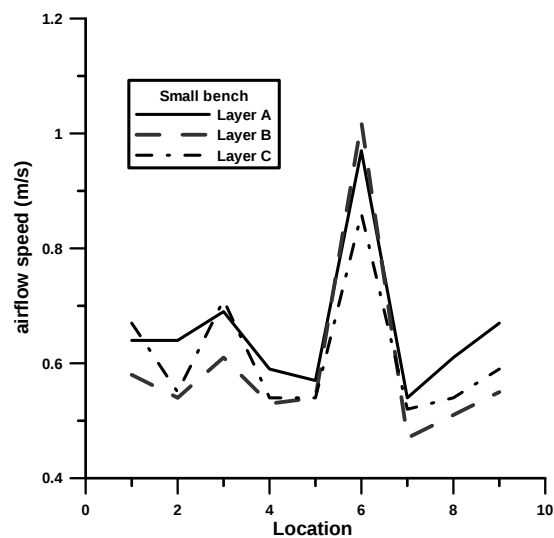


圖 5 3HT-24 三層風速分佈圖

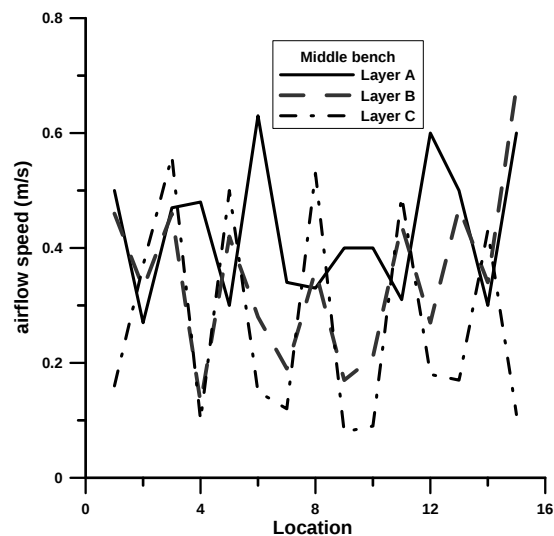


圖 6 4BH-24 三層風速分佈圖

圖 7 為 6BH-24 垂直流三層風速分佈圖，也是本文中體積最大的操作檯風速分佈圖。水平軸為點位座標，計有 21 點，垂直軸為各點位之氣流速率。B、C 兩層點位的流速常在 0.2~0.4m/s 之間，表現正常。A 層則有半數點位之流速低於 0.2m/s，且各點位風速值震盪大，表現不佳。

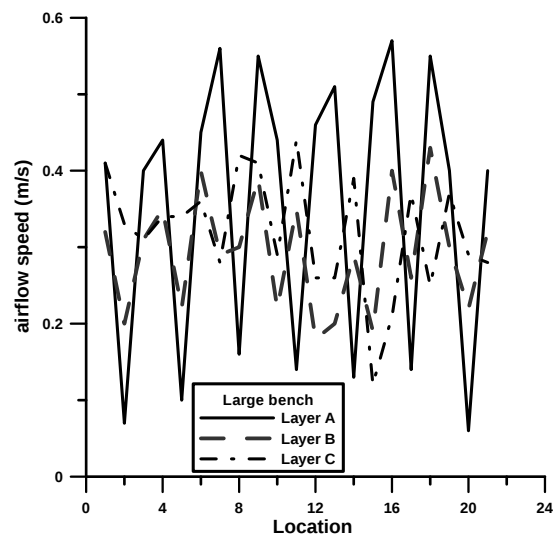


圖 7 6BH-24 三層風速分佈圖

圖 8 為 4BH-24 取下 UV 殺菌燈之垂直流三層風速分佈圖。A、B、C 三層各點位之風速皆有小於 0.2m/s 者，其中 C 層情況最嚴重，各層表現不如預期。

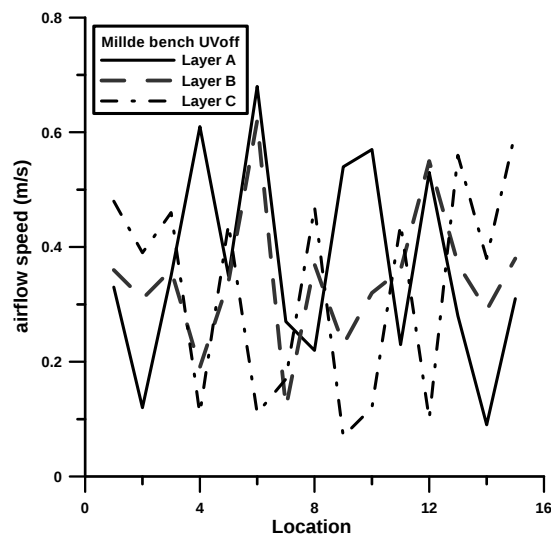


圖 8 4BH-24 無 UV 燈三層風速分佈圖

圖 9 為 4BH-24 cfm3 垂直流三層風速分佈圖，也是中型操作檯流量 3 之風速分佈

圖。cfm 乃 cubic feet per minute 之簡稱，由於國產中型操作檯有三段風量可調節，常用之風量(見圖 5)在此稱之為 cfm1，其餘尚有兩種風量，稱之為 cfm3 及 cfm4。A、B、C 三層各點位之風速皆有小於 0.2m/s 者，其中 B 層情況較嚴重。

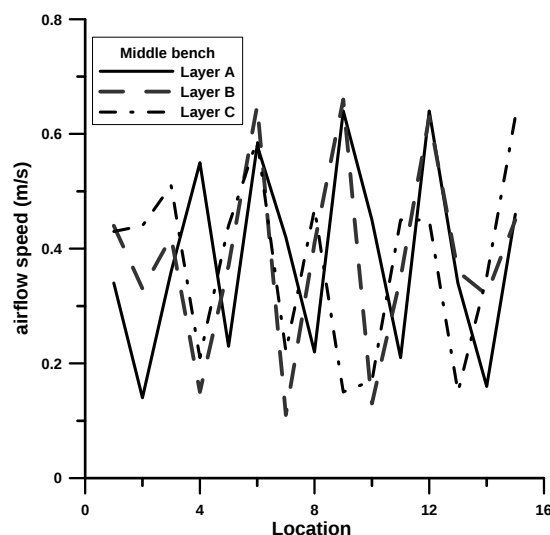


圖 9 4BH-24 cfm3 三層風速分布圖

圖 10 為 4BH-24 cfm4 垂直三層風速分佈圖，也是中型操作檯流量 4 之風速分佈圖。C 層有 3 個點位之風速小於 0.2m/s，A、B 層皆有一處風速小於 0.2m/s，整體表現尚佳。

圖 11 為新加坡製之垂直三層風速分佈圖，該機型和國產中型操作檯體積頗為接近，故而亦將其分為三層，每層也分為 15 點位。B 層有三成點位之風速大於 0.7m/s，A 層則有四成點位之風速小於 0.2m/s，但 C 層各點位風速介於 0.55~0.68m/s，表現優異。

圖 12 為中型潔淨操作檯 A 層之垂直風速分佈圖，水平軸仍為點位座標，計 15 點，垂直軸則為 4BH-24cfm1、cfm3、cfm4 及星國製各點位之氣流速率。圖中顯示 A 層中星國製機台有四成點位之風速小於 0.2m/s，表現不佳。4BH-245 之 cfm1 各點位風速介於 0.26~0.63m/s，表現最佳。

圖 13 為中型潔淨操作檯 B 層之垂直風速分佈圖。圖中顯示 B 層中星國製機台有四點位之風速大於 0.7m/s，表現不佳。4BH-245 之 cfm4 各點位風速介於 0.19~0.5m/s，表現較佳。

圖 14 為中型潔淨操作檯 C 層之垂直風速分佈圖。圖中顯示 C 層中星國製機台各點位之風速普遍較大且介於 0.53~0.69m/s，表現不俗。4BH-245 之各不同風量之各點位風速則多有小於 0.2m/s，表現較差。

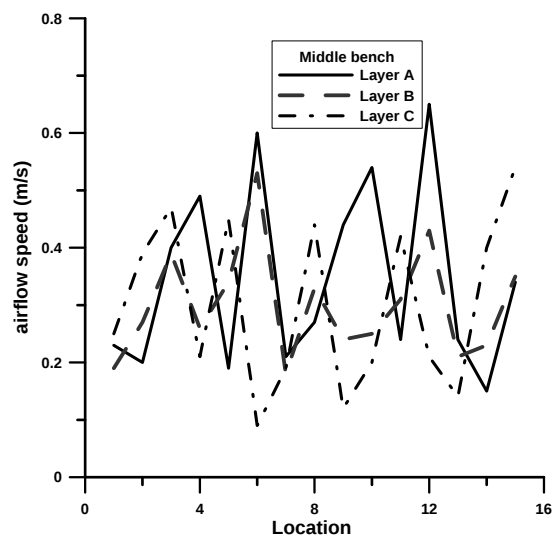


圖 10 4BH-24 cfm4 三層風速分布圖

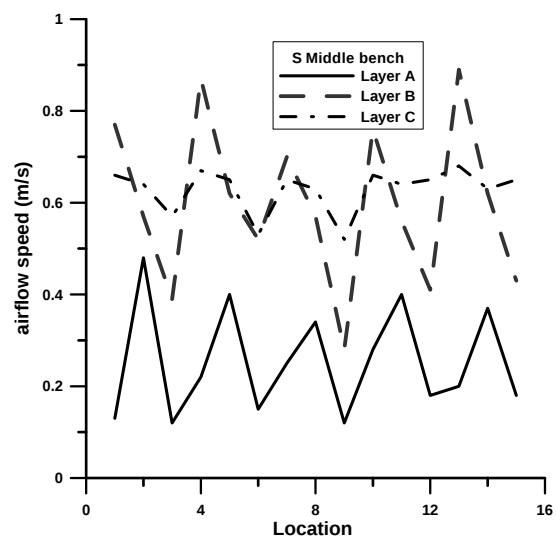


圖 11 新加坡製三層風速分布圖

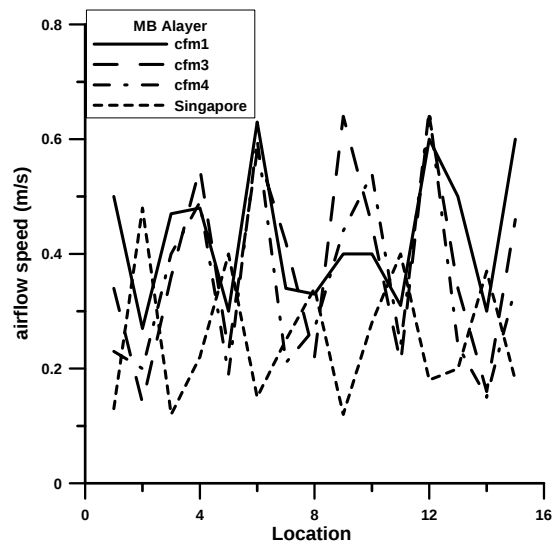


圖 12 中型操作檯 A 層風速分佈圖

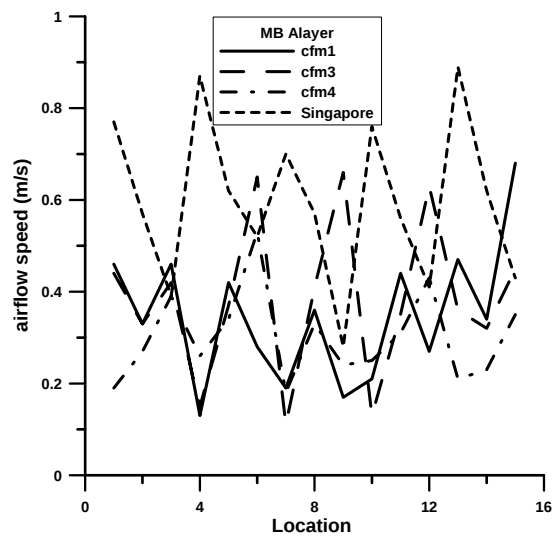


圖 13 中型操作檯 B 層風速分佈圖

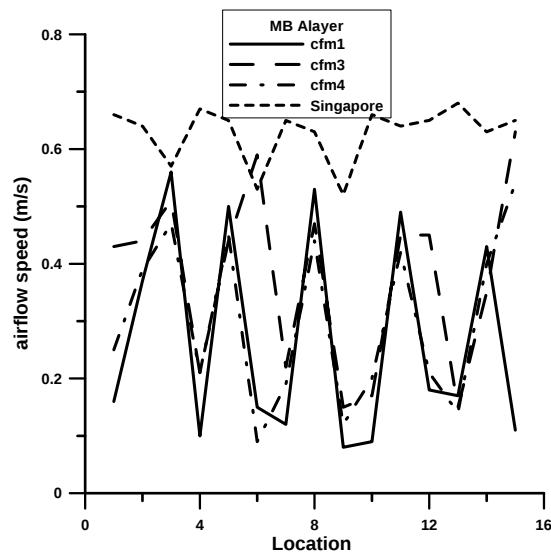


圖 14 中型操作檯 C 層風速分佈圖

表 2 為 3HT-24、4BH-24 及 6BH-2 各層之平均風速、標準差及相對標準差。各層之平均風速乃將各點位之風速箱家後平均之；利用此平均值和各點之風速作餘差而求得該層之風速標準差；再將此標準差除以平均風速即可得該層之相對標準差，一般此值愈小，代表該層風速之均勻度愈高。由表中顯示在 A 層之相對標準差：大、中(含無殺菌燈者)、小型分別為 52%、49%、28%、19%，似有體型愈小者，均勻度愈高。B、C 層中兩中型機台均勻度表現皆差。

表 2 各型機台相對標準差

層別		小操作檯	中操作檯	中無 UV	大操作檯
A 層	平均風速	0.66	0.43	0.37	0.35
	標準差	0.13	0.12	0.18	0.18
	相對標準差	19%	28%	49%	52%
B 層	平均風速	0.59	0.35	0.34	0.29
	標準差	0.16	0.15	0.12	0.08
	相對標準差	28%	42%	36%	26%
C 層	平均風速	0.61	0.27	0.33	0.32
	標準差	0.11	0.18	0.19	0.08
	相對標準差	18%	69%	58%	24%

表 3 為 4BH-24 三種風量及 EQU/04- EBC-2B2(星製)各層之平均風速、標準差及相對標準差。A 層以 4BH-24 風量 1(cfm1)之 28%相對標準差為最小，意即均勻度最佳。B 層之相對標準差以 cfm4 及星製之 32%、30%為最小；C 層之相對標準差以 4BH-24 cfm1 之 69%為最大，也是最差的；星製之 8%為最小且最耀眼。可見星製之機台在均勻度的表現確實較優，4BH-24 風量 4 表現較佳，但仍有很大的改進空間。

表 3 中型機台相對標準差

中型操作檯		cfm1	cfm2	cfm3	cfm4	星製
A 層	平均風速	0.43	0.42	0.38	0.35	0.25
	標準差	0.12	0.24	0.17	0.16	0.12
	相對標準差	28%	56%	44%	47%	46%
B 層	平均風速	0.35	0.39	0.39	0.30	0.60
	標準差	0.15	0.16	0.17	0.10	0.18
	相對標準差	42%	42%	45%	32%	30%
C 層	平均風速	0.27	0.35	0.38	0.3	0.63
	標準差	0.18	0.15	0.16	0.15	0.05
	相對標準差	69%	43%	42%	49%	8%

五、結論

綜合上論，本實驗之結論為：

1. 3HT-24 小型操作檯之氣流速率之表現較其他兩型(大、中型)為佳。
2. 4BH-24 中型操作檯之 UV 殺菌燈取下後，氣流速率之表現不如預期。
3. 4BH-24 中型操作檯不同風量之氣流速率表現普遍以 B 層為最佳，其中又以 cfm1 為優。
4. EQU/04- EBC-2B2(星製) 氣流速率表現普遍不佳，A 層風速過大，B 層則過小。
5. EQU/04- EBC-2B2(星製) 風速均勻度表現頗佳，特別是在離高效率過濾網最近之 C 層尤佳。
6. 4BH-24 中型操作檯風速均勻度表現較差，還有很大改善空間。

參考文獻：

1. 陳霖新，潔淨廠房的設計與施工，化學工業出版社，2003.6
2. W. Whyte, Cleanroom Technology, John Wiley & Sons, Ltd, 2002

內政部建築研究所建築風洞實驗館介紹

An Introduction of the ABRI Architectural Wind Tunnel Laboratory

葉祥海 內政部建築研究所工程技術組組長

摘要

鑑於國內風工程技術的日益重視，依據行政院核定之「內政部建築研究所建築實驗設施設置計畫」，內政部建研所於民國 93 年 6 月建置完成一座大型的風洞實驗館，可提供建築及土木業界從事建築物與橋梁縮尺模型的風洞實驗研究。

該實驗館的風洞主要有兩個測試區（ $4\text{m} \times 2.6\text{m}$ 、 $6\text{m} \times 2.6\text{m}$ ），所能提供的流場最大風速分別為 30m/s 與 20m/s ，並且經過初步的風洞性能檢測成果顯示，該風洞穩定性佳，且具有良好的流場品質。

該實驗館成立之後，可供進行的實驗項目除了原先所規劃的建築構造物與橋梁構造外，更可進行風場微氣候、自然地形的邊界層模擬與煙流擴散實驗。該實驗館設備充實，不僅有助於國內相關技術法規的制訂，更能開拓國內風工程實驗技術能量，適時輔助業界實務檢測之技術服務，提昇國內建築技術水準。

ABSTRACT

Because the wind engineering in Taiwan receives more attention recently, therefore, based on a revised plan approved by the Legislation Yuan, Architecture and Building Research Institute (ABRI), Ministry of the Interior, has built a wind tunnel laboratory in June 2004 for the testing of scaled down buildings and bridges.

The wind tunnel contains two testing section, $4\text{m} \times 2.6\text{m}$ and $6\text{m} \times 2.6\text{m}$, and the maximum wind velocities provided are 30m/s and 20m/s respectively. According to result of the preliminary examination, this wind tunnel is very stable and can provide a very good flow for the future tests

With the establishment of this laboratory, in spite of testing the scaled down building or bridge structures, it can also carry out the tests of modeling the boundary layer and the dispersion of the smoke or pollutants. It is believed that with the help of this lab, it not only helps the set up of the related regulations, but also enriches the testing energy of the wind engineering, provides services for the industry, and elevates the level of the architecture technology.

1. 前言

台灣的地理位置位於西太平洋颱風盛行的區域，每年的夏末初秋季節即常遭受颱風的侵襲，或是冬季強勁的東北季風肆虐，輕則影響國人的居住環境品質，重則破壞建築土木結構物，對人民生命財產造成傷害。然而，人類科學發展至今，對於自然界的風力行為所知仍十分有限，尤其是對於風工程技術的研究，尚無法完全藉由理論分析或數值推導來掌握，而必須透過風洞實驗來加以檢測模擬解析，特別是高層建築物或是長跨距橋梁等一些易受風力影響的結構物，更需要藉助不同性質的風洞實驗，才能在其結構安全性或是材料經濟性間取得最佳化的設計。

2. 國內風洞實驗發展現況

台灣地狹人稠，可供建築的土地非常有限，在地震颱風的威脅下，建築環境條件相當嚴苛，唯有藉著建築土木技術的迅速提昇，才能增進土木建築的安全與永續發展。同時隨著國內經濟的高度成長，高層建築與造型優美的長跨距橋梁孕育而生，誠如『台北 101 大樓』與『高屏溪斜張橋』的興建完成，更是象徵台灣的建築土木技術邁向一個新的里程碑；相對的，國內相關的研究設施設備也有了創新的建構，包括本案風洞實驗館，政府投入了約二十餘億元，於建研所建置防火、性能設備、風雨、音響大型力學、耐久耐候性等實驗館。

以往有關風工程領域的課題探討，或甚至結構物耐風設計規範的研擬，大都引用國外研究成果，再加上少數國內學者專家的學理分析及意見彙整而成，較少研究成果是建立在風洞實驗結果基礎上。歸究其原因，主要是因風洞實驗室建置成本較高，所以國內的風洞實驗室除了隸屬於軍方的航空高速風洞外，一般大學院校的風洞實驗室多因為成本的考量而限制其建置規模，數量有限且集中在少數幾所院校，間接地影響到風工程的實驗研究能量。

面對國內風工程日益重視，對於國內建築業界的風洞實驗檢測需求，常因為國內風洞實驗設備規模的限制，及實驗技術與人力技術的不足而專求諸於國外的知名實驗室，致使營建工程的風洞實驗大都委外辦理，而無法將實驗檢測技術於國內傳承發揚，進而培育實驗實務人才，僅在學術理論的驗證探究，使得業界與學界的需求漸行漸遠。

為使國內耐風設計法規能有本土化的實驗研究做為基礎，兼顧建築業界的實驗檢測需求、擴大學界的風洞實驗能量，促進國內風洞實驗技術的生根發展，帶動建築安全品質向上提昇等種種因素考量下，依據行政院核定之「內政部建築研究所建築實驗設施設置修正計畫」，由政府機關－內政部建築研究所（以下簡稱本所）自民國 89 年起，邀集國內多所大學的風工程領域專長的學者專家共同籌組一個「風洞籌建小組」，由成大航太系苗君易教授擔任召集人，協助本所建置一座環境風洞，以進行相關風洞實驗研究。歷經近 4 年的時間，於民國 93 年 6 月正式完成「內政部建築研究所建築風洞實驗館」的建置（詳照片 1），目前相關的研究與投入的人力正持續增加之中。



照片 1 內政部建築研究所建築風洞實驗館全貌

3. 實驗室規模性能

本所最初規劃設定的風洞性能係希望能建構一座可供進行建築模型及橋梁模型風洞吹試的實驗室，在風洞籌建小組的多次討論建議下，進而確立建築、橋梁兩個不同實驗目的的測試段截面需求（ $4\text{m}\times 3\text{m}$ 、 $6\text{m}\times 2.6\text{m}$ ），及最大風速需求（ 30m/s 、 20m/s ）。同時在成功大學的鼎力協助下，該風洞實驗館的位置座落在台南縣歸仁鄉成功大學航太校區內，於民國92年12月由該校代辦完成該實驗館建築工程，續由本所於民國93年6月辦理完成風洞本體、風扇、變頻器等多項主要大型風洞實驗設備採購建置，附屬的量測儀器按實驗的需求亦分批採購充實，至此整個風洞實驗館建置才算大致完成。

主要的建築物空間規劃及風洞實驗設備性能說明如下：

3.1. 建築物

整棟建築物為地下1層地上3層的構造物，在建築腹地有限條件下，選擇將風洞本體與建築物相結合，地下1樓主要為橋梁風洞測試區域及木工加工區域，同時也是風扇、變頻器、建築設備及風洞實驗設備供電系統等位置所在。地上1、3樓為行政文書的辦公空間及數據分析整理的研究空間；地上2樓則為建築風洞測試區域，及儀器校正與模型加工區；橋梁風洞與建築風洞測試區均分別設有控制室。

3.2. 風洞本體

本所風洞實驗室的用途在規劃之初，即確立在建置一座可進行建築模型與橋梁模型測試的環境風洞，故該風洞所產生的流場品質即顯得格外重要。因此，所建置的風洞本體係採用一垂直向的封閉迴路系統（詳圖1），除提供穩定的風場品質外，更在建築腹地限制下做最大的利用。整個風洞本體總長度為 77.9m ，最大寬度為 9.12m ，最大高度為 15.9m 。另為擴大該風洞實驗室的用途，除了建築風洞與橋梁風洞應用外，原循環式的風洞，可以切換為開放式風洞，以進行污染擴散試驗或煙霧視流試驗時，並降低對風洞實驗設備及工作人員可能造成的污染。

該風洞本體內的氣體流動經由風扇的加壓後，通過第三、四轉角段進入整流段，有效地消除流場中二次流與降低紊流強度，使速度場能均勻分佈。第一收縮段的收縮比為 $4.71:1$ ，氣流穿過第一收縮段即進入第一測試區（亦即建築風洞測試區）。第一測試區配置2個旋轉盤，第一座旋轉盤直徑 1m ，安置於距測試區入口處 3m ，從事一般流體力學研究；第二座旋轉盤直徑 3m ，置於可移動式軌道上，定位於距測試區入口端 25.5m 或 31.5m 處，並以機械控制使其做旋轉及上下運動，將以建築物受風力作用的空氣動力學研究及

污染擴散試驗為主。

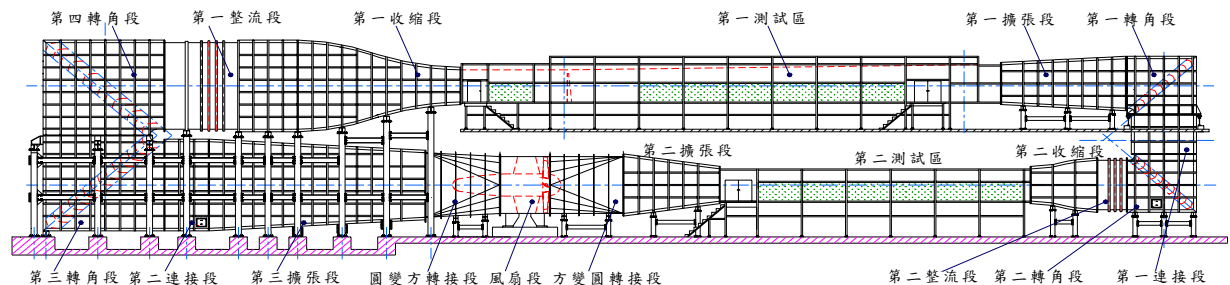


圖 1 風洞本體各單元構件組合示意圖

當氣流流出第一測試區後即藉由第一轉角段轉入第二測試區（亦即橋梁風洞測試區），第二測試區內配置一座旋轉盤，其距離風洞本體整流段出口15m處，轉盤直徑為3m，主要用途以橋梁測試為主。

兩個測試區的規格用途如表1所示。特別一提的是，第一轉角段為一可移動段，如朝橫向推移時，原循環式風洞即可切換為開放式風洞（詳照片2）。

表1 風洞測試區規格用途

測區名稱	第一測試區	第二測試區
斷面尺寸	長36.5m×寬4m×高2.6m	長21m×寬6m×高2.6m
最大風速	30m/s	20m/s
測區用途	1.流體力學研究 2.建築物相關風工程研究 煙流擴散性研究	1.橋樑測試研究 2.建築物相關風工程研究
輔助設施	1.配置2個旋轉盤（直徑1m、2.6m） 2.具可調式頂板、可透視側壁及三維移動機構	1.配置1個旋轉盤（直徑2.6m） 2.具可調式頂板、可透視側壁及三維移動機構



照片2 第一轉角段橫向推移



照片3 直接傳動軸流式風扇

3.3. 風扇

整組風扇包括風扇葉片、預轉片、平整片、尾罩及驅動馬達等五個單元構件。該風扇型式為直接傳動軸流式風扇（詳照片3），直徑為4.75m，整體長度（含風扇中心體、驅動馬達及尾錐）約7.62m，主要功能是供應氣流的起使動能，及補充流動過程中所產生的壓力損失。

風扇之驅動馬達最大馬力為500kW，最低穩定風量不大於 $12\text{m}^3/\text{s}$ 。當風量達到 $390\text{m}^3/\text{s}$ ，風壓力提昇為1000Pa以上，且風扇效率至少應在85%以上。此外，為避免風扇驅動馬達的震動影響流場品質及噪音干擾到鄰近實驗室，風扇的基礎不僅與建築結構分離，更利用吸音建材將風扇中心體四周包覆。

3.4. 變頻器及控制台

變頻器主要的用途是控制風扇的驅動馬達運轉，來達到實驗所需之風扇轉速，故為配合風扇驅動馬達之規格，所採用的變頻器須能提供輸出馬力500kW，使用電壓三相3,300V（詳照片4）。另實驗所需提供之風扇轉速、整組風扇與變頻器的運轉情形，甚至風洞本體的各個出入口狀況均可經由控制台面板（詳照片5）清楚掌握，俾有助於實驗與擷取資料之控制。



照片 4 變頻器



照片 5 控制台

3.5. 量測儀器

目前館內已配置多頻道電子式壓力掃瞄系統、熱線測速儀、加速度計、氬離子雷射系統、六軸力感測器、長距離雷射位移計等多項精密量測系統與資料擷取系統（詳照片6~7），藉以提高實驗數據之精確性。



照片 6 應變訊號放大器及數位電表



照片 7 熱線測速儀及數位儲存示波器

4. 風洞基本性能測試

本所風洞實驗館自 93 年 6 月建置完成迄今，在成大苗君易教授研究團隊的大力協助下，對於所完成的風洞進行基本性能檢測已獲得初步成果，透過實際量測數據的顯現，更加深本所對於該風洞流場品質的信心。

首先在風洞運轉穩定性的檢測方面，苗教授研究團隊分別在第一、二測試區的入口處，量測風扇不同轉速下速度分佈（詳圖 1），顯示在空風洞情況下，第一測試區最高風速可達 36m/s，第二測試區風速達 22m/s，不僅滿足原設計速度需求（30m/s、20m/s），且風扇轉速與測試區的速度均能維持一個良好的線性關係。同步監測風扇轉速、震動量與變頻器頻率的結果亦具有線性（詳圖 2），印證此風洞穩定度可含括 6rpm~390rpm。

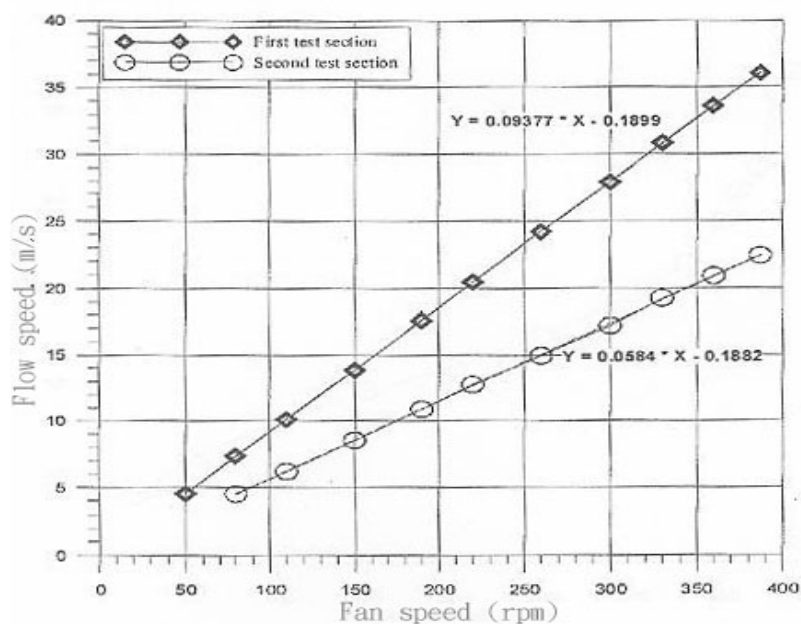


圖 1 風扇轉速與測試區風速關係圖

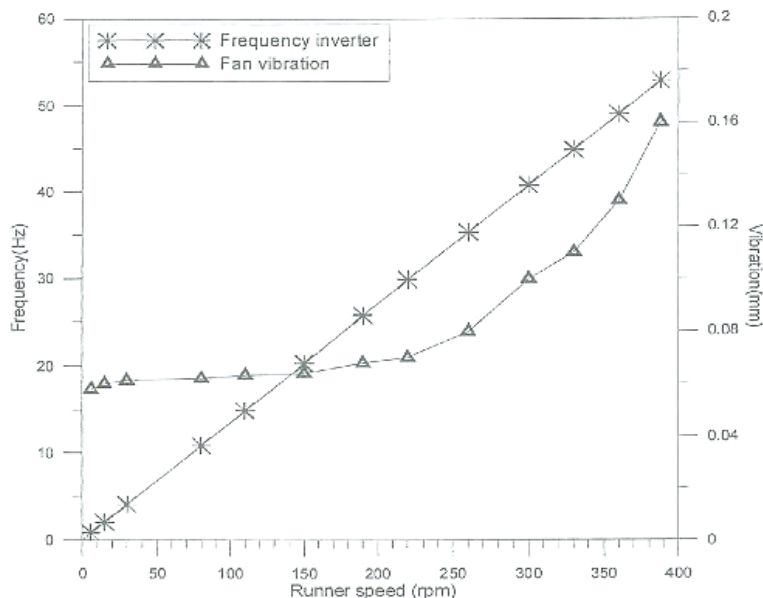


圖 2 風扇轉速、震動量與變頻器頻率關係圖

5. 主要實驗檢測項目

目前本所風洞實驗館規劃進行的主要實驗檢測項目：

5.1. 建築構造物風洞實驗

建築物高度逐漸增加及特殊造型的結構物日益增多，構造本身受風力的影響程度亦隨之加大。針對超高層建築物、薄殼構造或高塔等特殊結構物進行風洞實驗，以瞭解結構物在風載重下的力學行為與反應，將是本實驗館的主要的實驗研究課題。

5.2. 橋梁構造風洞實驗

隨著橋梁工程技術的精進，長跨距橋梁及造型優美的懸索橋與日俱增，此類橋梁易受風力作用而引發顫振等現象，有必要對橋梁斷面或全跨橋梁縮尺模型進行風洞實驗，以瞭解其受風力行為反應。因之，選擇橋梁斷面、全跨橋梁、或橋塔等特殊單元，進行縮尺模型風洞實驗，將有助於確保橋梁各單元構件，於規劃設計過程中，或建置完成後安全性能之探討。另外本所風洞實驗館第二測試段（橋梁風洞）斷面尺寸寬6M、高2.6M，已預先考量到台灣地區的河川寬度需求，將成為國內少數可以進行全跨度橋梁縮尺模型風洞實驗的實驗室。

5.3. 大氣邊界層模擬實驗

生活品質的日益提昇，國人對於建築物的需求除了確保結構安全外，更進一步想瞭解建築物對週遭生活環境的影響，或是自然地地形地物對於我們居住環境的影響。諸如都會地區的環境風場研究、微氣候風場研究等攸關民眾生活環境的實驗研究，選擇在風洞內佈設建築環境或自然環境的縮尺模型，透過大氣邊界層模擬技術，來量測該環境風場的流況，擬定對該環境的因應對策或改善方案等，皆是本所風洞實驗館所關心，且亟需深入探究的實驗方向。

5.4. 煙流擴散實驗

依據相關環評法令的規定，對於特定開發行為的施工中或營運期間，可能產生的空氣污染物與環境衝擊，須計算推估其擴散範圍、稀釋濃度等，必要時更應進行模擬分析或實驗。基此，可於風洞內施放示蹤氣體，以模擬工廠或焚化廠的煙囪排放，再採集該示蹤氣體的濃度分佈情形，即可推估實場空氣污染物排放的影響程度，對國人的居住生活環境保護將有極大助益，這也是本所風洞實驗館可以投入探究的一項新檢測、實驗研究之方向。



照片 8 建築風洞實驗



照片 9 橋梁風洞實驗



照片 10 大氣邊界層模擬實驗



照片 11 煙流擴散實驗

6. 實驗館發展現況

本所風洞實驗館成立至今，已完成及進行中的實驗研究計畫，詳如表 2 所示。隨者研究計畫不斷地進行，正逐漸累積實驗經驗與培訓研究人才，並且積極建立實驗基本資料。目前於風洞實驗館中對於高雄東帝士 85 層國際廣場、台北 101 臺北國際金融中心，及南二高之高屏溪斜張橋等，均做有實驗模型進行相關實驗研究。此外，亦適時承接各項實驗研發檢測案件，提供建築業界技術服務。此外，在實驗室管理方面，除了建立必備的實驗室安全衛生相關規定外，本所風洞實驗館已著手訂定各項風洞實驗之標準作業程序，期望能儘早趕上國外先進風洞實驗室的腳步，取得 ISO 9001 的認證，使得本所風洞實驗館不論在硬體與軟體上均能佔有一席之地。

表 2 本所風洞實驗研究計畫一覽表

年度	研究計畫名稱
93	風洞實驗館系統整合測試暨風洞性能驗證研究 (I)、(II)
94	鈍形體空氣動力流場實驗量測技術之建立
94	風洞實驗館基本建築性能建立之研究
94	高層建築氣彈模型風洞試驗與數值模擬研究
94	風洞實驗技術於土木建築構造物之應用與驗證計畫—橋樑風洞實驗
94	風洞實驗室之大氣邊界層模擬技術研究
94	高屏溪斜張橋受風反應實場監測與風洞實驗之比較探討

7. 展望與結語

過去，台灣營建業界對於結構物受風力的影響普遍較為輕忽，但是隨著地球環境氣候的變遷，幾次颱風侵襲台灣均造成建築構造的重大損失，甚至連先進國家—美國受到卡崔娜颶風的侵襲造成人員財物的傷害，在在都提醒著吾人，對於自然力道應有的敬畏與尊重。

風工程技術已逐漸獲得世人的重視，本所新建置完成之風洞實驗設備，正可積極從事相關實驗研究，開拓國內原有的風工程技術研究範疇，提供一個客觀公正的實驗研究平台，並為國內風工程技術規範的制訂貢獻心力，以提昇國內營建工程品質，改善國人生活環境水準。因此，本所針對風工程科技之應用與整合，已研擬了期四年之中程科專計畫，並獲國科會審查通過，自 95 年度起執行，計畫內容以應用研究為主，並以風力規範之調查與研究、環境風場之調查與研究，以及風洞實驗技術之研發為重心。

期許藉由本所風洞實驗館的建置，有效地整合國內風工程領域的實驗研究人力的共同參與，積極輔助國內建築土木工程風洞實務之檢測服務，並利相關建築法令規章研修，擬定工程技術規範，有效地發展風洞實驗研究檢測能量；中長期希望能協助業界，完成新工法、新技術、新材料開發的實驗研究或檢測，提昇國內建築土木工程技術水準，並與國際風工程技術接軌，促進營建產業國際競爭力。

8. 參考文獻

1. 內政部建築研究所, "內政部建築研究所建築風洞實驗館簡介", 2003 年 11 月
2. 張恭銘, "內政部建築研究所風洞實驗標準作業程序大綱研究", 內政部建築研究所, 2003 年 12 月, 第 1~2 頁
3. J.J.Miau, J.H.Chou, C.M.Cheng, C.R.Chu, K.C.Woo, S.K.Ren, Z.L.Chen, C.C.Hu, and J.L.Chen, "DESIGN ASPECTS OF THE ABRI WIND TUNNEL", The International Wind Engineering Symposium, IWES 2003, November 17-18, 2003, p209~210

4. 葉祥海,苗君易,“風洞實驗館系統整合測試暨風洞性能驗證研究(I)”,內政部建築研究所,2003年12月,第4~8頁
5. 何明錦,苗君易,“鈍形體空氣動力流場實驗量測技術之建立”期中報告,內政部建築研究所,2004年8月,第12~13頁
6. 內政部建築研究所,“風工程科技應用整合中程綱要計畫”,2005年2月

氣懸性污染物在複雜地形之擴散特性風洞試驗

—基隆市協和火力電廠個案分析

蔡秉直¹、蕭葆義²、林信助³

1. 國立台灣海洋大學河海工程學系博士班
2. 國立台灣海洋大學河海工程學系教授
3. 國立台灣海洋大學河海工程學系碩士

摘要

本研究主要針對協和火力發電廠氣懸性污染物排放於週遭複雜地形之擴散特性風洞試驗，該複雜地形包含丘陵地形、山谷地形、橋樑以及港灣等工程設施。此複雜地形產生之氣流渠化現象將明顯造成風場局部加速效應，進而影響氣懸性污染物擴散。本研究藉由大氣環境風洞模擬，以獲得氣懸性污染物在複雜地形擴散特性。

關鍵詞：氣懸性、複雜地形、風洞試驗

一、前言：

火力發電廠為各縣市早期電力的主要來源之一。而發電廠之操作運轉時，因燃料物的燃燒可能會形成各種空氣污染物，雖經廢氣設備處理，但仍可能由不當操作之緊急意外造成廢氣經由發電廠煙囪排放至鄰近的大氣中，引起空氣污染的問題。

一般而言，煙囪廢氣排放之擴散現象包括煙氣本身之溫度浮力效應、初始速度動力效應、背景氣流風速及紊流擾動效應等所控制的煙流有效高度。基隆市協和火力發電廠其週遭地理環境屬於複雜地形，濃度擴散之模擬預測，採用環境風洞，配合流體力學之相似性理論，以進行發電廠週遭複雜地形之縮尺模型風洞模擬實驗。

二、基本理論與文獻回顧：

利用風洞進行複雜地形風之風場模擬試驗，主要係依據流體力學之相似性法則原理。

2-1 相似法則

應用大氣環境風洞進行模型試驗，首先必須考慮相似法則[1, 2]。一般而言，模型試驗需符合幾何相似性、動力相似性、熱力相似性。

本試驗主要係模擬在中性大氣紊流邊界層作用下之風環境及風壓變化。因此本試驗模擬之最重要參數為雷諾數(Reynolds number)。一般大氣邊界層(實場)之特徵雷諾數(Re)高達 10^8 以上，故在風洞內絕無法達到。所幸紊流在高雷諾數時具有雷諾相似性(Reynolds number similarity)之特徵(Townsend, [3])，亦即當雷諾數超過某臨界值

時，紊流大結構具有相似性。又依 Kolmogorov 之理論，當雷諾數夠大時，紊流頻譜分佈有慣性次階(inertial subrange)之特徵出現。而在風洞內模擬之紊流邊界層雷諾數若達到臨界值 10^4 以上時(Cermak, [4])，則可以應用大氣環境風洞進行模擬大氣邊界層的紊流大結構。

模型實驗之初始與邊界條件相似性要求迫近流場(approaching flow)與實際狀態相似。亦即

(1)迫近流場之平均流速分佈呈指數率(power law)分佈。

(2)迫近流場之紊流強度(turbulence intensity)，雷諾應力(Reynolds stress)與大氣邊界層相似。

(3)迫近流場之紊流頻譜與實際狀態相似。

為達到上述模擬條件，風洞試驗必須有足夠的長度及適當的表面粗糙度，以維持穩定之紊流邊界層。在風洞內模型區上游之邊界條件，若要完全依幾何比例縮尺，將會十分困難也沒有必要。依照 Jensen[5]建議，模型上游邊界條件之相似性，主要以調整表面粗糙度，達到迫近流場之相似性即可。

2-2 大氣紊流邊界層平均風速剖面

大氣邊界層平均風速剖面可以指數律(power law)或對數(logarithmic law)表示。若欲顯示地面粗糙高度，則可採用對數律表示。在工程上，一般則常用指數律，表示為：

$$\frac{U(z)}{U_{ref}} = \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^n \quad (2.1)$$

式中 $U(z)$ 為離地面高度 z 處之平均風速； U_{ref} 為邊界外之自由流速(free stream velocity)； z_{ref} 為邊界層高度。指數 n 則隨地表結構狀況及大氣穩定度而改變。

對於中性穩定之大氣而言，Counihan[6]研究指出在都市地區 $0.21 \leq n \leq 0.4$ 。Davenport[7]對於邊界層高度 z_{ref} 建議：都市地區約 $z_{ref}=400\text{m} \sim 600\text{m}$ 。

2-3 大氣紊流邊界層之紊流強度及雷諾應力

紊流強度是風速擾動成份大小之一種指標。一般主流向及垂向的紊流強度，在離地面 100 公尺的範圍內皆隨高度增加而減弱。在 30 公尺高度範圍內，主流向之紊流強度都市地區： $0.15 \leq \sqrt{u'^2}/U \leq 0.35$ 。而在 20 公尺高度範圍內主流向與垂向之紊流強度比值大約為 1.0：0.73。

2-4 紊流邊界層之速度擾動頻譜

通常可以將紊流能譜依頻率分為三個部份：(1)低頻部份之含能渦流區(energy containing eddies)，(2)中頻部份之慣性次階(inertial subrange)，(3)高頻部份之黏滯消能區(viscous dissipation)。紊流之能量傳輸，基本上是由低頻部份之大尺度

渦流抽取平均流(mean flow)之動能，再經由慣性次層向高頻部份之消能區傳遞，以提供邊界處黏滯摩擦效應所需耗損能量。

Tennekes & Lumley [8]指出依Kolmogorov之研究，當流場中雷諾數夠大時，紊流頻譜即有慣性次階之 $-5/3$ 斜率的特徵出現。

2-5 煙柱上升之理論

煙柱上升高度對污染物擴散濃度影響顯著，而影響其上升高度之主要因素為浮力。

煙囪有效高度(H)=煙囪高度(h)+煙柱上升高度(ΔH)。

(1) 動量射流形式之煙柱(Momentum jet)

煙柱溫度與周圍空氣相差不大，一般而言在 10°C 之內。排煙速度快，煙流上升的動力全靠期初始動量。

(2) 浮昇型煙柱(Buoyant plume)

當煙囪煙氣排入大氣後，受出始動量及浮力作用而上升；同時受到紊流的影響使得動量及熱量逐漸散失。煙流因受周圍冷空氣的捲增作用而失去上升能力，進而彎曲成水平煙流。

紊流的產生來源有兩種，一為煙流自生紊流(self-generated turbulence)，是由於熱昇煙與周圍冷空氣相對運動所產生；另一為大氣環境的紊流(eddy)，是由空氣與地面間的相對運動所產生。通常煙流初期主要是受制於自生紊流的影響，但在距離較遠的下風處則受大氣環境紊流影響。煙流軌跡可分為三個階段：

初始期：由自生紊流主宰混合作用。

過渡期：時間很短，且與初始期有相當之重疊部分。

終了期：由大氣環境紊流主宰混合作用。

應用紊流捲增假說與流體力學守恆方程式經簡化之假設條件：

(1) Boussinesq approximation：除了在密度差項之外，煙氣與周圍氣體密度可視為一致。

(2) 彎曲煙流假設：煙流的中心水平速度與平均水平風速幾乎一致。

(3) 煙流下沖：發生的原因主要有兩種，一是煙囪本身背風處(down wind tip)產生之渦旋(vortices)，另一則為建物或地形所產生之尾流(wake)所致。

(4) 地形及地物之影響：地形的變化除了影響煙氣昇流與擴散之外，也會改變局部煙流軌跡。尤其在山谷或低窪地區，甚至完全改變煙流方向。

此外，地表粗糙度(surface roughness)直接影響背景流場的風速剖面及紊流結構，間接亦影響到尾流流場的特徵。地表粗糙度愈大，則背景流場紊流強度增強，渦流尺度縮小，擴散效果較粗糙度小者佳。

2-6 風洞試驗程序與模型設計結果分析之探討

風洞模擬試驗之程序，分以下五個步驟：

(1)以大氣環境風洞模擬中性穩定(neutral stable)之都市地區。圖 4-1 為迫近流場佈置照片。

(2)依幾何縮尺(本試驗採用 1/2000 縮尺比例)，設計地形地物模型。參閱圖 4-2、圖 4-3。

(3)校正熱線(膜)(hot-wire or hot-film)及微壓計。

(4)以採樣管系統等方式採取追蹤氣體，裝入採氣袋。

(5)使用離子火焰偵測器(FID)進行採氣袋內追蹤氣體之濃度分析，以獲得濃度場之變化。

2-7 風洞試驗模型設計製作分析

風洞試驗模型設計製作，就以下各項分析如下：

(1)模型縮尺決定

模型縮尺之考慮，主要在避免風洞模擬時，產生阻擋率(blockage ratio)過大的情形。因此天外天焚化爐附近地形最高處經過縮尺後約 7.85 公分，而風洞試驗段高度 140cm，故整體模型之最大阻擋率小於 10%，符合 Rae and Pope 之要求。

(2)雷諾數相似性

一般風洞內之雷諾數必須大於臨界值 10^4 以上。若風洞試驗其選擇模型縮尺為 1/2000，在風洞內所模擬之紊流邊界層厚度為特徵長度 $z_{ref} = 0.3 \text{ m}$ ，自由流速為特徵風速 $U_{ref} = 10 \text{ m/s}$ ，故雷諾數 Re 為 2.25×10^5 大於 10^4 。因此幾何縮尺選擇 1/2000，流場亦能滿足雷諾數相似性。

(3)模型縮尺限制

風洞內模擬氣體之擾動狀態，於接近固體邊界時，由於流體黏滯力之作用，形成局部之層流狀態(laminar)。由於模擬縮尺之關係，風洞內之層流次層在比例上較實體模型顯著，因此模型縮尺有其限制，不可太小。Snyder[9]建議風洞模擬應避免層流次層之不良影響，模型表面之粗糙度 ε ，必滿足 $\varepsilon u_* / \nu > 20$ 之條件。 ν 為流體之黏滯係數， u_* 為摩擦速度。 u_* 一般為自由流速之 1/30，亦即 $u_* = 0.33 \text{ m/s}$ ，而若模型表面粗糙高度 $\varepsilon = 0.002 \text{ m}$ ，則 $\varepsilon u_* / \nu = 44$ 亦滿足 Snyder 之建議值。

(4)煙流熱昇流相似性

進行煙流熱昇流相似性之模擬，應考慮煙囪熱昇流之參變數主要有： H_s ：煙囪高度， W_s ：煙囪排氣之垂直流速， U ：氣流流經煙囪之橫向速度， D ：煙囪直徑， ρ_a ：環境空氣密度， ρ_s ：煙氣密度， $\Delta \rho = \rho_a - \rho_s$ ：空氣與煙氣密度差異， g ：重力加速度。

根據上述之參變數，如僅考慮煙氣上升之密度浮力(buoyancy force)，煙氣上升慣性力(upward inertia force)，大氣橫向風速慣性力(cross flow inertia force)，及煙囪本身之幾何形狀，則可形成下列之無因次參數比值：慣性力比值、慣性力與浮力比值、密度比值以及幾何尺度比值。

煙道幾何現象之尺度關係：

$$\frac{l_m}{H_s} = \frac{1}{2} \left[\frac{\rho_s W_s^2}{\rho_a U^2} \right]^{1/2} \left[\frac{D}{H_s} \right] \quad (2-2)$$

$$\frac{l_b}{H_s} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{Fr_a^2} \right] \left[\frac{D}{H_s} \right] \left[\frac{\rho_s W_s^2}{\rho_a U^2} \right]^{3/2} \left[\frac{\rho_a}{\rho_s} \right]^{1/2} \quad (2-3)$$

上式中之 l_m 與 l_b 分別稱為煙氣昇流之動力尺度(momentum length)與浮力尺度(buoyancy length)，而煙流上升之彎曲軌跡及上昇高度可由 l_m 與 l_b 之長度表示。因此，在進行風洞模擬煙氣上升作用實驗時，需考慮式 $l_m \sim l_b$ 之比值關係在實體與模型間需相同。

三、 風洞試驗

本風洞模擬試驗係在國立臺灣海洋大學河海工程學系之環境風洞進行。

3-1 環境風洞簡介

本實驗室之環境風洞為一開放吸入式風洞，其主要構造部份可分為整流段、收縮段、試驗段與動力段以及風洞本體支架。

3-2 風場實驗量測儀器

進行風洞模擬試驗時，有關風場所使用之相關量測儀器包括定溫式熱線流速儀、熱線探針、類比／數位轉換介面卡、熱偶溫度計、孔口校正儀與斜壓計和天車。

3-3 濃度場量測儀器系統

為了瞭解煙囪排氣之氣體擴散特性，茲將實驗之追蹤氣體排放系統及採樣系統設計如下：

(1) 追蹤氣體排放系統

- A. 追蹤氣體：本實驗為了模擬煙囪排氣之氣體，追蹤氣體採用以空氣與甲烷依 9：1 比例之混合氣體，可確定混合氣體具有氣懸性性質。
- B. 混氣管：COLE-PARMER 公司產品，直徑約 4CM，長約 11.5CM 之玻璃管，內填充略 8 分滿之玻璃細珠，可使氣體充份混合。
- C. 浮子流量計：用以控制混氣流量以及排放速度。
- D. 排放管模型：本實驗之排放管為不鏽鋼管製成。

(2) 追蹤氣體採樣系統

- A. 採樣管：15 支並排，間隔 3 cm，可定點同時採集水平或縱向剖面濃度分佈。
- B. 氣體採樣幫浦：本實驗採用 10-Channel 之蠕動式幫浦。可同時等速採集 10 點氣體樣本，抽氣量為 0~400 ml/min。
- C. 採樣袋：氣體採樣袋為 SKC 公司之 Teflon 採樣袋，每袋之容量為 3 L。
- D. 火焰離子化偵測器(FID, Flame Ionization Detector)：使用 China Chromatography 公司 GC9800 型號之火焰離子偵測器。其對甲烷反應率高達 90% 以上，偵檢範圍由 0~10000ppm 以上。實驗前進行校正，故可以不必考慮其所

造成的誤差。

E. 紀錄器：紀錄FID輸出之訊號，其取點速率為5.00點/秒。

3-4 實驗配置

氣體擴散風洞模擬試驗以1/2000模型縮尺至於大氣環境風洞試驗段內進行模擬。風洞進口處至模型前之試驗段上放置各式排列之粗糙元素(Roughness element)、三角檔板(Spire)等，以產生符合風洞模擬試驗之迫近流場。

實驗進行時，依序將檔板、粗糙元素置於模型前之試驗段，啟動風扇馬達，進行模擬試驗。依照模擬實驗進行順序，施放追蹤氣體，經由採樣系統進行氣體採樣，並以FID進行氣體偵測，從而決定濃度分佈及擴散尺度。整體模擬實驗之配置圖，參閱圖3-1。

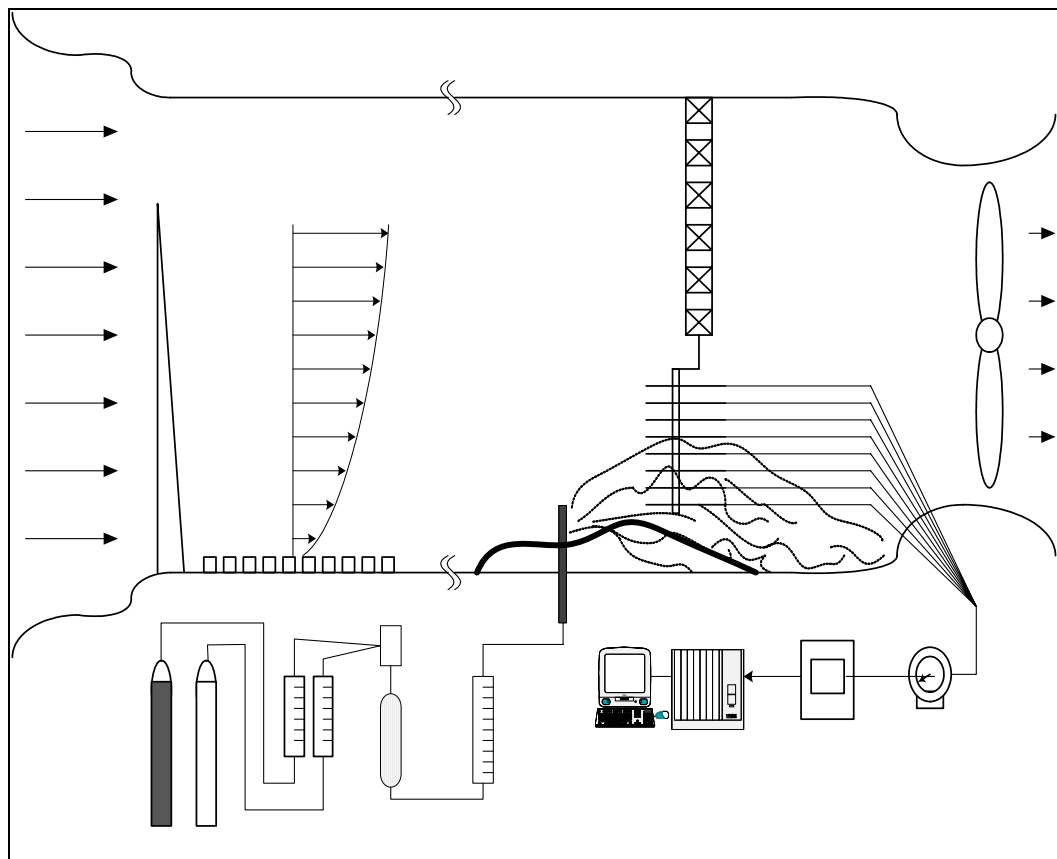


圖 3-1 實驗整體配置圖



圖 3-2 風洞內迫近流場佈置照片



圖 3-3 協和火力電廠四周地形風洞模型(含粗糙元素之佈置)



圖 3-4 協和火力電廠四周地形風洞模型及採樣系統實驗照片

四、 試驗結果

(一) 迫近流場模擬

迫近流場之平均風速剖面以指數律型式表示：

$$\frac{U}{U_{ref}} = \left(\frac{Z}{Z_{ref}} \right)^n \quad (4-1)$$

式中 U 為平均風速， U_{ref} 為自由流速， Z 為離地面高度， Z_{ref} 為邊界層厚度， n 為冪指數。模擬後之平均風速剖面結果示如圖 4-1。

圖 4-2 為迫近流場之紊流強度剖面分佈，其結果顯示在接近地面之主流向紊流強度約 0.15，對於 Counihan[1] 都市地區為 $0.15 \leq \sqrt{u'^2}/U \leq 0.35$ 之建議值，亦在其範圍之內。

圖 4-3 為模擬迫近流場之紊流速度頻譜，結果顯示其具有慣性次階，且其斜率為 $-5/3$ ，滿足雷諾數相似性。模擬結果並與 Von Karman 頻譜相比較，Von Karman 頻譜為：

$$Su(n) = \frac{2\overline{u'^2}L_x^u}{\overline{U} \left[1 + (2cnL_x^u/\overline{U})^2 \right]^{5/6}} \quad (4-2)$$

其中 $c = 2.5$ ， L_x^u 為主流向之紊流長度尺度， $\overline{u'^2}$ 為主流向之均方根速度，而 $\overline{u^2}$ 為不同高度之平均速度。

(二) 三種風向之地面氣流變化

1. 東北風風向：參閱圖 4-4，當風向為東北風風向時，氣流主要由協核火力發電廠處，吹向協和里與文化里，順著地形往基隆港區西十碼頭。
2. 北風風向：參閱圖 4-5，當風向為北風風向時，氣流主要由協核火力發電廠處，吹向後方之協和里，順著地形往基隆港區西十碼頭方向。

3. 西北風風向：參閱圖 4-6，當風向為西北風風向時，氣流主要由協核火力發電廠處，吹向基隆港區西廿八碼頭，並跨越港區到達中正區中砂里與中船里。

(三)一種風向之廢氣排放傳輸擴散影響範圍

係選擇基隆氣象測站資料統計之盛行風風向，亦即東北風。圖 4-7 為高度 140 公尺之水平方向濃度擴散圖，圖 4-8 為高度 200 公尺之水平方向濃度擴散圖，圖 4-9 為垂直方向之中心軸剖面濃度圖。表 4-1 東北風向之地面污染物濃度。

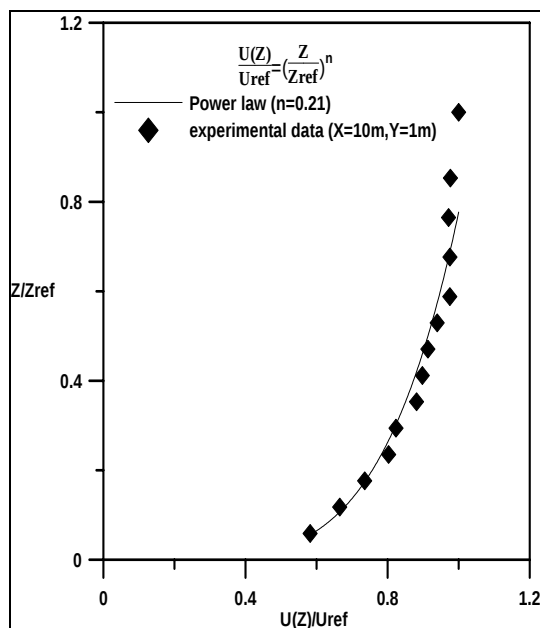


圖 4-1 迫近流場之平均風速剖面

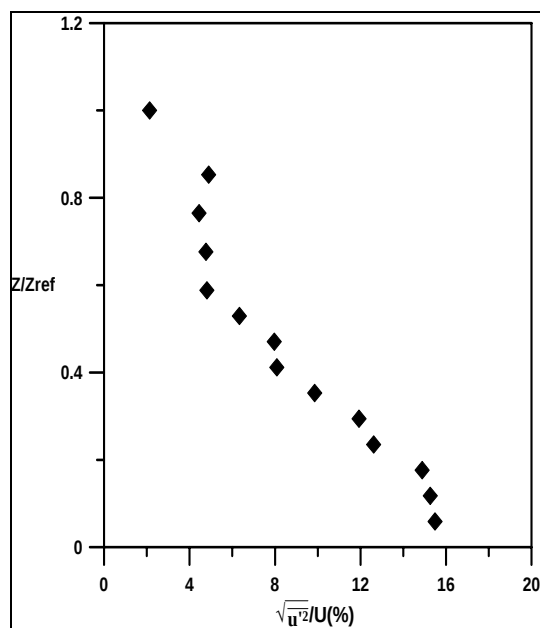


圖 4-2 迫近流場之紊流強度剖面

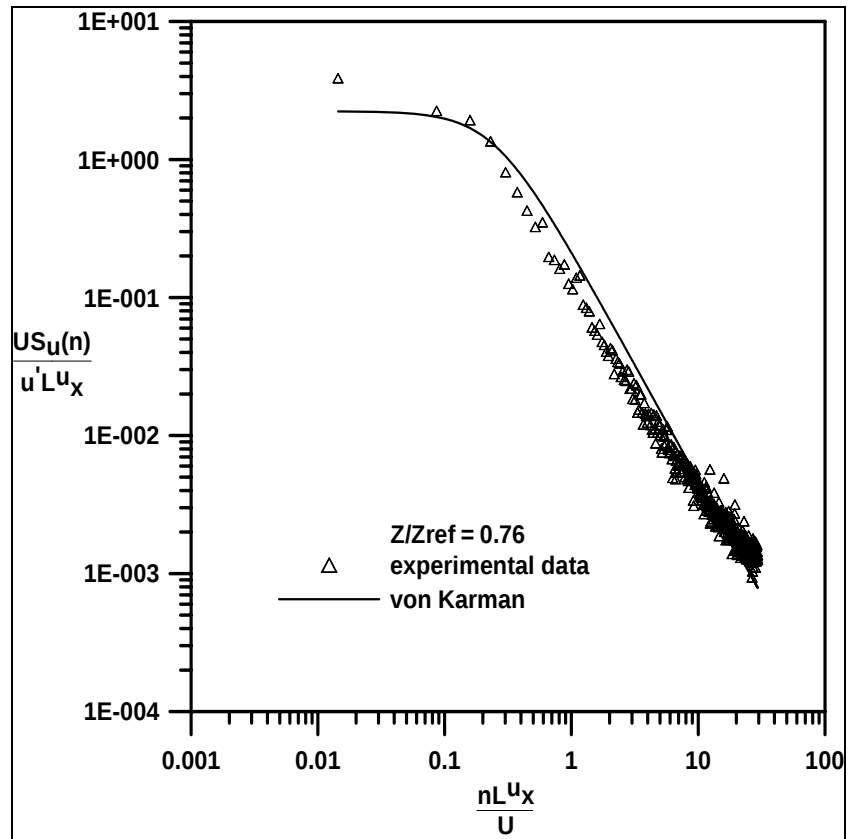


圖 4-3 迫近流場之紊流速度頻譜

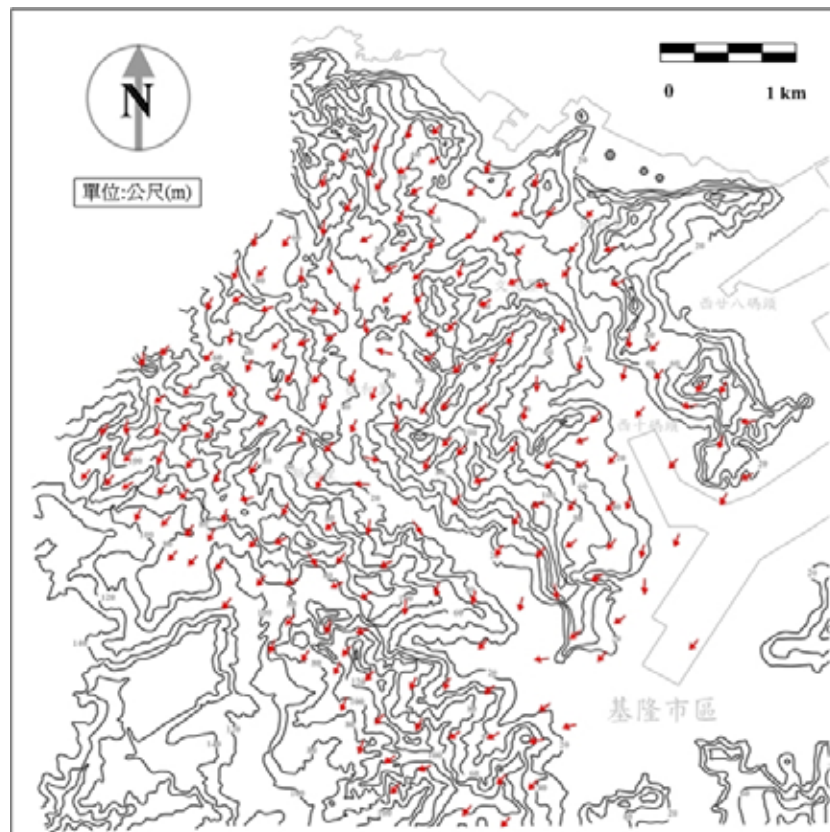


圖 4-4 東北風風向之地面風向風標圖

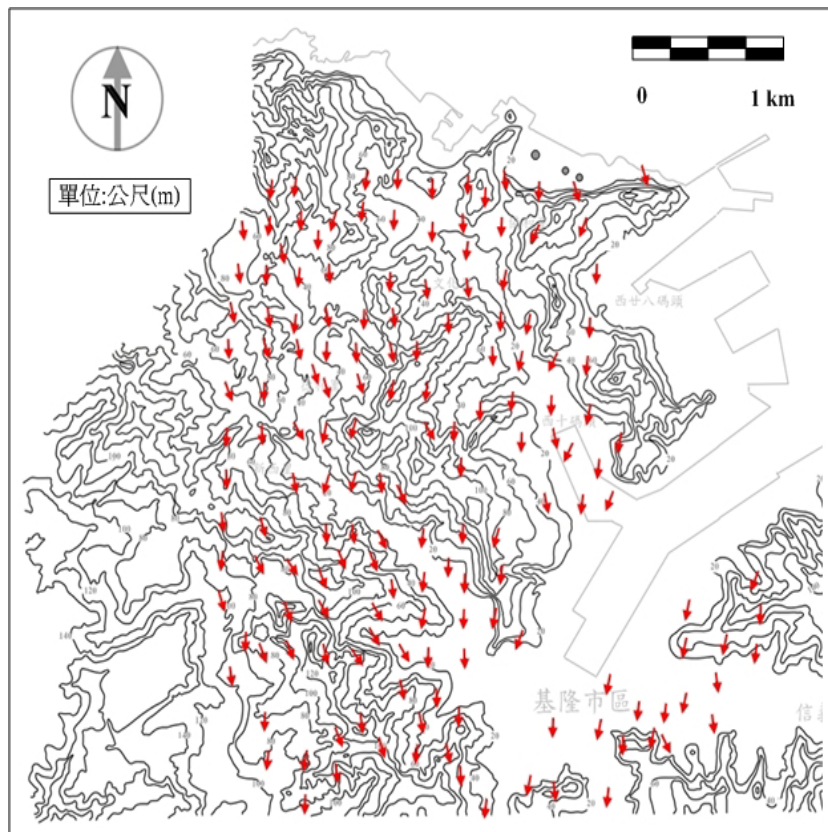


圖 4-5 北風風向之地面風向風標圖

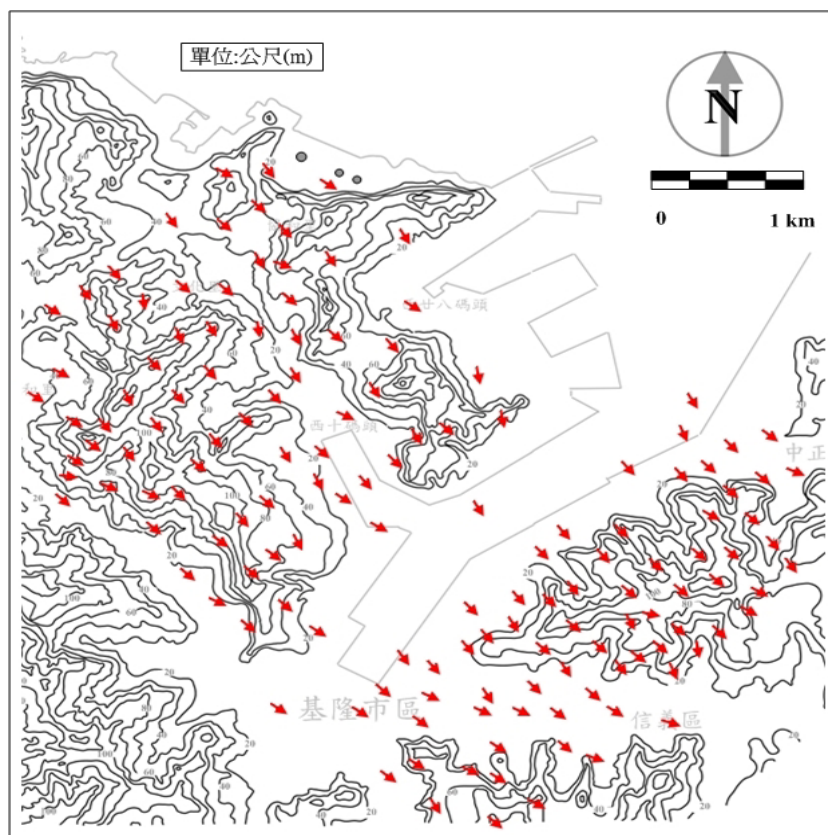


圖 4-6 西北風風向之地面風向風標圖

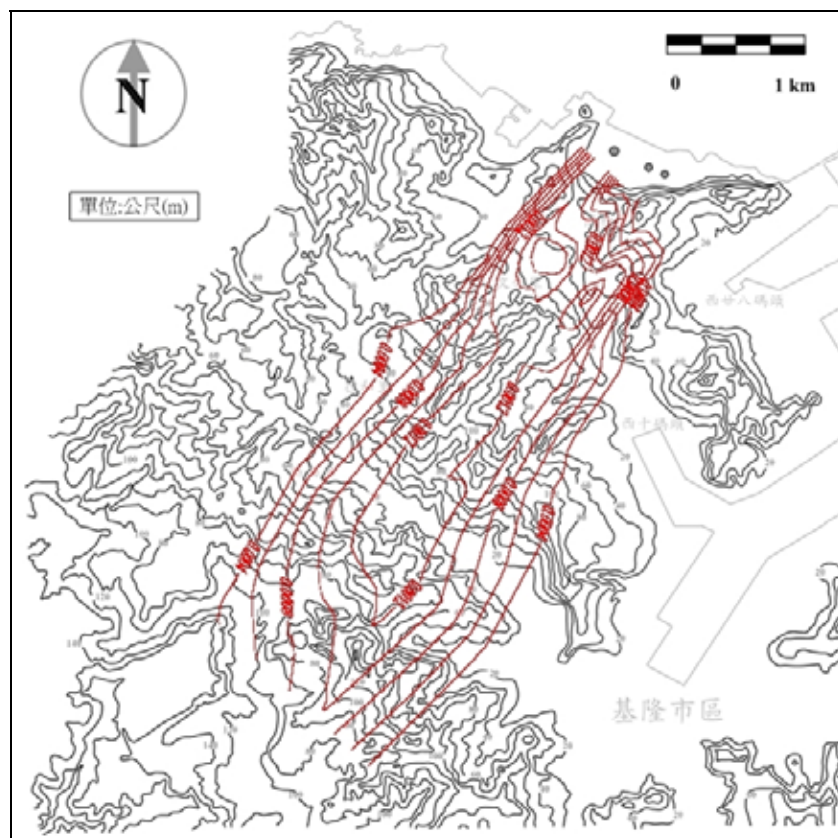


圖 4-7 東北風向之水平方向濃度擴散圖(高度 140 公尺)

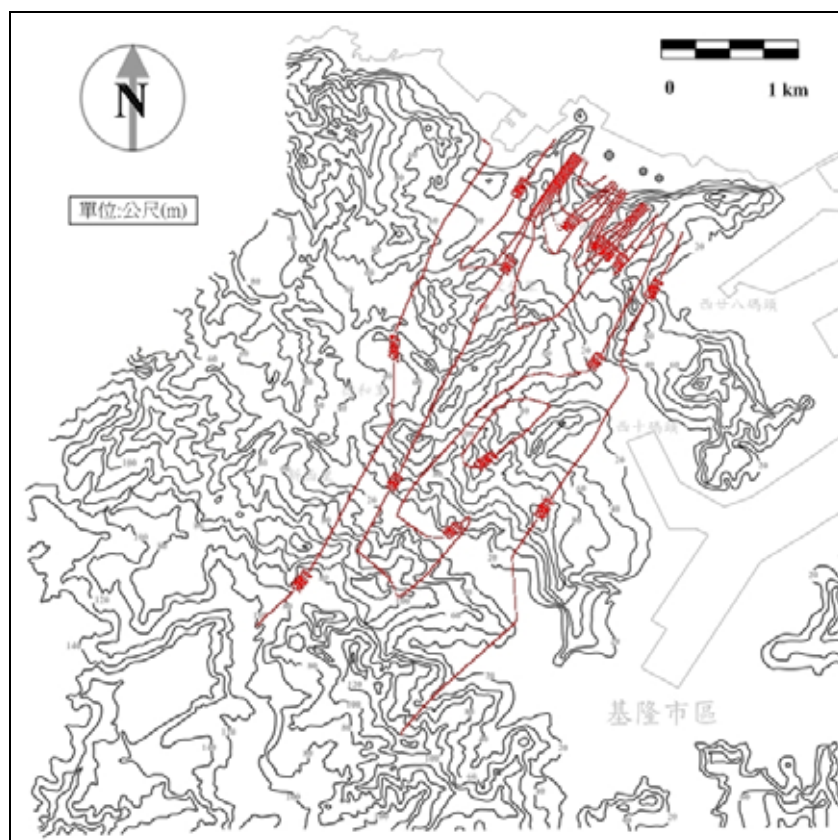


圖 4-8 東北風向之水平方向濃度擴散圖(高度 200 公尺)

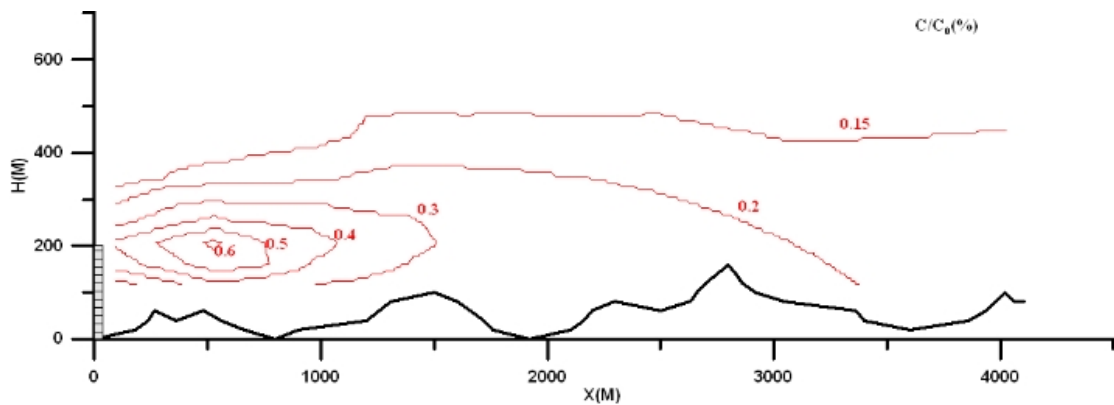


圖 4-7 東北風向垂直方向之中心軸剖面濃度圖

表 4-1 東北風向之地面污染物濃度

編號	地點	污染物濃度(%)
1	西 28 碼頭	0
2	協和里	0.009206944
3	西 10 碼頭	0.009476296
4	德育護專	0.014545013
5	德和里	0.012977873
6	西川里	0.011361761
7	安和里	0.011386247
8	五福里	0.012708521
9	民治里	0.011092409

五、結語

本試驗中，利用模型縮尺模擬基隆協和火力電廠氣懸性污染物排放後在複雜地形之擴散特性。關於複雜地形之地表面流場方向變化之試驗，藉由風標與高速攝影機之影像擷取技術與後續之影像處理技巧，獲得平均氣流風向結果。

濃度場的量測分析結果顯示在複雜地形之影響下，在 140 公尺高程之水平濃度擴散模擬試驗結果中，位於協和火力發電廠西南方之文化里地區，因屬於地勢較低之區域，因此產生濃度累積之現象。在 200 公尺高程之水平濃度擴散模擬試驗結果中，因氣懸性污染物之高空傳輸效應，在距離發電廠較遠之居仁里與安和里地區產生濃度累積之現象。在垂直方向中心軸濃度擴散模擬試驗結果中，氣懸性污染物之高濃度累積區域分布於高度約 200 公尺，下游距離 300~800 公尺之範圍內。在地表面污染物濃度擴散模擬試驗中，因地形效應之影響，導致地勢較低之德和里和五福里地區污染物濃度偏高。

參考文獻

1. 蕭葆義, 1997, "都市地區建築物風環境及風壓之風洞模擬試驗研究," 中華民國建築學報, 第二十一期, 第五九~七二頁
2. Snyder, W.H., 1972, "Similarity Criteria for the Application of Fluid Models to the Study of Air Pollution Meteorology," Boundary Layer Meteorology, Vol. 3, pp. 113-134.
3. Townsend, A.A., 1976, <The Structure of Turbulent Shear Flow>, P. 53, Cambridge University Press
4. Cermak, J.E., 1981, "Wind Tunnel Design for Physical Modeling of Atmospheric Boundary Layer," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V. 107, pp. 623-642
5. Jensen, M., 1958, "The Model Law for Phenomena in a Natural Wind," Ingeniøren, Vol. 2, No. 4
6. Counihan, J., 1975, "Adiabatic Atmospheric Boundary Layer: A Review and Analysis of Data from the Period 1880-1972," Atmospheric Environment, Vol. 9, pp. 871-905.
7. Davenport, A.G., 1965, "The Relationship of Wind Structure to Wind Load," Proceedings of Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, pp. 53-102.
8. Tennekes, H. and Lumley, J.L., 1989, <A First Course in Turbulence>, chapter 8, MIT Press.
9. Snyder, W.H., 1981, "Guideline for Fluid Modeling of Atmospheric Diffusion," EPA Report 600/8-81-009, USA.

空氣污染事件日中臭氧和懸浮微粒傳輸與反應之研究 Study of the transformation and the reaction for O₃ and PM₁₀ in the air pollution event days

劉權慧¹ 黃肇凱² 梁正中³

1. 工研院環安中心
2. 逢甲大學環境工程與科學學系博士生
3. 副教授

摘要

本研究是利用2004年中部空氣品質區之空氣品質監測資料,針對臭氧和懸浮微粒污染事件日中,其傳輸與反應現象之相互關係做探討。並運用不穩定和穩定狀態與一維大氣傳輸差分方程式,來獲取其生成速率(R)和消失速率係數(L)。

在臭氧事件日方面:(1) 14:00之後因光化學煙霧的生成,導致 R 和 L 值由正值轉變為負值;(2)在16:00之後, R 和 L 值降低,其可能原因是臭氧與微粒或水份發生反應;(3)當 R 值減少時, L 值則增加;(4)在臭氧事件日前期,風速($>2.0\text{m/s}$)、 $R(>100\mu\text{g}/\text{m}^3\text{-hr})$ 和 $L(>1.0\text{ 1/hr})$ 值均較高。

在懸浮微粒事件日的現象解析為:(1)在沿海地區(風速 $>2.0\text{m/s}$)和近山地區(複雜地形)附近的懸浮微粒濃度較高,特別是在彰化和大里市;(2)因交通堵塞,導致 R 和 L 值在17:00之後由負值轉成正值,且 $R(>200\mu\text{g}/\text{m}^3\text{-hr})$ 與 $L(>1.5\text{ 1/hr})$ 值在20:00~21:00期間為最高;(3)在夜間(18:00~隔日06:00)的 R 和 L 值分別維持高值($>150\mu\text{g}/\text{m}^3\text{-hr}$)及低值($<-1.0\text{ 1/hr}$),其原因為混合層高度下降所引起。

在臭氧和懸浮微粒事件日前和/或後期間之風速較大($>2.0\text{m/s}$),有利於污染物的擴散。而因盆地效應和低風速,則容易造成高濃度的空氣污染物在台中地區累積。

Abstract

The purpose of this study is for investigating the relation between transformation and formation using the monitoring data of the air pollution event day in the 2004 in the Taichung area. The unsteady and steady states and one-dimensional atmospheric transport difference equations were used to obtain the formation rate (R) and the disappear rate constant (L).

In each ozone event day are: (1) the values of R and L change from positive to negative after 14:00 due to the photochemical smog formation; (2) the values of R and L are lower after 16:00 may be due to ozone react with particle or water; (3) the value of R increases with decreasing the value of L ; (4) the wind speed ($>2.0\text{m/s}$) and the values of $R(>100\mu\text{g}/\text{m}^3\text{-hr})$ and $L(>1.0\text{ 1/hr})$ are high in the day before ozone event day.

In the PM₁₀ event day, the phenomenon indicates that: (1) high PM₁₀ concentration always is in the coastal (wind speed $>2.0\text{m/s}$) and near the mountain (complex terrain), especially on the Changhua and Taichung cities; (2) the values of R and L shift from minus value onto plus value after 17:00 due to the traffic jam, maximum values of $R(>200\mu\text{g}/\text{m}^3\text{-hr})$ and $L(>1.5\text{ 1/hr})$ at 20:00~21:00; (3) the values of $R(>150\mu\text{g}/\text{m}^3\text{-hr})$ and $L(<-1.0\text{ 1/hr})$ keep high and low all the nighttime (18:00~06:00 next day), respectively, due to the mixing height down.

The wind speed is fast ($>2.0\text{m/s}$) in the O_3 and PM_{10} pre- and/or later- event days, which enhance the dispersion of the pollutants. The high concentration of air pollution accumulates easily in the Taichung basin because of the basin effect and low wind speed.

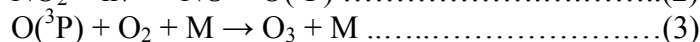
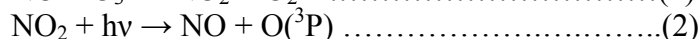
一、前言

隨著空氣污染物排放源的大量增加，對整個台灣的環境造成了一種很大的負擔。目前台灣最嚴重的空氣污染物是臭氧(O_3)及懸浮微粒(PM_{10})，造成大都會地區空氣品質低劣而嚴重惡化。因此，能夠對於污染物濃度與風場之傳輸關係有更深入的研究，肯定能對台灣中部地區的空氣品質改善有所助益。

二、文獻回顧

2.1 臭氧之來源

當大氣中只有 NO 和 NO_2 存在時，臭氧在大氣中會形成一個光化學循環反應，這時候的臭氧是不會有累積的現象^[1]，其反應如下所示：



Ridley et al., (1993)^[2]之研究中提到， NO 的主要來源來自於人類活動的汽機車排放和燃燒排放等，當 NO 排放進入大氣中，會經由和 O_3 反應產生 NO_2 ，所產生的 NO_2 隨即經由光解形成 NO 和 $\text{O}(^3\text{P})$ ，而 $\text{O}(^3\text{P})$ 又和大氣中的 O_2 反應生成 O_3 。但實際上因大氣中有 VOC 的存在，其會與 $\text{OH}\cdot$ 反應產生 $\text{HO}_2\cdot$ 和 $\text{RO}_2\cdot$ 等過氧自由基，且所產生的過氧自由基會和大氣中的 O_3 競相與 NO 進行反應，因而破壞上述的光化穩態，造成大氣中臭氧的累積。其反應如下所示：



由莊氏(2001)^[3]之研究可發現，臭氧的生成，主要與 NO_x 與 VOC 有關，而此二物種則被認為是臭氧主要的前驅物。但臭氧的濃度與 NO_x 、 VOC 並無呈線性關係；在某些情況下臭氧濃度隨著 NO_x 濃度的增減而增減，某些情況下臭氧濃度則隨 VOC 增減。

2.2 臭氧受氣象條件之影響

台灣地區夏季與秋初時期，台灣地區主要受太平洋副熱帶高壓及西南季風之影響^[4]。南部地區因西南季風而有較大之風速，空氣品質普遍較佳；但對北部及東北部地區而言，因受到地形阻擋致使空氣品質較差。至於太平洋副熱帶高壓之影響，使全省各地皆不利於污染物之擴散^[5]。易發生高濃度臭氧之氣象條件，如表1^[6]所示。

表 1 影響 O_3 濃度之影響因子

作者	年代	影響因子	
Sanchez et al.	1990	風速 $< 1.5\text{m/s}$	
楊等	1993	地面風速 $< 6.0\text{m/s}$ 850hPa 風速 $\leq 10\text{m/s}$	低雲量 $> 6/10$
柳等	1997	風速 $< 4.0\text{m/s}$	日照時數 ≥ 8 小時
Brönnimann and Neu et al.	1997	日照強度 $> 450\text{w/m}^2$ 日照時數 > 5.5 小時	溫度 $> 20^\circ\text{C}$ 風速 $< 3\text{m/s}$

資料來源：程萬里等，2001

2.3 懸浮微粒之來源

懸浮微粒依其來源可區分為原生性與衍生性氣膠二類，其組成與來源如圖 1 所示^[7]。原生性氣膠其來源為人為直接排放及其他逸散源；而衍生性氣膠之來源，則主要為大氣中之 SO_x 、 NO_x 及揮發性有機物經化學反應後，所形成之硫酸鹽、硝酸鹽與銨鹽等無機性鹽類與含碳物質，此類污染物粒徑大多分布於粒徑小於 $2.5\mu\text{m}$ 之細微粒上^[8]。

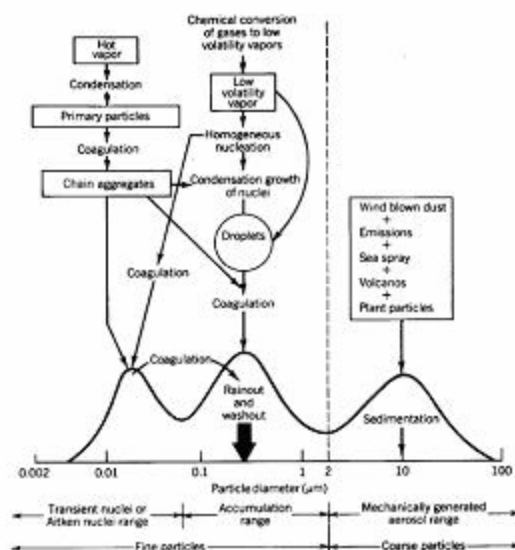


圖 1 大氣中懸浮微粒之組成及來源

(資料來源：Whitby and Sverdrop, 1980)

2.4 懸浮微粒染物受氣象條件之影響

PM_{10} 高污染期間從氣象局地面監測資料發現之特徵包括：風速慢、降水量較少，且局部環流現象易造成 PM_{10} 高污染現象，而低污染期間則具有風速較快、降水量較多等特徵^[9]； PM_{10} 濃度受氣象因子之影響，綜合彙整詳如表 2^[10]所示。

表 2 影響 PM_{10} 濃度之影響因子

作者	年代	影響因子
林等	1990	風速、風向、氣溫、雨量、氣壓
鄭等	1991	風速、風向、雨量、混合層高度、 PM_{10} 濃度
莊等	1993	風速、風向、雨量、擴散係數、混合層高度
Monn et al.	1995	風速、相對溼度、氣溫、地表輻射、TSP、 SO_2 、 NO_2 、 O_3 、CO
Van Der Wal et al.	1996	風向、氣溫、降雨延時
Lam et. al	1998	風向、降雨
江等	1999	風速、風向、氣溫、雨量、絕對溼度
Tsuang et al.	1999	風速、雨量、大氣穩定度
柳等	2000	風速、氣溫
程等	2000	風速、風向、相對溼度、氣溫、雨量、雲量、逆溫、氣壓
Smith et al.	2001	風速、風向、相對溼度、雨量、大氣穩定度
莊等	2001	風速、風向、雨量、擴散係數、混合層高度、穩定度、大氣溫度梯度
萬等	2001	風速、風向、相對溼度、氣溫、雨量、 PM_{10} 濃度

資料來源：林逸塵，2002

三、研究方法

3.1 空氣品質監測資料來源及處理^[11]

圖2為中部空品區各類測站之位置圖，共計二十二座測站；將所得到之測站資料經過彙整後，再進行數值分析與探討。其中Line 1~3分別為三條可構成一直線之具有臭氧和懸浮微粒監測項目之測站組合，其在後面研究中將輔助說明臭氧和懸浮微粒之傳輸變化。Line 1為大甲、梧棲、沙鹿、大肚、彰化測站；Line 2: 霧峰、大里、西屯、沙鹿、梧棲測站；Line 3則包括后里、豐原、太平、大里、霧峰、南投測站。

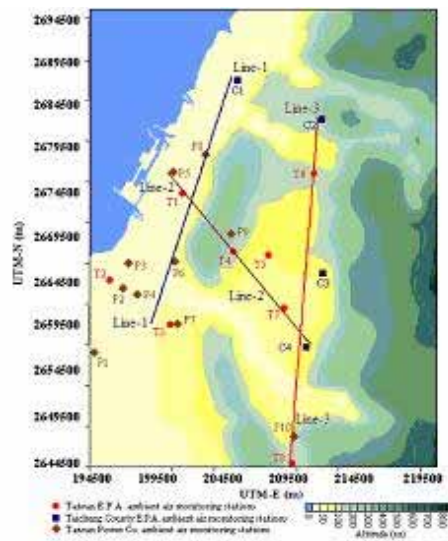


圖 2 中部空氣品質區各測站位置圖

3.2 大台中地區污染事件日之篩選^[12]

污染事件日之選定，是由 2004 年大台中地區之空氣品質監測站彙整後的資料中，選出三站以上的臭氧或懸浮微粒之濃度超過空氣品質標準，以及維持時間至少連續 1 個小時以上者，做為本研究之污染事件日。

3.3 污染物傳輸與反應作用

大氣的擴散作用可視為，當污染物被排放進入大氣，有多少乾淨的空氣可稀釋混合這團髒空氣。因此，解析大台中地區 2004 年 1、7 月這二種不同污染物之事件日時，可從測站風速與地形等因子來分析。

有關本研究 O_3 及 PM_{10} 在大氣中之傳輸與反應作用，係以考慮污染物的傳輸與反應作用之(6)式^[13] 獲得：

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} + u_x \frac{\partial C_i}{\partial x} + u_y \frac{\partial C_i}{\partial y} + u_z \frac{\partial C_i}{\partial z} = D_x \frac{\partial^2 C_i}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C_i}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C_i}{\partial z^2} + R - LC_i \dots (6)$$

在(6)式中，風向以 x 表示，並未考慮到 y 、 z 方向之對流傳輸影響；且由於擴散項之變化相當小，對流項遠大於擴散項之傳輸，因此，本研究中並無考慮擴散項之變化，遂將(6)式簡化如下；其中 u 、 R 與分別為風速、污染物生成速率， L 則為消失速率常數。

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} + u_x \frac{\partial C_i}{\partial x} = R - LC_i \dots (7)$$

當考慮污染物在大氣中之非穩定狀態與一維傳輸與反應作用時，將(7)式改寫成差分

式(8)式，其中 i 為位置、 n 為時間， u 為風速、 C_i 為 i 位置之濃度、 Δx 為傳輸距離、 R 為污染物之生成速率、 L 則為消失係數。

$$\frac{C_i^{n+1} - C_i^n}{\Delta t} + \frac{u_i^n C_i^n - u_{i-1}^n C_{i-1}^n}{\Delta x_{i \leftrightarrow i-1}} = R^n - L^n C_i^n \quad \dots\dots\dots(8)$$

然而，將彙整後之數據，配合(8)式分別以 $\left(\frac{[C]_i^{n+1} - [C]_i^n}{\Delta t} + \frac{u_i^n [C]_i^n - u_{i-1}^n [C]_{i-1}^n}{\Delta x_{i \leftrightarrow i-1}} \right)$ 對 C_i^n 做圖，即可得到非穩定狀態下斜率 $-L^n$ 與截距 R^n 值。

若欲解析污染物於大氣中穩定狀態及一維傳輸、反應作用進行探討時，可將(7)式改寫成(9)式：

$$\frac{u_i C_i - u_{i-1} C_{i-1}}{\Delta x_{i \leftrightarrow i-1}} = R - L C_i \quad \dots\dots\dots(9)$$

再將彙整後之數據，配合(9)式分別以 $\left(\frac{u_i C_i - u_{i-1} C_{i-1}}{\Delta x_{i \leftrightarrow i-1}} \right)$ 對 C_i 做圖，便可得到穩定狀態下之斜率 $-L$ 與截距 R 值。

利用大台中地區污染物傳輸的分析，以期瞭解臭氧污染分布現象之原因，並找出可能影響污染物之因素。其中風場的求法，係利用大台中地區之監測資料配合 Transform 模式，作出地面之平均風場。

四、結果與討論

4.1 臭氧之傳輸作用

於臭氧污染事件日中，臭氧濃度在大氣中之非穩定及穩定狀態下，臭氧濃度隨風場變化(如圖 3)之傳輸與反應作用。由於 7 月 1 日 10:00~18:00 之風向保持與 Line 2 之各測站位置平行，顯示出所得數據滿足(8)式之非穩定狀態與一維的傳輸條件，將該時段整理後之數據配合(8)式做圖，可得到非穩定狀態傳輸變化之斜率 $-L$ 值與截距 R 值。

圖 4 為各測站於非穩定狀態與一維的傳輸作用之 R 、 L 值與臭氧濃度分布趨勢。由圖中得知，在 14:00 時因 NO_x 與 HC 進行光化反應生成臭氧，導致臭氧濃度逐漸增高。於 14:00~15:00 間因光化學煙霧產量^[14]最大，消耗臭氧使 R 、 L 值由正值轉變為負值。在 15:00 過後，因臭氧為光化反應產物，當日照減弱時臭氧之生成速率亦隨著逐漸緩和。與其臭氧濃度之分布對照比較後，發現當 12:00~13:00 之 R 值最大時，則該時段之臭氧濃度亦為所有時段中最高的。然而在 17:00 之後， R 與 L 值降到最低，顯示出另一種臭氧之消耗反應在進行，但由於影響臭氧之生成與消失反應之因素繁多，需作更進一步之深入探討以期瞭解其主要影響因素為何。

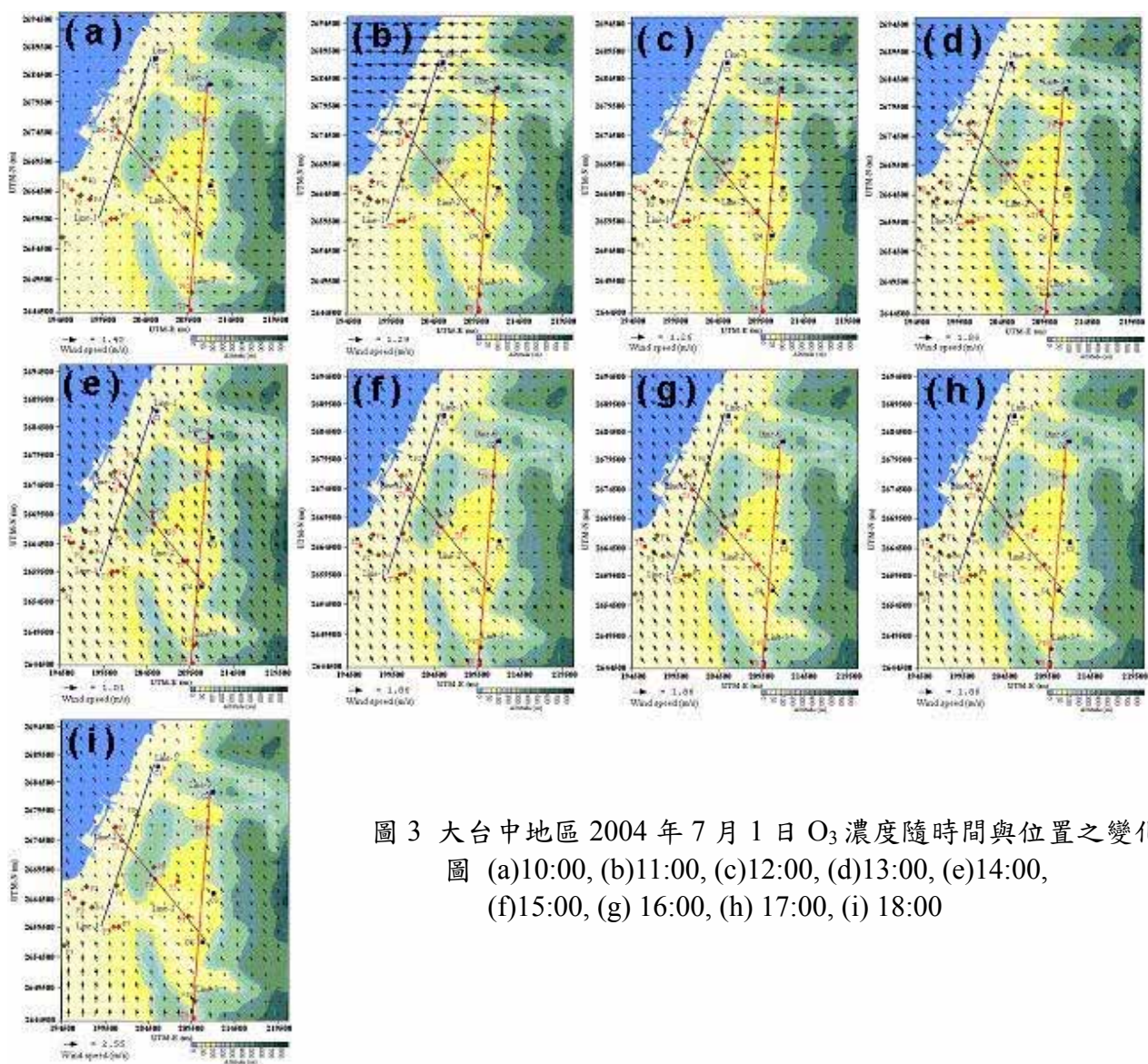


圖 3 大台中地區 2004 年 7 月 1 日 O₃ 濃度隨時間與位置之變化
圖 (a)10:00, (b)11:00, (c)12:00, (d)13:00, (e)14:00,
(f)15:00, (g) 16:00, (h) 17:00, (i) 18:00

探討臭氧在大氣中之穩定狀態與一維的傳輸與反應作用時，將南、北半部臭氧濃度隨風場變化之數據整理後，利用(9)式配合整理後之監測資料做圖，即可得到臭氧濃度於穩定狀態之傳輸現象的斜率- L 值與截距 R 值，並將結果繪製成分布圖。

圖 5 分別為大台中地區北半部與南半部之臭氧濃度的 R 和 L 值之變化情形，由圖發現在 6 月 30 日至 7 月 1 日之污染事件日期間，凌晨時段的 R 值均呈現出逐漸上升，而 L 值開始漸漸降低，當臭氧濃度之生成速率遠大於消失速率時，臭氧污染物亦漸漸累積且不易擴散，使得臭氧濃度呈現急速增加的情形，而形成高臭氧濃度之事件日；這可能是因 NO_x 與 HC 反應作用產生大量的臭氧污染物；再加上中午時分光化反應非常強烈，於是促使臭氧濃度達到高峰，便出現高臭氧濃度事件日。

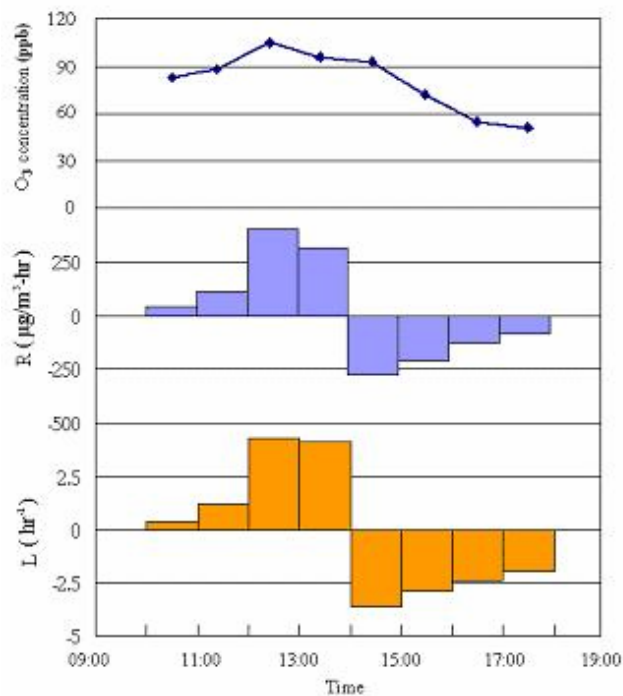


圖 4 7 月 1 日非穩定狀態下 O_3 濃度之 R 、 L 值之變化趨勢

大台中地區南半部 6 月 29 日~7 月 2 日臭氧濃度 R 及 L 值的分布圖得知，臭氧之 R 值分布情形與北半部相似；但較特別地是同為污染事件日的 6 月 30 日和 7 月 1 日之 L 值之變化情形不同，在 6 月 30 日之 L 值相當高，7 月 1 日之臭氧濃度為 125 ppb 比 6 月 30 日的 102 ppb 來得高，這可歸因於 6 月 30 日之生成速率快，但消失速率也快，導致最高濃度較 7 月 1 日低約 23 ppb 左右。而在傍晚 18:00 至隔天凌晨 02:00 期間， R 值均呈現逐漸下降之趨勢， L 值則出現增加的現象，可推測是因為光化學煙霧產量增大，不斷地消耗臭氧，而導致其臭氧濃度不斷地降低。

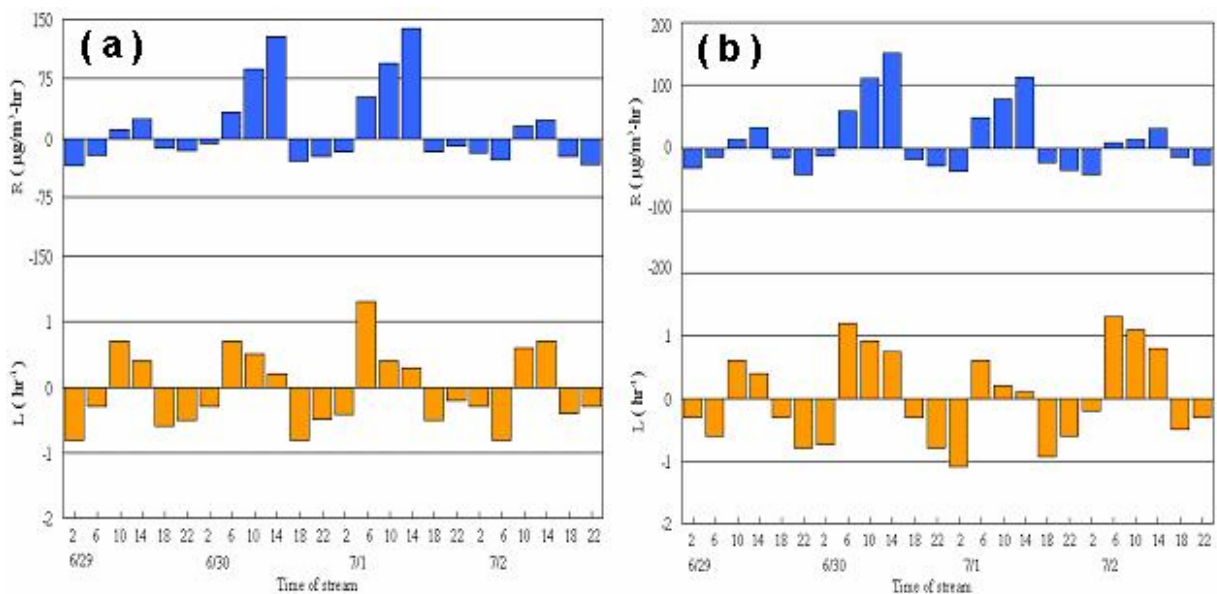


圖 5 大台中地區穩定狀態下 O_3 濃度之 R 、 L 值變化趨勢圖 (a) 北半部，(b) 南半部

其中較特別之處，南半部臭氧濃度在 7 月 1 日之高峰期間，當 R 值增加時， L 值反而減少，導致該地區形成高污染事件日，其原因為，來自南投山區附近的臭氧污染物隨風場進入盆地內，且盆地內之風速很小而發生盆地效應，導致臭氧污染物持續地在盆地內累積，無法往周圍擴散，進而形成臭氧污染事件日。

由以上探討傳輸作用對臭氧生成累積的影響結果發現：北半部大部分時段之 R 與 L 值較南半部來得低；但相同處是無論臭氧污染事件日或其前後期間，當日 14:00 之 R 值因受到臭氧前驅物與光化反應之影響，均為當日最高值。因此隨著地形、風場、日照強弱、前一日之臭氧濃度等因素的改變，皆會影響臭氧濃度之傳輸與反應。

4.2 懸浮微粒之傳輸與反應作用

懸浮微粒在大氣中之非穩定狀態與一維的傳輸與反應作用，從圖 6 獲知 1 月 3 日 15:00~23:00 之風向均與 Line 1 各測站位置保持平行，表示測站該時段所監測之資料符合(8)式之非穩定狀態與一維的傳輸與反應作用之條件。將該時段整理後的數據來配合(8)式做圖(如圖 7)後，可得到非穩定狀態傳輸變化之斜率- L 值與截距 R 值。

由圖 7 可得知，懸浮微粒濃度於非穩定與一維的傳輸作用下， R 、 L 值分佈趨勢。在 17:00 之後， R 、 L 值呈現由負值轉變為正值，顯示出有懸浮微粒之生成作用正在進行，而 R 與 L 值於 15:00~16:00 期間最低而在 20:00~21:00 時為最高，與其濃度分布對照後則可發現該時段之懸浮微粒濃度隨著 R 值增加逐漸增加；而最大懸浮微粒濃度 $129 \mu\text{g}/\text{m}^3$ 出現在 20:00。到 22:00 過後， R 值與 L 值呈現較低之情況，顯示出有未知的懸浮微粒消耗反應正在進行，且當時之懸浮微粒濃度降至 $70 \mu\text{g}/\text{m}^3$ 左右。因干擾懸浮微粒生成反應之因素種類眾多，有待日後持續進行影響因素之相關性探討，以期更加瞭解造成懸浮微粒事件日之成因。

當探討懸浮微粒在大氣中之穩定狀態與一維的傳輸與反應作用時，由懸浮微粒濃度隨風場變化之傳輸作用。可運用(9)式搭配彙整後之監測資料做圖，即可得到懸浮微粒濃度於穩定狀態之傳輸現象的斜率- L 值與截距 R 值。

圖 8 為 L 值與截距 R 值，經計算後之變化趨勢圖；從圖中得知：在夜間南、北半部之 R 值均比日間來得高，表示懸浮微粒污染物之生成作用以發生於夜晚為主。其可推測是與夜間人類活動頻繁、夜晚之輻射冷卻效應較顯著，便容易形成逆溫現象，以及風速較小等等因素而影響污染物的累積且不易擴散之情況，因此懸浮微粒最高濃度出現在夜間的頻率較高。而且，同時考慮風場之變化對於 R 、 L 之影響，當風速增強時，懸浮微粒之濃度則因擴散條件良好而下降。反之，當風速小時，懸浮微粒濃度便有累積上升之現象，因此主要原因可視為當地污染排及擴散能力之影響。

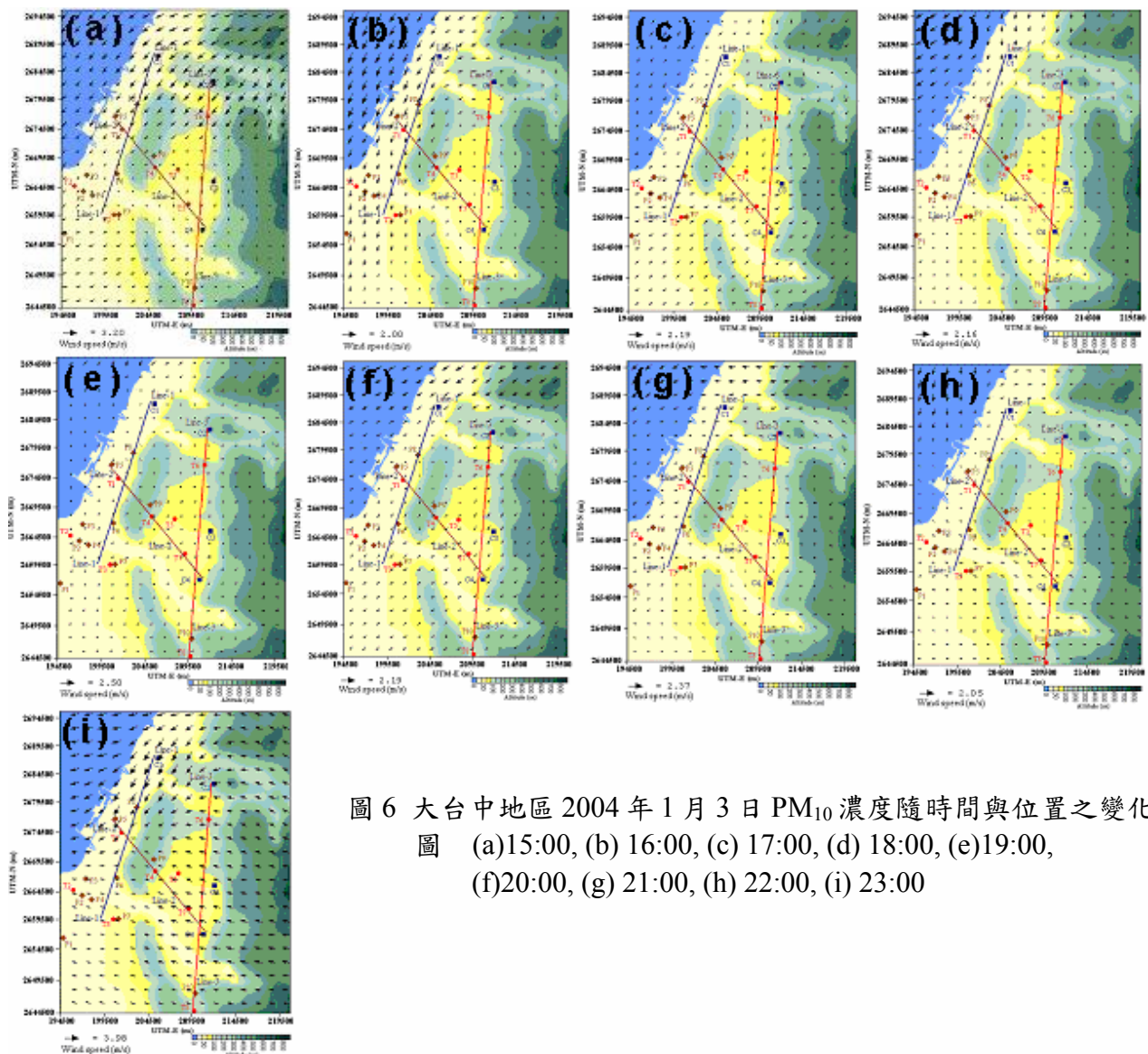


圖 6 大台中地區 2004 年 1 月 3 日 PM_{10} 濃度隨時間與位置之變化
圖 (a)15:00, (b) 16:00, (c) 17:00, (d) 18:00, (e)19:00,
(f)20:00, (g) 21:00, (h) 22:00, (i) 23:00

然而，在懸浮微粒事件日前期，該風速均呈現較大之情形，有利於帶走懸浮微粒污染物而不致造成懸浮微粒濃度形成累積的現象，加上其生成與消失速率均較大，代表懸浮微粒不斷的生成卻亦不斷的消失，因此並未造成懸浮微粒濃度之累積現象發生。至於到了懸浮微粒事件日後期時，風速大且生成速率呈現漸漸下降之狀態，而消失速率卻逐漸增加，從中顯示出在此期間生成的懸浮微粒污染物慢，且消失速率快加上風速較強時，所生成之懸浮微粒污染物馬上會因消失反應之作用而不見，或是隨著風場之傳輸而被帶到其他區域去。當發生懸浮微粒事件日時，可以發現在出現最高懸浮微粒濃度之高峰期間，其生成速率呈現遞增的情形，但消失速率則是為遞減狀態，且其生成速率在 1 月 3 日 22:00 時達到最高點，而南、北半部懸浮微粒之濃度分別高達 220 、 $160\mu g/m^3$ 。

顯示出除了來自當地污染源排放懸浮微粒之累積外，應另有其他污染來源之貢獻，包括境外移入之污染源的排放，且再加上當時之風速較小，導致懸浮微粒不易擴散，而造成懸浮微粒持續地累積，使得懸浮微粒之濃度居高不下。藉由發生高濃度懸浮微粒之

時段之分析結果，可推估造成懸浮微粒事件日之污染源。因此，大台中地區因懸浮微粒引起之空氣品質不良大多發生在春冬季節，許多研究亦指出天氣型態及氣象因子與出現高污染物濃度值有密切相關，氣象因子之差異亦影響每日之空氣品質，如風向、風速及溫度等等之因素均會影響污染物擴散及生成轉化作用。

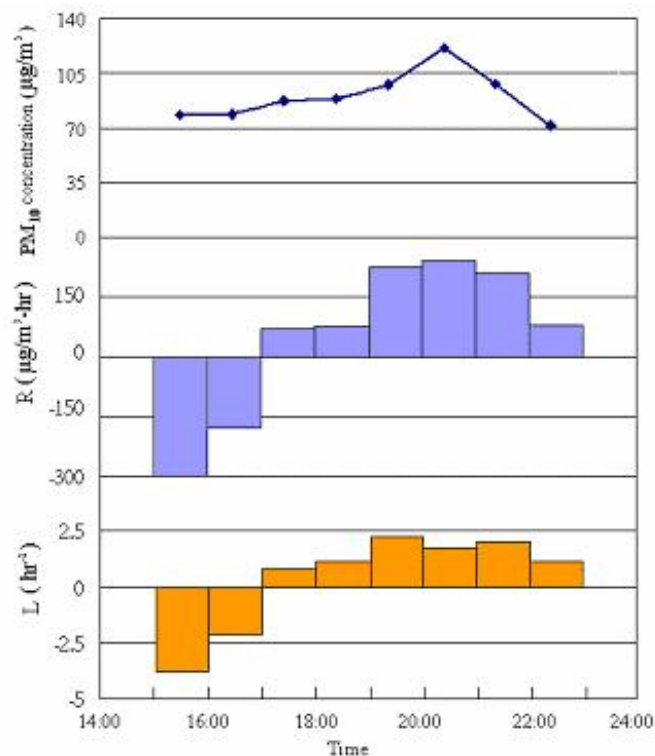


圖 7 1 月 3 日非穩定狀態下 PM₁₀ 濃度之 R 、 L 值之變化趨勢

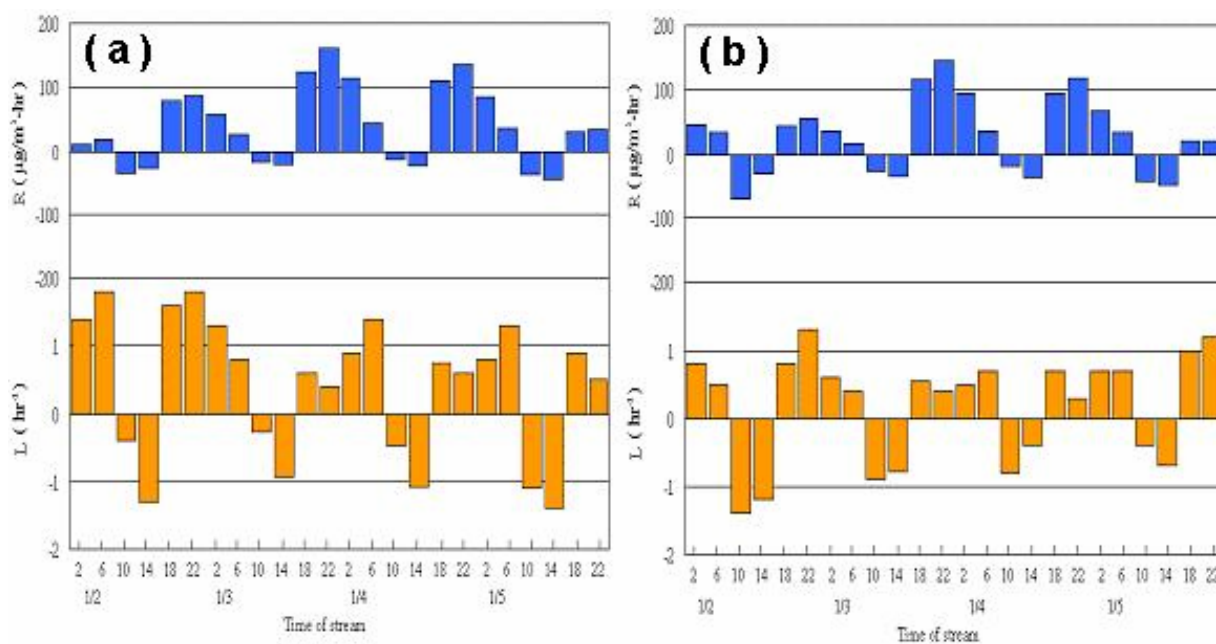


圖 8 大台中地區穩定狀態下 PM₁₀ 濃度之 R 、 L 值變化趨勢圖 (a)北半部，(b)南半部

五、結論

1. 各測站於非穩定狀態與一維的傳輸作用之 R 、 L 值與臭氧濃度分布趨勢得知，14:00 後 R 、 L 值均由正值轉為負值，顯示大氣主要反應有明顯之轉變。在 14:00 時因 NO_x 與 HC 進行光化反應生成臭氧，導致臭氧濃度逐漸增高。在 15:00 過後，因臭氧為光化反應產物，當日照減弱時臭氧之生成速率亦隨著逐漸緩和。
2. 大台中地區南半部臭氧濃度在 7 月 1 日之污染事件日期間，當 R 值增加時， L 值反而減少，導致該地區形成高污染事件日，其原因可推測為，來自南投山區附近的臭氧污染物隨風場進入盆地內，且盆地內之風速很小而發生盆地效應，導致臭氧污染物持續地在盆地內累積，無法往周圍擴散，進而形成臭氧污染事件日。由此可知，臭氧濃度之生成與消失速率除了受到風速之影響外，還與其地形因素有關。
3. 懸浮微粒濃度於非穩定狀態下，17:00 之後，因交通壅塞導致 R 、 L 值呈現由負值轉變為正值，顯示出有懸浮微粒之生成作用正在進行，而 R 與 L 值於 20:00~21:00 時為最高，與其濃度分布對照後則可發現該時段之懸浮微粒濃度隨著 R 值增加逐漸增加；而最大懸浮微粒濃度 $129 \mu\text{g}/\text{m}^3$ 出現在 20:00。
4. 在懸浮微粒事件日前期，因風速較大有利於帶走懸浮微粒污染物而不致造成懸浮微粒濃度形成累積的現象，故未造成懸浮微粒濃度之累積現象發生。而到懸浮微粒事件日後期時，風速大且 R 值漸漸下降，而 L 值卻逐漸增加，表示在此期間生成的懸浮微粒污染物慢，且消失速率快加上風速較強時，污染物會隨著風場之傳輸而被帶到其他區域去。
5. 當探討臭氧與懸浮微粒事件日之濃度傳輸與反應時，發現較強的風速會造成污染物濃度明顯下降，而當污染物濃度較高時，風速及大氣壓力亦有分別有偏低及偏高的現象。且因盆地效應改變風場，使得鄰近盆地之地區的臭氧濃度居高不下，而形成盆地內臭氧濃度明顯較盆地周圍地區低，故導致在不同位置之濃度分布上，會顯現出有所差異。

參考文獻

1. 李宗霖，「夜間混合層以上氣態污染物對日間光化反應所造成的影響」，國立成功大學環境工程研究所碩士論文，2003。
2. Ridley et al., Measurements and model simulations of the photostationary state during the Mauna Loa Observatory Experiment: Implications for radical concentration and ozone production and loss rates, *J. Geophys. Res.*, 97, 10378-10388, 1993.
3. 莊桓齊，「台灣地區臭氧敏感性光化指標方法之建立與探討」，國立台灣大學環境工程研究所碩士論文，2001。
4. 楊宏宇，「台灣地區空氣品質與天氣型態分類相關性研究」，文化大學地學研究所博士論文，1993。
5. 周俊德，「中部地區近地面平均風場之建構與其在近地面臭氧分佈之相關分析」，東海大學環境科學研究所碩士論文，2002。
6. 程萬里、莊秉潔等，「台中市臭氧污染、特性、時空分佈及改善策略之研究」，台中市環保局研究計畫，2001 年。
7. Whitby K. T. and G.M. Sverdrup, California aerosols: Their physical and chemical characteristics, *Adv. Environ. Sci. Technol.*, 10, 477, 1980.

8. 陳穩至，「大氣中懸浮微粒之特性與來源」，國立成功大學環境工程研究所碩士論文，2000。
9. 顏有利等，「台中市懸浮微粒污染特性、時空分佈及改善策略之研究」，台中市環保局研究計畫，2001年。
10. 林逸塵，「類神經網路應用於空氣品質預測之研究」，國立中山大學環境工程研究所碩士論文，2002。
11. 潘慧芳，「中部空氣品質區空氣品質之時空分佈特性分析」，國立中興大學環境工程研究所碩士論文，2004。
12. 陳昭良，「伴隨全台空氣高污染之綜觀天氣分析」，中國文化大學大氣科學系研究所碩士論文，2000。
13. einfeld, J. H. and Pandis, S. N., Atmospheric Chemistry and Physics, *John Wiley & Sons, Inc.*, 1217-1230, 1998.
14. 梁正中，「臭氧事件日一氣象與地形對臭氧於近地大氣層之生成與傳輸影響」，2003。

防風網傾斜角對防風功效之數值模擬 The Numerical Simulation on the Effect of Wind Reduction by the Windbreak Net with Different Slanting Angles

黃隆明¹, 吳昌翰²

1 國立中興大學水土保持學系副教授

2 國立中興大學水土保持學系研究生

摘要

本研究的目的以數值模擬防風網之鄰近流場, 探討防風網傾斜角對防風功效之影響。經由 6 組不同密度防風網之數值計算結果, 不但證實防風網之遮蔽功效與其配置及傾斜角有關, 而且獲致防風網傾斜角之設計準則, 可提供工程規劃之重要參考依據; 此外, 經由 4 組不同傾斜角防風網之現地與風洞實驗, 監測獲得非恆定流之模式與特性, 據此對數值方法之應用加以修正進而確認其結果。

風場計算係採用微可壓縮流配合大渦模擬及有限體積法, 以模擬防風網之鄰近紊流流場。經由數值分析結果得知, 防風網傾斜角以 45° 之防風效果最佳, 保護距離達 16.5H, 而傾斜角 15° 及 30° 次之, 保護距離為 13.5H 至 15H; 最差者為傾斜角 0°, 保護距離僅 12H。經由迴歸分析獲得傾斜角(θ)與保護距離(H)之關係為:

$$\hat{Y} = 11.815 + 3.977 \sin 2\theta \quad (r = 0.9488^*)$$

式中 $\hat{Y}$ 為估算之保護距離(H), θ 為防風網傾斜角(°), r 為相關係數, “*” 表達 5% 顯著水準。(註: H 為防風網高)

關鍵詞: 防風網傾斜角、風洞、數值模擬

Abstract

The purpose of the study proposed herein is to simulate flow phenomena around windbreak net, probed into the influence on the effect of wind reduction by the windbreak net with different slanting angles. A series of computations with six different slanting angles will be carried out to find out the shelter effect of the windbreak nets in relation to the slanting angle as well as its arrangements, so as to gain additional insight into the slanting angle designs of windbreak net. Furthermore, the unsteady flow pattern and its characteristics have to be monitored and measure through field and tunnel experiments with three different slanting angles, in order to guide the application of the numerical method and to confirm its results.

The computational code used is based on a weakly-compressible-flow method, together with a large-eddy-simulation and finite volume method technique is applied to account for the turbulence effect in the flow. By the numerical analysis, we could know that the windbreak net with 45° slanting angle is the best and the protective distance is about 16.5H. The windbreak net with 15° and 30° slanting angles which

are the second, the protective is about 13.5~15H. The windbreak nets with 0° slanting angle is the worst and the protective distance is only about 12H. We could find the relationship of windbreak net's slanting angle and protective distance is: $\hat{Y}=11.815+3.977\sin 2\theta$ ($r=0.9488^*$)

$\hat{Y}$ is the estimated protective distance (H). θ is the slanting angle of windbreak net(°). r is the correlative coefficient. “*” is the mark of 5% significant level. (H: the height of windbreak net)

Keywords: the slanting angle of windbreak net, wind tunnel, numerical simulation.

前言

台灣位於大陸與海洋之鄰近線上，夏季時，吹西南風，除颱風外，風速不強，平均在每秒 3 公尺左右，不致造成風害；但是，在冬季時，由於大陸上強烈之西伯利亞高氣壓，因此，風從大陸吹向海洋，此時東北季風盛行，沿海風風速經常高達 20m/s(王玉懷等，1995)，致使沿海地區作物不易生長，人、畜、財產及交通受嚴重威脅，對民生經濟影響甚大。

本省沿海地區在東北季風盛行期間，最易遭受強風危害，因此，必須設置各種防風措施，如營造防風林、構築防風網、及防風牆等，以減緩風速、削弱風蝕力、保護作物與土壤。由於防風林初期營造，若無擋風設施屏障，林代不易存活；由於防風牆構築成本甚高，且功效不彰(江永哲、黃隆明，1988a、1988b)；因此，防風網仍是目前海岸地區最基本、最經濟之第一線防風措施。

往昔國內外對防風網功效之研究(黃隆明，1989)(劉正平、陳朝圳，1983)(幸喜善福，1974)(真木太一，1985)(Maki,1981)等，大都以單一方法從事現地或風洞實驗，探討防風網之減風功效，然而，由於現地實驗不僅需考慮到天氣變化，且易受地形環境及儀器設備不足之限制，所得資料較為缺乏；而風洞實驗雖不受氣候和環境的影響，且能得到較多資料，但實驗成本較高，研究個案受限；而數值模擬不但能解決現地環境的問題，亦能克服風洞實驗高成本低效率的困難。

有鑑於此，本文即以數值方法探討不同傾斜角防風網之防風效果，並以前人現地與風洞實驗成果為依據(黃隆明，1989)，率定指導建立數值模式，以提高模擬結果之準確度，所得結果可做為構築相關設施之設計準則。而本文中大都以防風網高度(H)之倍數表示距離，又以觀測斷面位於網帶之迎風面者，均冠以負號，以背風面之斷面相區別，本研究架構如圖 1 所示。

材料與方法

一、數值模擬

本研究中之流場數值模擬採用微可壓縮流的方法(Weakly Compressible Flow Method)，簡稱(WCF)(Song, 1988)，並推展至黏性流場預測之模式，以模擬防風網相應之二維、非恆定(Unsteady)紊流流場。

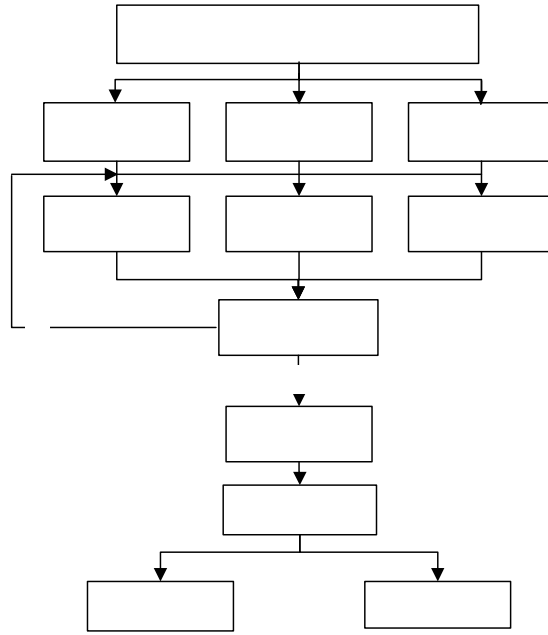


圖 1 研究流程圖

(一) 理論分析

數值模擬方法之控制方程式包括可壓縮流之連續方程式以及動量方程式，用以描述模擬區域內粘性流場的特性，其相關推演如下：

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{V}) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + \mathbf{V} \cdot \nabla \mathbf{V} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \nu \nabla^2 \mathbf{V} \quad (2)$$

式中 $\mathbf{V}$ 、 ρ 、 p 、 t 及 ν 分別代表流體密度、速度向量、壓力、時間及運動粘滯度。在 Barotropic 的假定下，連續方程式可近似為：

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho c^2 \mathbf{V}) = 0 \quad (3)$$

式中 c 為音速，含馬赫數量級平方之誤差。同樣的，在馬赫數量級之誤差下 (Song, 1988)，動量方程式可近似為：

$$\frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{V} \mathbf{V}) = -\nabla \left(\frac{p}{\rho} \right) + \nu \nabla^2 \mathbf{V} \quad (4)$$

在從事空間平均處理後，物理量以指標符號 (Index Notation) 表示之方程

式為：

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho c^2 \bar{u}_j) = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = -\frac{\partial (\bar{p}/\rho)}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ -\overline{u'_i u'_j} - \overline{u'_i u'_j} - \overline{u'_i u'_j} - (\overline{u_i u_j} - \bar{u}_i \bar{u}_j) + \nu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right\} \quad (6)$$

經由採用雷諾平均 (Reynolds' Averaging) 的假設，方程式(6)可轉化為：

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = -\frac{\partial (\bar{p}^*/\rho)}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ -(\overline{u'_i u'_j}) - \frac{1}{3} \overline{u'_i u'_j} \delta_{ij} + \nu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right\} \quad (7)$$

式中 δ_{ij} 為 Kronecker δ_{ij} $p^* = p + \frac{\rho}{3} \overline{u'_i u'_i}$ delta function

根據渦流粘滯性之假設 (Eddy-viscosity hypothesis)，次網格紊流剪應力項可表示為：

$$-(\overline{u'_i u'_j}) - \frac{1}{3} \overline{u'_i u'_j} \delta_{ij} = \nu_t S_{ij} \quad (8)$$

式中

$$S_{ij} = \left(\frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right) \quad (9)$$

方程式 (7) 可重寫為：

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = -\frac{\partial (\bar{p}^*/\rho)}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\tau_{ij}}{\rho} \right) \quad (10)$$

式中 τ_{ij} 是粘性剪應力及次網格紊流剪應力之和，而次網格紊流擴散係數於方程式(8)中，係依據Smagorinsky (1963) 建議之型式：

$$\nu_t = (C_s \Delta)^2 \left(\frac{S_{ij}^2}{2} \right)^{1/2} \quad (11)$$

Δ 為計算網格的特徵長度， C_s 為 Smagorinsky常數。

至此，方程式(5)及(10)，可以保守型式表示：

$$\frac{\partial G_i}{\partial t} + \nabla \cdot F_i = 0 \quad i = 1, 2, 3 \quad (12)$$

式中純量 G_i 及向量 F_i 可定義成下面的矩陣型式：

$$G = \begin{bmatrix} P \\ u \\ v \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} \rho c^2 u & \rho c^2 v \\ u^2 + \frac{p^* - \tau_{xx}}{\rho} & \frac{uv - \tau_{yx}}{\rho} \\ \frac{uv - \tau_{xy}}{\rho} & v^2 + \frac{p^* - \tau_{yy}}{\rho} \end{bmatrix} \quad (13)$$

計算過程中，在一特定控制體積 ∇ （Control Volume）內，經由體積積分可得：

$$\int_{\nabla} \frac{\partial G}{\partial t} d\nabla + \int_{\nabla} \nabla \cdot F d\nabla = 0 \quad (14)$$

由散度定理可得

$$\frac{\partial G_m}{\partial t} = -\frac{1}{\nabla} \int_s \tilde{n} \cdot F ds \quad (15)$$

其中 G_m 內之平均值（相對於 ∇ 之幾何中心）； $\tilde{n}$ 為控制體積表面 S 法向量。在某一起始流況下，方程式(15)可用以計算在某一時段 Δt 內 G_m 之時變值，並進一步獲得 G_m 在下一時間之新值。

計算程式中採用MacCormack（1969）之預測步-校正步（Predictor-corrector scheme）的顯式方法，以提高時變模擬之精確度。同時，為了確保結果之收斂性， Δt 須受限於Courant-Friedrichs-Lewy（1967）條件規範。

$$\Delta t = C_c \cdot \min \left[\frac{\nabla}{|\vec{V} \cdot s\tilde{n}| + c|s\tilde{n}|} \right] \quad (16)$$

為Courant Number（本文中為0.4）

（二）計算區域及網格大小

在從事數值模擬時，計算區域及網格大小須審慎選定，在流場性質變化大的區域選用較細密的網格；反之，則宜選用較大尺度的網格，如此方能在不影響數值精確性之前提下提昇計算效率。本研究之網格設計，採用正交網格，而為了與模型試驗結果驗證，計算區域的高度與上游面採十倍防風網高（ H ），而下游面則取三十倍防風網高，計算區域及網格系統，如圖 2 所示。

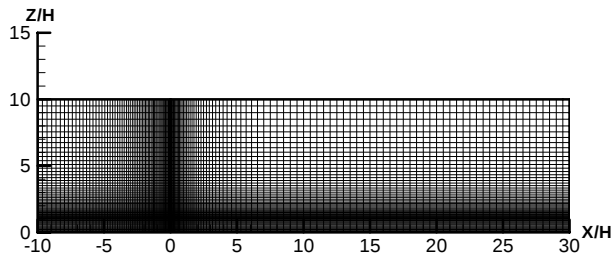


圖 2 計算區域及網格

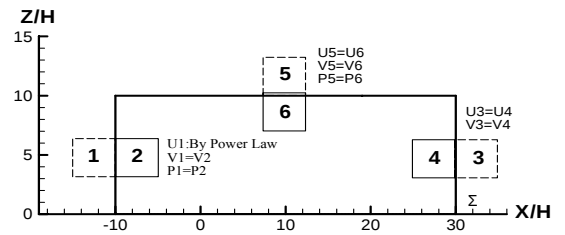


圖 3 數值計算可穿透邊界條件

（三）邊界條件

本研究中之邊界狀況可分為不可穿透及可穿透兩種型式，其中防風柵板及地面屬於前者，而計算區域之入流、出流及上邊界屬於後者。數值計算中皆用鏡射點（Phantom Point 或 Image Point）之方法，以反映出邊界之正確流力特性。

在速度方面，入流之速度係將上游計算區外鏡射點之速度，以冪級數（Power Law）邊界層流之分佈給定；而出流及上邊界則係分別依速度沿主流向（X）及垂直方向（Z）之變化梯度為零之假設給定圖，如圖 3 所示。

在壓力方面，根據 WCF 中特徵線方法（Method of characteristics）之推論，入流及上邊界鏡射點之壓力，皆取與鄰近計算區內部相應點壓力之等值；而出流之壓力則取其平均壓力為零，以定出整個計算區內之參考壓力（Fang, 1989）。

不可穿透邊界之給定係根據不可滑動條件（No-Slip Condition），將鏡射點之速度取為鄰近內部點之相反值，如圖 4 所示，使得平均位置（邊界）之速度為零；而該處之壓力，係選取對邊界法線方向之變化梯度為零的假設給定。

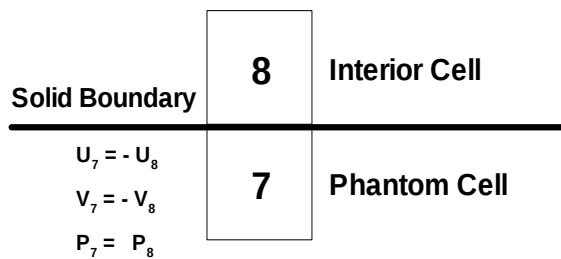


圖4 數值計算不可穿透邊界條件

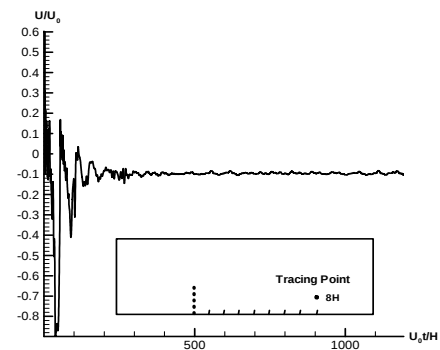


圖 5 流場計算典型之無因次速度歷時圖

（四）起始條件

當計算開始時流場內為靜止零流狀態，由於上游之邊界條件驟變，使得流場內造成一強大之壓力波（Pressure Wave），此壓力波在有限的計算區內會來回移動。由於探討之狀況屬黏性流況，此壓力波將會因擴散（Diffusion）效應而隨時間消減。圖 5 顯示計算中防風網下游 15H 與網高 2H 交會處典型之無因次速度歷時結果。

（五）模擬設計及模擬個案

在進行數值模擬時，將流場之相關參數設定與風洞實驗相同，參考風速

(U_{ref}) 為 12.18 m/s (於 $y=4.6H$ 處量測)；雷諾數 ($Re=U_{ref}H/\nu$) 為 8.8×10^4 ，其中模型高度 H 為 10.8 cm， ν 為 1.5×10^{-5} ；相對邊界層厚度 (δ/H) 為 4.82，來流的指數 n 值為 0.112。

本研究的模擬流程如圖 1 所示，總模擬個案共計 6 組，其傾斜角分別為 0° 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 及 75° 。

二、風洞實驗

(一) 試驗地點及設備

1. 次音速風洞：本實驗在國立中興大學水土保持學系位於霧峰北溝農業試驗場的風洞實驗室中完成，整套裝置係根據 Rae and Pope (1984) 的設計理念，配合實際需求規劃建造而成。整體結構如圖 6 所示，包括整流段、收縮段、測試段、擴散段及動力段，總長度為 21.4 公尺，風速之變化範圍為 0~40m/s，經由數位變頻器控制，可連續調整。

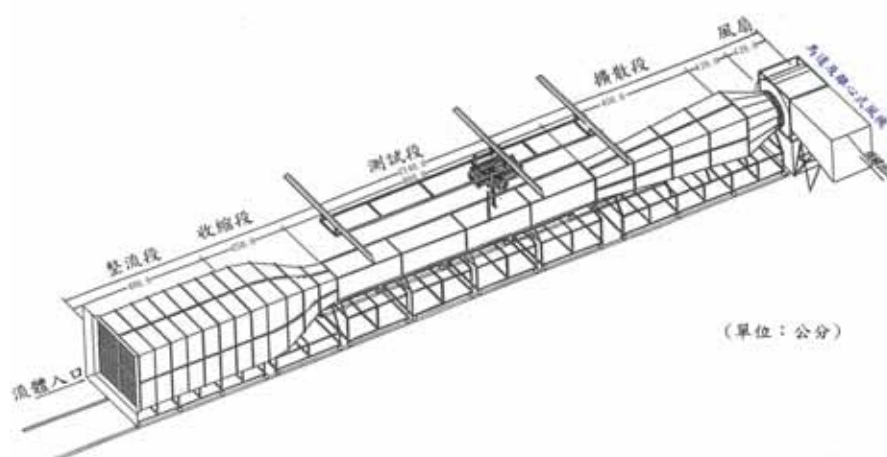


圖 6 次音速風洞結構圖

2. 三軸移動平台：由步進馬達和台車所構成的三軸移動平台，經由電腦程式控制驅動器帶動步進馬達，即可從事 X、Y、Z 三方向移動與定位的自動量測系統。
3. 皮托管：實驗中流場的平均速度係由皮托管來量測，由於實驗中截取的資料皆以電壓為主，因此必須將皮托管所測得的動靜壓差以下式轉換為風速：

$$U = \sqrt{2g(\rho_f - \rho)R / \rho} \quad (17)$$

式中 U ：風速 (m/s)

R ：壓力差 (mm) (可由微壓計讀取其讀數)

ρ_f ：微壓計液體密度 (kg/m^3)

ρ ：空氣流體的密度 (kg/m^3)

g ：重力加速度 (m/s^2) 在 15°C 的狀況下，上式可簡化為

$$U = 3.997\sqrt{R} \quad (18)$$

4. 熱線 (Hot wire) 量測系統：使用美國 TSI 公司生產之 X 型熱線探針 (1241-T1.5) 及 IFA-300 恆溫式熱線風速計從事實驗，將熱線探針電壓值的變化，透過 Analog/Digital 訊號轉換及資料採集系統，再經由電腦進行紊流量測、記錄及分析。
5. 壓力轉換器：本裝置為 Validyne Model DP103-14 薄膜式壓力轉換器，其功用係藉由皮托管動靜壓差所造成的薄膜應變，而將電壓值輸出，再經由率定即可求得不同電壓值下的風速狀況。
6. 資料擷取系統：本實驗使用美國 Microstar Laboratories 公司所生產的 DAPL 資料擷取系統 (Data Acquisition System, DAS)。此系統可同時處理 16 個頻道的訊號，經由此系統將原本由壓力轉換器所輸出的類比 (Analog) 訊號換轉換成數位 (Digital) 訊號，並傳送至個人電腦加以收集。

(二) 實驗方法

1. 迫近流場之規劃：為了模擬大氣紊流邊界層的環境，因而參考前人相關研究 (Armitt et al., 1968) (Counihan, 1970, 1973) (Standen, 1972) (Cermak, 1974)，在風洞測試段前緣設置渦流產生器及粗糙元素，以期在有限區域中建立理想的邊界層厚度。茲將空流場之實測資料，經由迴歸分析後，所得到之迫近流場風速剖面，以指數律型態表示：

$$\frac{U}{U_{\text{ref}}} = 0.999 \left(\frac{Z}{Z_{\text{ref}}} \right)^{0.112} (0.9884^{**}) \quad (19)$$

式中 $U_{\text{ref}} = 12.18 \text{ m/s}$ ，係於風洞進口端下游 3.5m、高度 50cm 處，所測得之參考速度，**表示達到 1% 顯著水準，迫近流場之風速剖面如圖 7 所示。(19) 式中指數 α 值為 0.112，依據 Simiu (1986) 之研究，本實驗所模擬之地況介於平坦開闊之地面或草原至無障礙物之海岸地區，分散之障礙物高度小於 9m。

2. 風洞實驗之雷諾數：由於大氣邊界層的雷諾數高達 10^7 以上，因此要求風洞內的雷諾數與實際情況相同幾無可能。根據 Cermak (1981) 與 Snyder (1972)

實驗結果顯示，當雷諾數超過臨界值 10^4 時，紊流結構不受雷諾數大小的影響。本實驗之自由流風速為 12.18 m/s，若以邊界層厚度 52 公分代表特徵長度時，當室溫於 25°C 的狀況下，計算所得之流體雷諾數為 4.2×10^5 ，高於臨界值；而改以模型高 10.8 cm 定為特徵長度時，計算所得之流體雷諾數為 8.8×10^4 ，亦高於臨界值，故可滿足雷諾數相似性之要求。

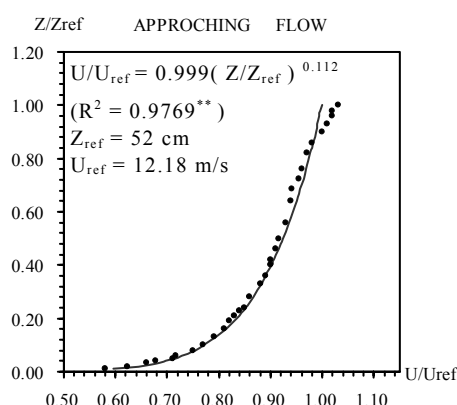


圖 7 迫近流場之平均風速剖面圖

3. 模型之設計：實驗所用之模型防風網其傾斜角分別為 0° 、 15° 、 30° 、 45° ，垂直高度設計為 10.8cm，此係按照現場實體縮小，比例為廿五分之一。
4. 風速採樣點之設計：流場量測時，風速採樣點之位置於主流向 (X 向)，自防風網模型 (高度 H) 之中央算起，在其上游面 $X/H = -3$ 、 -1 及下游面 $X/H = 0.1$ 、 1 、 3 、 6 、 9 、 12 、 15 、 18 、 21 、 25 處，共設置 12 個量測剖面；而於每個剖面之底部上方 0.8cm、2cm、4cm、6cm、8cm、11cm、12cm、13cm、18cm、24cm、30cm 及 36cm 共設置 12 個量測點，以觀測其水平與垂直方向之風速分佈狀況。

三、現地實驗

(一) 試驗地概況

本試驗地位於台灣中部西海岸彰化縣漁埔鄉蚵寮村之濱海工業區，此區域北起烏溪河口南岸之伸港，南迄漢寶明治排水溝口，南北延長約 26km，東西平均寬約 3.5km，面積共有 6292 公頃 (成大水工所, 1981)，係介於現有海岸高潮位線與平均潮位線之海埔地間，將現有海灘圍堤填砂而成；在試驗地北側加建有防波堤，防波堤高 4 公尺，用以維護工業區專用碼頭航道水深及水域穩定；防波堤後 30 公尺處種植有木麻黃及草海桐之混交林，木麻黃高約 3.3 公尺，草海桐高約 1.2 公尺，林帶厚度平均約 40 公尺，本試驗用之防風網，即架設在距離林帶背風面後端約 200 公尺處，以避免林帶對氣流所產生之干擾。此區域由於海灘平緩，在秋冬時期，主風向為北北東，因此，東北季風盛行時，風速強勁，更能獲得具

代表性之實驗數據。

(二)試驗材料

1. 材料規格：防風網材料採用大鋒塑膠公司所生產之NH-Q13-1塑膠防風網，密度為40%，此種材料耐鹽、耐曬、耐蝕且抗風性強。
2. 防風網設置：
 - (1)首先於試區空曠地處，勘選與主風向北北東正交之適當位置，將 $10\times 13\times 210$ cm之預鑄水泥柱，埋入預先開挖深70cm之洞穴內，而後以卵石及砂土回填洞口，並壓實，水泥柱之間距為2.5m，每組防風網之寬度為12.5m，垂直高度均為 2.7m。
 - (2)為避免氣流於防風網間，相互干擾，影響試驗結果，因此各防風網間隔取100m。
 - (3)將260#角鋼固定於水泥柱上，做為支撐防風網之骨架，而後用紮帶將防風網固定在角鋼架上。
 - (4)為防止防風網受強烈季節風之吹襲，發生前後搖晃，甚至倒塌，因此在防風網之迎風面適當位置處，將 $5\times 5\times 60$ cm之短木樁釘入地下約45cm深，在防風網上端與短木樁間，用粗鐵線纏繞綁緊，並在防風網之背風面處，用 $6\times 6\times 200$ cm之長木樁，支撐於水泥柱後，如照片1~4所示。



照片1：傾斜角 0° 之防風網



照片2：傾斜角 15° 之防風網



照片3：傾斜角 30° 之防風網



照片4：傾斜角 45° 之防風網

(三)試驗方法

1. 測風儀器：採用魯賓遜風杯型多層風速計，每套共有 5 具風速計，因此，每一觀測點可同時測得 5 個不同高度之風速資料，藉此可用以分析垂直方向之風速剖面及水平方向之風速分佈狀況。由於風向對於防風構造物之防風效能影響甚大，因此在測定風速時，需同時配合使用風向計，記錄風向變化情形。風速計之架設係固定於鋁桿之上，並分別有電線可將測得之數據傳遞至記錄器中。經由記錄所得之資料，可轉換為風速，以 m/s 表之。
2. 風速觀測：在防風網迎風面處，選擇一不受防風網及防風林帶影響之位置，作為對照點，所測得之風速視為標準風速。於每組防風網處，沿著與風向平行之方向上，在網帶迎風面 $X/H = -5$ 及背風面 $X/H = 1、3、6、9、12、15、18、21、30$ 及 40 處，分別設立 11 個測定點。根據 Prandtl (1925) 理論，風速剖面呈一對數分佈型態。因此，在各測定點及對照點上同時設立多層風速計，測定距離地面 0.2m、0.5m、1.5m、3.0m、及 6.0m 高度之風速。由於風具有陣性，故風速無法維持長時間不變，所以依世界氣象組織之規定，採用 10 分鐘之平均風速 (中央氣象局，1986)，即每 10 分鐘同時記錄 2 次，且同時記錄風向；由於各時段內所測得之風向不盡相同，因此當風向偏離主風向北北東 22.5° 以上時，即行重測，以減少分析上之誤差。

結果與討論

本研究的目的是在於藉由數值模擬方法，探討防風網傾斜角對防風功效之影響，以節省實驗量測所須耗費的巨大人力、物力和時間，同時將現地及風洞實驗結果與數值模式參數加以比較及驗證，期能獲致防風網傾斜角之設計準則；分析中針對平均流場、迴流區範圍等流場特性進行一般性的探討，並將長時段平均流場中的風速等值線，於固定區域間所涵蓋之面積 (A_s) (於本文中將其定義為保護面積) 進行量化分析，以提供進一步的比較結果。

一、數值模式驗證

由於風洞與現地實驗之結果，其吻合度已獲得證實(黃隆明，1989)，本研究為了進一步驗證數值模式的準確性，首先將現地試驗結果與數值模擬相比較，而後再將風洞試驗結果和數值計算驗證，以了解數值模擬的可行性。

(一) 數值計算與現地實驗之驗證

數值模式驗證時所用之環境參數與現地實驗相同，包括雷諾數、邊界層厚度比、指數率(power law)之指數等。計算時將現地流場條件之參數帶入數值模式中，並使用次網格紊流模型來模擬小尺度之渦流，經由不同的 C_s 值(Smagorinsky 常數)測試比較後，獲得 C_s 等於 0.4 時，所得之資料與現地實驗值最為吻合。將現地實驗與數

值模擬之相對風速剖面相互比較，如圖 8 所示，整體而言，除了在迴流區內及最高測點處，約有 19% 的差異外，彼此結果相當接近；由圖 8 得知，4 組個案之驗證結果大致相同，而其中以傾斜角 45° 的防風網最為理想，由此證實數值模式之準確性及可行性。

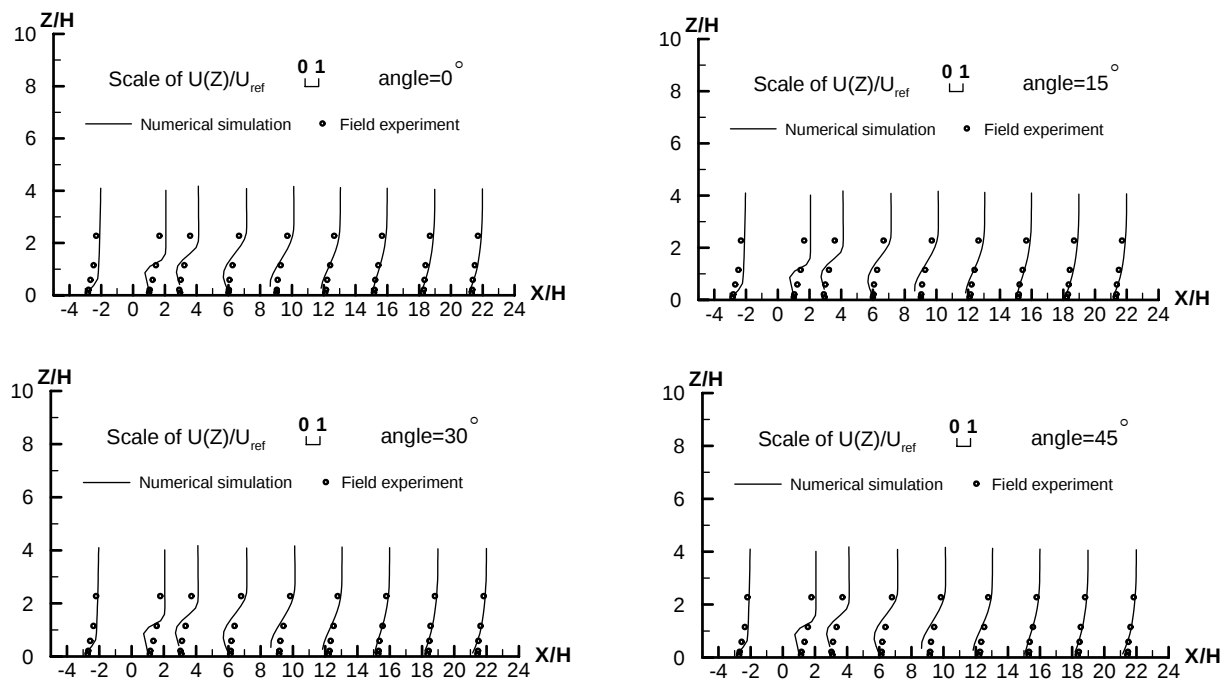


圖 8：現地實驗與數值模擬風速剖面比較圖

(二) 數值計算與風洞實驗之驗證

如同現地實驗之驗證，將風洞實驗所用之環境參數代入數值模式中，計算時同樣使用次網格紊流模型來模擬小尺度之渦流，經由不同的 C_s 值 (Smagorinsky 常數) 測試比較後，獲得 C_s 值等於 0.382 時，所得之資料與現地實驗值最為吻合。將風洞實驗與數值模擬之相對風速剖面互相比較，如圖 9 所示，整體而言，迴流區有 16% 的差異，但在較高測點處，彼此結果相當接近；由圖 9 得知，4 組個案之驗證結果大致相同，而其中以傾斜角 60° 的防風網最為理想，由此證實數值模式之準確性及可行性。

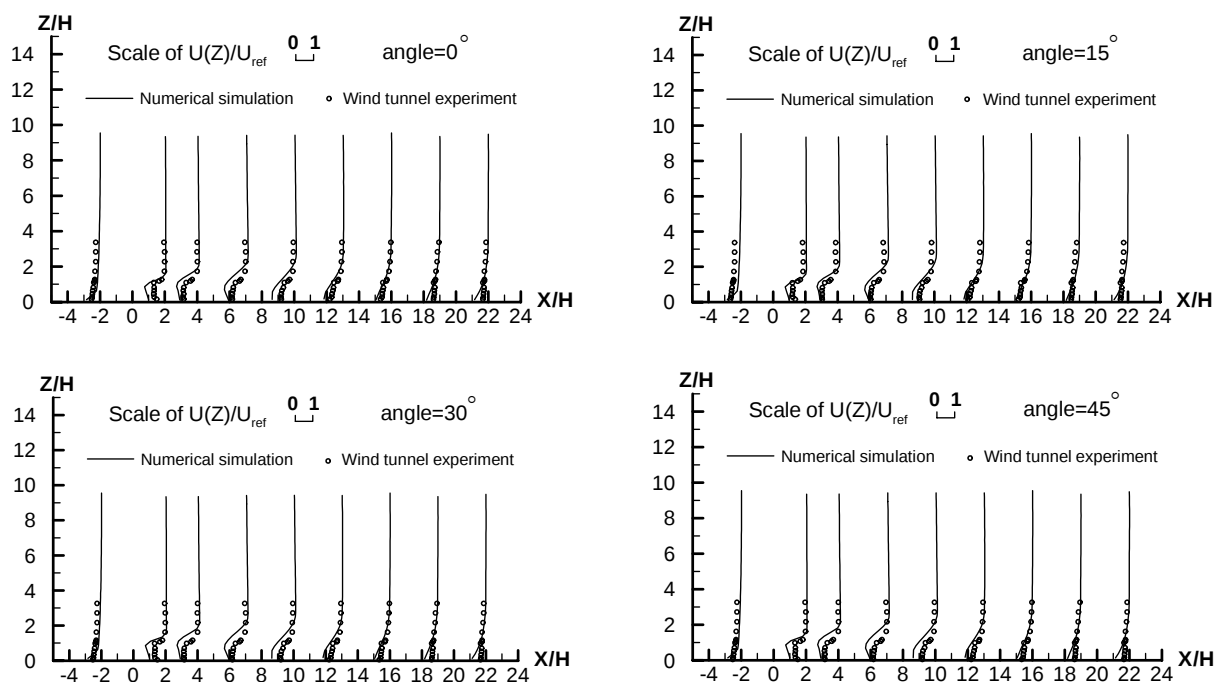


圖 9 數值模擬和風洞實驗垂直風速剖面圖

二、數值模擬不同傾斜角防風網之防風功效

由於數值模擬與現地及風洞試驗結果相吻合，因此在探討防風網傾斜角對防風功效之影響時，數值計算再增加兩組傾斜角 60° 與 75° 之模擬個案，從事更完整、詳細及深入的比較分析。

(一)保護距離之探討

將計算所得知結果加以彙整，繪成速度等值圖，如圖10所示。由圖10中得知，6種不同傾斜角防風網之研究個案，其風速的分佈並不相同，為能比較彼此間的差異，因此依據谷 信輝(1952)的方法，將圖10不同傾斜角防風網之速度等值圖量化成保護距離(Protective distance)，作為防風效果的指標，其定義如下：「防風網構造物背風面一半高所測得50%等速線之距離」，並將結果列於表1中，由表1得知，傾斜角 45° 之防風網其保護距離最長，而傾斜角 0° 之防風網其保護距離最短，究其原因係由於角度愈小，氣流越過防風網後缺乏引導作用，則氣流容易下降，因而保護距離較短，又依物理學定律， 45° 拋物線最遠，故傾斜角 45° 之防風網引導氣流上升之作用最強，致使保護距離愈大。

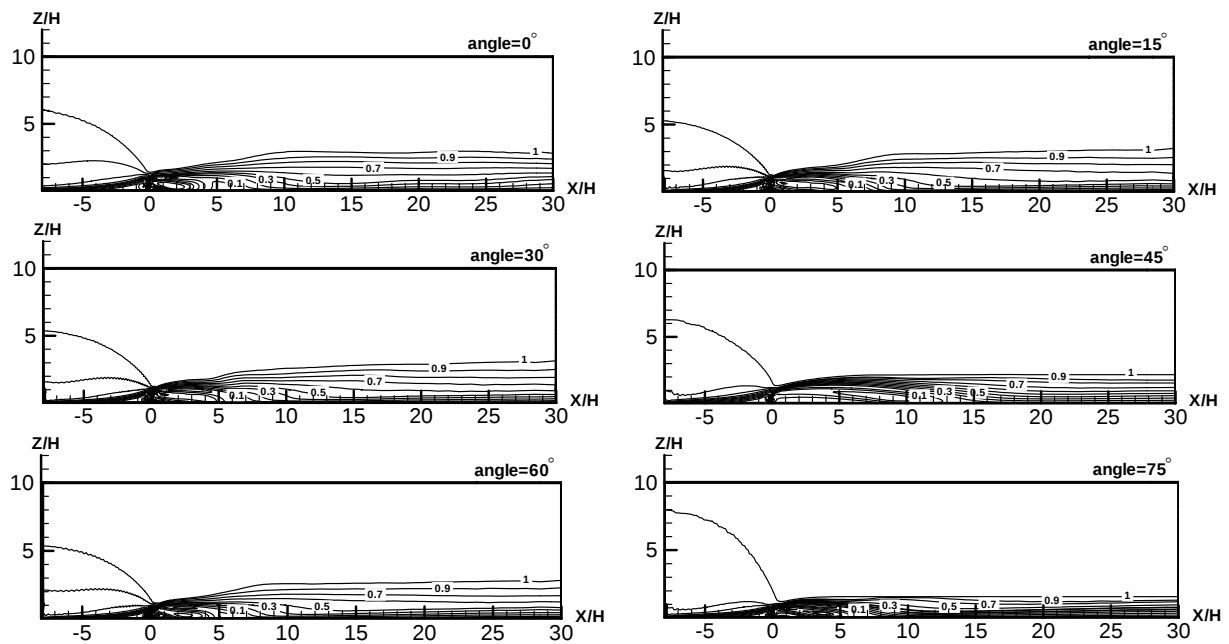


圖 10 不同傾斜角防風網之流線等值圖

由此可知，保護距離與防風網之傾斜角有顯著關係，當防風網上端之傾斜角自 0° 漸增至 45° 時，風速愈大，則其對氣流之引導作用愈強，效果愈明顯；然而當防風網上端之傾斜角大於 45° 時，密度愈密，透風率愈低，則阻擋氣流之作用愈強，而對氣流引導之作用逐漸緩合，故保護距離亦有逐漸縮小之趨勢。

再由表1中，取防風網傾斜角為自變數，保護距離(H)為隨變數，以最小平方方法，求算保護距離對防風網傾斜角之迴歸方程式，結果得到：

$$\hat{Y} = 11.815 + 3.977 \sin 2\theta \quad (r = 0.9488^*)$$

式中 $\hat{Y}$ 為估算之保護距離(H)， X 為防風網角度($^\circ$)， r 為相關係數，“*”表達5%顯著水準。

(二) 保護指數之分析

為能更進一步比較不同傾斜角防風網對防風效果之差異，因此再依據 Van et al.(1964)的方法，將圖 10 量化成保護指數(Protective index, P.I)作為防風效果的指標，其定義如下：「防風網背風面 50% 等速線下所涵蓋之面積」，並將結果列於表 2 中，由表 2 得知，傾斜角 45° 之防風網其防風效果最佳， 30° 及 60° 次之， 15° 及 75° 再次之，而傾斜角 0° 之防風網其防風效果最差，此結果與保護距離所得相同。

然而由表 1 及表 2 中皆無法分辨不同傾斜角防風網對防風效果是否有顯著或極顯著的差異性，因此進一步量化 60%、70%、80%及 90%等速線下所涵蓋之面積，並將所得結果與 50%等速線之量化資料，以 Duncan (1955) 方法，共同舉行變方分析和新多種差距測驗，其結果如表 3 及表 4 所示。由表 3 中得知，相同傾斜角防風網在不同等速線下量化所得之面積，其彼此間達到 1%顯著水準的差異；而不同傾斜角防風網之保護指數，其彼此間則達到 5%顯著水準的差異，進一步由表 4 中得知，傾斜角 15°、30°、60°及 75°其防風功效彼此間並無顯著差異，但與傾斜角 0°及 45°之防風網間則有極顯著差異；換言之，傾斜角 45°及 0°之防風網其防風功效極顯著大於其他組防風網，而達 1%極顯著差異。

表 1 不同傾斜角防風網之保護距離

防風網傾斜角 (°)	保護距離(H)
0	12.0
15	13.5
30	15.0
45	16.5
60	15.0
75	13.5

表 2 不同傾斜角防風網之保護指數

防風網傾斜角(°)	保護指數(H ²)
0	12.24
15	15.16
30	15.75
45	23.16
60	15.83
75	13.35

表3 不同傾斜角防風網之保護指數其變方分析與新多變距測驗.

Source of variation	Sum of square	Degree of freedom	Mean square	F-value
Block	2001.32	5	400.26	303.75**
Treatment	290.38	5	58.07	44.07*
Error	32.943	25	1.31	
Total	633.64	30		

表4 不同傾斜角防風網保護指數之新多種差距測驗

Angle	0	75	15	30	60	45
Means	12.52	14.75	15.66	16.85	17.06	21.03
M.R.T						

註：1. M.R.T：Duncan's New Multiple Range Test.

2. — 表示均值差小於5%顯著水準之最短顯著差距

(三) 迴流區域之探討

以高度為縱座標，水平距離為橫座標，將流場之流線繪成圖11，由圖中可以看出，當防風網傾斜角為 45° 時，防風網下游所形成的迴流區最大，可達到 $12.5H$ ；而傾斜角 15° 、 30° 、 60° 與 75° 次之，僅約 $6.5H$ ；當傾斜角為 0° 時，其迴流區最小，約 $5.5H$ 。由此可知，當氣流行經適宜傾斜角之防風構造物時，氣流一部分自間隙通過，另一部分則越過網帶上方，此種佈置防風網並非為風的障礙物，而是僅將地表的風速減弱，且當上方的氣流來到網後時，因受到地表的風向上挺升的效果，使得上方的氣流無法直接下降，而將其帶至較遠處。但當傾斜角過大時，地表的風幾乎無法從防風網的間隙通過，而僅從網帶上方越過，所以當氣流越過防風網後，因缺乏向上挺升的效果，氣流下降至最低點的位置因而縮短。

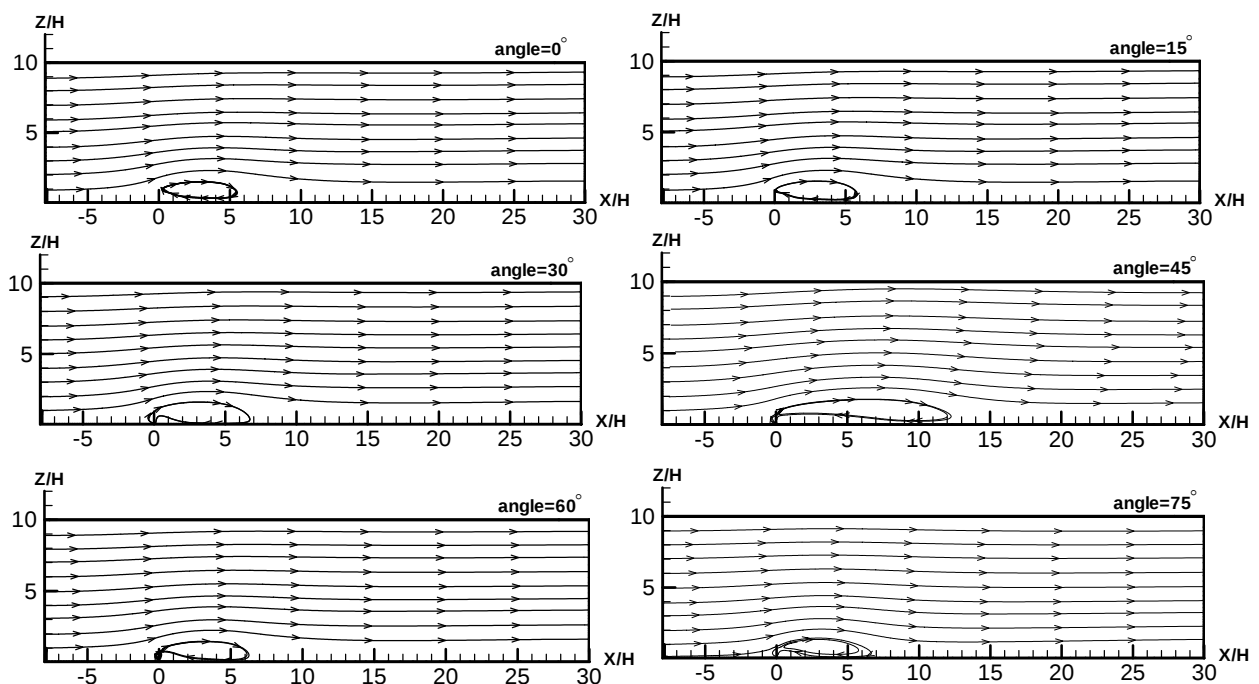


圖 11 不同傾斜角防風網之流線圖

結論

本文是以數值方法為主，現地與風動實驗為輔，從事防風網傾斜角對防風功效之研究，本文中討論係以平均流場為基礎，所獲致的結果可作為爾後一般性設計之準則與指標。將研究結果說明如下：

1. 不同傾斜角之防風網構造物其防風效果：以傾斜角 45° 之防風網最佳，保護距離達 16.5H；傾斜角 30° 及 60° 次之，保護距離約為15H，而傾斜角 0° 之防風網效果最差，其保護距離僅為12H。
2. 防風網傾斜角 (θ)與保護距離 (H)之關係式為：
$$\hat{Y}=11.815+3.977\sin 2\theta \quad (r=0.9488^*)$$

式中 $\hat{Y}$ 為估算之保護距離(H)， X 為防風網角度($^\circ$)， r 為相關係數，“*”表達5%顯著水準。
3. 從保護指數來看，傾斜角 45° 之防風功效最佳，且與其它組有極顯著差異。
4. 數值模擬的結果不但與風洞實驗相符合，且能表現出逆風區的風速值，進而得知傾斜角 45° 之防風網其網後所形成的迴流區最大。
5. 經由保護指數及迴流區進一步比較所得結果與保護距離相同，傾斜角 45° 之防風網有較佳之減風效果。

參考文獻

1. 中央氣象局。1986。地面氣象測報作業規範。交通部中央氣象局，113~121頁。
2. 王玉懷、莊文斯。1995。台灣附近海域風場之觀測及探討」，氣象學報，41(2)：81~90。
3. 江永哲、黃隆明、邱啟芳。1988a。澎湖海岸防風構造物之研究 (I) 海岸防風林與防風牆之防風防鹽功效比較實驗。中華水土保持學報，19(1)：3~27。
4. 江永哲、黃隆明。1988b。澎湖海岸防風構造物之探討(II)防風網、海岸防風林與防風牆之防風防鹽功效比較實驗。國立中興大學農林學報，37(2)：21~44。
5. 國立成功大學水利及海洋工程研究所。1981。彰化濱海工業區水工模型試驗報告(一)——對臨近地區之影響。
6. 黃隆明 (1989)「防風網型式對防風功效之研究」，國立中興大學水土保持學系碩士論文。
7. 黃隆明、江永哲 (1989)「澎湖海岸防風構造物之探討(III)碇石古石防風牆對防風及防鹽功效之研究」，國立中興大學農林學報，38(1)：31-48。
8. 黃隆明 (1997)「不透風式構造物之防風功效研究」，國立中興大學水土保持學系博士論文。
9. 劉正平、陳朝圳。1983。澎湖防風林之建造研究(一)防風網對防風林建造之效用。屏東農專學報，24：74~90。

10. 谷 信輝。1952。防風牆 機能 關連 研究・模型防風牆 風洞實驗(2)。日本農業氣象，7(3)(4)，pp. 56～58。
11. 幸喜善福。1974。防風 減風減鹽作用—測定例。日本林學會九州支部研究論文集，27：213～214。
12. 真木太一。1985。防風網 關連 研究(10)模型防風網 斜風 當 場合亂流特性變質。日本農業氣象，41(3)： 223～230。
13. Armitt, J. and Counihan, J. (1968) “The Simulation of the Atmospheric Environment,” Atmospheric Environment, Vol. 2, pp.49-71.
14. Cermak, J. E. and Peterka, J. A. (1974) “Simulation of Atmospheric Flows in Short Wind Tunnel Test Sections,” Center for Building Technology, IAT, National Bureau of Standard Was Hington, D. C., June.
15. Cermak, J. E. (1981) “Wind Tunnel Design for Physical Modeling of Atmospheric Boundary Layers,” Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 107, No. EM3, pp. 623-642.
16. Counihan, J. (1970) “An Improved Method of Simulated Atmospheric Boundary Layer,” Atmospheric Environment, Vol. 4, pp.159-275.
17. Counihan, J.(1973)“Simulation of an Adiabatic Urban Boundary Layer in a Wind Tunnel,” Atmospheric Environment, Vol. 7, pp.673-689.
18. Fang, Fuh-Min(1989)“Flow Characteristics in Three-Dimensional Channel Contractions,” Ph. D. Dissertation, University of Minnesota, USA.
19. MacCormak, R.W. (1969) “The Effect of Viscosity in Hyper-Velocity Impact Cratering ,” AIAA PAPER, NO.69-354.
20. Maki, T. 1981. Study on the windbreak net. (3) Horizontal and vertical turbulent characteristics influenced by two kinds of windbreak nets in a paddy rice field. J. Agr. Met. Japan, 37(3):197-210.
21. Prandtl, L. (1925), "Über die ausgebildete Turbulenz," ZAMM 5, pp. 136～139.
22. Rae, W. H. J. and Pope, A.(1984)“Law Speed Wind Tunnel Testing,” John Wiley and Sons, Inc.
23. Simiu, E. and R. H. Scanlan (1996) “Wind effect on structures,” 3rd edition, John Wiley and Sons, Inc. New York, pp. 39-52.
24. Smagorinsky, J., 1963, “General Circulation Experiments with the Primitive Equations,” Month Weather Review, Vol. 93, No. 99, pp.99-163.
25. Song, C.C.S. and M. Yuan (1988) “A Weakly-Compressible-Flow Model and Rapid Convergence Methods,” Journal of Fluids Engineering, ASME Trans., pp.441～445.
26. Snyder, W. H. (1972) “Similarity Criteria for the Application of Fluid Models to the Study of Air Pollution Meteorology,” Boundary Layer Meteorology, Vol. 3, pp.113-134.
27. Standen, N. M. (1972) “A Spire Array for Generating Thick Turbulent Shear Layers for Nature Wind Simulation in Wind Tunnels,” Rep. LTRLA-94, National

Aeronautical Establishment, Ottawa, Canada

28. Van, E. J. Karschon, R. Razumova, L. A. and Roberts, G. W. (1964) “Windbreaks and Shelterbelts,” W. M. O. Technical note 59, pp.5-2

陣風因子在颱風期間之行為特性

The behaviors of gust factors during typhoon winds

陳遠斌

萬能科技大學營建科技系 副教授

摘要

本研究乃以三向超音波風速計多年來在基隆海岸地區所測得之 6 個颱風風速資料為基材，針對其間強度較大颱風之陣風因子作分析探討。所測得的風速數據資料其取樣頻率為 20Hz，最小歷時紀錄長度為 10 分鐘。由於影響陣風因子之因素頗多，為能顧及其對陣風因子造成之影響，其他諸如平均風速、紊流強度及長度積分尺度和陣風因子的關係亦將被探討。希望透過這些分析與討論，能夠更深入的了解颱風侵襲時陣風因子之行為特性，而能夠提供國內相關應用研究之參考依據。

ABSTRACT

This paper presents the investigation of gust factors under six typhoons attacking Taiwan. Data, ten minutes averaging periods and long-lasting observation, were measured with an ultrasonic anemometer at Keelung coastal region of Taiwan. 3-dimensional gust factors were analyzed with the relevant factors such as wind speeds, integral length scale and turbulence intensity under three kinds of mean wind speeds. As a result, the ratio of lateral gust factor by vertical one (G_v/G_w) is 1.2; the higher for wind speeds, the lower for gust factors; the higher for the longitudinal turbulence intensity, also the more for the values of the longitudinal gust factors; the relationship between gust factors and integral length scales is a linear equation.

1. Introduction

Taiwan island lies in 23.5 degree of northern latitude of the earth, which belongs to the subtropical zone. Seasons from June to October are attacked by Typhoon, those from October to March are prevailed by monsoon. Among these two kinds of winds, Typhoon wind does harm for lives and properties to this island.

Taiwan is a small island with a large population. High-rise building is very popular because of the prosperity of industry and commerce. Consequently, wind resistance design of structures become important to the country. As we know, the gust factor is one of the important coefficients in the wind resistance design. To go deep into the gust factor to

understand it is essential.

As we know, wind is the phenomenon of air flow. Wind speed is affected by the natural and geographic environments such as: Coriolis force, the amount of sunshine obtaining, latitude, distance away from the sun, season change, global or local atmospheric pressure change, distribution (off sea, seashore, urban area, suburban area, mountain or valley area), etc.... Therefore, there are many factors influence the characteristics of wind, such as wind speeds, turbulence intensities, integral length scale, gust factors, Reynolds stresses, velocity spectra. etc... The gust factor is the ratio for maximum wind velocity by mean wind velocity. Consequently, it is also complicated and influenced by the factors mentioned before. To understand the gust factor deeper, statistical method is one of the ways to achieve it.

There are some reports about the gust factor before. However, it is scarcely aimed at the properties of the gust factor and some other turbulent characteristics associated with the gust factor in most of the reports. This paper would like to present the properties of the gust factor and the relationship between some turbulent characteristics such as turbulence intensity and integral length scale for the typhoon winds. Taiwan Island from 1998 to 2002 were collected. It is aimed at the analysis and discussion for the properties of the gust factor in this paper. It is expected to have contributions to the wind resistance design of structures and the statistics of gust factors.

Choi [1] investigated into the characteristics of the gust factor for tropical thunderstorms in Singapore. The facts that gust factors during thunderstorms are much higher than those of the non-thunderstorm winds over the same terrain; the values of gust factors are around 2.1-2.5 mostly, are observed by Choi. In addition, the gust factors for thunderstorm winds are generally larger than those of monsoon winds; 5-10-min averaging hourly mean are about 1.5-2.0 times those based on 10-min mean, presented by Choi and Hidayat [2]. Kato, etc...[3] used ultrasonic anemometer to measure wind speeds in Yokohama, Japan, and suggested: the gust factor approaches a constant value, in the mean wind velocity (U) and gust factor (G) relative plot. The constant value induced by typhoons is 1.7; the ratio among the components of longitudinal (u), lateral (v) and vertical (w) direction for the gust factor is as the following: $G_u : G_v : G_w = 12 : 4 : 3$. Naito [4] presented that the value of the gust factor for strong disturbance is higher than ordinary turbulence, and the strong one also has a larger integral length scale (L). In other words, the higher for the integral length scale, the higher for the gust factor.

2. Description of observation site, measurement setup and data processing

The measuring station was located in the Keelung coastal rural terrain. An observation

tower was erected on the roof of a building and the tower top was with a distance of 26 m from the ground. An ultra-sonic anemometer with three sensors (Kaijo Model FA-600BT) was mounted on the top of a tower.

The output signals of three sensors of ultra-sonic anemometer were digitized at the sampling rate of 20 Hz. Temperature was also measured and digitized with the velocity signals simultaneously at the same sampling rate. The digitized time series data were stored in the hard disk. The resolution of the anemometer for velocity and temperature are 0.005 m/s and 0.025 °C, respectively.

The whole course data were obtained from six typhoons that had impacted Keelung and the detailed information were shown in Table 1. Ten minutes for a data run, so, there are 5 runs in an hour, and 120 runs a day normally. The whole course data might not be collected completely because the electricity could not be afforded all the time during the typhoon time. Therefore, there are 335 runs from Typhoon Zeb. Typhoon Zeb and Bilis with higher wind speeds are so called ‘strong typhoon’, and the others are so called ‘medium typhoon’.

Table 1 six typhoons’ duration

Date			Typhoon	Run
year	month	day		
1998	10	14-16	Zeb	335
1998	10	25-27	Babs	348
2000	8	21-23	Bilis	358
2000	10	30-1	Xangsane	480
2001	7	28-31	Toraji	480
2001	9	6-19	Nari	959

3. Turbulence characteristics

Via the mean wind direction, the original wind velocities are transformed into the new transient velocity components U_i (longitudinal), V_i (lateral) and W_i (vertical), besides, $U_{\max}$, $V_{\max}$ and $W_{\max}$ are the maximum ones in a run respectively. With arithmetic mean theory, 3-dimensional mean wind velocity components $\bar{U}$, $\bar{V}$ and $\bar{W}$ can be obtained as followed:

$$\bar{U} = \frac{\sum_{i=1}^N U_i}{N}, \text{ longitudinal mean wind velocity}$$

$$\bar{V} = \frac{\sum_{i=1}^N V_i}{N}, \text{ lateral mean wind velocity}$$

$$\bar{W} = \frac{\sum_{i=1}^N W_i}{N}, \text{vertical mean wind velocity}$$

$$G_u = U_{\max} / \bar{U}, \text{longitudinal gust factor}$$

$$G_v = V_{\max} / \bar{U}, \text{lateral gust factor}$$

$$G_w = W_{\max} / \bar{U}, \text{vertical gust factor}$$

$$I_u = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N U_i^2}{N} - \bar{U}^2} / \bar{U}, \text{longitudinal turbulence intensity}$$

$$I_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N V_i^2}{N} - \bar{V}^2} / \bar{U}, \text{lateral turbulence intensity}$$

$$I_w = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i^2}{N} - \bar{W}^2} / \bar{U}, \text{vertical turbulence intensity}$$

L_u longitudinal integral length scale

L_v lateral integral length scale

L_w vertical integral length scale

4. Results and discussion

Three types of the wind data are analyzed. The whole course data belong to the first type. A new mean wind velocity, calculated by the average of the 335 run's mean wind velocities, is the minimum mean wind velocity in the second wind data type. The minimum mean wind velocity of the third type is the average of the mean wind velocity of the second type again. For example, there are 335 runs in the first type (1st Type) of wind data for Typhoon Zeb, and there are 108 runs left in the second type (2nd Type), and 42 runs left in the third type (3rd Type).

Mean wind velocities, 3-D gust factors and the ratio among the three directional gust factors for the six typhoons is shown in Table 2. Mean wind velocities reflect the total average of the wind velocities. The average of the ratio in the 1st Type for the six typhoons is shown as: $G_v/G_u = 0.62$, $G_w/G_u = 0.51$, $G_v/G_w = 1.22$.

Table 2 3-D gust factors during typhoon attacking

$\bar{U}$ m/s	Gu	Gv	Gw	Gv/Gu	Gw/Gu	Gv/Gw	
7.83	3.14	1.87	1.52	0.59	0.48	1.23	zeb
4.74	3.33	2.03	1.58	0.61	0.47	1.28	babs
5.91	4.74	3.06	2.59	0.65	0.55	1.19	bilis
7.26	2.94	1.77	1.48	0.60	0.50	1.19	xangsane
3.31	3.32	2.18	1.70	0.66	0.51	1.29	toraji
4.33	2.23	1.35	1.19	0.60	0.53	1.13	nari
	3.28	2.04	1.67	0.62	0.51	1.22	average

Mean wind velocities, gust factors and gust factor ratios for 2nd Type and 3rd Type are shown in Table 3 and Table 4 respectively. The values of gust factors lower down apparently from the 1st Type to the 2nd Type and lower down again for the 3rd Type. The average of gust factors for the three types Gu is 3.28, 2.18 and 2.01 respectively. A fact can be identified that the higher of the wind velocity, the lower of the gust factor for a typhoon. $Gv/Gu = 0.55$, $Gw/Gu = 0.45$, $Gv/Gw = 1.22$, for the 2nd Type; $Gv/Gu = 0.54$, $Gw/Gu = 0.44$, $Gv/Gw = 1.23$ for the 3rd Type. It seems that the value of Gv/Gw is around 1.22 for any typhoons.

Table 3 3-D gust factors while $\bar{U} >$ mean wind speed

$\bar{U}$ m/s	Gu	Gv	Gw	Gv/Gu	Gw/Gu	Gv/Gw	
14.61	2.03	1.10	0.84	0.55	0.41	1.32	zeb
6.48	2.30	1.23	1.03	0.54	0.45	1.19	babs
9.83	2.00	0.96	0.85	0.48	0.43	1.13	bilis
11.36	2.22	1.30	1.05	0.59	0.47	1.23	xangsane
5.59	2.55	1.46	1.12	0.57	0.44	1.30	toraji
5.65	2.00	1.21	0.99	0.61	0.49	1.23	nari
	2.18	1.21	0.98	0.55	0.45	1.22	average

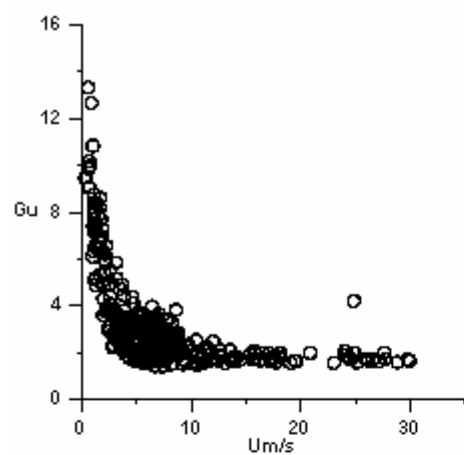
Table 4 3-D gust factors while $\bar{U} > \text{high wind speed}$

$\bar{U}$ m/s	Gu	Gv	Gw	Gv/Gu	Gw/Gu	Gv/Gw	
21.53	1.85	1.09	0.77	0.59	0.42	1.41	zeb
8.08	1.95	0.98	0.83	0.50	0.43	1.18	babs
13.22	1.95	0.94	0.82	0.48	0.42	1.16	bilis
16.53	2.34	1.36	1.17	0.58	0.50	1.17	xangsane
6.98	2.01	0.99	0.82	0.49	0.41	1.21	toraji
6.47	1.95	1.20	0.91	0.62	0.47	1.32	nari
	2.01	1.09	0.89	0.54	0.44	1.23	average

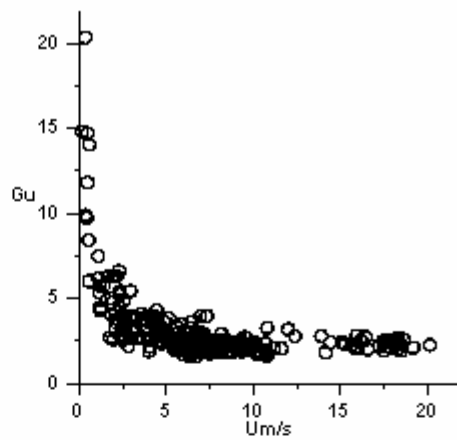
Fig. 1 shows the relationship between the mean wind velocity ($\bar{U}$) and longitudinal gust factor (Gu) of the six typhoons for the 1st Type. Fig. 1(a), (b), (c), (d), (e), and (f) belong to Typhoon Zeb, Babs, Bilis, Xangsane, Toraji and Nari respectively. The dispersion of the distribution of the gust factor becomes small with increase in the mean wind velocity, and the longitudinal gust factor approaches a constant value. The value of the longitudinal gust factor for Zeb was 2.0, 2.5 for Babs, Bilis and Xangsane, 2.3 for Toraji, and 2.2 for Nari. 2.5 appears more often.

Fig. 2 shows the relationship between the mean wind velocity ($\bar{U}$) and lateral gust factor (Gv) of the six typhoons for the 1st Type. Fig. 1(a), (b), (c), (d), (e), and (f) belong to Typhoon Zeb, Babs, Bilis, Xangsane, Toraji and Nari respectively. The dispersion of the distribution of the gust factor becomes small with increase in the mean wind velocity, and the longitudinal gust factor approaches a constant value. The value of the longitudinal gust factor for Zeb was 1.2, 1.3 for Babs, 1.88 for Xangsane, 2.0 for Bilis, Toraji and Nari. 2.0 appears more often.

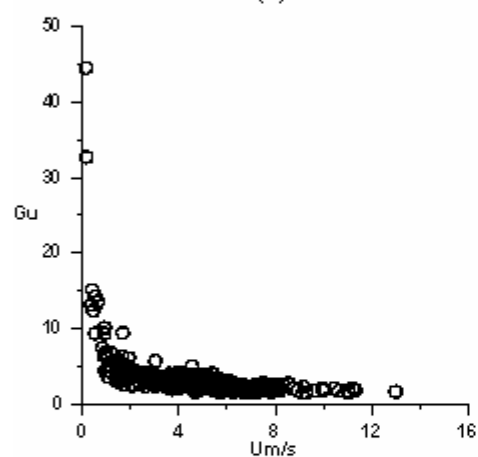
Fig. 3 shows the relationship between the mean wind velocity ($\bar{U}$) and vertical gust factor (Gw) of the six typhoons for the 1st Type. Fig. 1(a), (b), (c), (d), (e), and (f) belong to Typhoon Zeb, Babs, Bilis, Xangsane, Toraji and Nari respectively. The dispersion of the distribution of the gust factor becomes small with increase in the mean wind velocity, and the longitudinal gust factor approaches a constant value. The value of the longitudinal gust factor for Zeb was 0.8, 1.7 for Babs, 1.9 for Bilis, 1.6 for Xangsane, and 1.1 for Toraji, and Nari.



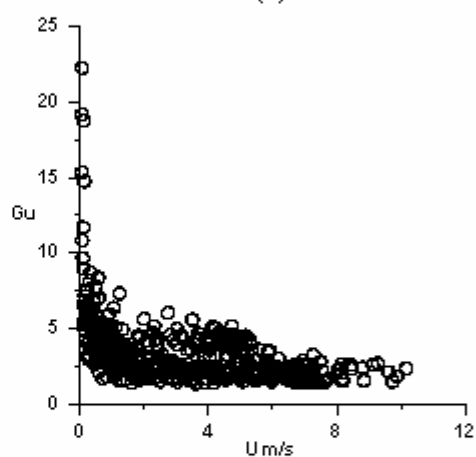
(a)



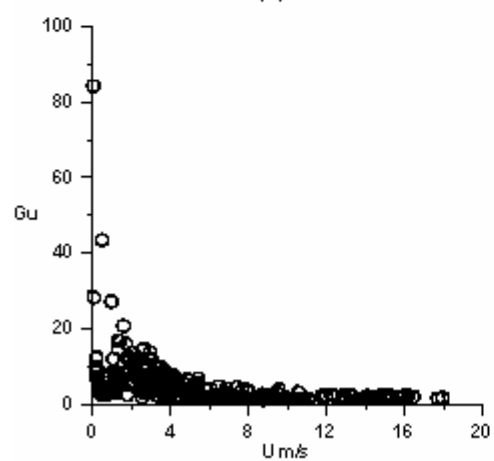
(d)



(b)



(e)



(c)

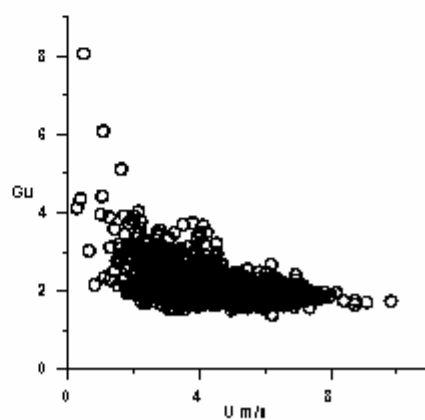


Fig.1 Longitudinal gust factor

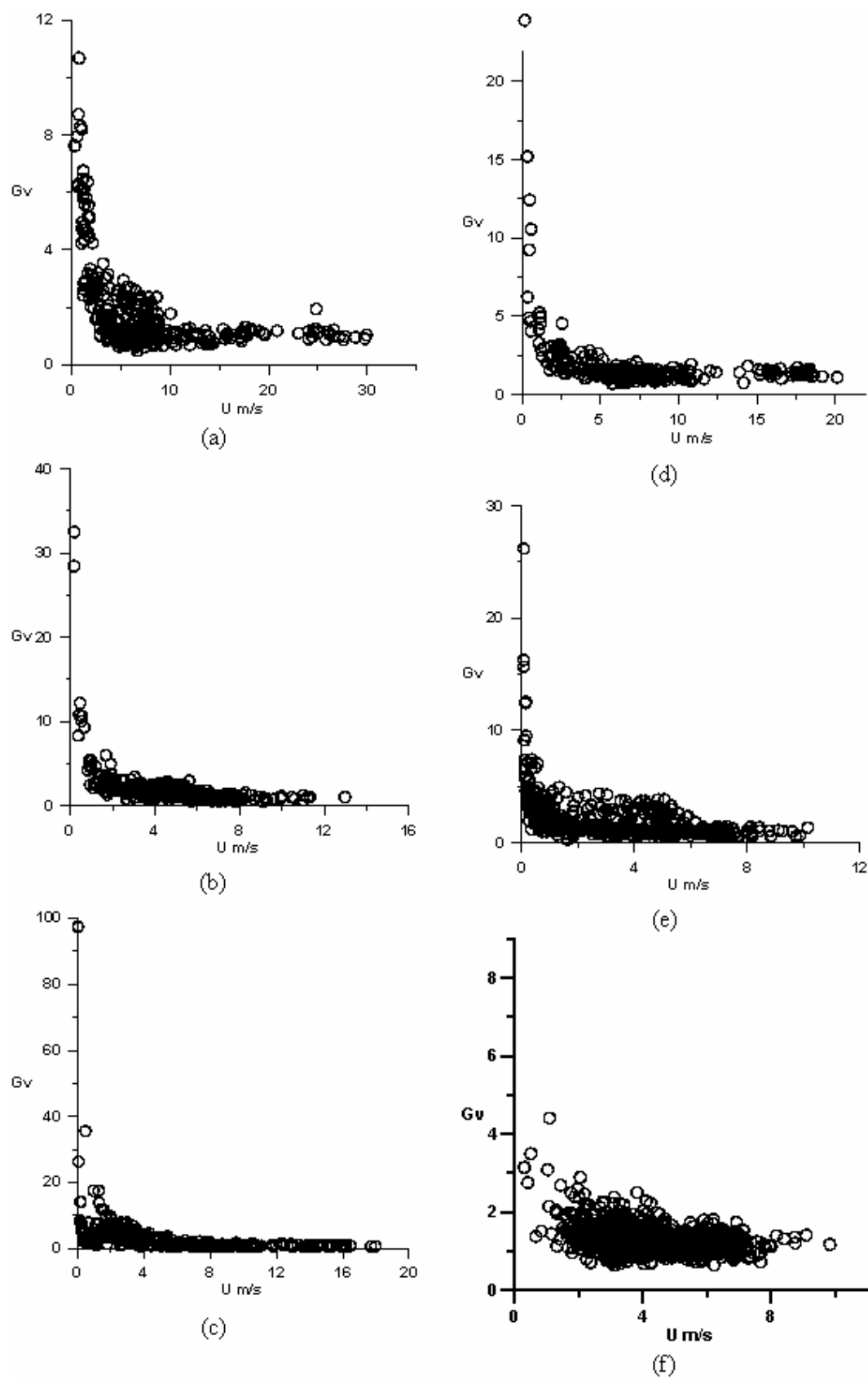


Fig.2 Lateral gust factors

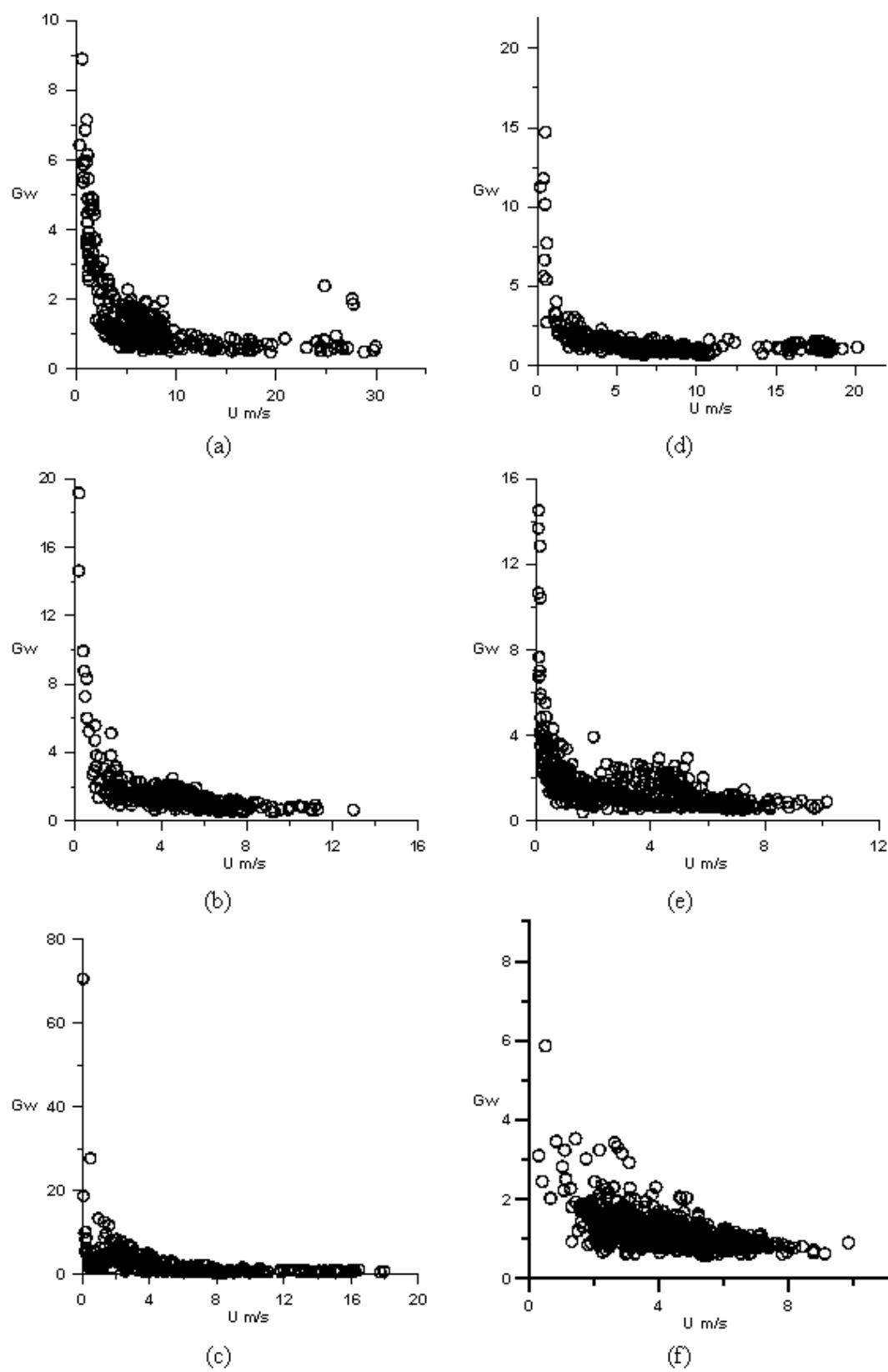


Fig 3 Vertical gust factors

Fig. 4 shows the relationship between the integral length scale (L) and gust factor (G) of the six typhoons for the 1st Type. Fig. 1(a), (b) and (c) represents the three directional components such as longitudinal (u), lateral (v) and vertical (w) respectively. Gust factors are always less than the equation as followed: $G < 50/(2.3*L)^{1/2}$.

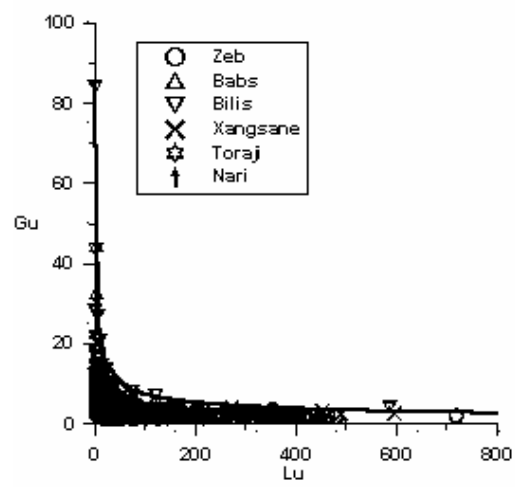
Fig. 5 shows the relationship between the turbulence intensity and gust factor of the six typhoons for the 1st Type. Fig. 1(a), (b) and (c) represents the three directional components such as longitudinal (u), lateral (v) and vertical (w) respectively. The relationship between three dimensional turbulence intensities and gust factors is a linear equation when the turbulence intensity is less than 3.0.

5 Conclusion

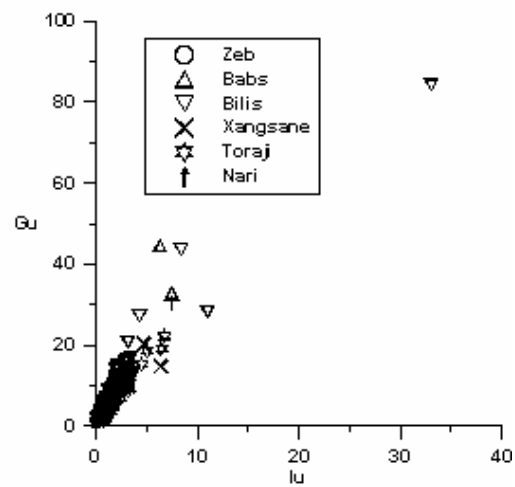
The ratio of the lateral gust factor over vertical gust factor always stays at 1.22, no matter what the degree of strength of different typhoons can be concluded. The dispersion of the distribution of the longitudinal gust factor with increase in the mean wind velocity approaches around 2.5, and 2.0 for the lateral component. Gust factors related with integral length scale are always less than the equation as followed: $G < 50/(2.3*L)^{1/2}$. The relationship between three dimensional turbulence intensities and gust factors is a linear equation when the turbulence intensity is less than 3.0.

6. Reference

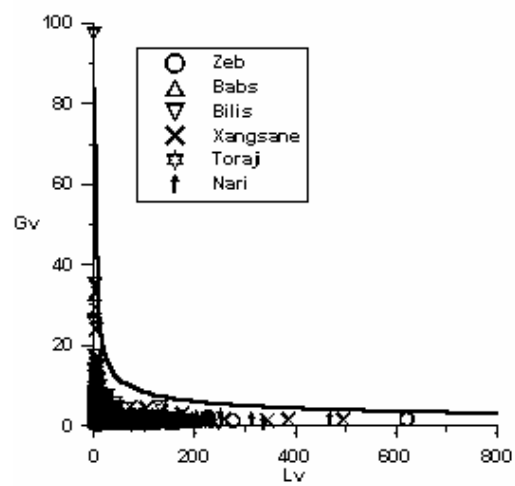
1. Edmund C.C. Choi, "Wind characteristics of tropical thunderstorms," Journal of wind engineering and industrial aerodynamics 84 (2000) 215-226.
2. Kato, N., Ohkuma, T. , Kim, J.R., Marukawa, H. and Niihori, Y., "Full scale measurements of wind velocity in two urban areas using an ultrasonic anemometer," Journal of wind engineering and industrial aerodynamics 41-44 (1992) 67-78.
3. Naito, G., "Turbulent properties and spectral behaviors of ocean winds observer at an off-shore tower," Journal of wind engineering and industrial aerodynamics 88 (1988) 51-60.
4. Edmund C.C. Choi, Ferry A. Hidayat, "Gust factors for thunderstorm and non-thunderstorm winds," Journal of wind engineering and industrial aerodynamics 90 (2002) 1683-1696.



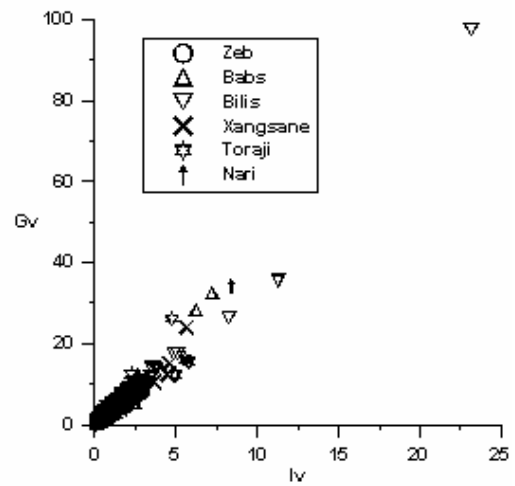
(a)



(a)



(b)



(b)

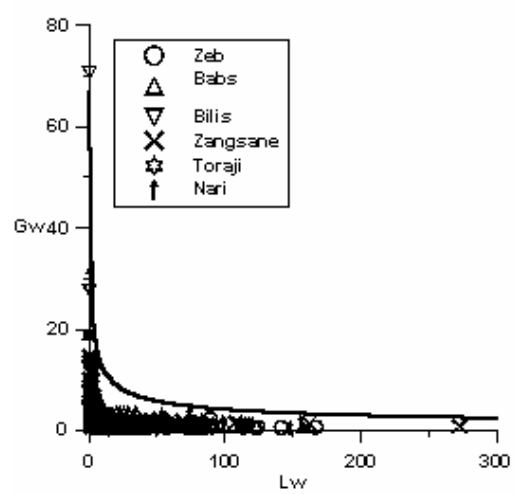


Fig.4 gust factor vs. eddy length

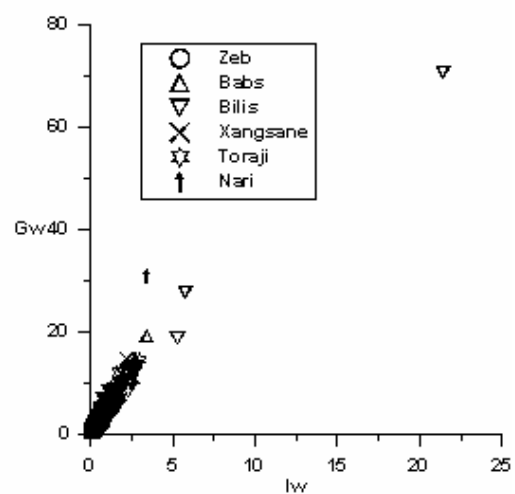


Fig.5 gust factor vs. turbulence intensity

以隱藏式馬可夫鏈模擬產生風速資料 Development of a Hidden Markov Chain Model for Simulating Wind Speed Data

陳瑞華¹ 高士哲² 卿建業³

1. 國立台灣科技大學營建工程系副教授
2. 國立台灣科技大學營建工程系博士班研究生
3. 國立台灣科技大學營建工程系助理教授

摘要

在作結構耐震或耐風設計時，工程師常需要實測資料作為設計之依據；但是有時實測資料不足，必須模擬產生符合實測資料統計特性之人造資料。本文嘗試以隱藏式馬可夫鏈（Hidden Markov Chain；HMC）來產生人造資料，其中 HMC 之參數由 Expectation-Maximization (EM) algorithm 和 Forward-Filtering-Backward-Sampling (FFBS) algorithm 求得。為了驗證所提方法之適用性與準確性，本文以中央氣象局台北測站的平時風速為例，模擬產生人造風速資料；模擬結果顯示人造資料與實測資料有非常相近之統計特性。

關鍵字：隱藏式馬可夫鏈；模擬；風速

Abstract

Field data is essential in structural Design. Since field data is often limited, it is necessary to generate artificial synthetic data compatible with observed data. This paper uses a Hidden Markov Chain (HMC) model to generate synthetic data. Parameters of HMC are obtained by Expectation-Maximization (EM) algorithm and Forward-Filtering-Backward-Sampling (FFBS) algorithm. Wind speed data is generated based on the Central Weather Bureau wind speed data. It is found that the synthetic data reproduces well major statistical characteristics of the observed data.

Keywords: Hidden Markov Chain; Simulation; Wind speed

1. 前言

在作結構耐震或耐風設計時，工程師常需要實測資料作為設計之依據；但是有時實測資料不足，必須模擬產生符合實測資料統計特性之人造資料。結構耐風設計之基本要素為不同回歸期之極值風速，當作功能性耐風設計時，必須考慮極高回歸期之極值風速，但是一般風速資料的長度不足以準確求取極高回歸期風速。

當取樣時間變小時，不同風速樣本間愈具有統計相關性，前人在模擬產生風速資料時曾利用不同方法考慮此種相關性。Torres 等人[1]使用 Autoregressive Moving Average (ARMA) 模型去模擬每小時平均風速。Blanchard 等人[2]、Daniel 等人[3]、Nfaoui 等人[4]和 Aksoy 等人[5]使用 Autoregressive (AR) 模型去模擬每小時平均風速。除此之外，Sfetsos[6]使用 Autoregressive Integrated Moving Average (ARIMA) 模型去模擬

每小時平均風速。Bechrakis 等人[7]和 Fonte 等人[8]使用 Artificial Neural Networks (ANN)去模擬每小時平均風速。Sahin 等人[9]、Nfaoui 等人[10]和 Shamshad 等人[11]使用 Markov Chain 去模擬每小時平均風速。

要準確求取不同回歸期之極值風速，需具有長時間且取樣時間短之完整風速資料。但通常實測資料無法滿足要求，因此本研究嘗試以隱藏式馬可夫鏈 (Hidden Markov Chain; HMC) 產生長時間之風速資料。其中以 Expectation-Maximization (EM) algorithm 和 Forward-Filtering-Backward-Sampling (FFBS) algorithm 來求取模型參數。為了驗證所提方法之適用性與準確性，本文以中央氣象局台北測站平時風速為實測資料，模擬產生人造風速資料，並且比較實測風速資料和人造風速資料的統計特性。

以下我們將先介紹 HMC 和所使用的機率分析方法；接下來使用 HMC 來模擬產生風速資料，並且探討分析結果的準確性。

2. 隱藏式馬可夫鏈 (HMC)

HMC 是一種參數式的機率模型，利用機率與統計的原理來模擬序列中的資料。HMC 假設線性動態系統受到訊號作用後，會產生狀態序列 $\bar{\Phi}(k)$ 和觀測序列 $\bar{X}(k)$ ，狀態序列所對應的狀態方程式如式 (1) 所示：

$$\bar{\Phi}(k+1) = \bar{\Phi}(k) + \bar{\varepsilon}(k), \quad k=1, \dots, T, \quad \bar{\varepsilon}(k) \sim N(0, \delta^2 [I]) \quad (1)$$

其中 $\bar{\Phi}(k) = [a_1(k), a_2(k), a_3(k), \dots, a_m(k)]^T \in R^m$ 代表系統時刻 k 時的相關係數向量，可由 FFBS 取樣得到； $\bar{\Phi}(k)$ 意含資料頻率內涵，而 $a_i(k)$ ($i=1 \sim m$) 為系統時刻 k 資料與 $k-i$ 時刻資料的相關係數； m 為階數 (order)， m 的決定詳見實例分析； $\bar{\varepsilon}(k) \in R^m$ 為常態分佈的隨機變數，其平均值為零，其變異數為 $\delta^2 [I]$ ；理論上，可假設 δ 為一個隨機變數，但本文所用的機率分析方法無法處理此問題，因此 δ 需人為的判斷， $[I]$ 為 $m \times m$ 的單位矩陣。

假設同一機制去產生每循環內的 T 筆資料，共 l 循環，則由觀測序列所對應的觀測方程式如式 (2) 所示：

$$\begin{aligned} \bar{Y}(k) &= a_1(k) \cdot \bar{X}(k-1) + a_2(k) \cdot \bar{X}(k-2) + \dots + a_m(k) \cdot \bar{X}(k-m) + \bar{e}(k) \\ &= [C(k)] \bar{\Phi}(k) + \bar{e}(k) \quad k=1, \dots, T \quad \bar{e}(k) \sim N(0, \sigma^2(k) [I]) \end{aligned} \quad (2)$$

其中 $\bar{Y}(k) \in R^l$ 為系統時刻 k 的輸出資料； $[C(k)] \in R^{l \times m}$ 為系統時刻 k 到時刻 $k-m$ 的輸入資料矩陣； $\bar{X}(k-j)$ ($j=1 \sim m$) 為循環第 $k-j$ 時刻所組成的輸入資料向量； $\bar{e}(k) \in R^l$ 為常態分佈的隨機變數，表示產生資料時的不確性，其時刻 k 時平均值為零，其時刻 k 時變異數為 $\sigma^2(k) [I]$ ， $\sigma^2(k)$ 可由 EM 估計得到， $[I]$ 為 $l \times l$ 的單位矩陣； $\bar{\varepsilon}(k)$ 和 $\bar{e}(k)$ 為獨立。HMC 假設輸入資料為近常態分佈。

3. 機率分析方法

首先，我們介紹 Kalman filter、RTS smoother、EM 和 FFBS。最後，我們將說明如何使用 EM 配合 Kalman filter 和 RTS smoother 求得 $\sigma(k)$ ；由 FFBS 取樣 $\bar{\Phi}(k)$ 。

3.1 Kalman filter

Kalman 於 1960 年提出 Kalman filter，是一種 algorithm，可以根據觀測值，對線性動態系統的狀態作預測及更新 [12]。Kalman filter 的計算程序中預測及更新等兩部交替出現。已知 k 筆資料的情況下，使用條件機率對式 (1) 取期望值和變異數可得下面兩預測式：

$$\bar{\mu}_{k+1|k} = [I] \bar{\mu}_{k|k} \quad (3)$$

$$[\Sigma_{k+1|k}] = [I][\Sigma_{k|k}][I]^T + \delta^2 [I] \quad (4)$$

其中 $\bar{\mu}_{k|k}$ 為已知 k 筆資料的條件下時刻 k 之狀態期望值； $[\Sigma_{k|k}]$ 為已知 k 筆資料的條件下時刻 k 之狀態變異數； $\bar{\mu}_{k+1|k}$ 為已知 k 筆資料的條件下時刻 k+1 之狀態期望值； $[\Sigma_{k+1|k}]$ 為已知 k 筆資料的條件下時刻 k+1 之狀態變異數。

接下來，使用 Bayesian linear regression[13]可得下面兩更新式：

$$\bar{\mu}_{k+1|k+1} = \bar{\mu}_{k+1|k} + [\Sigma_{k+1|k}][C_{k+1}]^T \left([C_{k+1}][\Sigma_{k+1|k}][C_{k+1}]^T + \sigma_k^2 [I] \right)^{-1} \left(\hat{X}_{k+1} - [C_{k+1}][\mu_{k+1|k}] \right) \quad (5)$$

$$[\Sigma_{k+1|k+1}] = [\Sigma_{k+1|k}] - [\Sigma_{k+1|k}][C_{k+1}]^T \left([C_{k+1}][\Sigma_{k+1|k}][C_{k+1}]^T + \sigma_k^2 [I] \right)^{-1} [C_{k+1}][\Sigma_{k+1|k}] \quad (6)$$

其中 $\bar{\mu}_{k+1|k+1}$ 為已知 k+1 筆資料的條件下時刻 k+1 之狀態期望值； $[\Sigma_{k+1|k+1}]$ 為已知 k+1 筆資料的條件下時刻 k+1 之狀態變異數； $[C_{k+1}] = [C(k+1)]$ ； $\hat{X}_{k+1}$ 為時刻 k+1 時觀測的已知隨機變數值。

Kalman filter 是利用 $\bar{\mu}_{k|k}$ 和 $[\Sigma_{k|k}]$ 透過式 (3) 和式 (4) 來預測 $\bar{\mu}_{k+1|k}$ 和 $[\Sigma_{k+1|k}]$ ，接下來代入式 (5) 和式 (6) 來更新得到 $\bar{\mu}_{k+1|k+1}$ 和 $[\Sigma_{k+1|k+1}]$ ，以此 $\bar{\mu}_{k+1|k+1}$ 和 $[\Sigma_{k+1|k+1}]$ 當作下一時刻的狀態值（式 (3) 和式 (4) 的 $\bar{\mu}_{k|k}$ 和 $[\Sigma_{k|k}]$ ），重複前述步驟可以求得系統在不同時刻的狀態值。

3.2 Rauch-Tung-Striebel (RTS) smoother

RTS smoother 也是一種 algorithm，根據 Kalman filter 的 $\bar{\mu}_{k|k}$ 、 $[\Sigma_{k|k}]$ 、 $\bar{\mu}_{k+1|k}$ 和 $[\Sigma_{k+1|k}]$ ，使用下面兩式，對系統的狀態作估算 [14]：

$$\bar{\mu}_{k|T} = \bar{\mu}_{k|k} + [\Sigma_{k|k}][I]^T [\Sigma_{k+1|k}]^{-1} (\bar{\mu}_{k+1|T} - \bar{\mu}_{k+1|k}) \quad (7)$$

$$[\Sigma_{k|T}] = [\Sigma_{k|k}] - [\Sigma_{k|k}][I]^T [\Sigma_{k+1|k}]^{-1} [I][\Sigma_{k|k}] + [\Sigma_{k|k}][I]^T [\Sigma_{k+1|k}]^{-1} [\Sigma_{k+1|T}][\Sigma_{k+1|k}]^{-1} [I][\Sigma_{k|k}] \quad (8)$$

其中 $\bar{\mu}_{k|T}$ 為已知 T 筆資料的條件下時刻 k 之狀態期望值； $[\Sigma_{k|T}]$ 為已知 T 筆資料的條件下時刻 k 之狀態變異數； $\bar{\mu}_{k+1|T}$ 已知 T 筆資料的條件下時刻 k+1 之狀態期望值； $[\Sigma_{k+1|T}]$ 為已知 T 筆資料的條件下時刻 k+1 之狀態變異數。

在做 RTS smoother 之前，必須先作 Kalman filter，並利用 Kalman filter 時刻 T 的 $\bar{\mu}_{T|T}$

和 $[\Sigma_{T|T}]$ 當作 RTS smoother 時刻 T 的 $\bar{\mu}_{k+1|T}$ 和 $[\Sigma_{k+1|T}]$ ，使用式 (7) 和式 (8)，往前求得前一個時刻的狀態期望值 $\bar{\mu}_{k|T}$ 和變異數 $[\Sigma_{k|T}]$ ，接下來將所求到的 $\bar{\mu}_{k|T}$ 和 $[\Sigma_{k|T}]$ 代入式 (7) 和式 (8) 中取代 $\bar{\mu}_{k+1|T}$ 和 $[\Sigma_{k+1|T}]$ ，再往前求得前一個時刻的狀態期望值和變異數，反覆進行此動作，可以求得系統在不同時刻的狀態值。

3.3 Expectation-Maximization algorithm (EM)

EM 可以解決因資料不完整的統計估算問題，其中 Expectation-Step (E-step) 的部分主要在推導出條件機率分佈函數；而 Maximization-Step (M-step) 則最大化 E-step 所推導出的函數以求出最佳的模型參數[15]。在 HMC 中， X 為觀測的變數， $\hat{X}$ 為量測到的資料； Φ 為隱含的變數， $\hat{\Phi}$ 為未量測到資料，則可用 EM 這個迭代法來求最大概似參數 σ_{ML} (maximum likelihood parameters)。

先給定一起始值 $\sigma^{(0)}$ (模型的參數)，並以上標表示第 i 次迭代，則 $\sigma^{(i)}$ 為第 i 次迭代的估計值。EM 是利用 E-step 和 M-step 交互迭代， $i=0,1,2,\dots$

E-step：

已知觀測的變數和此時假設的參數值 $\sigma^{(i)}$ ，計算隱含變數的分佈

$$q^{(i)}(\phi) = f(\phi | \hat{X}, \sigma^{(i)}) \quad (9)$$

M-step：

去求參數 σ^{i+1} 之值，使得在 E-step 下所找到的分佈的 log-likelihood 之期望值為最大。M-step 意味著學習新的參數值。

$$\sigma^{(i+1)} = \arg \max_{\sigma} E_{q^{(i)}} \left[\log f(\hat{X}, \phi | \sigma^{(i)}) \right] \quad (10)$$

在此，先以式 (9) 求出隱含變數的期望值，再將所求的期望值帶入式 (10) 求得 σ 值，將式 (10) 所估出的 σ ，帶回式 (9) 求出下一回迭代時隱含變數的期望值，反覆進行此動作，當 $i \rightarrow \infty$ 時，這一串參數的估計值 $(\sigma^{(0)}, \sigma^{(1)}, \dots)$ 將收斂至 σ 的最大概似估計值 σ_{ML} 。

3.4 Forward-Filtering-Backward-Sampling algorithm (FFBS)

FFBS 是一個取樣方法，可以對變數為常態且線性動態系統，從時間序列來取樣[16]。FFBS 的名稱來自於 FF 及 BS，其中 FF (Kalman filter) 主要在求出 $\bar{\mu}_{k|k}$ 、 $\bar{\mu}_{k+1|k}$ 、 $[\Sigma_{k|k}]$ 和 $[\Sigma_{k+1|k}]$ ；而 BS 是根據 FF 的結果，使用下面兩式所計算出來的常態分佈參數由後向前求取樣：

$$\begin{aligned} E(\bar{\Phi}(k) | \hat{\Phi}(k+1), \hat{X}(1), \dots, \hat{X}(k), \sigma(k)) = \\ \bar{\mu}_{k|k} + [\Sigma_{k|k}] [I]^T [\Sigma_{k+1|k}]^{-1} [\hat{\Phi}(k+1) - \bar{\mu}_{k+1|k}] \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} & \text{Var}(\bar{\Phi}(k)|\hat{\Phi}(k+1),\hat{X}(1),\dots,\hat{X}(k),\sigma(k))= \\ & \left[\Sigma_{k|k}\right]-\left[\Sigma_{k|k}\right][I]^T\left[\Sigma_{k+1|k}\right]^{-1}[I]\left[\Sigma_{k|k}\right] \end{aligned} \quad (12)$$

其中 $\hat{\Phi}=\{\hat{\Phi}(1),\dots,\hat{\Phi}(T)\}$ 為取樣求之樣本； $\hat{X}=\{\hat{X}(k),\dots,\hat{X}(T)\}$ 為量測資料； $E(\bar{\Phi}(k)|\hat{\Phi}(k+1),\hat{X}(1),\dots,\hat{X}(k),\sigma(k))$ 為已知 $\hat{\Phi}(k+1),\hat{X}(1),\dots,\hat{X}(k),\sigma(k)$ 的條件下時刻 k 之狀態期望值； $\text{Var}(\bar{\Phi}(k)|\hat{\Phi}(k+1),\hat{X}(1),\dots,\hat{X}(k),\sigma(k))$ 為已知 $\hat{\Phi}(k+1),\hat{X}(1),\dots,\hat{X}(k),\sigma(k)$ 的條件下時刻 k 之狀態變異數。利用 HMC 的特性和 FF 的結果，可從系統的時刻 T 的狀態取樣 $\hat{\Phi}(T)$ ，又因為 $\hat{\Phi}(T)$ 已知，則可取前一時刻的狀態樣本，重複前述步驟，可取整個時間序列的樣本。

3.5 $\sigma(k)$ 的估算

首先給定一個初始值 $\sigma^{(0)}$ ， $i=0,1,2,\dots$ ，接下來執行 EM。

[E-step]

估算 M-step 中所需要 $E_q[\bar{\Phi}(k)]$ ($k=1,\dots,T$)：

1. 設定初始值 $\mu_{0|0}=\mu_0$ ， $\Sigma_{0|0}=\Sigma_0$ ， $\bar{\Phi}(0)\sim N(\mu_0,\Sigma_0)$ 。
2. 根據 $\mu_{0|0}$ 和 $\Sigma_{0|0}$ ，使用式 (3)、式 (4)、式 (5) 和式 (6) 求系統在時刻 k ($k=1,\dots,T$) 的狀態平均值和變異數。
3. 根據步驟 2 最後一個時刻的狀態期望值和變異數，使用下面式 (7) 和式 (8) 求系統在時刻 k ($k=T,\dots,1$) 的狀態平均值和變異數。

[M-step]

建立 $f(\hat{X},\phi|\sigma^{(i)})$ 並利用 Φ 與 $\sigma^{(i)}$ 獨立可得下式：

$$\begin{aligned} f(\hat{X},\phi|\sigma^{(i)}) &= f(\phi|\sigma^{(i)})f(\hat{X}|\phi,\sigma^{(i)}) \\ &= f(\phi)\prod_{k=1}^{365}\frac{1}{\sqrt{\det(\sigma^{2(i)}(k)[I])}}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\hat{X}(k)-[C(k)]\bar{\Phi}(k)\right)^T\right. \\ & \quad \left. (\sigma^{2(i)}(k)[I])^{-1}\left(\hat{X}(k)-[C(k)]\bar{\Phi}(k)\right)\right] \end{aligned} \quad (13)$$

對此函數取自然對數後，再取期望值。最後利用式 (10) 求的參數值 $\sigma^{2(i)}(k)$ ，如下所示。

$$\Rightarrow \sigma^{2(i)}(k)=\frac{1}{l}\left(\hat{Y}(k)-[C(k)]E_q[\bar{\Phi}(k)]\right)^T\left(\hat{Y}(k)-[C(k)]E_q[\bar{\Phi}(k)]\right); \quad k=1,\dots,T \quad (14)$$

將式 (14) 所求出來的 $\sigma^{(i)}$ 再帶回 E-step 和 M-step 直到收斂為止。

3.6 $\bar{\Phi}(k)$ 的取樣

先由式 (3)、式 (4)、式 (5) 和式 (6) 求系統在時刻 $k(k=1, \dots, T)$ 的狀態平均值和變異數，再使用式 (11) 和式 (12) 所計算出來的常態分佈參數取樣 $\bar{\Phi}(k)$ ($k=T, \dots, 1$)。

4. 實例分析

本文以中央氣象局 39 年台北測站平時逐日日最大風速為實測資料，用 HMC 來模擬產生 39 年台北的人造平時逐日日最大風速資料，並且探討分析結果的準確性。

4.1 現有風速資料之處理與分析

本例資料來源為 1961~1999 台北地面氣象站逐時的十分鐘平均風速。因為資料記載格式的不同和記錄年代的重疊，以及測站周圍地況改變和風速計高度更新等因素，所以需檢核與篩選資料，並且將風速轉為平坦開闊的 C 地況且風速計高度為 10m 高的風速，以確保資料的一致性，其中，地況係數與梯度高度需考慮隨年代的變化。

本文針對上述處理完的資料來取樣，樣本為每天最大一筆十分鐘平均風速（以下，簡稱日最大風速），並用線性內插來補齊因刪除颱風所造成的資料遺失。接下來，將日最大風速各自減去所對應的每年日最大風速的平均值，所得風速之 Quantile-Quantile (QQ) plot 如圖 1 所示，圖中顯示此風速的分佈（十字形）與常態分佈（虛線）相異的程度不大，因此，可用此風速資料當作 HMC 的輸入資料。

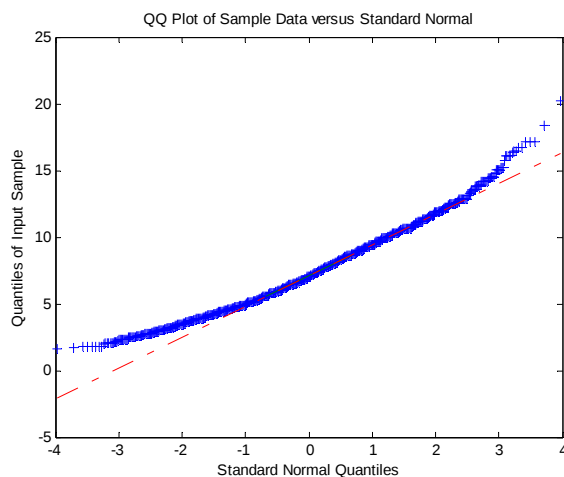


圖 1 輸入資料的 QQ 圖

4.2 HMC 參數之求取

4.2.1 m 的決定

由式 (2) 可知在模擬產生下一筆風速時，須用到前 m 筆的風速， m 的決定與風速資料彼此間相關性有關。

穩態隨機過程 $X(t)$ 中，可用自相關函數 (autocorrelation function) 來判斷資料間彼此相關程度。平均值為零隨機過程之自相關函數等於自互變異數函數 (autocovariance

function) $R(k)$ ，定義如下：

$$R(k) = E[X(t+k)X(t)] \quad (15)$$

其中 k 為時間差。

4.1 節輸入資料的 $R(k)$ 隨 k 的變化如圖 2 所示。 $R(k)$ 小於 0.2 時資料彼此間可視為獨立，因此 m 要小於 $R(k)=0.2$ 所對應之 k 。 m 須為偶數，才會看到風速頻率內涵，理論上需調整 $m(m=2,4,\dots)$ ，本例以圖 3 為例來說明。圖 3 顯示 $\delta=0.01$ 且 $m=8$ 之風速頻率內涵率隨 k 之變化。經由多次調整，本文選擇 $m=8$ 。

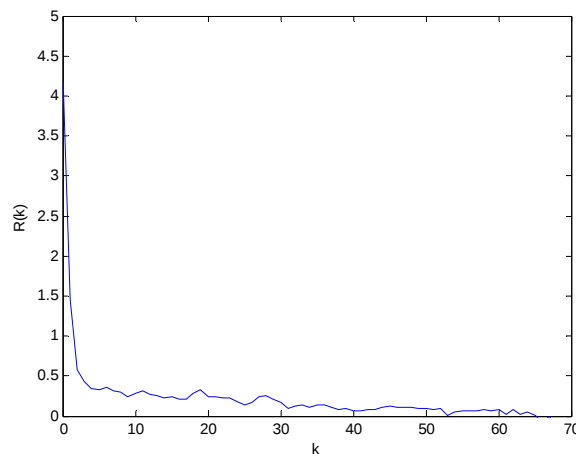


圖 2 輸入資料的自互變異數函數隨 k 的變化圖

4.2.2 δ 的選擇

調整 δ 的大小，使得風速的穩態或非穩態的特性能夠清楚地顯示出來。本例以圖 3 和圖 4 為例來說明 δ 的判斷原則，圖 4 顯示 $\delta=0.1$ 且 $m=8$ 之台北市平時風速頻率內涵率隨 k 之變化，由圖 3 和圖 4 可知 $\delta=0.01$ 比 $\delta=0.1$ 能清楚地顯示風速頻率內涵隨 k 之變化。經由多次調整 δ ，可知 $\delta=0.01$ 是合理的，因此本文選擇 $\delta=0.01$ 。

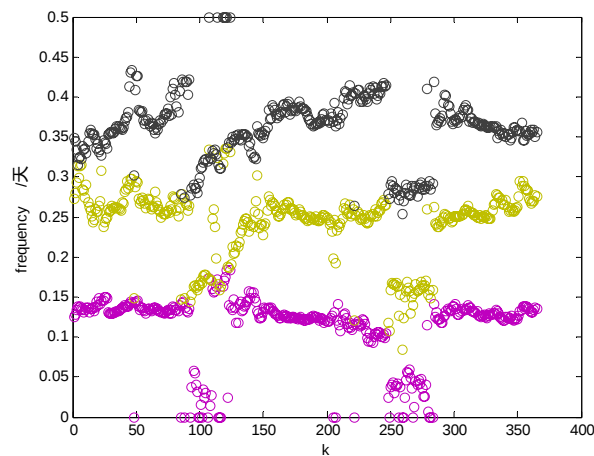


圖 3 台北市平時風速頻率內涵隨 k 之變化圖 ($\delta=0.01$ ， $m=8$)

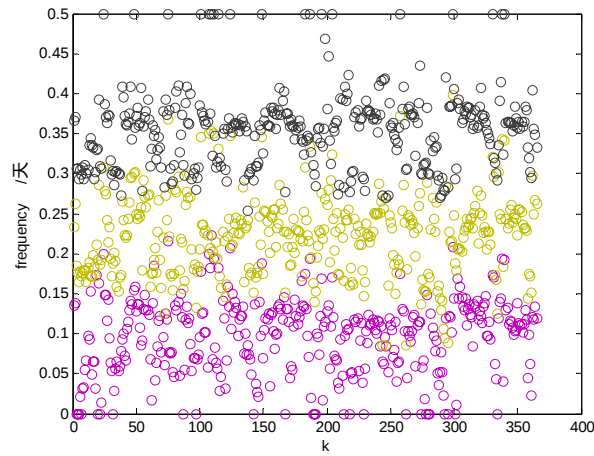


圖 4 台北市平時風速頻率內涵隨 k 之變化圖 ($\delta=0.1$, $m=8$)

4.2.3 $\bar{\Phi}(k)$ 的取樣

$\delta=0.01$ 且 $m=8$ 時，使用 FFBS 從 $\bar{\Phi}(k)$ 所取出來的樣本隨 k 之變化，如圖 5 所示。由圖中可知當天風速與之前每天風速的相關性（共 8 天），前一天風速影響最大，其相關性為圖中最高線所對應的值，而其它天的風速影響較小。

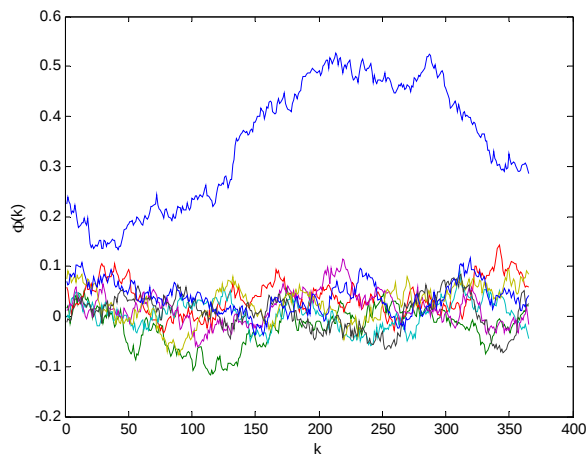


圖 5 $\bar{\Phi}(k)$ 隨 k 之變化圖 ($\delta=0.01$, $m=8$)

4.2.4 $\sigma(k)$ 的估算

$\delta=0.01$ 且 $m=8$ 時，使用 EM 配合 Kalman filter 和 RTS smoother 估算輸入資料的 $\sigma(k)$ 隨 k 的變化如圖 6 所示。

4.3 台北市平時風速的模擬

用圖 5 和圖 6 的結果並假設初始值，帶入式 (2) 可求 $\bar{Y}(k)$ 。最後將 $\bar{Y}(k)$ 加上以每年日最大風速的平均值為隨機變數所產生出來的值，可得 39 年台北的人造平時逐日最大風速資料。

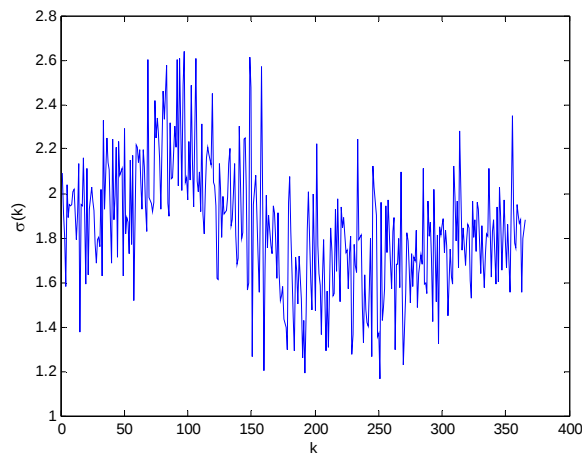


圖 6 $\sigma(k)$ 隨 k 之變化圖 ($\delta=0.01$, $m=8$)

4.4 分析結果與討論

為了檢驗 HMC 之適用性與準確性，本文使用式 (2) 去產生與實測資料相同長度的人造資料，並比較實測資料與人造資料的日最大風速平均值、日最大風速中數、日最大風速標準偏差、日最大風速自互變異數函數、日最大風速超越機率和年最大風速的機率分佈。由表 1 和圖 7 中顯示實測風速資料和人造風速資料所產生的日最大風速平均值、日最大風速中數、日最大風速標準偏差、日最大風速自互變異數函數和年最大風速的機率分佈相似。

表 1 實測風速資料與人造風速資料之統計量比較

資料來源	數量 (年)	日最大風速平均值 m/s	日最大風速中數 m/s	日最大風速標準偏差 m/s	年最大風速 m/s			
					平均值	標準偏差	K-S 檢定 (Type I)	
							最大差異	臨界值
實測	39	7.219	7.081	2.168	13.517	1.934	0.074	0.218
模擬	39	7.268	7.281	2.103	13.308	0.956	0.055	0.218

由圖 8 可知人造風速資料所產生的日最大超越機率不那麼接近實測風速資料所產生的日最大超越機率，原因是因為輸入資料的分佈與常態分佈有不同，從圖 1 中可以發現此點，因為實測資料在高風速時偏離常態分佈。

圖 3 為實測風速頻率內涵隨 k 之變化圖。圖 9 為人造風速頻率內涵隨 k 之變化圖。由圖 3 可知 HMC 之參數能看到實測風速資料頻率內涵在 4、5 和 9 這三個月有明顯的變化，原因是因為每年這三個月是季風的交替時期，這個結果與劉昭明[17]所提出來的現象是一致的。由圖 3 和圖 9 可知實測風速資料頻率內涵與人造風速頻率內涵在 4、5 和 9 這三個月的變化是相似的，但在 7、8、10、11 和 12 等 5 個月的變化是不一樣的。

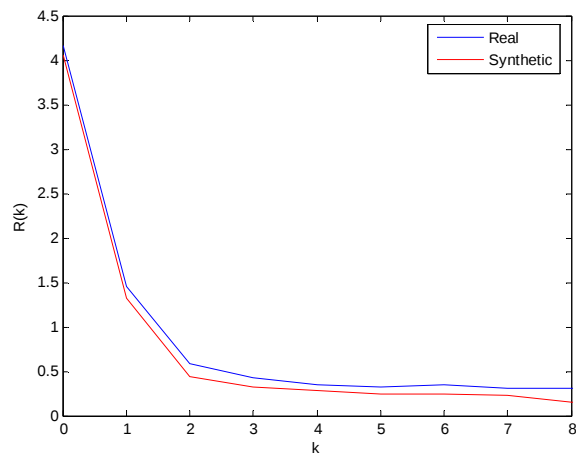


圖 7 實測風速資料和人造風速資料之日最大自互變異數函數比較圖

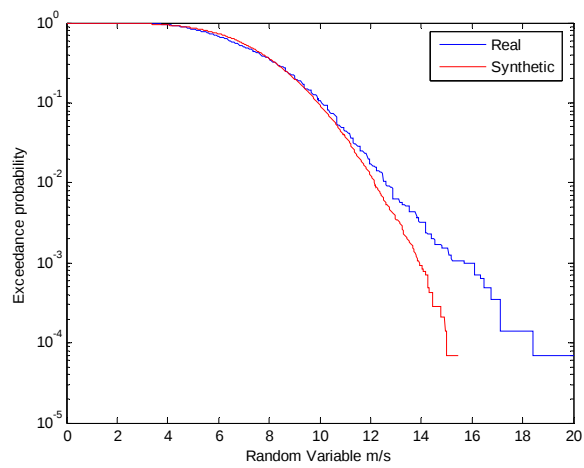


圖 8 實測風速資料和人造風速資料之日最大超越機率比較圖

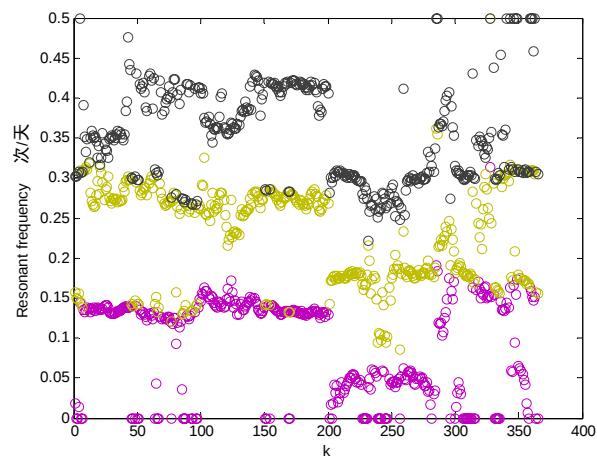


圖 9 台北市人造平時風速頻率內涵隨 k 之變化圖 ($\delta = 0.01$, $m = 8$)

5. 結論

本文根據 HMC 配合 EM 和 FFBS 來模擬產生台北市平時風速資料。數值模擬結果顯示，HMC 之參數能看到實測風速資料頻率內涵在 4、5 和 9 這三個月有明顯的變化，且人造資料和實測資料的統計特性（日最大風速平均值、日最大風速中數、日最大風速標準偏差、日最大風速自互變異數函數和年最大風速的機率分佈）具有良好的一致性。模擬結果計算之日最大風速超越機率未能與實測計算結果之日最大風速超越機率符合，這是由於本文所假設資料為近常態所造成的。

參考文獻

1. J.L. Torres, A. Garcia, M. De Blas, A. De Franciso, Forecast of hourly average wind speed with ARMA models in Navarre (Spain) . Solar Energy, 79 (2005) 65-77.
2. M. Blanchard, G. Desrochers, Generation of autocorrelated wind speeds for energy conversion system studies. Solar Energy, 33 (1984) 571-579.
A. Daniel, A. Chen, Stochastic simulation and forecasting of hourly average wind speed sequences in Jamaica. Solar Energy, 46 (1991) 1-11.
3. H. Nfaoui, J. Buret, A. Sayigh, Stochastic simulation of hourly average wind speed sequences in Tangiers, Morocco. Solar Energy, 56 (1996) 301-314.
4. H. Aksoy, Z.F. Toprak, A. Aytek, N.E. Unal, Stochastic generation of hourly mean wind speed data. Renewable Energy, 29 (2004) 2111-2131.
A. Sfetsos, A novel approach for the forecasting of mean hourly wind speed time series. Renewable Energy, 27 (2002) 163-174.
5. D.A. Bechrakis, P.D. Sparis, Wind speed prediction using Artificial Neural Networks. Wind Engineering, 22 (1998) 287-295.
6. P.M. Fonte, G.X. Silva, J.C. Quadrado, Wind speed prediction using artificial neural networks. WSEAS Transactions on Systems, 4 (2005) 379-383.
7. A.D. Sahin, Z.Sen, First-order Markov chain approach to wind speed modeling. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 89 (2001) 263-269.
8. H. Nfaoui, H. Essiarab, A.A.M. Sayigh, A stochastic Markov chain model for simulating wind speed time series at Tangiers, Morocco. Renewable Energy, 29 (2004) 1407-1418.
A. Shamsad, M.A. Bawadi, W.M.A. Wan Hussin, T.A. Majid, S.A.M. Sanusi, First and second order Markov chain models for synthetic generation of wind speed time series. School of Civil Engineering, University of Science Malaysia, Engineering Campus, Energy, 30 (2005) 693-708.
9. G. Welch, G. Bishop, An Introduction to the Kalman Filter. Department of Computer Science University of North Carolina at Chapel Hill, NC 27599-3175 (2004) .
10. W. Polasek, Variance Diagnostics for Classical and Bayesian Linear Regression. Computational, 11 (1996) 245.
11. H.E. Rauch, F. Tung, C.T. Striebel, Maximum likelihood estimates of linear dynamic systems. J. Amer. Inst. Aeronaut. Astronauts, 3 (1965) 1445-1450.

12. A.P. Dempster, N. M. Laird, D. B. Rubin, Maximum Likelihood from Imcomplete Data via the EM Algorithm. *Journal of Statistic Society*, 9 (1979) 1-39.
A. Doucet, A. Logothetis, V. Krishnamurthy, Stochastic sampling algorithms for state estimation of Jump Markov linear systems. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 45 (2000) 188-202.
13. 劉昭明，台灣的氣候與氣象，常民文化出版（1996）。

建築物設計風力專家系統之發展

The Development of a Buildings Design Wind Load Expert System

王人牧¹ 鄭啟明² 許祥榕³ 曾兆玄³

1 淡江大學土木工程學系副教授

2 淡江大學土木工程學系教授

3 淡江大學土木工程學碩士

摘要

翻閱規範是件繁瑣的事，建物耐風設計規範內含許多的參數需要考慮，其適用的範圍與選定的時機，往往困惑著設計者；再者計算過程中容易因為遺漏與疏忽而發生錯誤。倘若一風工程觀念薄弱之設計者，耐風設計規範的解讀及設計風載重的計算、組合有其困難度與耗時性。有鑑於此，本研究依據耐風設計規範、及其計算邏輯流程，將之編纂為法則，發展出一套可以在網際網路上使用的專家系統。本系統之應用範圍包括了兩個部分，一個是主抗風系統設計風力之評估，另一個是披覆物設計風壓之計算，而其中主抗風系統之風力分析對象又分為高層建築物、中高層建築物、低矮建築物(包含屋頂)以及開放式結構物；而批覆物表面風壓值的評估、則包括有建築物的外牆和屋頂兩個部分。

關鍵字：耐風設計規範、專家系統、設計風力、設計風壓、網際網路。

Abstract

It is a tedious task to refer to wind code while performing structural building designs because lots of parameters need to be considered. The decision of their suitable ranges and application conditions can be very confusion sometimes. Moreover, the process of wind load calculation is prone to mistakes because of omitting or negligence. The comprehension of wind code and calculation of design wind loads are difficult and time-consuming for designers that have weak wind engineering concept. Therefore, Taiwan's new wind code and the logic flow of calculation were coded in rules, and a rule-based web-enabled expert system was developed. Users only need to input the basic building data to get design wind pressure and wind load as well as the parameters and coefficients used during calculation. The application areas of the system covers the evaluations of design wind loads for structural systems and design wind pressures for claddings. The subjects of building design wind load analysis include high-rise buildings, mid-rise buildings, low-rise buildings and open structures. The cladding wind pressure analysis takes account of exterior walls and roofs.

Key Words: Wind Code, Expert System, Design Wind Load, Wind Pressure, Interne

一、前言

耐風設計規範的訂立，乃由蒐羅大量經年累月的數據值，輔以專業知識加以制訂，其為建物設計時所需的最低安全限度，如此重要的規範，內含複雜大量的數據、一連串設計之邏輯、層層推衍繁複難解的公式，及經由理論熟稔之制訂群廣泛地討論後，設計出來的運算流程。

風對建築物所產生的效應，是由許多因子交互作用的結果，這些因子包含：建物之處所（如地況、縣市），建物之特性（如用途、材質），斷面的資料（如高度、寬度）等，其他如特殊地形亦能影響風對主要抗風系統的效應，另外局部構材與外部披覆物也為重要的研究方向，這些都是相當繁瑣複雜的，尤其理論公式針對的是風力之靜態行為，對於動態效應乃以陣風反應因子修正，此為將靜態效應配合回歸公式產生之，如此複雜的算式，即便有經驗的工程師依循耐風設計規範進行設計已屬難事，更甬論初窺門徑者，甚至是初學人員了，往往躊躇於判斷適用哪條公式、屬於何種情況，而在繁瑣的數學算式中也很容易有人為上的計算錯誤。

有鑑於上述論點，本文專家系統的研究目的在於將人工智慧運用在風工程領域裡，發展出一套以風力規範為基礎的建築物耐風設計專家系統。知識之擷取包含：(1) 風工程背景理論之鑽研、(2) 規範設計邏輯之流程、(3) 專家經驗之探索，此三點加以編寫條列為法則，同時，將整套系統架構於跨平台之網際網路上，如此，使用者透過全球資訊網瀏覽器，即能輕易、快速地連線到遠端之專家系統並加以運算，即時回傳合乎規範要求的計算結果，此乃即時、準確、快速，以達成嘉惠風工程相關從事人員的目的。更有進者，知識與程序分離的專家系統架構，可採用宣告式的知識表示法來明確展現風力規範之計算參數、設計流程與決策邏輯，如此可以使得系統後續的維護與更新更為容易。

二、系統架構

建築耐風設計規範專家系統的使用者介面整個架構於網際網路瀏覽器之上，而計算推理則是選用 Knowledge Wright [1] 作為核心，將兩者結合並以網際網路為主要的執行運作環境，整個系統的架構是透過主從式網路環境執行。整個系統可分為資料輸入介面、知識庫推理引擎、資料交換介面、繪圖套件與結果輸出介面五個模組，圖 1 顯示各模組之關係與運作模式。使用者介面主要是以 JSP 技術搭配 IIS 建立於瀏覽器上，輔以系統核心之推理引擎經由法則判斷、計算，得出依據耐風設計規範所訂定之設計風壓與計算過程中各個參數的值，最後將結果以表格方式輸出方便使用者查閱，且透過繪圖軟體 WebCharts 3D [2] 產生風力曲線。

使用者透過在網際網路瀏覽器上以 HTML、Java Script、JSP 等技術所建構的資料輸入介面，依序輸入建物的地況，建物的特性，建物的斷面資料後，系統將以表單(Form)的方式將輸入資料傳入伺服端的專家系統推理引擎上，根據知識庫中耐風設計規範之條文、限制與公式所編纂的法則，進行法則的比對與推論，專家系統的核心推理邏輯為後

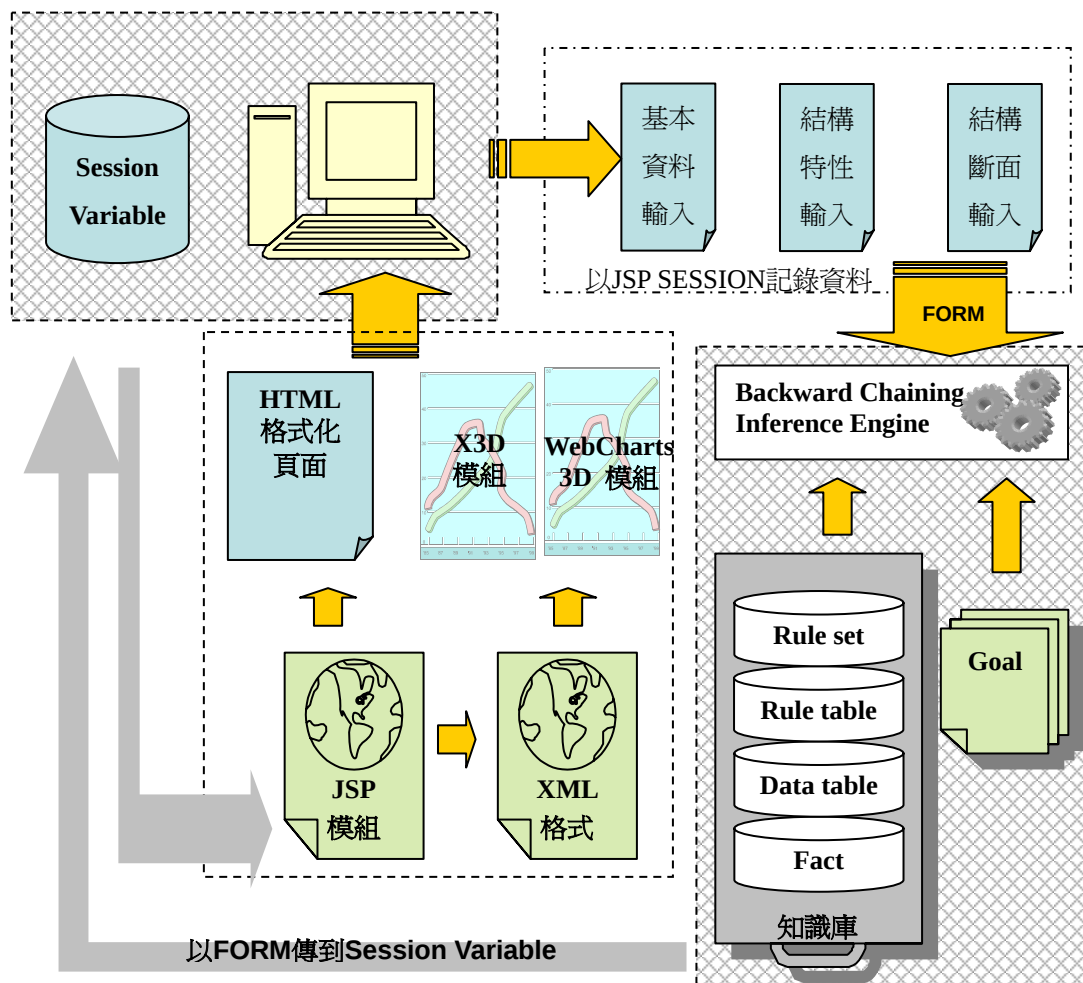


圖 1 系統架構圖

向鏈結（Backward Chaining）或稱目標導向（Goal-Driven），亦即使用者欲得到所需的結果，程式透過所編輯的法則，判斷及詢問所需的資料。

知識庫推理引擎的輸出結果是以文字型態的檔案呈現，透過資料交換介面中資料擷取模組可將其轉化成表格化的輸出，亦可經檔案轉換模組的處理，將資料轉化成為繪圖套件模組可以處理的型態，最後透過 2-D 圖形，將設計風壓與高度的曲線圖描繪出來並可同時顯示數值，讓使用者可以參考圖形配合數值，更可以了解數值在不同狀態下的變化情形。

本專家系統的主要功能在計算建物主要抗風系統的設計風力與外部被覆物的設計風壓。主抗風系統設計風力之評估除了可以依據使用者輸入的資料，得到建築物的設計風壓與風力外，並可以詳列計算過程中所有計算過的相關係數，同時可以繪製曲線圖得知風壓、風力分布於結構物的趨勢，讓使用者快速評估依據規範所得的分析結果。披覆物表面風壓的部份也採用相同模式，但是披覆物需要考慮多面風向的影響，所以系統會

自動計算各方向來風情況下不同面之風壓值，再綜合比較建築物各面之風壓評估結果，先行列出各面之控制設計風壓，讓以設計為主的使用者可以快速的得到所需的設計評估資料。而對於研究為主的使用者，可以再深入的查詢不同來風方向，建築物各面依照風力規範所計算的表面風壓評估值，進而討論迎背風面與各分區的相關影響。

三、系統展示—主抗風系統設計風力

本文專家系統的網址如下：<http://windexpert.ce.tku.edu.tw/code.jsp>，本節以三種不同型態的建物來介紹系統中主抗風系統設計風力評估的操作過程與功能。第一例所需之輸入資料整理如下：建物座落於台北市士林區，總樓層數為 25 層，高度 100 公尺、寬 30 公尺、深 20 公尺，周遭為無特殊地形，建物自然頻率分別為 $f_x=0.4$ Hz； $f_y=0.3$ Hz； $f_t=0.5$ Hz，阻尼比為 0.01，為一般建築物。第一例系統之執行步驟、輸入方式與輸出結果請參照圖 2 至圖 5 之螢幕擷取畫面。

第二例為開放式結構物中之實體標示物，其執行步驟與第一例相似，惟建物資料之輸入略有不同，如圖 6 所示。第三例為低矮建築物，輸入建物特性時須額外輸入屋頂資料，如圖 7 所示。此二例之執行結果，因篇幅限制在此就不詳細敘述，可參考文獻〔3〕之內容。



圖 2 基本資料輸入介面

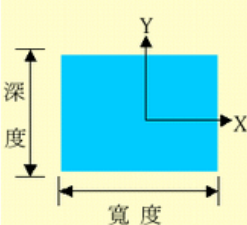
http://windexpert.ce.tku.edu.tw - 建築物設計風力專家系統 - Microsoft Internet Explorer

您的建物基本資料

基本資料 資料修正

建物座落的位置 (找尋設計風速)	台北市 士林區
建物的周邊地形	無特殊地形
結構物類型	高層建築物
建物座落之地況	大都市市中心(地況A)

請輸入建物資料



請輸入建物的總高度	100 m
請輸入建物的樓層數	25 層樓
請輸入建物寬度:	30 m
請輸入建物深度:	20 m

平均風速剖面
虛擬實境模擬
抗風系統設計風力
被覆物設計風壓

完成 網際網路

圖 3 建物資料輸入介面

http://windexpert.ce.tku.edu.tw - 建築物設計風力專家系統 - Microsoft Internet Explorer

您的建物基本資料

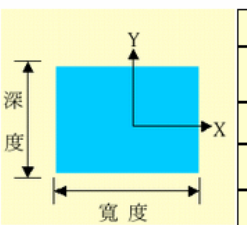
基本資料 資料修正

請選擇建物座落的位置 (找尋設計風速)	台北市 士林區
建物的周邊地形	無特殊地形
結構物類型	高層建築物
建物座落之地況	大都市市中心(地況A)

建物資料 資料修正

建物的總樓高	100公尺
建物的樓層數	25樓層
斷面寬度	30公尺
建物深度	20公尺

請輸入建物的特性



請輸入受正值外風壓牆面總開口面積	0 m ²
請選擇建物的使用用途 (判定用途係數)	一般(其他)
請輸入建物的阻尼比	0.01
請輸入建物頻率	f_x : 0.4 (Hz) f_y : 0.3 (Hz) f_t : 0.5 (Hz)
各個樓層的高度	☒ 以平均值內定 ☐ 使用者自訂

清除
送出

完成 網際網路

圖 4 建物特性輸入介面

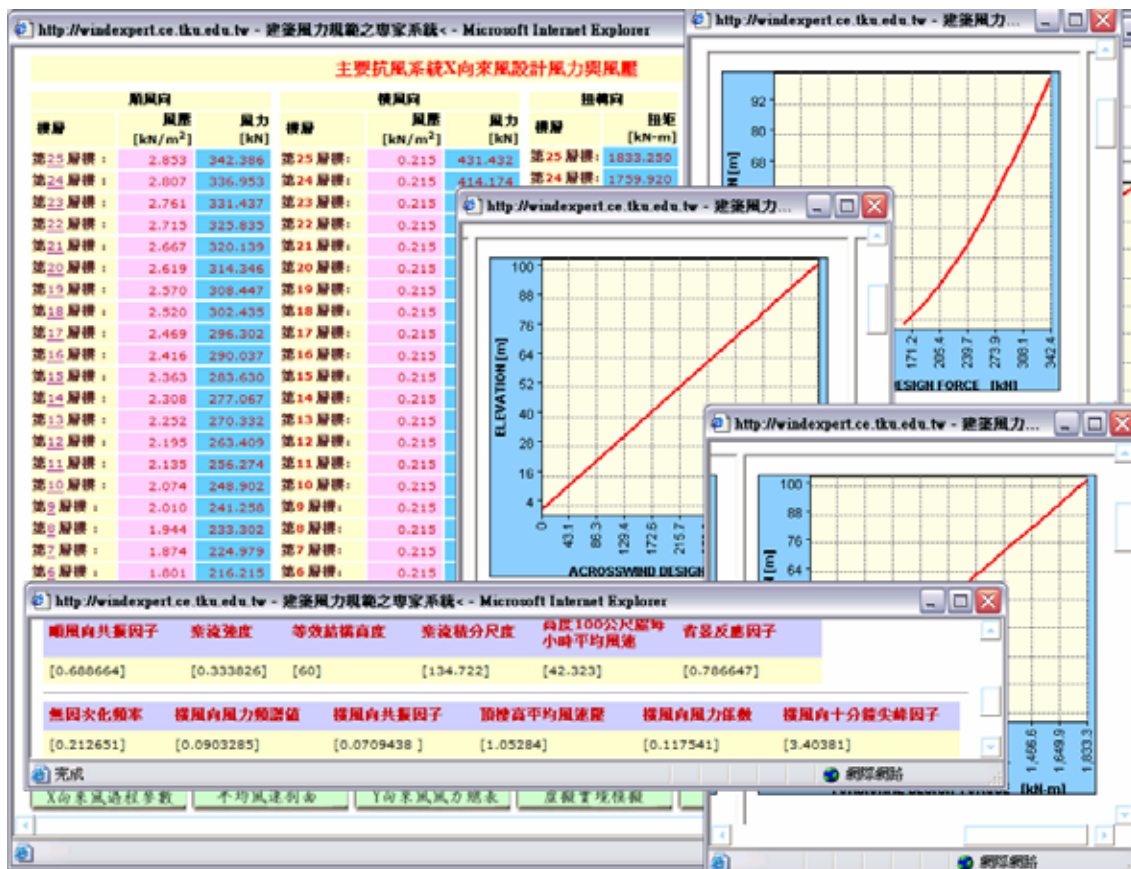


圖 5 設計風力、風壓與過程參數輸出畫面

Figure 6 shows the building data input screen for a solid sign. The screen is divided into two main sections: "您的建物基本資料" (Your building basic information) and "請輸入建物資料" (Please input building data). The "您的建物基本資料" section contains a table with fields for building location, surrounding terrain, building type, and building location. The "請輸入建物資料" section contains a form with fields for building height, width, depth, area, and distance.

您的建物基本資料	
基本資料資料修正	
建物座落的位置 (或導引風速)	台北市 士林區
建物的周邊地形	無特殊地形
結構物類型	實體標示物
建物座落之地況	大都市市中心(地況A)

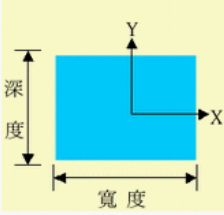
請輸入建物資料	
請輸入實體標示物高度	40 m
請輸入建物寬度	20 m
請輸入建物深度	5 m
請輸入投影在與風向垂直之平面上的面積[A _f]	400 m ²
請輸入面積A _f 形心高度[Z _{Af}]	30 m
請輸入從地面到標示物底緣的距離	20 m

The bottom of the screen features two buttons: "平均風速剖面" (Average wind speed profile) and "抗風系統設計風力" (Wind force for wind resistance system design).

圖 6 實體標示物之建物資料輸入

基本資料 資料修正		斷面資料 資料修正	
請選擇建物座落的位置 (找尋設計風速)	台北市 士林區	建物的總樓高	40公尺
建物的周邊地形	無特殊地形	建物的樓層數	10樓層
結構物類型	低矮建築物	斷面寬度	20公尺
建物座落之地況	大都市市中心(地況A)	建物深度	15公尺
		屋頂形式	一般屋頂
		屋頂風向	屋頂斜面垂直風向

請輸入建物的特性

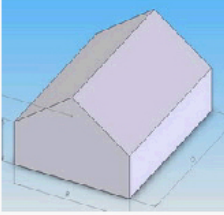


深度

寬度

請輸入受正值外風壓牆面總開口面積	0 m ²
請選擇建物的使用用途 (判定用途係數)	一般(其他)
請輸入建物的阻尼比	0.01
請輸入建物頻率	f_x : 1.5 (Hz) f_y : 1.1 (Hz) f_t : 2.0 (Hz)
各個樓層的高度	☒ 以平均值內定 ☐ 使用者自訂

請輸入屋頂面資料



請輸入屋頂斜面與水平面所夾的角度[θ]	35 度
請輸入平均屋頂高度h	4.4 m

清除

送出

圖 7 低矮建築物建物特性和屋頂資料輸入

四、系統展示—披覆物設計風壓

本節展示系統中高層建築披覆物設計風壓之評估過程，所需之輸入資料為：建物座落於台北市士林區，周遭無特殊地形，總樓層數為 25 層，高度 100 公尺、寬 30 公尺、深 20 公尺，建物自然頻率分別為 $f_x=0.4$ Hz； $f_y=0.3$ Hz； $f_t=0.5$ Hz，阻尼比為 0.01，為一般建築，第四區單一扣件面積 30 平方公尺，第五區單一扣件面積 20 平方公尺。系統之執行步驟、輸入方式與輸出結果請參照圖 8 至圖 12 之螢幕擷取畫面。



圖 8 披覆物表面風壓評估基本資料輸入

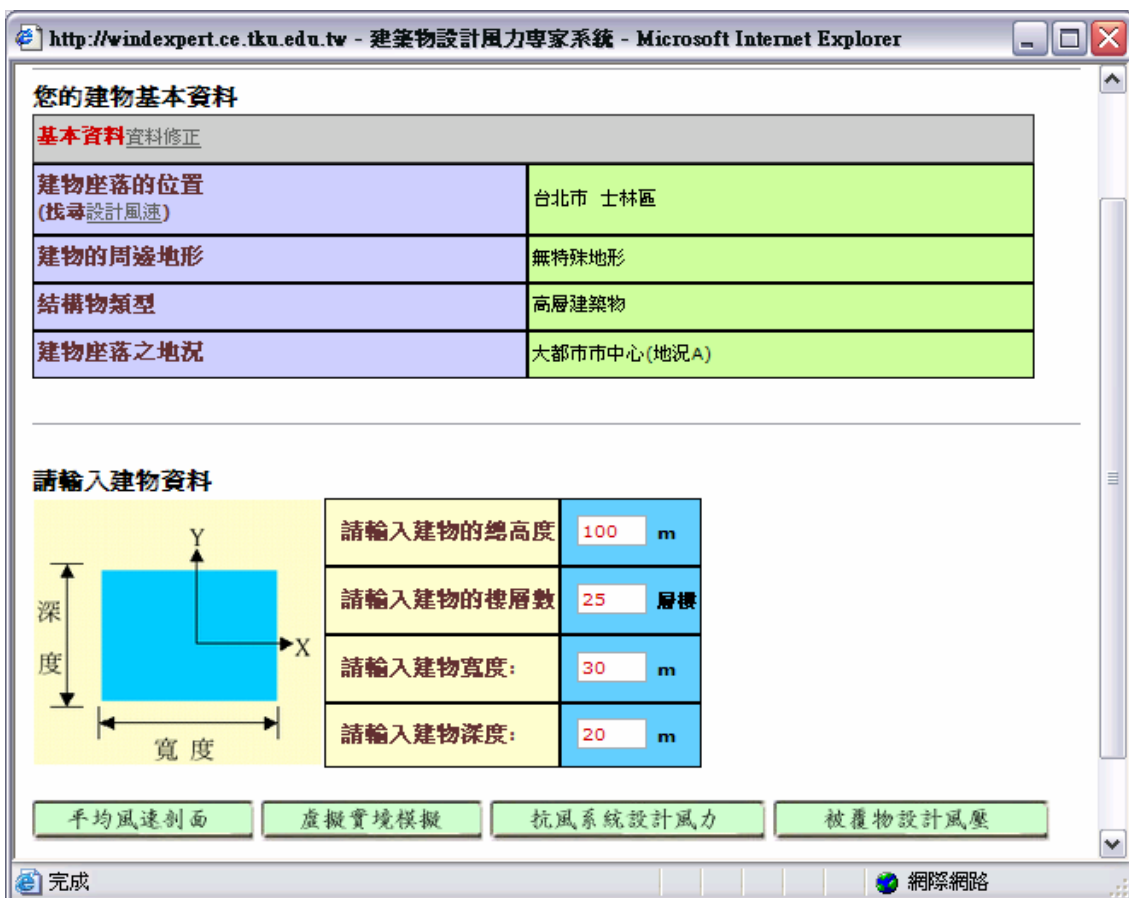


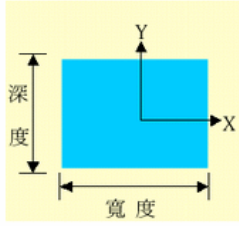
圖 9 披覆物表面風壓評估建物資料輸入

http://windexpert.ce.tku.edu.tw - 建築物設計風力專家系統 - Microsoft Internet Explorer

您的建物基本資料

基本資料 資料修正		建物資料 資料修正	
請選擇建物座落的位置 (找尋設計風速)	台北市 士林區	建物的總樓高	100公尺
建物的周邊地形	無特殊地形	建物的樓層數	25樓層
結構物類型	高層建築物	斷面寬度	30公尺
建物座落之地況	大都市市中心(地況A)	建物深度	20公尺

請輸入建物的特性



請輸入受正值外風壓蓋面總開口面積	0 m ²
請選擇建物的使用用途 (判定用途係數)	一般(其他)
請輸入建物頻率	f_x : 0.4 (Hz) f_y : 0.3 (Hz)
各個樓層的高度	☒ 以平均值內定 ☐ 使用者自訂
請輸入各面第四區單一扣件面積 [m ²]:	A: 30 B: 30 C: 30 D: 30 m ²
請輸入各面第五區單一扣件面積 [m ²]:	A: 20 B: 20 C: 20 D: 20 m ²

清除
送出

網際網路

圖 10 披覆物表面風壓評估建物特性輸入



圖 11 披覆物設計風壓輸出畫面

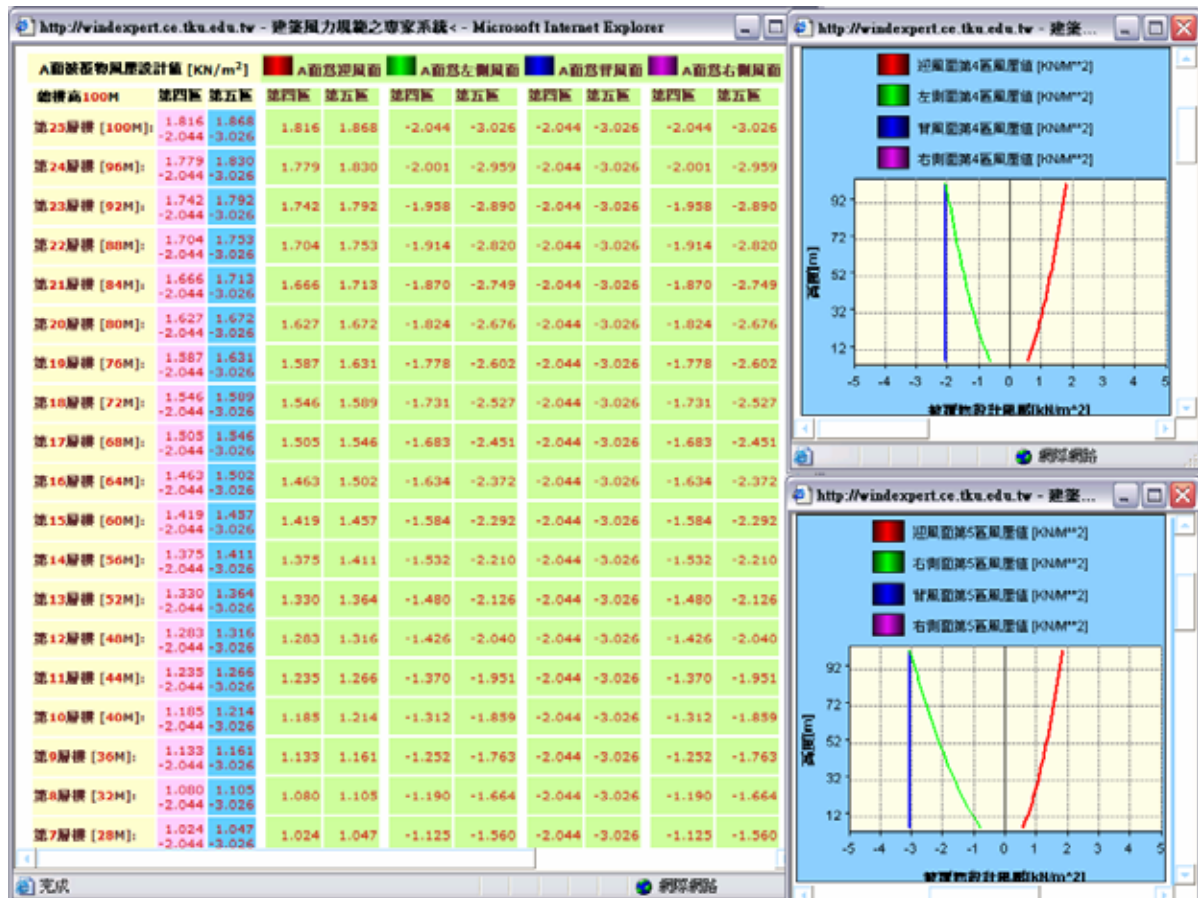


圖 12 披覆物表面風壓之比較

五、結論與展望

規範既然是工程師所必須遵循的法條依據，其重要性無庸置疑，且耐風設計規範之底層理論深不待言，對結構工程師而言，正確解讀整本規範，了解其基本假設、整體架構與根本精神，熟悉其分析邏輯與計算流程，再再都是挑戰，而精確的計算與零失誤的數學能力才是最終設計正確的保證。假如，有個深諳此學且計算快速而精確的導師，能依據耐風設計規範隨時隨地的輔助工程師從事風載重的解析，必定會受到歡迎與肯定的。

本系統就是由這個概念衍生而成的，將審議中的新耐風設計規範〔4〕結合網際網路程式寫作技術，發展成一個網路專家系統，其主要貢獻可歸納如下：

- 一般而言，規範的基本精神變動性不大，或許因數據資料的累積而作參數值的更新，也可能因理論研究的精進作局部公式的修改，但整體架構多可延用多年。而本系統乃依據法規，一條條按設計流程編寫法則，也就是以宣告性的方式來呈現規範知識，所以修改便易，可隨規範的修定快速更新。再者，規範中，圖表式的

參數值或各類情況的規定，已全數鍵入知識庫中。好處是後續的系統維護者，能輕易地維護與修改系統。

- 專家系統網路版程式，讓使用者打破時空的限制，得到專家隨侍在側的享受，只需透過網際網路便能得到建築物之設計風力與風壓，毋須在本機端安裝特定程式或套件，如此，當規範更新時，只需在伺服器端進行程式的更新，便可即時提供新的服務。
- 中文圖型化介面具高度親和力，對於使用者而言是一目瞭然，讓使用者經由嚴密設計的流程，透過系統介面的導引與說明，完成各類設計風力、風壓的計算。
- 本系統為了減輕使用者知識吸收與情況判斷的負擔，透過專家系統判別機制，使用者僅需選擇淺顯易懂的敘述與圖片，即可透過知識庫的法則給予最合適的建議。
- 系統之線上說明與結果解說介面可再予加強，以適合不同程度之工程師使用。
- 目前系統之執行結果是以線上瀏覽為主，日後可增加報告列印的功能，亦可提供計算資料的下載，以方便工程師從事計算書之編寫。

參考文獻

1. 「Knowledge Wright」，URL: <http://www.amzi.com/>，accessed September 2005。
2. 「WebCharts 3D」，URL: <http://www.gpoint.com/>，accessed September 2005。
3. 許祥榕，「建築物設計風力專家系統之架構探討與發展」，私立淡江大學土木工程研究所碩士論文（2005）。
4. 蔡益超、陳瑞華、向維邦，「建築物耐風設計規範及解說（草案）」，內政部建築研究所（2004）。

高樓抗風 TLCD 系統之分析與試驗

王彥博¹ 李建良² 陳連杰³ 張恩杰³

摘要

高樓建築具有質量輕、強度高、高寬比大且自然振動頻率及阻尼較低等特性，故對風力擾動十分敏感。因此，如何降低風力所引起的結構振動反應以改善其舒適性，遂為土木結構工程領域之重要課題。調諧水柱消能系統(Tuned Liquid Column Damper)為單自由度之非線性動力系統，具備調頻容易、消防及抗振功能等優點。本研究將建立調諧水柱消能系統 TLCD 系統之非線性動力分析模式，並進行 TLCD 之元件試驗與性能試驗。元件試驗結果顯示，TLCD 系統之理論振動頻率與元件試驗所得之頻率均十分吻合，且系統識別所得之水頭損失係數則與閥門孔徑大小及擾動頻率有關。性能試驗結果顯示，結構安裝 TLCD 系統之閥門開口率 $\Phi \geq 0.36$ 時，無論結構自由振動試驗或地表簡谐波擾動試驗均能有良好的減振效果。最後，本文完成台北 101 大樓安裝 TLCD 系統之抗風減振性能評估，確認 TLCD 系統可達到與諧調質塊阻尼系統(TMD)相當的減振效果。

關鍵詞：調諧水柱消能系統、高層建築、水頭損失係數、抗風。

An Analytical and Experimental Study of TLCD System for Wind-resisting of High-rise Buildings

Yen-Po WANG*, Chien-Liang LEE**, Link CHEN***, En-Chieh CHANG***
Professor*, Research Assistant Professor**, Graduate Student***
Department of Civil Engineering, National Chiao-Tung University,
Hsinchu 30010, Taiwan, R.O.C.

Key words: TLCD, High-rise buildings, Headloss coefficient, Wind-resisting.

ABSTRACT

High-rise buildings possess characteristics of light-weighted, high strength, large aspect ratio, long period and low damping. They are therefore quite sensitive to wind disturbances. As a result, it has become a critical issue in the field of civil and structural engineering to try to reduce wind-induced vibration responses for serviceability. TLCD is a nonlinear SDOF system possessing advantageous features such as easy-tuning and dual functions for fire protection and vibration control. The objective of this study is to establish an analytical model for dynamic analysis of nonlinear TLCD systems, and fabricate TLCD devices for component tests as well as performance tests. Results by component tests indicate good agreement of the fundamental frequency with the theoretical prediction, and the headloss is found to be dependent on both the orifice size and disturbing frequency. Performance tests indicate TLCD is effective in vibration control provided that the opening ratio is greater than 36%. Finally, this study assesses the performance of TLCD system in wind-induced vibration control of Taipei 101, confirming that TLCD achieves equivalent control effectiveness as the TMD system.

一、前言

過去二十年中，調諧質塊阻尼系統(tuned mass damper, TMD)是高樓抗風設計最常用的結構控制系統[1]，如加拿大多倫多的 CN Tower，美國波士頓的 John Hancock 大樓，及 508m 高的台北 101 大樓等。惟近年來，TMD 有逐漸被調諧液態消能系統(Tuned Liquid Damper, TLD)取代的趨勢，TLD 又可區分為調諧水波消能系統(Tuned Sloshing Water Damper, TSWD)與調諧水柱消能系統，其中又以調諧水柱消能系統的應用最具潛力。TLCD 有利於取代傳統 TMD 的條件包括：(1)維修需求低—TLCD 不需額外提供勁度及阻尼等機械裝置；(2)具雙重功能—TLCD 兼具抗風與消防功能；TMD 則無消防用途；(3)經濟效益高—TLCD 系統構造簡單，可因地制宜利用既有之消防蓄水，毋須額外提供質塊，可節省工程及材料費；(4)技術已成熟—近年來有關 TLCD 之理論已趨完備[2-4]，不確定因素降低，有利於工程應用與推廣。

目前已使用 TLCD 系統之案例包括：日本東京的 Cosima 旅館、東京的千禧塔(Millennium Tower)、大阪的 Hyatt 旅館以及 Ichida 大樓、上海的經貿大樓、溫哥華 Wall Centre 住宅大樓(48 層)、紐約的 Random House 及芝加哥 South Dearborn 等大樓。

本研究除了提出一套非線性之分析模式，以更真實之情況討論 TLCD 設計參數對結構減振之影響外，更設計製作 TLCD 元件及單層樓鋁構架模行進行 TLCD 控制結構之性能測試(振動台試驗)，以探討 TLCD 系統之減振效益，並驗證數值解析模式之精確性。最後則進行台北 101 大樓安裝 TLCD 系統之抗風減振性能評估，並將分析結果與單擺式 TMD 之控制結果進行比較分析。

二、變斷面 TLCD 系統之分析

2.1 變斷面 TLCD 系統之運動方程式

U 型三段式變斷面調諧水柱消能系統(Variable Tuned Liquid Column Damper, VTLCD)之示意圖如圖 1 所示，其水平段截面積(A_h)與垂直段截面積(A_v)不同(相同時即為等斷面 TLCD 系統)，當 VTLCD 基座受到水平擾動(u_g)作用時，水柱激盪的振幅為 x_f ，且 VTLCD 元件之運動方程式可表示如下[2-5]：

$$\left(2\rho A_v h_v + \rho \frac{A_v^2}{A_h} d \right) \ddot{x}_f + \frac{1}{2} \rho \frac{A_v^2}{A_h} \delta |\dot{x}_f| \dot{x}_f + 2\rho A_v g x_f = -\rho A_v d \ddot{u}_g \quad (1)$$

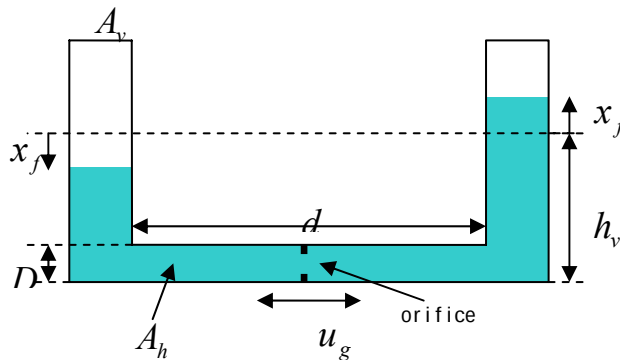


圖 1 變斷面 TLCD 系統

由(1)式之特徵分析可求得變斷面 VTLCD 之自然振動頻率 ω (rad/sec) 為：

$$\omega = \sqrt{\frac{2\rho A_v g}{2\rho A_v h_v + \rho \frac{A_v^2}{A_h} d}} = \sqrt{\frac{2g}{2h_v + \frac{A_v}{A_h} d}} \quad (2)$$

$$\text{令 } L_e = 2h_v + \lambda d \quad (3)$$

其中， $\lambda = \frac{A_v}{A_h}$ ，(2)式可進一步表示為：

$$\omega = \sqrt{\frac{2g}{L_e}} \quad (\text{rad/sec}) \quad (4a)$$

$$\text{或} \quad f = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{g}{2L_e}} \quad (\text{Hz}) \quad (4b)$$

其中， λ 為 U 型管垂直段與水平段之截面積比， L_e 為變斷面 VTLCD 之有效長度，可據以設計 VTLCD 之振動頻率。

2.2 非線性解析模式

運動方程式(1)可整理成狀態差分方程如下[5,6]：

$$\mathbf{z}[k] = \mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{E}_0 \mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1 \mathbf{w}[k] \quad (5)$$

其中， $\mathbf{A} = e^{\mathbf{A}^* \Delta t}$ 為 $2n \times 2n$ 之離散時間系統矩陣； $\mathbf{A}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}$ 為 $2n \times 2n$

之連續時間系統矩陣； $\mathbf{E}_0 = \left[(\mathbf{A}^*)^{-1} \mathbf{A} + \frac{1}{\Delta t} (\mathbf{A}^*)^{-2} (\mathbf{I} - \mathbf{A}) \right] \mathbf{E}^*$ 為 $2n \times 1$ 之前瞬時離散時間擾

動力分配矩陣； $\mathbf{E}_1 = \left[-(\mathbf{A}^*)^{-1} + \frac{1}{\Delta t} (\mathbf{A}^*)^{-2} (\mathbf{A} - \mathbf{I}) \right] \mathbf{E}^*$ 為 $2n \times 1$ 之後瞬時離散時間擾動力分配矩陣。

TLCD 之動力反應可根據本文所提出之解析步驟計算如下：

1. 假設 TLCD 第 k 瞬時之速度為 $\dot{x}_f = \dot{x}_{f,k}$ ；
2. 計算 $C_k = \frac{1}{2} \rho A \delta |\dot{x}_{f,k}|$ ，代入(5)式可得系統矩陣 $\mathbf{A}^*$ ，並計算 TLCD 之速度反應 $\dot{x}_{f,k+1}$ ；
3. 定義誤差 $er = \frac{2(\dot{x}_{f,k+1} - \dot{x}_{f,k})}{|\dot{x}_{f,k+1}| + |\dot{x}_{f,k}|}$ ；
4. 令容許誤差為 ε 。若 $er \leq \varepsilon$ ，則 $\dot{x}_{f,k+1}$ 即為所求，可進行下一瞬時之反應分析；

5. 若 $er > \varepsilon$ ，則令 $\dot{x}_{f,k} = \dot{x}_{f,k+1}$ ，重覆步驟(1)~(4)直到 $er \leq \varepsilon$ 為止。

2.3 結構安裝變斷面 VTLCD 系統之參數研究

綜合結構自由振動分析及結構受到地表共振簡諧波擾動分析的結果可知(變斷面 VTLCD 系統之振動頻率與結構頻率之比值設定為 $\gamma=1$)：

- (1) 質量比 α 愈大，控制效果愈好；固定質量比及長度比之下，截面積比越大，減振效益越好；固定質量比及截面積比之下，長度比越大(圖 3)，減振效益越好。
- (5) 水頭損失係數 δ 越大，減振效果有降低的趨勢(圖 2)。
- (6) 在固定質量比及水頭損失係數之下，等斷面 TLCD 之最佳長度比為 $\beta=0.55\sim0.75$ ；而截面積比 $\lambda \geq 1.3$ 時，最佳長度比位於 $\beta=0.5\sim0.7$ 之間，即水平段長度可適當縮短，節省使用的空間。

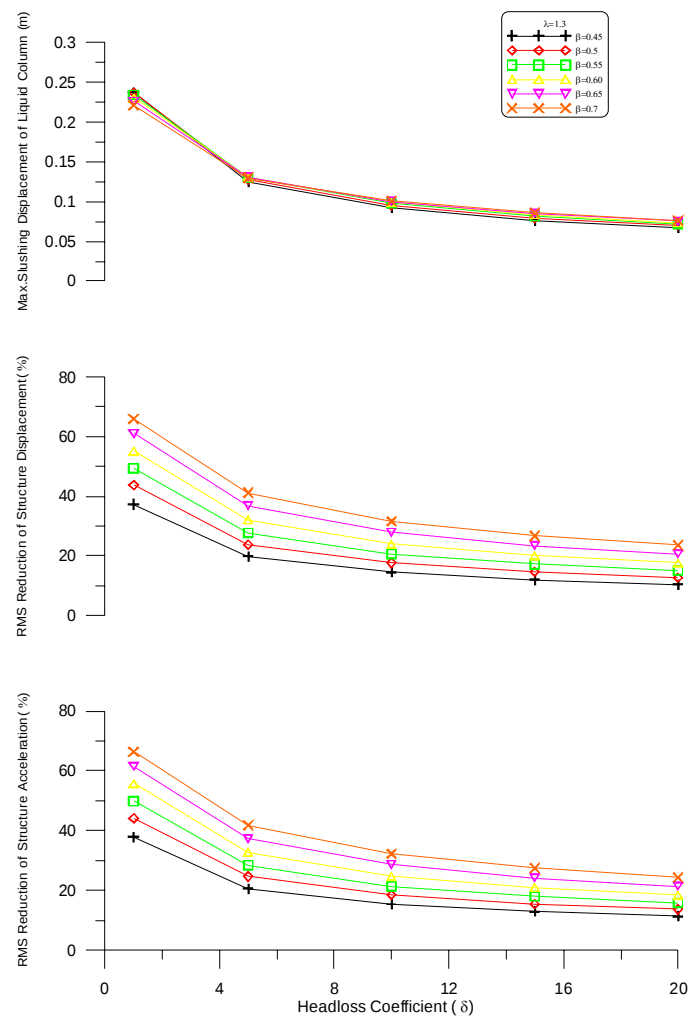


圖 2 水平長度比與水頭損失係數對於減振效益之影響
(共振簡諧擾動， $\gamma=1$ ， $\alpha=1\%$ ， $\lambda=1.3$)

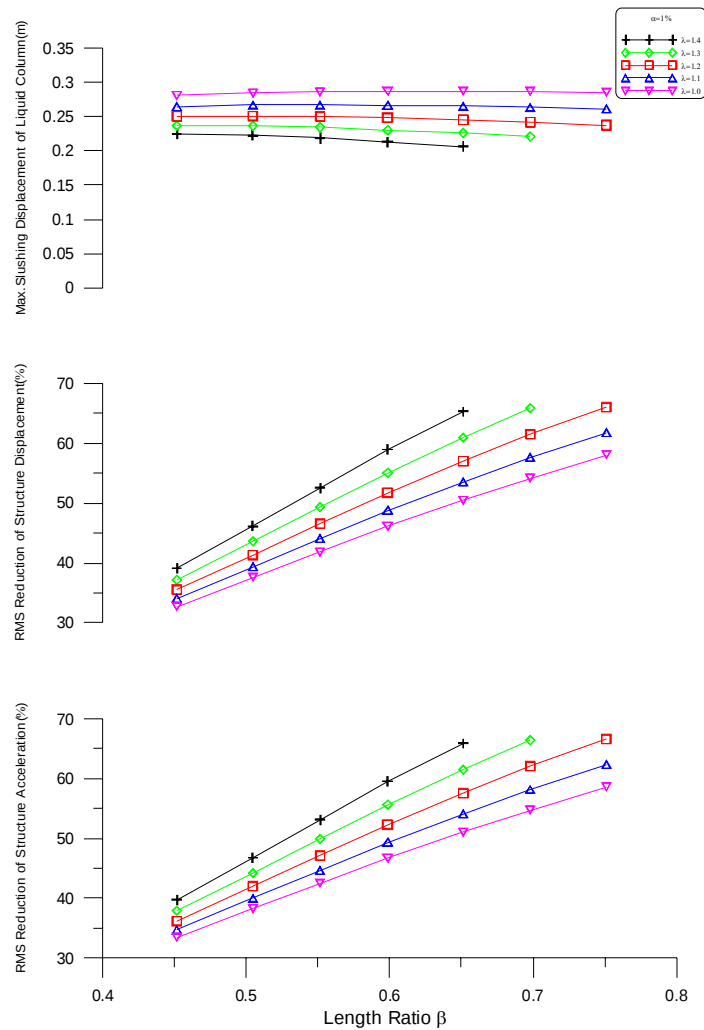


圖 3 截面積比與水平長度比對對於減振效益之影響
(共振簡諧擾動, $\gamma=1$, $\delta=1.0$, $\alpha=1\%$)

三、TLCD 系統之元件測試與性能測試

3.1 試驗環境建構

元件測試之 TLCD 系統及性能測試之試體模型分別如圖 4 及圖 5 所示。

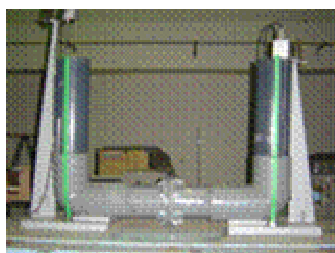


圖 4 TLCD 元件測試模型

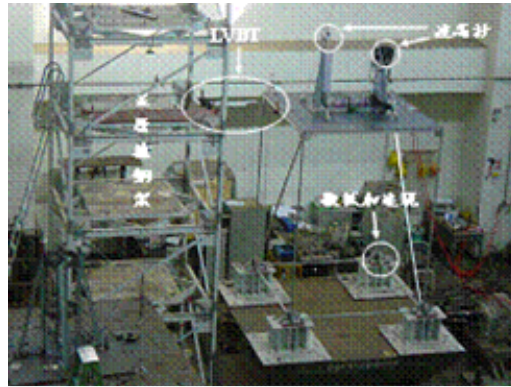


圖 5 單層樓鋁構架 TLCD 性能測試模型

3.2 元件測試與性能測試結果

因篇幅關係，本文僅顯示變斷面 TLCD 之試驗結果(詳文獻 5-6)，如圖 6 所示。性能測試結果顯示，結構安裝 TLCD 系統後可有效降低結構的振動反應(圖 7)。

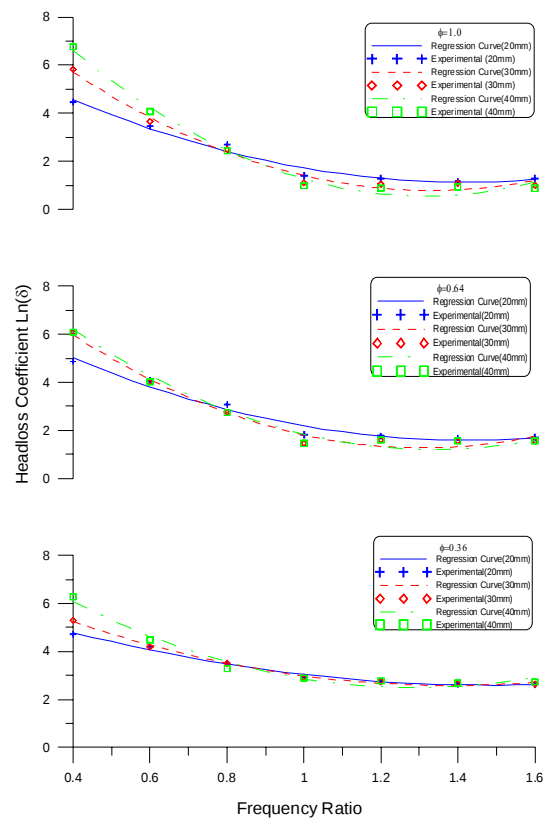


圖 6 變斷面 TLCD 元件之面積比與擾動頻率比對於水頭損失係數之影響
(簡諧擾動外力振幅=20、30、40mm)

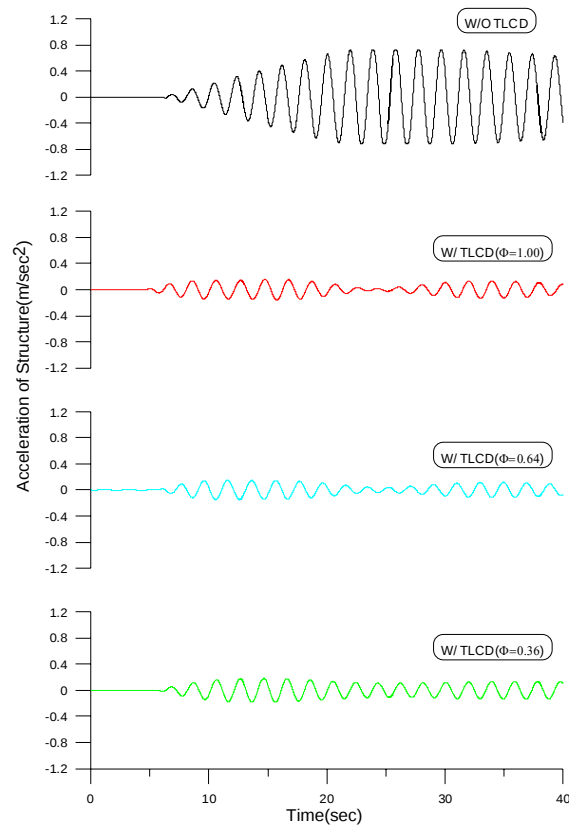


圖 7 變斷面 TLCD 系統裝置不同孔口板之加速度歷時比較
(共振簡諧擾動，擾動振幅 3mm， $r_s = 1.0$)

四、台北 101 大樓應用 TLCD 系統之抗風性能評估

4.1 台北 101 大樓結構設計與 TMD 簡介

台北 101 金融大樓主要包括地下 5 層及地上 101 層，總高度為 508m，上部結構為鋼骨構造，地下結構為 RC-SRC，最大樓板面積約為 267000m²，大樓採用巨型結構(mega structure)系統，該巨型結構乃由八根巨型柱所組成，而邊柱則由 16 根巨柱所構成[7]。由於台北 101 大樓之細長比高第一振態週期長達 7.017sec (第一振態頻率 $f_s=0.1425\text{Hz}$)，半年回歸期風力作用下其加速度達 6.2 cm/s² (無颱風)或 7.4cm/s²(有颱風)，已超過規範容許值 5cm/s²，故為滿足舒適度之設計要求而加裝抗風控制元件。

台北 101 大樓採用之單擺式 TMD 系統主體為鋼球(圖 8)，係由數塊鋼板堆疊焊接而成。鋼球直徑為 5.5 米，總重約為 660 噸，鋼球底下則設置 8 根液流阻尼器，以提供 TMD 系統額外之消能機制，降低鋼球晃動之行程 (Stroke)。質塊阻尼器係利用鋼索懸吊，並藉由調整鐘擺之擺長 (TMD 懸吊於 92 樓至 88 樓)，使其自然振頻與結構基本振頻一致而達到吸收結構振動能量的功能。

4.2 台北 101 大樓結構 TLCD 與 TMD 抗風減振之比較

作用於高層建築的風力，可分解為順風向與橫風向兩個分量，分別平行及垂直風向，風力可視為平均值與擾動值疊加而成，其中擾動風力影響結構安全性與使用者舒適性甚鉅。Davenport[8]提出如下所示之高層建築第 i 、 j 樓層順風向風力交互頻譜 (cross-spectrum)：

$$S_{F_D}(\omega) = \frac{8\bar{\omega}_i\bar{\omega}_jK_0\bar{U}_{10}^2}{\bar{U}_i\bar{U}_j|\omega|} \frac{(600\omega/\pi\bar{U}_{10})^2}{[1+(600\omega/\pi\bar{U}_{10})^2]^{4/3}} \exp\left[-\frac{C_z|\omega|}{\pi} \frac{|h_i-h_j|}{(\bar{U}_i+\bar{U}_j)}\right] \quad (6)$$

其中， $S_{F_D}(\omega)$ 為 Davenport 風力頻譜； h_i 為第 i 層樓之高層； $\bar{U}_i$ 為第 i 層樓之平均風速；

$\bar{\omega}_i$ 為第 i 層樓之平均風力； $\bar{U}_{10}$ 為距離地表 10 m 處之平均風速； K_0 為地表粗糙係數； C_z 為指數衰減係數，式中指數項乃描述兩樓層間風力相關性之相關函數[9]。假設平均風速為冪律分佈 (power law distribution)，亦即：

$$\frac{\bar{U}(z)}{\bar{U}_{10}} = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad (7)$$

其中 $\bar{U}(z)$ 為高程 z 處之平均風速。因順風向氣動力效應甚小，可予以忽略，故第 i 層樓順風向平均風力可以下式表示：

$$\bar{\omega}_i = 0.5\rho_a A_i C_D \bar{U}_i^2 \quad (8)$$

其中 ρ_a 為空氣密度， A_i 為第 i 層樓之迎風面面積， C_D 則為阻力係數 (drag coefficient)。由於台北 101 大樓位於大都市市中心區，蔡等人[10]建議此為地況 A 之風場條件，表 1 為順風向風力參數。

為簡化分析，本文僅考慮台北 101 大樓第一振態(頻率 $f_s=0.1425\text{Hz}$) 之振動反應，其所受之風力擾動歷時如圖 9 所示。此外，TLCD 系統之頻率與結構第一振態之頻率比設計為 $\gamma=1$ ，因此欲達到該共振頻率所需 TLCD 之有效長度為 $L_e=24.47\text{m}$ 。TLCD 與 TMD 之設計參數整理如表 2 所示。

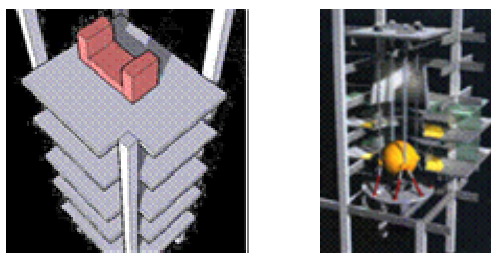


圖 8 台北 101 大樓安裝 TLCD 及單擺式 TMD 系統示意圖

表 1 風力參數

冪律指數 α	0.36
地表粗糙係數 K_0	0.025
空氣密度 ρ_a (kg/m^3)	1.22
距離地表 10 m 處之平均風速 $\bar{U}_{10}$ (m/sec)	30.0
平均阻力係數 C_D	1.3
指數衰減係數 C_Z	8.0

表 2 TLCD 與 TMD 元件之設計參數

TMD		TLCD	
Pendulum length	12.24m	Effective length	24.47m
Mass ratio	0.0125	Mass ratio (Total liquid mass)	0.0222
Damping	15.55ton-s/m	Mass ratio (Horizontal portion)	0.0131
Stiffness	52.38 ton/m	Cross-sectional dimension	12m×4m
		Length of horizontal portion	14.5m
		Static level of water in Vertical segment	4.99m

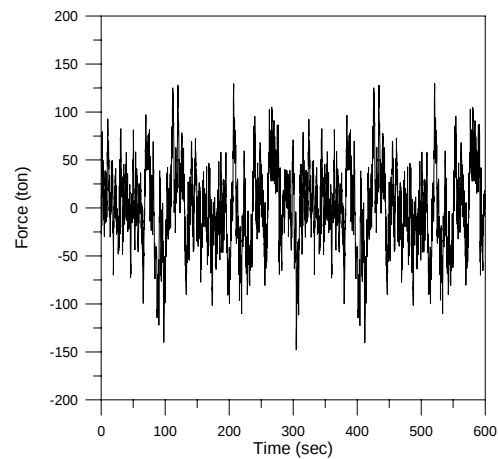


圖 9 風力擾動歷時

表 3 TLCD 與 TMD 之減振效益比較

Reduction (%)	TMD	TLCD (δ)							
		4	6	8	10	12	16	18	20
rms acc.	29	17	20	22	24	25	26	27	27
rms disp	21	14	17	19	20	21	23	23	23
peak acc.	38	21	25	27	30	32	35	35	34
Peak disp.	22	9	13	16	18	20	24	25	26

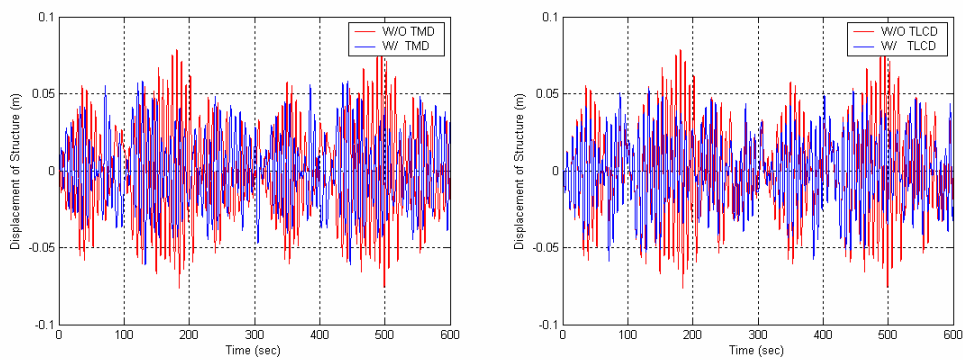


圖 10 結構位移歷時之比較

表 3 為 TLCD 系統隨不同水頭損失係數變化之振動反應折減百分率，其結果顯示，當水頭損失係數 $\delta = 16 \sim 18$ 時，TLCD 系統可達成與 TMD 系統相當之減振效果。圖 10 及圖 11 分別為結構安裝 TLCD 與 TMD 之位移及加速度歷時比較，由圖可知，結構安裝 TLCD 系統後可降低結構的振動反應，加速度峰值可達 5gal 以下。

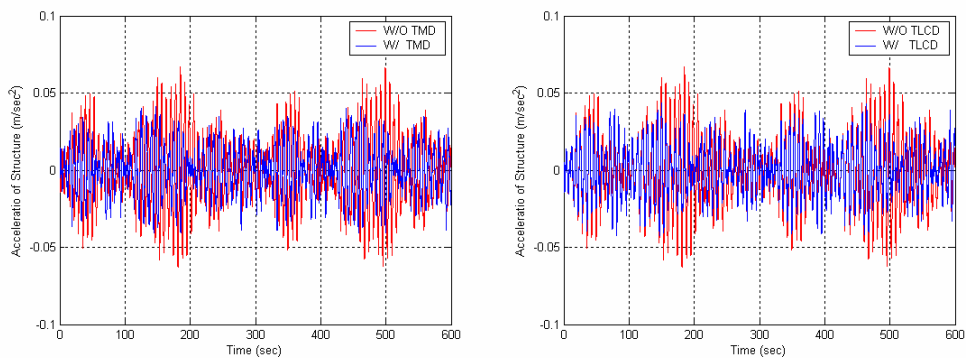


圖 11 結構加速度歷時之比較

五、結論

本研究提出調諧水柱消能系統之非線性動力分析模式，並製作等斷面 TLCD 與變

斷面 VTLCD 裝置以進行元件試驗與性能試驗。元件試驗結果顯示，TLCD 及 VTLCD 系統之理論振動頻率與元件試驗所得之頻率均十分吻合，而系統識別所得之水頭損失係數則與閥門孔徑大小及擾動頻率有關。性能試驗結果顯示，TLCD 與 VTLCD 系統之閥門開口率 $\Phi \geq 0.36$ 時，無論結構自由振動試驗或地表簡諧波擾動試驗均能有良好的減振效果。此外，本文亦完成台北 101 大樓安裝 TLCD 系統之抗風減振性能評估，確認 TLCD 系統可達到與諧調質塊阻尼系統（TMD）相當的減振效果，TLCD 應用於高樓抗風十分經濟可行。

誌謝

本產學合作計畫主要由行政院國家科學委員會及和椿科技經費支助，計畫編號為：NSC93-2622-E-009-011-CC3，特此誌謝。此外，感謝台灣大學土木系研究生陳家乾提供風力擾動歷時資料。

參考文獻

1. Irwin, P. and Breukelman, B. "Recent Applications of Damping Systems for Wind Response", RWDI Inc.
2. Sakai, F. Takaeda, S. and Tamaki, T. (1989), "Tuned Liquid Column Damper - New Type Device for Suppression of Building Vibrations", *Proc. Int. Conf. on High Rise Buildings*, Nanjing, China, March 25-27.
3. Saoka, Y. Sakai, F. Takaeda, S. and Tamaki, T. (1988), "On the Suppression of Vibrations by Tuned Liquid Column Dampers", *Annual Meeting of JSCE, Japan Society of Civil Engineers*, Tokyo, Japan.
4. Xu, Y.L. Samali, B. and Kwok, K.C.S. (1992), "Control of Along-wind Response of Structures by Mass and Liquid Dampers", *Journal of Engineering Mechanics*, Vlo. 118, 20-39.
5. 黃啟晉 (2004), 「調諧水柱消能系統之分析與試驗」, 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所, 新竹。
6. 陳連杰 (2005), 「高樓抗風 TLCD 系統之分析與試驗」, 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所, 新竹。
7. 吳賴雲、鍾立來、陳家乾、黃國倫 (2004), 「台北 101 結構風力振動之控制模擬」, 海峽兩岸結構抗風減震工程研討會論文集, 新竹, 第 259-273 頁。
8. Davenport, A.G. (1976), "Vibration of Structures Induced by Wind", *Shock and Vibration, Handbook*, McGraw-Hill, Inc., New York. USA.
9. Davenport, A.G. (1968), "The Dependence of Wind Load upon Meteorological Parameters", *Proceedings of the International Research Seminar on wind Effects on Buildings and Structures*, Toronto, Canada, pp.19-82.
10. 蔡益超、陳瑞華、項維邦 (1996), 「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畫成果報告, 台北, 台灣。

強降雨對結構設計風力係數之影響 The Effect of Heavy Rainfall for Design Wind Pressure Coefficient

張景鐘¹ (Jang Jing-Jong) 賴宗鼎² (Lai Tzung-Ding)

1 國立台灣海洋大學河海工程學系教授

2 國立台灣海洋大學河海工程學系碩士

摘要

台灣地理位於西太平洋熱帶氣旋盛行區的關係，經常受到颱風所帶來的災害，國內對於風力的研究，有部分的規範是承襲美國、日本的規範，針對於台灣，仍有許多規範部分需要因地制宜；並且，對於風雨同時作用於結構物方面的研究非常少。因此，本文將針對台灣的耐風結構物設計規範做修正，並且討論風雨同時發生時結構物的受力情形。首先收集目前世界各國對風雨同時作用於結構物上分析之相關研究文獻，進行整理及探討風和雨之間相互作用的關係，如雨滴的分佈大小、雨滴的終端速度、風場對降雨強度的影響、風雨作用於結構物上的雨量強度、並進行風力效應和雨所帶來的受力情形。最後，本文以台灣地區回歸期 50 年之最大降雨強度和最大風速求出台灣各地區風雨同時作用時對建物所產生的力量，並以設計例題模擬分析風雨共同作用和單純風力作用間的外力大小比較，以提供未來分析風雨作用之參考。

Abstract

Taiwan is a subtropical island and located at the Pacific Ocean Rim where typhoons occurred frequently and caused lots of building and bridge structures damaged. Usually, Typhoon comes with heavy rain in summer. The current wind resistant design code for buildings was published in 1974, and revised by Prof. Tasi in 1985 and reviewed by Architecture and Building Research Institute in 2003. Basically, Taiwan's wind load code is based on USA's ANSI/ASCE 7-2002 and Japan's AIJ-96 building codes. The value of wind force depends on wind speed and air density. Usually, the wind-rain effects are much larger than the pure wind effects, and the ratio is called wind-rain amplification factor. If the structure design based on pure wind force according to the present design code which will neither safe nor economic. This research studies the wind-rain effect on the coefficient of wind pressure formula. The wind and air temperature、humidity and atmospheric pressure data of Taiwan area are obtained from National Weather Bureau of Taiwan. The corresponding coefficients of wind pressure force were analyzed by using probability and statistics theory. The wind pressure coefficient is derived from the statistical analysis method. At last, a tall building structure example is performed. This study bring up a new point of view to air density, we use the concept of precipitable water to analyze the air density of Taiwan area during typhoon. Moreover we think about wind-driven rain, wind-driven rain make some pressure on the building. The results and conclusions or suggestions of this research will be helpful for future structure design with wind-rain resistance consideration. It will also useful for the future wind resistant structural building design code revised and benefit the whole society.

一、緒論

現行台灣建築技術規則有關風力設計規範的部份，自 1974 年頒佈後一直都沒有修訂，其中大部份依美國 UBC 設計規範而定。直至 1996 年，台灣大學蔡益超教授參照美國 ANSI 1988 年版與日本建築協會 AIJ 1993 年版有關風力規範規定，修改台灣地區在抗風設計方面的風力規範，並研擬新的建築物風力規範條文與解說草案，以作為台灣地區訂定新的風力規範遵循依據，內政部建築研究所並於去年（2004）參考 ASCE7-02 完成新版規範草案修訂審查。其中關於風速壓力是以下式計算之： $q(Z) = 0.0625K(Z)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2$ ，其中 q 為風速壓力，係數 0.0625（與空氣密度有關）， $K(Z)$ 為地況係數， K_{zt} 為地形係數， I 為用途係數， $V_{10}(C)$ 為基本設計風速。其中係數 0.0625 是取溫度 15°C 及一大氣壓力及乾燥空氣之大氣條件下為 0.0625。然而，對於位處亞熱帶氣候之臺灣地區，尤其是在颱風侵襲時，其溫度、濕度及大氣壓力等特性都不同於上述假設條件的氣候型態，因此對於係數 0.0625 是否適用於台灣地區，本研究認為將有待進一步的研究探討與確認。

而有關雨的部份，規範中皆未針對風雨同時作用訂出規範，在下雨的天候下，雨受風力的作用，將會被橫掃，風越強勁則雨的方向就更接近於水平。由於這個原因，牆面就會遭到雨淋，牆壁的淋雨量，不僅受到風速和雨滴直徑所左右，當然建築物形狀、高度、部位也會造成不同的情況。一般而言，雨滴遭受到的空氣阻力會隨速度一起增加，當這種阻力和重力加速度一致之後，雨滴將以等速掉落，這就是我們所說的終端速度(terminal velocity)。無論如何，當風速達到 7-8(m/sec)，垂直面比水平面將更遭受到大量的雨淋；當風速達到 15(m/sec)，垂直面將會量到兩倍的雨。所以，當風速越大時，雨打在結構物上的降雨強度亦增加，故當颱風來襲時，風力除了是我們的主要考量作用之外，事實上雨所帶來的橫掃力量我們也該有所探討，不可忽略不計。

二、風雨效應對結構之影響

2.1 強降雨發生時空氣密度之探討

在天氣系統當中，大氣可降水量（Precipitable Water Vapor；PW）是一個相當重要的物理量，其意義為在大氣中單位面積上之水氣總含量。而由於水氣具有相當高的潛熱，會影響整個天氣系統之潛熱傳遞、能量分布，也因此天氣系統的穩定與否，便與此一量值息息相關；在空氣密度的評估上，水分子扮演著重要的角色，對於結構設計而言如何精確的測量空氣中的可降水量、瞭解水氣分佈等確實有其重要性。

2.1.1 中性大氣對訊號的影響

由於吾人所欲得之大氣可降水，最主要集中在中性大氣層，因此本小節將進一步說明訊號通過中性大氣時之行為。中性大氣對 GPS 訊號而言為非色散介質，因此訊號通過時所產生之遲延量並不能如同電離層般利用訊號組合加以消弭（大幅降低其遲延量）。而是需要經由求取不同溫度、壓力下介質之折射率，由折射率變化，來求得訊號通過中性大氣時所產生之訊號遲延量。在中性大氣中遲延量主要來自於：

(1)在波通過介質時，其傳播速率與在真空中行進相較會產生改變，因而產生遲延現象，此種遲延便稱之為路徑遲延(Path delay)。

真空中與介質中訊號之關係如下：

$$V_M = \frac{V_V}{n} \quad (1)$$

其中，

V_V : 訊號在真空中之速度

n : 為介質折射率

V_M : 為訊號在介質中之速度

而介質折射率又會隨著行進路線上不同之溫度與壓力而改變，因此為路徑之函數，由此可知由於速率不同造成之遲延量為：

$$D_V^{Trop} = V_V(t - t_0) = \int_L [n(s) - 1] ds \quad (2)$$

其中，

D_V^{Trop} : 為路徑遲延量

t : 為訊號在中性大氣層傳播所需時間。

t_0 : 為同距離但在真空中傳播時所需時間。

$n(s)$: 為在傳播路徑 L 上之折射率 (Refractive index)，為位置 s 的函數。

(2) 由於介質並非均勻分布，在訊號傳播路徑上隨著溫度壓力的變化造成不同折率，使得訊號在傳播時並非以預期中之直線前進。因此，訊號源與接收器間之實際距離比訊號傳播距離來的小。反過來說接收器接收到訊號所需之時間比實際上來的長，此種由於路徑幾何形狀不同所造成之遲延量稱之為幾何遲延 (Geometric delay)。而幾何遲延可表為：

$$D_p^{Trop} = s - G \quad (3)$$

其中，

D_p^{Trop} : 為幾何遲延量。

s : 為訊號實際上經過之距離。

G : 為訊號源與接收器之直線距離。

總合(2)與(3)式，中性大氣中之總效遲延量可表為：

$$D^{Trop} = \int_L [n(s) - 1] ds + (s - G) \quad (4)$$

而對於仰角大於 15 度時，幾何遲延部份不會大於 1 公分 [Bevis et al., 1992]。若是更進一步僅考慮天頂方向訊號傳播，則根據司乃耳定律 (Snell's law)，訊號傳播的路徑會呈直線，幾何遲延便可去除。天頂方向之遲延量就成為：

$$D_z^{Trop} = \int_H^\infty [n(z) - 1] dz = 10^{-6} \int_H^\infty N(z) dz \quad (5)$$

其中，

H : 為測站接收器高度。

N : 為溫度壓力雨水氣分壓的函數，稱之為折 (Refractivity)

$$N = 10^6(n - 1)$$

吾人可進一步將 N 分成乾空氣項及水氣項 [Hopfield, 1969]：

$$N^{Trop} = N_d^{Trop} + N_w^{Trop} \quad (6)$$

代回 (5) 式得到：[10]

$$D_Z^{Trop} = D_{d,z}^{Trop} + D_{w,z}^{Trop} = 10^{-6} \int N_{d,z}^{Trop} ds + 10^{-6} \int N_{w,z}^{Trop} ds \quad (7)$$

總遲延量中由乾空氣造成部份約佔整個遲延量的 90%，水氣部份約為 10% [Janes et al., 1989]。而根據研究顯示，乾空氣與濕空氣的折射度與壓力和溫度有以下關係 [Essen et al., 1951]：

$$N_{d,z}^{Trop} = c_1 \frac{P}{T} \quad (7a)$$

$$N_{w,z}^{Trop} = c_2 \frac{e}{T} + c_3 \frac{e}{T^2} \quad (7b)$$

其中，

P: 為大氣壓力，單位為毫巴 (mb)

T : 為大氣溫度，單位為絕對溫度 (K)

e: 為水氣分壓，單位為毫巴 (mb)

上式使用之前提為理想氣體，考慮到一般大氣為非理想氣體的，則需加入空氣壓縮因子的觀念，並重新計算係數 [Thayer, 1974]：

$$N = \{k_1 \frac{P_d}{T}\} Z_d^{-1} + \{k_2 \frac{e}{T} + k_3 \frac{e}{T^2}\} Z_w^{-1} \quad (8)$$

其中，

Z_d 和 Z_w 分別為乾濕空氣之壓縮因子(Compressibility factors) [Owens, 1967]。

$$Z_d^{-1} = 1 + P_d [57.90 \times 10^{-8} (1 + 0.52/T) - 9.4611 \times 10^{-4} (T - 273.15)/T^2]$$

$$Z_w^{-1} = 1 + 1650(e/T^3) [1 - 0.01317(T - 273.15) + 1.75 \times 10^{-4} (T - 273.15)^2 + 1.44 \times 10^{-6} (T - 273.15)^3]$$

其中，

P_d : 為乾空氣所造成之分壓

三項係數為：

$$k_1 = 77.604 \pm 0.014 K / mb.$$

$$k_2 = 64.79 \pm 0.08 K / mb$$

$$k_3 = (3.776 \pm 0.004) \times 10^5 K / mb$$

根據前人文章中指出，中性大氣層中之空氣壓縮因子接近 1 [Owens, 1967]，以此概念簡化(7)式並代回(5)式得到[10]

中性大氣遲延：

$$D_Z^{Trop} = 10^{-6} \int_H^\infty (k_1 \frac{P_d}{T}) dz + \int_H^\infty (k_2 \frac{e}{T} + k_3 \frac{e}{T^2}) dz \quad (9)$$

2.1.2 可降水量求取

經由前面幾節，吾人已具備如何求取訊號因大氣影響產生之遲延量的基本概念，但吾人的目的是測量大氣中可降水含量，要如何從遲延量變成可降水量呢？

利用下列關係[Bevis et al., 1994]：

$$PW = \Pi \times D_{z,w}^{Trop}$$

其中，

PW: 為大氣可降水含量，為單位面積上大氣垂直空氣柱中，所含水氣高度(mm)。

Π 為轉換因子，其形式為：

$$\Pi = \frac{10^6}{\rho_l R_w \left[\left(\frac{k_3}{T_m} \right) + k_2^* \right]}$$

其中，[10]

R_w ：為水氣的氣體常數（ $R_w = R / M_w$ ）

$$k_3 = (3.739 \pm 0.012) \times 10^5 K^2 mb^{-1}$$

$$K_2^* = \begin{cases} K_2 = 64.79 \pm 0.08 K mb^{-1}, & WD = TD - ZHD \\ K_2 = 221 \pm 2.2 K mb^{-1}, & WD = TD - DZD \end{cases}$$

TD：總遲延(Total Delay)

DZD：天頂乾遲延(Dry Zenith Delay)

WD：濕遲延(Wet Delay)

ZHD：天頂靜力平衡遲延(Zenith Hydrostatic Delay)

經由此層關係，吾人便得以將觀測 GPS 訊號產生之遲延量，及利用探空氣球觀測到與利用地面氣象模式所得到之遲延量，來求取大氣可降水含量。

2.1.3 飽和空氣密度

依照前面章節得出之可降水量曲線，將水分子計入於空氣密度的計算中便可以求出飽和空氣密度，以做為往後結構物風速壓力的計算依據。

2.1.4 牆壁的淋雨量

牆壁的淋雨量不僅受到風速和雨滴直徑的左右也會受到建築物形狀高度部位的不同而造成不同的情況因此在做垂直面降雨量的推算公式有兩種提案：

$$R. E. Lacy \quad R_w = 0.222U * R \quad (10)$$

$$石崎氏 \quad R_w = 0.136U * R \quad (11)$$

在此，

R_w ：垂直面降雨量（mm/h）

U ：風速

R ：水平面降雨量（mm/h）

無論如何只要風速達到 7-8m/sec 垂直面比水平面更要遭到大量的雨淋，而當風速到了 15m/sec 時垂直面將會淋到兩倍的雨。

三、結構物上之雨量強度

為求雨滴受風作用落於於結構物上之雨量強度，首先我們定義一係數稱之為強度因子 I_F (intensity factor)，為單位面積垂直降雨強度與單位面積落於結構物面上雨量強度之比值。即：

$$I_F = \frac{I_{wall}}{I_{rain}} \quad (12)$$

其中，

I_{wall} ：為單位面積落於結構物的雨量強度(mm/h)

I_{rain} ：為單位面積之垂直降雨強度(mm/h)

強度因子 I_F 與風速之間有絕對關係，當風速愈大時強度因子 I_F 會隨著風速的增加

而增加。Achilles Karagiozis [11] 等人以在同一降雨強度(25mm/hr) 之下，分別以 5m/s、10m/s、25m/s 等不同風速下，對一高 15m 之建物進行強度因子 I_F 與風速間之關係探討，很明顯的我們發現當風速愈大時強度因子 I_F 欲隨著增加，而高度增加強度因子 I_F 亦有升高的趨勢，頂部之強度因子 I_F 忽然增加許多，係因為風因紊流及屋頂滲流關係所產生的效應。

Choi[12]、R.Sankaran et. al[13] 和 Achilles Karagiozis[11] 對強度因子 I_F 皆有所研究，Choi[13] 以數值分析方法，分析一矩形建物（高 40m、寬 40m、深 40m），將建物正面分成十二個區域(4x3)，以不同風速、不同降雨強度進行強度因子 I_F 和風速之間的關係，從其研究中也發現強度因子 I_F 由高層往低層遞減，結構物兩側強度因子 I_F 也較中間區域部份為大，而較細長結構物之強度因子 I_F 亦較寬大之結構物為大，但因為其忽略風紊流所產生的效應，故所模擬之強度因子 I_F 較其他兩位學者來的大。

R.Sankaran 僅對一實驗值和理論值進行比較，其實驗值所求出來的結果介於 Choi 和 Achilles Karagiozis 中間，係因為其所使用的每小時降雨雨滴數有所不同所致。

本文將利用 R.E.Lacy、BEST、Mualem、石崎氏、Choi、R.Sankaran、A. Karagiozis 等七位學者所求出之強度因子 I_F 和風速之間的相關資料，與 $C_{dr}(I_h)$ ；所得數據之平均值運用於本文中，我們假設強度因子 I_F 和風速之關係成線性變化，故以線性迴歸運用於本文之研究(如圖 1)。由研究發現，當風雨作用於結構物時，建築物上部四分之一承受近 80%[13] 的雨量，而建築物兩旁的雨量強度亦大於中間部份，同樣高度下細長建物之強度因子(I_F) 大於寬廣之建物，故在不同形狀之結構物會出現不同之強度因子(I_F)，然而為簡化計算風雨效應對風力了影響，本文假設強度因子(I_F) 與風速關係呈線性變化。

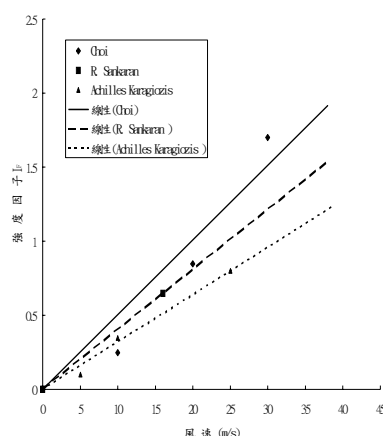


圖 1 三位學者所求出之平均降雨強度 I_F 與風速之關係

3.1 風雨共同作用之速度壓力探討

本節將討論除風力作用之外，加上雨力量之探討，以更實際符合風雨作用之作用力探討。

當雨受風的作用之下，會使雨滴軌跡橫向移動，當風速愈大雨滴軌跡便更加傾斜，使得結構物受雨的力量也更為加重。所以將結構物受力的情況分為兩個部份：一、單純風力作用部份。二、雨的作用力部份（假設雨為均質的流體）。

假設風、雨作用皆未受到擾動，考慮（一）結構物外某點之風壓、雨壓及風速、雨的橫向速度分別為 p_{wind} 、 p_{rain} 及 U_{wind} 、 U_{rain} ，（二）結構物上受風雨所撞擊的點其所受之總壓力分別為 p'_{wind} 、 p'_{rain} 及 U'_{wind} 、 U'_{rain} 。

雨壓力可由動量方程式(momentum equation)，作為用於系統之合力恰等於慣性座標系統之動量改變率；即：

$$\begin{aligned}\Sigma F &= \frac{D}{Dt} \int_{sys} \rho_{rain} U_{rain} dV \\ &= \frac{d}{dt} \int_{c.v} \rho_{rain} U_{rain} dV + \int_{c.s.} \rho_{rain} U_{rain} (U_{rain} \cdot \hat{n}) dA\end{aligned}\quad (13)$$

其中，

A: 為面積

∇ : 為體積。

(13)式第一個積分式為作用於控制體積中外延性質之改變率，第二個積分項則代表通過控制表面積外延性質通量。動量方程式為較常被用以計算流動所造成的力。若速度為均勻分佈，且流動本身為穩態，則(13)式可化簡為：

$$\Sigma F = \Sigma \rho_{rain} A U_{rain} (U_{rain} \cdot \hat{n}) \quad (14)$$

利用連續方程式：

$$\dot{m} = \rho_{rain} A U_{rain} \quad (15)$$

$\dot{m}$ ：為質量通量(mass flux)

所以雨壓力：

$$p_{rain} = \rho_{rain} U_{rain}^2 \quad (16)$$

故風和雨同時作用時之速度壓力可分別由 Bernoulli 方程式及動量方程式(momentum equation)表示為下式：

$$\begin{aligned}p_{wind} + p_{rain} + \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}^2 + \rho_{rain} U_{rain}^2 \\ = p'_{wind} + p'_{rain} + \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}'^2 + \rho_{rain} U_{rain}'^2\end{aligned}\quad (17)$$

設 $p = p_{wind} + p_{rain}$

$$p_1 = p'_{wind} + p'_{rain}$$

因為假設流動的風和雨撞擊結構物之後完全停止，即 $U'_{wind} = 0$ 和 $U'_{rain} = 0$ 。

故結構物所承受的壓力為：

$$p_1 - p = \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}^2 + \rho_{rain} U_{rain}^2 \quad (18)$$

即風雨作用之速度總壓力（淨壓力）：

$$q_t = \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}^2 + \rho_{rain} U_{rain}^2 = q_{wind} + q_{rain} \quad (19)$$

其中 ρ_{wind} = 空氣密度，

(1) 於一大氣壓下及溫度 15°C 下，其值為 0.125kg/m³。

(2) 颱風時，氣壓為 720mmHg 而溫度為 23°C，其值為 0.115kg/m³。

ρ_{rain} = 單位體積中雨量分佈密度。

q_{wind} = 風之速度壓力

q_{rain} = 雨所產生的速度壓力。

風接近且通過結構物時，有部份會脫離原來之路徑而以剩餘的速度順風移動，並不會將所有的能量轉移至結構物上。然而雨通過結構物時，其除了少部份半徑極小之雨滴會順著風的紊流而移動，大部份之雨量會停留於結構物上。因此對於雨壓力來說其在結構物上任一已知點之真實壓力應該較接近於理論值。

3.1.1 雨壓力

將(19)式中雨受風作用所產生之橫掃壓力單獨提出來考慮，若假設雨的橫掃速度為均勻分佈，且流動本身為穩態，則可由動量方程式(momentum equation)求出雨的作用力為：

$$\Sigma F = \Sigma [\dot{m} U'_{rain}(r)] \quad (20)$$

$\dot{m}$ ：為質量通量(mass flux)。

利用連續方程式：

$$\Sigma \dot{m} = \Sigma \rho'_{rain}(r) A U'_{rain}(r) \quad (21)$$

將上式代入(20)可得雨壓力為：

$$q_{rain} = [\Sigma (\rho'_{rain}(r) \times U'^2_{rain}(r))]$$

其中，

$\rho'_{rain}(r)$ ：為不同半徑雨滴之等值密度(kg/m³)

$U'_{rain}(r)$ ：為不同半徑雨滴之速度(m/s)

因為不同大小雨滴其所產生之速度 $U'_{rain}(r)$ 皆不相同，而我們也無法得知各種不同大小雨滴之橫向速度，為了方便分析，我們假設雨滴落於結構物的速度與風速相等且平行，而雨滴垂直作用於結構物正面。所以

$$U'_{rain}(r) \approx U_{wind}$$

故(20)式可寫成：

$$\begin{aligned} q_{rain} &= [\Sigma (\rho'_{rain}(r) \times U'^2_{wind})] \\ &= [\Sigma (\rho'_{rain}(r))] \times U'^2_{wind} \end{aligned} \quad (22)$$

其中，

U_{wind} ：為結構物某一點之風速(m/s)

$\Sigma (\rho'_{rain}(r))$ ：為不同雨滴大小總和之等值密度(kg/m³)

事實上隨著降雨強度的不同，其雨滴的大小分佈皆有所不同，故無法從中得到 $\rho'_{rain}(r)$ 的分佈情況，若利用雨滴落於結構物上之降雨強度(I_h)，假設成其水粒子充滿於單位體積中，等值密度為 $\hat{\rho}_{rain}$ 。

$$\Sigma \rho'_{rain}(r) \approx \hat{\rho}_{rain} \quad (23)$$

故(22)式我們可寫成：

$$q_{rain} \approx \hat{\rho}_{rain} U'^2_{wind} \quad (24)$$

其中，

$\hat{\rho}_{rain}$ ：為雨量垂直於結構物牆面之等值密度(kg/m³)

雨滴受風的影響相當大，降雨強度和風速之間關係定義一強度因子 I_F (intensity factor)為單位面積垂直降雨強度與單位面積落於結構物面上雨量強度之比值。

$$I_F = \frac{I_{wall}}{I_{rain}} \quad (25)$$

假設垂直降雨量(I_h)轉換成等值之雨密度為 ρ_{rain} 。假設強度因子 I_F 與風速 U_{wind} 之關

係假設其成線性關係，故結構物上之某點之雨壓力可寫成：

$$q_{rain} = \rho_{rain} I_F U_{wind}^2 \quad (26)$$

3.1.2 風雨之速度壓力

由(26)式中可得到雨的速度壓力，故可將(19)式改寫成：

$$\begin{aligned} q_t &= q_{wind} + q_{rain} = \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}^2 + \hat{\rho}_{rain} U_{rain}^2 \\ &\approx \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}^2 + \rho_{rain} I_F U_{rain}^2 \\ &= \frac{1}{2} \rho_{wind} U_{wind}^2 + \rho_{rain} I_F U_{wind}^2 \\ &= \left[\frac{1}{2} \rho_{wind} + \rho_{rain} I_F \right] U_{wind}^2 \end{aligned} \quad (27)$$

由下式中可知任一地況，任一高度之設計風速；即

$$U(Z, x) = 1.666 U(10, C) \left(\frac{Z}{Z_g(x)} \right)^{\alpha(x)} \quad (28)$$

根據 ANSI Standard A58.1-1982，將(28)式，並引入重要因子，即可決定出不同用途之結構物於任一地況，任一高度之設計速度壓力。

即為：

$$\begin{aligned} q_t(Z, x) &= \left[\frac{1}{2} \rho_{wind} + \rho_{rain} I_F \right] \times 2.774 \left(\frac{Z}{Z_g(x)} \right)^{2\alpha(x)} (IU(10, C))^2 \\ \Rightarrow q_t(Z, x) &= \left[\frac{1}{2} \rho_{wind} + \rho_{rain} I_F \right] K(Z, x) [IU(10, C)]^2 \end{aligned} \quad (29)$$

其中，

$$K(Z, x) = \begin{cases} 2.774 \left(\frac{Z}{Z_g} \right)^{2\alpha} & , 5m \leq Z \leq Z_g \\ 2.774 \left(\frac{5}{Z_g} \right)^{2\alpha} & , 5m > Z \end{cases} \quad (30)$$

=速度壓力地況係數(velocity pressure exposure coefficient)，與高度及地況有關。

若我們以(27)式之理論值，而不考慮紊流效應及流場變化，假設雨滴橫掃之雨量皆落於結構物上不受其他建物附近流場之變化影響，完全以橫掃之降雨量計算，將(27)式轉換成等值之雨量密度：

$$\hat{\rho}_{rain} = C_{dr}(I_h) \rho_{rain} U_{wind} \quad (31)$$

故(20)式可寫成：

$$q_t = q_{wind} + q_{rain} = \left[\frac{1}{2} \rho_{wind} + C_{dr}(I_h) \rho_{rain} U_{wind} \right] U_{wind}^2 \quad (32)$$

如此，我們即可求出風雨效應所產生之橫向作用力。(32)式為僅對風速橫掃對雨所產生之單位面積之橫掃量，完全不考慮結構物附近風流場型態對降雨軌跡，故實際上不可能發生。若使用(32)式雨壓力部份計算時必須乘一折減係數才能達到與(27)式相似的結果，經與三位學者比較，(31)式中等值的橫掃雨量密度($\hat{\rho}_{rain}$)之折減係數隨著降雨強度和風速不同而有所不同。

3.2 考慮雨滴橫掃時之風速壓係數

在目前所頒佈的建築物耐風設計規範中，只有討論到純粹由風吹拂所造成的外力；對於雨滴橫掃的外力並沒有提及，本文中提供了計算雨滴橫掃所造成的外力運算

方法，提供設計者參考；但為了使設計者能更方便的計算在風力與雨滴橫掃情況下之共同作用力，不需要額外套用雨滴橫掃外力的運算公式，本文中定義出一個新的係數，此係數在此稱為『雨滴風速壓係數』其推導來源如下：

$$\frac{\text{風力與雨滴橫掃所造成的外力}}{\text{純風所造成的外力}} = \frac{(0.5\rho')v^2}{(0.5\rho)v^2} = \frac{\text{雨滴風速壓係數} * v^2}{\text{風速壓係數} * v^2}$$

$$\text{雨滴風速壓係數} = \frac{\text{風力與雨滴橫掃所造成的外力}}{\text{純風所造成的外力}} * \text{風速壓係數}$$

四、實例分析結果

從計算出的結果我們不難發現，當強風暴雨之下，雨的作用力對高樓層的影響遠大於較低樓層之結構物。對於低層結構物來說，降雨受風影響所帶來的力量幾乎可以不加以考慮，但對數百公尺的高層建物而言，結構物頂部受雨的作用力接近風力作用的 8%~12% 甚至更大 30%~50%。故對高層結構來說不可輕忽雨量所帶來的力量。若不考慮建物周圍所產生的風的流場效應及降雨軌跡所產生之影響，完全以橫掃的雨量計算，風雨效應力量所帶來的力量將更加嚴重。本風力計算部份採蔡益超教授[6]所研擬之風力計算，求得風力部份，考慮陣風效應的影響，然而本文的雨壓力部份僅採平均風速所帶來的影響並未考慮陣風效應部份，故計算出之雨壓力與風力之比值相對減小。

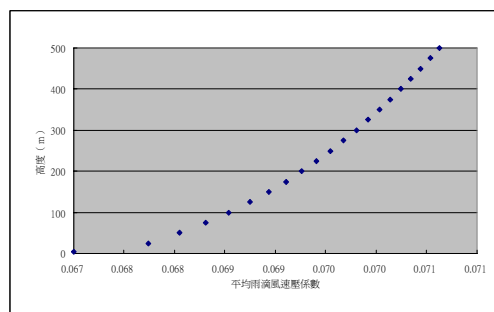


圖 2 7 位學者平均風速壓係數與高度之關係圖

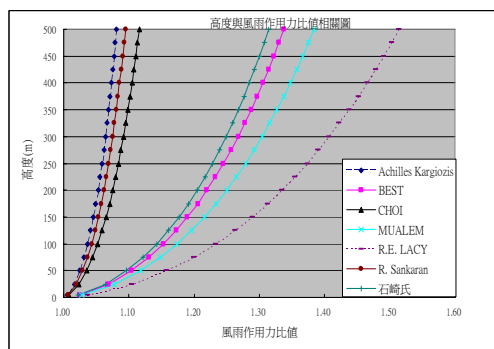


圖 3 500 公尺建築物作用力比較圖

五、結論

本文從風雨的特性開始介紹，藉由風雨相互作用之情形，探討結構物除受風力

外，繼而另外加入一些假設性，以探討結構物受風雨所產生的受力情形。茲將以上各章節之討論及分析結果，歸納如下：

一、風雨效應中，對 Choi[13]、R. Sankaran[13]和 Achilles Karagiozis[11]三位學者提出落於結構物上之雨量的文獻中，發現 Choi 將紊流消散（turbulent diffusion）的問題忽略掉，故實際上若考慮到紊流消散時，會使強度因子(I_F)降低。其與 R.Sankaran 和 Achilles Karagiozis 兩位學者的實驗結果之強度因子(I_F)相差較多，但 R.Sankaran 風洞試驗僅作單一風速下對結構的降雨強度並不能代表完全的強度因子(I_F)。

二、本研究中七位學者對於雨量橫掃所造成結構物額外受力，其中以 Choi、R. Sankaran、Achilles Kargiozis 這 3 位學者所估計的數值較小（高度 500 公尺處，雨橫掃作用力達 8%~12%）；Best、Mualem、石崎式、R.E. LACY 這 4 位學者所估算的值較大（高度 500 公尺處，雨橫掃作用力達 31%~51%）；原因在於 2 派學者對於強度因子 I_F 與 $C_{dr}(I_h)U_{wind}$ 認知上的不同，此問題需要大量的實驗數據來驗證，但是目前尚未有大量直接討論到雨量橫掃結構物所造成外力的文獻。

三、在本研究中，假設颱風來臨時風速與雨量同時到達最大值，但是依照第三章針對於 1990~2004 颱風來臨時風速與雨量的統計，發現在大部分的情況下以上兩值並不會同時達到最大，風速與雨量同時到達最大值的機率只有 19%；本研究將此兩種因素假定同時到達最大值以符合安全性的需求。

四、本文為探討強降雨發生時之設計風力係數，把可降水量的觀點導入於風力設計係數中，建議現行建築物耐風設計規範之設計值應由原本的 0.0625 提升至 0.0670，比較適合於台灣地區濕潤且具有颱風（氣壓為 720mmHg，溫度 23°C，空氣水分達飽和）的天氣性質。若將風力設計係數 0.0625 提升至 0.0670；以本範例而言，300 公尺的建築物風作用力將成長 3.8%，對於 500 公尺以內的建築物風作用力將成長 4.6%。因為可降水量並不是均勻的分佈於大氣中（0~500 公尺處已經佔有整層大氣可降水量的 14%），所以針對於更高層的建築物，風力設計值 0.0670 仍須視高度而修正。

五、本文歸納七位學者針對於雨滴橫掃效應，發現雨滴橫掃對結構物所造成的外力將隨風速提升而增加；再配合風速隨著高度提升的指數律或對數律觀點，亦可以說成是雨滴橫掃對結構物所造成的外力將隨高度提升而增加；未來結構物設計有更輕、更高的趨勢，雨量橫掃效應所造成的外力，在往後抗風結構物設計上必定會扮演更重要的角色。

六、在目前所頒佈的建築物耐風設計規範中，只有討論到風速壓；對於雨滴橫掃的外力並沒有提及，本文中提供了『雨滴風速壓係數』能使建築物耐風設計上更詳實，更有效率。

謝誌

本文經由行政院國家科學委員會資助經費（計畫編號：NSC93-2211-E-019-008），其間承蒙台灣海洋大學張景鐘教授、台灣大學林博雄教授、中央大學劉說安教授資料提供與觀念指導，僅致感謝之意。

參考文獻

1. 李政儒："台灣風力載重規範中風壓力相關係數之可靠度研究"，國立台灣海洋大學河海工程研究所碩士論文，民國八十四年六月。
2. 李育霖："風速能譜與順風向作用在結構物上的反應"，國立台灣海洋大學河海工程研究所碩士論文，民國八十五年六月。
3. 張景鐘、李政儒："結構工程可靠度分析"，眾光文化事業有限公司，民國八十九年十一月。
4. 許淑敏："台灣地區年最大風速分佈之分析研究"，國立台灣海洋大學河海工程學系，民國九十年二月。
5. 內政部，"建築技術規則"，民國八十九年九月。
6. 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，民國七十三年十一月。
7. 蔡益超、陳瑞華、項維邦："建築物風力規範條文、解說及示範例之研定"，中華明國結構工程學會，民國八十五年六月。
8. 張相庭："工程抗風設計計算手冊"，中國建築工業出版社，1998.1。
9. 張家豐："高層建築順風向設計風載重之比較研究"，私立淡江大學土木工程研究所碩士論文，民國九十年。
10. 劉說安、楊名，GPS 估計可降水量，WVR 約束法，大氣科學，27，134-140，1999。
11. Achilles Karagiozis, George Hadjisophocleous, Shu Cao, "Wind-Driven Rain Distribution on Two Buildings" Journal of Wind Engineer and Industrial Aerodynamics 67&68(1997) p559-572
12. Edmund C.C. Choi, "Determination of Wind-Driven-Rain Intensity on Building" Journal of Wind Engineer and Industrial Aerodynamics 51(1994) p55-69
13. R.Sankaran,D.A. Paterson "Computation of Rain Falling on a Tall Rectangular Building "Journal of Wind Engineer and Industrial Aerodynamics 72(1997) p127-136
14. Edmund C.C. Choi, "Simulation of Wind-Driven-Rain Around a Building" Journal of Wind Engineer and Industrial Aerodynamics 46&47(1993) p721-729
15. Davenport, A. G., "The Relationship of Wind Structure to Wind Loading", in Proceedings of the Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Vol. 1, National Physical Laboratory, Teddington, U. K., Her Majesty's Stationary Office, London, pp. 53-102, (1965).
16. Davenport,A.G., "Guest Loading Factors", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.93, No.ST3, pp.11-34, (1967)
17. Simiu, E., "Revised Procedure for Estimating Along-wind Response", Journal of the Structural Division,ASCE, Vol.106, No.ST1, pp.1-10,(1980)
18. Simiu, E., and Scanlan, R. H., "Wind Effects on Structures", 3rd Edition, John Wiley and Sons, New York, (1996).
19. Safak, E., and Foutch, D. A., "Coupled Vibrations of Rectangular Buildings subjected to Normally Incident Random Winds Loads", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 26, pp. 129-148, (1989).
20. Von Karman, T., "Progress in the Statistical Theory of Turbulence", Proceedings of the National Academy of Science, Washington,. D. C., pp. 530-539, (1948)

高桅桿結構之耐風設計分析 Wind-Resistant Design of High Mast Structure

簡慶文¹ 張景鐘²

Ching-Wen Chien, Jing-Jong Jang

¹ 國立海洋大學河海工程學系博士生

¹ 益鼎公司電力專案資深工程師

² 國立海洋大學河海工程學系教授

摘要

高桅桿結構，有別於一般建物，其具有質量輕成本較低之特點，因此在應用上廣泛受工程界使用；如風力機塔、軍艦桅桿、高桅桿燈、微波通訊機塔、煙囪、石油化工、垂直儲存槽等。本研究除了考慮與基礎互制效應外，並利用迴歸自振周期之建議公式討論高桅桿結構之受風力之影響，一般頂端若無額外加載模式經程式驗證及規範流程之檢討，證實為風力所控制；當頂端加載相當之荷載時，應檢核是否為地震力所控制。最後本文引用最佳化之觀念，比較得到麥察風力機塔案例分析中塔構 TYPE-C 為最大荷重與最小重量之最佳化模式，並建立各型式參數值與尺寸經驗值之資料庫使工程師在高桅塔結構設計上更有效率。

關鍵詞：高桅桿、風力機塔、自振周期

Abstract

The high mast structure is widely used in industry, for examples wind-turbines tower、ship of mast、light of pole、microwave tower、chimney、chemistries industry and vertical vessel. They are different from the traditional building structural. It has characters of the light weight and high ratio of H/D. This paper studies the interaction of the foundation-structure and applies to regress the formula fundamental period of the round thin wall tower structure. And the paper discuss how to avoid the resonance and the tower's behavior if govern by wind or earthquake force for the height of 40~75 m. It should be govern by the wind force when the tower of the top has not added lumped mass after the program analysis and checked of using the local code. The critical case usually governed by the wind, otherwise should check the case of earthquake. Finally, this paper is using of the optimal method to find the examples of the C-type case which is the maximum loaded and minimum body-weight of the optimal-module. And we set up the experienced database to design the guyed tower more efficient for engineering.

Key words：high guyed mast structure、wind-turbines tower、fundamental perio

一、前言

1.1 高桅桿結構系統

現代高桅桿結構(High Guyed Mast Structure)約起源於 20 世紀初，其特點為細長比(L/r)約 100~200，或建築物之自然頻率(f_n) $<1\text{ Hz}$ 且高度較大橫斷面相對較小的柔性結構(美國 UBC 規定建築物之高度與短邊之比大於 5 之建築物為柔性結構)，其應用上通常在頂端會加載具功能性之結構例如風力渦輪機或無線電波發射機或雷達、燈具等，一般可分成兩種結構系統形式：(1) 自立式 (2) 牽纜式桅桿結構。以自立式而言，直徑小於 1m 高度大於 30m 之柔性結構可謂之高桿式結構(High Mast Structure) 直徑大於 1m 可謂之塔式結構，本文將以自立式桿塔如圖 1~2 為例，先用有限元素程式分析探討新自振週期之經驗公式應用於高桅桿結構之適用性，並比較各國規範受風力情況，列出耐風設計步驟及檢核程序，再以麥寮風力機塔與高雄捷運高桿燈為例，探討桿塔結構受風所造成之相關動態效應與耐風設計分析。

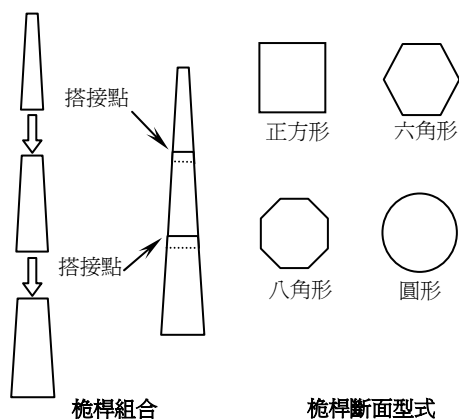


圖 1



圖 2 30m high mast pole
SAP2000-model

1.2 規範與動力分析檢討

目前高桅桿結構在國內並無相關法規，工程界也只負責塔構基礎設計，所以並未真正利用動力分析檢討整體塔構共振問題。對於自立式高桿結構之自振周期並無特別規範，僅「建築技術規則」中對於「其它建築物」基本振動周期，提出一概括公式 $T = 0.05 \cdot H^{3/4}$ 。本文利用 SAP2000 程式模擬高桿式結構，並將所得之周期與新經驗公式〔1〕比較，以驗證新經驗公式是否適用高桿式結構，再以分析所得之周期檢核橫風之鎖定效應，以了解高桅桿結構受風力之狀況及如何解決共振及最大位移問題。

二、自立式高桅桿結受力之分析

2.1 高桅桿結構受動態力狀況

受動態力時結構會隨時間而變動的外力例如風力、地震力、機械振動力…等，會產生結

構體之振動、噪音、疲勞等動態特性問題。以風力機塔而言，除地震力、風力動態尚有本身風力渦輪機運轉的頻率需考慮避開共振情況，為了免上述情況的發生，必須對塔架的基本振動周期與動態特性加以分析。

2.2 自振周期經驗公式與動力分析方法

高桿式結構理論上可視為一單自由度之(SDOF)點狀結構物(POINT STRUCTURE)作分析，可以利用廣義系統中懸臂梁再把形狀函數與邊界條件代入求出自然頻率。另外亦有法規與經驗公式方法如下：

1 我國建築技術規則

規範中訂定其他建築物之基本振動週期的經驗公式為(1)式：

$$T = 0.05 \cdot H^{3/4} \dots\dots\dots(1)$$

2 程式動力分析法之新經驗公式[1]。

3 2002 年大陸頒佈「建築結構荷載規範」[2]與「高聳結構設計規範」對高聳非建築物之結構建議如(2)式。

$$T=(0.007\sim0.013)H\dots\dots\dots(2)$$

4 大陸石油化工塔架規範 [3]。

2.3 渦散作用對高桅桿之影響

橫風之成為渦流逸散(Vortex Shedding)與氣動力效應(Aero-Dynamic effect)，當風流向中空圓柱之塔構時會在左右兩側分離，並產生漩渦交互作用於圓柱體側面上(詳圖 3)，因而除了順風向外在橫風向也可產生由渦流逸散或稱渦流脫落所形成的橫向風力。由於風之頻率並非固定但在渦流脫落時具有一定的頻率或周期時，會造成橫風向振動，所以橫風向的風力屬於動力荷載的範疇。如果渦流脫落頻率與結構自振頻率接近時，會產生橫風向共振，將產生比順風向更大的反應。當渦散頻率(f_s)與結構自然頻率(f_n)接近時稱之鎖定(Lock-in)，這種現象較可能發生於低勁度、低阻尼之柔性結構，所以高桅桿結構仍須檢核橫風共振效應。

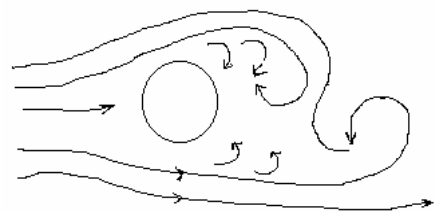


圖 3 中空圓柱體後渦流之形成

2.4 高桅桿破壞與陣風因子

風速是隨時間而變動，一般動態風壓計算為順風向之力再乘以 G 值之後即為動態風壓，或稱擬靜態風力分析。颱風或動態陣風荷載引起的杆塔的破壞據統計，在各類杆塔倒塌等嚴重事故中，約占 30%。最近國內結構受陣風災害首當其衝就是高桿式結構，尤其是民國 94 年之颱風發生多起之高桅桿倒塌，並造成鄰房結構破壞之案例。

三、高桅桿設計步驟與分析

在設計高桅桿前工程師應先了解各國規範之適用性與差異性，以避免設計過保守或不足之情況，國內 1996 耐風設計規範草案與 ANSI-A58 (1994)大致內容相同，只有橫風是參考日本規範，所以本文不再敘述 ANSI-A58 規範。

3.1 各國風力規範分析比較

1 台灣耐風設計規範(1996)

1996 年蔡益超教授所編寫「建築物風力規範條文與解說」中規定風壓之公式如式(3)，各種地況種類 α 、梯度高 Z_g 值、與各建築物之重要因子可詳文獻〔4〕。今以圖 2 為例，先計算出相關參數可得風速再用動力分析模擬求其自振周期並與法規公式比較後取小值，可求出陣風因子再乘以設計風壓即為擬靜態風力分析。

$$q(z) = 0.065 \cdot K(Z) \cdot I \cdot (V_{10})^2 \dots\dots\dots(3)$$

$K(Z)$ = 可界分 $Z > 5m$ 及 $Z \leq 5m$ 之值如下式：

$$\begin{aligned} Z > 5m \\ K(Z) &= 2.774 \left(\frac{Z}{Z_g} \right)^{2\alpha} \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z \leq 5m \\ K(Z) &= 2.774 \left(\frac{5}{Z_g} \right)^{2\alpha} \dots\dots\dots(5) \end{aligned}$$

2 美國 AASHTO (2001)規範〔5〕

由於高桅桿燈在公路應用上極為重要，在此介紹 AASHTO (2001)新規範以補充並比較國內耐風設計規範。其中風壓計算如下式： $P_h = 0.0473 \cdot (G_f \cdot V)^2 \cdot C_d \cdot C_h$(6)

其中 0.0473 為換算公制後之相關係數， P_h 為風壓(N/M2)、 G_f ：為陣風因子、 V ：風速、 C_d ：拖曳係數、 C_h ：高度係數，再把 P_h 為風壓乘上受風面積即為風力之大小。

$$F = P_h \cdot A \dots\dots\dots(7)$$

F ：風力(N)、 A ：受風面積(桿長乘平均直徑)。

3 大陸建築結構荷載規範(GBJ9/6.1~4)〔2〕

大陸係以當地比較空曠平坦地面上離地 10 米高，統計所得之 50 年一次 10 分鐘平均最大風速 $V_{10}(m/s)$ 為標準，基本風壓之計算可利用表 1 查基本風壓，或依式(8)計算。

$$\omega_0 = V_{10}^2 / 1600 \dots\dots\dots(8)$$

其計算風力步驟如下：首先定出建築基地，計算出相關參數，整理出各高度相對風振係數，再以風壓高度變化係數(圖 6)算出各節點之風壓，最後乘上受風面積後即成各節點風力(圖 7)。其中順向風風荷載標準值計算如式(9)：

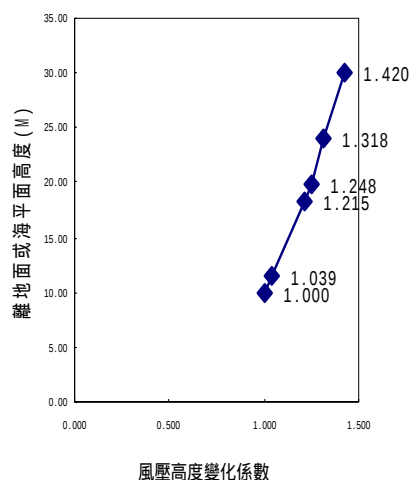


圖 4 離地面之風壓高度變化係數圖

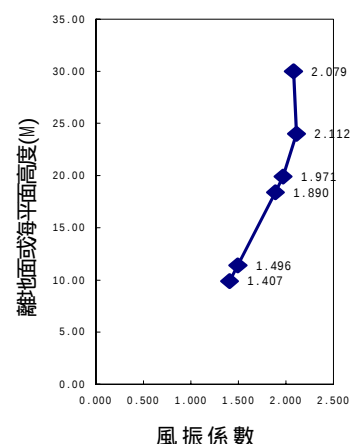


圖 5 離地面之風振係數圖

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (9)$$

其參數其定義如下： ω_k =風荷載標準值、 β_z =Z 高度處之風振係數(圖 5)
 μ_s =風荷載体型係數、 μ_z =風壓高度變化係數(圖 4)、 ω_0 =基本風壓(KN/ M2)可參考表 1，今以高雄大寮高桅桿為例，桿身 30m 高(圖 2)頂端直徑 Dt=0.32m，底端直徑 Db=1.15m，計算步驟請參考表 2 之實例。

表 1 大陸城市基本風壓表[7]

省市	城市名	海拔高度 (m)	風壓 (kN/m ²)		
			n=10	N=50	n=100
西藏	錯那	4280.0			
	帕里	4300.0			
	丁青	3873.1			
	波密	2736.0			
	察隅	2327.6			
台灣	台北	8.0	0.40	0.70	0.85
	新竹	8.0	0.50	0.80	0.95
	宜蘭	9.0	1.10	1.85	2.30
	台中	78.0	0.50	0.80	0.90
	花蓮	14.0	0.40	0.70	0.85
	嘉義	20.0	0.50	0.80	2.30
	馬公	22.0	0.85	1.30	0.90
	台東	10.0	0.65	0.90	0.85
	岡山	10.0	0.55	0.80	0.95
	恆春	24.0	0.70	1.05	1.55
	阿里山	2406.0	0.25	0.35	1.05
	台南	14.0	0.60	0.85	0.95
香港	香港	50.0	0.80	0.90	1.20
	橫瀾島	55.0	0.95	1.25	0.40

表 2 大陸規範計算步驟

基本風壓	$W_0 = 0.80$	(KN/m ²)
基本風壓調整係數	= 1.20	
地面粗糙度	= B	
結構類型	= 1	
結構總高度 H	= 30	(m)
結構層數 N	= 6	
底部迎風面寬度 B_0	= 1.15	(m)
頂部迎風面寬度 B_H	= 0.32	(m)
体型係數 U_s	= 0.60	
擋風係數	= 0.40	
体型放大係數	= 1.30	
結構自振周期 T_0	= 1.00	(sec)
迎風面寬度變化係數	0.278	
B_n	=	
基本風速 V_0	= 35.78	(m/s)
風荷載總標準值 F	= 2090	(KG)

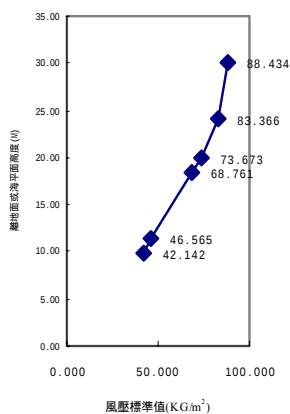


圖 6 離地面之風壓標準值

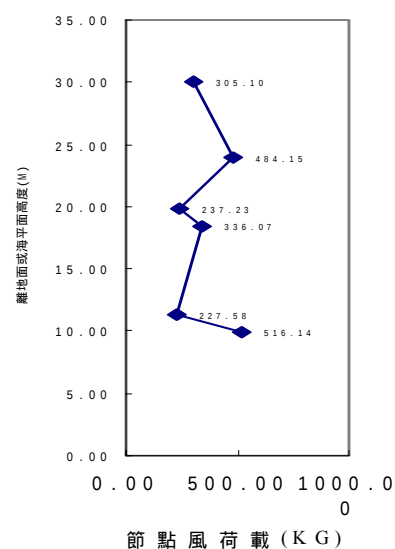


圖 7 離地面之結點風荷載

3.2 各國風力規範之差異性分析

國內新版耐風設計規範草案 2003 已依 ASCE7-02 規範將陣風因子計算作修正，並改善以前查圖表之煩雜與誤差，但 2003 草案尚未正式公布前本文仍以 1996 版做為分析。今以高雄大寮機廠高桅桿為例，30m 高(圖 3)頂端直徑 $D_t=0.32\text{m}$ ，底端直徑 $D_b=1.15\text{m}$ 之高桅桿為例，在設計最大風速 72m/sec ， $G=1.3$ 要求下所造成基底總橫力值，以國內耐風設計規範值最大，大陸規範次之，AASHTO(2001)值最小($G_f=1.3$ ， $C_d=1$ ，其基本風壓= 53.6 kg/m^2)比大陸規範基底總橫力值小 1.2%。

3.3 地震力分析

依據 2005 最新版"建築物耐震設計規範及解說"之規定，高桅桿之水平地震力以靜定結構物公式計算，如式(10)：

$$V_H = \frac{S_{DS} \cdot I}{3\alpha_y} \cdot W \dots\dots\dots(10)$$

相關參數請參考文獻〔6〕，規範另規定若位於斷層帶則需考慮垂直地震力 $V_v=1/2V_h$ ，一般若未處於斷層帶則垂直地震力 $V_v=2/3V_h$ 。

3.4 高桅桿耐風設計步驟

依臺灣地區臺風風速能量頻譜公式之迴歸分析建議，一般結構需做耐風設計之自振週期範圍以 1~20 秒(自然頻率 $0.05\text{Hz} \sim 1\text{Hz}$)之間〔7〕。

步驟一：計算高桅桿之自振週期

本文嘗試利用 SAP2000 有限元素程式分析與新建議公式〔1〕作比較：

$$T_n=0.068H/D^{0.5}-0.95 \dots\dots\dots(11)$$

以高為 26.5m 平均直徑為 0.8m(頂端直徑 0.488 底端直徑為 1m)鋼構桅桿為例，動力分析為 0.9398 秒與式(11)所求為 1.06 秒，相差 11%應屬合理。使用任何經驗公式仍須與法規比較之限制如式(12)：

$$T=\text{Min}(T_{\text{dyn}} \ 1.4T_{\text{code}}) \dots\dots\dots(12)$$

步驟二：計算高桅桿之設計風速

首先在風速分布圖定出基地位址，再決定平均迴歸期於高度 10m 之風速，或依業主之要求比較後取大值，以高雄捷運為例其設計風速須達 $V_{10}=72\text{m/sec}$ ，然後可以分 10m 以內為 $V_{10}=72\text{m/sec}$ ，10m 以上再依風速公式之拋物線原理(Power Law)計算其分布。其平均風速如下式(13)：

$$V(Z_g) = \frac{V_{10}}{(10/Z_g)^\alpha} \dots\dots\dots(13)$$

$V(Z_g)$ =距離地面高度之風速。 Z_g =為距離地面的高度。 α =指數視地形粗糙度而定。

g 為重力常數(9.8m/sec^2)。

步驟三：計算高桅桿之陣風因子

一般以平均屋頂高度 h 處計算風反應因子 $G(h)$ ，可依下式決定：若週期 < 1 秒，且高度與短邊的比值 < 5 時之離地面 Z 公尺高處的陣風反應因子 $G(Z)$ 依下式(14)決定：

$$G(Z) = 0.89 + 5.0T(Z) \dots\dots\dots (14)$$

式中 $T(Z)$ 為紊流強度，依式(15)計算：

$$T(Z) = \frac{2.35\sqrt{D_0}}{\left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha} \dots\dots\dots (15)$$

D_0 為地表拖曳係數不同地況種類，不同高度之陣風反應因子亦可根據上述兩式計算所示。當周期大於 1 秒或高寬比大於 5 之柔性結構則須以(16)及(17)式計算：

(1)就封閉建築物而言：

$$\bar{G} = 0.89 + \left[1.86 \frac{P}{\beta} + \frac{(4.5T_1)^2 S}{1 + 0.00656} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (16)$$

(2)就非封閉式建築物而言：

$$\bar{G} = 0.89 + \left[2.32 \frac{P}{\beta} + \frac{(4.5T_1)^2 S}{1 + 0.00328} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (17)$$

$$P = J \cdot Y \cdot \bar{f} \dots\dots\dots (18)$$

$$\bar{f} = \frac{13.2 f_n \cdot h}{s V_{10} (C)} \dots\dots\dots (19)$$

各參數定義如下： β =建築物之阻尼比、 T_1 =離地面 $2/3h$ 處之紊流強度、 S =結構尺寸因子、 c =垂直於風向之建築物平均水平尺寸(m)、 J =壓力剖面係數為比值 γ 之函數、 Y =共振因子，為 $\bar{f}$ 、 γ 與 c/h 之函數可做內插， f_n =平行於風向之建築物自然共振動頻率 (H_z)， s ：地表摩擦因子。

3.5 基礎預埋螺栓設計

依高捷規範螺栓材質應符合 ASTM A325 之規定，短期載重(風力,地震力之作用時) 容許應力不得提高，以高桅桿基礎預埋螺栓為例，因底座為圓型其力之簡化之後，利用基礎預埋螺栓慣性矩公式如式(20)與(21)，可求出每支受彎矩後之垂直壓力與拉力：

$$I = \frac{1}{8} \cdot N \cdot d^2 \dots\dots\dots (20)$$

$$P = \frac{W}{N} \pm \frac{M \cdot y}{I} \dots\dots\dots (21)$$

W 重量可分 $W1$ 與 $W2$ 兩種形式， $W1$ =高桅桿本身與附加設備之總重 $W2$ =設備操作時

之總重， N =預埋螺栓之顆數、 d =基鈑預埋螺栓之相對直徑。

3.6 高桅桿設計檢核步驟

步驟一：傾倒檢核

當風力造成之彎矩(M_0)大於桿件自重所能抵抗之彎矩(M_r)時，需考慮拉索式之桅桿結構，或打樁等措施其檢核如下式(22)：

$$F.S=M_r/M_0 \geq .5 \quad (22)$$

步驟二：氣動力效應檢核

當風力使塔構產生橫風振動，此振動進而使結構振幅發生變化，此耦合作用即是風場與結構互制之氣動力效應。依 Vankoten Pritchard 建議如式(23)

$$S_c = \rho_s \cdot \xi / \rho_a > 5 \quad (23)$$

則可忽略氣動力效應 [8]。(ξ =阻尼比， ρ_a =空氣密度， ρ_s =結構物之質量密度)

步驟三：橫風鎖定檢核

渦散(Vortex Shedding)現象可以用一個無因次參數來描述即史徹荷數。Strouhal Number 如式(24)~(25)：

$$S_t = \frac{f_s B}{U(Z)} \quad (24)$$

$$U_{crit}(Z) = \frac{f_n B}{S_t} \quad (25)$$

其中 f_s =渦散頻率(H_z)、 f_n =結構物自然頻率(H_z)、 B =為結構迎風面之寬度式中(24)：
 $U(Z)$ =高度 Z 之平均風速，當 $U(Z)$ 風速影響接近臨界風速= $U_{crit}(Z)$ 。

步驟四：基底接合設計檢核

首先須採用符合材料強度之值，其中加勁鈑焊接如式(26)水平焊道應力與式(27)垂直焊道應力之檢核之參數可參考文獻 [3]。：

$$\sigma_f = \frac{N}{1.22 \cdot H_{e.c.} \cdot \sum l_w} \dots\dots\dots (26)$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2 + \tau_f^2} \dots\dots\dots (27)$$

步驟五：頂端位移檢核

通常高桅桿結構其位移皆相當大，可利用 SAP2000 分析作檢核，以高雄捷運大寮機廠高桿燈為例，AASHTO 規範所計算之位移達 71.7 公分，國內技規所訂之 $H/1000=3$ 公分已不適用此狀況必需以穩定性分析作檢核。

步驟六：結構穩定性分析檢核

由於高桅桿較塔式結構細長比相當大，有必要作穩定性分析，一般穩定性分析採用塑性設計檢核壓力-彎矩聯合公式如式(28) (ASD Eq.N4-2)。

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m \cdot M}{(1 - \frac{P}{P_E}) \cdot M_{cr}} \leq 1 \dots\dots\dots (28)$$

P=當軸壓和彎曲同時做用下，桿件破壞時之軸向載重。P_{cr}=軸壓單獨作用下桿件之極限載重，也就是桿件之屈挫載重。M=當軸壓和彎曲同時作用下，桿件破壞的最大主彎矩，即軸力作用所擴大之彎矩。M_{cr}=彎曲單獨作用下桿件之極限彎矩，也就是桿件之塑性彎矩穩定分析。C_m 係數：懸臂桿只受相等端彎矩作用時=1.0，懸臂桿受頂端集中力作用時=0.78，懸臂桿受均布橫向力作用時=0.49。

四、案例分析

4.1 風力機塔案例分析

本案例廠址位於雲林縣麥寮鄉，塔構本體採鋼構造，基礎採樁基礎。系統風力機組於風速達4米/秒時自動啟動開始運轉，而當風速超過25米/秒時即停止運轉。風力機塔相關尺寸，頂端直徑2 m底端直徑3m，塔高約50m，今用四種模式(TYPE-A、B1、B2、C)做分析。TYPE-A：為參考懸臂梁以高為50M直徑3M均云斷面分成16~25段厚度(t=15mm)詳圖8-(1)基礎厚度為80m。TYPE-B1為高50M之變段式于平均化可得平均直徑2.63M (t=10~15mm) 詳圖8-(2)。TYPE-B2：為兩節式(t=10~15mm) 詳圖8-(3)。TYPE-C高為50M採三段斜變率式(t=10~15mm)詳圖8-(4)，分成16段厚度之各種型態以256片殼元素(shell element) 建立之模式。今以大陸規範校核橫風力共振：本文風壓之參考值0.8KN/m²。(詳表1)以Type-A 為例(D=3m h=50m，自振周期= 0.984sec，μ_rω_o=1.2KN/m²)，檢核橫風之共振與求頂點位移：

步驟一：求自振周期可利用動力理論懸臂梁之第一模態公式求自然頻率如下式：

$$\omega^2 = (3.515)^2 EI / m \cdot H^4 \text{ 或利用動力分析求自振周期} = 0.984 \text{sec}。$$

步驟二：橫風共振之檢核先求極端之風速，作為判定橫風之共振與否之條件。

$$v_{cr} = 5 \cdot 3 / 0.984 = 15.244 (\text{m/sec}) < v(H) = 40 \sqrt{\mu_z(H) \mu_r \omega_o} = 65.4 (\text{m/sec}) \therefore \text{並未發生橫風之共振}$$

步驟三：求頂端位移公式

$$X(H) = 15.244 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 50^4 / (8000 \cdot 0.02 \cdot 3.515^2 EI) = 1.44 \cdot 10^5 / EI (\text{m}) = 4.2 < 50 / 1000 \cdot 100 = 5 \text{cm}。$$

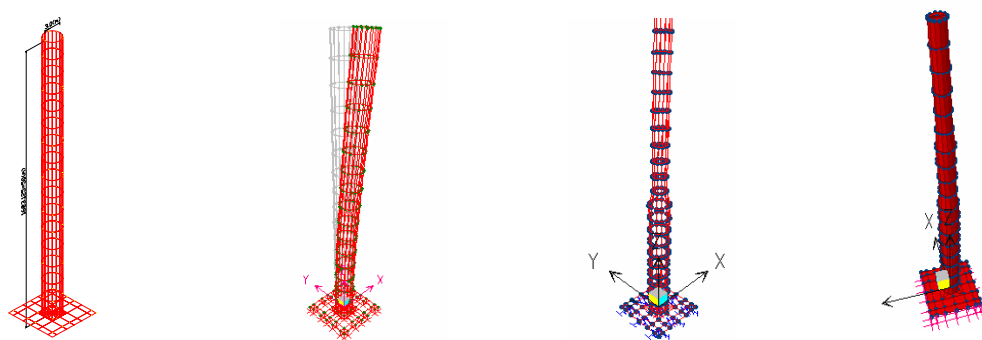


圖 8 (1)TYPE-A.....(2) TYPE-B1..... (3)TYPE-B2.....(4)TYPE-C 模型

4.2 高桅桿燈之耐風設計

今以高雄捷運大寮機廠高桿燈規範為計算例(如設計圖9~10)，經由SAP2000以6段模擬高度為26.5m(實際30M)與厚度6~8mm，其它相關參數詳表4，程式動力分析其自振周期為0.938sec。今以捷運規範最大風速V=72 m/s 陣風因子G=1.3作線性風力分布，利用規範草案之拋物線風力分布 (Power Law)比較其差異並與技規風力比較如表5，得知捷運規範要求線性要求風力基底總橫力設計值=9956kg，規範草案拋物線風力分布=17112KG，AASHTO規範得出=7407kg， α :地況分類(地況 B)係數=0.25。SAP2000分析其最大位移達91公分而AASHTO規範所計算之位移亦達71.7公分，國內技規所訂之H/1000=3公分已不適用，亦難達到非建築H/200=15公分規定，只能以穩定分析來控制其安全。本案例之穩定分析值=0.929，另利用2005年版"建築物耐震設計規範及解說"之規定分析，最後由表6相關係數知水平地震力=0.23W=1031kg小於風力甚多，另氣動力之效應檢核 $S_c=\rho_s \cdot \xi / \rho_a=288>5(ok)$ 可不需再分析氣動力之效應。

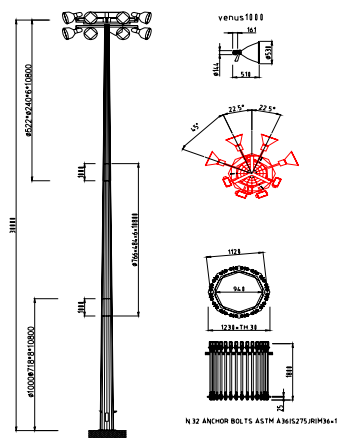


圖 9 高雄捷運高桅桿燈設計模型

表 6 地震力分析

計算 S_{DS} , I , α_y , R , R_a , T		
$S_S^D =$	0.6	(高雄縣大寮鄉)
	= 1.1	
$S_{DS} =$	0.66	
$I =$	1.25	(重要廠房)
$\alpha_y =$	1.2	(鋼構架設計)
$h_n =$	30.00	m
$T_{code} =$	$0.05 * h_n^{0.75} = 0.641$	
	$T_{dyn} = 0.938$	
	$V_v = 1/2V_h$	
	$V_h = 0.23W$	

表 4 高桅桿分段重量表

高桅桿版殼(SHELL)重 =						
高度 (30M)	厚度 (m)	直徑 (m)	長度 (m)	塔重(kg)	燈具載重 (kg)	總重(kg)
26.5M	0.008	0.488	3.75	361	1000	1361
24.0M	0.008	0.488	4.1	491		491
19.9M	0.008	0.726	1.5	215		215
18.4M	0.006	0.726	7	753		753
11.4M	0.006	0.726	1.45	185		185
9.95	0.006	1	9.95	1473		1473
總重 =			27.75	3479	1000	4479

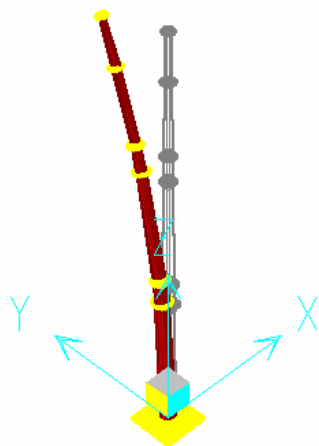


圖 10 SAP2000 MODEL：26.5M 高

表 5 高桅桿耐風分析

塔高度 (M)	受風 面積 (M2)	設計最 大風速 V ₁₀	迎風面						
			風速壓 KG/M2	設計風 壓	法規 G(Z)	動態橫 風 設計風 力	法規動 態 設計風 力	CLIENT SPEC 設計風 力	技規風 力
30.00	4.87	94.76	679.03	407.42	2.51	1422.14	4740	2452	527.82
24.00	4.67	89.62	607.35	364.41	2.38	775.36	2585	1410	339.33
19.90	1.71	85.52	553.04	331.82	2.28	247.33	824	470	124.15
18.40	7.98	83.86	531.79	319.07	2.24	1090.24	3634	2108	579.35
11.40	2.28	74.40	418.58	251.15	2.02	220.59	735	473	130.50
9.95	15.62	72.00	392.04	235.22	1.96	1377.82	4593	3043	1029.83
基底總 橫力						5133.48	17112	9956	2730.97

五、結論

本文以高桅桿結構為模式，首先以動力分析比較各國自振週期經驗公式，並驗證新自振週期公式適用性，最後以實際案例分析比較各國耐風設計流程並得到以下五點結論：

1 耐風設計與自振週期之重要性

在風與杆塔結構體系的相互作用下，採取耐風設計對杆塔結構體的安全有非常重要的意義，因此正確的分析動力風效應和精度將關係到杆塔耐風設計的合理和安全。本文中 SAP2000 動力分析之迴歸公式如下： $T_n=0.068H/D^{0.5}-0.95$ 其相關系數($R^2=0.985$)。另以各國經驗公式作比較塔式結構以大陸規範 $T=0.013H$ 計算為最低，台灣法規在 40~50m 較接近程式值，50m 以上較程式值保守約 20%，廣義系統理論法值介於程式與台灣法規之間，而大陸石油化工槽規範是最接近程式值。再以高桿式範例作動力分析驗證僅差 11% 皆在法規 1.4 倍之內，所以新自振週期公式仍適合高桿式結構。本文利用 EXCELL 程式建立大陸、台灣風力規範計算，並可用新經驗公式應用結構自振週期資料庫，有效率幫工程師解決高桅桿基本設計之尺寸選擇與風力計算。

2 最佳化設計之檢核

本文以 A、B2、C 三種 TYPE 為例(詳圖 10~13)，用最小化總重量系統為功能目標，求最大外力，再以 SAP-2000 程式驗證分析結果並與規範比較，可得 C-TYPE 比 B2-TYPE 約可節省 8% 重量，比 A-TYPE 約省 16% 重量。而 C-TYPE 比 A-TYPE 可增加承擔 16% 之外力。以 C-TYPE 為最佳，A-TYPE 最差。再以高捷之高桅桿燈為範例，若以 30m 高等直徑 $D=0.53m$ 之桿設計才能承受各向力，其自重等於 5340KG，而高雄捷運之高桅桿燈以變段面設計其重等於 3479KG(不含燈重=1000KG)約可省鋼材成本 35%。

3 風力或地震力比較

本文嘗以 50m 三種型態之中空圓塔構及 30m 之高桅桿，比較其受風力或地震力之影響，經驗證流程之檢討，頂端若無額外加載，理論上應為風力所控制，本文證實為風力

所控制，當頂端加載相當之荷載，經計算得知本研究之模式為動態風力所控制。

4 頂端位移

以高桿式結構而言其最大位移已難符合法規 $H/1000$ 之規定，或非建築物(Non-building)之最大位移 $H/200$ 之工程慣例規定，只能以穩定分析來控制其安全（本高桅桿案例之穩定分析值=0.929 在安全側），亦可採用阻尼鏈 (CHAIN- DAMPER)之消能原理措施來解決位移問題是較經濟與可行，另外為有效控制風力機塔構頂層位移方式，在新竹之風力機塔 1.75MW 高 78m 直徑 4m，已採用黏性阻尼器(Viscous damper)產生阻尼力以達減振消能效果並控制外力之位移。

5 基鈑焊接與基礎螺栓檢核

本案例之高桅桿結構基礎螺栓支數設計為 32 支 M36，經轉換成每支受拉力 $18.87t < 26t(ok)$ 另外基鈑厚 $=2.16cm < 3cm(ok)$ ，國內之桅桿結構體通常由設備外商負責，但並無焊接之分析，所以工程師應提出要求檢核桿體與基鈑之接合設計分析與焊道檢核，以免此介面在設備商與國內結構工程師形成灰色之介面，而造成遺憾，民國 94 年之颱風發生多起之高桅桿倒塌，並造成鄰房結構破壞之案例經初步研判應是焊道不足所造成。

參考文獻

1. 簡慶文等 2004 「高聳塔式結構與基礎互制動力分析及設計之探討」第七屆結構工程研討會。
2. 大陸國家標準 (GB50009-2001) 「建築結構荷載規範」中國建築工業出版社。
3. 王肇民 1995 「高聳結構設計手冊」中國建築工業出版社。張景鐘等 2004 「抗風結構之動力可靠度分析」第七屆結構工程研討會。
4. 蔡益超(1996) 「建築物風力規範草案」內政部建築研究所。
5. AASHTO(2001) 「Supports Specifications」The American Association of State Highway and Transportation Officials。
6. 內政部(民國 94 年) 「建築物耐震設計規範及解說」營建雜誌社。
7. 張景鐘等 2004 「抗風結構之動力可靠度分析」第七屆結構工程研討會
8. 張景鐘、李政儒(1996)，「結構物受風力作用之動態效應分析」土木工程技術第五期 p.1-19。
9. 簡慶文、陳仰霆(2001)，「麥寮風力示範系統基礎工程設計」，益鼎工程公司。
10. VESTAS (1998). 「Wind System A/S Standard Foundation For Vestas V47-660/220 & V47-660/43.7M Tower」。

應用強制振動於高層建築順風向之氣彈識別

Identification of Aero-elasticity of High-rise Buildings Using Forced Excitation

吳重成¹ 林勝偉²

1 淡江大學土木工程學系副教授

2 淡江大學土木工程學系研究生

摘要

本論文探討使用強制振動方式對高層建築順風向之氣彈行為進行系統識別,最後歸納出頻率相關之氣動力阻尼與氣動力勁度。藉由白噪音之強制振動,本文提出一套新識別方法,使用基因演算法來曲線擬合不同風速實驗下所得之氣彈互制頻率轉換函數,進而識別出結構的氣動力阻尼與氣動力勁度。為驗證此方法之可行性,本實驗使用高寬比為7的兩個高層建築模型(一為正方形斷面、一為長方形斷面)為代表在淡江大學土木工程風洞進行識別試驗。將識別得到之氣動力阻尼與氣動力勁度,配合紊流場由力平衡儀所量測到的結構基底彎矩歷時,以數值模擬方式預測高層建築在紊流場下的抖振位移反應;並將其結果與紊流場試驗之直接量測結果做比較。比較結果發現預測與直接量測的結果非常接近,因此印證所識別出的氣動力阻尼與氣動力勁度之正確性。

關鍵字: 強制振動、白噪音、基因演算法、抖振、氣彈現象、高層建築、氣動力阻尼、氣動力勁度、大氣邊界層

ABSTRACT

This paper investigated the frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness of high-rise buildings for the along-wind motion by utilizing forced excitation technique. A new approach that involves the curve-fitting for frequency response function and genetic algorithm for global minimization was presented for identifying the frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness. To demonstrate the approach presented, a square-shape prism with a height/width ratio of 7 as the high-rise building model was used for identification. The identified results were further used to numerically simulate the response of the same building model under the disturbance of wind gust within an atmospheric boundary layer, and the comparisons were made with the direct measurements from wind tunnel experiment. As demonstrated from the remarkable correlation between the simulations and experiments, the validity of the frequency-dependent damping and stiffness identified was well verified.

1. INTRODUCTION

As modernization has begot more and more high-rise building constructions in many cities all over the world, particularly in Asia area in the past decade, the wind effect on such buildings becomes an inevitably important issue for engineers. The newly completed Taipei 101 building (509 m) in Taipei is a typical example. For such high-rise buildings, because the excessive motion caused by the wind gust may change the wind flow condition surrounding the building, a different wind load generating mechanism that mutually interacts with the building response may be induced. In wind engineering, such an interaction between the structural response and wind load is generally called aero-elasticity. The effect of aero-elasticity for high-rise buildings might be an unpredicted but decisive factor that should be accounted for in the structural design.

As such, aero-elasticity on buildings had been an attractive topic of researches in wind engineering. Many literatures in earlier stage focused on the observation of this effect on a two-dimensional oscillating model by measuring the variation of its surface pressure using pressure tubes over the surface. From the comparisons of the drag and lift force coefficients thus calculated with those from a static model, significant differences were revealed and confirmed (e.g., Nakamura and Mizota (1975), Bearman and Obasaju (1982)). Generally speaking, these literatures had concluded that, without considering the effect of aero-elasticity on buildings, the along-wind motion appears to be conservative, while the across-wind motion is, on the contrary, under-estimated. In the last decade, few literatures investigated the building aero-elasticity by using three-dimensional oscillating models, particularly for the across-wind motion, and the similar conclusion was found (e.g., Sakamoto and Oiwake (1984), Vickery and Steckley (1993), and *etc.*). For predicting the building response, some literatures focused on calibrating the aerodynamic damping for three-dimensional model from numerous measurements (e.g., Cheng *et al.* (2002)).

Unlike the conventional approach, this paper aims to investigate the aero-elasticity behavior of high-rise buildings in the along-wind motion by introducing the idea of frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness. By utilizing forced excitation as the source to the building, a new approach for identifying the frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness was developed. The approach involves the employment of curve-fitted technique for frequency response functions and the genetic algorithm for global minimization. To demonstrate the applicability of the method presented, a square-shape prism with a height/width ratio of 7 as the high-rise building model was placed in the wind tunnel of Department of Civil Engineering, Tamkang University, Taiwan for identification of aero-elasticity in the along-wind motion. The identified results were further used to numerically simulate the building response for the situation under the disturbance of wind gust within an atmospheric boundary layer, and the comparisons were made with the direct measurements from wind tunnel experiments. As demonstrated from the remarkable correlation between the simulations and experiments, the validity of the frequency-dependent damping and stiffness identified is well verified.

2. FORMULATION

2.1 Equation of Motion of Wind-excited Buildings Subjected to Forced Excitation:

Consider a schematic diagram of the experimental setup shown in Fig. 1. The building model is a rigid model with a connecting rod rigidly jointed at the bottom. It is placed on the wind tunnel floor with the model base pivoted, below which a shaking device that can generate desirable excitation is linked to the rod through two springs. In this way, the building can be displaced by a pivoting motion that represents a single-degree-of-freedom building with the sway response distributed in a shape of linear mode. Thus, the response of such a model simulates the first mode response of a building, and it is practically enough for the engineering purposes. If the building model is simultaneously disturbed by the wind flow and horizontal forced excitation from the shaking device, the equation of motion can be expressed as

$$J\ddot{\theta} + cd(d\dot{\theta} + \dot{x}_0) + kd(d\theta + x_0) = \int_0^h z f(z,t) dz = M(t) + M_b(t) \quad (1)$$

in which J is the mass moment of inertia with respect to the pivoting axis; θ is the rotational angle of the building; k and c are the spring stiffness and internal damping coefficients, respectively; d is the length of the connecting rod; h is the building height; $f(z,t)$ is the distributed wind load along the tributary height z ; $M(t)$ is the motion-induced moment; $M_b(t)$ is the external moment generated from buffeting wind gust; x_0 is the absolute displacement of the shaking device. For convenience of presentation, the following notations were substituted into the equation of motion, Eq. (1): the excitation displacement $x_0 = d \cdot \theta_0$, the system stiffness $k_\theta = kd^2$, the system damping $c_\theta = cd^2$, the system natural frequency $\omega_\theta = \sqrt{k_\theta/J}$ and the system damping ratio $\xi_\theta = c_\theta/(2J\omega_\theta)$. The substitution leads to

$$J(\ddot{\theta} + 2\xi_\theta\omega_\theta\dot{\theta} + \omega_\theta^2\theta) = -c_\theta\dot{\theta}_0 - k_\theta\theta_0 + M(t) + M_b(t) \quad (2)$$

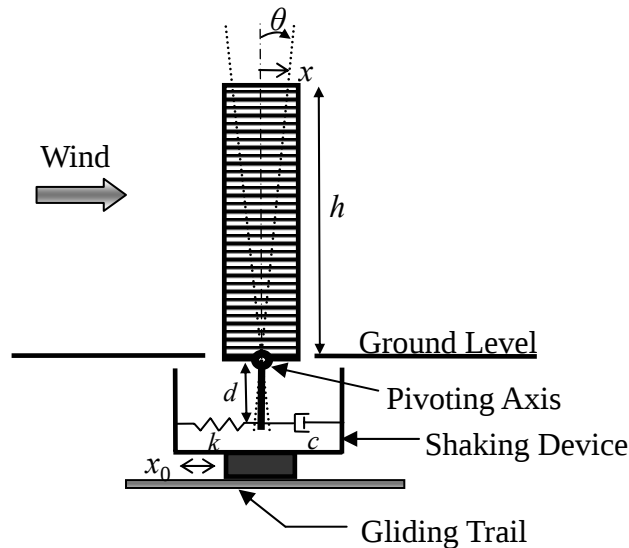


Fig.1: Schematic Diagram of Experimental Setup for Aero-elasticity Identification

2.2 Identification of the building Model:

Without the disturbance of wind flow, that is, $M(t) = M_b(t) = 0$, the building response is entirely induced by the forced excitation from the shaking device. By taking the Fourier transform on both sides of the equation of motion, Eq. (2), the frequency response function from θ_0 to θ , denoted as $H_{\theta\theta_0}^s(i\omega)$, can be expressed by

$$H_{\theta\theta_0}^s(i\omega) = \frac{F(\theta)}{F(\theta_0)} = \frac{-2\zeta_\theta\omega_\theta(i\omega) - \omega_\theta^2}{(i\omega)^2 + 2\zeta_\theta\omega_\theta(i\omega) + \omega_\theta^2} \quad (3)$$

in which ω is the excitation frequency in rad/sec. In order to identify the system damping ratio ζ_θ and system frequency ω_θ , the experiments using forced excitation were conducted (see the section EXPERIMENTS FOR IDENTIFICATION) and the frequency response function was computed from the test data. The experimental results were curve-fitted to the theoretical expression in Eq. (3) to determine the coefficients $\zeta_\theta\omega_\theta$ and ω_θ^2 by minimizing a performance index that represents the weighted square error between the experimental data and the value computed by Eq. (3), i.e.,

$$PI_1 = \sum_{k=1}^N w_k |e_k|^2 \quad ; \quad e_k = Num[H_{\theta\theta_0}^s(i\omega_k)] - f_k^s \cdot Denom[H_{\theta\theta_0}^s(i\omega_k)] \quad (4)$$

in which $Num[.]$ and $Denom[.]$ represent the numerator and denominator, respectively; f_k^s represents the k -th frequency response function computed from the experimental data; w_k is the weighting assigned for the k -th point, N is the total points considered in the minimization. The minimization can lead to solving a set of algebra linear equation given in Eq. (A-5), from which the coefficients $2\zeta_\theta\omega_\theta$ and ω_θ^2 can be determined. For conciseness of this paper, the derivation of Eq. (A-5) will be briefly described in the section APPENDIX for the reader's interest.

Additionally, the mass moment of inertia J can be identified by using a conventional calibration method. That is, by augmenting a series of mass increments (and thus increments in mass moment of inertia ΔJ) to the system, the altered system frequency is sequentially identified by the technique described previously. Since the system stiffness k_θ does not change, the relation between the total mass moment of inertia ($\Delta J + J$) and the altered system frequency $\hat{\omega}_\theta$ should follow

$$\frac{1}{\hat{\omega}_\theta^2} = \frac{1}{k_\theta} (\Delta J + J) \quad (5)$$

Using the linear regression technique that considers the values of $1/\hat{\omega}_\theta^2$ and ΔJ as ordinate and abscissa, respectively, the slope and ordinate intercept represent the values of $1/k_\theta$ and J/k_θ , respectively. Consequently, the division of the ordinate intercept by the slope leads to the value of J . Finally, k_θ and c_θ can be calculated by following the relations $k_\theta = J\omega_\theta^2$ and $c_\theta = 2J\zeta_\theta\omega_\theta$.

2.3 Identification of aero-elasticity in High-rise Buildings:

Consider the same schematic diagram of a high-rise building model, as shown in Fig. 1, subject to a smooth wind flow (i.e., $M_b(t)=0$) and forced excitation. Similar to the concept of flutter derivatives in the analysis of bridge response under wind loading, the aerodynamic moment (with respect to the building base) induced by the excessive building rotation can be assumed to be of the form expressed by

$$M(t) = \rho U^2 D^2 H \left\{ K B_1^* \frac{D \dot{\theta}(t)}{U} + K^2 B_2^* \theta(t) \right\} \quad (6)$$

in which ρ is air density; U is mean wind velocity; D is characteristic section width of the building; H is height of the building model; K is the non-dimensional frequency defined as $K = D\omega/U$; ω is the excitation frequency in rad/sec; B_1^* and B_2^* are two non-dimensional functions of K . Physically, B_1^* and B_2^* can be considered as the frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness, respectively. In this study, the identifications for B_1^* and B_2^* were performed by the approach as described in the following.

By taking Fourier transform on Eq. (6), the aerodynamic moment can be written as

$$\bar{M}(iK) = H_{M\theta}(iK) \cdot \bar{\theta} \quad (7)$$

in which the bar represents the value in Fourier domain (frequency domain); and $H_{M\theta}(iK)$ is the frequency response function of M induced by θ , which is expressed by

$$H_{M\theta}(iK) = \rho U^2 D^2 H (i K^2 B_1^* + K^2 B_2^*) \quad (8)$$

It is assumed that $H_{M\theta}(iK)$ can be further realized by an equivalent linear system that has a frequency response function expressed by

$$H_{M\theta}(iK) = \rho U^2 D^2 H \left[\frac{\bar{b}_n(iK)^n + \bar{b}_{n-1}(iK)^{n-1} + \dots + \bar{b}_1(iK) + \bar{b}_0}{(iK)^m + \bar{a}_{m-1}(iK)^{m-1} + \dots + \bar{a}_1(iK) + \bar{a}_0} \right] \quad (9)$$

in which $\bar{a}_i$, $\bar{b}_i$ are constant coefficients and the order of the numerator is larger than that of the denominator ($n > m$). The equation in (9) can be alternatively written as a function of $(i\omega)$ as

$$H_{M\theta}(i\omega) = \frac{b_n(i\omega)^n + b_{n-1}(i\omega)^{n-1} + \dots + b_1(i\omega) + b_0}{(i\omega)^m + a_{m-1}(i\omega)^{m-1} + \dots + a_1(i\omega) + a_0} \quad (10)$$

by converting the coefficients following the relations

$$a_i = \bar{a}_i \left(\frac{D}{U} \right)^{i-m} \quad (i = 0, 1, \dots, m-1); \quad b_j = \rho U^2 D^2 H \bar{b}_j \left(\frac{D}{U} \right)^{j-m} \quad (j = 0, 1, \dots, n) \quad (11)$$

Because the order of the numerator is larger than that of the denominator ($n > m$), the equation in (10) can be further rewritten in terms of the quotient and residue as

$$H_{M\theta}(i\omega) = \sum_{j=0}^l Q_j (i\omega)^j + \frac{c_{m-1}(i\omega)^{m-1} + c_{m-2}(i\omega)^{m-2} + \dots + c_0}{(i\omega)^m + a_{m-1}(i\omega)^{m-1} + \dots + a_1(i\omega) + a_0}; \quad l = n - m \quad (12)$$

Therefore, according to the theorem in linear system, the time-domain realization can be

obtained by a state equation expressed by

$$\dot{\mathbf{Z}} = \mathbf{A}_\theta \mathbf{Z} + \mathbf{B}_\theta \theta \quad (13)$$

$$M = \mathbf{C}_\theta \mathbf{Z} + \sum_{j=0}^l Q_j \theta^j \quad (14)$$

in which

$$\mathbf{Z} = \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \vdots \\ Z_{m-1} \\ Z_m \end{bmatrix}_{m \times 1} ; \quad \mathbf{A}_\theta = \begin{bmatrix} -a_{m-1} & -a_{m-2} & \cdots & -a_1 & -a_0 \\ 1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & 1 & 0 & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}_{m \times m} ; \quad \mathbf{B}_\theta = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}_{m \times 1} ;$$

$$\mathbf{C}_\theta = [c_{m-1} \quad c_{m-2} \quad \cdots \quad c_0]_{1 \times m} \quad (15)$$

From the physical point of view, it is conceivable to assume $l = n - m = 1$ for simplicity. In this way, Q_0 and Q_1 can be interpreted as the constant aerodynamic stiffness and damping that are induced by the rotational angle θ .

The substitution of Eq. (14) into Eq. (2) yields

$$J \ddot{\theta} + c_\theta \dot{\theta} + k_\theta \theta = -c_\theta \dot{\theta}_0 - k_\theta \theta_0 + \mathbf{C}_\theta \mathbf{Z} + Q_0 \theta + Q_1 \dot{\theta} \quad (16)$$

With Eq. (16) further cast with Eq. (13), the overall state equation incorporating aero-elasticity can be finally formed and expressed as

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{q}} &= \mathbf{A} \mathbf{q} + \mathbf{B} (-c_\theta \dot{\theta}_0 - k_\theta \theta_0) \\ \theta &= \mathbf{C} \mathbf{q} \end{aligned} \quad (17)$$

in which

$$\mathbf{q} = \begin{bmatrix} \theta \\ \dot{\theta} \\ \mathbf{Z} \end{bmatrix} ; \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & \mathbf{0} \\ -J^{-1}(k_\theta - Q_0) & -J^{-1}(c_\theta - Q_1) & J^{-1} \mathbf{C}_\theta \\ \mathbf{B}_\theta & \mathbf{0} & \mathbf{A}_\theta \end{bmatrix} ; \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0 \\ J^{-1} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} ; \quad \mathbf{C} = [1 \quad 0 \quad \mathbf{0}] \quad (18)$$

Therefore, with aero-elasticity incorporated, the frequency response function θ induced by θ_0 can be given by

$$H_{\theta\theta_0}^W(i\omega) = \left(\mathbf{C} ((i\omega)\mathbf{I} - \mathbf{A})^{-1} \mathbf{B} \right) \cdot (-c_\theta(i\omega) - k_\theta) \quad (19)$$

With k_θ and c_θ given from the identified building model, the unknowns remained in Eq. (19) are the coefficients in the matrices $\mathbf{A}_\theta$, $\mathbf{C}_\theta$, and the two constants Q_0 and Q_1 .

In order to identify B_1^* and B_2^* , the necessary experiments were conducted by applying forced excitation technique (see the section EXPERIMENTS FOR IDENTIFICATION). The data recorded was used to determine the coefficients in $\mathbf{A}_\theta$, $\mathbf{C}_\theta$, and Q_0 and Q_1 properly by minimizing a performance index that represents the square

error between the experimental data and the value computed by Eq. (19), i.e.,

$$PI_2 = \sum_{k=1}^N w_k (|H_{\theta\theta_0}^W(i\omega_k)| - |f_k^W|) \quad (20)$$

subjected to the constraints that require $\mathbf{A}_\theta$ and $\mathbf{A}$ be stable, i.e.,

$$\text{Re}\lambda(\mathbf{A}_\theta) < 0; \text{Re}\lambda(\mathbf{A}) < 0 \quad (21)$$

In Eq. (20), f_k^W represents the k -th frequency response function obtained from the experimental data; w_k is the weighting assigned for the k -th point, N is the total points considered in the minimization. In Eq. (21), the notation $\text{Re}\lambda(\cdot)$ means the real part of the eigenvalue of a matrix. To ensure that global minimization can be achieved, a numerical optimization technique called genetic algorithm (GA) was used for searching the optimal solution. The GA method is generally developed to imitate the gene evolution process in biology. It contains important features such as gene selection, crossover and mutation, and it has been demonstrated to be quite efficient in many applications [Man, Tang and Kwong (1999)].

Once $\mathbf{A}_\theta$, $\mathbf{C}_\theta$, Q_0 and Q_1 are obtained, $H_{M\theta}(iK)$ in Eq. (9) can be computed by using the relations in Eqs. (10)-(12). Consequently, by equating Eqs. (8) and (9), B_1^* and B_2^* are respectively the imaginary and real parts of $H_{M\theta}(iK)$ divided by $\rho U^2 D^2 K^2$. It should be noted that the choices of the orders of n and m in Eq. (9) are determined based on the satisfaction of GA optimization. A process of trying error may be necessary.

3. EXPERIMENTS FOR IDENTIFICATION

The experiments for the identification of aero-elasticity were set up by following the schematic diagram shown in Fig. 1. The horizontal shaking device is a moving platform driven by a servo-motor, and it is connected to a rod that is rigidly jointed at the bottom of the building model through two springs as shown in Fig. 2. The motor is controlled by a command that tracks the excitation displacement. For basic study and comparison, the scaled building model used in the experiment is a square-shape prism with a height/width ratio of 7 (10 cm of width and 70 cm of height). As shown in Fig. 3 is the prism model in the boundary layer wind tunnel of Department of Civil Engineering, Tamkang University, Taiwan. A pitot tube at the building height, located slightly in the upstream side, was used to measure the mean wind velocity.

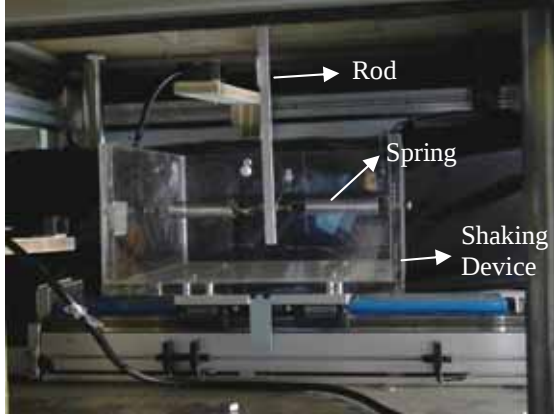


Fig. 2: Horizontal Shaking Device



Fig. 3: A Square-shape Prism Model in the Wind Tunnel

For identifying the building property, a band-limited white-noise of excitation displacement $x_0 (= d \cdot \theta_0)$ generated by the shaking device was used as an input source to excite the building model and the building response θ was measured correspondingly. The resulting experimental frequency response function $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ was computed by using the FFT technique. By solving the algebraic equation given in Eq. (A-5) for the coefficients $2\xi_\theta\omega_\theta$ and ω_θ^2 , the curve-fitted result was plotted in Fig. 4. Consequently, the identified system frequency and damping ratio were 20.6 rad/sec (3.28 Hz) and 0.92%, respectively.

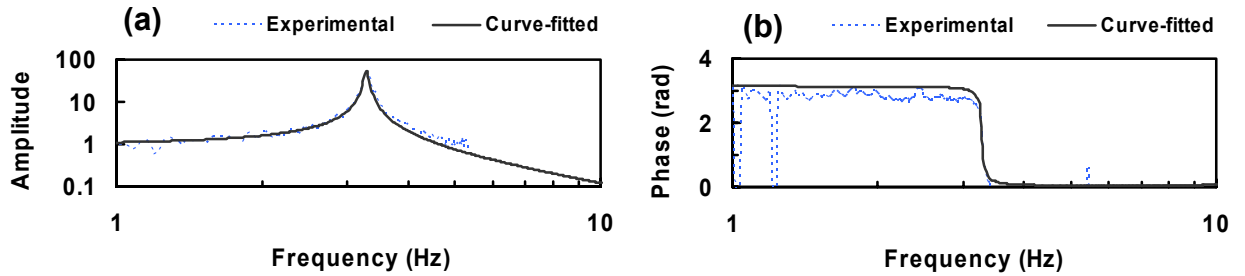


Fig. 4: Curve-fitted Result of $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$: (a) Amplitude; (b) Phase

Similarly, the same technique was used to calibrate the mass moment of inertia by following the relation described in Eq. (5). The result of linear regression was plotted in Fig. 5, in which the calibrated mass moment of inertia is obtained as $J=0.0646 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$. Therefore, the system stiffness k_θ and system damping c_θ are obtained as 27.41 N/radian and 0.0245 N-sec/radian, respectively.

For identifying aero-elasticity, the same band-limited white-noise of excitation displacement generated by the shaking device was used as an input source to excite the building model while the smooth along-wind flow (without using the roughness elements and spires) with a constant mean velocity was simultaneously acting on the model. The corresponding building response θ and excitation rotation angle θ_0 were measured, and

thus the resulting experimental frequency response function $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ was computed by employing the FFT technique.

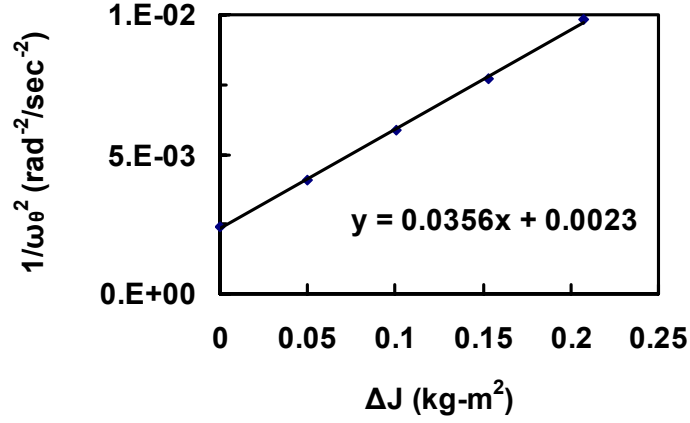


Fig. 5: Linear Regression Curve of Mass Moment of Inertia

The results of $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ under the wind flow at seven different mean wind velocities ranging from 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 m/sec were recorded. For clarity of illustration, only the results from mean wind velocities of 5, 6, 9, 11 m/sec are plotted in Fig. 6. As observed from Fig. 6, it was found that the along-wind flow suppresses the vibration and the suppression effect becomes stronger as the wind velocity increases.

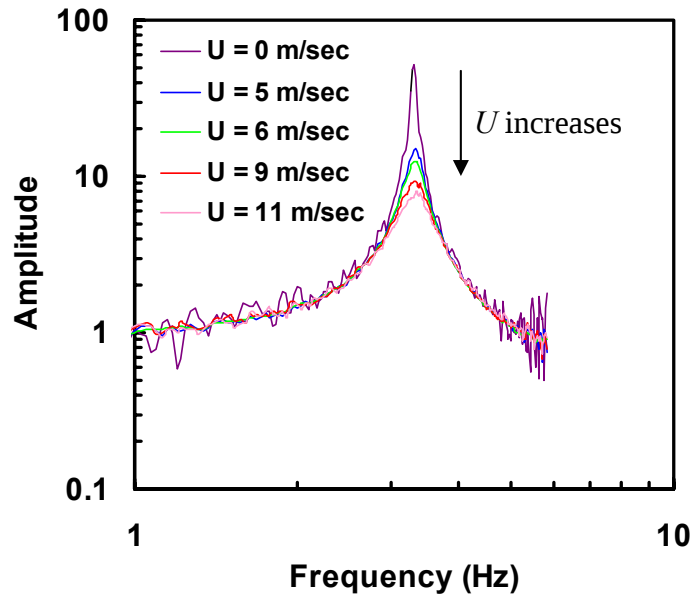


Fig. 6: Experimental Frequency Response Function $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ under Simultaneous Wind Flow and Forced Excitation

Under the same velocity, other relevant tests also revealed that the relation in $F_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ for situations using different excitation level of θ_0 is nearly identical. This important observation provides the evidence that the identification results for aero-elasticity in the along-wind motion will not be affected by the level of forced excitation.

By following the GA minimization technique described in the previous section, each experimental curve of $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ in Fig. 6 was curve-fitted. In this paper, the order of the numerator and denominator in Eq. (7) with $n=3$ and $m=2$ are finally used. In this way, $\mathbf{A}_\theta$, $\mathbf{B}_\theta$, $\mathbf{C}_\theta$ become relatively simple and can be expressed as

$$\mathbf{A}_\theta = \begin{bmatrix} -a_1 & -a_0 \\ 1 & 0 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{B}_\theta = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{C}_\theta = [c_1 \quad c_0] \quad (22)$$

The substitution of Eq. (22) into Eqs. (18) and (19) leads to a simple form of $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ written as

$$H_{\theta\theta_0}^W(i\omega) = \frac{-\frac{c_\theta}{J} \cdot (i\omega)^3 - \frac{1}{J} \cdot (c_\theta \cdot a_1 + k_\theta)(i\omega)^2 - \frac{1}{J} \cdot (c_\theta \cdot a_0 + k_\theta \cdot a_1)(i\omega) - \frac{1}{J} \cdot (k_\theta \cdot a_0)}{(i\omega)^4 + \left(a_1 + \frac{1}{J} \cdot c_\theta - \frac{1}{J} \cdot Q_1\right)(i\omega)^3 + \left(\frac{1}{J} \cdot c_\theta \cdot a_1 - \frac{1}{J} \cdot Q_1 \cdot a_1 + a_0 + \frac{1}{J} \cdot k_\theta - \frac{1}{J} \cdot Q_0\right)(i\omega)^2} \quad (23)$$

$$+ \frac{1}{J} \cdot (-c_1 - Q_0 \cdot a_1 + k_\theta \cdot a_1 - Q_1 \cdot a_0 + c_\theta \cdot a_0)(i\omega) + \frac{1}{J} \cdot (-Q_0 \cdot a_0 + k_\theta \cdot a_0 - c_0)$$

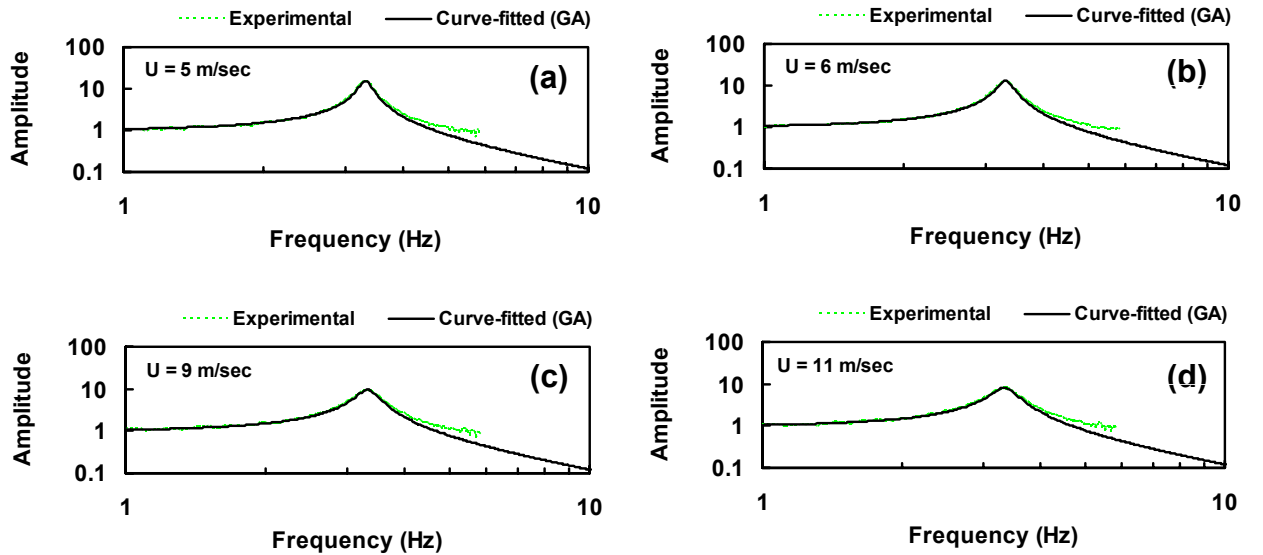


Fig. 7: Curve-fitted Results of $H_{\theta\theta_0}^W(i\omega)$ using GA minimization : (a) $U= 5$ m/sec; (b) $U= 6$ m/sec; (c) $U= 9$ m/sec; (d) $U= 11$ m/sec

The curve-fitted results for mean wind velocities at 5, 6, 9, 11 m/sec using Eq. (23) were

shown in Fig. 7 (a)~(d). The program for the computation of GA minimization was developed by using Matlab software. Therefore, with the coefficients a_0 , a_1 , c_0 , c_1 , Q_0 and Q_1 identified, $H_{M\theta}(iK)$ in Eq. (9) was computed by using the relations in Eqs. (10)-(12). Consequently, the values of B_1^* and B_2^* corresponding to the non-dimensional frequency K were obtained for the four cases with mean wind velocities of 5, 6, 9 and 11 m/sec. To distinguish these four curves, a non-dimensional reduced velocity defined as $\bar{U} = U / f_\theta D$, in which $f_\theta = \omega_\theta / 2\pi$, is used, and their corresponding values are 15.24, 18.29, 27.44 and 33.54, respectively. Shown in Fig. 8 are the plots of B_1^* and B_2^* versus the non-dimensional frequency K . As observed from Fig. 8, the values in the B_1^* curves are very close to each other while the difference in the B_2^* curves is a bit greater. However, the differences are considered insignificant from the experimental point of view. The mean curves of B_1^* and B_2^* computed were also shown in Fig. 8 by the dark solid curves. The values in these mean curves can be substituted back to Eq. (8) to calculate the mean value of $H_{M\theta}(iK)/\rho U^2 D^2 H$. By using the curve-fitting technique described by Eq. (A-3) in APPENDIX, the realization to the frequency response function of motion-induced wind moment in terms of iK can be finally obtained and expressed as

$$H_{M\theta}(iK) = \rho U^2 D^2 H \left[\frac{-14.966(iK)^3 - 2878.1(iK)^2 - 343.89(iK) + 0.3365}{(iK)^2 + 192.55(iK) + 1.78} \right]$$

for $15.24 < \bar{U} < 33.54$ (24)

For the general use of taking into account the aero-elasticity for such a high-rise building, the mean curves of B_1^* and B_2^* or the mean frequency response function of motion-induced wind moment given in Eq. (24) shall be suggested as the engineers' reference for analysis and design.

To verify the validity of the obtained frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness B_1^* and B_2^* , the numerical simulation using the identified B_1^* and B_2^* was conducted for the same model under wind load buffeting and comparisons were made with those from direct experimental measurement. For performing numerical simulation, the state equation expressed in Eq. (17) is used with $(-c_\theta \dot{\theta}_0 - k_\theta \theta_0)$ replaced by the buffeting moment $M_b(t)$. The time history of $M_b(t)$ was acquired from the measurement of the high-frequency force-balance test in the boundary layer wind tunnel that simulate an open terrain with a power exponent of 0.15 and a gradient height of 1.2 m as shown in Fig. 3. The resulting turbulence intensity at the ground is 20%, while it gradually decreases to 3% at the gradient height. On the other hand, the direct experimental measurement was obtained by measuring the buffeting response of the elastic prism model in the same boundary layer (see Fig. 3).

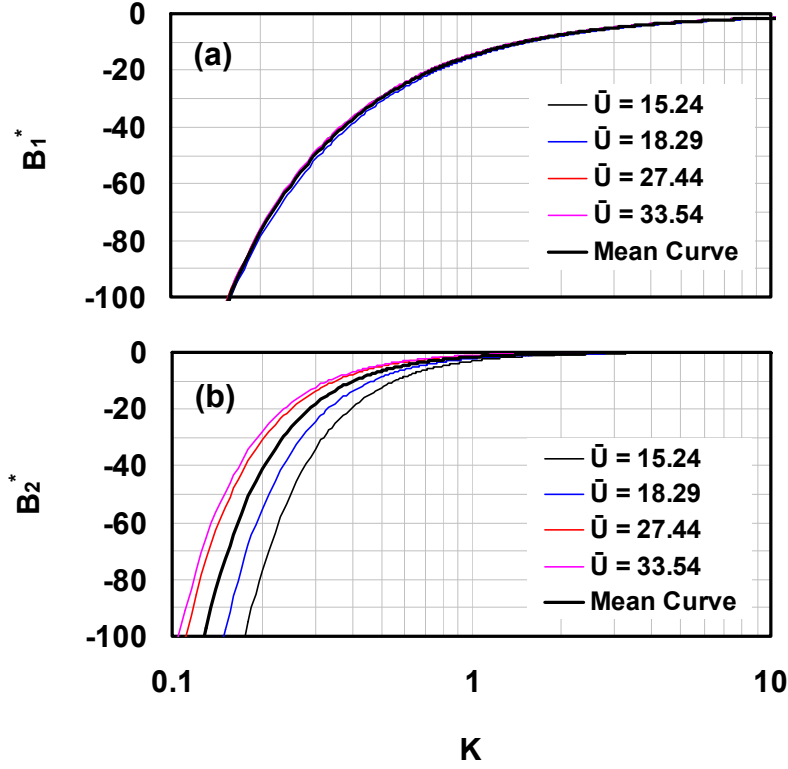


Fig. 8: Plots of Frequency-dependent aerodynamic damping B_1^* and aerodynamic stiffness B_2^* versus K : (a) B_1^* ; (b) B_2^*

Three different situations at the wind velocities of 6, 9, 11 m/sec were conducted for comparison. The temporal standard deviations of the buffeting responses from direct measurement were listed in the 2nd row of Table 1. The temporal standard deviations of the simulated response by considering only the structure itself (without aero-elasticity) were listed in the 3rd row, while those incorporating the aero-elasticity identified in this paper is listed in the 4th row of Table 1. It can be observed from Table 1 that the prediction errors (see the values in parentheses) for the simulation without considering the aero-elasticity is over-estimated as largely as twice. However, with the identified aero-elasticity incorporated, the error is reduced to as small as 5%. Even the response simulated by using the mean frequency response function of motion-induced wind moment given in Eq. (24) can predict the response quite accurately, as shown in the 5th row of Table 1.

Table 1: Comparison of Buffeting Responses between Experiments and Simulations
(Unit: Radian)

(1)	$U = 6$ m/sec (2)	$U = 9$ m/sec (3)	$U = 11$ m/sec (4)
Experiment	$\sigma_\theta = 0.0034$	$\sigma_\theta = 0.0081$	$\sigma_\theta = 0.0121$
Simulation Considering only the Structure	$\sigma_\theta = 0.0064$ (88.2 %)	$\sigma_\theta = 0.0212$ (161.7 %)	$\sigma_\theta = 0.0313$ (158.7 %)
Simulation Incorporating Aero-elasticity	$\sigma_\theta = 0.0035$ (2.9 %)	$\sigma_\theta = 0.0080$ (-1.2 %)	$\sigma_\theta = 0.0122$ (0.8 %)
Simulation Incorporating Aero-elasticity from Mean B_1^* , B_2^*	$\sigma_\theta = 0.0035$ (2.9 %)	$\sigma_\theta = 0.0079$ (-2.5 %)	$\sigma_\theta = 0.0119$ (-1.7 %)

4. CONCLUSIONS

This paper presented a new approach to identify the frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness of high-rise buildings for the along-wind motion. The experimental setup in the new approach was designed to focus on the global effect of aero-elasticity without considering the detail measurements for surface pressure as in the conventional way. By utilizing forced excitation technique, the approach involves the curve-fitting for frequency response function and genetic algorithm for global minimization to identify the frequency-dependent aerodynamic damping and stiffness. To demonstrate the applicability of the approach presented, a square-shape prism with a height/width ratio of 7 as the high-rise building model was used for identification. The identified results were found quite consistent for a wide range of mean wind velocities. Moreover, the results were further used to numerically simulate the building response for situations under the disturbance of wind gust in an atmospheric boundary layer. The comparisons of simulations for three cases under different mean wind velocities were made with the direct measurements, and the remarkable correlations have demonstrated the validity of the identified frequency-dependent damping and stiffness following the approach presented. Finally a frequency response function of motion-induced wind moment representing the along-wind aero-elasticity is given as the engineers' reference for analysis and design.

5. ACKNOWLEDGMENT

The authors wish to express their gratitude for the financial support from National Science Council of Taiwan under the grant number NSC 93-2745-E-032-007.

6. REFERENCES

1. Bearman, P. W. and Obasaju, E. D. (1982), "An Experimental Study of Pressure Fluctuations on Fixed and Oscillating Square-section Cylinders", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 119, pp. 297-321.

2. Cheng, C.M., Lu, P.C. and Tsai, M.S. (2002), “Acrosswind Aerodynamic Damping of Isolated Square Shaped Buildings”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 90, pp. 1743-1756.
3. Man, Tang and Kwong (1999), *Genetic Algorithm*, Springer.
4. Nakamura, Y. and Mizota, T. (1975), “Unsteady Lifts and Wakes of Oscillating Rectangular Prisms”, *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 101, No. EM2, pp. 855-871.
5. Sakamoto, H.. and Oiwake, S. (1984), “Fluctuating Forces on a Rectangular Prism and a Circular Cylinder Placed Vertically in a Turbulence Boundary Layer”, *Transactions of the ASME*, Vol. 106, pp. 160-166.
6. Vickery, B. J. and Steckley, A. (1993), “Aerodynamic Damping and Vortex Excitation on an Oscillating Prism in Turbulent Shear Flow”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 49, pp. 121-140.

7. APPENDIX: Curve-fitting in Complex Domain

Consider that a set of data of frequency response function $\{f_1, f_2 \dots, f_N\}$ is to be curve-fitted into a transfer function in terms of a ratio of two polynomials in s given by

$$H(s) = (b_n s^n + b_{n-1} s^{n-1} + \dots + b_1 s + b_0) / (s^m + a_{m-1} s^{m-1} + \dots + a_1 s + a_0) \quad (\text{A-1})$$

in which s is the Laplace variable. The coefficients $b_n, b_{n-1}, \dots, b_1, b_0, a_{m-1}, \dots, a_1, a_0$ can be determined by minimizing an performance index that consists of the summation of weighted least-square-error between the curve-fitted transfer function and the data points, i.e.,

$$PI = \sum_{k=1}^N w_k |e_k|^2 ; \quad e_k = \text{Num}[H(i\omega_k)] - f_k \cdot \text{Denom}[H(i\omega_k)] \quad (\text{A-2})$$

in which $\text{Num}[\cdot]$ and $\text{Denom}[\cdot]$ represent the numerator and denominator, respectively. By substituting Eq. (A-1) into Eq. (A-2) and setting the derivatives of PI with respect to b_i ($i = 1, 2, \dots, n$) and a_i ($i = 1, 2, \dots, m$) equal to zero, the minimization leads to a set of simultaneous algebraic equations given by

$$\text{real} \begin{bmatrix} \Omega^* \Lambda \Omega & \Omega^* \Lambda \Gamma \\ -\Gamma^* \Lambda \Omega & \Gamma^* \Lambda \Gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{b} \\ \mathbf{a} \end{bmatrix} = \text{real} \begin{bmatrix} \Omega^* \Lambda \mathbf{F} \\ -\Gamma^* \Lambda \mathbf{F} \end{bmatrix} \quad (\text{A-3})$$

in which

$$\Omega = \begin{bmatrix} (i\omega_1)^n & \cdots & (i\omega_1) & 1 \\ (i\omega_2)^n & \cdots & (i\omega_2) & 1 \\ \vdots & \cdots & \vdots & \vdots \\ (i\omega_N)^n & \cdots & (i\omega_N) & 1 \end{bmatrix}; \Gamma = \begin{bmatrix} (i\omega_1)^{m-1} f_1 & (i\omega_1)^{m-2} f_1 & \cdots & (i\omega_1) f_1 \\ (i\omega_2)^{m-1} f_2 & (i\omega_2)^{m-2} f_2 & \cdots & (i\omega_2) f_2 \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ (i\omega_N)^{m-1} f_N & (i\omega_N)^{m-2} f_N & \cdots & (i\omega_N) f_N \end{bmatrix} \quad (\text{A-4})$$

$$\Lambda = \text{diag}(w_1, w_2, \dots, w_N); \mathbf{F} = \begin{bmatrix} (i\omega_1)^m f_1 \\ (i\omega_2)^m f_2 \\ \vdots \\ (i\omega_N)^m f_N \end{bmatrix}; \mathbf{a} = \begin{bmatrix} a_{m-1} \\ \vdots \\ a_1 \\ a_0 \end{bmatrix}; \mathbf{b} = \begin{bmatrix} b_n \\ \vdots \\ b_1 \\ b_0 \end{bmatrix}$$

In Eq. (A-3), the superscript * represents complex conjugate and transpose; and *real* [.] means the real part. In Eq. (A-4), $i = \sqrt{-1}$; f_j is the value of the j -th data point corresponding to the frequency ω_j ; N is the total number of data points; and w_j is the weighting parameter for the j -th data point. Therefore, the coefficients b_i ($i = 1, 2, \dots, n$) and a_i ($i = 1, 2, \dots, m$) can be determined by solving Eq. (A-3).

In case that the order of the numerator is smaller than that of the denominator by 1, i.e., $n=m-1$ and the coefficients b_i and a_i satisfy the relation $\mathbf{a} = -\mathbf{b}$, a simpler form of algebraic equation expressed as

$$\text{real} [(\Omega^* + \Gamma^*) \Lambda (\Omega + \Gamma)] \mathbf{b} = \text{real} [(\Omega^* + \Gamma^*) \Lambda \mathbf{F}] \quad (\text{A-5})$$

can be obtained by following the same minimization procedure.

雙橋面版之斷面模型風洞試驗與氣彈參數識別

Determination of Flutter Derivatives of Two Decks in Tandem Arrangement

陳振華¹、林堉溢²、洪健哲³

1 國立高雄大學土木與環境工程學系

2 淡江大學土木工程學系教授

3 淡江大學土木工程學系碩士

摘要

貓羅溪鋼拱塔斜張橋之橋型特殊，東西兩向車道分離兩座橋面版斷面並不對稱，在斷面模型在設計、製作與架設方面皆較對稱斷面困難，由於東、西兩向橋面版是平行配置，使得在風力作用時，位於上流線之橋面版除受到風力作用外，同時，下流線橋面版也因上流線橋面版之存在，而影響到下流線橋面版之流況，因此，兩座橋面版所受之風力可能有所不同。在本文中，將針對單一橋面版與雙橋面版兩種情形，進行橋梁斷面模型風洞試驗，求取橋梁顫振導數，並比較下流線橋面版之顫振導數，受到上流線橋面版之影響程度。由實驗結果發現，下流線橋面版受到上流線橋面版的遮蔽效應，顫振導數有相當大之不同。因此，未來在分析橋樑之氣動力穩定時，應就不同橋面版，須使用不同的之氣動力參數進行分析。

Abstract

Flutter derivatives are aeroelastic parameters and are crucial to the aeroelastic stability analysis of cable-supported bridge. The aerodynamics of most important cable-supported bridges is studied in the wind tunnel test. This work uses measured responses of section model in wind tunnel tests to determine the flutter derivatives of the model under smooth flow. Two stream deck sections were used in wind tunnel tests with smooth flow. The first model is single deck. The other is the two decks in tandem arrangement in wind tunnel. The down stream section can be measured. The results indicated that the up stream dummy section would affect the flutter derivatives of the down stream section.

一、前言

應用於纜索支撐橋梁之斷面形狀，一般可分為流線型與非流線型，由風洞試驗結果

顯示，流線型斷面是屬於氣動力穩定斷面，而非流線型斷面則具有鈍體斷面，較容易引致氣動力不穩定現象。因此，橋梁斷面之幾何形狀是決定纜索支撐橋梁氣動力參數-顫振導數的主要因素，也是影響橋梁氣動力穩定性的主要關鍵之一。Sabzerari 和 Scanlan[1]最早提出以顫振導數來描述橋梁受風所引致的氣動力大小，此一氣彈力型式清楚地定義出平均風速下的自激力，以及擾動風速下的抖振力。1977 年 Scanlan[2]曾針對不同斷面形式進行風洞試驗，由各斷面形式之顫振導數比較可發現，對於非流線型的斷面，其與扭轉向阻尼有關之顫振導數 A_2^* 值，隨著無因次化風速的增加，而轉為正值，造成結構負阻尼效應，此意味著非流線型斷面容易發生顫振不穩定現象，相對地，愈流線型的斷面，則有具有氣動力穩定的效果。1987 年，Bienkiewicz[3]針對完全流線型斷面、部分流線型斷面與閉合箱型梁斷面進行風洞實驗，其結果發現完全流線型斷面對抑制垂直向渦流振動及提高顫振臨界風速有相當大的幫助，而部分流線型斷面對扭轉向的氣動力穩定及正攻角在垂直向的渦流振動是有改善的作用，而閉合式箱型斷面對氣動力穩定和垂直向的渦流振動減小有限。另外，Matsumoto[4, 5]等人曾針對不同形式的斷面模型進行研究，並指出矩形斷面之顫振型態屬於單自由度扭轉顫振，而流線型斷面則為雙自由度的耦合顫振。氣動力穩定性除了與斷面幾何形狀和寬深比有關外，加裝擾流板(fairing)對於提升氣動力穩定有很大的幫助，在許多的擾流板裝置型態中，如何選擇具有效能，帶給結構最佳的穩定性將是研究的重點。2003 年 Savage 等人[6]，曾研究平板斷面加裝一對小翼(Winglets)，經由風洞實驗探討其氣動力和氣彈力特性。由實驗結果發現 Winglets 提供足夠的氣動力扭轉阻尼，因此對於氣動力穩定性提升了約 30%。

因此，由以上敘述可知橋梁斷面的斷面型式、斷面寬深比，以及是否加裝擾流板都是影響橋梁斷面的氣動力穩定性的主要因素。另外，橋樑主樑之配置方式亦可能影響到氣流流動，如雙橋面版平行排列時，氣流行經上流線之橋面版後，造成氣流之分離與渦流效應，則位於下流線橋面版所承受的氣動力更加複雜。本文所研究的橋樑即是如此，由於貓羅溪鋼拱塔斜張橋於設計階段並未進行風洞試驗，加以探討其氣動力穩定情況，因此，本文將進行橋梁斷面模型風洞試驗，再以傳統的識別技巧探求顫振導數，建立氣動力參數資料。

二、橋樑描述

東西向快速公路漢寶草屯線國內為十二條東西向快速公路之一，此快速道路穿越八卦山，隧道西洞口為彰化，東洞口為南投縣，而隧道東洞口出口銜接一座具有特殊鋼拱塔造型之斜張橋橫跨貓羅溪。貓羅溪鋼拱塔斜張橋橫跨為國內首座，全世界第三座此型式之橋梁，如圖 1 所示，貓羅溪鋼拱塔斜張橋主跨長 118 公尺，邊跨為 49 公尺，全長 167 公尺，為一不對稱斜張橋，東、西兩向橋面車道分開，並使用四個索面 36 組鋼索支撐兩座獨立之橋面版。鋼拱塔結構為高度 60 公尺之鋼製拱型橋塔，拱塔柱心至柱心寬 85 公尺，鋼拱塔自基礎座以上起算主要部份共分 18 節相互銜接形成約成拋物線型

[7]。由於東、西兩向橋面版是平行配置，使得在風力作用時，位於上流線之橋面版除受到風力作用外，同時，下流線橋面版也因上流線橋面版之遮蔽，造成下流線橋面版所受的流況與上流線橋面不同。

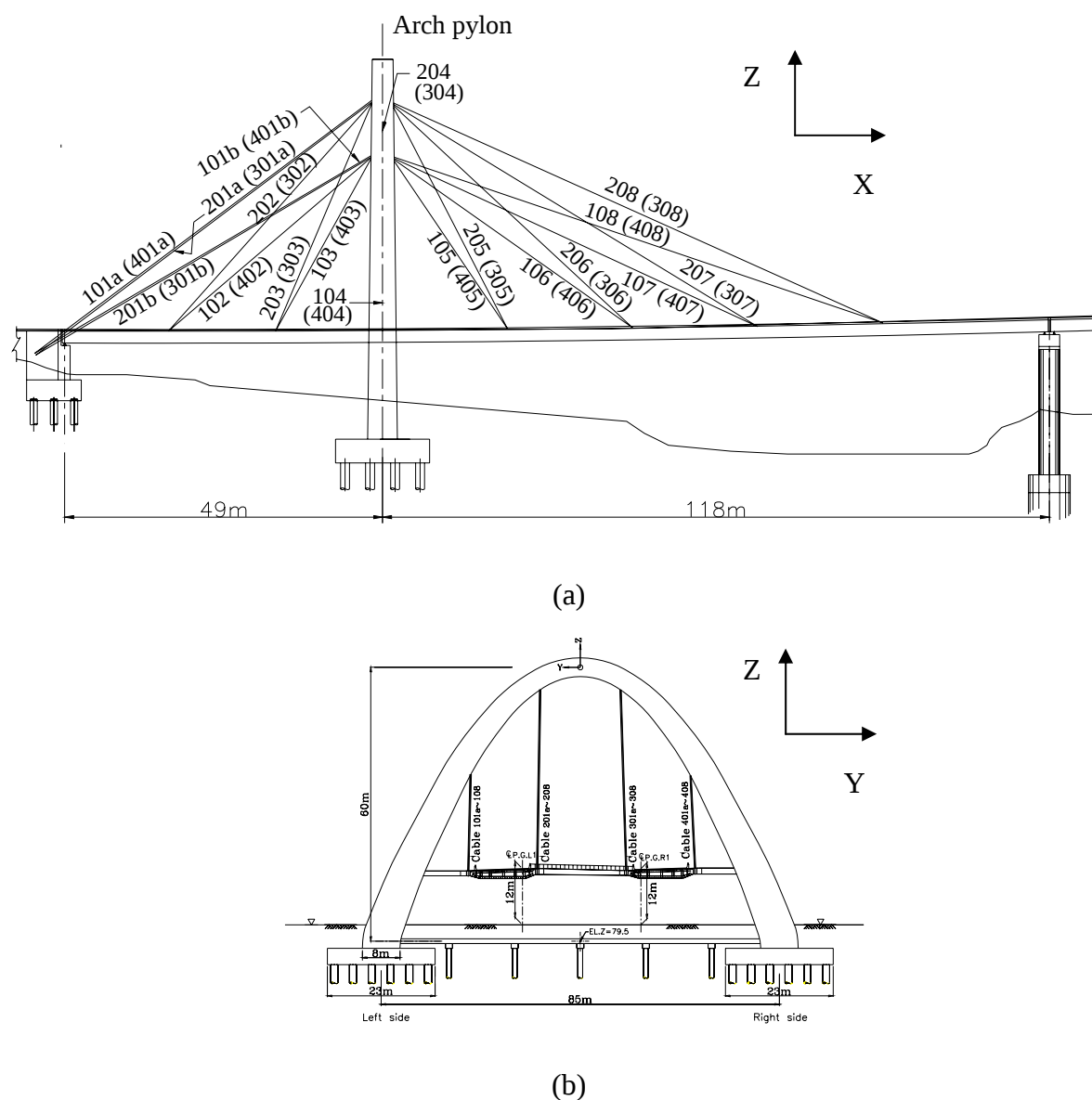


圖 1 貓羅溪鋼拱塔斜張橋示意圖：(a) 立面圖；(b) 拱塔斷面

三、模型製作

本文以斷面模型為實驗之主軸，根據真實橋體斷面設計圖為依據，因貓羅溪橋斷面為變斷面，故採主跨徑中點斷面為設計之基準，依照 1:50 斷面模型縮尺比例製作。基於相似性模擬原則，本次實驗之各項縮尺參數，如表 1 所示。實驗模擬的應用上，斷面模型的形狀通常是真實橋體斷面的縮影，只是其具有較高的勁度，所以真實結構系統振

動的自然頻率需經由數條的線性彈簧支撐系統來加以調整和模擬。由表 1 可知，相似性模擬原則的考量下，可以忽略福祿數(Froude Number)的影響，而僅以史特赫數(Strouhal Number)為模擬之原則。

本斷面模型為流線箱型斷面，因兩車道間之跨徑僅有相當細微差距，故在製作上以相同的比例及尺寸設計之，並依原設計圖按其比例與位置於橋面兩側製作胸牆，其目的為使斷面模擬之特性與原橋體具有完整一致性。實驗所製作完成之兩斷面模型尺寸及特性，其尺寸是依貓羅溪橋鋼構造原型斷面進行縮尺，模型斷面幾何圖，如圖 2 所示。

表 1 貓羅溪橋實驗模擬縮尺參數表

Parameter	Symbol	Scale
Geometrical Scale	λ_L	1/50
Velocity Scale	λ_V	0.084
Time Scale	$\lambda_T = \lambda_L / \lambda_V$	2.38
Frequency Scale	$\lambda_f = 1 / \lambda_T$	0.42
Density Scale	λ_ρ	1
Mass Per Unit Length Scale	$\lambda_m = \lambda_\rho \lambda_L^2$	$(1/50)^2$
Mass Moment of Inertia Per Unit Length Scale	$\lambda_{mmi} = \lambda_\rho \lambda_L^4$	$(1/50)^4$
Damping Ratio Scale	λ_ξ	1

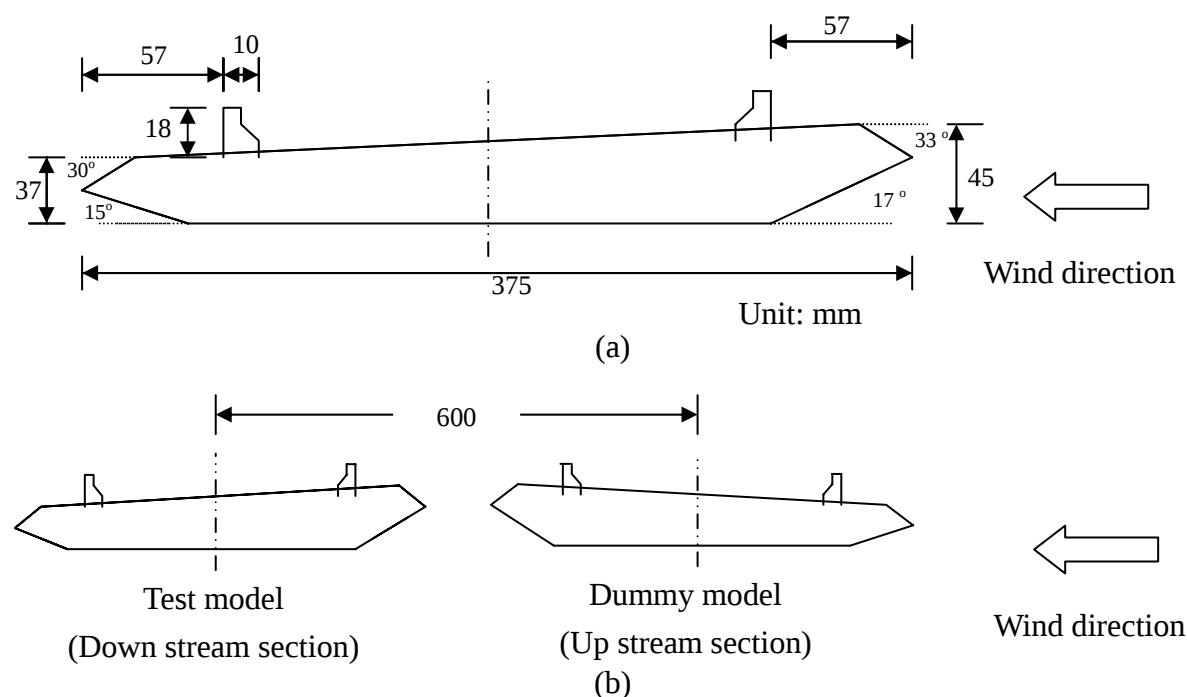


圖 2 貓羅溪橋斷面模型幾何配置示意圖：(a) 單一斷面圖；(b) 雙斷面配置圖

四、實驗流程

本實驗主要針對貓羅溪橋樑進行斷面模型風洞試驗，依橋面版所處之迎風面與背風面之不同，分為上流線斷面(Up stream section)與下流線斷面(Down stream section)兩種。實驗時需將斷面模型置於風洞中，模型兩端固定於側框架連桿上，以確保其二維流場之特徵。從事動態實驗時，斷面模型使用 8 根相同的螺旋彈簧於側框架上支撐，並藉彈簧將側框架固定於圓盤上，圓盤由四個固定滾輪支撐並可配合實驗固定圓盤及旋轉角度。進行抖振反應實驗上，為配合相似性之模擬，除需可利用彈簧調整頻率比外，更可在側框架上懸掛相當之質量塊，以滿足質量與轉動慣量模擬之需求。由於每個斷面模型以鋼材為內撐鋼架，以保麗龍或珍珠版製成其斷面形狀，表面以壁紙披覆，內撐鋼架之勁度相對遠大於線性彈簧的整體系統勁度，所以每個模型皆是剛性結構。並以雷射位移計量測垂直向與扭轉向位移反應的平均值和擾動值。因實驗架構必須使斷面模型只能在垂直向及扭轉向運動，因此為阻止斷面模型縱向或水平側向的運動，可在側框架兩端的水平延伸處拉一條鋼線固定於圓盤上右側端點相當於模型之上游處，另一端則以一條鋼線連接一螺旋彈簧固定於圓盤上左側端點相當於模型之下游處，藉以阻止水平向的運動，另外也將在側框架之中心點拉一條線固定於風洞外兩側以防止縱向運動，確保斷面模型呈現實驗所需的動態反應。

在實際貓羅溪橋結構中，是採用東西行車方向不同之兩線道，並以連桿與纜索連結於鋼拱橋塔上，如圖 1 所示。由於流體流經兩橋面版時，迎風面橋面版的尾跡作用會改變流體狀況而形成渦流，影響後方橋面版的振動情形，而背風面橋面版也可能會影響前方橋面版的流況，故實驗中須將此兩種狀況考慮進去。在本風洞的斷面實驗中，受限於實驗架構僅能量測單一橋體斷面，因此，將上流線橋面版固定(dummy)，而量測下流線橋面版(試驗斷面)的振動情形，依迎風面與背風面之不同，分成「上流線斷面」與「下流線斷面」兩部分，如圖 2(b)所示，而風洞實驗設置如圖 3 所示。因此，斷面試驗分兩種，包括上流線橋面版量測，如圖 2(a)所示；以及將一橋面版固定在迎風面，量測下流線橋面版，如圖 2(b)所示。

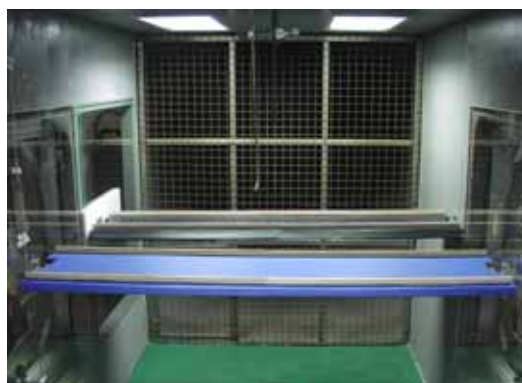


圖 3 貓羅溪橋風洞實驗設置圖

五、識別結果與討論

圖 4 為試驗前段與試驗後段之顫振導數比較圖，如圖 4(a)所示，垂直向氣動力阻尼項 H_1^* 之變化隨著無因次化風速的提高而逐漸遞減，換言之，隨著風速的增加而垂直向氣動力阻尼 H_1^* 對其垂直向運動之有效阻尼所提供的正貢獻將越大，有助於橋梁斷面在垂直向振幅的穩定。上流線與下流線試驗結果比較，在較低的無因次化風速下， H_1^* 的值並無顯著的差異，而在較高風速下，無因次化風速達 6 以上，其結果有些差異但並不大，因此上流線之橋面版對下流線橋面版而言，並不會影響垂直向氣動力阻尼項 H_1^* 。

H_2^* 代表橋梁扭轉向的振動對於垂直向氣動力阻尼的貢獻，由圖 4(b)可知， H_2^* 均為正值，其值隨無因次化風速增大而依次遞增，兩種試驗結果對於 H_2^* 有部份差距，顯示下流線斷面在此導數中扭轉向的振動對於垂直向氣動力阻尼的貢獻較上流線斷面顯著。

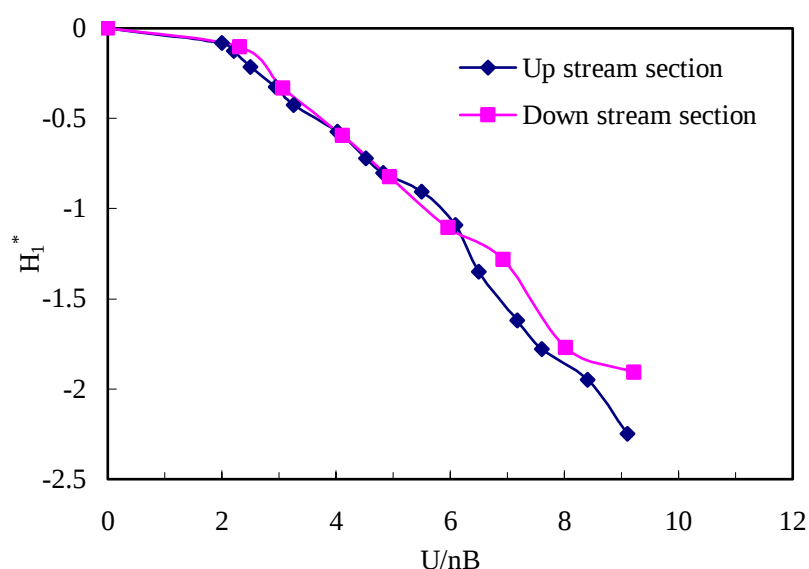
H_3^* 代表橋梁扭轉向的振動所引發的垂直向氣動力勁度。由圖 4(c)顯示， H_3^* 值隨著無因次化風速的增加而往負值遞增，在比較兩種試驗結果差異上，下流線斷面之 H_3^* 導數相較於上流線斷面試驗有較大的增幅，顯示下流線斷面試驗在扭轉向的振動所引發的垂直向氣動力勁度的程度較上流線斷面試驗為劇烈。

A_1^* 代表橋梁垂直向的振動對於扭轉向氣動力阻尼的貢獻。觀察兩試驗斷面之 A_1^* 比較圖 4(d)可得知， A_1^* 值隨著無因次化風速的增加而往正值遞增。比較兩斷面的差異，在低風速下 A_1^* 有些微的差距，但高風速下其改變並無擴增的現象，故兩者在此導數上的應無明顯的差異。

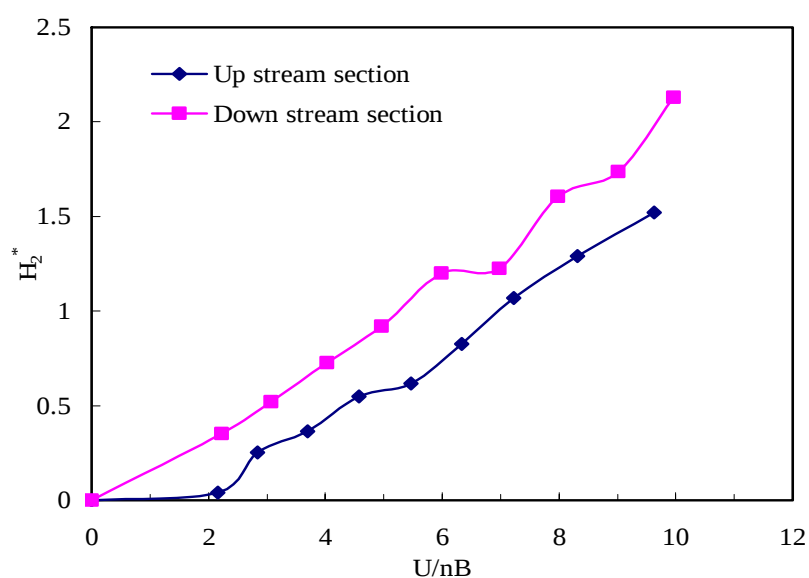
A_2^* 為橋梁斷面的扭轉向氣動力阻尼，是一最重要之導數，尤其是對於顫振型態傾向於單自由度顫振的橋梁斷面，只要掌握 A_2^* 值由負轉正時所對應之無因次化風速值，即可約略代表顫振效應發生之處。當 A_2^* 為一負值時，代表此導數對結構物在扭轉向運動的有效阻尼提供了一正貢獻，使橋梁趨於穩定；反之，當高於某一風速時， A_2^* 為一正值時，則是負貢獻的效應，減低系統阻尼，使扭轉反應迅速攀升，引起激烈的扭轉振動，而引發氣動力不穩定現象，當系統淨阻尼趨近於零時，便發生顫振破壞。圖 4(e) 為兩種試驗之顫振導數 A_2^* 比較圖，由圖中可看出兩個不同斷面模型之 A_2^* 值均有由負轉正的現象發生，上流線斷面試驗對應之無因次化風速大致位於 10.1 處，而下流線斷面試驗大致在 10.9 處，此處即代表系統阻尼趨近於零而導致橋體發散破壞，若只以 A_2^* 來決定顫振臨界風速時，越晚發生由負轉正的現象，代表模型有較穩定的趨勢，其顫振臨界風速會較高，故可依此初步研判下流線斷面試驗有較佳的氣動力穩定性，其差異的產生應有兩種不同可能性，其一為橋體為左右不對稱斷面，在受風過程中迎風面與橋面接觸的面積與角度上的差異，導致再接觸現象之接觸點的不同。另一原因則是試驗時，前後虛設的橋面版均會影響流場的變化，導致試驗結果的改變，經單一橋面版實驗的印證中，可推測應是橋面版本身的不對稱性較前後段擺設導致實驗結果的改變顯著。

A_3^* 代表橋梁扭轉向振動所引發的扭轉向氣動力勁度。由 A_3^* 導數值隨無因次化風速

的增加而往正值遞增，此即代表結構物扭轉向有效勁度的降低，扭轉頻率隨之下降；增加的幅度越大，則扭轉與垂直頻率比越小，代表結構物振態耦合的趨勢越是明顯。由圖 4(f)顯示， A_3^* 其值隨無因次化風速增大而依次遞增，而兩種試驗在較低無因次化風速下並無明顯的變化，而在較高風速下(無因次化風速 5 以上)，其差異性則逐漸明顯，在上流線斷面試驗，隨著無因次化風速的增加，其值的增幅有增加的趨勢，顯示上流線斷面試驗在較高風速下，振態耦合的現象較為明顯。

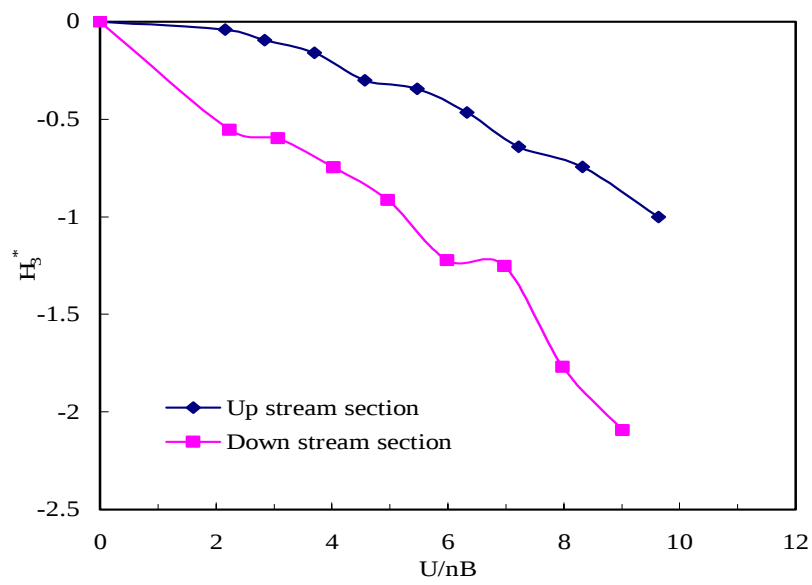


(a)

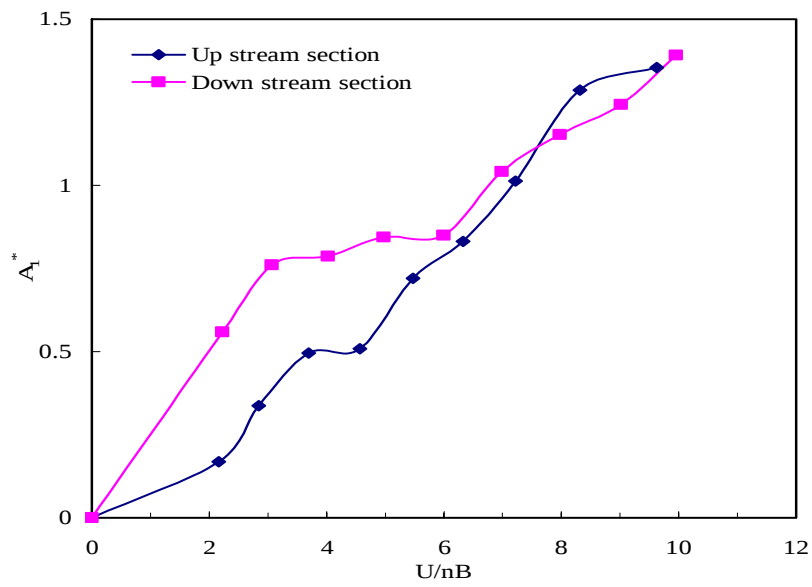


(b)

圖 4 顫振導數識別結果：(a) H_1^* ；(b) H_2^* ；(c) H_3^* ；(d) A_1^* ；(e) A_2^* ；(f) A_3^*

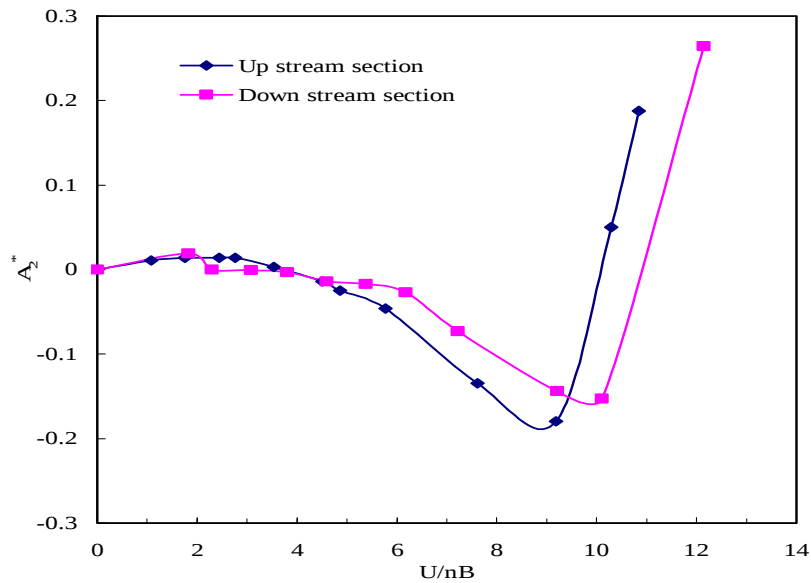


(c)

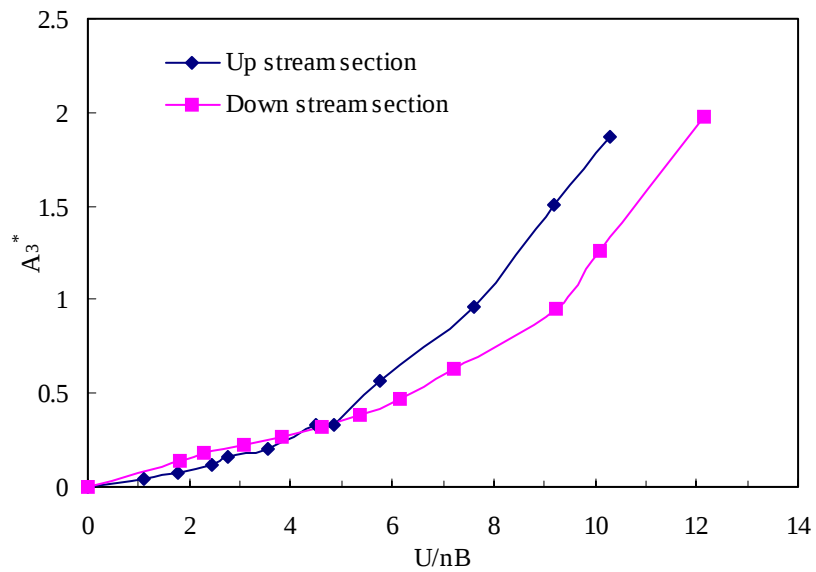


(d)

圖 4 (續)



(e)



(f)

圖 4 (續)

五、結論

在本文中，主要是探討單一橋面版與雙橋面版平行排列情形下，各斷面之顫振導數，並比較下流線橋面版之顫振導數，受到上流線橋面版之影響程度。由實驗結果發現，在低風速，下流線橋面版與上流線橋面版顫振導數變化不大，但隨著風速之提高，下流線橋面版受到上流線橋面版的遮蔽效應， A_2^* 、 A_3^* 與 H_3^* 變化相當大，尤其是 A_2^* 顫振導

數，下流線橋面版 A_2^* 值由負轉正較延緩，代表下流線橋面版有較穩定的趨勢，其顫振臨界風速會較高，故可依此初步研判下流線斷面試驗有較佳的氣動力穩定性。

誌謝

本研究承國科會計劃經費補助，計劃編號 NSC92-2745-E-032-001，得已順利完成，謹此致謝。

參考文獻

1. Sabzerari, A., and Scanlan, R. H. (1969), "Aerodynamic Investigations of Box Girder Bridges," *Journal of the Structural Division*, ASCE, 95(ST7), 1517-1530.
2. Scanlan, R. H., and Tomko, J. J., (1971), "Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives," *Journal of Eng. Mech. Div.*, ASCE, 97, 1717-1737.
3. Bienkiewicz, B., (1987), "Wind-Tunnel Study of Effects of Geometry Modification On Aerodynamics of a Cable-Stayed Bridge Deck," *Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics*, 26, 325-339.
4. Matsumoto, M., Kobayashi, Y., and Shirato, H., (1996), "The Influence of Aerodynamic Derivatives On Flutter," *Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics*, 26, 227-239.
5. Matsumoto, M., Yoshizumi, F., Yabutani, T., Abe, K., and Nakajima, N., (1999), "Flutter Stabilization and Heaving-Branch Flutter," *Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics*, 83, 289-299.
6. Savage, M. G., and Larose, G. L., (2003), "An Experimental Study of The Aerodynamic Influence of A Pair of Winglets On A Flat Plate Model," *Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics*, 191, 113-126.
7. 陳振華、湯輝雄、歐陽蓁，(2005) 「斜張橋纜索拉力量測與分析-以貓羅溪鋼拱塔斜張橋為例」，結構工程期刊，台北，台灣，(已接受 93-009)

245 公尺鋼筋混凝土煙囪之實場風致振動量測

Full Scale Measurements of Wind Induced Vibration of a 245m Chimney

陳振華¹ 謝明育²

¹ 國立高雄大學土木與環境工程學系副教授

² 中原大學土木工程學系碩士

摘要

圓形斷面高聳煙囪具有很大大之細長比，因此，風力所造成的振動是結構設計所須考量的重點。在本文中，將以實場量測方式，量測火力電廠煙囪結構受風力之壓力分布情形，以及風速、風向與振動反應。風壓與風速等相關之風力參數可用以建立自然流場特性，並作為風洞試驗高雷諾數模擬之比對參考。風致振動反應除可識別出結構動力特性參數外，亦可探討渦激振動之情形。本文實場量測之煙囪結構為台灣電力公司所屬台中火力發電廠之第四號混凝土煙囪結構，歷經二年(90-92 年)之實場量測發現，現地雷諾數約在 $1.09-1.36 \times 10^7$ ，落在超臨界流範圍內，在不同之風速，其最小負壓皆發生在約 $60^\circ \sim 65^\circ$ 處，壓力係數值約為 $1.6 \sim 1.7$ ，分離點則發生在 $110^\circ \sim 120^\circ$ 。另外，動力特性參數方面，煙囪結構主頻為 0.338Hz ，阻尼比為 0.99% ，皆較低於原設計模式。

Abstract

Chimney is a tall but thin structure so that wind load is a dominant factor in the structural design. To understand the dynamic behavior of the chimney under wind load, a vibration measurement in-situ was performed on the chimney. The measurement in wind speeds, direction, and vibrations for existed chimney will be carried out. Then, the dynamic responses of the chimney will be measured for the identification on the chimneys' dynamic characteristics and for the vortex induced vibration phenomena. Moreover, these results can be very useful for the validation on the wind tunnel simulation in the future.

一、前言

風流經具有圓形斷面之結構物，將會產生流體-結構的交互作用，除在順風向產生振動外，易造成橫風向之振動反應。在自然流場中，由於其高雷諾數(Reynolds number)的影響，在慣性作用下，流體流經物體後，即無法依循物體表面支路徑行進，因而產生分離現象，分離點的位置通常視物體表面粗糙度與流場雷諾數而定，當雷諾數較大時($Re=10^6$)，流體的慣性力較大於黏彈性之影響，因此，分離點的位置會靠近物體較後方處；反之，若在邊界層流狀態($10^2 < Re < 10^6$)，由於動量較小，則會在較前方處產生分離點[1]。另外，在分離點較下游之流場為負壓力梯度區，故分離後之流體會往上游方向逆流，並在分離點後方交互形成渦流，稱為渦散(vortex shedding)現象，而分離後之渦流，隨著能量減少而逐漸消散，其產生之軌跡稱為尾流。而這些流場特性與結構性有相當大之關聯性[2]。自 1965 年在英格蘭 Ferry bridge 有三個冷卻塔受風力損壞，許多學者開始展開對於冷卻塔之風壓分佈研究，其中包括風洞試驗與實場量測。國外許多學者[1-2]曾對高聳煙囪結構進行實場量測與風洞模擬試驗。Ruseheweyh 等人[3-4]曾建造一個實尺寸之高度為 28m 直徑為 0.91m 的煙囪實驗模型，並進行實場量測，藉以了解雷諾數與亂流對沿風向與橫風向反應之影響。在煙囪實場量測中，研究項目包括表面風壓、風速頻譜與風致振動等方面，由於作用在煙囪表面之風壓如同風力合力作用所造成的結構反應相同，因此，可經由表面風壓計算無因次荷重參數，藉以了解風載重之模式，再以數值模擬探求出結構振動反應，最後再與實場量測結果進行比較，定義出較適當的設計準則。在本研究中，將以現地實場量測的方式，量測煙囪受風之風速、風向與振動反應之間的關係。探討煙囪結構受風之動力特性。

二、煙囪幾何描述與現地量測

2.1 煙囪結構

台灣電力公司台中火力發電廠位於台中港工業區南端，廠內煙囪結構細長柔軟之特性，再加上東北季風的吹襲，煙囪受風振動行為確為重要。本文實場量測之煙囪主要是廠內以第四號煙囪作為研究對象。第四號煙囪為中七號和中八號機組所屬之混凝土煙囪，結構筒體高 245 公尺，外型為線性漸變之造型，此座煙囪規格則如表 1 所示[5]，各樓層高程如圖 1 所示。

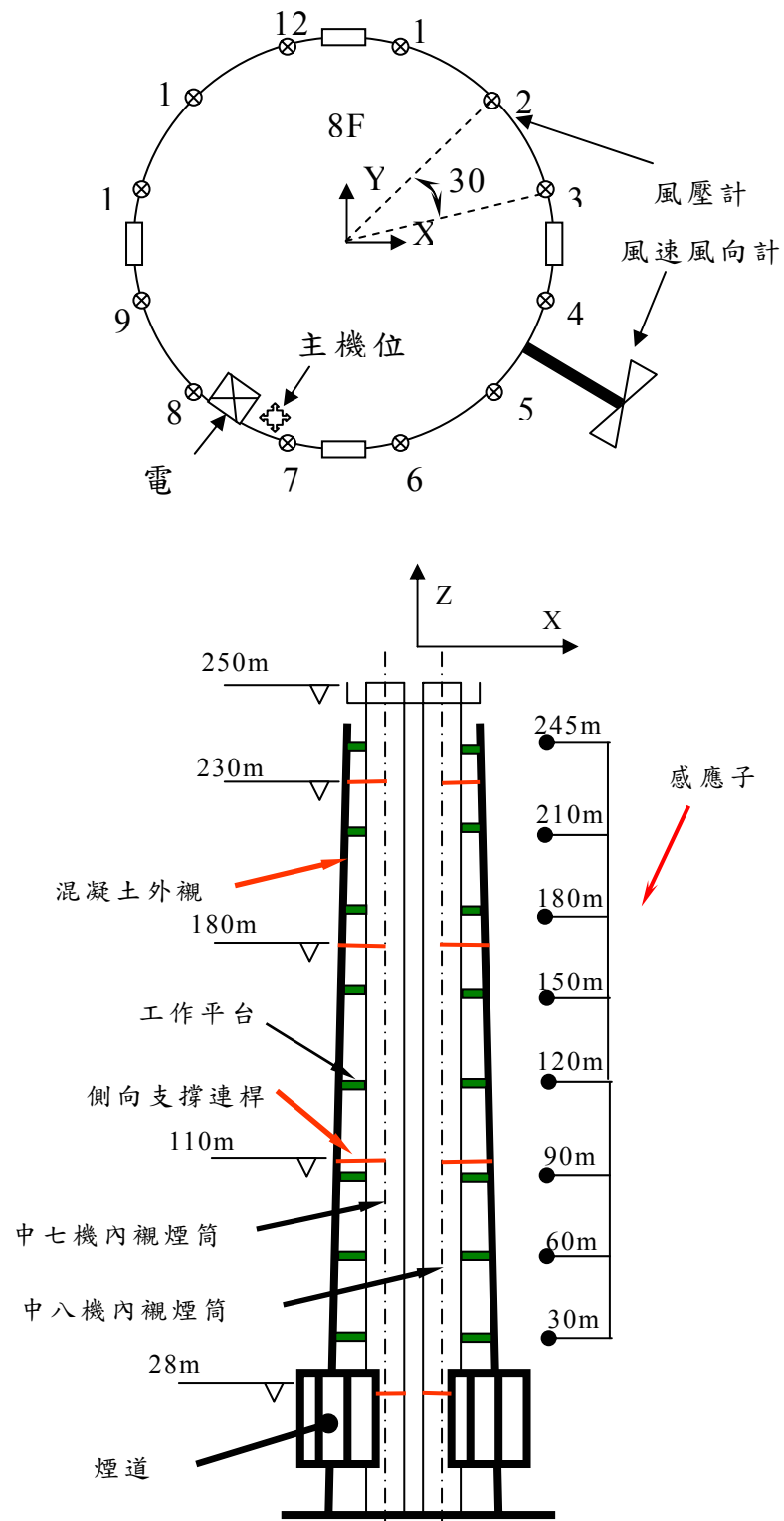


圖 1 第 4 號煙囪結構示意圖與量測位置

表 1 第四號混凝土煙囪規格

規範機組		#5 & #6 機	#7 & #8 機
項目			
煙囪排序		第三支煙囪	第四支煙囪
型式		內襯鋼板直筒式混凝土	
高度	混凝土	245m	
	內鋼板	250m	
外襯	外徑	底部：29.7m；頂部：17.1m	
	材料	混凝土	
	厚度	底 60cm 至 80m 為 37.5cm 至頂 30cm	
內襯	直徑	6.7m	
	材料	A-36；頂部 8m 為 C-276	
	厚度	高程 143.75m 以下:10mm;以上至 242m:8mm;242m 以上 4.5mm	
內襯保護版		材料:C-276; 高程 242m 以下厚度 1.6mm; 頂部 8m 厚度為 1.27mm	

2.2 風速風向量測配置

本研究主要的實場量測項目包括風速、風向、風壓，以及煙囪結構所受的振動反應。在本文中，僅針對煙囪煙囪結構受風的振動反應情形進行探討。

風速風向計用於量測風的方向與速度，架設於煙囪頂樓 245m 處，如圖 1 所示，由一鋼架支撐並延伸至離煙囪表面約 2 公尺處，可避免風直接撞擊煙囪表面後所產生的紊流影響風速風向計，然後將風速風向零度位置故定於一方位，最後即可利用實驗所得之數據，了解風速和風向。另外，在資料記錄方面，風速風向與風壓是同時集錄，共紀錄 24 小時，每次量測兩個小時，共量測 12 次。試驗取樣頻率、取樣時間與點數皆與風壓量測相同。

2.3 風壓量測配置

風壓計之配置是利用淡江大學所提供之儀器，用於量測煙囪 210m(8F)處之表面風壓，每層樓沿圓周排列共架設 12 個風壓計，每個風壓計相隔夾角 30°，其煙囪內之佈置如圖 2 所示。架設方式須先利用鑽孔機在厚度達 35 公分的煙囪壁鑽出一個直徑約 10mm 的孔洞至煙囪壁外，然後將主機旁之風壓計之正壓孔部分，利用長 PU 管延伸埋入孔中，以膠帶固定 PU 管，以避免軟管在孔中擾動造成試驗誤差。另外，每個風壓計之負壓部分則以短 PU 管延伸放置於一固定木盒內中，如此可使得每個頻道之負壓皆相同，以避免負壓影響正壓，而訊號則是利用訊號導線，將收集資料接收到訊號放大器做處理，經由集錄系統接收集錄後，利用網路線連接到電腦量測之歷時資料。

另外，在資料記錄方面，共紀錄 24 小時，每次量測兩個小時，共量測 12 次。每

次紀錄之取樣頻率為 20Hz，取樣時間為 2 小時，因此，每筆資料有 144000 個資料點，共有 12 筆資料。

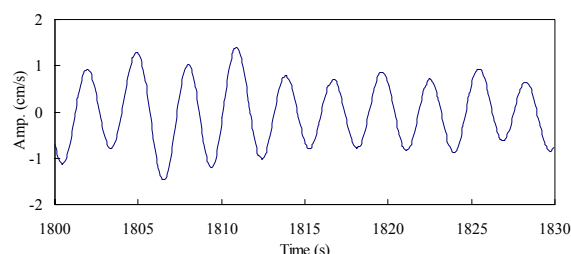
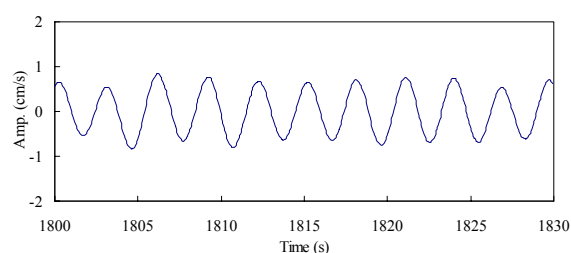
2.4 振動反應量測配置

本研究以高感度速度感應子量測煙囪受風作用下之振動反應歷時，試驗取樣頻率為 100Hz，取樣時間與風速風向計相同。速度計分別架設於 30m(2F)、60m(3F)、90m(4F)、120m(5F)、150m(6F)、180m(7F)、210m(8F)和 245m(TOP)之平台處，儀器配置如圖 1 所示，每層樓架設兩個方向，共架設在八個樓層上，總計有 16 個頻道數，量測煙囪 X 與 Y 兩個水平向的速度反應，最後利用延長導線將獲得之速度訊號傳至主機進行記錄。

三、試驗結果與討論

3.1 動力參數識別

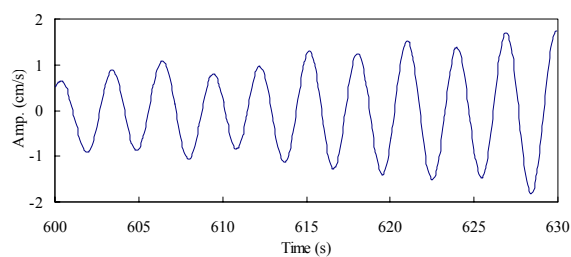
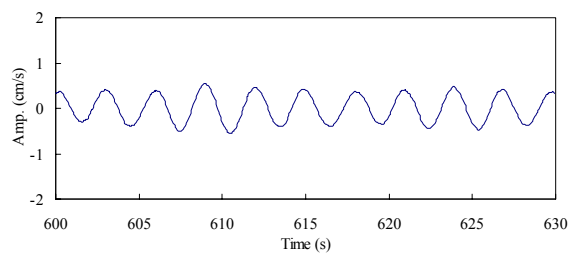
煙囪受風之振動反應可識別出結構之動力特性參數，如圖 2 與圖 3 所示，分別為平均風速在 14.36m/s 與 12.3m/s 頂樓 X 與 Y 向之歷時反應，如圖 4 為煙囪各樓層之 X 向和 Y 向反應頻譜圖，本文利用 ARV 模式[6]進行煙囪之結構振動特性參數識別，如表 2 所示，為煙囪之結構振動特性參數識別結果，煙囪 X 向之第一個自然頻率為 0.338Hz，阻尼比為 0.99%，Y 向之第一個自然頻率為 0.349Hz，阻尼比為 1.27%，而煙囪 X 向和 Y 向之振態形狀，如圖 5 與圖 6 所示，這些識別結果與文獻[5]相符。



(a)

(b)

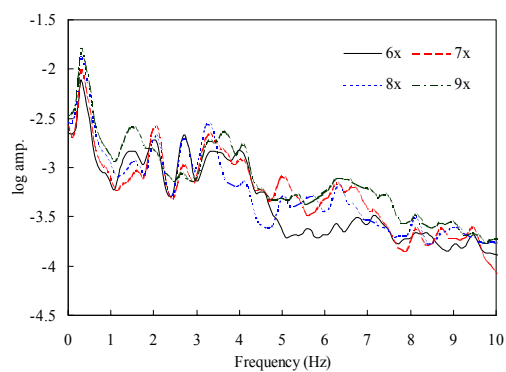
圖 2 煙囪於 $U=14.36\text{m/s}$ 振動反應：(a) X 向；(b) Y 向



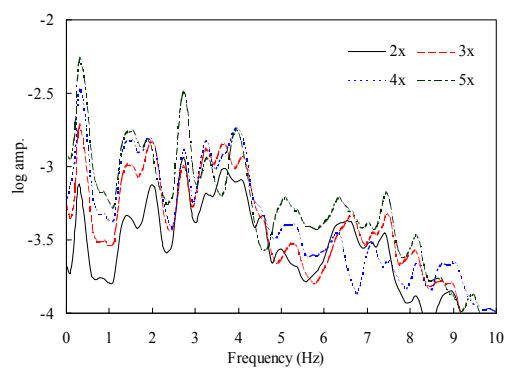
(a)

(b)

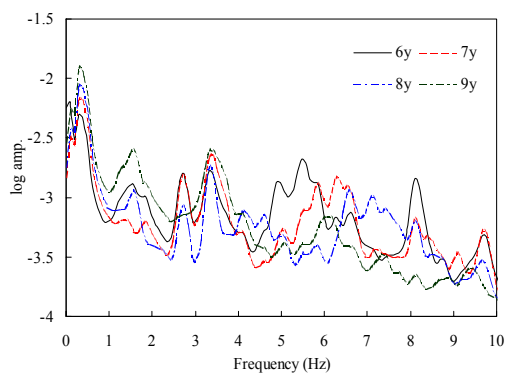
圖 3 煙囪於 $U=12.3\text{m/s}$ 振動反應：(a) X 向；(b) Y 向



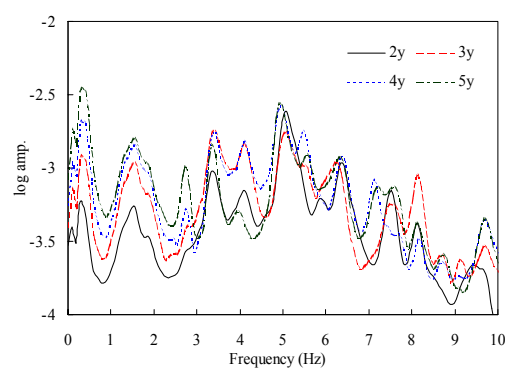
(a)



(b)



(c)



(d)

圖 4 煙囪頻譜圖：(a) 2X~5X；(b) 6X~9X；(c) 2Y~5Y；(d) 6Y~9Y

表 2 煙囪之結構振動特性參數識別

mode	X		Y	
	frequency (Hz)	damping (%)	frequency (Hz)	damping (%)
1	0.338	0.99	0.349	1.27
2	1.52	2.21	1.55	1.16
3	1.97	4.25	2.70	0.06
4	2.71	0.7	3.40	3.12
5	3.27	2.29	4.05	0.8

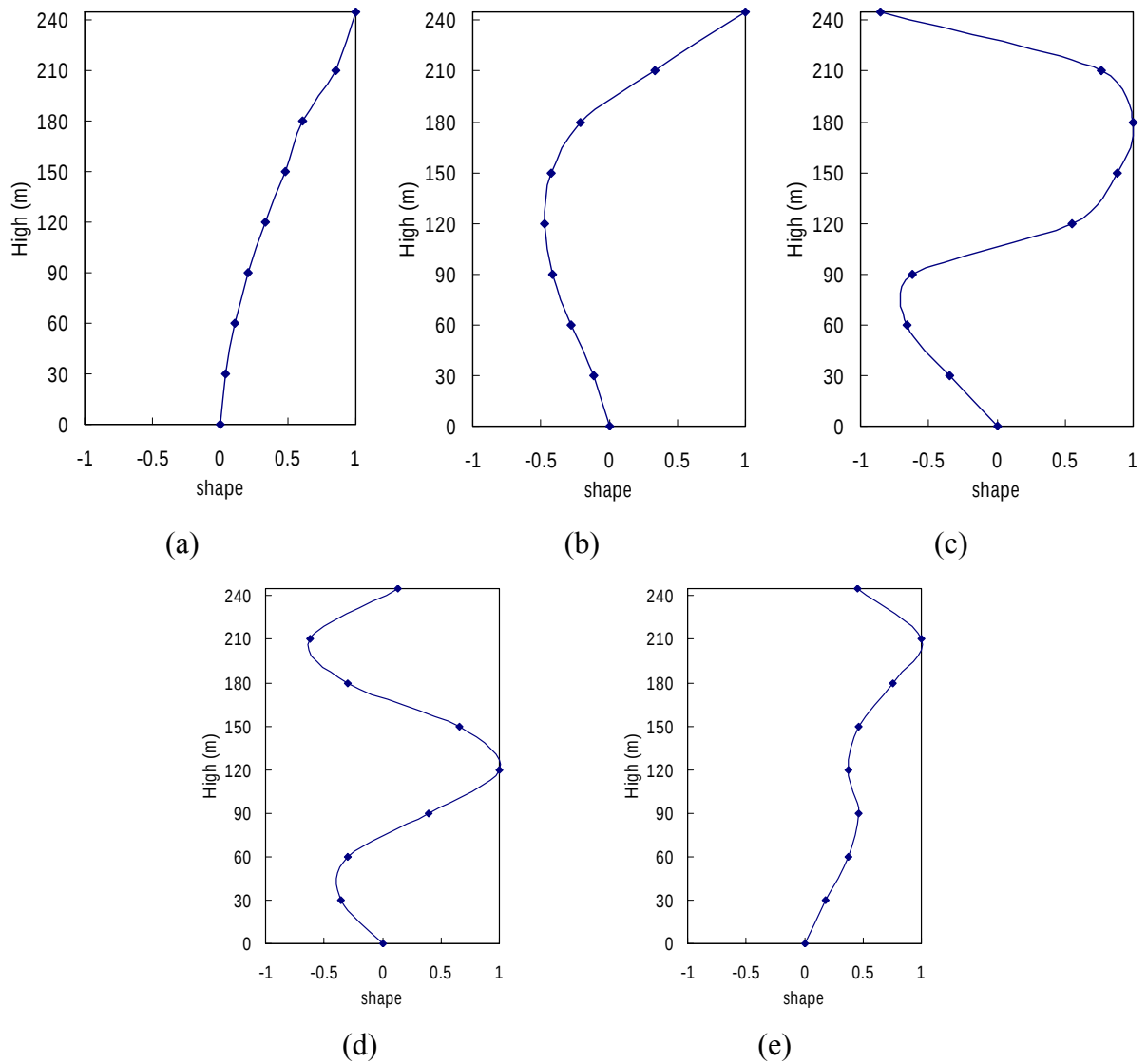


圖 5 煙囪 X 向振態形狀：(a) mode 1；(b) mode 2；(c) mode 3；(d) mode 4；(e) mode 5

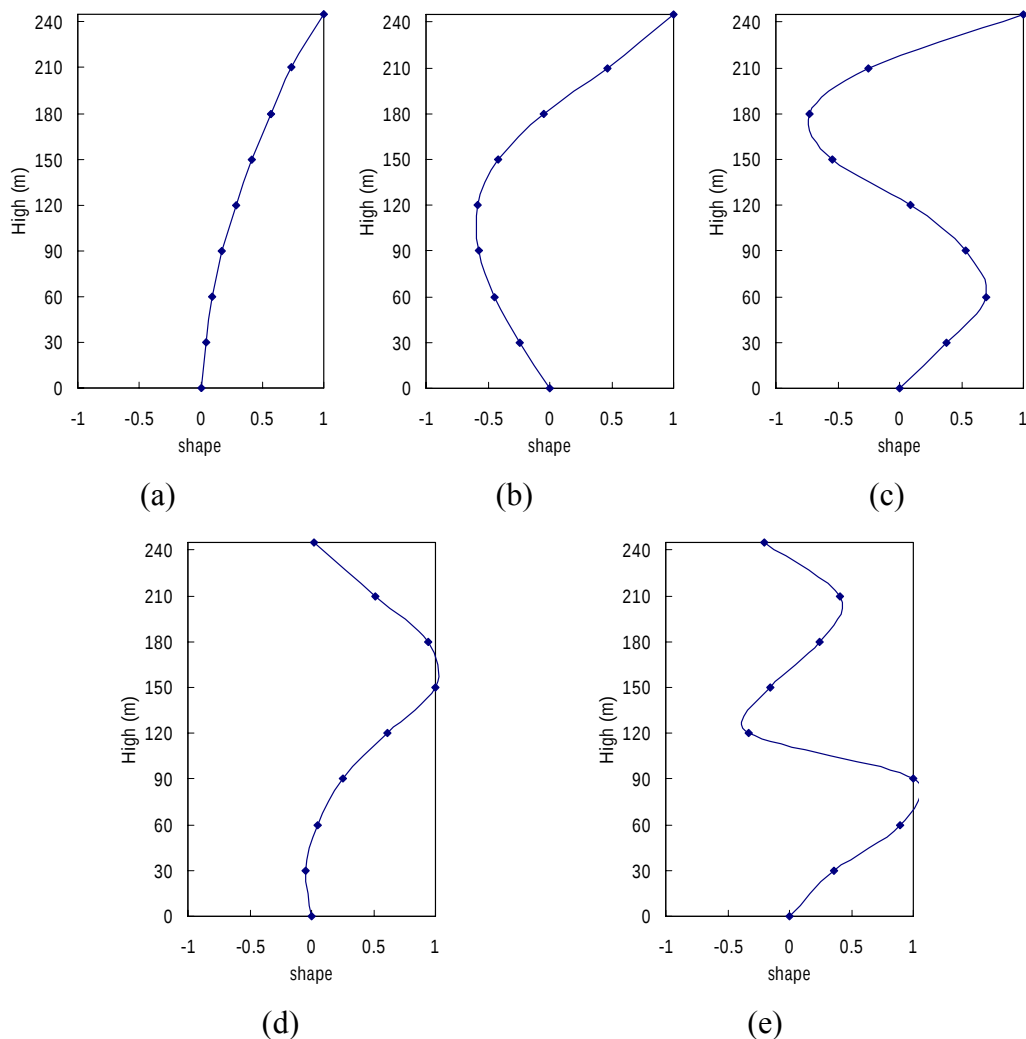


圖 6 煙囪 Y 向振態形狀：(a) mode 1；(b) mode 2；(c) mode 3；(d) mode 4；(e) mode 5

3.2 受風振動行為

為了解煙囪再受風作用下之行為，如圖 7(a)與圖 8(a)所示，分別為圖 2 與圖 3 之 X 向與 Y 向繪於一圖，由圖 2 中可了解到煙囪在平均風速 $U=14.36\text{m/s}$ 作用下，煙囪呈現週期性之運動，這可能是渦流效應所造成的結果，根據 Strouhal 數之計算

$$S_t = f D / U \quad (1)$$

其中 f 表頻率， D 表結構特徵長度。對於圓柱體之 S_t 值為 0.2， D 為煙囪直徑=17.1m，因此可計算出渦流頻率約為 0.168Hz。而由表 2 可知，本煙囪結構第一自然頻率為 0.338Hz，因此在此一風速下尚未發生鎖住(lock-in)之現象。然而，在某些風速下確實造成煙囪呈現週期性振動，這將會造成煙囪之疲勞現象，須進一步了解。

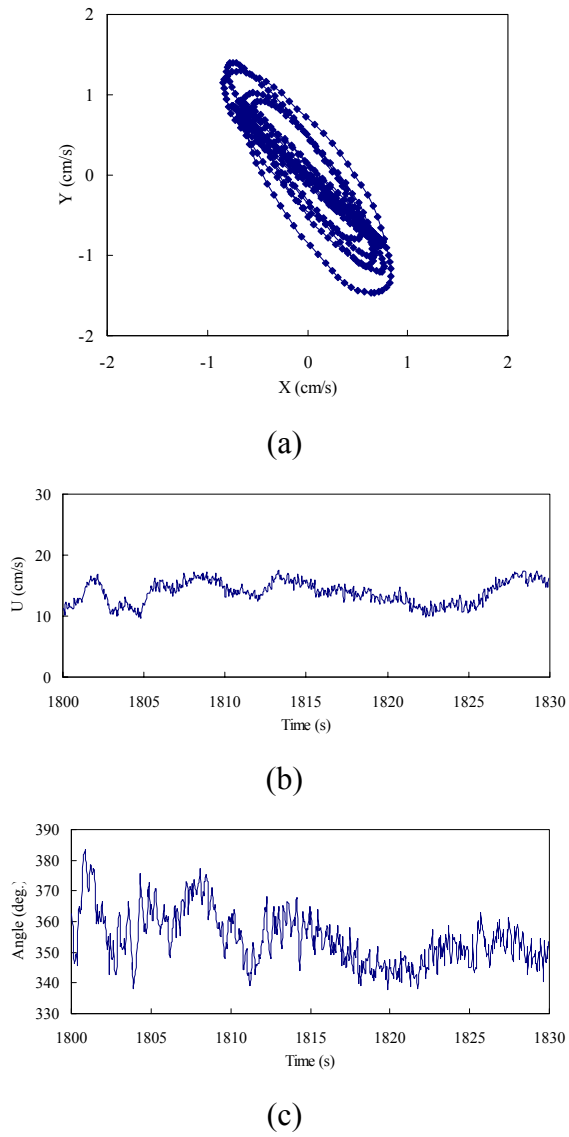
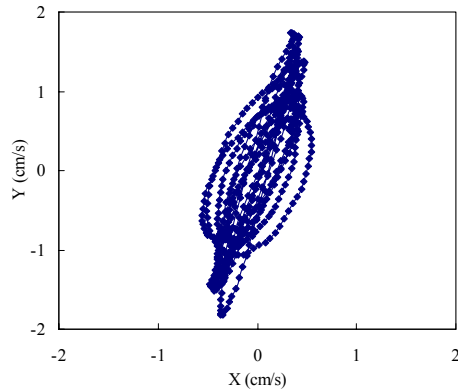
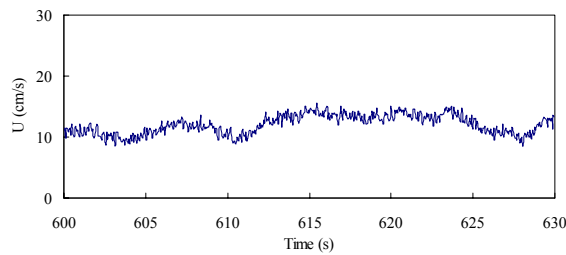


圖 7 煙囪於 $U=14.36\text{m/s}$ 振動反應：(a) X 與 Y 向振動關係；(b) 風速；(c) 風向

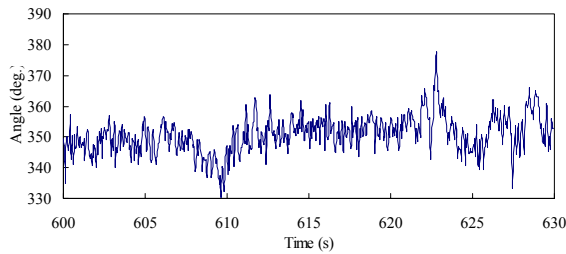


(a)

圖 8 煙囪於 $U=12.3\text{m/s}$ 振動反應：(a) X 與 Y 向振動關係；(b) 風速；(c) 風向



(b)



(c)

圖 8 (續)

3.3 風壓分布行為

典型的風速與風向之歷時反應如圖 7 與圖 8 所示。觀察 24 小時內，煙囪頂部十分鐘最大平均風速為 12.73m/s ，十分鐘最小平均風速為 8.52m/s ，若以最大平均風速 U 為 12.73m/s ，利用地況 C 之指數 $\alpha=0.15$ 代入，可得圖 9 所示之風速剖面圖，如此可估算 8F 之平均風速值為 12.43m/s 。

另外，依下列公式可計算實場雷諾數

$$R_e = \frac{UD}{\nu} \quad (2)$$

其中， D 為煙囪直徑， ν 為動力黏滯係數，在本例中， D 取 17.1m，實場溫度為 25°時， $\nu=1.55\times 10^{-5}$ ，則在最大平均風速 U 為 12.73m/s 下之實場雷諾數 $Re=1.25\times 10^7>3.5\times 10^6$ ，為超臨界流之範圍。

8F 之風壓歷時圖，各頻道取平穩段之壓力平均後，若將各測站平均壓力換算成無因次之壓力係數 C_p ，則可得煙囪受風時之壓力係數分佈，如圖 10 所示。由式(2)可計算出現地雷諾數 $Re=1.25\times 10^7$ 之環境下，此雷諾數落在超臨界流範圍內，一般而言，超臨界流(Supercritical flow)雷諾數在 $3.5\times 10^6<Re$ 範圍內，煙囪表面形成亂流邊界層，流場的動量可克服壓力梯度，由於分離角較亞臨界流時的還大，所以產生的尾流較窄，而分離線的穩定狀況與亞臨界流相同。然而，大多數的實體煙囪結構均落在此雷諾數範圍。煙囪表面風壓分析結果，如圖 10 所示，在 7 種不同大小之風速，其最小負壓皆發生在約 60°~65°處，壓力係數值約為 1.6~1.7，分離點則發生在 110°~120°。

另外，一般的在風洞試驗，由於受限於風洞實驗室之風速，以及風洞斷面尺寸大小的限制，在進行圓形斷面結構物之空氣動力模型試驗時，常會遭遇到雷諾數過小的情況。因此，在圓形斷面之煙囪四週的流場中，由於雷諾數支配著煙囪表面附近的流況，而這些流況包括煙囪四週的平均表壓力、變動壓力的分佈、分離角、渦散，與煙囪後方的尾流等。對於圓斷面煙囪，在實體流場與風洞流場之雷諾數相差約 $10^2\sim 10^3$ ，因此，結構體在此二種完全不同的流場中，其有不同的渦散過程，除雷諾數外，阻力係數、平均壓力係數，與 Strouhal number 等均有其不同的影響程度。

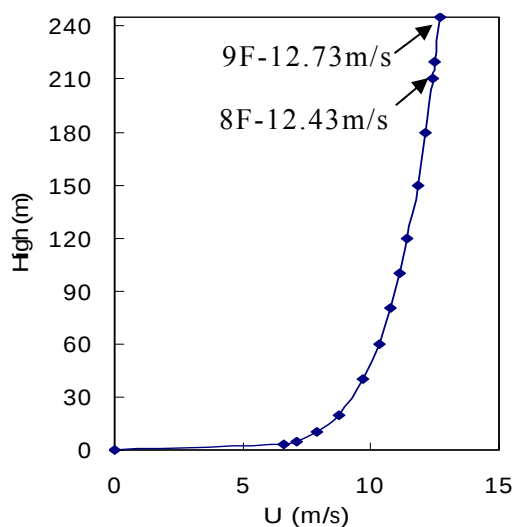


圖 9 煙囪之風速剖面(頂樓 $U=12.73\text{m/s}$)

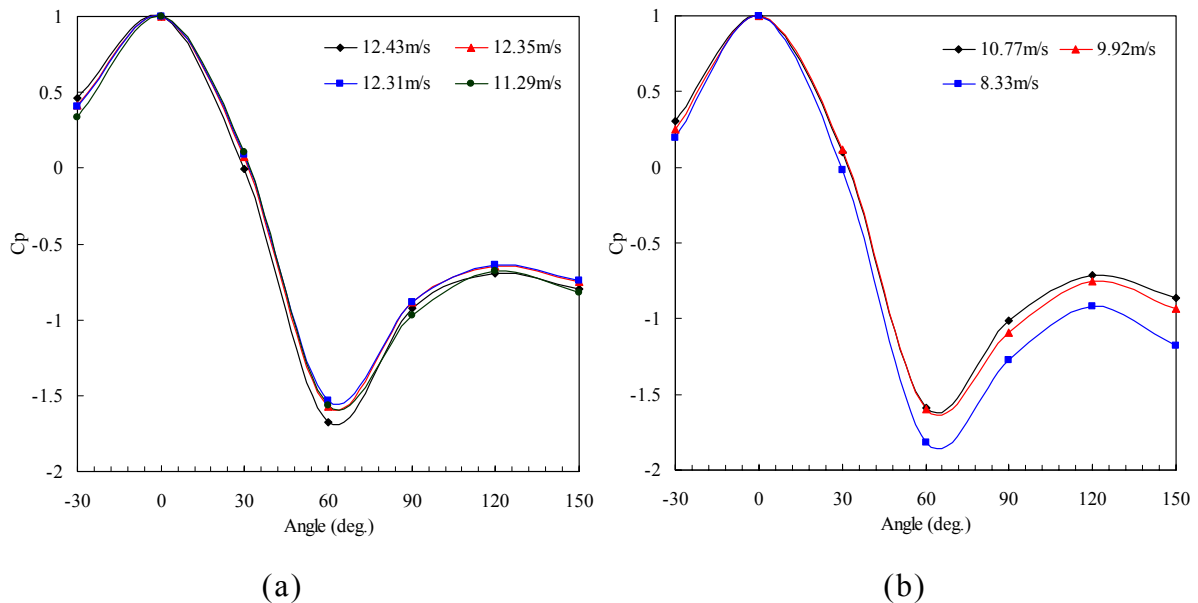


圖 10 煙囪平均風壓係數分佈：(a) $U=12.43\text{m/s}\sim11.29\text{m/s}$; (b) $U=10.77\text{m/s}\sim8.33\text{m/s}$

四、結論

本文中，主要是以現地試驗量測火力電廠煙囪結構受風力振動反應，藉以了解煙囪結構受風作用下之動力行為，並探討風速、振動頻率與振幅之間的關係。其結論綜整如下：

1. 由於量測時間並未在颱風期間，風速上無法達到渦流頻率鎖住之風速，因此無法了解鎖住之現象。
2. 東北季風常時風速侵襲下，煙囪呈現週期性之振動現象，可能使煙囪產生疲勞之現象，需進一步釐清此風致現象。
3. 對於渦流產生的橫風向振動等流體-結構互制行為，可利用現地量測技術掌握此一現象，因此現地試驗對於掌握此類超高結構受風力之動力行為，將有很大之幫助。

由於科技的創新與進步，土木建築結構朝天發展的夢想得以實現。而此一發展方向伴隨而來的是，有關於此類超高層結構物受風力作用所產生的氣彈現象，如尾流(wake)所造成的馳振(galloping)或渦流(vortex)產生的橫風向振動(across-wind vibration)等流體-結構互制行為。目前，對於此類風工程上的問題，大多藉由縮尺模型之風洞試驗來探討其受風行為。因此，若能將自然環境中的流場特性，以現地量測技術進行量測與分析，並將結果應用於風洞試驗模擬技巧之修正，重現自然流場特性於風洞試驗中，則對於掌握此類超高結構受風力之動力行為，將有很大之幫助。

誌謝

本研究承國科會計劃經費補助，計劃編號 NSC91-2211-E-033-007，得已順利完成，謹此致謝。

參考文獻

1. Galemann, T., and Ruscheweyh, H., "Measurements of Wind Induced Vibrations of a Full-scale Steel Chimney," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **41-44**, 241-252 (1992).
2. Ohtake, K., Mataka, Y., Ohkuma, T., Kanda, J., and Kitamura, H., "Full-Scale Measurements of Wind Action on China Port Tower," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **41-44**, 2225-2236 (1992).
3. Ruscheweyh H., Langer W., and Verwiebe C., "Long-term full-scale measurements of wind induced vibrations of steel stacks," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **74**, 777-783 (1998).
4. Ruscheweyh H., and Galemann T., "Full-scale measurements of wind-induced oscillations of chimneys," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **65**, 55-62 (1996).
5. 陳振華、黃炯憲、黃嘉東，「次空間法於火力發電廠煙囪之模態分析」，結構工程，台北，台灣，第十六卷，第四期，99-117 頁 (2001)。
6. 陳振華、湯輝雄、張哲維、謝明育，(2002)「貓羅溪鋼拱斜張橋之鋼拱橋塔微動量測與分析」，第六屆結構工程研討會，屏東科技大學，墾丁，台灣，M25:1-15 頁。

高雷諾數下圓柱形煙囪並列之風壓量測研究

Measurement of Wind Pressure on Two Chimneys in Tandem Arrangements at High Reynolds Number

陳振華

國立高雄大學土木與環境工程學系副教授

摘要

本文是煙囪受風之動力行為研究系列之第三年研究成果，結合第一年實場量測，繼而第二年改善風洞試驗結構模型之表面粗糙度，模擬出風洞試驗高雷諾數流場。本文結合前述研究成果，探討高雷諾數下圓柱形煙囪並列之風壓分布變化情形。風洞試驗是將以不同間距、角度、風速和紊流強度來進行雙圓柱煙囪結構並列時之壓力量測，藉以瞭解現地煙囪群受風之壓力變化情形。由實驗結果可知，當雙柱排列所夾之角度低過 40 度，間距比小於 4，圓柱結構群效應非常明顯，與單柱比較時，平均壓力變化大。此一結果可作為圓柱結構群於場地配置設計時之參考。

Abstract

In this paper, pressure distributions on the surface of two circular cylinders of the same diameter in tandem arrangements at simulative high Reynolds number in win tunnel test are studied. Modification in the set-up and testing technique in the wind tunnel test were used to simulate the behavior of a chimney under wind flow with large Reynold's number. Both roughen the chimney's surface and introducing the extra approaching turbulence techniques can be used to modify supercritical Reynolds number. The interference of the circular cylinders in tandem arrangements at high Reynolds number have to take into account under the influence from neighboring structures.

一、前言

受限於廠房設備與場地規劃，圓柱結構群在實際工程應用上相當廣泛，如冷卻塔與排煙煙囪等結構，此類結構大多是以圓柱結構群排列於實場中。由於圓柱結構群之間距，以及排列方式，都可能使得各圓柱結構附近的流場相互受到干擾，而影響到各圓柱

結構所受的壓力分佈情形。另外，實場雷諾數多為超臨界流範圍，而縮尺模型風洞試驗常因風洞測試風速大小之限制，使得風洞試驗雷諾數常未能達到超臨界流的狀態，而無法模擬出真實的自然流場。因此，若使用單柱之風壓分佈進行雙柱或圓柱群之設計可能較大之誤差。

Luo 等人[1]曾利用直徑為 53mm、其高度分別為 212mm、318mm 和 424mm 三種圓柱體模型，在雷諾數為 $Re=3.33 \times 10^4$ 的流況中，變化兩柱之間距進行實驗，觀察其 C_p 值之變化；其結果顯示，當 $H/D=8$ 時，隨高度越大負壓值也有急速增加之趨勢，正壓和負壓之落差隨高度增加有逐漸增加之現象。雙柱部分結果顯示，當 $N/D=1$ 時，其中 N 為間距，上游柱的壓力分佈依高度不化沒有太多改變，下游柱部分除了 $z/H=0.95$ 之正壓最大值 0.5 出現在 $\theta=60^\circ$ ，最大負壓值 -1.0 出現在 $\theta=90^\circ$ ，其他高度之壓力值皆保持在 -0.5~-1.0 間。顧等人[2]利用風洞試驗針對串列雙圓柱在雷諾數為 $Re=2.1 \times 10^5$ 和 $Re=4.52 \times 10^5$ 的平均壓力分佈，其結果當雷諾數為 $Re=2.1 \times 10^5$ 時，發現在間距比 $N/D=3.5 \sim 3.8$ 間存在一個臨界間距，在此間距下，其前後柱的阻力係數和背壓值都會發生一個不連續的分布情形。Olsen 等人[3]採用直徑 3mm 的圓柱體，依照不同角度和不同間距之排列方式，在高 32cm，寬 32cm，風速達 0.3m/s~10m/s，雷諾數範圍 $Re=60 \sim 2300$ 的風洞中進行實驗，探討渦流逸散的現象。Gu 等人[4]利用三根高 64cm、直徑 4.8cm 的圓柱模型控制在 $1.7 \leq N/D \leq 5.0$ 內，且 $\theta=0^\circ$ 和 60° ，在雷諾數為 $Re=5.5 \times 10^5$ 進行風洞實驗，實驗結果顯示風的入射角度會強烈影響圓柱上表面風壓。Mahbub Alam 等人[5]採用兩個直徑為 4.9cm，表面塗上特殊油料的模型，以一前一後排列的方式，在一高 0.6m，寬 0.4m，紊流強度為 0.19%，阻塞比為 8.1% 的風洞中，依照不同間距 N 進行實驗，實驗結果可看出當間距 $N/D < 3$ 時，上游圓柱其阻力係數 C_D 會有逐漸減小之跡象，當間距 $N/D=3$ 時，會出現一個跳躍之現象，當 $N/D > 3$ 時，阻力係數 C_D 便保持一定值，表示此實驗之臨界間距為 $N/D=3$ 。在單柱平均壓力係數方面，最大負壓出現在 $\theta=69^\circ$ ，分離位置出現在 $\theta=75^\circ$ ，在前後排列的情況下，上游柱的壓力分佈隨間距越大，其負壓越小，且出現位置有前移之跡象，下游柱的壓力分佈方面，當 $N/D < 1.4$ 時，最大負壓出現在 $\theta=0^\circ$ ，正壓部分隨間距越大而前移，當 $N/D=3.5$ 時，壓力分佈恢復與單柱時相同。

圓柱群在工程實際中的應用相當廣泛，雖然國外針對風洞與現地做了大量的研究工作，由於雙圓柱間相互干擾的特性在超臨界流與亞臨界流有相當大的不同，而且也未考慮實場雷諾數的影響。因此，本文利用現地試驗求得的圓柱形煙囪實場壓力分布情形[6]，並以表面粗糙物模擬出煙囪結構於高雷諾數流場之特性[7]，進行雙圓柱體在不同間距、角度、風速和紊流強度之風洞試驗。

二、風洞試驗模型製作與試驗規劃

模型尺寸之決定與特徵尺度縮尺、風洞試驗斷面高度及寬度、模型的阻塞比有關，因在現地考慮之邊界層厚度為 300m，再加上風洞內約可模擬出 1.6m 之邊界層，所以製

作時是以 1/190 之縮尺比製作，如表 1 所示，由厚度 1.0mm 的鍍鋅鋼板製成，因為只需量取模型表面風壓，故不需考慮煙囪壁體厚度與模型之重量，模型頂部直徑 9cm，底部直徑 15.63cm。由於煙囪模型高度甚高，直徑甚小，故分兩段處理製作，以方便安裝壓力量測之 PVC 軟管。在彎成模型前先行在欲量測風壓位置鑽 120 個孔洞，再由機器彎成圓錐型，以焊接方式接合定型，在這須注意的是如定型後再行鑽孔，則會有技術上之困難。製作時須注意連接處須避開鑽孔處，而接合處則是用內卡榫接合，接合處表面由膠帶貼合。另外，底部則是做了一個直徑 25.6cm 之固定底板，以螺絲固定於風洞內之底板支撐架上。

在鑽孔方面須與模型表面垂直，在高度 110.53cm ($8F-z/H=0.857$)和 78.95cm ($6F-z/H=0.612$)處，每 10° 開一直徑 2.4mm 之孔洞，每層樓共有 36 個孔洞，另外在 121.05cm ($z/H=0.939$)和 94.74cm ($7F-z/H=0.735$)處，每 15° 開一直徑 2.4mm 之孔洞，每層樓共有 24 個孔洞，共計有 120 個孔洞。由於模型壁厚只有 1.0mm，所以在每個孔洞上利用塑鋼土連接一外徑 2.4mm，內徑 1.6mm 之 1.5cm 長之焊柱，再由焊柱連接外徑 3mm、內徑 1.6mm，長 160cm 的 PVC 軟管至煙囪外部。底板支撐部分則是由外徑 25.6cm，內徑 15.6cm，厚 0.5cm 的鍍鋅鋼板焊接上去，每 60° 距內徑 1.5cm 和 4cm 之處，分別鑽直徑 0.85cm 的孔洞，共計 12 個孔洞，利用螺絲將模型固定於支撐架上。最後將管線依照編號接上母快速接頭，再與壓力掃描器所接之公快速接頭連接，進行實驗並量取各點風壓值。

表 1 煙囪原型與模型性質(1:190 scale model)

高度 z		直徑 D		z/H	Level	壓力孔數
Prototype (m)	Model (cm)	Prototype (m)	Model (cm)			
245	128.95	17.10	9.00	1	9F	/
230	121.05	17.87	9.41	0.958	/	24
210	110.53	18.90	9.95	0.857	8F	36
180	94.74	20.44	10.76	0.735	7F	24
150	78.95	21.99	11.57	0.612	6F	36
120	63.16	23.53	12.38	0.490	5F	/
0	0.00	29.70	15.63	0	BF	/

粗糙雙圓柱試驗是在淡江大學風洞實驗室裡進行，試驗步驟如下：

1. 架設已模擬出符合實場環境之渦流產生器和地表粗糙元。
2. 將雙柱貼附已模擬出符合實場結果之表面粗糙元件。
3. 將雙柱放置於欲量測之間距，如圖 1 所示，試驗的雙柱間距與直徑比 N/D 如圖 2 所

示，分別包括 3.0、3.5、4.0、4.5、5.0、7.5 等六種情形、雙柱直線與風洞順風向之測試夾角 θ 分別包括 0° 、 15° 、 30° 、 40° 與 45° 等五種。另外，亂流流況之亂流強度為 4.8%，模擬風速剖面指數率之指數 $\alpha=0.15$ ，模擬 C 地況之平坦地形。

4. 量測各類型配置之測試柱表面壓力分佈。

5. 改變其他間距和角度。



圖 1 雙圓柱並列風洞試驗配置圖

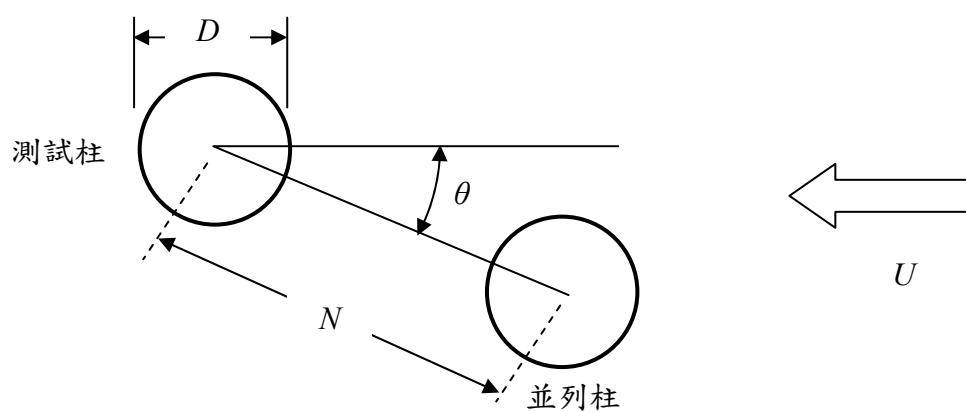


圖 2 雙圓柱並列幾何位置示意圖

三、風洞試驗結果與分析

本研究的重點主要是探討模擬高雷諾數流場下雙柱並列之風洞實驗，其實驗結果如圖 3 所示，本文僅探討煙囪在 $z/H=0.857$ 處之風壓分布情形。圖 3(a) 為粗糙雙柱 $z/H=0.857$ 處 $\theta=0^\circ$ 時，不同間距之平均壓力係數，圖中顯示雷諾數 $Re=1.14\times 10^5$ 之平均壓力係數量測結果，此結果與單柱之現象差異甚大，最大平均正壓力係數值發生在 $N/D=7.5$ 時，其值約為 0.81 左右；當 N/D 下降至 3.5 時，最大正壓力值則降至 0.31。因此，隨著雙柱間距的增加，最大平均正壓力係數值隨著增加。另外，最小平均壓力係數有隨間距增加而遞減的現象，當 $N/D=7.5$ 時，其值約為 -1.42 左右，而背壓值不管間距大小為何，皆維持在 -0.55 左右，分離點位置約分佈在 $\pm 105^\circ$ 左右。

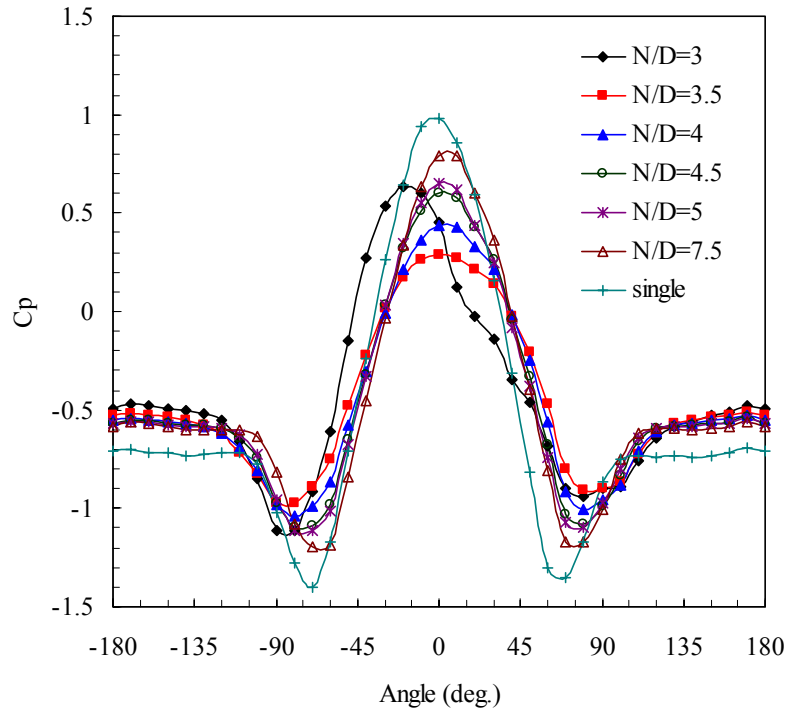
圖 3(b) 所示為粗糙雙柱 $z/H=0.857$ 處 $\theta=15^\circ$ 時不同間距之平均壓力係數，圖中顯示試驗結果與單柱情形差異較小，除了 $N/D=3$ 以外，其餘五種間距的最大平均壓力係數值約為 0.92~0.95 間，與單柱情況較相近，左右兩側最小平均壓力係數值分別為 -1.41 和 -1.22 左右，同樣也是受到前柱所影響之結果，六種間距背壓值約為 -0.6~-0.7 間，而分離點位置由於前方遮蔽面積比較小，所以兩邊分離點位置較明顯，約分佈在 $\pm 100^\circ$ 左右。

圖 3(c) 所示為粗糙雙柱 $z/H=0.857$ 處 $\theta=30^\circ$ 時不同間距之平均壓力係數，圖中顯示試驗結果與單柱情形更為接近，除 $N/D=3$ 時，其餘五種間距的最大平均壓力係數值約為 0.92 左右，與單柱模擬時差異很小，較不相同的是左右兩側之最小平均壓力係數值約為 -1.5 和 -1.25 左右，六種間距背壓值約為 -0.75 左右，而左右兩側分離點位置明顯，約分佈在 $\pm 105^\circ$ 左右。

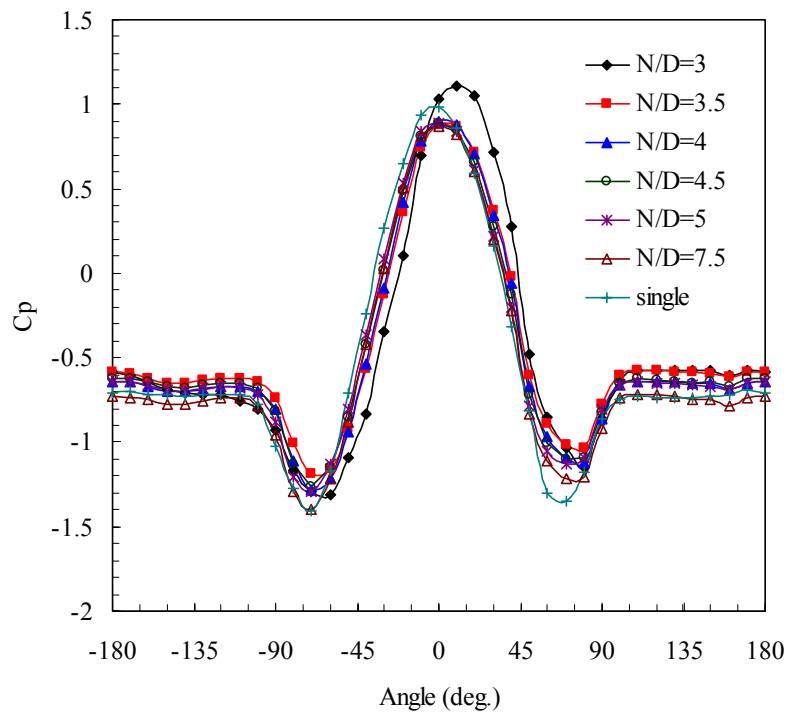
圖 3(d) 所示為粗糙雙柱 $z/H=0.857$ 處 $\theta=40^\circ$ 時不同間距之平均壓力係數，除 $N/D=3$ 時，其餘五種間距的最大平均壓力係數值約為 0.93~0.95 左右，與單柱模擬時約相同，此顯示可知前柱的影響已很小。最小平均壓力係數值約為 -1.27~-1.39 左右，與單柱模擬時相似，除 $N/D=3$ 外，其餘五種間距背壓值約為 -0.74 左右，而左右兩側分離點位置明顯，約分佈在 $\pm 105^\circ$ 左右。

圖 3(e) 所示為粗糙雙柱 $z/H=0.857$ 處 $\theta=45^\circ$ 時不同間距之平均壓力係數，除 $N/D=3$ 時，其餘五種間距的最大平均壓力係數值約為 0.91~0.97 間，與單柱模擬時相近，而最小平均壓力係數值約為 -1.4~-1.52 左右，與單柱模擬時相似，除 $N/D=3$ 外，其餘五種間距背壓值約為 -0.75 左右，而左右兩側分離點位置明顯，約分佈在 $\pm 105^\circ$ 左右。

因此，由上述實驗結果可知， $N/D=3$ 之間距，確實會造成下流線柱壓力分布的大小，而且最大平均壓力較大於單柱狀態。圖 4 為各種角度受影響之間距關係圖，由此圖可清楚瞭解在雙柱時受影響之範圍，當 $\theta \leq 30^\circ$ ，且 $N/D \leq 7.5$ 時，會因為前柱遮蔽的效應而造成後柱受風作用時之行為與單柱時不同；當 $\theta \geq 30^\circ$ ，且 $N/D \geq 3.5$ 時，後柱將不受前柱之影響，因此，在雙柱並列配置時，可選擇 N/D 超過 7.5，即可不受鄰柱效應之影響；若無法在距離上取得較大之間距，儘可能在常時風向作用下，並列柱線夾角維持在 40° 則有較佳之配置。

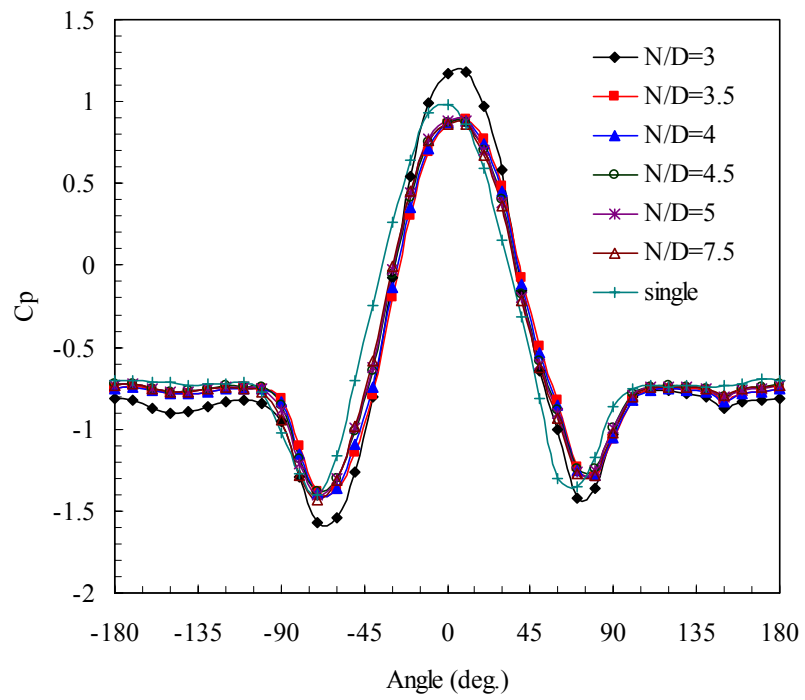


(a)

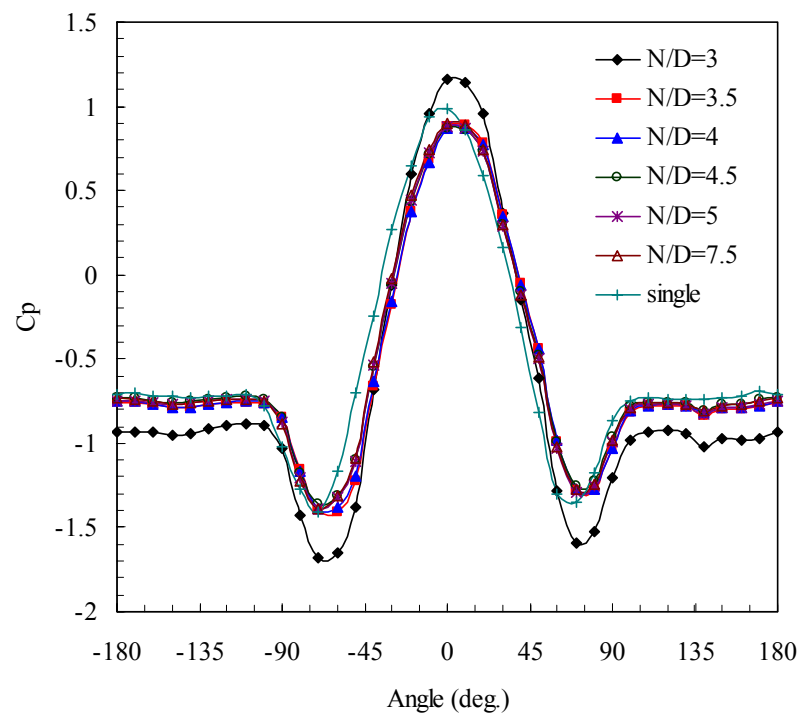


(b)

圖 3 粗糙雙柱 $z/H=0.857$ 處不同間距之平均壓力係數：(a) $\theta=0^\circ$ ；(b) $\theta=15^\circ$ ；(c) $\theta=30^\circ$ ；
(d) $\theta=40^\circ$ ；(e) $\theta=45^\circ$

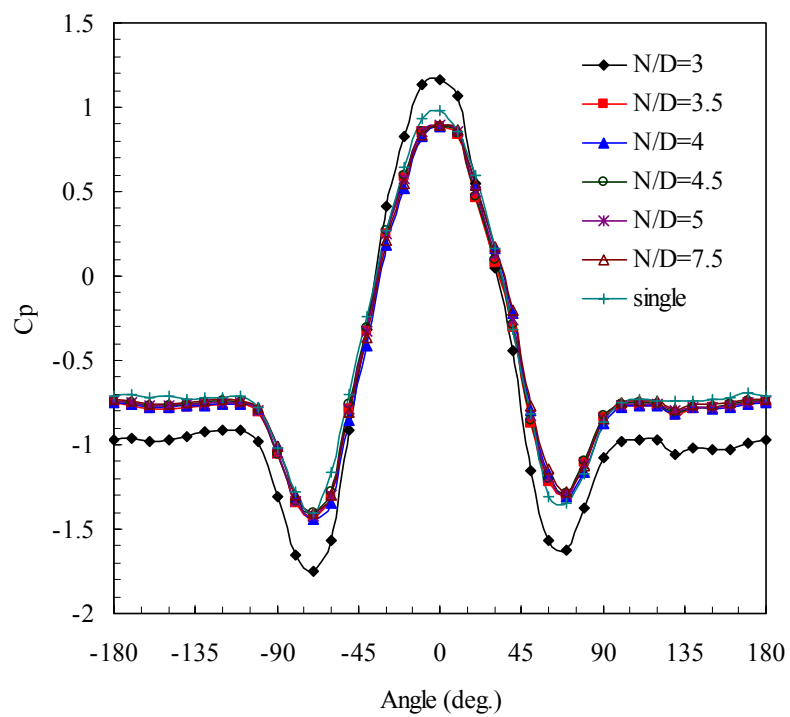


(c)



(d)

圖 3 (續)



(e)

圖 3 (續)

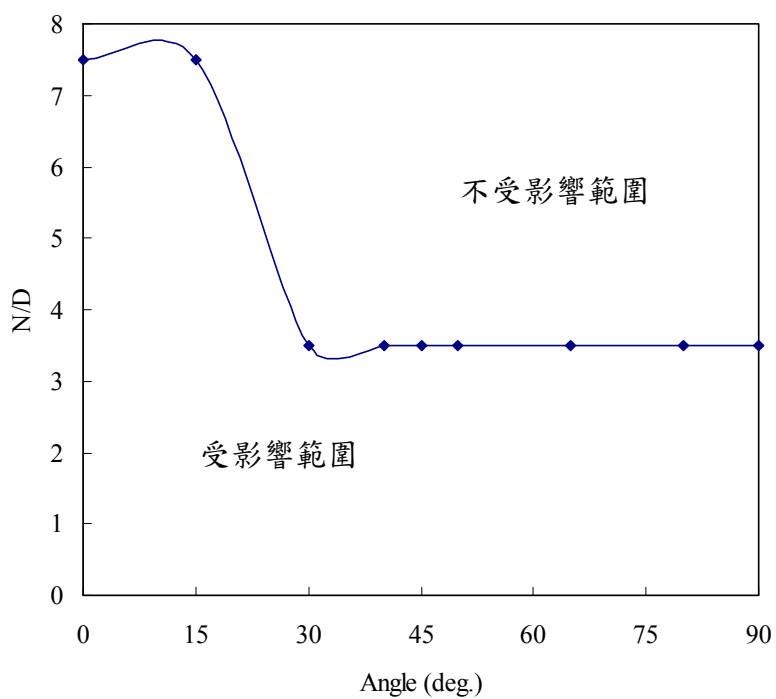


圖 4 角度隨間距變化關係圖

五、結論

由上述之實驗結果說明可得知在 $\theta=0^\circ$ 時，間距 $N/D \leq 7.5$ 時，其平均壓力係數皆受前柱的遮蔽效應所影響，當遮蔽面積小於某一個值時，其影響之程度有限，而 $N/D=3$ 時，則平均壓力係數分佈情形與其他間距大不相同，可能是逼近流場使得風速有加速的情。另外，當角度 $\theta=15^\circ$ 時，在 $z/H=0.857$ 處背壓呈現一定值，左側分離點位置明顯，只有左右下凹處不對稱的問題產生。當角度 $\theta \geq 30^\circ$ 時，背壓值方面已呈現一定值，且左側分離點位置明顯，兩側最小負壓值對稱分佈，都與單柱分佈情形相同，所以 $15^\circ < \theta < 30^\circ$ 間存在一個臨界角度與間距。

誌謝

本研究承國科會計劃經費補助，計劃編號 **NSC93-2211-E-390-008**，得已順利完成，謹此致謝。

參考文獻

1. Luo S.C., Gan T.L., and Chew Y.T., (1996) "Uniform Flow Past One (or Two in Tandem) Finite Length Circular Cylinder(s)," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **59**, 69-93.
2. 顧志福、孫天鳳、賀德馨、張亮亮，(1992) 「大湍流度高雷諾數時並列雙圓柱的平均和擾動壓力分佈」，力學學報，第 24 卷，第 5 期，。
3. Olsen J.F., and Rajagopalan S., (2000) "Vortex Shedding Behind Modified Circular Cylinders" *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **86**, 55-63.
4. Gu Z., and Sun T.F., (2001) "Classifications of Flow Pattern on Three Circular Cylinders in Equilateral-Triangular Arrangements" *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **89**, 553-568.
5. Mahbub Alam Md., Moriya M., Takai K., and Sakamoto H., (2003) "Fluctuating Fluid Forces Acting on Two Circular Cylinders in a Tandem Arrangement at a Subcritical Reynolds Number," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, **91**, 139-154.
6. 陳振華、謝明育，(2005)，「245 公尺鋼筋混凝土煙囪之實場風致振動量測」，2005 第一屆全國風工程研討會，S-05。
7. 陳振華、謝明育，(2005)，「風洞試驗模擬高雷諾數技術研究」，2005 第一屆全國風工程研討會，W-12。

六角形斷面懸吊式橋梁受風反應之數值模擬研究

黎益肇¹ 方富民² 梁琮琪³ 施澍芳³

1. 國立中興大學土木系博士
2. 國立中興大學土木系教授
3. 國立中興大學土木系博士生

摘要

本研究針對懸吊式橋梁之受風效應與相應之結構反應進行動力解析與探討。在高雷諾數的情況下，藉來流風速、橋體幾何形狀、來流風攻角等改變，探討相應紊流流場之變化以及其對橋板動態反應之影響。研究中發現，考慮互制效應之數值模式對於預測流體流經二維六角形截面橋體之運動反應結果頗為良好。當橋體斷面為矩形時，其顫振臨界風速較其他斷面要小，而最大顫振臨界風速發生在幾何夾角為 90° 之六角形斷面。

前言

一般而言，長跨徑橋梁的風洞實驗常使用的有全橋模型(full model test)與斷面模型(Section Model Test)兩種實驗。前者主要將橋梁結構原型做縮尺模型，以實驗的方式來直接求取橋梁原型的受風反應。而後者則採用主跨斷面的二維縮尺模型，實驗可獲得橋梁氣動力參數、風力係數、以了解橋梁斷面受風力影響的敏感度研究為主，並可做橋梁受風反應的初步預估。然而以斷面模型表現橋板運動的主要模態的模擬方式，大幅降低了模型設計的複雜性，且有利於系統化的探討橋梁之氣動力行為，並在成本與經濟效益的考量上通常後者佔有較大的優勢。

為了要探討因風場變化與橋體振動間之互制效應(interaction)，常採用風洞試驗作為主要的研究方法，其耗費的人力物力較為龐大，所獲致的結果亦較為局部。就經濟考量上，應用數值方法應是另一選擇。除此之外，數值結果亦可以提供更多資料以彌補設計分析資料之不足。

研究目的

本研究利用數值模式針對懸吊式橋梁之受風效應與相應之結構反應進行動力解析與探討。研究中以主要以六角形為橋體基本外形，並改變六角形外側夾角(θ)作進一步比較(如圖 1 所示)。在均勻來流的狀況下，改變來流風速、橋體幾何形狀 ($\theta=180^\circ$ 、 90° 、 60° 、 30°)與來流風攻角($\beta=-8^\circ$ 至 $+8^\circ$)，探討相應紊流流場之變化以及其對橋板動態反應之影響。為了驗證數值結果的準確性，研究中藉由風洞試驗，量測橋體斷面模型之垂直向及扭轉向之位移，以驗證數值預測之結果。

實驗配置

橋體斷面模型係置於風洞(80cm×80cm)內測試段的懸吊式架設系統上(圖 2)，試驗中來流的紊流強度小於 0.5%，橋體厚度(D)、橋面寬度分別為 4 公分及 32 公分，而橋體總寬則依夾角而不同($\theta=180^\circ$ 、 90° 、 60° 、 30° 時，B 分別為 32、36、38.93、46.93 公分)，最大阻塞比低於 4%。此外，系統中另設置一能量吸取器，裡頭填滿黏滯性流體，以模擬橋體垂直向及扭轉向的阻尼。風速量測採用熱線流速儀，而橋體之振動量(位移與速度)之監測係以裝設於架設系統橫桿兩側上方對稱放置之四個雷射位移計來進行，相應之結構特性詳見表 1。

數值方法

數值計算包括流場與動力反應之計算；前者係應用微可壓縮流方法(weakly-compressible-flow method 1)與動力次網格紊流模型(dynamic subgrid-scale turbulence model 2)，以模擬橋體鄰近之二維非恆定紊流流場，並由橋體表面壓力計算其所受的瞬時風載重。後者則依據流場計算而得之瞬時風載重進行動態反應計算，繼將得到的橋體動態結果作為下一時刻流場計算邊界條件之給定依據，如此交替進行，以獲取風場與橋體振動之時序列結果。

1.1 流場計算

在非恆定紊流流場計算中，微可壓縮流方法相應之連續方程式與動量方程式為：

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot (k\vec{V}) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla \vec{V} = -\nabla \frac{p}{\rho} + \nabla \cdot [(\nu + \nu_t)\nabla \vec{V}] \quad (2)$$

其中 p 、 V 及 t 分別為壓力、速度與時間， k 表示體積彈性模數， ν 及 ν_t 分別為層流與紊流黏滯係數(dynamic viscosity)，而後者係運用動力次網格紊流模型求得。

1.2 座標轉換

本研究將相對運動觀點應用在轉動與橫向運動的物體上，並分別定義 α 、 $\dot{\alpha}$ 、 y_v 、 $\dot{y}_v$ 為轉動角度、轉動角速度、振動位移以及振動速度。可得相關之轉換座標變數如後：

$$\begin{cases} X = x \cos \alpha - y \sin \alpha \\ Y = y \cos \alpha + x \sin \alpha - y_v \\ T = t \end{cases} \quad (3)$$

其中， $\alpha = \int \dot{\alpha} dt$ 、 $y_v = \int \dot{y}_v dt$ ，由鏈鎖法則(chain rule)可得到下列轉換運算元素：

$$\begin{aligned}
\frac{\partial}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial T} + \frac{\partial}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) \\
&\quad + \frac{\partial}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) \\
\frac{\partial}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial X} \cos \alpha + \frac{\partial}{\partial Y} \sin \alpha \\
\frac{\partial}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial X}(-\sin \alpha) + \frac{\partial}{\partial Y} \cos \alpha \\
\frac{\partial^2}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2}{\partial X^2} \cos^2 \alpha + \frac{\partial^2}{\partial Y^2} \sin^2 \alpha + 2 \frac{\partial^2}{\partial X \partial Y} \sin \alpha \cos \alpha \\
\frac{\partial^2}{\partial y^2} &= \frac{\partial^2}{\partial X^2} \sin^2 \alpha + \frac{\partial^2}{\partial Y^2} \cos^2 \alpha - 2 \frac{\partial^2}{\partial X \partial Y} \sin \alpha \cos \alpha
\end{aligned} \tag{4}$$

將(4)式之運算元素帶入(1)式可得座標轉換後的連續方程式：

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial p}{\partial T} + k \left[\left(\frac{\partial u}{\partial X} + \frac{\partial v}{\partial Y} \right) \cos \alpha + \left(\frac{\partial u}{\partial Y} - \frac{\partial v}{\partial X} \right) \sin \alpha \right] \\
&+ \frac{\partial p}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) \\
&+ \frac{\partial p}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

同理，座標轉換後的動量方程式亦可表示如下：

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial u}{\partial T} + \left(u \frac{\partial u}{\partial X} + v \frac{\partial u}{\partial Y} \right) \cos \alpha + \left(u \frac{\partial u}{\partial Y} - v \frac{\partial u}{\partial X} \right) \sin \alpha + \\
&\quad \left[\frac{\partial u}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) + \frac{\partial u}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) \right] \tag{6} \\
&= - \left[\frac{\partial p}{\partial X} \cos \alpha + \frac{\partial p}{\partial Y} \sin \alpha \right] + v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial Y^2} \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial v}{\partial T} + \left(u \frac{\partial v}{\partial X} + v \frac{\partial v}{\partial Y} \right) \cos \alpha + \left(u \frac{\partial v}{\partial Y} - v \frac{\partial v}{\partial X} \right) \sin \alpha + \\
&\quad \left[\frac{\partial v}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) + \frac{\partial v}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) \right] \tag{7} \\
&= - \left[\frac{\partial p}{\partial X}(-\sin \alpha) + \frac{\partial p}{\partial Y} \cos \alpha \right] + v \left(\frac{\partial^2 v}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial Y^2} \right)
\end{aligned}$$

至此，流場計算則依據方程式(5)及(6)、(7)，應用有限體積法(finite-volume-approach method)進行解析。此外為了確保數值穩定性，數值計算之無因次時間間距則依 Courant-Friedrichs-Lewy[3]條件，以確定結果之收斂性。

1.3 結構計算

在橋體振動計算方面，垂直向(橫風向)以及扭轉向之結構動力方程式為：

$$\ddot{y}_v + 2\xi_v \omega_v \dot{y}_v + \omega_v^2 y_v = \frac{F_L}{M} \quad (8)$$

$$\ddot{\alpha} + 2\xi_T \omega_T \dot{\alpha} + \omega_T^2 \alpha = \frac{F_M}{I} \quad (9)$$

其中 $\ddot{y}_v$ 及 $\ddot{\alpha}$ 皆為加速度項； M 及 I 分別為斷面模型之單位長度質量和轉動慣量； F_L 及 F_M 分別為橫風向和扭轉向之風載重(從流體計算結果中獲得)； ξ 及 ω 分別為橋體結構阻尼比及角頻率。

1.4 顫振導數

Scanlan 與 Tomko4 根據即有的實驗模式與類似機翼的相同理論，建構出一系列橋梁斷面扭轉向與垂直向的顫振導數(flutter derivative)，其實驗方式至今仍被廣泛的使用。對一個具有兩個自由度的橋體而言，因垂直向及扭轉向誘發之昇力及扭轉力可由如下兩個關係描述：

$$F_L = \rho U^2 B \left[KH_1^* \frac{\dot{y}_v}{U_0} + KH_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U_0} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{y_v}{B} \right] \quad (10)$$

$$F_M = \rho U^2 B^2 \left[KA_1^* \frac{\dot{y}_v}{U_0} + KA_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U_0} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{y_v}{B} \right] \quad (11)$$

其中 $K = 2\pi f_v B / U_0$ ， H_j^* 及 A_j^* ($j = 1 \sim 4$) 分別為垂直與扭轉向氣動力導數。本研究利用數值控制鎖定橋體垂直向或扭轉向反應，進而取得不同約化風速下的 8 個顫振導數。

1.5 氣動阻尼

氣動阻尼(aerodynamic damping)與結構阻尼取得方式相似，在橋體受風狀況下給予固定位移，接著利用對數衰減法來求得之阻尼即為氣動阻尼。我們可藉由氣動阻尼的變化可觀察出橋體在受風效應下，其受風振動機制為穩定或發散之趨勢。

結果討論

1.6 模式驗證

比較數值模擬與風洞試驗量測所得之結果(圖 3 至圖 6)，可以發現兩者之一致性頗

為良好，且當共振發生時，對橋板運動反應之預測亦相當準確，由此可見運用數值模式來模擬斷面模型受風效應之結果相當良好，其相對誤差小於 1 %。此外，因受限風洞試驗設備，對於約化風速大於 9 後之橋板動態反應及其鄰近流場情況並無法深入瞭解，因此藉由數值模式模擬更高風速之情況，可獲取高風速下流況與橋板動態反應之趨勢。

1.7 橋體反應結果

檢視不同形狀斷面的橋體反應結果可得知(圖 3 至圖 6)，橋體反應隨著風速增加而逐漸增大，當風速上升至臨界風速時(臨界風速依橋體斷面形狀而不同)，橋體反應均方根值急遽上升至發散，也就是顫振(flutter)行為發生的時候。此外，所有的斷面的扭轉向反應在約化風速在 2 左右時產生極值，而垂直向則是在約化風速為 1 左右時發生，也就是產生共振(resonance)現象的時候。在本研究中扭轉向共振反應亦較垂直向要來的明顯。在垂直向反應方面以六角形斷面較大($90^\circ > 60^\circ > 30^\circ$)，最小為矩形($\theta=180^\circ$)。而在扭轉向共振反應則與垂直向相同，同樣是以六角形斷面最大($90^\circ > 60^\circ > 30^\circ$)，最小為矩形。進一步比較風攻角對橋體反應之關係，在 4 種不同的斷面中，橋體反應均方根值均隨著風攻角增加而增大。

1.8 氣動阻尼結果

檢視不同幾何外形之氣動阻尼後發現(圖 7 至圖 10)，扭轉向總體阻尼剛開始隨著約化風速增加，在經過扭轉向共振風速後開始有下降的趨勢且在高風速時會趨近於零，而垂直向氣動阻尼值則隨著風速增加而遞增。此外，風攻角變化對於垂直向氣動阻尼值影響並不大，但對扭轉向氣動阻尼頗具影響。而由扭轉向氣動阻尼圖可以看出，扭轉向氣動阻尼值均在風攻角為 $\pm 8^\circ$ 時最大， 0° 時最小。

另將扭轉向氣動阻尼開始低於自身結構阻尼值之約化風速對風攻角變化作比較後發現，其關係與扭轉向氣動阻尼值相同，扭轉向氣動阻尼開始低於自身結構阻尼值之約化風速由大而小排列分別為 $\pm 8^\circ$ 、 $\pm 4^\circ$ 、 0° 。此外，比較不同斷面之扭轉向氣動阻尼開始低於自身結構阻尼值之約化風速後發現，該指標風速由小而大依序為外緣夾角 $180^\circ(9.28)$ 、 $30^\circ(9.78)$ 、 $60^\circ(10.78)$ 、 $30^\circ(11.06)$ 。

1.9 顫振導數結果

檢視不同幾何外型之顫振導數結果(圖 11 至圖 14)發現，垂直向顫振導數均為負值，且扭轉向顫振導數除了 A_2^* 在低風速時為負值以外，其它扭轉向顫振導數均為正值。隨著約化風速的提高，垂直向顫振導數 H_1^* 逐漸遞減。 H_2^* 導數隨著約化風速增加而遞減，在約化風速超過扭轉向共振風速後趨於穩定， H_3^* 導數隨著無因次化風速的增加而往負值遞增，約化風速於扭轉向共振區附近時， H_3^* 導數有快速下降的情形發生。另外， H_4^* 值隨著約化風速的增加而遞減。在扭轉向方面， A_1^* 導數隨著約化風速的增加而往正值遞增，而扭轉向顫振導數 A_2^* 負值轉為正值的位置可判斷為顫振臨界約化風速發生處。 A_3^* 導數隨約化風速的增加而增加， A_4^* 導數均隨約化風速的增加而有緩慢漸增的趨勢。

其中要特別注意的是， A_2^* 代表橋梁斷面的橋梁扭轉向的振動速度對扭轉向氣動力阻尼的貢獻，對扭轉發散而言，是一個重要的指標。尤其是對於顫振型態傾向於單自由

度顫振的橋梁斷面，只要掌握 A_2^* 值由負轉正時所對應之無因次化風速值，即可約略評估出顫振效應發生之時。當 A_2^* 為一負值時，代表此導數對結構物在扭轉向運動的有效阻尼力提供了正貢獻，使橋梁趨於穩定；反之，當 A_2^* 為一正值時，對橋體之穩定則是負面的貢獻。由於系統阻尼之降低，會使得橋體扭轉反應迅速攀升，引起明顯的扭轉振動，而引發氣動力不穩定現象。而 A_2^* 係數所推估出的顫振臨界約化風速由大至小排列分別為 $180^\circ(9.28)$ 、 $30^\circ(9.91)$ 、 $60^\circ(11.25)$ 、 $90^\circ(11.31)$ 。

1.10 討論

檢視不同幾何外形之顫振導數(圖 11 至圖 14)與氣動阻尼結果(圖 7 至圖 10)可以發現，扭轉向氣動阻尼在高風速時均趨近於零，但垂直向氣動阻尼值卻隨約化風速之增加而增加。而不同斷面之扭轉向顫振導數 A_2^* 均發生由負值轉正值之情況，垂直向顫振導數則均為負值。藉由以上 2 點結論可判斷本研究 4 種幾何外型之顫振行為均屬於單自由度顫振(扭轉發散)。

在零攻角($\beta=0^\circ$)的狀況下，檢視不同幾何形狀的臨界風速表(表 2)，在比較 4 種不同斷面模型的臨界風速後發現，臨界風速最大值(13.7)發生在夾角為 90° 之六角形斷面，最小值(11.02)則發生在斷面為矩形($\theta=180^\circ$)之情形。從橋體斷面所使用的材料多寡來看，耗費最多材料的應是夾角 60° 之六角形斷面(較狹長)，最經濟的則是矩形斷面。故在安全與經濟性的考量下，在本研究的 4 種外型中，外緣夾角為 90° 之六角形斷面應是較佳的斷面設計選擇。

結論

本研究以數值模擬的方式配合風洞模型試驗，探討均勻來流流經二維橋體之流場特性。文中針對在互制與無互制的情況下，分別探討昇力係數及扭力係數、橋體反應、顫振導數、氣動阻尼以及臨界風速等參數。結果顯示使用數值模擬探討互制作用下之長跨度橋梁之行為，除了可以有效節省人力與物力，另對於實驗中不易取得之資料，數值模擬提供了更完整詳盡之資料，以增益問題細部解析之能力。

由實驗與數值結果可看出，在考慮互制效應之數值模式對於預測流體流經斷面模型橋體的運動反應結果頗為良好，其相對誤差小於 1%，足可作為長跨度橋梁受風作用下之初步分析工具。

針對不同幾何外型以及風攻角的情況，由橋體反應、臨界風速、顫振導數與氣動阻尼等結果，找出最適當之設計狀況。本研究比較 4 種幾何外形橋體後發現，當橋體為矩形時，臨界風速為最低，抑制顫振效果亦較差，而夾角為 90° 之六角形橋板則為 4 種斷面中臨界風速最高者。在風攻角方面，在檢視本研究中 4 種外型之結果後發現，風攻角愈大對於顫振穩定度愈差。

致謝

本研究承蒙國科會補助(計畫編號：NSC 92-2211-E-005-028)，謹此致謝。

參考文獻

1. Song, C.C.S. and Yuan, M. (1988), "A Weakly Compressible Flow Model and Rapid Convergence Methods," *J. Fluids Eng.*, 110(4), 441-455.
2. Germano, M., Piomelli, U., Moin, P. and Cabot, W. H. (1991), "A Dynamic Subgrid-Scale Eddy Viscosity Model," *Phys. Fluids*, 3, 1760-1765.
3. Courant, R., Friedrichs, K. O., and Lewy, H. (1967), "On the Partial Difference Equations of Mathematical Physics," *IBM J.*, 11, 215-234.
4. Scanlan, R. H. and Tomko, J. J. (1971), "Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives," *J. Eng. Mech. Div.*, 97, 1717-1737.
5. Iwamoto, M., and Fujino, Y. (1995), "Identification of Flutter Derivatives of Bridge Deck from Free Vibration Data," *J. Wind Eng. & Ind. Aerodyn.*, 54/55, 55-63.
6. Noda, M., Utsunomiya, H., Nagao, F., Kanda, M. and Shiraishi, N. (2003), "Effects of Oscillation Amplitude on Aerodynamic Derivatives," *J. Wind Eng. & Ind. Aerodyn.*, 91, 101-111.
7. Fang, F. M., Li Y. C., Chen, C. C. and Liang, C. C. (2005) "Numerical Predictions on the Dynamic Response of a Suspension Bridge with a Trapezoidal Cross-Section," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 28, 2, pp. 281-291.

表1 模型幾何與結構特性

外側 夾角 (θ)	質量 M (kg/m)	質量 慣性矩 I (kg-m ² /m)	結構振動頻率(Hz)			阻尼比 (%)	
			垂直向 (f_v)	扭轉向 (f_T)	頻率比 (ε)	垂直向 (ξ_v)	扭轉向 (ξ_T)
180°	5.785	2.17x10 ⁻²	7.96	15.93	2.00	0.54	0.77
90°	4.106	1.51x10 ⁻²	9.06	18.95	2.09	0.58	0.72
60°	3.861	1.31x10 ⁻²	9.74	20.62	2.12	0.58	0.72
30°	3.873	1.30x10 ⁻²	9.67	20.59	2.13	0.58	0.81

表2 不同斷面形狀之臨界約化風速 ($\beta=0^\circ$)

外側夾角(θ)	180°	90°	60°	30°
臨界約化風速	11.02	13.70	12.58	11.22

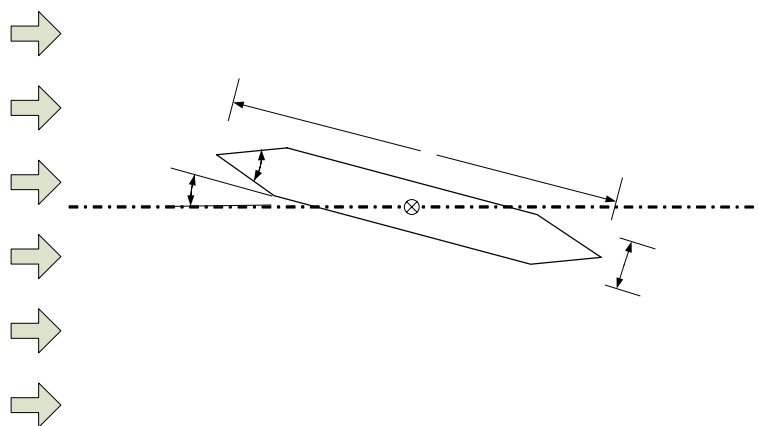


圖1 研究示意圖

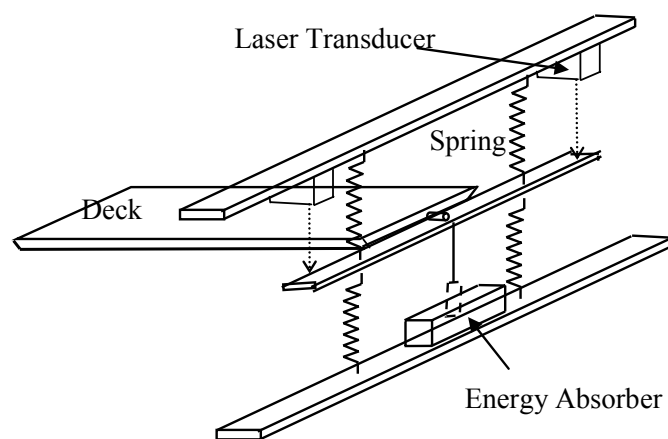
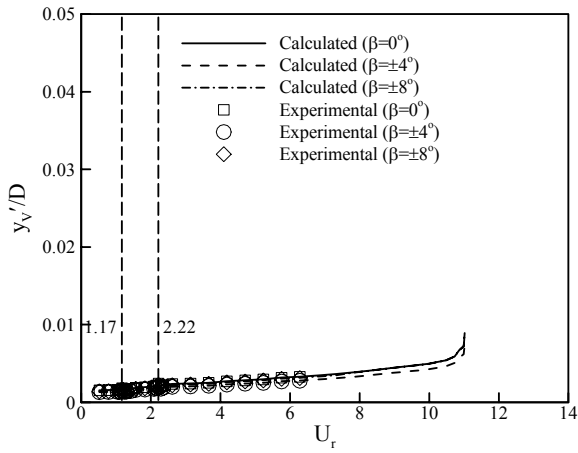


圖2 斷面模型實驗配置圖

U_o

(a) Vertical



(b) Torsional

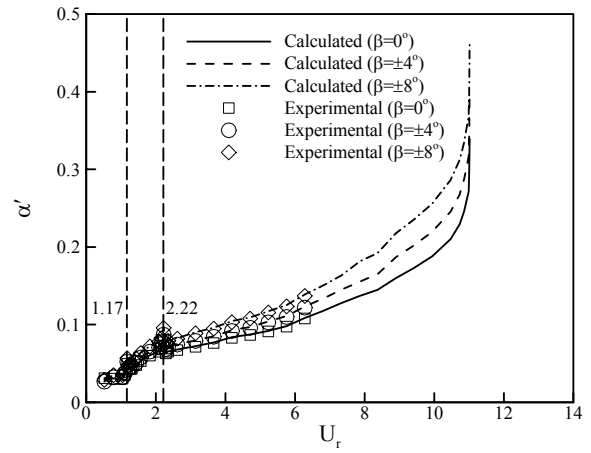
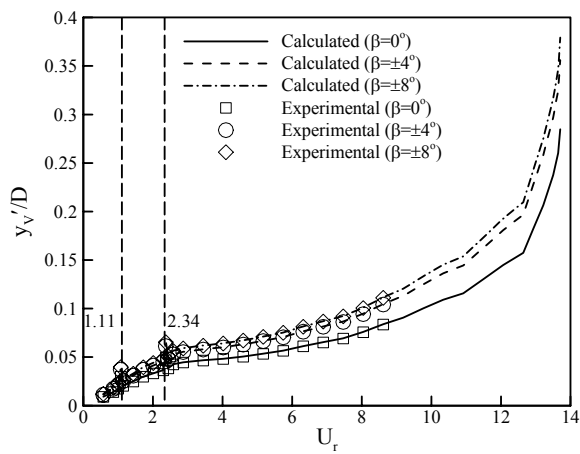


圖3 橋體反應均方根值圖 ($\theta=180^\circ$)

(a) Vertical



(b) Torsional

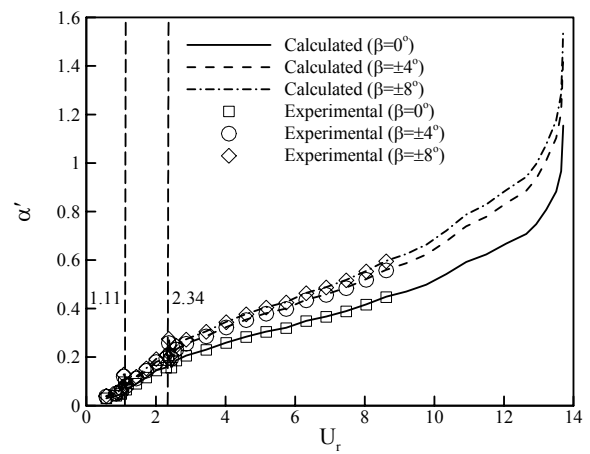


圖4 橋體反應均方根值圖 ($\theta=90^\circ$)

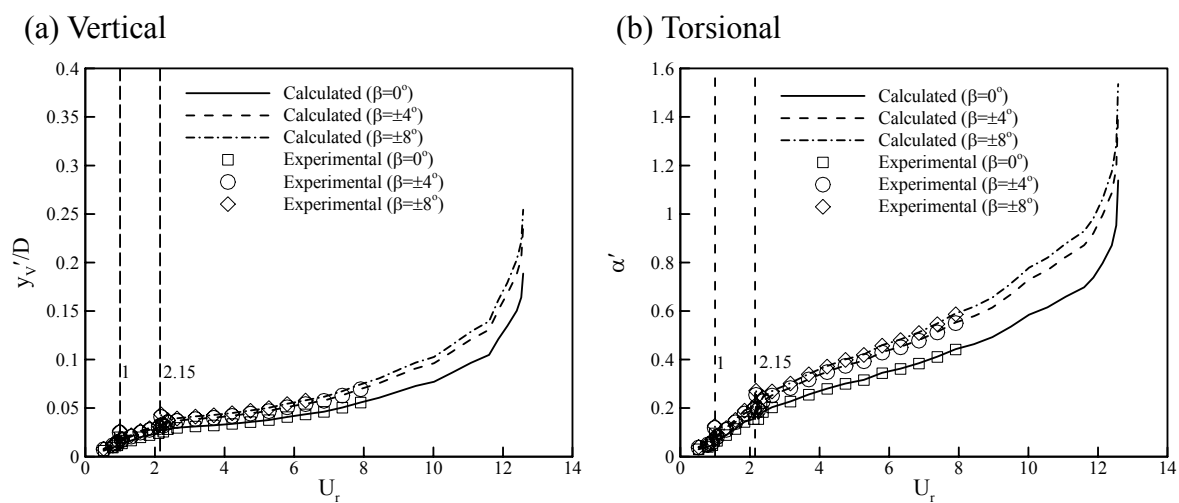


圖5 橋體反應均方根值圖 ($\theta=60^\circ$)

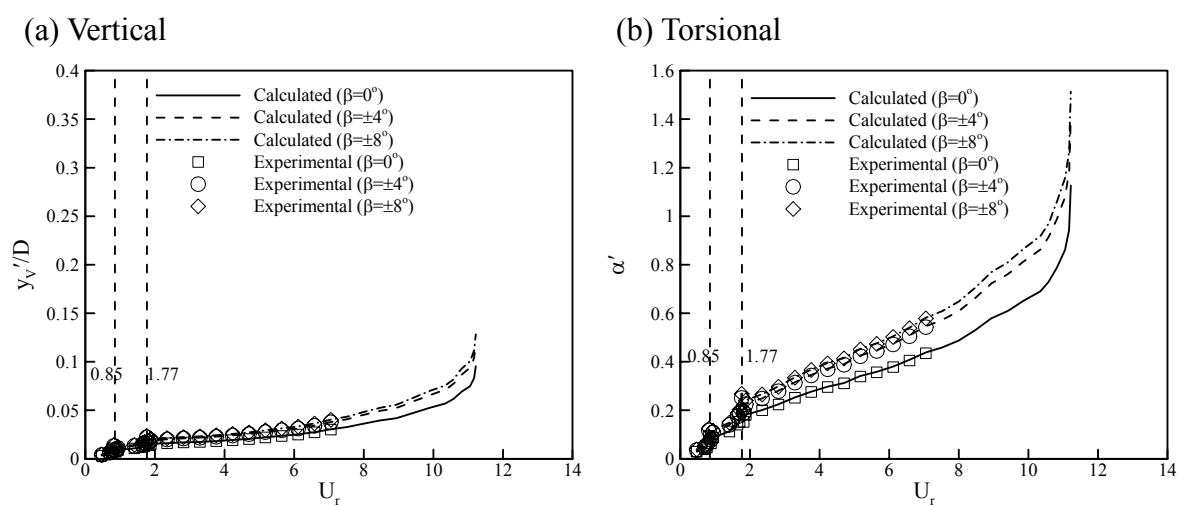


圖6 橋體反應均方根值圖 ($\theta=30^\circ$)

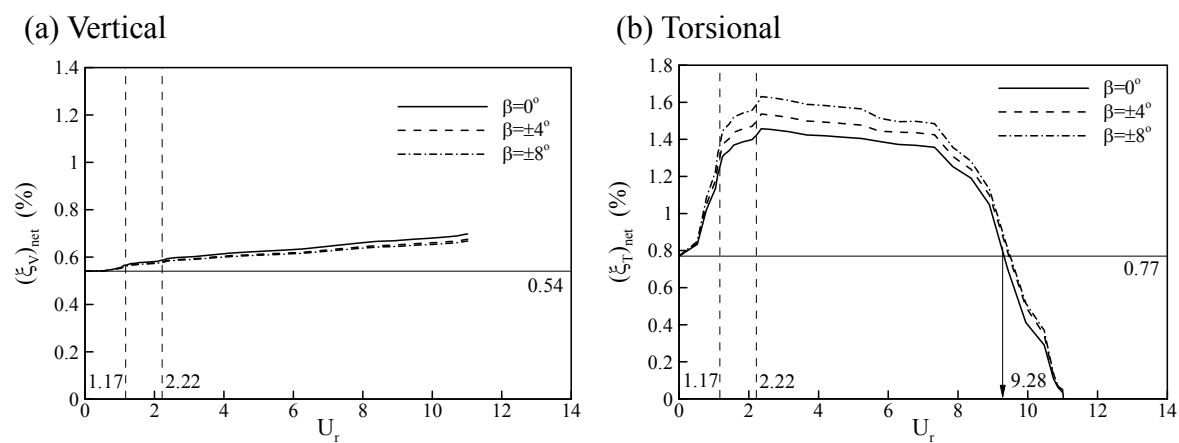


圖7 橋體氣動阻尼比較圖($\theta=180^\circ$)

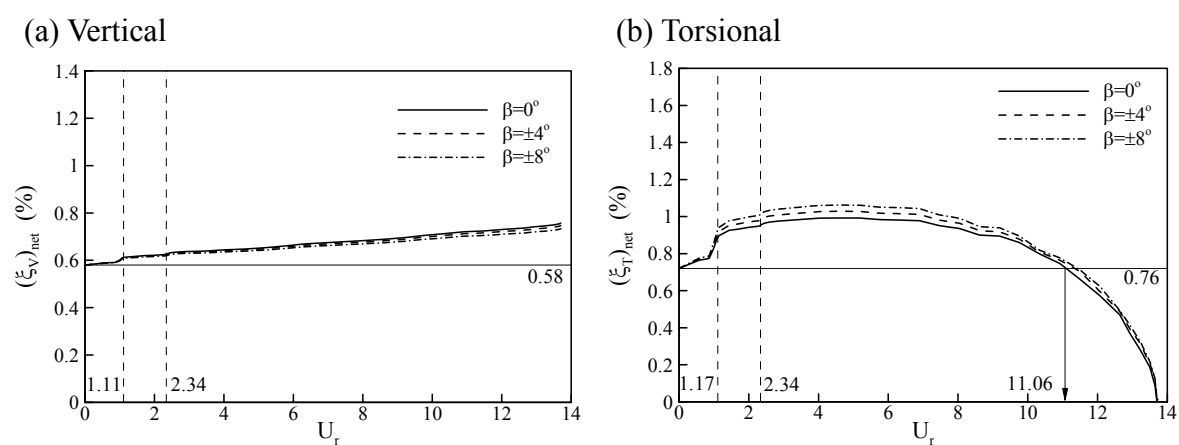


圖8 橋體氣動阻尼比較圖($\theta=90^\circ$)

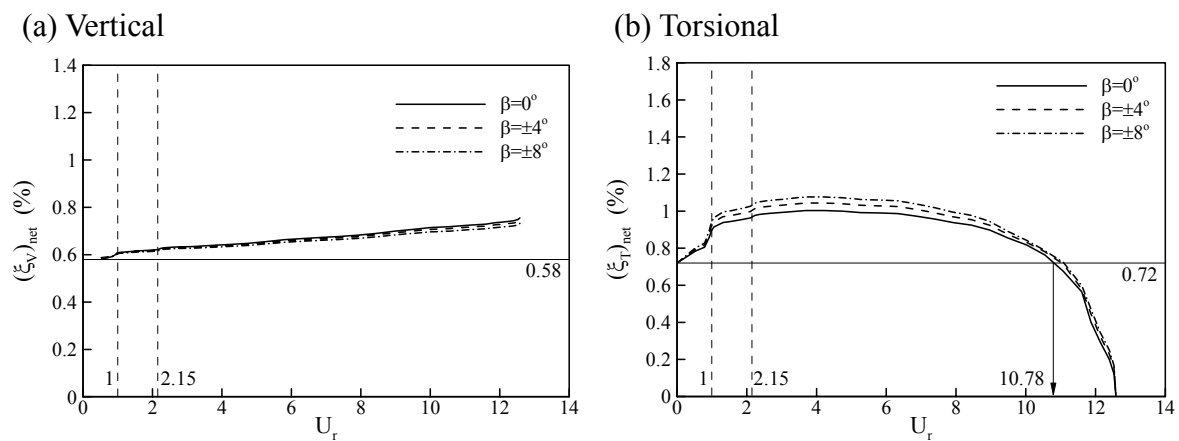


圖9 橋體氣動阻尼比較圖($\theta=60^\circ$)

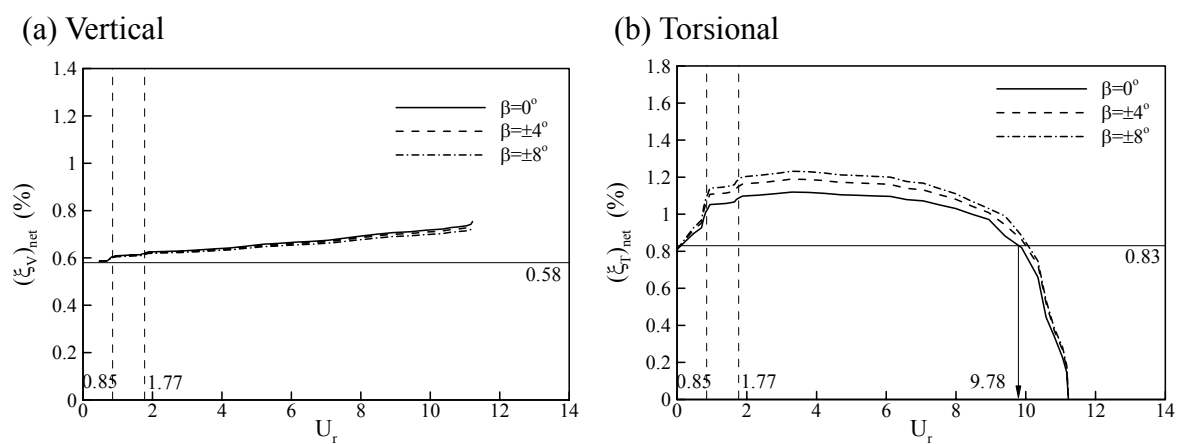
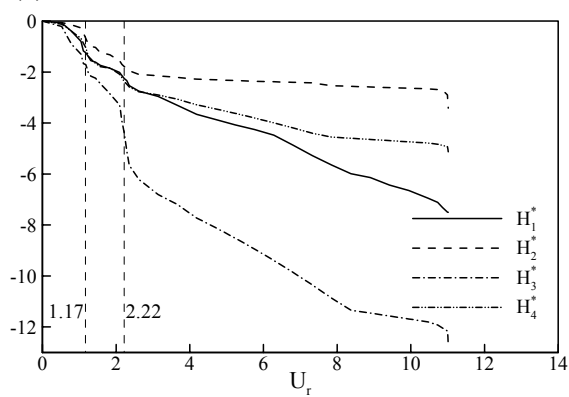


圖10 橋體氣動阻尼比較圖($\theta=30^\circ$)

(a) Vertical



(b) Torsional

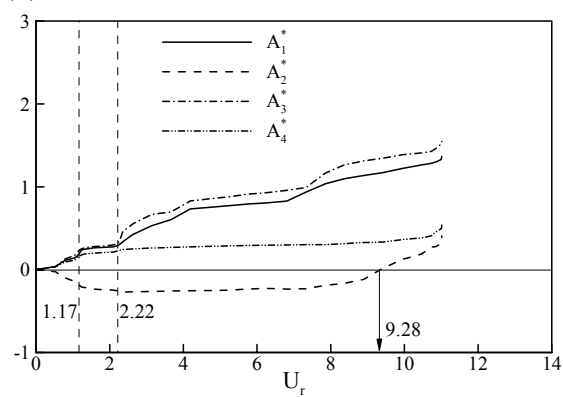
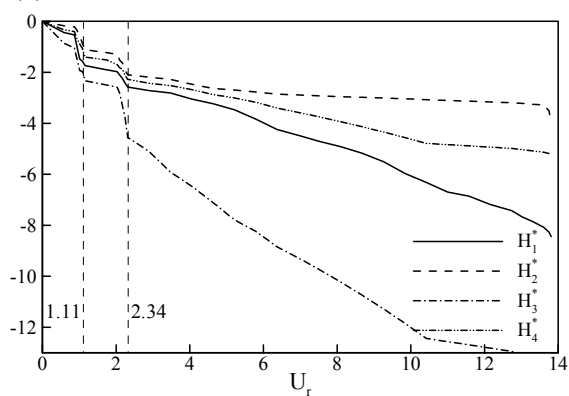


圖11 橋體顫振導數比較圖($\theta=180^\circ$, $\beta=0^\circ$)

(a) Vertical



(b) Torsional

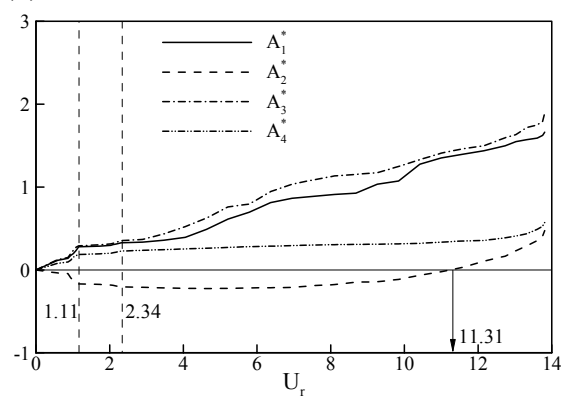


圖12 橋體顫振導數比較圖($\theta=90^\circ$, $\beta=0^\circ$)

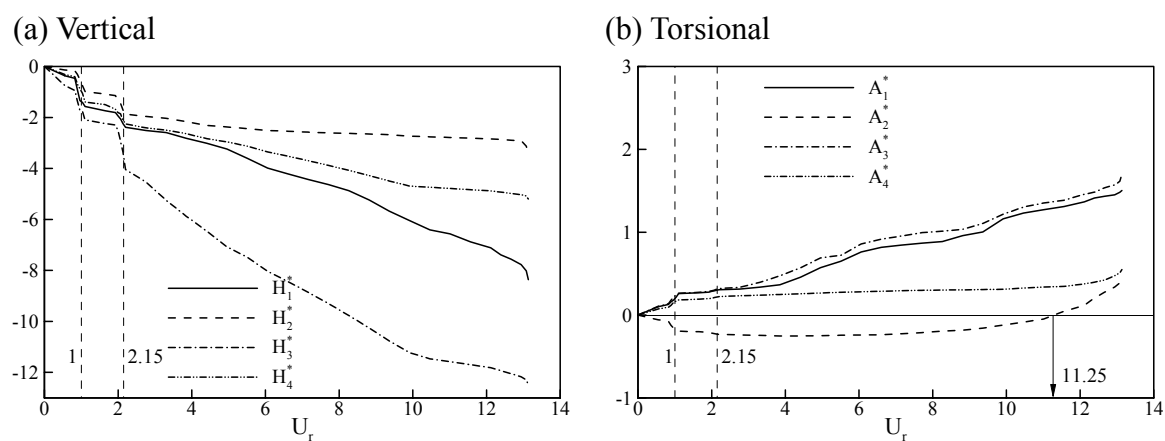


圖13 橋體顫振導數比較圖($\theta=60^\circ$, $\beta=0^\circ$)

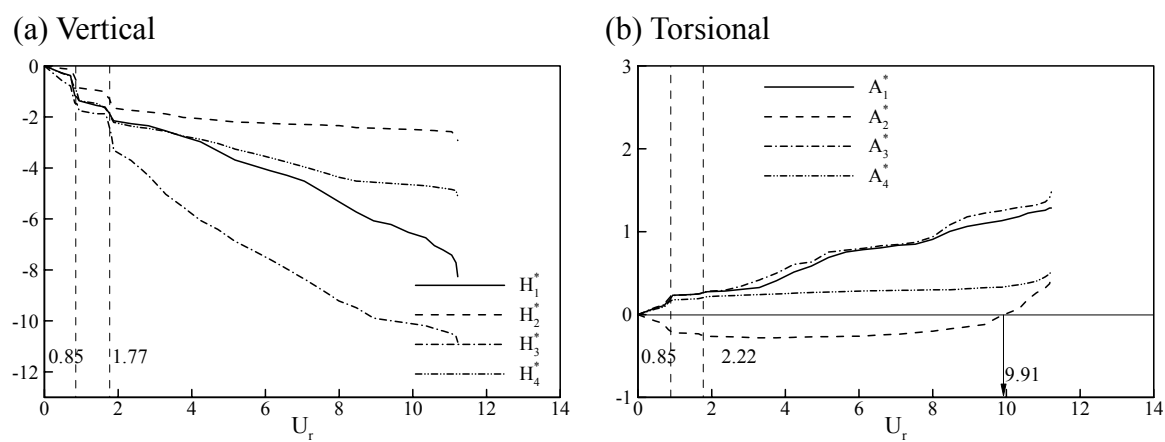


圖14 橋體顫振導數比較圖($\theta=30^\circ$, $\beta=0^\circ$)

偏心效應對長跨度橋梁受風反應之影響

梁琮琪¹、方富民²、黎益肇³、施澍芳¹

1 國立中興大學土木系博士生

2 國立中興大學土木系教授

3 國立中興大學土木系博士

1. 摘要

本研究針對懸吊式橋梁之受風效應與相應之結構反應進行動力解析與探討。在高雷諾數的情況下，藉橋體垂直向與扭轉向頻率比、偏心位置改變等狀況，探討相應紊流流場之變化以及其對橋板動態反應之影響。研究中發現，考慮互制效應之數值模式對於預測流體流經含偏心之二維矩形斷面橋體運動反應結果頗為良好。結果亦顯示，橋體結構頻率比越接近時橋體反應明顯增大，臨界約化風速亦隨之降低。此外，當偏心質量置於迎風面處可有效抑制顫振行為發生，而偏心質量置於背風面處則會使得橋體反應更不穩定，進而使得臨界約化風速降低。

2. 前言

懸吊式橋梁之反應對風力頗為敏感，在風力設計上包括靜態與動態載重之考量。除應由橋址現地之氣象迴歸期風速，依據條狀定理以等值之擬靜力公式估算橋梁之平均風載重外，另需考慮結構受風吹襲產生之氣動力效應(aerodynamic effect)。事實上，當結構體受風作用時若產生顯著之振動時，因互制作用(interaction)引致之氣彈力效應(aeroelastic effect)更是不容忽視。為了要探討因風場變化與橋體振動間之互制效應，一般常以風洞試驗作為主要的研究方法，然其耗費的人力物力較為龐大，所獲致的結果亦較為局部。就經濟考量上，應用數值方法應是另一選擇。除此之外，數值結果亦可以提供更多資料以彌補設計分析資料之不足。

有關於懸吊式橋梁的研究者眾，較典型的有 Scanlan 和 Tomko⁰ 使用實驗與解析的方法推導出顫振導數(flutter derivatives)以及顫振臨界風速後，這二種方法便被廣泛應用在懸吊式橋梁穩定分析上。而有關於橋體偏心方面的研究並不多見，Larsen⁰ 探討偏心作用對鑽石型橋板的影響，在固定位置增加偏心質量的狀況下，發現偏心質量越大對於橋體穩定性越佳；Phongkumsing 等⁰ 探討橋體加入不同質量塊向迎風面偏心的情形，結果發現偏心質量增加使得橋體有穩定之趨勢。

本研究針對懸吊式橋梁之受風效應與相應之結構反應進行動力解析與探討。研究中主要以厚寬比(B/D)為 8 之矩形橋體為基本斷面，並在橋板中埋入均勻之質量塊，使得質量中心與形狀中心產生偏移位置(e，如圖 1 所示)。在均勻來流的狀況下，藉由來流風速、橋體垂直向及扭轉向頻率比($\varepsilon=2, 1.5, 1$)與偏心率($e/B=0.4\%, 0\%, -0.4\%$)之改變，探討相應紊流流場之變化以及其對橋板動態反應之影響。

3. 實驗配置

橋體斷面模型係置於風洞(80cm×80cm)內測試段的懸吊式架設系統上(圖 2)，試驗中來流的紊流強度小於 0.5%。橋體厚度(D)、寬度(B)分別為 4 公分及 32 公分，模型阻塞比低於 4%。此外，系統中另設置一能量吸取器，裡頭填滿黏滯性流體，以模擬橋體垂直向及扭轉向的阻尼。風速量測採用熱線流速儀，而橋體之振動量（位移與速度）之量測係以裝設於架設系統橫桿兩側上方對稱放置之四個雷射位移計來進行，本研究相應之結構特性詳見表 1。

4. 數值方法

數值計算包括流場與動力反應之計算；前者係應用微可壓縮流方法（weakly-compressible-flow method0）與動力次網格紊流模型（dynamic subgrid-scale turbulence model 0），以模擬橋體鄰近之二維非恆定紊流流場，並由橋體表面壓力計算其所受的瞬時風載重。後者則依據流場計算而得之瞬時風載重進行動態反應計算，繼將得到的橋體動態結果作為下一時刻流場計算邊界條件之給定依據，如此交替進行，以獲取風場與橋體振動之時序列結果。

4.1 流場計算

在非恆定紊流流場計算中，微可壓縮流方法相應之之連續方程式與動量方程式為：

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot (k\vec{V}) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla \vec{V} = -\nabla \frac{p}{\rho} + \nabla \cdot [(\nu + \nu_t)\nabla \vec{V}] \quad (2)$$

其中 p 、 V 及 t 分別為壓力、速度與時間， k 表示體積彈性模數， ν 及 ν_t 分別為層流與紊流黏滯係數(dynamic viscosity)，而後者係運用動力次網格紊流模型求得。

4.2 座標轉換

本研究將相對運動觀點應用在轉動與橫向運動的物體上，並分別定義 α 、 $\dot{\alpha}$ 、 y_v 、 $\dot{y}_v$ 為轉動角度、轉動角速度、振動位移以及振動速度。可得相關之轉換座標變數如後：

$$\begin{cases} X = x \cos \alpha - y \sin \alpha \\ Y = y \cos \alpha + x \sin \alpha - y_v \\ T = t \end{cases} \quad (3)$$

其中， $\alpha = \int \dot{\alpha} dt$ 、 $y_v = \int \dot{y}_v dt$ ，由連鎖法則(chain rule)可得到下列轉換運算元素：

$$\begin{aligned}
\frac{\partial}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial T} + \frac{\partial}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) \\
&\quad + \frac{\partial}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) \\
\frac{\partial}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial X} \cos \alpha + \frac{\partial}{\partial Y} \sin \alpha \\
\frac{\partial}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial X}(-\sin \alpha) + \frac{\partial}{\partial Y} \cos \alpha \\
\frac{\partial^2}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2}{\partial X^2} \cos^2 \alpha + \frac{\partial^2}{\partial Y^2} \sin^2 \alpha + 2 \frac{\partial^2}{\partial X \partial Y} \sin \alpha \cos \alpha \\
\frac{\partial^2}{\partial y^2} &= \frac{\partial^2}{\partial X^2} \sin^2 \alpha + \frac{\partial^2}{\partial Y^2} \cos^2 \alpha - 2 \frac{\partial^2}{\partial X \partial Y} \sin \alpha \cos \alpha
\end{aligned} \tag{4}$$

將(4)式之運算元素帶入(1)式可得座標轉換後的連續方程式：

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial p}{\partial T} + k \left[\left(\frac{\partial u}{\partial X} + \frac{\partial v}{\partial Y} \right) \cos \alpha + \left(\frac{\partial u}{\partial Y} - \frac{\partial v}{\partial X} \right) \sin \alpha \right] \\
&+ \frac{\partial p}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) \\
&+ \frac{\partial p}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

同理，座標轉換後的動量方程式亦可表示如下：

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial u}{\partial T} + \left(u \frac{\partial u}{\partial X} + v \frac{\partial u}{\partial Y} \right) \cos \alpha + \left(u \frac{\partial u}{\partial Y} - v \frac{\partial u}{\partial X} \right) \sin \alpha + \\
&\quad \left[\frac{\partial u}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) + \frac{\partial u}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) \right] \tag{6} \\
&= - \left[\frac{\partial p}{\partial X} \cos \alpha + \frac{\partial p}{\partial Y} \sin \alpha \right] + v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial Y^2} \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial v}{\partial T} + \left(u \frac{\partial v}{\partial X} + v \frac{\partial v}{\partial Y} \right) \cos \alpha + \left(u \frac{\partial v}{\partial Y} - v \frac{\partial v}{\partial X} \right) \sin \alpha + \\
&\quad \left[\frac{\partial v}{\partial X}(-\dot{\alpha} x \sin \alpha - \dot{\alpha} y \cos \alpha) + \frac{\partial v}{\partial Y}(-\dot{\alpha} y \sin \alpha + \dot{\alpha} x \cos \alpha - \dot{y}_v) \right] \tag{7} \\
&= - \left[\frac{\partial p}{\partial X}(-\sin \alpha) + \frac{\partial p}{\partial Y} \cos \alpha \right] + v \left(\frac{\partial^2 v}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial Y^2} \right)
\end{aligned}$$

至此，流場計算則依據方程式(5)及(6)、(7)，應用有限體積法(finite-volume-approach method)進行解析。此外為了確保數值穩定性，數值計算之無因次時間間距則依 Courant-Friedrichs-Lewy 0 條件，以確定結果之收斂性。

4.3 結構計算

在橋體振動計算，垂直向(橫風向)以及扭轉向之動力方程式為：

$$\ddot{y}_v + e\ddot{\alpha} + 2\xi_v \omega_v \dot{y}_v + \omega_v^2 y_v = \frac{F_L}{M} \quad (8)$$

$$\frac{e}{r_g^2} \ddot{y}_v + \ddot{\alpha} + 2\xi_T \omega_T \dot{\alpha} + \omega_T^2 \alpha = \frac{F_M}{I} \quad (9)$$

其中 $\ddot{y}_v$ 及 $\ddot{\alpha}$ 分別為垂直與扭轉之加速度項； M 及 I 分別為質量和轉動慣量； F_L 及 F_M 分別為垂直向和扭轉向之風載重(從流場計算結果中獲得)； ξ 及 ω 分別為橋體結構阻尼比及角頻率； r_g^2 為轉動慣量與質量之比值(I/M)， e 為質量中心與幾何中心之距離(如見圖 1 所示)

4.4 顫振導數

Scanlan 與 Tomko0 根據即有的實驗模式與類似機翼的相同理論，建構出一系列橋梁斷面扭轉向與垂直向的顫振導數(flutter derivative)。對一個具有兩個自由度的橋體而言，因垂直向及扭轉向誘發之昇力及扭轉力可由如下兩個關係描述：

$$F_L = \rho U^2 B \left[KH_1^* \frac{\dot{y}_v}{U_0} + KH_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U_0} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{y_v}{B} \right] \quad (10)$$

$$F_M = \rho U^2 B^2 \left[KA_1^* \frac{\dot{y}_v}{U_0} + KA_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U_0} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{y_v}{B} \right] \quad (11)$$

其中 $K = 2\pi f_v B / U_0$ ， H_j^* 及 A_j^* ($j = 1 \sim 4$) 分別為垂直與扭轉向氣動力導數。本研究利用數值控制鎖定橋體垂直向或扭轉向反應，進而取得不同約化風速下的 8 個顫振導數。

4.5 氣動阻尼

氣動阻尼(aerodynamic damping)與結構阻尼取得方式相似，在橋體受風狀況下給予固定位移，接著利用對數衰減法來求得之阻尼即為氣動阻尼。我們可藉由氣動阻尼的變化可觀察出橋體在受風效應下，其振態為穩定或發散之趨勢。

5. 結果討論

5.1 模式驗證

比較數值模擬與風洞試驗量測所得之結果(圖 3 至圖 9)，可以發現兩者頗具一致性，

可見本模式對橋板運動反應之預測具有相當之準確度，由此可見運用數值模式來模擬斷面模型受風效應之結果相當良好，其相對誤差小於 1 %。此外，因受限風洞試驗設備，對於來流約化風速大於 9 之橋板動態反應及其鄰近流場情況並無法深入瞭解，因此藉由數值模式模擬更高風速之情況，以獲取高風速下流況與橋板動態反應之情形。

5.2 頻率比為 2.11

檢視 ε 為 2.11 之橋體反應均方根值結果(圖 3)可以發現，昇力向與扭力向之動態反應均方根值均隨著相對應之約化速度之增加而增加。當約化風速為 0.75 與 1.55 時垂直向與扭轉向反應有局部極值，分別為垂直向與扭轉向共振區，但垂直向極值反應並不明顯。進一步觀察偏心(e/B)之影響，結果發現在高風速時之垂直向反應以前偏心時($e/B=4\%$)為最大，但不同偏心之垂直向反應差距並不顯著，扭轉向反應則以後偏心($e/B=-4\%$)為最大。當約化風速上升至 12.5 左右之後，橋體垂直向與扭轉向均方根值隨約化風速增加而急遽上升，且後偏心扭轉向最大均方根值可達 1.28 以上。

另檢視氣動阻尼結果(圖 4)可發現，垂直向與扭轉向總體阻尼係由結構阻尼值($\xi_V=0.74$, $\xi_T=0.78$)起始，垂直向總體阻尼隨著風速增加而增加，並且前偏心之垂直向總體阻尼為最大。而扭轉向總體阻尼剛開始隨著約化風速增加，在經過扭轉向共振風速(1.55)後開始下降。在無偏心($e/B=0\%$)與前偏心($e/B=4\%$)時，約化風速於 11.76 後整體阻尼開始低於結構阻尼(0.78 %)，後偏心($e/B=-4\%$)則發生在約化風速 11.99 之後。當約化風速約為 13 左右時，整體阻尼接近於零，且此時之約化風速以後偏心為最小。

檢視顫振導數之結果(圖 5)後發現，垂直向顫振導數均為負值，而扭轉向顫振導數除 A_2^* 略有變化之外，其餘均為正值。隨著約化風速的提高，垂直向氣動力阻尼 H_1^* 即逐漸遞減。同樣的， H_2^* 導數隨著風速之增加而增加，且在約化風速超過共振區後趨於穩定。 H_3^* 與 H_4^* 導數隨著無因次化風速的增加而遞減。 A_1^* 導數隨著約化風速的增加而增大，而扭轉向顫振導數 A_2^* 由負值轉為正值之約化風速位置則依偏心狀況而改變，前偏心與無偏心為 12.04，後偏心為 11.91。此外， A_3^* 與 A_4^* 導數均隨約化風速增加而漸增。

5.3 頻率比為 1.49

在頻率比為 1.49 的橋體反應均方根值結果(圖 6)方面，相同地，昇力向與扭力向之動態反應均方根值均隨著相對應之約化速度之增加而增加。局部極值發生在約化風速為 0.85 與 1.21 時，分別為垂直向與扭轉向共振區。進一步觀察偏心(e/B)之影響，在高約化風速時之垂直向與扭轉向反應以後偏心時為最大，但偏心對垂直向反應影響並不大。當約化風速上升至 11 之後，橋體垂直向與扭轉向均方根值隨約化風速增加而急遽上升，且後偏心之垂直向最大均方根值可達 0.14，扭轉向最大均方根值可達 2.1 以上。

由氣動阻尼結果(圖 7)可發現，垂直向與扭轉向總體阻尼同樣由結構阻尼值($\xi_V=0.63$, $\xi_T=0.78$)起始隨著風速增加而逐漸增加，並且前偏心之垂直向總體阻尼為最大，而扭轉向總體阻尼在共振區之後阻尼值開始下降。在無偏心與前偏心時，約化風速於 11.29 後整體阻尼開始低於結構阻尼(0.78 %)，後偏心則發生在約化風速 11.06 之後。當約化風速約為 11.5 左右時，整體阻尼接近於零。

頻率比 1.49 之顫振導數(圖 8)趨勢與頻率比 2.11 之結果類似。隨著約化風速的提

高，垂直向氣動力阻尼逐漸遞減。而 H_2^* 導數同樣隨無因次化風速的增加而降低，在約化風速超過共振區($U_r=1.21$)後變化趨於穩定。在扭轉向顫振導數的部份， A_2^* 由負值轉為正值之約化風速位置則依偏心狀況有異，前偏心為 11.35，無偏心與後偏心分別為 11.11 與 11.06。

5.4 頻率比為 1.14

由頻率比為 1.14 的橋體反應均方根值結果圖(圖 9)可以發現，局部極值與前面 2 個頻率比($\varepsilon=2.11$ 與 1.49)不同，僅有一個局部尖峰值在約化風速為 0.92 的時候。進一步觀察偏心(e/B)之影響，在高約化風速時之垂直向與扭轉向反應均以後偏心時為最大，垂直向反應對於偏心影響變化並不大。當約化風速達到 8 之後，橋體垂直向與扭轉向均方根值隨約化風速增加而急遽上升，且後偏心之垂直向最大均方根值約為 0.1，扭轉向最大均方根值約為 2.4。

由圖 10 之氣動阻尼結果可以得知，垂直向與扭轉向總體阻尼亦由結構阻尼值($\xi_V=0.78$ ， $\xi_T=0.76$)起始隨著風速增加而增加，而扭轉向總體阻尼剛開始隨著約化風速增加，當約化風速為 5 之後開始下降。在無偏心與前偏心時，約化風速於 8.24 後整體阻尼開始低於扭轉向結構阻尼(0.76 %)，後偏心則發生在約化風速 7.99 之後。當約化風速約為 8.2 左右時，整體阻尼接近於零。

頻率比 1.14 之顫振導數結果如圖 11 所示，可以發現結果與其他 2 種頻率比結果趨勢頗為類似，垂直向顫振導數(H_1^* 至 H_4^*)均為負值，並隨約化風速增加而下降。而扭轉向顫振導數除 A_2^* 略有變化之外，其餘均為正值。隨著約化風速的提高，垂直向氣動力阻尼 H_1^* 即逐漸遞減。 H_2^* 導數在約化風速超過共振區後趨於穩定。而扭轉向顫振導數 A_2^* 由負值轉為正值之約化風速位置分別是前偏心為 8.12、無偏心為 8.02 與後偏心為 7.95。

5.5 討論

由不同頻率比的橋體反應結果(圖 3、圖 6、圖 9)可以發現，在頻率比為 2.11 與 1.49 的情況下，會產生 2 個共振極值，且頻率比為 1.49 之極值會較頻率比為 2.11 要來的接近。但在頻率比為 1.14 時，則僅有 1 個共振極值。另檢視橋體共振極值後發現，扭轉向反應之共振極值發生在頻率比為 1.49 的時候，而垂直向反應之共振極值也是同樣的狀況。此外，由橋體反應均方根值結果得知，當垂直與扭轉向頻率最接近時($\varepsilon=1.14$)，所得高風速下之橋體垂直向與扭轉向反應為最大，並且發生橋體反應急遽上升之風速亦最低(約化風速大約在 8 的時候)。

檢視氣動阻尼結果(圖 4、圖 7、圖 10)可以發現，在矩形斷面情況中，各個頻率比($\varepsilon=2.11$ 、1.49、1.14)之垂直向氣動力阻尼均以前偏心($e/B=4\%$)為最大，無偏心($e/B=0\%$)次之，後偏心($e/B=-4\%$)為最小。在扭轉向氣動力阻尼部份，前偏心與無偏心的氣動力阻尼在大部分的風速下是重合的。而在扭轉向氣動力阻尼降至自身結構阻尼方面，雖然在頻率比為 2.11 時，前偏心的約化風速($U_r=1.76$)會小於後偏心的($U_r=11.99$)。但到了整體阻尼接近零的時候，前偏心(與無偏心重合)的約化風速則會大於後偏心的狀況。而在另外 2 個頻率比的狀況下($\varepsilon=1.49$ 、1.14)，無論是在扭轉向氣動力阻尼降至自身結構阻尼的時候，或是整體阻尼接近零的狀況，均是以前偏心(與無偏心重合)的約化

風速大於後偏心的情況。

橋體反應均方根值結果顯示，當垂直與扭轉向頻率愈接近時，高風速下之橋體反應則愈大。觀察氣動阻尼變化可知，在比較所有頻率比的結果後，以頻率比為 1.14 之扭轉向氣動阻尼接近零的約化風速最小。另從顫振導數結果(圖 5、圖 8、圖 11)亦可發現， A_2^* 由負轉正之風速也是以頻率比為 1.14 時為最小。最後，從 0 的臨界風速比較中可以發現，頻率比為 1.14 時亦具有最小之臨界風速。綜合上述結果可知，頻率比接近時由於扭轉耦合(torsional coupling)之效應對於橋體反應有加乘之效果，亦使得臨界風速降低，此因垂直向與扭轉向振態發生耦合所致，故在設計上應避免此情形發生。

由橋體反應結果亦可得知，在前偏心($e/B=4\%$)時，高風速下之扭轉向橋體反應為最小。而後偏心時($e/B=-4\%$)之高風速下扭轉向橋體反應較無偏心($e/B=0\%$)與前偏心要大。另檢視氣動阻尼比較圖可以發現，氣動阻尼接近零值之約化風速均以後偏心為最小。再從臨界約化風速比較表中亦可得到同樣的結論。由此可知，前偏心可有效壓抑顫振行為發生，後偏心則反而助長顫振發生。因此，橋梁在設計質量阻尼器或管制通車時應注意此狀況。

6. 結論

本研究以數值模擬的方式配合風洞模型試驗，探討均勻來流流經二維橋體之流場特性。由實驗與數值比較結果可看出，在考慮互制效應之數值模式對於預測流體流經不同頻率比與偏心之矩形斷面模型橋體的運動反應結果頗為良好，其相對誤差均小於 1%，故可作為長跨度橋梁受風作用下之初步分析工具。結果顯示使用數值模擬探討互制作用下之長跨度橋梁之氣彈力行為，除了可以有效節省人力與物力，數值模擬提供了更完整詳盡之資料，大幅增進了問題細部解析之能力。

在不同頻率比的狀況下，檢視頻率比對振態耦合之影響。結果發現在矩形橋體的狀況下，頻率比越接近時橋體反應明顯增大，臨界約化風速亦隨之降低。此外，當偏心質量置於迎風面處可有效抑制顫振行為發生，而偏心質量置於背風面處則會使得顫振行為提早發生。

7. 致謝

本研究承蒙國科會補助(計畫編號：NSC 92-2211-E-005-028)，謹此致謝。

8. 參考文獻

1. Scanlan, R. H. and Tomko, J. J. (1971), "Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives," J. Eng. Mech. Div., 97, 1717-1737.
2. Larsen, A. (1997), "Prediction of Aeroelastic Stability of Suspension Bridges During Erection," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 72, pp. 275-274.
3. Phongkumsing, S., Wilde, K. and Fujino, Y. (2001) "Analytical Study on Flutter Suppression by Eccentric Mass Method on FEM Model of Long-Span Suspension

- Bridge,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 89, pp. 515-534.
4. Song, C.C.S. and Yuan, M. (1988), "A Weakly Compressible Flow Model and Rapid Convergence Methods," *J. Fluids Eng.*, 110(4), 441-455.
 5. Germano, M., Piomelli, U., Moin, P. and Cabot, W. H. (1991), "A Dynamic Subgrid-Scale Eddy Viscosity Model," *Phys. Fluids*, 3, 1760-1765.
 6. Courant, R., Friedrichs, K. O., and Lewy, H. (1967), "On the Partial Difference Equations of Mathematical Physics," *IBM J.*, 11, 215-234.
 7. Fang, F. M., Li Y. C., Chen, C. C. and Liang, C. C. (2005) “Numerical Predictions on the Dynamic Response of a Suspension Bridge with a Trapezoidal Cross-Section,” *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 28, 2, pp. 281-291.

表1 模型頻率比與結構特性表

頻率比 ε	質量 M (kg/m)	質量慣性矩 I (kg-m ² /m)	結構振動頻率(Hz)		阻尼比 (%)	
			垂直向 (f_v)	扭轉向 (f_v)	垂直向 (ξ_v)	扭轉向 (ξ_T)
2.11	3.873	1.19×10^{-2}	10.12	21.15	0.75	0.78
1.49	3.779	2.41×10^{-2}	9.76	14.57	0.63	0.78
1.14	3.756	3.63×10^{-2}	9.77	11.16	0.78	0.76

表2 臨界約化風速比較表

ε e/B	2.11	1.49	1.14
4 %	12.96	11.46	8.60
0 %	12.66	11.23	8.33
-4 %	11.95	10.66	8.06

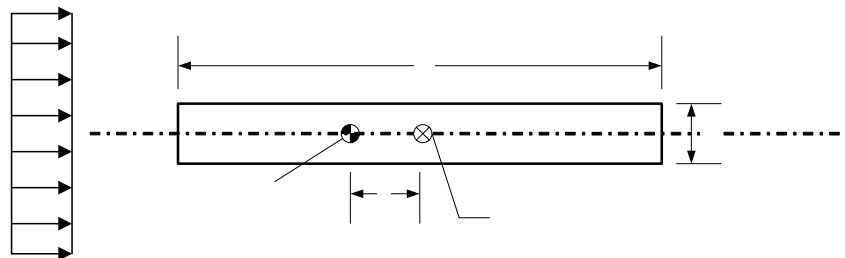


圖1 研究個案示意圖

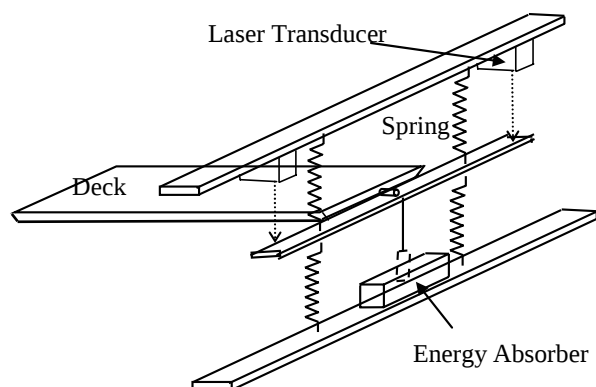
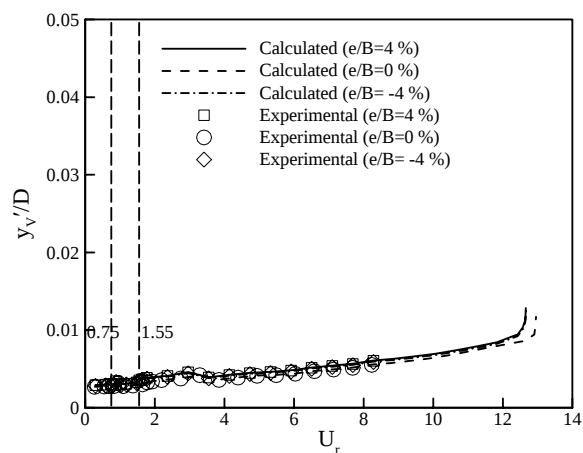


圖2 斷面模型實驗配置圖

(a) Vertical



(b) Torsional

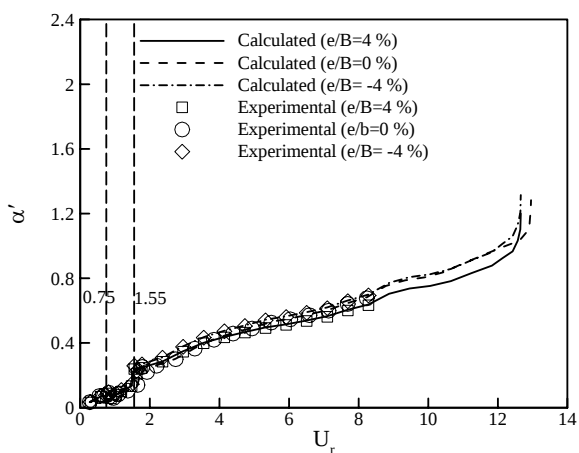
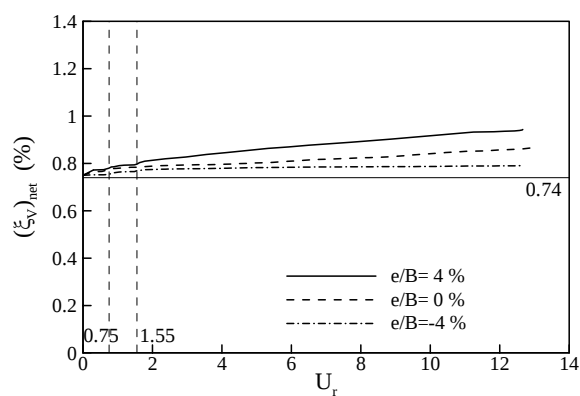


圖3 橋體反應均方根值圖 ($\varepsilon=2.11$)

(a) Vertical



(b) Torsional

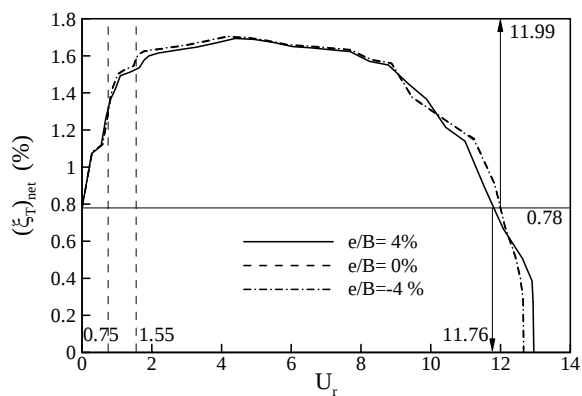
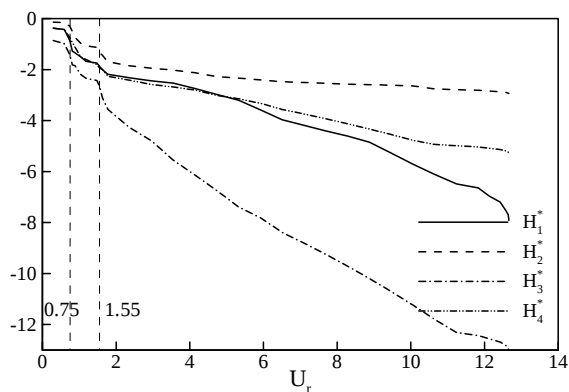


圖4 橋體氣動阻尼比較圖($\varepsilon=2.11$)

(a) Vertical



(b) Torsional

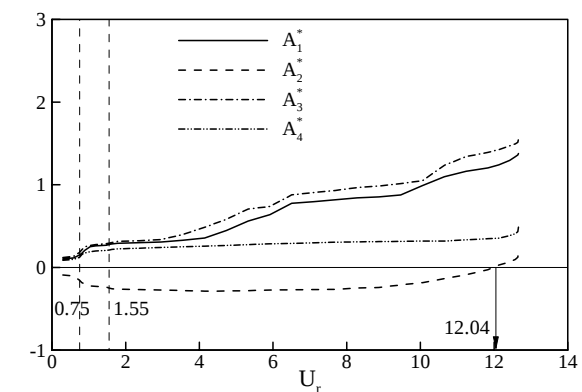


圖5 橋體顫振導數比較圖($\varepsilon=2.11$)

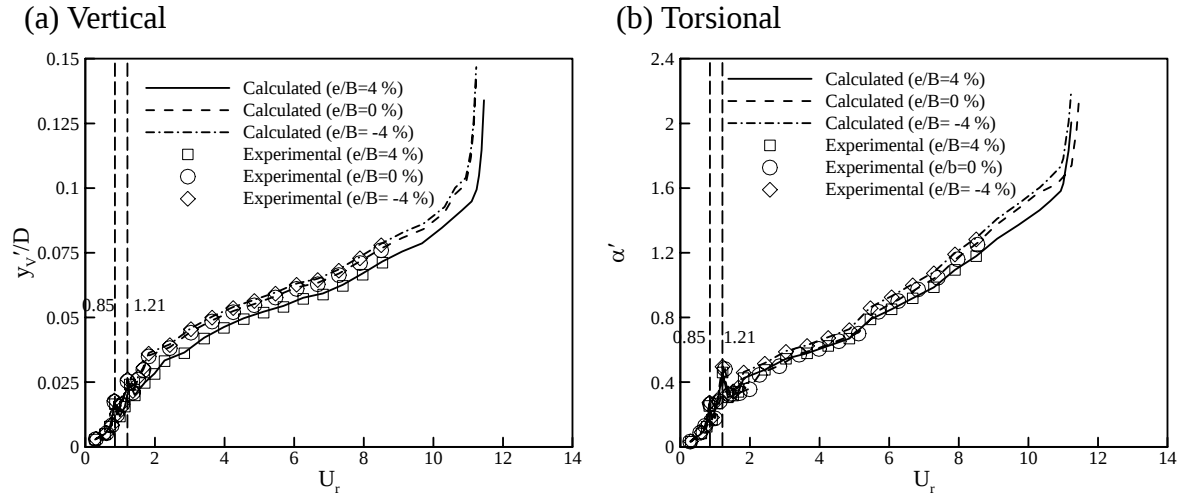


圖6 橋體反應均方根值圖 ($\varepsilon=1.49$)

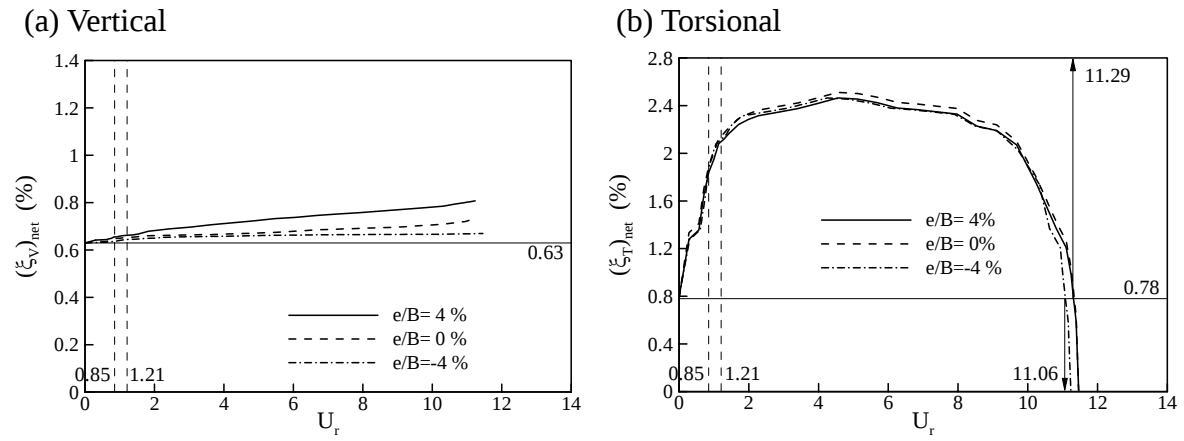


圖7 橋體氣動阻尼比較圖 ($\varepsilon=1.49$)

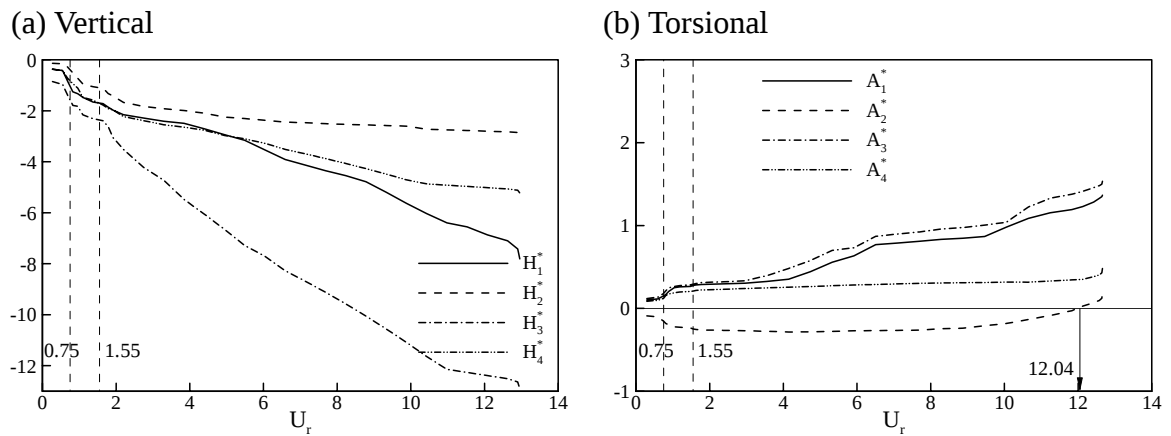


圖8 橋體顫振導數比較圖 ($\varepsilon=1.49$)

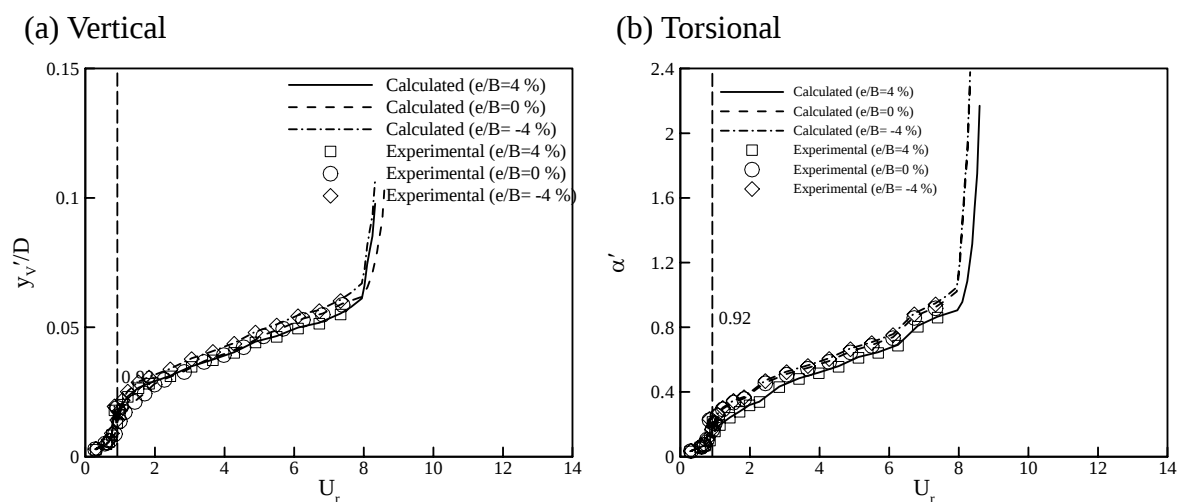


圖9 橋體反應均方根值圖 ($\varepsilon=1.14$)

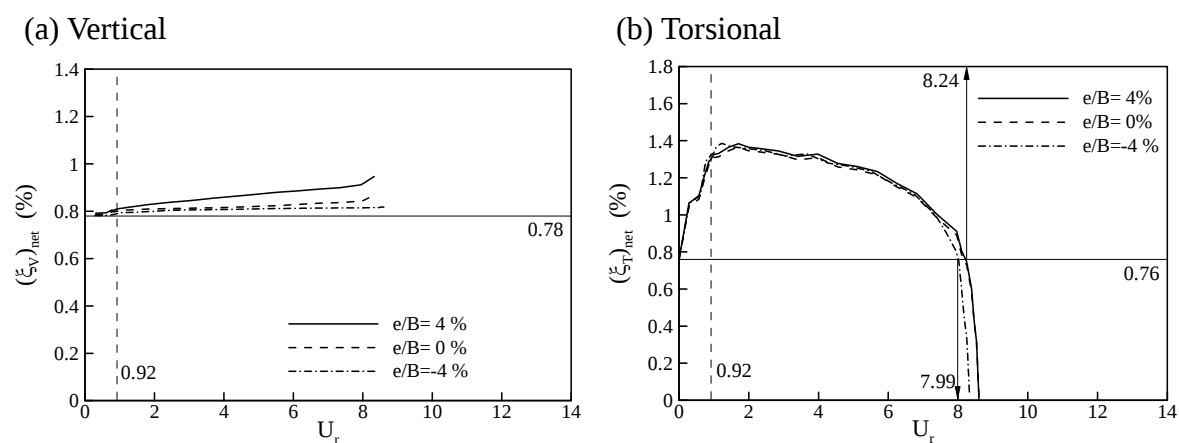


圖10 橋體氣動阻尼比較圖($\varepsilon=1.14$)

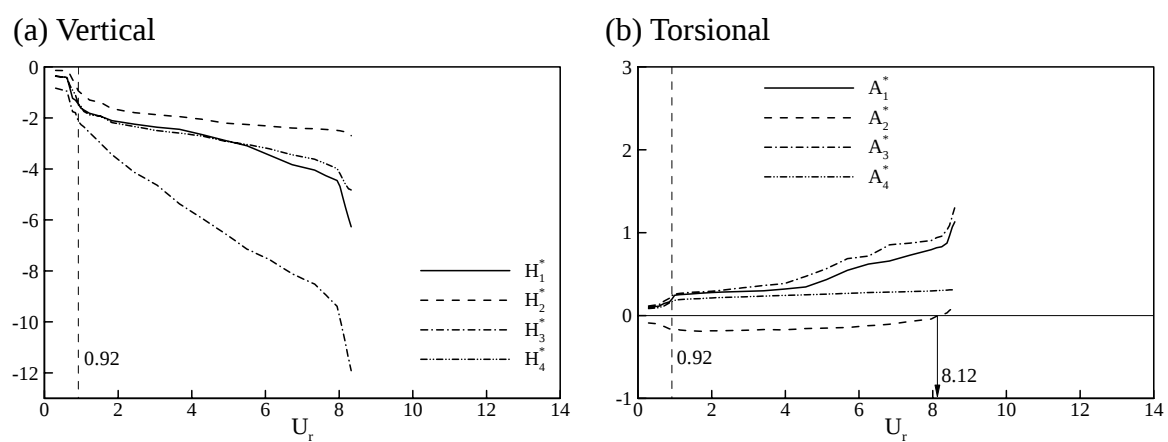


圖11 橋體顫振導數比較圖($\varepsilon=1.14$)

曲面屋頂結構物設計風載重之初探

A preliminary investigation on the Design Wind Loads of Arched Roofs

鄭啟明¹ 傅仲麟² 蔡明樹³ 楊承翰⁴

1. 淡江大學土木系教授
2. 淡江大學土木系博士班
3. 淡江大學土木系博士班
4. 淡江大學土木系碩士班

摘要

現代建築中因為美學的考量之下,以曲面屋頂為造型的建築物越來越常出現,且因為特別型態的關係所以其特性通常是較輕且較軟的,因此在承受風力時會有更明顯的感受性,而國內目前的風力規範並沒有關於曲面屋頂詳細的設計風載重;所以研究此類屋頂的設計風載重顯得相當需要。本文主要是探討曲面屋頂之設計風載重,因此以高雄捷運 R17 車站為研究對象。內容使用 LRC (Load – Response -Correlation)法計算其屋頂設計風載重並與傳統的設計風載重方法做比較。

由本文分析結果得知,整個曲面屋頂受風時皆承受上揚力的作用,且在上風處的風力平均值與 RMS 值皆會比下風處要大。而 LRC-max, LRC-simplified 設計載重值與陣風反應因子法之設計風力較為接近,但在平均風力小,而擾動風力大之區域下三者有較明顯差異。而本文提出之極值設計載重,其動態載重加入了以扭轉振態為主之共振部分,此類設計載重在動態效應明顯之建築物其設計風力較高。

Abstract

Domes with large span and grand standing arched roofs are common structural forms in the modern architecture practice to meet both the functional requirement and the aesthetic consideration. This type of structure system tends to be light weighted and relatively flexible, therefore, more wind sensitive than the other large structural systems. The simplified design wind load in the current building wind code is suitable only for small to medium size storage dome. A more sophisticated design wind load procedure is needed for large span dome or arched roof system. In order to investigate the designed wind loads of arched roofs, this project used a real arched roof system in Kaoshiung as the target structure. The Load-Response -Correlation Procedure (LRC) and traditional procedure was used to evaluate the proper design wind load.

一、前言

從事曲面屋頂建築設計時，因為其通常是為車站、廠房或體育館等建築，其高度跨徑比值較小，因此相較於地震力，風力更是一種重要的載重形式。目前國內外的規範當中，有提供曲面屋頂風力載重的相當少，而有提供的多是用經驗公式作計算，難以完全描述風力的隨機與複雜特性；況且結構物鄰近的地形、地物及風向等等皆是影響結構物所受到風力大小的重要因素，規範無法涵蓋周全，所以曲面屋頂建築必須進行風洞實驗，將真實的情況盡可能的模擬出來，以彌補規範未及之處。

關於設計風載重方面；在 1991 年以前，並沒有很適合的方法於計算非線性系統的影響，而德國學者 M. Kasperski[1]於 1991 年提出一名為(LRC)load-response -correlation 的重要方法，對於線性系統此方法可計算出造成最大結構反應的風載重分佈。對於非線性系統其也可以得到相當不錯的近似值。而雖然臨界載重分佈是基於載重過程為高斯分佈的假設，但(LRC)對於載重過程為非高斯分佈也能提供相當接近真實的載重形式近似值。所以此方法在對於研究曲面屋頂受風影響的研究上相當重要。

二、理論背景

德國學者 M. Kasperski [1]於 1992 年提出一個應用於幾何非線性結構物的設計風載重方法，其設計載重分佈是由與極值反應與載重間之關係所推導出來，其推導如下：

一般認為極值反應是由反應平均值加上反應標準差乘上尖峰因子而來，其表示如下：

$$r_{\max} = \bar{r} \pm g_r \cdot \sigma_r \quad (1)$$

其中 $\bar{r}$ ：反應平均值。

σ_r ：反應標準差。

g_r ：尖峰因子。通常為了設計上的目的，假設其為一特定具體值，介於 3.5~3.7 之間，在此取 3.5 為本文的設定值。

而陣風反應因子的定義為反應最大值除以反應平均值，如下所示：

$$GRF = \frac{r_{\max}}{\bar{r}} \quad (2)$$

而等值靜風載重可以定義為陣風反應因子乘上載重平均值，如下所示：

$$p_e = GRF \cdot \bar{p} \quad (3)$$

而一個系統的平均反應與平均載重關係可表示如下：

$$\{\bar{r}\} = [A] \cdot \{\bar{p}\} \quad (4)$$

其中 $\{\bar{r}\}$: 平均反應向量(n,1)。

$[A]$: 影響係數矩陣(n,m)；

a_{ik} : 在 k 施加單位載重時， i 點所產生的反應值。

$\{\bar{p}\}$: 平均載重向量(m,1)。

因此反應的 covariance 矩陣就可以表示如下:

$$[\sigma_r^2] = [A] \cdot [\sigma_p^2] \cdot [A]^T \quad (5)$$

其中 $[\sigma_r^2]$: 反應的 covariance 矩陣(n,n)；

$[\sigma_p^2]$: 載重的 covariance 矩陣(m,m)；

$[A]^T$: 矩陣 A 的轉置矩陣。

因此反應 i 與載重 k 的 covariance 矩陣就為影響係數矩陣乘上載重的 covariance 矩陣，如下所示:

$$[\sigma_{rp}^2] = [A] \cdot [\sigma_p^2] \quad (6)$$

其中 $[\sigma_{rp}^2]$: 載重與反應的 covariance 矩陣(n,m)；

元素 ik : 反應 i 與載重 k 的 covariance。

$[\sigma_p^2]$: 載重的 covariance 矩陣(m,m)；

元素 kl : 載重 k 與載重 l 的 covariance。

因此式(1)可以變為如下表示:

$$r_{i_{\max}} = \sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot \bar{p}_k + g \cdot \sqrt{\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_{ik} \cdot a_{il} \cdot \sigma_{p_{kl}}^2} \quad (7)$$

其中 $\sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot \bar{p}_k$ 是由式(4)而來，為反應平均值部份；而 $g \cdot \sqrt{\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_{ik} \cdot a_{il} \cdot \sigma_{p_{kl}}^2}$ 是由式(5)

而來，為反應標準差乘上尖峰因子部份。

再將式(5)帶入式(7)，重新整理可得:

$$r_{i_{\max}} = \sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot \bar{p}_k + g \cdot \frac{\sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot \sum_{l=1}^m a_{il} \cdot \sigma_{p_{kl}}^2}{\sigma_{ri}} \quad (8)$$

由式(6)可得:

$$\sigma_{r_{ip_k}}^2 = \sum_{l=1}^m a_{il} \cdot \sigma_{p_{kl}}^2 \quad (9)$$

$$\text{又 } \rho_{r_{ip_k}} = \frac{\sigma_{r_{ip_k}}^2}{\sigma_{r_i} \cdot \sigma_{p_k}} \quad (10)$$

其中 $\rho_{r_{ip_k}}$: 反應 i 與載重 k 的相關係數。

σ_{p_k} : 載重 k 的標準差。

將式(9)與式(10)重新整理可得：

$$\sigma_{r_i p_k}^2 = \sum_{l=1}^m a_{il} \cdot \sigma_{p_{kl}}^2 = \rho_{r_i p_k} \cdot \sigma_{r_i} \cdot \sigma_{p_k} \quad (11)$$

再將式(11)代入(8)，可以得到：

$$r_{i_{\max}} = \sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot \bar{p}_k + g \cdot \sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot \rho_{r_i p_k} \cdot \sigma_{p_k} \quad (12)$$

$$= \sum_{k=1}^m a_{ik} \cdot [\bar{p}_k + g \cdot \rho_{r_i p_k} \cdot \sigma_{p_k}] \quad (13)$$

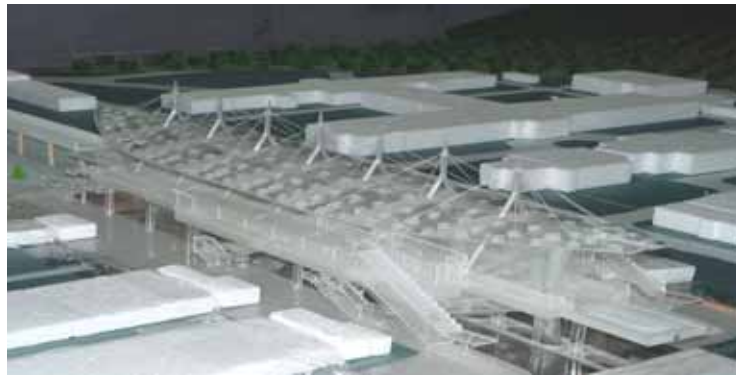
由式(13)可以看出， $[\bar{p}_k + g \cdot \rho_{r_i p_k} \cdot \sigma_{p_k}]$ 部份就是為造成設計結構物極大反應的等值靜風載重，即為本文中所欲求 LRC 法的設計風載重。

三、實驗設置與數值分析

本文主要是以高雄捷運 R17 車站作為標的，實驗模型縮尺為 1:200。本段對於實驗設置說明如下。

(一) 實驗設置

本案物理實驗所使用之風洞設備為淡江大學第一號邊界層風洞，該風洞屬於吸入、開放型風洞。風洞實驗段長 18.0 m，其斷面寬 3.2 m、高 2.0 m。風速可經由控制風扇之轉速而得到調整，其流速範圍為 0.7 m/s 至 15 m/s。在本實驗中，因為高雄實際設計風速為 37.5m/s，而本實驗中的長度縮尺為 1:200；實驗風速為 10m/s，因此速度縮尺為 1:3.7；時間縮尺為 1:54。試驗時以車站為中心，每轉動 10 度量取一次風壓值，以模擬不同方向之來風。本文採用多頻道電子式風壓掃描器，用來同步擷取作用於結構表面各點的瞬時風壓，本實驗模型為一 1:200 縮尺壓克力風壓模型，在車站取面屋頂上下各有 184 個壓力量測點，由上下壓力差可算出風壓值，其模型如圖(1)所示。



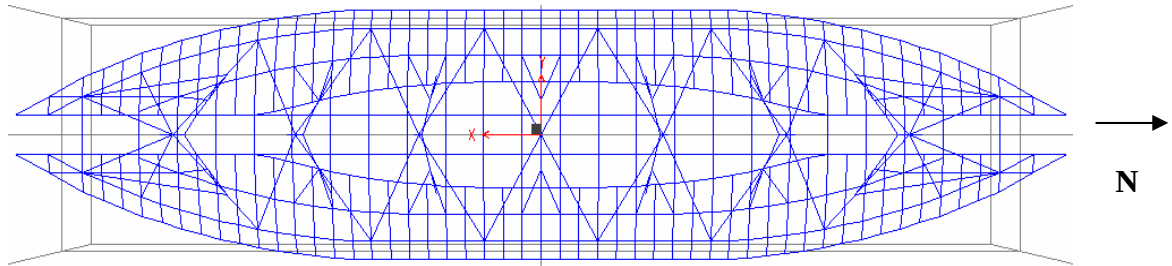
圖(1) R17 車站 1:200 壓克力風壓模型

(二) 研究標的物之基本資料

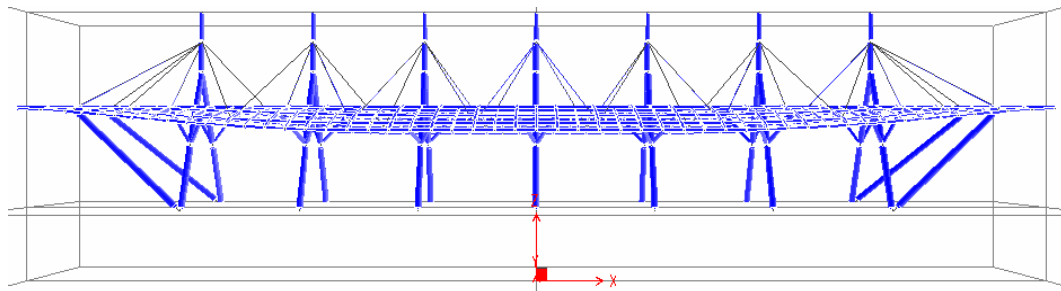
高雄 R17 車站真實屋頂部份為鋼架、圓柱及鋼纜所組成；下部天橋、月台及軌道

等為鋼筋混凝土及鋼結構所構成，在本研究中只取其特殊造型的屋頂部份分析，而屋頂圓柱連接月台層的束制條件是假設為固定。

其屋頂部份長 153.8m，寬 36.72m，曲率半徑為 50.3m，屋頂最高點為 25.53m，最低點為 22.138m，cable 共有 16 組；其幾何形狀如圖(2)、圖(3)所示。



圖(2) 曲面屋頂 XY 面幾何形狀



圖(3) 曲面屋頂 XZ 面幾何形狀

(三) 設計載重計算流程

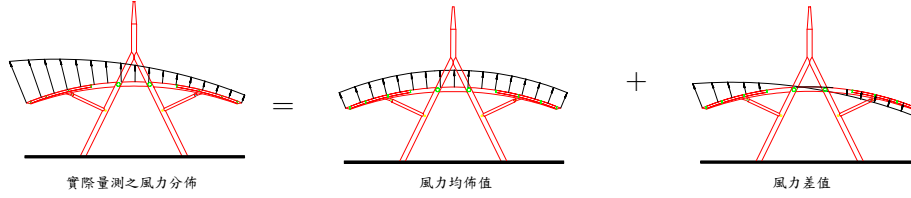
(1) 傳統設計載重法

傳統設計載重之計算方式一般採用陣風反應因子法或極值設計風載重，陣風反應因子法是將各載重點平均風力乘上陣風反應因子 (gust factor)，作為設計載重。而極值設計風載重是將載重點平均風力再加上載重點擾動風力均方根值乘上尖峰因子 (peak factor)，作為設計載重。本研究另將擾動風力均方根值分離為背景反應， B_i ，與共振反應， R_i ，兩部分，以進一步考慮結構動態效應。

車站屋頂瞬時整體風力之大小為所有風壓點對同一瞬間歷時量測資料進行加總，根據結構體座標軸換算為各方向分量，以及根據參考軸之位置換算 Rx 扭矩之值。風壓作用於結構物之方向為作用點所在位置平面之法向量，正壓之方向指向該平面 (受壓)，負壓方向遠離該平面 (受拉)。

由風壓實驗所量測之表面風壓方向是為該風壓孔所在屋頂位置之法線向量方向，由於該車站於長軸方向上平行於地面，因此風壓於 XYZ 座標軸之分量僅剩 Y 與 Z 方向之值。X 軸扭矩 Tx (Rx) 之計算方式，是根據各個風壓點風力於 Y、Z 方向之分量，乘以該分量至 Rx 向參考軸之距離而得。本計畫該參考軸設定為 X 軸方向之車站屋頂表面上緣中心線。結構扭矩任一瞬時風力在屋頂 Y 軸剖面上之分佈，可以分解為 Y 軸各風壓量測點於該瞬時之平均值，以及各測點量測值與該平均值之差值。各測點之平均值在

該 Y 軸剖面上為一均勻分佈之形式，稱之為均佈值。其對於計算 X 軸扭矩之參考軸對稱，可知扭矩總和為零。因此車站屋頂之扭矩由前述各測點量測值與平均值之差值決定。



圖(4) 車站屋頂表面風力分佈分解方式

建築物在特定風向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。各節點風載重的極值為：

$$F_{\max,i} = \bar{F}_i \pm g\sigma_{F_{\text{int},i}} \quad (14)$$

$$g = \sqrt{2\ln(\nu T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2\ln(\nu T)}} \quad (15)$$

其中 $F_{\max,i}$ 為第 i 節點之極值設計風載重。 $\bar{F}_i$ 為第 i 節點之平均風載重。g 為尖峰因子 (peak factor)。 $\sigma_{F_{\text{int},i}} = \sqrt{B_i^2 + R_i^2}$ 為第 i 節點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，一般建築物之動態設計風載重可透過廣義風力頻譜 $S_F(f)$ ，經由下列之結構動力分析求得。結構基本振態廣義座標運動方程式如下：

$$M^* \ddot{Y}(t) + C^* \dot{Y}(t) + K^* Y(t) = F^*(t) \quad (16)$$

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

$$\begin{aligned} M^* &= \int_0^H m(z) \phi^2(z) dz \\ K^* &= \int_0^H EI(z) (\phi''(z))^2 dz \end{aligned} \quad (17)$$

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

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

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， $F_{\text{int}}^* = K^* Y$ ，之均方根值為：

$$\begin{aligned} \sigma_{F_{\text{int}}^*} &= K^* \sigma_Y = \left(\int_0^\infty S_{F^*}(f) |H(f)|^2 df \right)^{1/2} \\ |H(f)|^2 &= \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0} \right)^2 \right)^2 + \left(2\xi \frac{f}{f_0} \right)^2} \end{aligned} \quad (18)$$

在風力計算中，將動態風載重分為背景反應與共振反應。其中背景反應部分，由於結構動力效應並不顯著，其分佈應與速度壓相近。因此，動態風載重的背景反應直接採用實驗量測結果。

動態風載重的共振部分可由下式求得：

$$\sigma_R^2 = \frac{\pi f_0}{4\xi} S_{F^*}(f_0) \quad (19)$$

本案車站屋頂第一振態為 X 向振動，然而屋頂之幾何外型致使 X 向風力相對其他方向而言相當小，其動態反應不明顯。因此本結構以第二、第三振態之 Rx（扭轉）振動為主要振態。該方向扭矩其產生之外力來源為 Y 方向風力差值、Z 方向風力差值對扭矩參考軸旋轉所造成。亦即扭矩之動態風載重與 Y、Z 方向風力差值之動態風載重，二者之形式相同。因此本文先以 Rx 扭矩之廣義座標外力，根據上述分析步驟計算其動態風載重背景與共振部分之比值，再將共振部分動態風載重，依背景部分之空間相關性，分配回各載重點。

(2) LRC 法

LRC 法計算流程如下：

1. 選擇對於設計重要的反應 r_i ：

2. 選擇載重 p_k 個數：

3. 由實驗風力歷時資料可以得到以下統計特性：

4. 載重平均值向量 $\bar{p}_k$ 。

A. 載重標準差向量 σ_p 。

B. 載重 covariance 矩陣 σ_p^2 。

5. 計算影響因子(influence factors) a_{ik} ：

為單位載重施加在 k 點上時，桿件 i 所產生的強軸彎矩。此部份經由 SA2000 程式所建立之數值模型求得。在此為(444,80)的矩陣。

6. 計算彎矩平均值向量 $\bar{r}_k$ ：

由下式求得： $\{\bar{r}\}_{444 \times 1} = [a]_{444 \times 80} \cdot \{\bar{p}\}_{80 \times 1}$

7. 計算彎矩標準差向量 σ_r ：

由下式求得： $\sigma_{r_i} = \left[\sum_{k=1}^{80} a_{ik} \cdot \sum_{l=1}^{80} a_{il} \sigma_{p_{kl}}^2 \right]^{1/2}$

8. 計算載重 p_k 與強軸彎矩 r_i 的相關性 $\rho_{p_k r_i}$ ：

由下式求得： $\rho_{p_k r_i} = \left[\sum_{l=1}^{80} a_{il} \cdot \sigma_{p_{kl}}^2 \right] \cdot [\sigma_{p_k} \cdot \sigma_{r_i}]^{-1}$

9. 選擇尖峰因子(peak factor) g ：

10. 介於 3.5~3.7 之間，本實驗中取 3.5 為使用值。

11. 計算每一桿件發生最大強軸彎矩的極值載重分佈 p_{e_k} ：

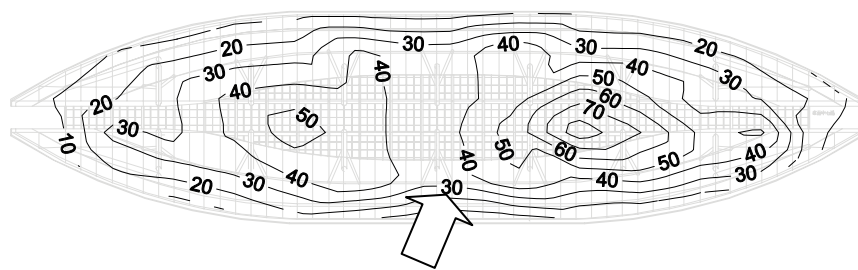
由下式求得： $p_{ek}(\max r_i) = \overline{p_k} + g \cdot \sigma_{p_k} \cdot \rho_{p_k r_i}$

由上式可以求得每一桿件發生最大強軸彎矩時的載重分佈情形，但由於桿件一共有 444 個，因此一共會得到 444 組極值載重分佈，考量桿件對整體載重之重要性，本文以曲面屋頂有連接圓柱的的桿件發生最大強軸彎矩時的載重分佈情形，來作為設計載重依據。

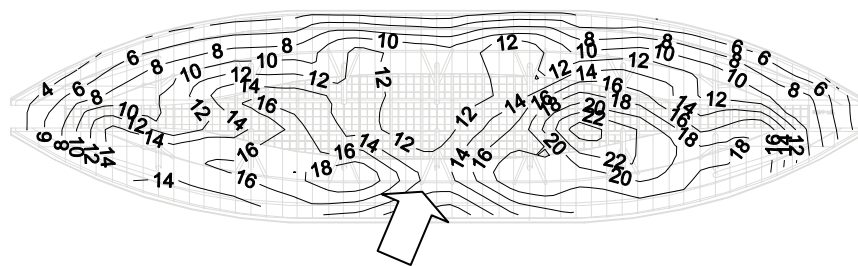
四、實驗結果與討論

(一) 曲面屋頂歷時風力資料平均值與 RMS 值分佈

由實驗所得風力歷時資料之平均值中可以發現，整個曲面屋頂皆承受到上揚力的作用，這與文獻及過往觀念中的現象是一致的。因為本研究取整體受力最大之風攻角進行分析研究，而該風攻角約為 100 度(北方為 0 度，順時針計算)。所以在圖(5)、(6)中我們可以發現，整體風力的平均值及 RMS 值的縱向分佈大致呈現對稱性分佈，而在上風處的風力平均值與 RMS 值皆會比下風處要大，這也與傳統中的觀念相同。



圖(5) 平均風壓分佈(箭頭代表風向)

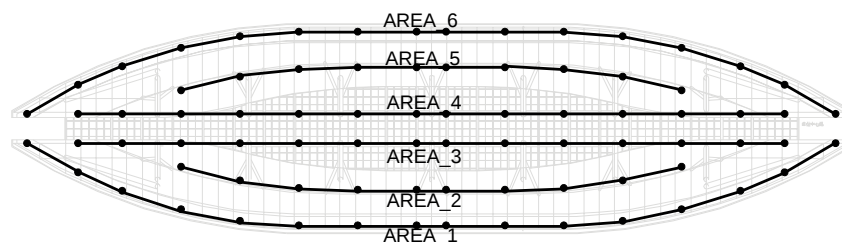


圖(6) 擾動風壓均方根值分佈(箭頭代表風向)

(二) 曲面屋頂設計風載重設計風載重比較

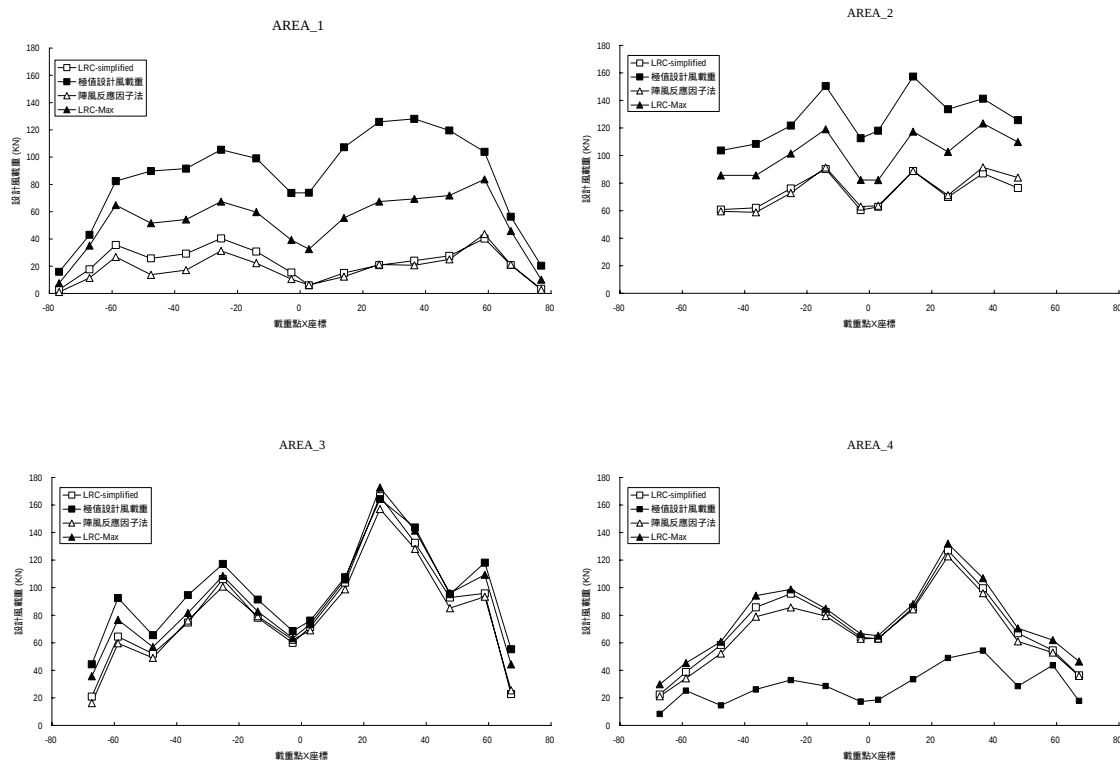
由 LRC 法一共選取了 444 個桿件的強軸彎矩為反應元素，所以將會產生 444 組設計風載重分佈，本節將利用由 LRC 法所求出之三種設計風載重分佈類型，第一種為取有連接到圓柱的屋頂桿件作為風力載重設計依據。本曲面屋頂共有七支圓柱支撐，而曲面屋頂是由四支桿件與每一圓柱連接，但我們發現以同一圓柱與曲面屋頂連接的四個桿件為反應所得到之設計風載重分佈值相當接近，所以本文皆取其中一支桿件為代表桿

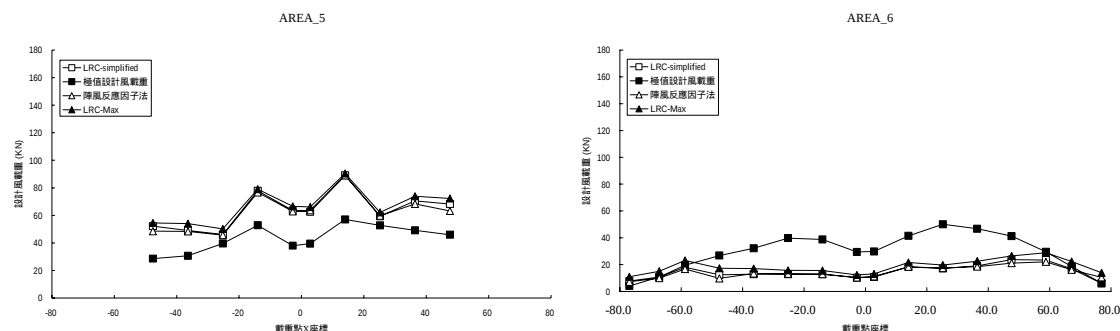
件，並以七組設計載重中之最大值作為設計載重參考值(簡稱 LRC-simplified)。第二種為全部 444 組設計風載重之最大值(簡稱 LRC-max)。另外再列出陣風反應因子法、極值設計風載重所求得之共四種設計風載重，進行不同設計風載重之間的比較與探討。為方便瞭解不同設計載重之差異性，將載重點分成六區如圖（7）所示。



圖（7）載重點分區

而圖（8）為四種不同設計風載重在六個載重區之比較圖，在靠近迎風面 AREA_1 處，很明顯的，極值設計風載重在此區高於其他設計風載重，其次是 LRC 法全部 444 組設計風載重之最大值(簡稱 LRC-max)，而另外兩種設計風載重之設計風力在此區域較為相近。在 AREA_2 處，其設計風載重大小分佈與 AREA_1 相近。在 AREA_3，四組設計載重皆相當接近。在 AREA_4、AREA_5、AREA_6 中，極值設計風載重低於其他設計風載重，而其他三組種設計風載重之設計風力在此區域較為相近。





圖（8）設計載重比較圖

由圖（9）可看出在此六區，在原始風壓數據中主要差異在於風力平均值及擾動均方根值，在平均風力小，但風力擾動大之區域，如 AREA_1 及 AREA_2，LRC-max 設計載重明顯較大。而 LRC-simplified 與陣風反應因子法之設計風力，在各區皆相當接近。故可判斷，以七組連接圓柱桿件之強軸彎矩為依據所決定之設計載重 LRC - simplified 接近陣風反應因子法之設計風力。但此法可能因取不同位置之桿件反應作為依據而有所不同，且在平均風力小，但風力擾動大之區域，其差異應會更大。

上述三種方法，皆不考慮結構本身之動態效應。而在本文所提出之極值設計載重部分，因本結構第一振態為 X 向振動，然而屋頂之幾何外型致使 X 向風力相對其他方向而言相當小，其動態反應不明顯。而第二、第三振態之 Rx（扭轉）振動為主要振態。故其動態載重加入了以扭轉振態為主之共振部分，且因其扭力方向動態風載之共振部分大於背景部分，故其設計載重在局部區域明顯較高。且考慮其扭轉效應時，尖峰因子在屋頂兩側，採用一正一負計算，使得設計風載重與其他各組載重差異較大。但本文提出之極值設計載重，在此類結構，較能反映出整體扭力之效應。

不過，對於垂直或水平之載重，極值設計載重在偏下游處之設計載重，包括 AREA_4、AREA_5，AREA_6，其設計載重有偏小趨勢。而整體載重，以垂直載重而言，最大值為極值設計載重約為 508T，其次為 LRC-max 設計載重約為 494T，再其次為 LRC-simplified 設計載重約為 396T，最小為陣風反應因子設計載重約為 380T。

對於上述設計風載重，是以單一風向角所計算求得，所以在實際設計或檢覈結構時，應以屋頂中央 X 軸為對稱軸，以對稱方式分兩次施加载重，以完整考慮其可能之風力載重形式。

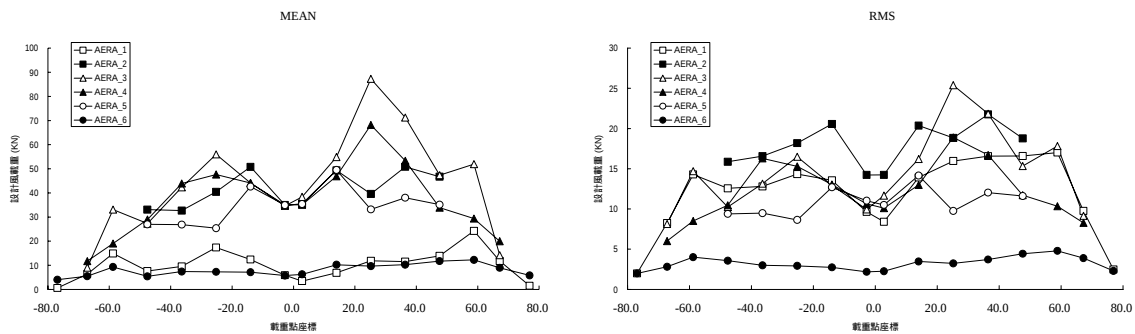


圖 (9) 六區載重點之歷時風力平均值及擾動均方根值

五、結論

1. 整個曲面屋頂受風時皆承受上揚力的作用。而在上風處的風力平均值與 RMS 值皆會比下風處要大，這與文獻及過往的觀念中是一致的。
2. 以不同圓柱連接桿件為反應的設計風載重分佈趨勢與實驗風力歷時資料平均值分佈趨勢相似，幾乎都是風力歷時平均值分佈趨勢的變形，但是其設計風力載重值比風力歷時平均值要大上許多，因此可推測風力歷時 RMS 值部份對於設計風載重會有相當程度的貢獻。
3. 比較幾種設計風載重分佈發現；LRC 設計載重值與陣風反應因子法之設計風力較為接近，但在擾動風力極小狀況下兩者會有明顯差異。而取全部 444 組設計風載重平均值的設計風載重偏小，設計上會有安全性上的疑慮。而取全部 444 組設計風載重最大值的設計風載重在擾動值大的區域，設計上會較為保守。
4. 在本文所提出之極值設計載重部分，其動態載重加入了以扭轉振態為主之共振部分，且因其扭力方向動態風載之共振部分大於背景部分，故其設計載重在局部區域明顯較高。而整體載重，以垂直載重而言，最大值為極值設計載重，其次為 LRC-max 設計載重，再其次為 LRC-simplified，最小為陣風反應因子設計載重。
5. 考慮扭轉效應時，若有採用尖峰因子，在屋頂兩側應採用一正一負計算，在此類結構，較能反映出整體扭力之效應。但應以屋頂中央 X 軸為對稱軸，以對稱方式分兩次施加载重，以完整考慮其可能之風力載重形式。

參考文獻

1. M. Ksaperski Extreme wind load distributions for linear and nonlinear design, Eng.

- Struct. 1992, Vol. 14, pp27~34.
2. Cermak, J. E., Peterka, J. A., 1974, " Simulation of Atmospheric Flows in Short Wind Tunnel Test Sections", Center for Building Technology, IAT, National Bureau of Standards Washington, D.C., June.
 3. B. Bienkiewicz, Y. Tamura, H.J. Ham, H. Ueda, K. Hibi, 1995, "Proper orthogonal decomposition and reconstruction of multi-channel roof pressure" J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 54/55 , p369-381.

高層建築設計風力、風壓之風洞試驗與分析

蔡明樹¹ 傅仲麟¹ 鄭啟明² 張正興³

1 淡江大學土木工程研究所博士班、風工程研究中心

2 淡江大學土木工程學系、風工程研究中心

3 淡江大學土木工程學系、風工程研究中心

摘要

高層建築之主要外力為強風與地震，興建一座有足夠抗風強度之建築物需同時考慮風對結構系統形成的動態載重效應，以及建築外牆的表面極值風壓。目前預估大樓受風反應的方法，包括數值模擬與風洞實驗二種。一般都市地形之地況過於複雜以及其流況之高度三維性，使得數值模擬在應用上有其極大的侷限性。因此以風洞物理模擬實驗來取得風力載重與外牆風壓，是目前較為可行及可信的方法。本文選取高雄市八五大樓為例，利用風洞實驗配合結構動力模態分析之假設進行實際設計風力與風壓之分析，並與原設計規劃時之美國 CPP 顧問公司風洞試驗報告進行比較。本文 Y1 載重之基底剪力 $F_x F_y$ 合力為 136,098kN、CPP 公司 A+載重則為 140,881kN，二者相差約為 3.4%。

Abstract

The main load of a high-rised building are wind and earthquake. To build a building that can afford strong winds, we need to consider the dynamic effect induced by the wind flucture. There are two methods to estimate the wind loads of builing, one is CFD, the other is wind tunnel test. Due to of the complicated geograph and wind field, the CFD simulation is difficult to use. Therefore, the wind tunnel test for wind loading and wind pressure is common-used way. For 85 building, this paper uses the wind tunnel test to analysis wind loads and pressrure. At the same time, we compare the outcome with the CPP test result, the original design company of this building. The difference of loading between this paper's 136,098kN (Y1) with CPP's 140,881kN (A+) is 3.4%.

1. 前言

本文利用風洞物理縮尺實驗配合結構動力模態分析之假設，進行結構主要抗風系統設計風載重以及帷幕外牆設計風壓之分析與討論。結構整體風力之分析是以風洞試驗所量測之結構物基底剪力、彎矩以及各樓層風力為基礎。量測方式以正北為零度風向角，每 10 度風向角做一組量測，共量取 36 個風向。再將各風向之風載重數據，以統計理論挑選數種影響最大之載重組合，配合結構之振動頻率、振態之相關結構資

料，以結構動力方式計算各個風向角之風載重，再從上述 36 個風向角之載重資料進

行組合以選擇出對結構設計有關鍵性影響之載重組合。這些資料配合建築物所在地之設計風速，提供給結構工程師於建築物結構設計之用。建築帷幕外牆風壓實驗之條件與構整體風力實驗相同，分析方式一般採用 36 個風向中最大之極值壓力係數來進行計算。實驗數據經由統計分析得到極值壓力係數，配合特定設計風速可求得實際之外壓極值。同時依據風力規範以及結構物之形式，可決定該設計風速下之內壓極值。選擇可能之最大內外壓差即為該位置之設計風壓，而後依各位置極值風壓繪出等壓線分佈圖，以提供做為外牆設計檢核之依據。

本文選取高雄市八五大樓為例，藉由上述之步驟進行實際設計風力與風壓之分析，並與該大樓原設計規劃時之美國 CPP 風工程顧問公司風洞試驗報告進行比較。

高層建築之主要結構抗風系統設計風載重與帷幕牆設計風壓，是結合風洞試驗結果以及一連串之理論推導與計算而得。尤其前者需同時考慮結構動態反應之效應，在面對特殊結構形式之建築物時，得謹慎處理以獲得合理之設計風載重。

2. 結構主要抗風系統設計風載重分析流程概述

建築物所受的風力因風攻角而易，一般從事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與風壓量測。建築物的設計風力與設計風壓需由 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。各樓層風載重的極值為：

$$F_{\max,i} = \bar{F}_i + g\sigma_{F_{\text{int},i}}$$

$$g = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(vT)}}$$

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)。 $\sigma_{F_{\text{int},i}} = \sqrt{B_i^2 + R_i^2}$ 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。

建築物的設計風力包含了順風向、橫風向及扭轉向設計風力。在風力組合上，假設順風向與橫風向為獨立事件，並求出各方向之極大廣義力，並假設各方向之極大廣義力並非同時發生，據以求出兩方向向量組合之彎矩極大值，之後再經由適當方式分配到各樓層，即為各樓層之極大風力。簡單來說，即各方向風力之向量組合。本文之設計風載重不包含建築物質量中心與勁度中心不一致的偏心效應，亦即假設順風向與橫風向之合力通過建築物斷面之勁度中心。

設計風力組合中 X 向與 Y 向風力，是根據 36 個風向角建築物基底彎矩乘以轉換函數及振態修正之後的極值廣義內力，配合下述之風工程理論所決定。各風向角的極值廣義內力由兩部份所組成：第一部份為平均值(mean)，第二部份為動態內力是由尖峰因子(peak factor)與擾動均方根值的乘積。兩者之間的組合可以為相加或相減，而求得極值風力(maximum & minimum wind load)，以下式表示之：

$$\hat{M} = \bar{M} \pm g_p \sigma_M$$

各風向角 x 向 y 向風力的組合，根據 Melbourne (1975) 的研究結果，假設 X 向與 Y 向之結構反應為高斯機率分佈 Gaussian(normal) probability distribution，而且二個垂直方向風力的相關性可忽略不計。x 向 y 向風力的組合圖形反應結果為橢圓形。

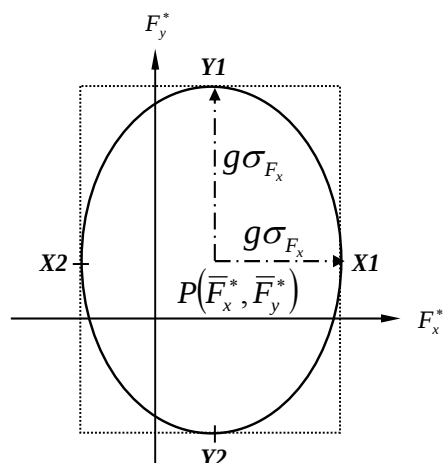


圖 1 x、y 向廣義座標風力的各種可能載重組合

此理論同樣適用於高層建築的設計風力風洞試驗，在 36 個風向角的 x 向、y 向與扭轉向的量測數據中，首先以個別風向角的以 x、y 向基底彎矩（廣義座標風力）為座標軸，如圖 1 所示。圖中的 P 點代表該風向角 x 向、y 向風力的平均值， $\bar{F}_x^*$ & $\bar{F}_y^*$ ，加上擾動風力之正負極值，則可得到 X1、X2、Y1、Y2 四個座標平面上的最大值點，這四點分別代表 x 向廣義座標風力的極大與極小值，以及 y 向廣義座標風力的極大與極小值。由這四點所構成的橢圓，代表在單一風向下，x、y 向廣義座標風力的各種可能載重組合，橢圓上的任一點即代表任一的 x 向、y 向廣義座標風力的組合。由原點 O 到橢圓上任意點之向量與座標軸之夾角，即可表示出合力作用的方向。

由圖 1 可知，在單一風向時便可能存在無限多種的載重型式，其中歸納出下列幾種對於建築抗風系統影響最為嚴重的載重組合（圖 2）：

(1) 橢圓圖中 X1、X2 分別代表當採用 x 向風力的極大或極小值時，y 向風力採用平均值。Y1、Y2 則意涵 y 向風力採用極大或極小值時，x 向使用風力之平均值。

(2) 上述的四種載重組合雖然涵蓋了 x 向與 y 向的最大風力，然而卻未包括 x 向與 y 向的最大合力。因此，另需考慮的風力組合為橢圓圖中四個象限合力的最大值 R1、

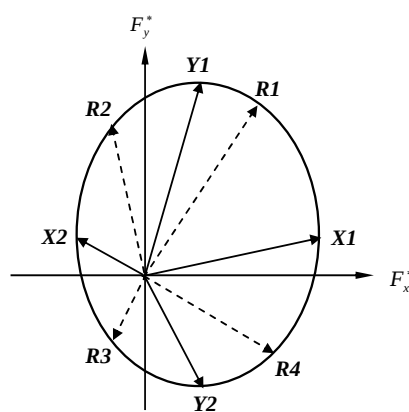


圖 2 x、y 向廣義座標風力的 8 種建議載重組合

R2、R3、R4。

換言之，在單一個風向下應考慮圖 2 中 X1、X2、Y1、Y2、R1、R2、R3、R4 等 8 種風力載重組合。

一般建築結構的扭轉向風力並非主要設計考量，因此扭轉向設計風載重逕直採用扭矩風載重的極值，配合前述的 8 種 x 向與 y 向的風力組合型式中，也就是在相同風攻角下，這 8 種載重型式有相同的扭矩。

如此，一個風攻角取 8 種載重型式，在本實驗中有 36 個風攻角，所以共有 288 種載重型式。其次在 36 個風攻角的載重組合中，分別選取 X1、X2、Y1、Y2、R1、R2、R3、R4 的最大值，即為該建築的設計風力組合。然而一般建築多具備單軸或雙軸對稱的特性，若是，則前述的 8 種設計風力組核可進一步簡化為：

(1)單軸對稱：{ $\max(X1,X2), Y1, Y2, \max(R1,R2), \max(R3,R4)$ }

(2)雙軸對稱：{ $\max(X1,X2,Y1,Y2), \max(R1,R2,R3,R4)$ }

3. 風洞試驗

風洞試驗是在淡江大學風工程研究中心之第二風洞實驗館完成。風洞的試驗段為 2.0m 高、3.2m 寬、18.0m 長，試驗段設有 1.5m 半徑之轉盤（圖 3）。

本文選取 85 大樓為例，以風洞試驗進行結構抗風系統設計風載重與帷幕外牆表面設計風壓之分析。

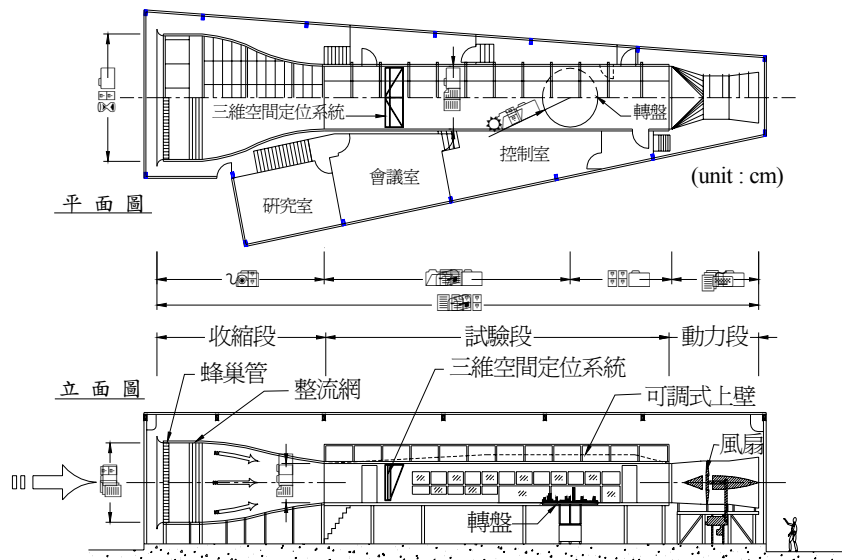


圖 3 淡江大學風工程研究中心第二風洞實驗館平立面圖

進行風洞試驗之前，應先要決定好縮尺及模擬的範圍，並且模擬現地正確的流場特性。除此之外，基地模型的製作力求與現地符合(包括鄰近建築物的外型、樓層數，以及空地分佈、圍牆、樹木的模擬製作等)。本章節之風洞實驗，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，其縮尺設定為 1/350，模擬範圍為以 85 大樓為中心，半徑 525 公尺範圍之區域（圖 4）。

以下就本工作項目所進行之試驗內容及模擬方式進行說明：

3.1 逼近流場模擬

參照內政部建築研究所民國 93 年 1 月之「建築物耐風設計規範及解說（草案）」，實驗所使用的上游逼近風場，採用適於該地區地形特性之紊流邊界層流。本工作項目位於高雄港附近，西側為台灣海峽、其他為高雄市中心。地形地物包含開闊地形之地況 C ($\alpha=0.15$ 、 $\delta=300\text{m}$) 與大都市市郊之地況 B ($\alpha=0.25$ 、 $\delta=400\text{m}$) 特性。

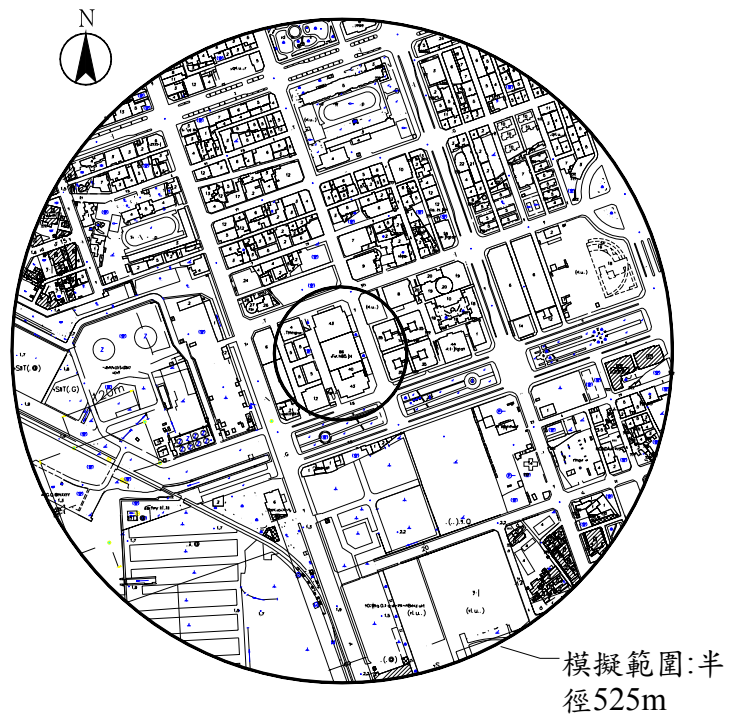


圖 4 85 大樓風壓風力實驗風洞模擬範圍

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。本文使用錐形擾流板和配套之粗糙元及龍齒組合，在風洞之試驗段內建立一能與現場情況相當之模擬大氣邊界層。本中心利用熱膜探針風速

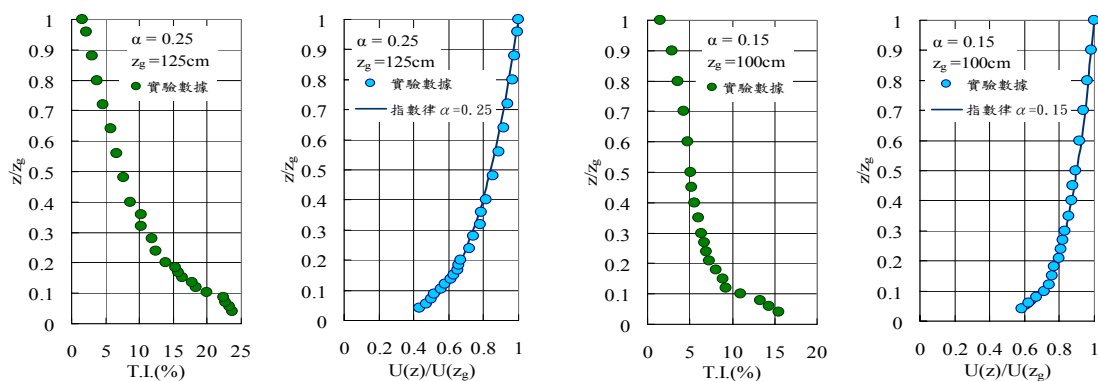


圖 5 地況 B、地況 C 大氣邊界層平均風速剖面與紊流強度剖面

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 5 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。

3.2 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 6。

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。



風壓孔之位置如

圖 6 85 大樓風壓模型

圖 7 所示，於高度上之佈置大致分為 21 層，每層點位約在 28 至 40 個點之間，視各層之建築物尺寸而定。同時針對 82 層以上之屋突機房層、77~82 樓層附近與 42~45 樓層附近的大型圍牆增設壓力點。設置風壓孔時為加強考慮外牆邊緣及銳角等易產生氣流分離的地方，在外牆形狀變化較大區域，風壓孔設置較為密集，以確實掌握風力擾動較嚴重區域的壓力分佈。

試驗風向以正北為準，每 10 度做一組量測，所量測之風向共有 36 組，每個風向進行兩次量測，以避免誤差。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。

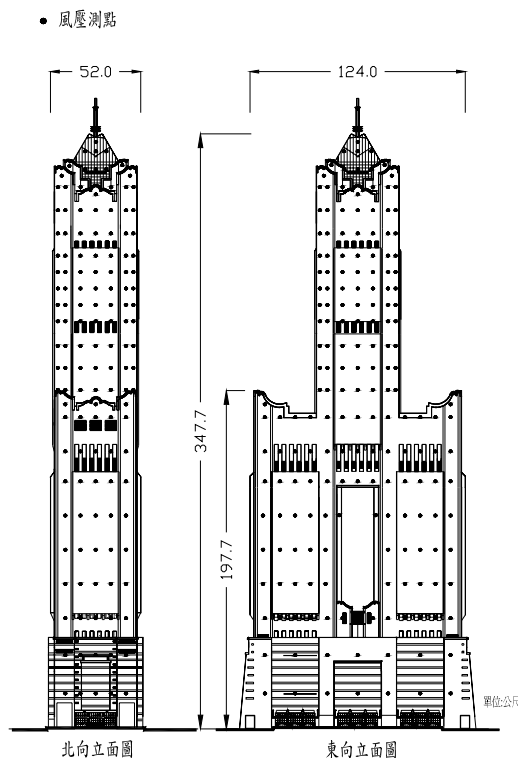


圖 7 85 大樓表面風壓模型風壓孔位置圖

3.3 高頻力平衡儀試驗

該實驗之模型以一個外覆巴沙木之中空鋼架製成，以符合高結構頻率、輕質量高勁度之需求。模型置於風洞內模擬本計畫場址之地形環境與逼近流場之中，透過底部六分量高頻力平衡儀量測模型受風狀態下之基底剪力、彎矩及扭矩，如圖 8。



圖 8 85 大樓高頻力平衡儀模型

本實驗之六分量高頻力平衡儀為日本 Nitta 株式會社之六軸向剪力彎矩感應儀 JR3 (JR3 Universal Force-Moment Sensor System) 為一相當靈敏之感應器，需將其置於風洞試驗段下方可隔絕外界振動之高質量圓形旋轉台上，再將模型固定於其上以進行風洞實驗。模型-力平衡儀系統與週遭縮尺地形之間需適當隔離，防止風洞本體以及縮尺地形之振動干擾建築物風力之量測。安置模型-力平衡儀系統之旋轉台亦需保持良好之氣密狀態，避免不必要之氣流自模型底部進入流場內，影響各種氣動力現象之發展。

力平衡儀法是透過縮尺模型進行風力之量測，而風力頻譜之取得更是其中之重點。因此本模型使用質量輕勁度高之材料製成，主要目的是保持模型之自然頻率遠高於風力之主要頻率，避免風力經由模型表現為基底彎矩時，受機械阻抗函數轉換之影響而有失真之現象。

一般而言，風壓實驗不但提供帷幕牆設計風壓之所需資料，亦可提供結構抗風系統設計風載重之所需數據，惟其採樣方式需同步量取所有風壓點之歷時資料以計算結構基底載重之值。本文之標地物 85 大樓高達 85 層，實驗室之量測儀器數量不足以達到同步量測之要求，故增加力平衡儀試驗以獲取大樓基底載重之數據。

4. 分析過程與結果

4.1 設計風速

依據內政部建築研究所民國 93 年 1 月之「建築物耐風設計規範及解說（草案）」規定之設計風力，該案使用風速在高雄市為 50 年迴歸期十分鐘平均風速 37.5m/s。而設計風速代表 C 地況，高度 10m 處之最大十分鐘平均風速。本實驗所用之參考風速為邊界層高度風速，採樣時間為實場 1 小時。故需進行換算：

參考 ASCE 7-02 之 Durst Curve，十分鐘平均風速為一小時平均風速之 1.06 倍，先將設計風速換算成一小時平均風速。

$$U_{10m,1hour}=37.5/1.06=35.4m/s$$

將 C 地況十公尺高度風速換算成邊界層高度風速，地況 C 之 α 值為 0.15，而邊

界層高度 δ 為 300 公尺。透過指數律換算可得邊界層高度風速。

指數律公式：

$$\frac{U_z}{U_{10}} = \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha$$

$$U_{300m,1hour} = 35.4 \times (300/10)^{0.15} = 58.9 \text{ m/s}$$

85 大樓使用上屬於第三類建築物，用途係數 $I=1.1$ ，邊界層高度之風速調整為：

$$58.9 \times 1.1 = 64.8 \text{ m/s}$$

即相對於 100 年迴歸期風速。

4.2 結構主要抗風系統設計風載重

本節計算所引用之結構特性、尖峰因子與各樓層質量分佈情形，詳見表 1。X、Y、Z 方向之尖峰因子根據內政部建築研究所風力規範草案計算，三者皆在 3.8 附近。

a. 載重組合

根據載重組合之定義，分別找出 36 個風向角中用於最終之設計風力載重組合，極值計算使用之尖峰因子參見表 1。8 種載重組合基底剪力分析結果如表 2。(1) X1：X 向基底彎矩極大值為風向角 340 度；(2) X2：X 向基底彎矩極小值為風向角 170 度；(3) Y1：Y 向基底彎矩極大值為風向角 250 度；(4) Y2：Y 向基底彎矩極小值為風向角 70 度。R1~R4 最終之設計風力經由選擇各方向角 XY 象限最大合力值而得，分別為(5) R1：第一象限+X 與+Y 方向基底彎矩合力最大值為風向角 250 度；(6) R2：第二象限-X 與+Y 方向基底彎矩合力最大值為風向角 250 度；(7) R3：第三象限-X 與-Y 方向基底彎矩合力最大值為風向角 70 度；(8) R4：第四象限+X 與-Y 方向基底彎矩合力最大值為風向角 70 度。

表 2 大樓主要抗風系統設計風載重組合之基底合力（結構阻尼比 0.01）

表 1 結構特性與尖峰因子			
參數 \ 方向	X	Y	Z
結構自然頻率 (Hz)	0.210	0.184	0.289
尖峰因子	3.80	3.77	3.88
結構阻尼比 ⁽¹⁾	0.01		

註 1：此處結構阻尼比為分析結構受風振動之建議值

用途係數 I		1.1				
基本設計風速V10(C)		37.5m/s				
		結構阻尼比		0.01		
載重組合			設計風力基底剪力總合			
型式	定 義	風向角	Fx	Fy	T	Fx、Fy
			(kN)	(kN)	(MN-m)	合力
X1	Xpeak(+)、Ymean、Tpeak	340	79540.8	-12788.9	1214.7	82751.7
X2	Xpeak(-)、Ymean、Tpeak	170	-85793.8	-1329.4	1021.5	86995.5
Y1	Xmean、Ypeak(+)、Tpeak	250	1591.7	137288.1	679.4	137406.6
Y2	Xmean、Ypeak(-)、Tpeak	70	2684.7	-114747.7	819.9	114926.3
R1	第一象限XY合力最大值	250	2518.6	137278.7	679.4	137416.8
R2	第二象限XY合力最大值	250	-8260.7	136215.8	679.4	136583.3
R3	第三象限XY合力最大值	70	-9055.5	-113931.9	819.9	114504.5
R4	第四象限XY合力最大值	70	4778.7	-114722.0	819.9	114965.7

b. 各樓層設計風力

各樓層之風力分配，因為本計畫同時執行同一軸向所有壓力孔同步取值之表面風壓實驗，因此直接使用風壓實驗分析所得之各樓層平均風力與擾動風力，而不以風速剖面之風速壓分佈間接估計各樓層之風力分配情形。此種方式較傳統之力平衡儀實驗所得之設計風力樓層分配更為準確，惟風壓實驗所需時間與經費較高。

各樓層設計風力 $F_x F_y$ 合力之最大值為載重組合 R1(風向角 250 度) 於 36 樓之 4215kN。各樓層設計風力分布以載重組合 Y1 為例，如圖 9。頂樓屋頂層因為迎風面積遠小於其他樓層，雖然風速較大但仍使其整體風力小於其他樓層。

各樓層扭矩 T 之最大值為載重組合 X2(風向角 170 度) 於 36 樓之 38.40MN-m。各樓層扭矩設計風力之計算，考慮不同樓層之平均扭力因為風壓分佈不均勻而互有正負之差異，其設計最大扭矩之計算便同時考慮平均扭矩加減擾動扭矩，選擇於基底扭矩總合較大者為該風向角之設計最大扭矩計算方式。

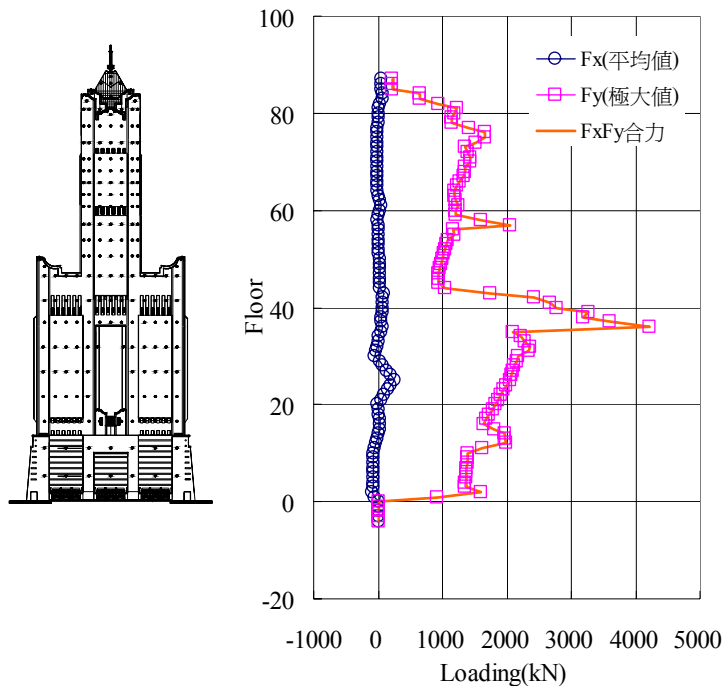


圖 9 主要抗風系統設計風力載重組合 Y1

c. 與大樓興建時之設計風載重相互比較

影響設計風載重之因素相當龐雜，包括風洞試驗模擬之逼近流場與週遭地形、等值靜載重之計算方式以及風載重之組合方式等。尤其這些項目並無一定之分析計算準則，而是各實驗室根據合理而可信之方式進行實驗與計算，因此不同實驗室在不同實驗條件下分析結果，必有相當程度之差異性存在。

i. 計算比較之基準

本大樓興建時於 1991 年委託美國 Cermak Peterka Petersen(CPP)風工程顧問公司進行風洞物理模擬試驗。當時使用之 50 年迴歸期設計風速為地況 C 之 10 分鐘平均風速 40.7m/s，文中並未說明是否考慮轉換為每小時平均風速，此部份與目前國內使用之規範數據 37.5m/s 有所差異。另外有關動態風載重計算所使用之結構阻尼，當時考慮阻尼器之作用而選擇以阻尼比 0.02，做為結構受風反應時之預估阻尼值。此值也與目前本計劃考慮阻尼器失效時之預估結構阻尼比 0.01 有所差別。為進行與原有風

洞試驗報告之比較，本小節將依據上述原有
本工作項目執行之風洞實驗結果，另行計算
其相對應之結構主要抗風系統風載重。亦即
設計風速 40.7m/s、結構阻尼比 0.02，忽略
用途係數並且不考慮 10 分鐘平均風速與每
小時平均風速之差值。

ii. 比較結果

考慮設計風載重之大小受許多因素之
影響，因此本報告與 CPP 公司報告之比較
將以條件類似之風向、載重組和做對象。由
於東側緊鄰四棟 35 層大樓之興建，會造成

85 大樓所受風力與興建之初有所不同，故比較對象選擇環境變化不大之西側來風。

CPP 風工程顧問公司設定之座標軸與本工作項目設定之方向相差 90 度如圖 10，
經調整後之設計風載重比較如表 3。選擇同為大樓東西向受力為尖峰值之本工作項目
載重組合 Y1 與 CPP 公司載重組合 A+ 進行比較：本工作項目 Y1 載重之基底剪力 $F_x F_y$
合力為 136,098kN、CPP 公

司 A+ 載重則為
140,881kN，二者相差約為
3.4%，變化有限。而其他
類型載重組合由於發生在
不同風攻角，所以差值最
大可達到 22.6%（本工作
項目之 R2 對應於 CPP 之
C1）。造成兩組風洞試驗

差異的主要原因應該是東側緊鄰四棟 35 層大樓之興建，其對 85 大樓渦散與尾跡之完
整性估計有相當程度之干擾。

CPP 風工程顧問公司使用之參數，配合

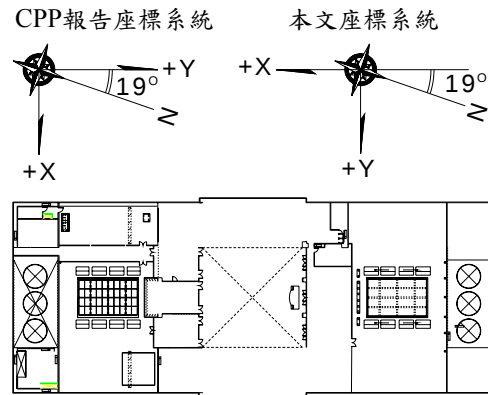


圖 10 CPP 報告及本文座標定義

表 3 本工作項目與 CPP 報告之設計風載重比較

本案		CPP		本案		差值
載重型式	風向角	載重型式	風向角	F_x, F_y 合力	F_x, F_y 合力	
X1	340	B-	70	8.230E+04	9.924E+04	-17.1%
X2	170	B+	70	8.560E+04	9.769E+04	-12.4%
Y1	250	A+	260	1.361E+05	1.409E+05	-3.4%
Y2	70	A-	80	1.117E+05	1.215E+05	-8.1%
R1	250	C4	340	1.361E+05	1.120E+05	21.6%
R2	250	C1	150	1.353E+05	1.103E+05	22.6%
R3	70	C2	150	1.112E+05	1.182E+05	-5.9%
R4	70	C3	340	1.118E+05	1.142E+05	-2.2%

4.3 帷幕牆表面設計風壓

圍帷幕牆表面設計風壓之檢討是採用內政部建築研究所民國 93 年 1 月之「建築物耐風設計規範及解說（草案）」相關規定計算，50 年迴歸期之基本設計風速高雄市為十分鐘平均風速 37.5m/s，用途係數 $I=1.1$ （相對應於 100 年迴歸期風速）。

a. 極值風壓計算

透過電子式壓力掃描器所測得之風壓值，需利用統計方式，取得壓力極值之機率分佈函數，再透過此機率分佈函數，取得極值壓力，並換算為最大正負風壓係數。

外風壓係數換算為實際風壓，依據內政部建築研究所民國 93 年 1 月之「建築物

耐風設計規範及解說（草案）」規定之設計風壓，該案使用風速在高雄市為十分鐘平均風速 37.5m/s。因為本計畫所有實驗資料無因次化之參考風速皆為邊界層高度之風速，故實場建築物 50 年迴歸期設計風力所使用之風速，經換算成邊界層高度為一小時平均風速 58.9m/s（詳細計算參見 4.2 節）。將風速換算成參考風速壓（50 年迴歸期）

$$\frac{1}{2}\rho U^2 = \frac{1}{2} \times 1.22 \times 58.9^2 = 2116(Pa)$$

85 大樓使用上屬於第三類建築物，用途係數 $I=1.1$ ，亦即邊界層高度之風速調整為 $58.9 \times 1.1 = 64.8m/s$ 。將風速換算成參考風速壓（100 年迴歸期）

$$\frac{1}{2}\rho U^2 = \frac{1}{2} \times 1.22 \times 64.8^2 = 2561(Pa)$$

將實驗所得風壓係數乘上參考風速壓即為實際之極值外風壓。

根據「建築物耐風設計規範及解說（草案）」中內風壓係數計算方式，封閉式建築物其 $GCP=\pm 0.375$ 。而換算至實場風壓，需乘上建築物高度之風速壓。地況選擇本大樓所在地西半側較保守之海邊地形（C 地況），邊界層高為 300 公尺， α 值為 0.15。50 年迴歸期之大樓屋頂高度 347 公尺處風速為邊界層高度之風速 58.9m/s。

而風速壓為

$$\frac{1}{2}\rho U^2 = \frac{1}{2} \times 1.22 \times 58.9^2 = 2116(Pa)$$

實際內風壓為

$$\pm 0.375 \times 2116 = \pm 793.5 Pa = \pm 0.79 kPa$$

100 年迴歸期之大樓屋頂高度 347 公尺處風速為邊界層高度之風速 64.8m/s

而風速壓為

$$\frac{1}{2}\rho U^2 = \frac{1}{2} \times 1.22 \times 64.8^2 = 2561(Pa)$$

實際內風壓為

$$\pm 0.375 \times 2561 = \pm 960 Pa = \pm 0.96 kPa$$

設計風壓需考慮內外風壓和之最大值，故內風壓需考慮正負。在此假定外風壓為正值時，內風壓應考慮採用負值，而當外風壓為負值時，內風壓考慮採用正值。

b. 設計風壓分析結果

本工作項目由於東側緊鄰四棟 35 層大樓之興建使得 85 大樓周圍流場狀況有所改變。不僅有明顯之遮蔽效應，其對 85 大樓渦散與尾跡之完整性，估計也有相當程度之影響，局部區域之風場變得更為複雜紊亂，造成其所受局部表面風壓與興建之初有所差別。

大樓任一區域之設計風壓是根據該區域於 36 個風向角作用下，選取最大值來做為其設計風壓，因此大樓同一面向不同區域之設計風壓，未必發生於相同之風向。以西向立面之 100 年迴歸期設計風壓值為例，說明 85 大樓帷幕牆表面風壓設計結果。如圖 11 所示，設計風壓以等壓線表示壓力之分佈，再以 1kPa 為壓力間距繪出方塊圖，

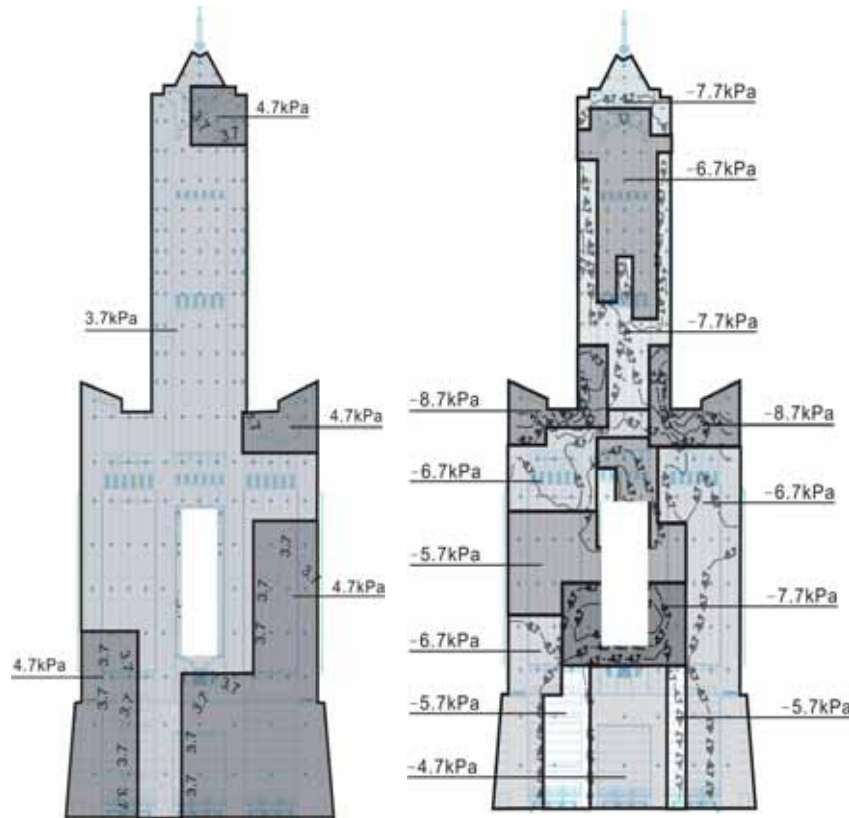


圖 11 85 大樓帷幕牆表面設計風壓

以方便帷幕牆設計之參考。因此最後建議之風壓值，帷幕牆設計正風壓最大達 4.7kPa，設計負風壓最大達 -8.7kPa。

5. 結論

建築物主要抗風系統設計風載重與帷幕牆表面風壓之分析，為風洞試驗與結構動力分析之結果。本文分析之對象僅為一般型態之高層建築，其基本振態並無偶合之現象。對於有振態偶合之結構，其動力效應之計算較為繁複，需另行考慮。

6. 致謝

感謝高雄市政府都市發展局、台灣省結構工程技師公會與永峻工程顧問公司之協助。

應用全模型氣彈模型試驗量測斜張橋氣動力反應

Measurements of Aerodynamic Responses of Cable-Stayed Bridge by Full Aeroelastic Model Test

黃靖祺¹ 林堉溢² 鄭啟明³

Ching-chi Huang, Yuh-Yi Lin, Chii-Ming Cheng

1.淡江大學土木工程學系碩士

2.淡江大學土木工程學系教授

1.Department of Civil Engineering, Tamkang University

2.Department of Civil Engineering, Tamkang University

摘要

本文主要目的是利用相似律模擬高屏溪斜張橋，並建構其全橋模型以進行風洞實驗，量測顫振臨界風速與不同風速下之動態反應。當模型進行風洞實驗時，須遵守模型氣彈力相似性模擬原則，包括風洞流場特性、模型特徵長度縮尺、空氣密度及黏滯力、風速、及因重力影響所導致的加速度...等。

全橋模型試驗分別在平滑流及邊界紊流場進行。由本文所得結果顯示：全橋模型試驗並無明顯渦流振動反應發生。實驗風速最高至實場風速120m/s，遠超過500年回歸期設計風速，其振動反應並無明顯變化，顯示在無氣動力不穩定的現象。在高屏溪斜張橋設計風速下，垂直向與扭轉向的抖振反應均在合理範圍內。

關鍵字：相似律、全橋模型實驗、顫振臨界風速、扭轉不穩定、抖振反應、渦致共振

Abstract

The purpose of this paper is to investigate the aerodynamic responses of the Kao-ping Cable-stayed Bridge by using full aeroelastic model test. The measurements contain the dynamic responses of the bridge model at different wind speeds and the flutter wind speed. The full bridge model was constructed based on the similarity requirements, which include the flow characteristics, length, frequency, air density, viscosity, wind speed, the acceleration due to the gravity and so on.

The test was conducted under smooth flow and turbulent flow. The results show that the vortex shedding was not observed at low wind speeds. Flutter of the bridge model did not happen even the wind speed is as high as 120m/s. The vertical and torsional buffeting responses of the bridge at the design wind speed, 52m/s, are in the allowable range.

Key Words : Similarity, Full aeroelastic model test, Flutter critical wind speed, Torsional divergence, Buffeting, Vortex induced vibration.

一、前言

近代橋梁工程由於工程材料與施工技術的演進，加上結構美學上的考量，長跨徑的斜張橋或懸吊橋常成為重要橋梁的基本型態。由於長跨徑和較大柔度的特質，使得纜索支撐橋梁對於可能受風引起空氣動力不穩定的敏感度大幅提高。著名的 1940 年 Tacoma Narrows 懸吊橋崩塌事件，便是由於所採用的橋面版斷面具有高度空氣動力不穩定性，使得該橋在風速約略為當時設計風速一半（18~20 m/s）的情況下，因而顫振產生崩毀。此後，工程與學術界開始重視橋梁的空氣動力不穩定性。因此目前大部分新建纜索支撐橋梁，都須經空氣動力穩定性的評估以確保橋梁的安全。

本文以高屏溪斜張橋為模擬對象，其主跨徑 330 公尺，側跨徑 180 公尺，全長 510 公尺，箱型梁寬 34.4 公尺、高 3.2 公尺。利用全橋模型試驗進行顫振以及橋梁動態反應分析。並採用三維有限元素，建構高屏溪斜張橋的結構模式，求取高屏溪斜張橋的自然頻率與相關振態。並據以進行顫振及抖振相關分析。本文以高屏溪斜張橋為模擬對象，其全長 4.08 公尺，箱型梁寬 27.5 公分、高 2.56 公分。

二、理論背景

2-1 相似性模擬

模型進行風洞實驗時，須遵守模型氣彈力相似性模擬原則，包括風洞流場特性、模型特徵長度縮尺、空氣密度及黏滯力、風速、及因重力影響所導致的加速度...等。

這些物理上的特質則以下述幾點討論【1，2】：

(1) 雷諾數 (Reynolds Number (Re))：

$$\frac{\rho U D}{\nu} = \frac{\text{流體慣性力}}{\text{流體黏滯力}} \quad (1)$$

雷諾數為空氣的慣性力與黏滯力的比值，配合不同的風速 (U) 以及特徵尺度 (D) 便可得到實驗所需的雷諾數。

$$\left(\frac{\rho U D}{\nu} \right)_m = \left(\frac{\rho U D}{\nu} \right)_p \quad (2)$$

式中下標 m 為模型， p 為原型。可是一般的風洞實驗無法達到 $Re = 10^7 \sim 10^8$ 之實場狀況。在縮尺模擬中，大氣邊界層的雷諾數超過 10^5 時，以及鈍體氣動力實驗之雷諾數超過 10^4 時，縮尺模擬的流場特性已不受雷諾數大小的影響。

(2) 福祿數 (Froude Number)：

$$\left(\frac{U^2}{Dg} \right)_m = \left(\frac{U^2}{Dg} \right)_p \quad (3)$$

福祿數為空氣的慣性力和由重力或浮力或造成之垂直力的比值為滿足垂直向動力特性上的一致。當縮尺模型需考慮重力影響時，則模型與原型間須滿足福祿數的相似

性要求。

(3) 密度比 (Density Ratio)

$$\frac{\rho_s}{\rho_f} = \frac{\text{結構平均質量密度}}{\text{空氣平均質量密度}} = \frac{\text{結構的慣性力}}{\text{空氣的慣性力}} \quad (4)$$

密度比代表了結構慣性力和空氣慣性力的比值。所以模型應依實場結構的密度來模擬，模型密度比應符合原型。

$$\left(\frac{\rho_s}{\rho_f} \right)_m = \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} \right)_p \quad (5)$$

(4) 彈性比 (或稱 Cauchy Number)

$$\frac{E}{\rho U^2} = \frac{\text{結構的彈性力}}{\text{流體的慣性力}} \quad (6)$$

由於勁度比的模擬將影響結構的自然頻率，故須將模型的勁度比模擬和原型相同。然而在模型的製作上，對於勁度比的模擬相當困難，所以一般在實際的運用上是以質量比與史特赫數 (Strouhal Number) 為模擬基準。換句話說，若模型和原型能夠符合質量的模擬，且滿足史特赫數時，則勁度比即能符合。

$$\left(\frac{f_0 D}{U} \right)_m = \left(\frac{f_0 D}{U} \right)_p \quad (7)$$

其中 f_0 ：為結構的自然頻率。由於模型與原型之間必須保持頻率比一致，則必須滿足下式(模型 i 振態與 j 振態的頻率比應與原型相同)：

$$\left(\frac{f_i}{f_j} \right)_m = \left(\frac{f_i}{f_j} \right)_p \quad (8)$$

(5) 阻尼比 (Damping Ratio)

阻尼比為結構振動週期中的能量損耗率，因此阻尼比的大小將影響結構位移反應的大小，所以為預測結構反應很重要的一項參數。所以模型的阻尼必須和原型相同。

$$(\xi)_m = (\xi)_p \quad (9)$$

2-2 橋梁運動方程式

橋梁承受風力作用時，其主梁所承受之外力可分為橋體自激力和亂流效應：

$$\bar{F}(t) = \bar{F}_f + \bar{F}_b \quad (10)$$

其中 $\bar{F}_f$ 為橋體自激力； $\bar{F}_b$ 為亂流效應。單位長度橋面版之自激力經忽略氣動力慣性以及其他次要項後，在垂直向 L、順風向 D 及扭轉向 M 的分量可寫為為：

$$D_f(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) (K) \left[P_1^*(K) \frac{\dot{x}(t)}{U} + P_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}(t)}{U} + K P_3^*(K) \alpha(t) + K^2 P_4^*(K) \frac{x(t)}{B} \right] \quad (11)$$

$$L_f(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) (K) \left[H_1^*(K) \frac{\dot{y}(t)}{U} + H_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}(t)}{U} + K H_3^*(K) \alpha(t) + K^2 H_4^*(K) \frac{y(t)}{B} \right] \quad (12)$$

$$M_f(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B^2) (K) \left[A_1^*(K) \frac{\dot{y}(t)}{U} + A_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}(t)}{U} + K A_3^*(K) \alpha(t) + K^2 A_4^*(K) \frac{y(t)}{B} \right] \quad (13)$$

H_j^* 、 A_j^* 及 P_j^* 統稱為顫振導數（flutter Derivatives），各項顫振導數為橋面版幾何形狀、無因次化頻率（或無因次化風速）及流場特性的函數； $K = B\omega/U$ 為無因次化頻率， ω 為結構振動的圓周頻率 $=2\pi n$ ； B 為橋面版寬度； ρ 為空氣密度； U 為平均風速。

亂流擾動力在忽略微量橋體運動的影響後，可表示為：

$$D_b(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_D(\alpha_0) \frac{A}{B} \left(\frac{2u(x,t)}{U} \right) \quad (14)$$

$$L_b(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left\{ C_L(\alpha_0) \frac{2u(x,t)}{U} + \left[\frac{dC_L}{d\alpha} \right]_{\alpha=\alpha_0} + \frac{A}{B} C_D(\alpha_0) \right\} \frac{w(x,t)}{U} \quad (15)$$

$$M_b(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left\{ \left[C_M(\alpha_0) + C_D(\alpha_0) \frac{Ar}{B^2} \right] \frac{2u(x,t)}{U} + \left[\frac{dC_M}{d\alpha} \right]_{\alpha=\alpha_0} \frac{w(x,t)}{U} \right\} \quad (16)$$

其中：附標 b 代表亂流效應； u 、 v 分別為順風向、垂直向之擾動風速； C_D 、

C_L 、 C_M 分別為順風向、垂直向及扭轉向之風力係數； α_0 是平均風攻角； A 是單位長度橋面版在垂直向上的投影面積； r 為橋面版質量中心到有效旋轉軸之距離。

三、實驗設置

本計劃橋梁工址位於高雄縣與屏東縣間，為一橫跨高屏溪的南二高橋樑，該橋的地形自西端穿出丘陵後，向寬廣遼闊之高屏溪河谷平原伸展東延，以百分之一點七坡度向東側傾斜。

原型橋梁之主跨徑 330 公尺，側跨徑 180 公尺，全長 510 公尺，箱型梁寬 34.4 公尺、高 3.2 公尺，結構斷面系統基本數據如表 2；全橋原型結構系統之平面圖、立面圖如圖（1）。

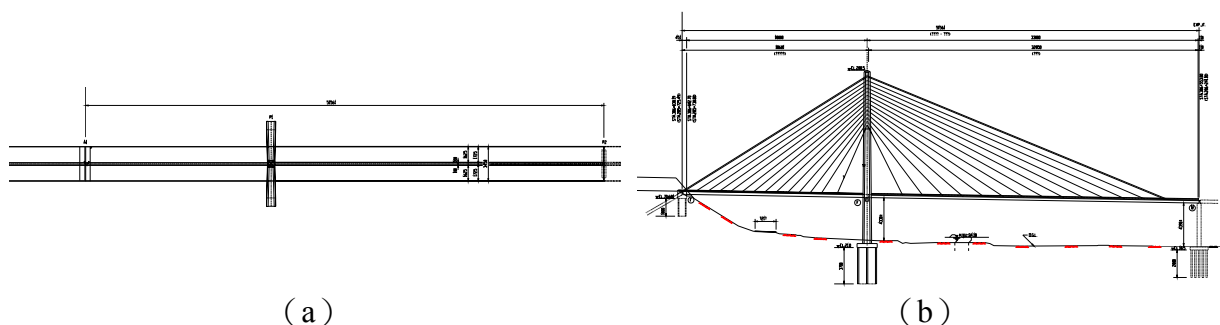


圖 (1) 原型全橋結構系統 (a) 平面圖、(b) 立面圖

(資料來源：燕巢九如段細部設計圖【3】)

依據風洞物理模擬求得橋梁架構之所需資料與尺寸，全橋模型考慮時間、長度及速度縮尺、質量模型則考慮密度比之模擬，其模型設計方式如下：

- (1) 設計全橋模型之橋面板：根據上述相似率模擬所訂定的全橋模型縮尺參數如下表 1，將模型縮尺設計為 1：125，依據原型橋梁特性予以模擬 (a) 無因次化風速： U/nB (b) 雷諾數 UD/ν ：(c) 福祿數： U^2/Dg ，則全橋模型跨徑長約 4.08 公尺、橋面版寬 27.6 公分、橋面版深 2.56 公分，模擬橋面版主要振態之自然頻率、質量與阻尼，模型橋面板設計資料如表 2。

Parameters	符號	全橋模型
幾何縮尺	λ_L	1/125
速度縮尺	λ_V	$1/\sqrt{125}$
時間縮尺	$\lambda_T = \lambda_L/\lambda_V$	$1/\sqrt{125}$
頻率縮尺	$\lambda_f = 1/\lambda_T$	$\sqrt{125}$
密度縮尺	λ_ρ	1
阻尼比	λ_ξ	1

表 1 橋梁實驗模型縮尺參數一覽表

		原型縮尺	模型	
全長 (m)		4.08	4.08	
主跨橋面板單位長度質量(kg/m)		*1.88	**1.95	
副跨橋面板單位長度質量(kg/m)		*4.84	**4.70	
	主跨		副跨	
	縮尺模型理論值	實際模型	縮尺模型理論值	實際模型
橋面板 I3 值(cm^4)	0.53	0.529	0.064	0.63
橋面板 I2 值(cm^4)	0.009	0.008	0.014	0.013
橋面板 J 值(cm^4)	0.03	0.03	0.041	0.048

表 2 全橋模型橋面板資料 (資料來源：燕巢九如段橋梁設計書【3】、*DMI 風洞試驗報告【4】、**為數值計算值)

(2) 設計全橋模型橋塔模型：

將橋塔設計書所提供之橋塔斷面，同時利用有限元素法模擬橋塔整體勁度，得到下列斷面設計如表 3：

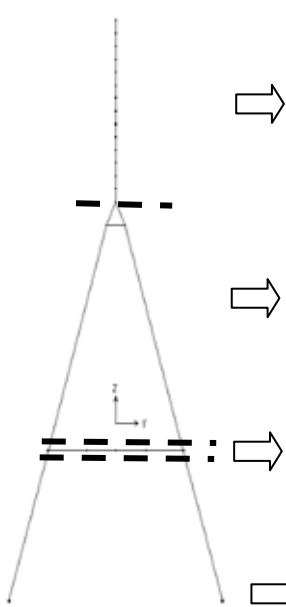
橋塔模型高度 (m)	136.08	
橋塔總重(kg)	10.85	
	理論值(cm ⁴)	模型(cm ⁴)
	0.066	0.061
	0.048	0.049
	0.063	0.090
	理論值(cm ⁴)	模型(cm ⁴)
	0.061	0.061
	0.074	0.075
	0.114	0.138
	理論值(cm ⁴)	模型(cm ⁴)
	0.0093	0.0095
	0.0127	0.0128
	0.013	0.0236
	理論值(cm ⁴)	模型(cm ⁴)
	0.123	0.124
	0.149	0.148
	0.223	0.2715

表 3 全橋模型橋塔資料

(3) 由於模型是由各種不同的材料所組合而成，因此在計算轉動慣量時，是利用數值計算求得質量分配位置，將其設置於模型內。

(4) 利用橋梁設計書所設計之纜索資料，對於纜索拖曳向力量做一模擬，其方法如下：

(a) 根據實際結構纜索尺寸先計算出雷諾數 $Re = UD/\nu$ 。

(b) 查表可得風力係數 C_D 。

(c) 依據 C_D 值計算出實際結構 F_D ($C_D = F_D / (0.5\rho U^2 DL)$ ， ρ 為空氣密度 1.22kg/m^3 ， L 為纜索長度)，並依縮尺得到模型 F_D' 。

(d) 選定模擬纜索拖曳向力量 (cable drag force) 的圓管直徑尺寸 D' 並計算雷諾數 Re' ，查表得模型纜索值 C_D' 。

(e) 經由以上計算便可得圓管裝置長度 L' ，裝置圖如圖 (2-a)。



(a)



(b)

圖 (2) 圓管裝置與全橋模型結構系統

(5) 全橋模型基本設計完成其鋼架結構後，再將全橋模型剛架利用壓克力做出造型，並將質量分配至壓克力，全橋模型結構系統完成如圖 (2-b)。

(6) 利用加速度計求取全橋模型之基本振態頻率，如圖 (3)、表 4。

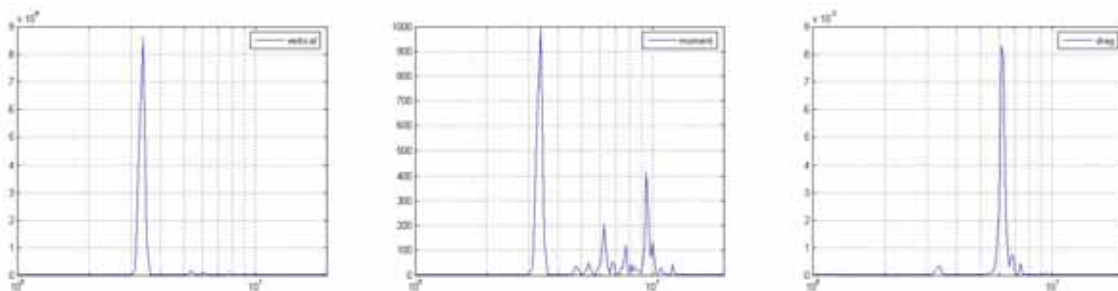


圖 (3) 利用加速度計量測全橋模型頻率反應函數圖

	實場量測原型 橋梁頻率 (Hz)	縮尺後頻率 理論值 (Hz)	敲擊試驗之全橋模 型頻率 (Hz)
第一垂直振態	0.273	3.05	3.375
第一扭轉振態	0.730	8.16	7.75
第一托曳振態	*0.609	6.81	6.125
頻率比 (ω_θ/ω_v)	2.67	2.67	2.30

表 4 全橋實驗參數一覽表 (*有限元素法求得)

四、全橋模型風洞實驗設計

全橋模型風洞試驗所使用的風洞為內政部建築研究所台南風洞，該風洞為一閉迴式風洞(Open Suction Type)。風洞試驗斷面高 2.6 公尺、寬 6 公尺。風洞之最高風速可達 20 m/s。設有直徑 3 公尺之油壓升降式旋轉工作平台，並配有數位式角度計可精確量測旋轉角度【5】。

主要流場分為平滑流場及模型工址地形流場。

(1) 平滑流場：風洞內未設置任何會增加紊流強度及紊流長度尺度之架構。平滑流

場主要測試目地在求得顫振臨界風速，因此在風洞內並無放置增加紊流強度之架構。由於全橋模型架設於風洞試驗段之後方，因此利用熱膜探針，量測空風洞於地面至橋面版上方處之風速剖面，以測試其平滑流場之均勻性，由結果可知，平滑流場之邊界層高度約在 20~30 公分處，而全橋模型之橋面版高度約在 40~50 公分處，由此可知在橋面版高度之流場為一均勻流場。

- (2) 紊流邊界場：模擬原型橋梁工址周圍之地況特性邊界層。利用 spire 與粗糙元素擺置在模型上游處，以模擬工址周圍之邊界紊流特性。紊流邊界流場主要測試目地在求得全橋模型之抖振反應，因此在風洞內放置增加紊流強度之架構。亦利用熱膜探針，量測邊界紊流場於地面至橋面版上方處之風速剖面。測試風速大約在 4~12m/s。所配置之邊界紊流場其 α 值大約為 0.15，邊界層高度約為 200cm。當 α 值為 0.15 時，其實場之邊界層高度約為 300cm。因此模擬之邊界紊流場高度與實場之邊界層高度約為 1：150，模型之縮尺為 1：125，其兩者縮尺接近。



(a) 平滑流場



(b) 紊流場

圖 (4) 流場之模擬

全橋模型試驗主要在 0° 風攻角及 0° 風向角下，實驗內容分為：顫振臨界風速、抖振反應、渦流顫振。其位移反應量測方式，利用設計風速下之不同風速條件，使用遠距與短距雷射位移計，量測橋梁斷面單點與橋面版沿橋軸方向 (Spanwise) 之垂直與扭轉位移反應。

五、實驗結果

(1) 顫振臨界風速

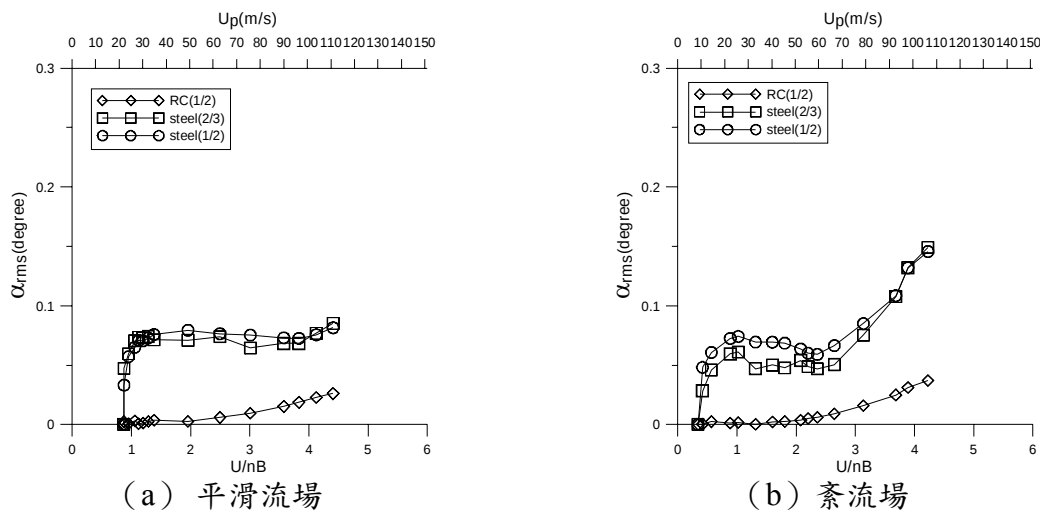
當風速到達某一臨界狀態時橋體振動將引發氣動力阻尼抵消結構阻尼之影響，而使結構發生發散現象，此時所對應之風速即為橋梁之顫振臨界風速。由實驗結果之圖 (5) 中並無明顯反應出擾動值急遽攀升現象，表示在實驗風速均未到達顫振臨界風速。

(2) 抖振反應

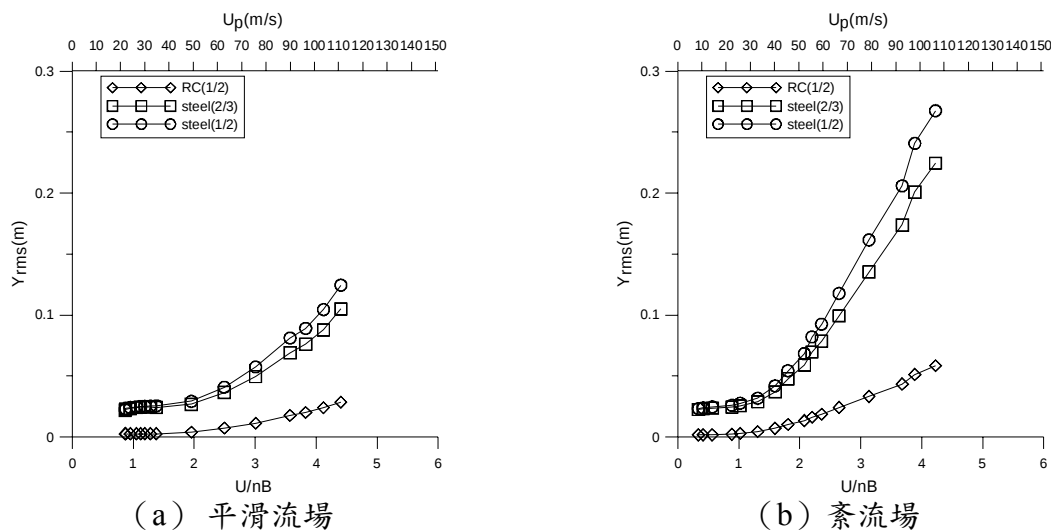
橋梁的抖振反應係指橋梁在紊流作用的結構動態反應。因此抖振反應是以全橋模型在紊流邊界層流場的量測結果。由圖（6）可知，在設計風速之下之抖振反應均可控制在合理範圍之內。

（3）渦致共振

在全橋模型試驗平滑流場與邊界紊流場中，在此風速附近均無產生渦流顫振現象，可能受到阻尼之影響造成模型的尾跡渦流影響較微弱。



圖（5）全橋模型試驗在橋面版扭轉向之擾動反應



圖（6）全橋模型試驗在橋面版垂直向之擾動反應

六、結論

本文主要目標物為南二高之高屏溪斜張橋，經過斷面模型試驗及全橋模型試驗可得到以下主要結論：若將斷面模型試驗於0度風攻角、全橋模型試驗風向角0度與橋面

版高度之回歸期風速做比較，斷面模型之顫振臨界風速約在151.8m/s，遠高於50年回歸期風速46.8m/s、100年回歸期風速51.4m/s、500年回歸期風速60.8m/s，在全橋模型實驗風速最高至實場風速120m/s，遠超過500年回歸期設計風速，其振動反應並無明顯變化，顯示在平滑流場無氣動力不穩定的現象。在高屏溪斜張橋設計風速下，垂直向與扭轉向的抖振反應均在合理範圍內。

七、誌謝

本文承蒙內政部建研所之計劃補助，謹此誌謝。

參考文獻

1. 「斜張橋空氣動力穩定性之風洞實驗與數值分析」，財團法人中興工程顧問社，(2001)。
2. Simiu, E. and Scanlan, R. H. " Wind Effects on Structures ", John Wiley & Sons.,N.Y. (1986) .
3. 「第二高速公路後續計畫燕巢九如段一細部設計圖」，交通部國道新建工程局，1994。
4. 「第二高速公路後續計畫燕巢九如段一高屏溪橋（主橋）風洞試驗報告」，交通部國道新建工程局，1994。
5. 「風洞實驗館簡介」，建研所台南風洞簡介，2004。

WERC-TKU 實場監測數據初探：大氣邊界層特性與高樓之受風反應

Some Early Stage Results of a Field Measurement Program at WERC-TKU: Atmospheric Boundary Layer and a Tall Building

鄭啟明¹ 吳重成² 王人牧³ 張正興⁴ 林堉溢⁵ 蔡明樹⁶ 傅仲麟⁷ 林金賢⁸

淡江大學土木系與風工程研究中心

1.教授，2.副教授，3.副教授，4.助理教授，5.教授，6.7.8 研究生

摘要

淡江大學風工程研究中心(WERC-TKU)自 2005 年起，開始了為期三年的風工程的實場監測計畫。目前已完成儀器裝設的項目包括：(1)自然風場特性，(2)高層建築受風反應，(3)實場監測之資訊平台。本文將描述前述三個計畫的設備設置，以及在 2005 年 7 月 18 日海棠颱風以及 8 月 5 日瑪莎颱風侵襲台灣期間所得的風場及結構振動數據。初步數據分析顯示：颱風期間邊界層風速剖面的速度梯度較預期值大，指數律對應於開闊地況的指數值約為 0.2。實場量測之紊流頻譜與 Karman 頻譜最為吻合。高樓振動數據則可識別出結構的自然頻率及阻尼等動力特性。

ABSTRACT

The Wind Engineering Research Center at Tamkang University has launched a field measurement program in 2005. The entire program has three projects: the characteristics of atmospheric boundary layer, wind effects on a tall building and a pedestrian cable stayed bridge. Currently the atmospheric boundary layer project and the tall building project are undergoing. An Internet-based data portal is developed to support the process, dispatch and management of the collected data. On July 18th 2005, the strong Typhoon Haitang hit the field measurement site almost immediately after the completion of instrumentation and then followed by Typhoon Matsa on August 5th. This paper briefly describes the field measurement program and the preliminary field data from the atmospheric boundary layer project and the tall building project.

INTRODUCTION

Taiwan locates at an area that catastrophes from mother nature are severe. Wind and earthquake loads are two primary lateral loadings for land based structures and buildings. For most buildings and bridges, under the shade of possible catastrophes, strong earthquakes tend to cause great anxiety to the general public. However, for high-rise buildings, buildings with large area of facade, long span structures or the lightweight industrial structures, wind load gradually becomes an important or even dominant lateral loading. For all types of wind sensitive structures, the nature of wind, i.e., the wind velocity profile & characteristics of turbulence, is the most important factor that affects the wind effect assessment. There are two

different types of wind that are important in Taiwan. Every year from July to November is the typhoon season in Taiwan. It averages 3.5 tropical cyclone type of strong wind per year over the past century. From December to February Taiwan has strong North-East Monsoon wind as the result of large scale weather system. It is wind engineers' interest to investigate the similarity or/and difference on these two different types of wind. There had been some field measurement projects in the past [Jang 1999, Shau 2000]. However, these field measurement projects were not as thorough and systematic as those conducted in the neighborhood region [Xu 2004, Kwok 2004].

The Wind Engineering Research Center at Tamkang University has launched a field measurement program in 2005. The entire program has three projects: the characteristics of atmospheric boundary layer, wind effects on a tall building and a pedestrian cable stayed bridge. Currently the atmospheric boundary layer project and the tall building project are under going. An Internet-based data portal is developed to support the process, dispatch and management of the collected data. A 100m mast structure located at an open country type of terrain is instrumented with five ultrasonic anemometers to study the characteristics of turbulent boundary layer. A 30-story building located at the southeast region of Taipei is selected for the tall building project. Four ultrasonic anemometers are installed at the four corners of the building roof. Velocity sensors and accelerometers are placed on the center and corner of the building to catch the lateral motions in x & y axes and the torsional motion. Not only the building behavior under wind action will be studied and compared with analytical and experimental works, it is this project's intention to use this instrumented building to collect field data on the human perception on vibration. An Internet-based data portal is being developed to support the process, dispatch and management of the collected data. The objective is to improve data accessibility, interpretation, sharing and application, as well as, to promote international research collaborations.

Almost immediately after the completion of instrumentation and initial test on the data acquisition, storage and dispatching system, Typhoon Haitang hit Taiwan on July 18th 2005 and then followed by Typhoon Matsa on August 5th.. This paper will describe the turbulent boundary layer and tall building projects, and some preliminary results from the field measurement data obtained during the two typhoons.

ATMOSPHERIC BOUNDARY LAYER PROJECT

Project Description

In order to study the characteristics of turbulence boundary layer, wind velocity sensors were installed on a 100m high mast structure, which is a microwave antenna in Radio Taiwan International (RTI). The RTI antenna mast is located at the Tamsui River delta area in Taipei County. In the North, West and South directions, the coastal line and river bank are within a few hundred meters to the field measurement site; and 400-500m to the East direction, there is minor topographic change up to 40~50m of variation in altitude. Within the 500 meter radius of the RTI antenna mast, there are only a few scattered 1~3 story residential buildings. Generally speaking, the terrain can be classified as category C terrain: Open Country. The field measurement system includes four bi-axial ultrasonic anemometers installed at 20m, 40m, 60m and 80m level, and one tri-axial ultrasonic anemometer installed at 100m level. Two bi-axial accelerometers were also installed at 40m and 80m level for monitoring the structural response later on. Figure 1 shows the configuration of anemometers on the antenna

mast. When the wind direction is from 45° (NE) to 225° (SW), it will not be interfered by the mast structure while wind direction from 247.5° to 22.5° will induce distortion to some degree due to the interference from the upstream truss members. The degree of interference needs to be determined later in the wind tunnel to adjust the measured results from those wind directions.

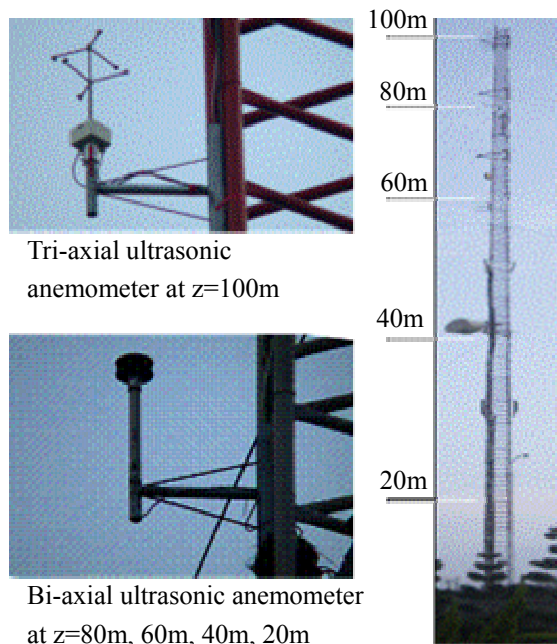


Figure 1: Schematics of the boundary layer measurement at RTI antenna mast.



Figure 2: Route of Typhoon routes partially excerpted from Unite Daily News

Preliminary Results

Right after the completion of the field measurement system in May 2005, Typhoon Haitang made landfall at somewhere between Yilan and Hualien in the morning of July 18th. Typhoon Haitang was classified as a strong typhoon, i.e., the maximum wind speed at center was over 198 km/hr (55m/s). On August 5th, Typhoon Matsa passed through the northern tip of Taiwan within a short distance. The routes of Typhoon Haitang and Typhoon Matsa are shown in Figure 2, which clearly indicates that Taipei was within the cover of both typhoons.

Figure 3(A) shows the 10 minute average wind speed record of Typhoon Haitang. Figure 3(B) and 3(C) are the 1 minute average wind speed and 1 second gust of typical one hour duration. These data includes only the results from the bi-axial anemometers at level 20m, 40m 60m and 80m; the tri-axial anemometer installed at 100m level malfunctioned. The 10 minute average wind speed record shown in Figure 3(A) depicts the variation of the wind speed as Typhoon Haitang sweeping across Taiwan. At the peak of the storm, the 80m level anemometer recorded 24.1m/s (10 minute average) wind speed at 3:40-3:50 in the morning of July 18th. At noon of 18th, the 80m level anemometer recorded the lowest wind speed of 6.4m/s as shown in Figure 3(A). The 1 minute average wind speed record shown in Figure 3(B) however suggests that, during the entire storm duration, there are several 40 minutes to one hour duration in each typhoon exhibiting the characteristics of the stationary random process. Therefore, for the preliminary results given in this article, the possibility of

non-stationary was not considered.

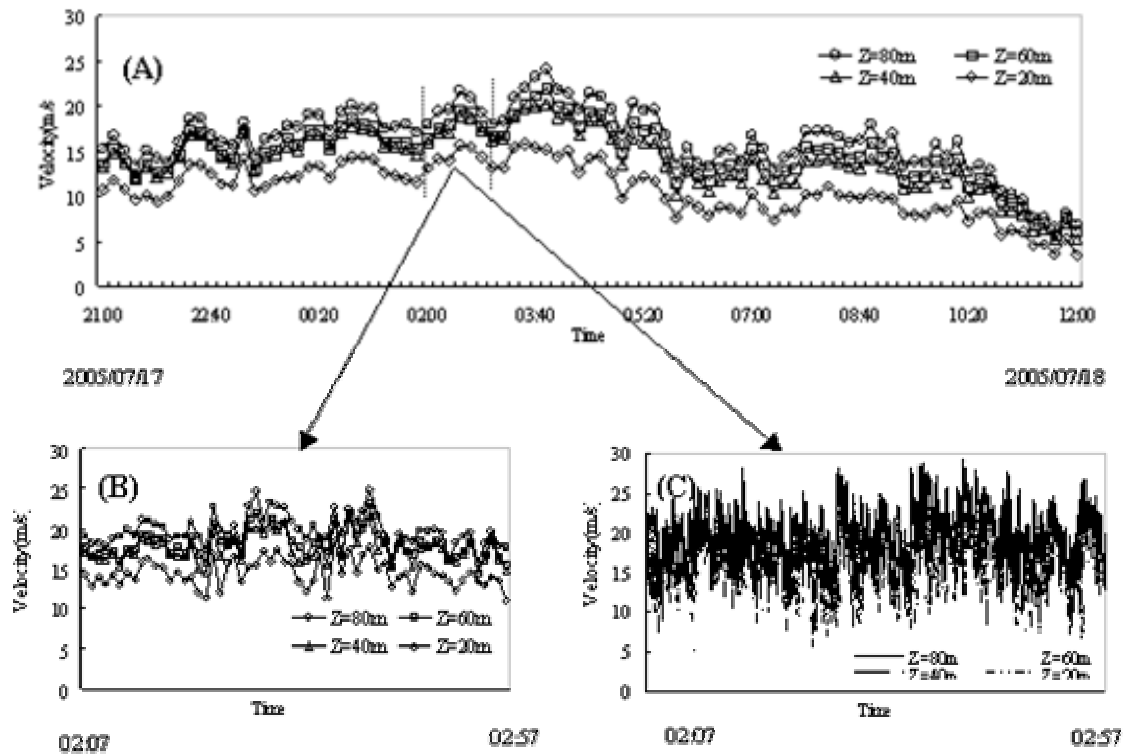


Figure 3: Wind speed time history:(A)10 minute average, (B)1 minute average, (C)1 second gust

Two 60-minutes wind speed records, one each from Typhoon Haitang and Typhoon Matsa, were selected for the data processing. Both wind speed records show stationary characteristics and the wind directions are in the region of minimum interference from the mast. Shown in Figure 4 are the measured mean wind speed profiles comparing with the power law model. Since the gradient velocity is unknown, the wind velocities measured at all levels are normalized with respect to the wind speed at $z=100\text{m}$, i.e., the comparison was made by forcing the normalized wind speed at $z=100\text{m}$ to be 1.0. For the wind speed data shown in Figure 4, the power law exponential coefficient is about 0.20, higher than the $\alpha=0.15$ for the category C terrain defined in wind code.

Figure 5 is the longitudinal turbulence intensity profile. The turbulence intensity varies from 0.08 at $z=100\text{m}$ to 0.27 at $z=20\text{m}$ level. The integral length scales at 100m level are found to be 185m, 41m 28m for the longitudinal, lateral and vertical component turbulence, respectively. The power spectral densities of the longitudinal component are plotted against the Kaimal spectrum and Karman spectrum. The lateral and vertical components are compared with the Karman spectrum only. The power spectral density estimates are the average from six segments of 10 minutes duration wind speed data. Figure 6, 7 and 8 show the measured wind speed spectra agree quite well with the von Karman's spectral formulation.

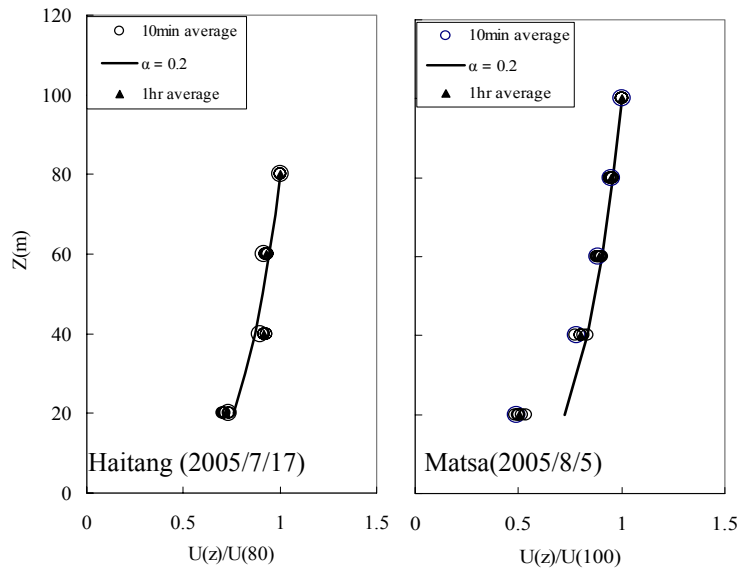


Figure 4: Mean wind speed profile

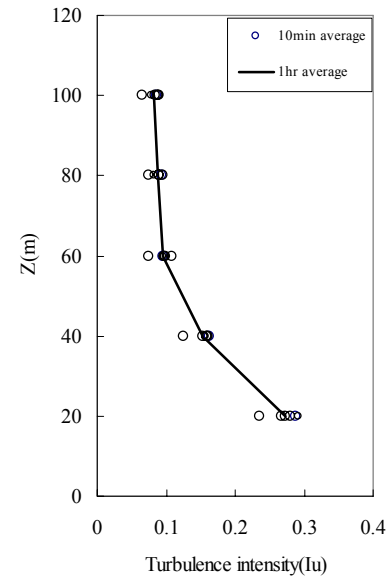


Figure 5: Longitudinal turbulence intensity profile

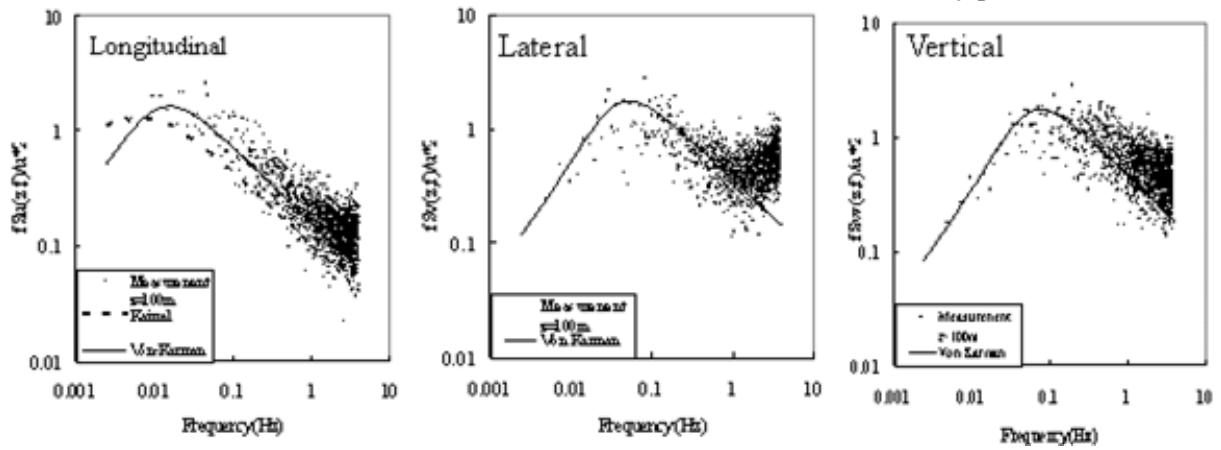


Figure 6: Wind speed spectrum measured at $z=100\text{m}$.

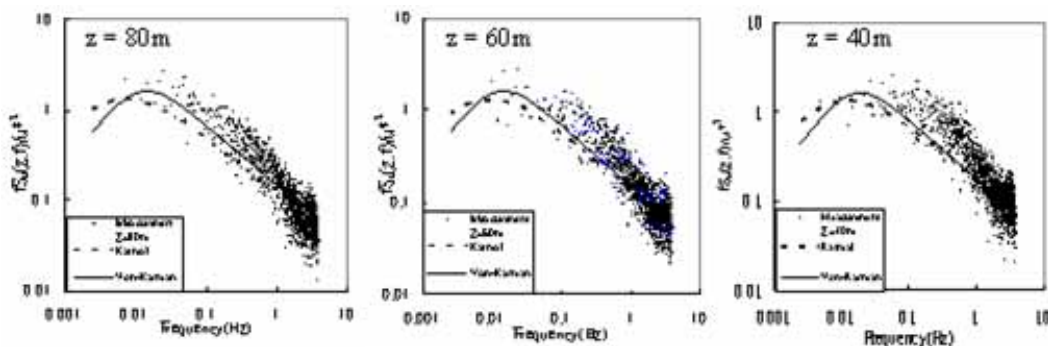
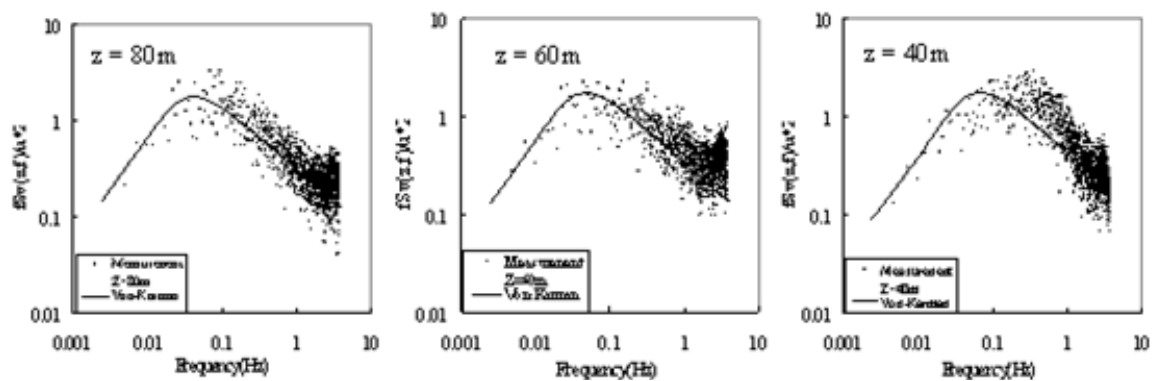


Figure 7: Wind speed spectrum of longitudinal turbulence at $z = 80\text{m}$, 60m , 40m



TALL BUILDING PROJECT

Project Description

This building is a 30-story commercial high-rise building located at the southeast region of the Taipei city, near the campus of National Taiwan University in only one street across. The terrain condition surrounding the building in Taipei city is shown in Figure 9. Although few kilometers away in its east are the mountain sites, the surrounding terrain can still be roughly classified as an urban area. The building is prism-shaped with a symmetric cross-section as shown in Figure 10. On the roof of the building is a mechanical room. The building height is about 104 m and the cross-section is roughly 38.4 m by 28.4 m in its longest dimension. Four bi-axial ultrasonic anemometers were installed at the corners of the building roof and the roof of the mechanical room, at least one of which represents the more precise wind speed coming from a direction than those from the other three that might be

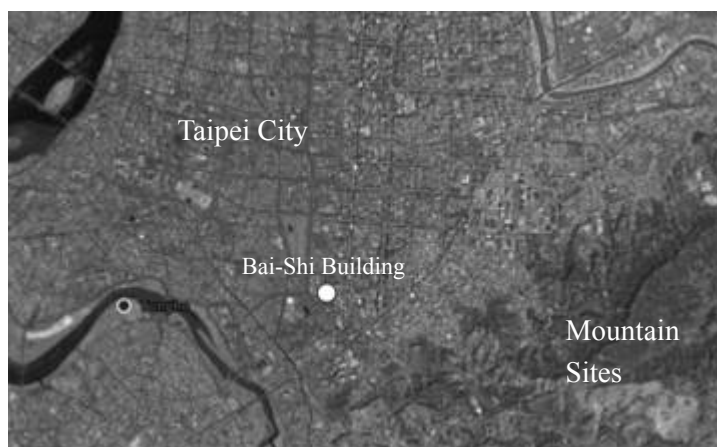


Figure 9: Terrain Condition surrounding the Bai-Shi Building in Taipei City

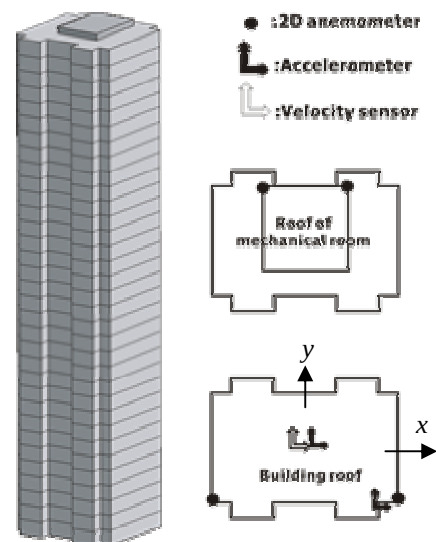


Figure 10: Configuration of Bai-Shi Building and Measuring Instrumentation

contaminated by the separation turbulence due to blocking effect. Four uni-axial accelerometers were installed at the geometric center and the corner of the building roof in both x and y direction to measure the accelerations in both lateral and torsional directions as well. Additionally, one bi-axial velocity sensor was installed at the geometric center of the building roof to measure the building velocity. It can be used for obtaining the displacement by performing integration, or just for verification with the results from the accelerometers. The detail configuration of instrumentation arrangement is also illustrated in Figure 10.

Preliminary Results

The field measurements of this building during recent Typhoon Haitang and Typhoon Matsa were successfully conducted. The measured data includes the instantaneous wind speed and the instantaneous structural responses. In this section, the preliminary analyses of measured data have been conducted and the results were presented. As shown in Figure 11(A) is a 200 second wind speed record during which building exhibited relatively large motion. Figure 11(B) and 11(C) are the corresponding displacement time histories of buildings' motion in x -axis and y -axis. The building displacements shown in Figure 11 were obtained by performing integration of the measured velocity, and the values are relative to the displacements at the initial point considered.

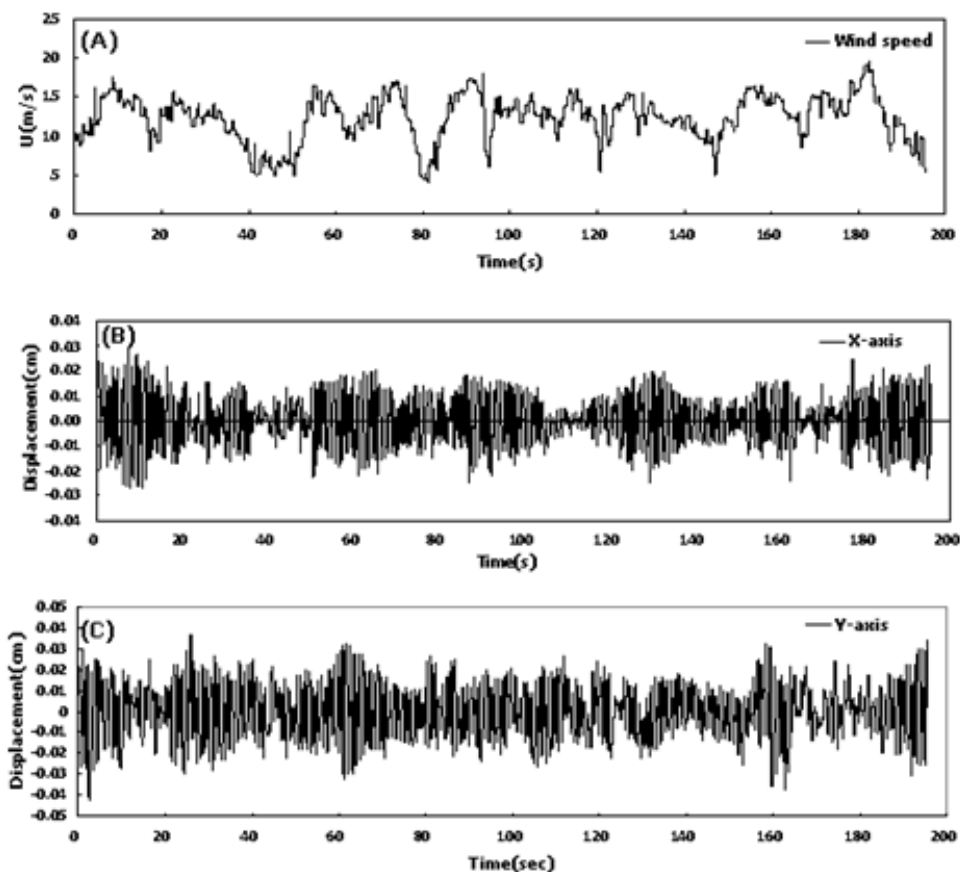


Figure 11: (A)Time history of the instantaneous wind speed, (B)Time history of X-axis displacement at building roof, (C) Time history of Y-axis displacement at building roof.

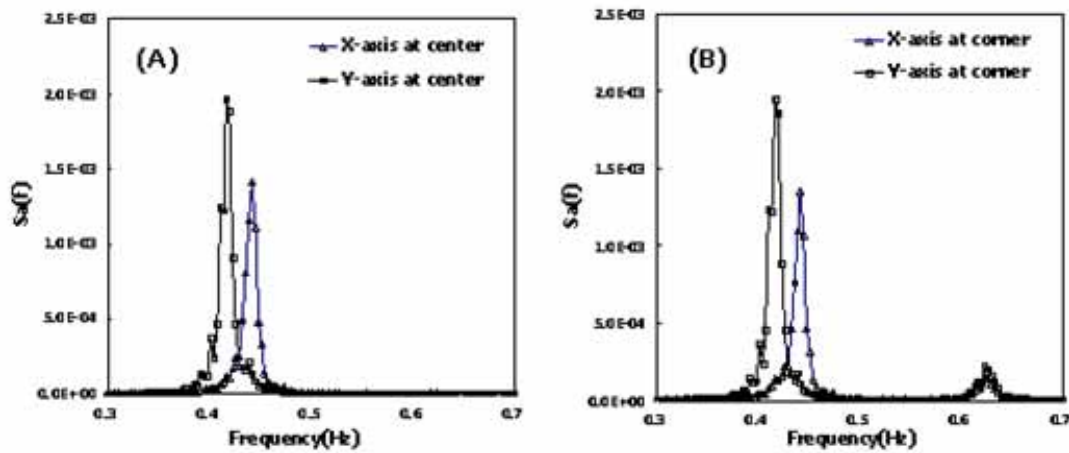


Figure 12: Power Spectral Densities of Acceleration Responses: (A) Geometric Center of the Building Roof; (B) Corner of the Building Roof.

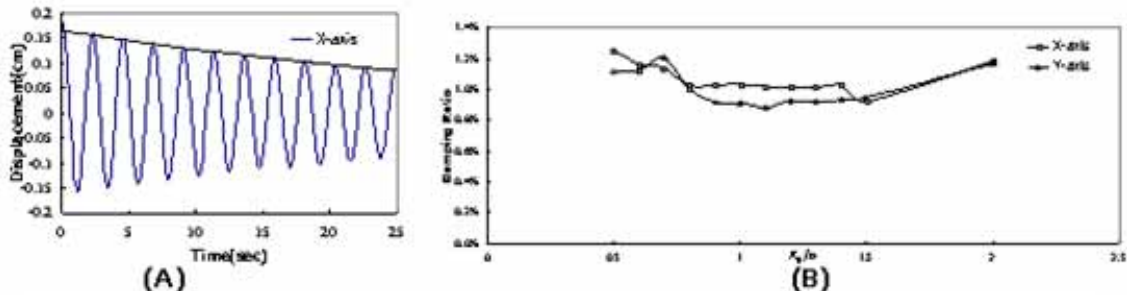


Figure 13: (A) A typical random decrement signature, (B) Relation of damping ratio versus initial displacement threshold

The power spectral analyses were performed on the acceleration responses for those episodes that the mean wind speed varies roughly within a reasonable range. The duration for data-processing is 320×8 seconds = 42.7 minutes. Shown in Figure 12 are the power spectral densities of the accelerations at the center and corner of the building roof during 3:00~4:00, July 18, 2005. As observed from Figure 12(A), the 1st mode natural frequencies in the x (strong axis) and y (weak axis) directions are 0.441 and 0.416 Hz, respectively, while the 1st mode natural frequencies in the torsional direction is 0.623 Hz, as can be seen from the spectrum of the acceleration at the corner shown in Figure 12(B). By comparison with the analyses for other episodes, it has been found that the natural frequencies obtained are very consistent.

The Random Decrement technique was used to identify the damping of the building. Shown in Figure 13(A) is a typical random decrement signature of building oscillation. It was found that when $x_0 = 0.8\sigma_x \sim 1.5\sigma_x$ was used as the initial displacement threshold, which corresponds to 500~1000 segments of truncated oscillation time history, the damping ratio of both lateral modes have stable values at $\xi_x = 0.0102$ in the x direction, and $\xi_y = 0.0091$ in the y direction.

DATA PLATFORM AND INFORMATION PORTAL

An Internet-based data portal is being developed to support the field measurement program. The goal is to utilize current information and web technologies to improve the accessibility, interpretation, sharing and application of the measured data, as well as, promote international research collaborations. This section presents the data collection schema, system architecture and functionality of the data portal.

IT Infrastructure

In addition to the instruments, various IT equipments have been acquired and installed to facilitate the remote sensing, downloading, recording, processing and dissemination of data. The layout of the overall IT infrastructure is shown in Figure 14. Currently, we have two monitoring sites. Each equipped with an industrial-grade computer with Fixed ADSL Internet connection. The on-site computers run MS Windows XP and are linked with data loggers with custom written data collection programs. The data portal, which consists of a web server and network attached storage (NAS), is physically located at Wind Engineering Research Center on Tamkang campus.

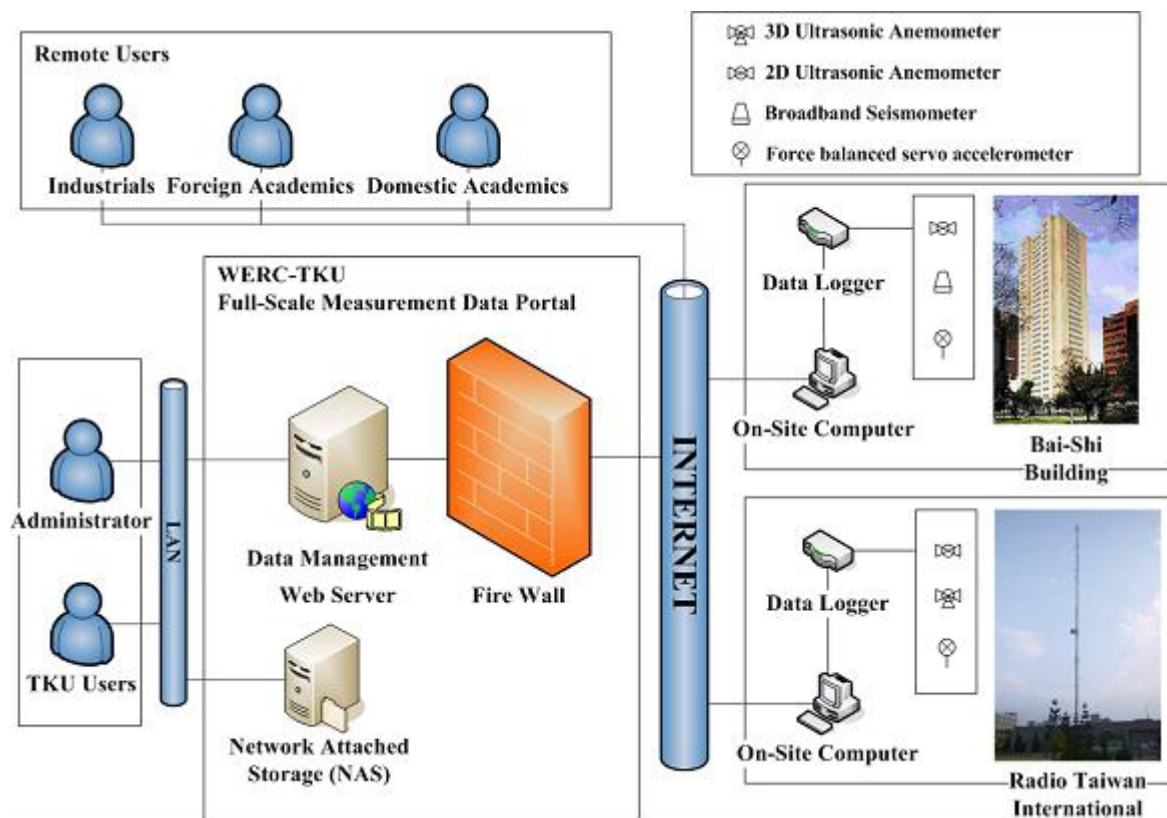


Figure 14: IT Infrastructure for the Data Portal

Data Transmission

Despite the instruments installed at the two monitored structures are a little different, the data transmission strategies are the same. Although fixed Internet connections have been established at the sites, real-time monitoring is not the aim of the project. Similar to Chicago

full-scale monitoring project (Kijewski et al. 2003), a periodic data transmission strategy is adopted. Anemometers, velocity meters and accelerometers are interrogated by data loggers on-site. Under normal condition, the on-site computer automatically receives and saves data from the data loggers using the custom communication program. Triggering values can also be set to initiate data saving at particular sampling rates.

Data upload from the two monitoring sites to the data portal is appointed as periodic events. Because large volumes of data can be generated at each site, data compression is first performed on the on-site computers to shorten the transmission time. Currently, data transmission is scheduled at midnight everyday, so the participants of the project can examine the measured data first thing in the morning. For urgent situation, the on-site computers can be remotely controlled using pcAnywhere via Internet. Therefore, data can be retrieved right away and local programs and storage can be managed.

Severe weather conditions (e.g., typhoons) may cause abnormal problems (such as power blackout, network interruption, etc.). This is particularly of concern since the most interesting data are projected to be collected during these times. UPSs were installed to prolong the operation of the equipments on-site. Although fixed Internet connections are available at the two sites, they may not be fully reliable all the time. The use of an on-site computer ensures uninterrupted data recording.



Figure 15: Web Interface of the Data Portal

Portal Functionality and Implementation

The field measurement data portal is designed to fulfill the data manipulation needs of our three-year field measurement program. It is the single entrance to data recording, editing, converting, calculation, analysis, display and dissemination. It is actually part of the WERC knowledge portal (Wang and Cheng 2003). Two monitoring sites, Bai-Shi Building and Radio

Taiwan International, are now on line, and the third bridge site will be included once its instruments are installed at the next phase of the program.

The data portal was implemented with Zope plus Plone and Zope's build-in security model. For better data manipulation ability, instead of ZODB (Zope Object Database), a MySQL database schema with four modules, structure information, instrument information, user information and file storage, was designed and implemented to store the relevant data. MySQLDA was used as a database adapter to link the database with Zope. Figure 15 shows the web interface of the data portal.

On-line data processing is limited to mean and RMS calculations for wind speed and direction at the moment. The system handles data processing with Python, which is an interpreted, interactive and object-oriented programming language that Zope was developed with. Web charting of the data is performed with PHP drawing library. An example of a typical data charting operation on the portal is shown in Figure 16. The data processing ability of the system is very limited now. It will be the first on the list to be further developed.

At the final stage of the project, it has been proposed to investigate XML-based data process backbone architecture to provide a high-efficient environment for measured data exchange and integration and for convenient development and association of graphing, interpretation, analysis and evaluation programs.



Figure 16: Data Plotting on the Web Data Portal

SUMMARIES

The Wind Engineering Research Center at Tamkang University has launched a field

measurement program which includes three parts: the characteristics of atmospheric boundary layer, wind effects on a tall building and a pedestrian cable stayed bridge. Currently the atmospheric boundary layer project and the tall building project are undergoing. A 100m mast structure located at an open country type terrain is instrumented with ultrasonic anemometers to study the characteristics of turbulent boundary layer. A 30-story building located at the southeast region of Taipei is selected for the tall building project. An Internet-based data portal is developed to support the process, dispatch and management of the collected data. The preliminary study of the field measurements indicates that wind speed time history of a typhoon exhibits stationary characteristics. The mean wind speed profiles show a higher value of power law exponential coefficient than expectation. The wind speed spectral estimates agree well with the von Karman spectral expression. Based on field data from the building project, the natural frequencies in the x, y and torsional direction obtained are identified to be 0.441 and 0.416 and 0.623 Hz, respectively. The damping ratios are 1.02% for the x direction and 0.91% for the y direction.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge the partial financial supports from NSC (Grant No. NSC-93-2745-E-032-006-URD) for this project. The authors wish to express their sincere gratitude to the Radio Taiwan International and China Engineering Consultant Inc. (CECI) for providing the transmission mast and tall building to make this project possible.

REFERENCES

1. Jang, J. J. and Lee, C. H., 1999, "Analysis of Wind Speed Power Spectrum of Taiwan Area", *Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, Vol. 11, No.1, 33-44.
2. Kijewski, T., Kwon, D.K. and Kareem, A. (2003), "E-Technologies for Wind Effects on Structures," *Proceedings of the Eleventh International Conference on Wind Engineering*. Lubbock, USA
3. Kwok, K.C.S., 2004, "Wind effects on tall buildings in typhoon prone urban environment", *Wind effects on Buildings and Urban Environment*, Proceedings of ISWE1, Tokyo/Japan, 131-141.
4. Plone (2005), *Plone 2.0*, URL: <http://plone.org/>, accessed July 2005
5. Spicklemire, S., Fiedly K., Spicklemire, J. and Brand, K. (2001), *Zope: Web Application Development and Content Management*, New Riders Publishing
6. Shiau, B.-S., 2000, "Velocity Spectra and Turbulence Statistics at the Northeastern Coast of Taiwan under High-wind condition", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 88:139-151.
7. Wang, J. and Cheng, C.M. (2003) "Knowledge Management in a Wind Tunnel Laboratory: The WERC-TKU Knowledge Project," *Proceedings of the International Wind Engineering Symposium (IWES 2003)*, Tamsui, Taipei County, Taiwan, pp. 123-137
8. Xu, Y.L., Chen, J., and Hui, C.H., 2004, "Turbulent wind characteristics in urban environment", *Wind effects on Buildings and Urban Environment*, Proceedings of ISWE1, Tokyo/Japan, 197-210.

245 公尺煙囪抗風之分析評估與補強

Assessment and Retrofit of a 245m Tall Chimney for Wind Resistant

陳振華

國立高雄大學土木與環境工程學系副教授

摘要

台中火力發電廠所屬第 3 號煙囪高度 245 公尺，建造完成於 1993 年，內部保護高度 250 公尺的中 5 與中 6 二個機組之鋼管煙道，此煙囪於 1999 年受到集集地震衝擊，雖然混凝土外觀結構並未損傷，但內部鋼管煙道與側向拉桿有不同受損程度，內部鋼管煙道於地震過後進行全部側向拉桿之修復工作。但地震之後兩次的中度颱風侵襲下，皆發生側向拉桿斷裂、內部鋼管煙道撞擊平台而挫曲的破壞事件，然而，這些現象在集集地震前從未發生之情形，即使是過去十年所有強烈颱風的侵襲下也未曾見過。因此，本文首先建立煙囪有限元素分析模式，分析煙囪受地震力與風力時應力分佈情形，並針對煙囪耐震與抗風之特性，對於煙囪抗風補強方式加以探討。目前該煙囪經本研究建議方案修復後已有三年，並未再發生類似風力破壞情形。

Abstract

The Chi-Chi earthquake that struck Taiwan in 1999 damaged Unit #5-6 chimney of Taichung Thermal Power Plant. The major damage of the chimney during the earthquake was local all of the steel made lateral restrained rods, but the flues and the reinforced concrete windshield were not seriously damaged. To assess seismic performance and wind resistant of the rehabilitated chimney, the dynamic behavior of the chimney was investigated using the numerical results of 3-D finite element analysis. Finally, one suggestion is adapted to improve the seismic and wind resistant capability of chimney.

一、前言

集集大地震為中部地區車籠埔斷層錯動所引發之內陸淺層地震，其破壞力相當大，而在震央附近的南投縣、台中縣、市，均造成極大之災害。集集大地震同時也重創了位於台中縣龍井鄉，鄰近海邊之台中火力發電廠，電廠內部設備破壞相當嚴重。

台中火力發電廠第3號煙囪，如圖1所示，內部保護中5-6號機組鋼管煙筒。在此次地震侵襲下，中5-6號機組之內襯鋼管煙筒，除頂部局部凹陷外，整個鋼管煙筒並沒有損傷。但是，連結於內襯鋼管煙筒與混凝土外觀結構之間，作為煙筒側向穩定作用的鋼製連桿，如圖1所示，則是全數斷裂，無一倖免[1]。

另外，在集集地震過後，廠方已將拉桿依原設計方式復原，但奇怪的是，在其後的中度颱風，象神與納莉颱風侵台期間，已修復之拉桿又有一些發生斷裂的情形。然而，在集集地震之前，煙囪所經歷之颱風規模有些甚至比象神、納莉颱風還大，但並未發生拉桿斷裂破壞情形[2]。因此，對於煙囪之修復，不再只是耐震之問題，而必須兼具常時抗風之能力。在本文中，將針對耐震與抗風兩方面著手，探討煙囪在風力與地震力作用下之應力分布，從而評估出一些可行方案，以為日後維護改善工作之參考。

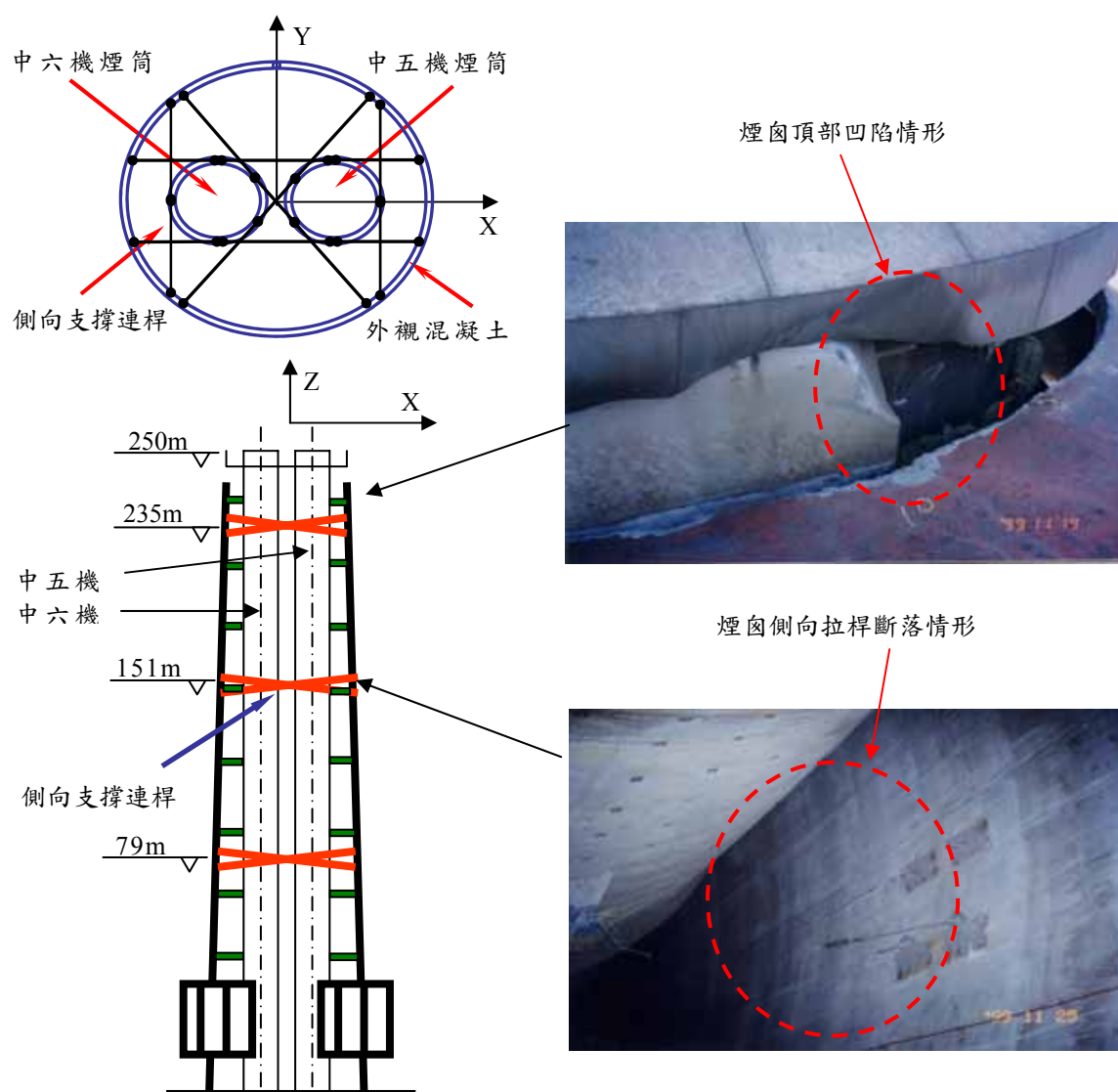


圖1 第3座煙囪結構示意圖與損傷情形

二、煙囪損壞描述

2.1 地震損壞描述

在集集地震侵襲時，第 3 號煙囪內部之中五與中六機組內襯鋼管煙筒之破壞情形，在煙筒方面，中五與中六機組內襯鋼管煙筒，除頂部凹陷外，整個鋼管煙筒並沒有損傷，而外襯混凝土結構亦未受損。但是，在連桿方面，支撐內襯鋼管煙筒穩定性之三層側向連桿，共 48 根，全數斷裂，造成鋼管煙筒失去穩定性，使得鋼管煙筒變成一懸臂柱，頓時沒有任何側向支撐，因而造成鋼管煙筒頂部之側向變形太大，撞擊到混凝土外襯之頂層混凝土製工作平台，使得煙筒頂部高程約 240-245m 處，產生嚴重挫曲凹陷，如圖 1 所示。在集集地震過後，廠方已將斷裂之拉桿，以原設計的方式進行修復。

2.2 颱風損壞描述

在地震過後，廠方已將拉桿依原設計方式復原，但在其後之象神與納莉颱風期間，兩者颱風強度僅為中度颱風，卻已使得修復完成之拉桿，又有一些發生斷裂的情形。然而，在集集地震之前，煙囪也曾經歷過比象神、納莉颱風之規模還大的颱風，但並未有發生此拉桿斷裂破壞之情形。因此，對於煙囪之常時抗風能力已有明顯不足之處，即已有潛在某些危險破壞行為。因為象神、納莉颱風之風力大小，並未超過規範之設計風速[3]，確實煙囪在整體安全上亮起紅燈。

隨著破壞次數之增加而煙囪維修費用有增加之趨勢，因此，煙囪之維護，不僅須針對耐震問題，而且必須兼具抗風能力之提升。在本文中，將針對耐震與抗風兩方面著手，探討煙囪在風力與地震力作用下之應力分布，從而評估出一些改善方案，以為日後維護改善工作之參考。

三、耐震評估

為了解煙囪之結構設計，並評估其受震損壞情形與抗風之能力，本文將建立一個 3D 有限元素分析模式，並使用真實集集地震資料與風力規範，重建當時煙囪受地震力之應力分佈情形，以及在設計風速下之振動反應。本文建立的分析模式，將依據「建築物耐震設計規範」[4]與 ASCE(1975)設計規範[5]，進行結構動力分析與應力檢核，本文使用的分析方法為動力反應譜振態疊加法。另外，依照 ASCE 規範(1975)計算公式，可求得內襯鋼管煙筒之容許軸向壓應力與容許環向應力，詳細可參考文獻[2]之做法。

另外，第 3 號煙囪使用的拉桿，其材料規格為 S45C 之鋼材，抗拉強度約為 70 kg/mm²，屬於較脆性材料，破壞前並沒有較大的塑性變形，因此，只要有些微變形極

可能就斷裂破壞，所以較不合適進行焊接或高溫加工。由於每支實心拉桿直徑皆為 3.5cm，可承受之拉力為 67 ton。

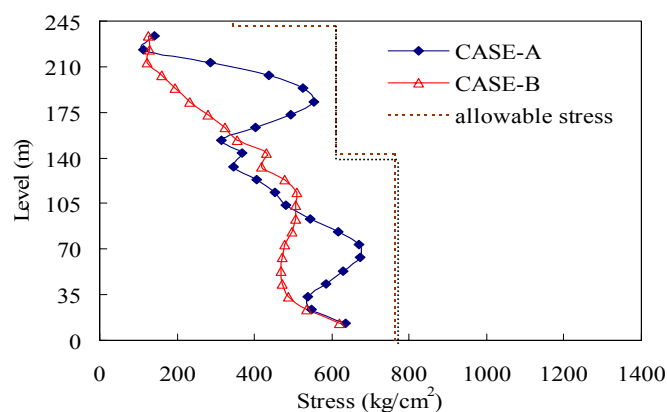
為比較煙囪加裝阻尼器後之應力分布情形，本文將建立下列兩種分析模式：

- (1) 原設計模式：此為依據原設計圖，以拉桿側撐鋼管所建立的分析模式，稱為 CASE-A。
- (2) 含加裝消能裝置模式：此為依據於高程 180 公尺及 120 公尺加裝阻尼器，所建立的分析模式，稱為 CASE-B。

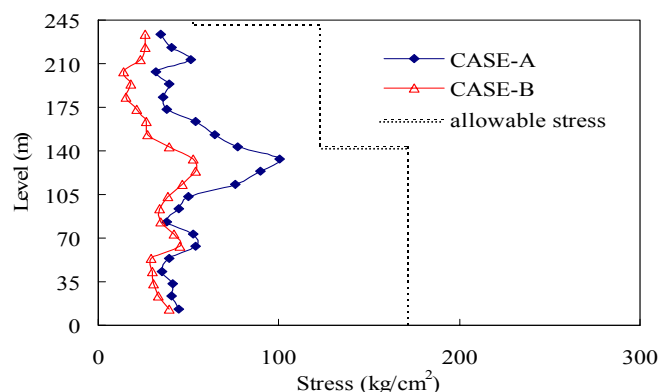
以上兩種分析模式，在各種載重組合情形下，進行應力分析與檢核工作。

4.1 原設計模式耐震評估

圖 2(a)與圖 2(b)分別為煙囪原設計在集集地震作用下，內襯鋼管煙筒之垂直與環向應力沿高程之分佈圖，在圖 2(a)與圖 2(b)中所示之垂直虛線，分別為內襯鋼管煙筒容許軸壓應力與環向應力[2]。由圖中可以得知，其垂直及環向應力都未超過容許應力值，此點也可說明中五與中六機組之鋼管煙筒，並未於集集地震受損之實際情形。



(a)



(b)

圖 2 最大平均應力值沿高程變化圖：(a) 內襯軸向分布；(b) 內襯環向分布

另外，由於中五與中六機組內襯鋼管煙筒之拉桿於地震下，產生相當程度之損壞，因此，以下將針對拉桿部分進行探討。如圖 1 所示，中五與中六機組內襯鋼管煙筒皆有三層拉桿，分別在 79m、151m 與 235m 高程處，每層有 16 支拉桿，每層之拉桿編號，如圖 3(a)所示，拉桿材料之抗拉力為 67 ton。各拉桿於集集地震作用下，最大拉力分析結果如表 1 所示，此一結果係假設拉桿在無任何預力情況下，僅承受集集地震作用所造成的拉力增量。由表 1 可知，拉桿所受之最大軸力並未超過拉桿之抗拉強度。但奇怪的是，何以集集地震期間，拉桿全數斷裂？初步研判，拉桿之所以斷裂，可能是因為原先在內襯鋼管煙筒安裝過程中，為校正其中心線時，已對拉桿施加某種程度之預拉力，以及煙筒溫度變化造成的拉力，最後，當超過原設計所能承受之集集大地震侵襲時，其作用在拉桿上所增加之拉力，與其他預拉力之合力，將可能使得某些已存在較大預拉力之拉桿超過容許拉力，此時，這些拉桿自然地先行損壞，而當某些拉桿存在這些情形而斷裂時，其他之拉桿則也可能因骨牌效應相繼地破壞，導致最後全部拉桿破壞，造成內襯鋼管煙筒失去側向支撐，最後撞擊頂層混凝土平台，致使鋼管煙筒頂部受損嚴重。

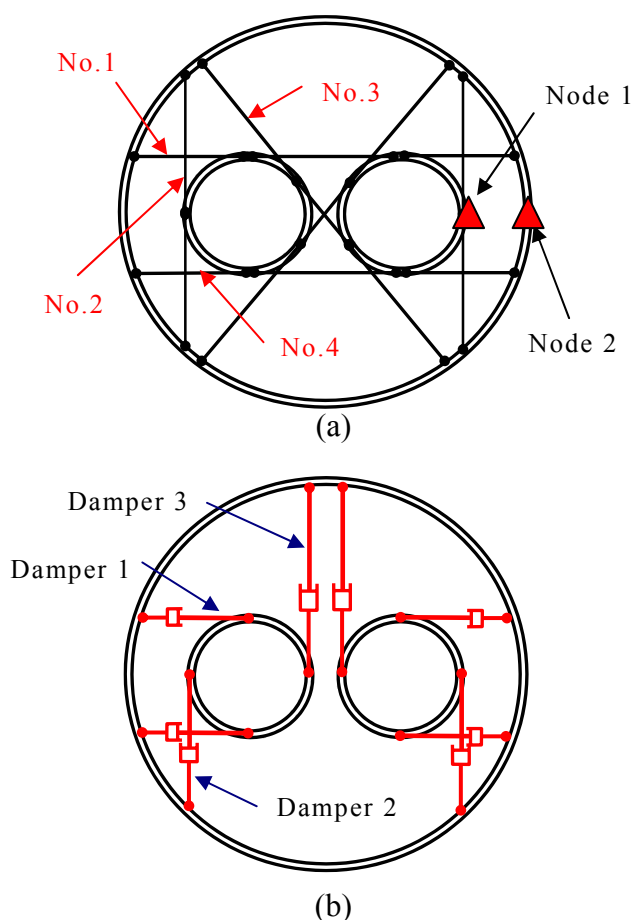


圖 3 (a) 拉桿位置編號；(b) 阻尼器位置編號

表 1 集集地震下拉桿軸力比較表

拉桿編號	原結構 (ton)	含消能裝置結構 (ton)	容許拉力強度 (ton)	折減率 (%)
1	35	21	67	40
2	28	22		21
3	32	23		28
4	31	18		42

4.2 含消能裝置動力分析

為改善拉桿斷裂之現象，直覺上，可將拉桿尺寸加大即可解決拉桿常斷裂之問題，但是，由中一至中四機組煙囪分析結果可知[2]，太強的拉桿極可能威脅到內襯鋼管煙筒之安全，因此，為兼顧內襯鋼管煙筒之安全，本文將採用較適當的能量消散裝置進行探討[6]。如圖 3(b)所示，即於高程 180 公尺及 120 公尺處，各加裝八支阻尼器進行模擬分析。其分析結果，如圖 4 所示，為 3 號煙囪加裝阻尼器後(CASE-B)，煙囪內襯部份之垂直應力沿高程之分佈圖形，由圖中可以得知 CASE-A 與 CASE-B 之應力都未超過容許應力，但加裝阻尼器後，煙囪內襯部份之垂直應力明顯的減少許多，此表示阻尼器可以有效的耗散能量，且亦代表選擇裝設阻尼器的高程相當正確。另外，圖 2(b)為煙囪結構加裝阻尼器後(CASE-B)，煙囪內襯部份之環向應力沿高程之分佈圖形，由圖中可知，兩個 CASE 之應力都未超過容許之環向應力，但加裝阻尼器後，煙囪內襯部份之環向應力，亦明顯的減少。

由於 5-6 號機之穩定內襯作用之拉桿，於集集地震下產生相當程度之損壞，所以針對加裝阻尼器後，拉桿於地震作用下之受力情形進行詳細分析。分析結果如表 1 所示，加裝阻尼器後，拉桿受力明顯減少。因此，阻尼器可有效的發揮其功效，且阻尼器提供之最大軸力約在 40 ton 左右，小於拉桿之極限強度，因此，阻尼器所產生之拉力，並不會對內襯鋼管煙筒造成損壞。

五、抗風與疲勞分析

5.1 抗風動力分析

本文除了探討煙囪結構於地震下之反應外，對於高達 250 公尺高度之結構，大多為風力載重控制，由於強風下所產生之風力相當大，且 5-6 號機之煙囪於象神與納莉颱風下，亦造成拉桿斷裂之損壞，所以本文亦針對風力之作用下，煙囪結構所產生之動力反應進行分析，以了解煙囪結構於設計風速作用下之反應，以及加裝阻尼器後，在抗風方面之成效。

在進行風力分析前，首先要決定的就是分析時，所採用之波動風速歷時，本文模擬擾動風速時所採用的風速頻譜，是根據 Simiu 和 Scanlan[7]所建議的型式。模擬設計風速歷時時，採用風力規範[3]規定之設計風速為 32.5m/sec。

本文之抗風分析，所採用之分析方法與耐震分析相同，所採用的是動力分析法，原煙囪結構及加裝阻尼器結構，各拉桿所受之最大軸力，以及加裝阻尼器後之軸力減少百分比，如表 2 所示，由表中亦顯示加裝阻尼器後拉桿受力減少之情形。另外，由風力之分析結果可以得知，於設計風力作用下，拉桿所受之力量，並未達到其極限強度，但拉桿卻於象神颱風下發生斷裂的破壞情形，研判其原因，應該是如前所述，可能是因為拉桿所受之預拉力過大所導致。

表 2 風力作用下拉桿軸力比較表

拉桿編號	原結構 (ton)	含消能裝置結構 (ton)	容許拉力強度 (ton)	折減率 (%)
1	7.8	5.3	67	32
2	4.6	4.2		9
3	5.4	4.2		22
4	7.9	5.3		33

5.2 疲勞分析

除了分析煙囪結構於強震、強風下拉桿之反應外，本文亦對煙囪內襯鋼管部份，因長期風力所引致的垂直應力的疲勞問題進行探討。根據 AASHTO 1996[12]之規定，對於相同斷面或使用不大於 1：2.5 之坡度續接的構材，以開槽全滲透銲接組合者，其承受反復變化或正、反方向之應力時，其設計之最大應力，除不得超過一般載重下之設計容許應力值外，其實際應力差值不得超出表 4 所定之容許疲勞應力差值。疲勞分析結果如圖 4 所示，為煙囪原結構於風力作用下煙囪內襯部份之垂直應力沿高程之分佈圖形，風力引起之垂直應力即為反復變化應力之振幅，而風力引起之垂直應力的兩倍，即為疲勞應力。因此，由圖 4 中可以得知，風力引起之最大垂直應力約發生在高程 65 m 處，其應力值為 196 kg/cm^2 ，又在高程 50-80 m 處風力引起之垂直應力已經大於靜載重引起之垂直應力，所以，在進行疲勞應力檢核時，應採用表 3 中受拉構材容許疲勞應力差值之情形進行檢討。由表 3 中可以得知，受拉構材之容許疲勞應力差值在反復次數為 2,000,000 次以上者達 630 kg/cm^2 ，此值高於風力引起之應力差值 ($196 \times 2 = 392 \text{ kg/cm}^2$)，所以本煙囪結構於風力作用下，就分析結果研判，應無疲勞損壞之問題，但仍須注意長期應力變化情形。

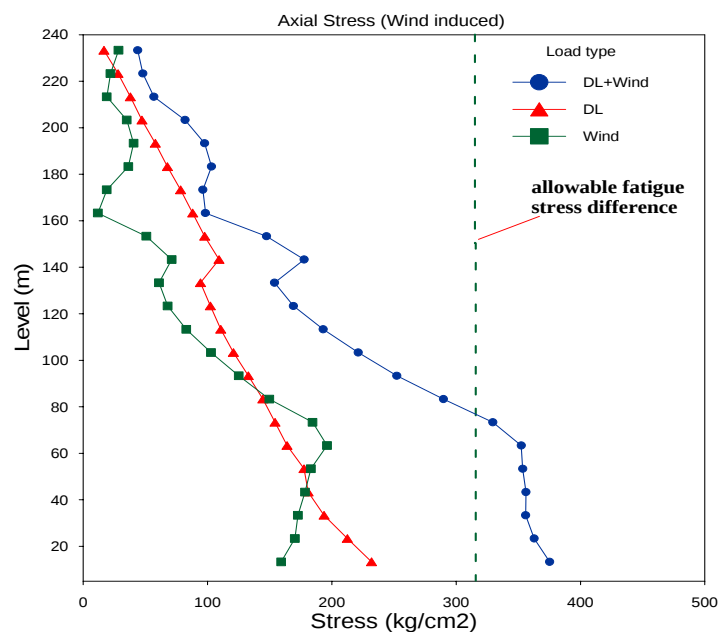


圖 4 風力與靜載重組合所引致之內襯軸向最大平均應力值

表 3 容許疲勞應力差值

種類	反復次數	100,000	500,000	2,000,000	2,000,000 以上
非受拉構材 (kg/cm^2)		2485	1470	910	700
受拉構材 (kg/cm^2)		1960	1120	700	630

六、討論與補強方案

6.1 分析結果與討論

綜合以上之分析結果，3 號煙囪於集集地震期間，內襯與外襯並未有損傷，此與事實相符。但是，內、外襯間多處拉桿斷裂，研判其原因如下：

- (1) 原設計拉桿是在無預力下進行設計，但事實上，拉桿可能因施工或營運關係已存在某些預力，這些預力包括施工過程、調整煙筒位置或熱漲冷縮效應而產生的。
- (2) 原設計拉桿是以完美之二力構件進行設計，但是，由於拉桿皆相當長，最長達 6m，由現地可觀察到拉桿撓曲相當大，因此，自重所產生之額外撓曲應力亦相當大，而此效應於設計時並未加以考慮。
- (3) 拉桿材料為 S45C 之脆性鋼材，並沒有較大的塑性變形能力，因此，只要有些微變形，極可能就會造成斷裂。

- (4) 在地震分析結果可知，若只考慮地震作用下之內力增量，拉桿所受之拉力已超過抗拉強度 67ton 之 50%，因此，拉桿若再因上述因素而已施加過多的預拉力，則拉桿之總合拉力就可能超過容許拉力而產生損壞。

因此，針對上述損壞原因，在煙囪設計與施工方面尚有改善之空間，說明如下：

- (1) 將拉桿材料改成較具有韌性之結構鋼材，使其具有較大之變形空間。
- (2) 從拉桿破壞之位置來看，大多出現在兩端點與攻牙連接處，這是不符合規範之要求的，因此，在拉桿加工與裝設時，須特別注意。
- (3) 由於原設計並未考慮拉桿預力問題，因此，在拉桿裝設時，應注意施加之預力值不可過大。
- (4) 在設計過程中應將內、外襯同時進行分析，藉以了解內、外襯與拉桿之間的互制關係。
- (5) 由現場之破壞情形發現，因為煙筒與頂層平台之間距約 30cm，其之間由遮雨棚連接在一起，集集地震時，遮雨棚已受損，使得煙筒撞擊到混凝土平台而凹陷，煙筒頂部之位移量約±30cm，煙筒已無法垂直佇立，而此傾斜造成之位移亦造成拉桿斷裂。地震後之修復工作，係將煙筒於頂層以鏈條拉至煙筒未受損前之中心點，再將拉桿換新復原，當拉桿換裝完成後，再將鏈條予以鬆開，此時煙筒又變形至某一個傾斜的平衡位置，而不再是原先校正的位置，此現象可能已造成某些拉桿承受相當大之拉力或壓力，當颱風或地震侵襲時，這些已承受較大預力的拉桿，可能因活載重產生之額外拉力，將造成拉桿實際合拉力超過容許拉力而斷裂。
- (6) 在抗風分析方面，由於煙筒在地震後已有傾斜情形，而震後拉桿之裝設，可能使得某些拉桿承受相當大之預力，因此，當颱風來臨時，預力較大之拉桿可能會先行斷裂，而造成骨牌效應，使得其他拉桿相繼斷裂。
- (7) 在煙囪結構加裝消能裝置之可行性評估方面，加裝阻尼器結構之拉桿受力明顯減少約 30~50%。因此，煙囪裝設阻尼器後，確實可以改善拉桿受力情形。

6.2 建議方案

為了解決上述有關拉桿之問題，以及同時維護內襯鋼管煙筒之安全情況下，擬提出下列幾個建議方案：

- (1) 將拉桿材料改成較具有韌性之結構鋼材，使其具有較大之變形空間。
- (2) 在拉桿加工與裝設時，須特別注意拉桿兩端點與攻牙連接處之施工，並監控施加之預力值不可過大。
- (3) 由上述加裝阻尼器之分析可知，加裝阻尼器確實可以改善拉桿受力情形，因此，加裝阻尼器於煙囪結構上作為消能元件，應是可靠方法之一。
- (4) 如表 4 所示，在地震與風力作用下，混凝土外襯與煙筒在頂層之相對位移約 2-3cm，值得注意的是，此相對位移是在拉桿無預力下，全部拉桿皆具有抵抗能力之情況。

相反地，若某些拉桿已失效，整個煙筒則呈現無側向支撐狀態，類似一懸臂柱結構，頂層位移相當大，除了撞擊到混凝土平台外，脆性拉桿也因承受諾大之變位，相繼依骨牌效應而斷裂。因此，若能適當地控制煙筒頂層位移，則有助於煙囪之保護，由上述情形，建議可採用控制煙筒位移之方法進行修復工作。其步驟分述如下：

- (a) 將煙筒頂層已受損凹陷之部位，以 4mm 鋼板包覆補強。
- (b) 如圖 5 所示，於混凝土頂層平台與煙筒間的間隙裝設橡膠墊，除可防止鋼製煙筒直接撞擊混凝土平台，達到消能之效果，亦可有效地限制煙筒之變位，減少拉桿受力。另外，為同時維護內襯煙筒之安全，擬於橡膠墊與煙筒間預留 10cm 之間隙。
- (c) 由於目前拉桿已全數修復，有些拉桿可能已存在預力，因此，日後尚可能因颱風或地震而斷裂，此時拉桿之換裝，除遵從上述(1)與(2)建議外，在換裝拉桿時可不須將煙筒調整至未受損前之中心點，如此可減少拉桿預力值，確保持拉桿之拉力在容許範圍內。

表 4 原煙囪於地震與風力作用下頂部最大位移

節點編號	1x	2x	Δx	1y	2y	Δy
地震作用 (cm)	126.6	124.3	2.3	100.3	97.8	2.5
風力作用 (cm)	56.8	55.0	1.8	39.3	38.1	1.2

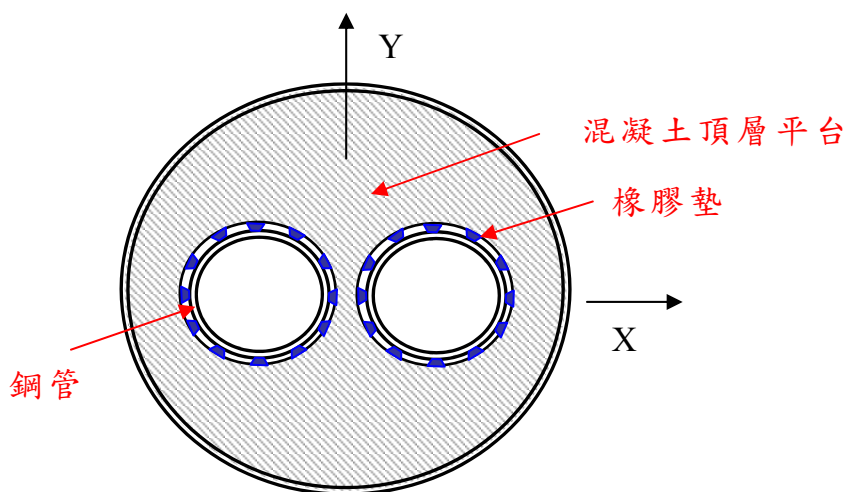


圖 5 煙筒頂層間隙加裝橡膠墊示意圖

七、結論

本文旨在探討不同設計之煙囪結構承受同一地震作用下之損壞原因，以及損壞後之耐震補強評估。並探求出煙囪結構日後在分析與設計方面所應考量之處。本文結論

綜整如下：

- (1) 建立煙囪分析模式時，必須將混凝土外觀結構與內襯鋼管煙筒，以及連桿同時進行模擬，方能瞭解此三者間的動力互制關係。
- (2) 第3座煙囪煙筒主結構，雖然並沒有太大之損傷，但是，全數斷裂之拉桿更換以及煙筒頂部補強卻是一件大工程，對於震後修復工作非常困難。因此，在煙囪設計時不得不考慮這些維護善後工作之執行。
- (3) 煙囪結構屬於土木特殊結構，而且也是本廠重要建築物之一，其安全維護與檢測皆為長期工作，急須訂定一標準作業程序，將效率提高。
- (4) 實際上，在國內有許多補強的案例，多未經由適當的程序評估與規劃即進行補強，使得補強後的結構行為，可能已悖離原設計理念或規範之要求，而廠方對於煙囪之修復補強方式，首要步驟皆先採取適當的理論分析與評估，再確定出較佳的幾個方案進行討論，最後綜合結構安全、成本經濟，與施作便利等因素，決定出一個最適用於現場情況的方案進行施工。因此，在集集地震以來，有關煙囪之修復補強，皆能順利進行且具有相當之成效。
- (5) 本煙囪結構經由上述修復方案進行相關修復工作後，已歷經三年十數個颱風與地震侵襲，皆未發生損壞之情形，此也直接證明本修復補強方案確實有效地在不改變結構特性下，能夠恢復煙囪原設計之抗風與耐震能力。

參考文獻

1. 陳振華、王勇智、廖文義，「煙囪之地震損壞與震後補強評估」，結構工程，台北，台灣，第十七卷，第一期，1-17 頁 (2002)。
2. 陳春豐、李天財、黃嘉東、陳振華、廖文義，「台中火力發電廠中五至中八機煙囪結構安全評估與改善工作」，台電工程月刊，台北，台灣，第六五四期，二月號，1-14 頁 (2003)。
3. 「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，台灣 (1996)。
4. 「建築物耐震設計規範」，內政部建築研究所，台灣 (1997)。
5. American Society of Civil Engineers. *Design and construction of steel chimney liners*. Task Committee on Steel Chimney Liners Fossil Power Committee Power Division, New York. (1975).
6. Chopra, A. K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 2nd Ed., Prentice-Hall, Inc. (2001).
7. Simiu, E., and Scanlan, R. H. *Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design*. 3rd Ed., Prentice-Hall, Inc. (1996).

以直接數值模擬探討鈍形斷面之氣動力特性

Study of Aerodynamic Behaviors of Blunt Sections Using Direct Numerical Simulations

陳瑞華¹ 張君旭²

1國立台灣科技大學營建工程系副教授

2國立台灣科技大學營建工程系研究生

摘 要

現今計算機執行效能日新月異的情況下，以直接數值模擬求解流場逐漸變得可行。本文首先採用直接數值模擬探討流體流經方形和長寬比(aspect ratio)為 8 與 10 矩形斷面後所產生之氣動力現象，同時計算相關的氣動力參數。不可壓縮流體之 Navier-Stokes 控制方程式是以有限元素法求解。由模擬分析的結果可觀察到與文獻中所描述相同之氣動力現象-方形和矩形斷面於下游處皆會產生隨時間變化且上下交替出現的渦流(vortex)；矩形斷面於其側面發生再接觸(reattachment)現象。對方形和特定長寬比矩形斷面的氣動力參數，過去風洞試驗或數值模擬所得結果存有差異，而本文分析所得的氣動力參數則是在這些差異的範圍內。最後再以直接數值模擬對一橋梁斷面進行分析，將分析後的流場速度與壓力分佈及氣動力參數和過去文獻之數值模擬結果比較，顯示本文之直接數值模擬可得到相近的結果。

關鍵字：直接數值模擬；氣動力參數；再接觸現象

Abstract

Direct numerical simulations become more feasible due to the advance of modern computers. Flow around square and rectangular sections with aspect ratios of 8 and 10 are simulated by direct numerical simulations, and the associated aerodynamic parameters are evaluated. The numerical solutions of the incompressible Navier – Stokes equations are obtained by a finite element formulation. Vortex shedding and reattachment phenomenon are observed in the simulated results. The obtained aerodynamic parameters are compared with those of the experimental data and numerical simulation results in the literature. Finally, numerical simulation is conducted for a bridge section. Direct numerical simulation results in this study are generally in good agreement with other findings.

Keyword : Direct numerical simulation; Aerodynamic parameters; Reattachment phenomenon

一、前言

隨著計算機技術的發展與執行效能的提昇，計算流體力學(Computational Fluid Dynamics；CFD)已逐漸被採用作為模擬流場的工具。目前利用計算流體力學模擬流場的方式大致有直接數值模擬(Direct Numerical Simulation; DNS)、大漩渦模擬(Large Eddy Simulation; LES)與紊流模式模擬(Turbulent Model Simulation)[1]。其中直接數值模擬是對流場內流體流動的現象，利用數值方式直接去求解 Navier-Stokes 方程式，而不作任何近似的假設或引入紊流模型，其優點在於可以得到流場內物理量(如速度和壓力等)的時間和空間變化過程。由於是直接求解 Navier-Stokes 方程式，因此流場網格尺寸和計算的時間間距必須盡量小，以求得精確的結果。至於大漩渦模擬是一種對大尺度漩渦進行直接計算，而對小尺度漩渦利用 Smagorinsky 模式進行模擬，計算時所用的網格點數較採用直接數值模擬方式少許多，和直接數值模擬一樣可以計算流場內物理量的時變情形。紊流模式模擬則是需要引入所假設的紊流模型進行數值分析，是以假設之模式產生流場的等效粘滯係數(effective viscosity coefficient)，以求取流場中各個物理量的平均值。

已有許多利用大漩渦模擬和紊流模式對流體流經不同斷面的研究，並且將所得結果和風洞試驗結果進行比較，用以檢核數值模擬的正確性。Benodekar[2]等人利用修正後的 $k-\varepsilon$ 紊流模式模擬流經方形斷面的流場，數值模擬結果與試驗接近。Murakami[3]利用 $k-\varepsilon$ 紊流模式、ARSM(Algebraic Reynolds Stress Model)和LES三種模式來模擬流經正方體的流場，分析結果顯示以LES模式的結果較為理想。Rodi[4]則使用 $k-\varepsilon$ 紊流模式配合不同近壁模式(near-wall treatment)、RSM(Reynolds Stress Model)和LES三種模式模擬流體流經方形斷面和正方體的流場，結果顯示LES計算結果較其他兩種模式準確。

隨著CFD方法逐漸地應用於工程實用範圍，使得計算風工程(Computational Wind Engineering; CWE)這一新的研究領域發展非常迅速，以下提出幾個在CWE在領域的應用。Okushima[5]與Ayad[6]等人利用 $k-\varepsilon$ 紊流模式對不同建築物的通風進行分析研究。Huang[7]採用 $k-\varepsilon$ 紊流模式對街道的空氣品質進行二維的數值模擬分析，得到與實測資料接近的結果。Fujiwara[8]等人首先利用有限差分法(finite-difference method)對橋梁斷面進行數值模擬，模擬結果顯示與風洞試驗之氣動力參數大致相符合。Larsen[9]利用有限差分和離散渦流方法(discrete vortex method)，得到了均勻流下五種典型橋斷面的氣動力參數。

本文先對方形和矩形斷面以數值分析軟體 FLOTRAN[10]進行流場分析，同時將所得到的流場狀態與氣動力參數與過去試驗及數值模擬的結果進行比較，同時探討流場中網格大小、流場範圍及計算時間間距於不同斷面的設定，使得在所要求的精度下數值模擬的流場狀態與氣動力參數能夠達到預期的結果與在準確的範圍內，以驗證本文所用直接數值模擬的可行性。最後，將此方式應用於橋樑斷面的流場分析上。

二、流場控制方程式

流場中流體的流動可由質量、動量與能量守恆定律來描述，藉由這些定律與流場的特性可以推得控制方程式(governing equation)。考慮牛頓流體(Newtonian fluid)與不可壓縮(incompressible)流體，連續方程式(continuity equation)與 Navier-Stokes 方程式可以分別表示為：

$$\nabla(\rho V) = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \nabla V = -\frac{1}{\rho} \nabla P + g + \nu \nabla^2 V \quad (2.2)$$

其中， ρ 表示流體密度； V 表示流體速度向量； P 表示流體壓力； g 表示重力加速度； ν 表示動力黏滯係數(kinematics viscosity coefficient)； $\nabla = \frac{\partial}{\partial x} \mathbf{i} + \frac{\partial}{\partial y} \mathbf{j} + \frac{\partial}{\partial z} \mathbf{k}$ 。

本文採用的直接數值模擬是對式(2.1)與(2.2)同時進行求解，不引入紊流模式的假設。

三、流場設定與氣動力參數計算

數值模擬分析時採用的流場設置示意圖如圖 3.1 所示，其中(a)與(b)分別為矩形與橋梁斷面的設置方式，圖中 B 與 D 分別表示斷面的長度與寬度，矩形斷面的長寬比定義為 B/D 。整個流場是由入流、出流與兩個側向邊界所環繞形成，流場的邊界是固定於空間中不會移動；而被流體所圍繞的斷面則是假設為一剛體，同樣固定於空間中不會移動。為了由控制方程式中獲得準確的數值結果，因此分析時需要給定流場邊界條件。在本文的分析中，流場邊界條件的設定分別為，於入流處 x 向的流速 V_0 為均勻分佈的常數， y 向流速 $V_y = 0$ ；在遠離斷面的流場側向邊界上的 y 向流速 $V_y = 0$ ， $\frac{\partial V_x}{\partial y} = 0$ ；由於出口處已遠離斷面， x 向的流速應與入流處的流速相同，邊界條件則為 $\frac{\partial V_x}{\partial x} = 0$ 。

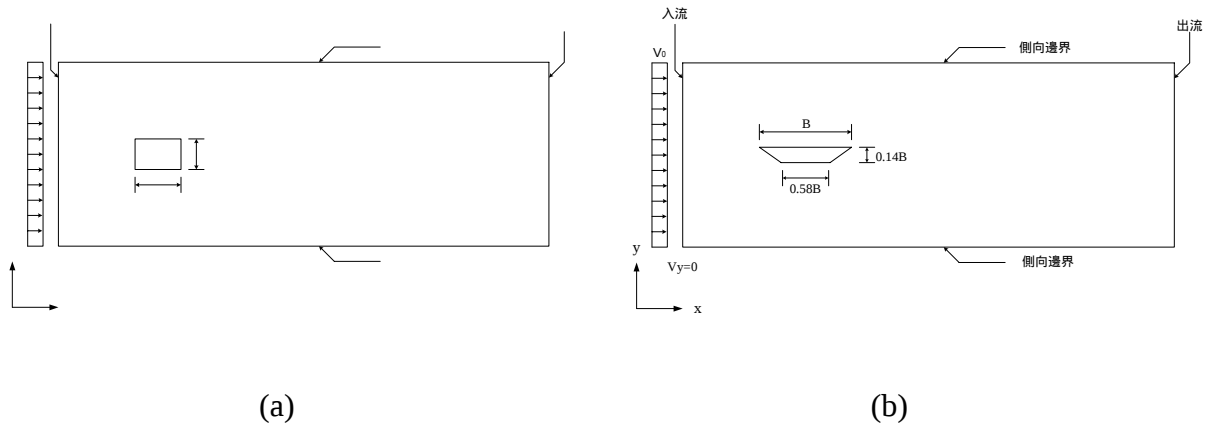


圖 3.1 數值模擬之流場設置示意圖：(a)矩形斷面；(b)橋梁斷面

本文採用直接數值模擬方式模擬平滑流(smooth flow)流經不同斷面後的流場狀態。流場流體假設為不可壓縮之黏性流體，流場控制方程式是以有限元素法進行求解，元素為四邊形的二維(two-dimension)元素，每個元素有四個節點，每一個節點具有 7 個自由度，包括速度(x、y 和 z 方向)、壓力、溫度、擾動動能(turbulent kinetic energy)與紊流消散率(turbulence dissipation rate)。由於網格尺寸與劃分方式沒有一定的規則可以依循，因此以相關研究[17] [20]的設定作參考，嘗試不同網格尺寸與劃分方式，以滿足不同斷面之數值模擬結果能達到所要求的精度。數值模擬時採用 Pentium 4 CPU 2.4GHz 的個人電腦執行運算。

經數值計算後作用於斷面上的平均壓力分佈情況可用平均壓力係數(mean pressure coefficients) C_p 來表示， C_p 定義如下：

$$C_p = \frac{\bar{P}}{\frac{1}{2} \rho U^2} \quad (3.1)$$

其中， $\bar{P}$ 為節點上的平均壓力； U 為入流處之均勻風速 V_0 。

另外，作用在斷面上的力量可藉由流體的壓力計算得到，這些力量可以用於計算無因次化的氣動力參數，包括拖曳(drag)係數 $C_D(t)$ 和升力(lift)係數 $C_L(t)$ ， $C_D(t)$ 與 $C_L(t)$ 定義如下：

$$C_D(t) = \frac{F_D(t)}{\frac{1}{2} \rho U^2 D} \quad (3.2)$$

$$C_L(t) = \frac{F_L(t)}{\frac{1}{2}\rho U^2 B} \quad (3.3)$$

其中， B 為斷面長度； D 為斷面寬度； $F_D(t)$ 與 $F_L(t)$ 分別為斷面之拖曳力與升力。流場穩定後的 $C_D(t)$ 與 $C_L(t)$ 的平均值(mean)分別表示成 $C_{D,mean}$ 與 $C_{L,mean}$ ；均方根(root mean square)值分別表示成 $C_{D,rms}$ 與 $C_{L,rms}$ 。

當流體流經斷面的分離點(separation point)後，會於下游處產生上下交替的渦流，而此渦流出現的頻率稱為渦流振動頻率(shedding frequency)，可對 $C_L(t)$ 的穩定部分進行頻譜分析求得，其值受到風速大小、斷面形狀與斷面尺寸的影響。史特赫數(Strouhal number, S_t)是與渦流振動頻率相關的無因次化參數，其定義如下：

$$S_t = \frac{n_s D}{U} \quad (3.4)$$

其中， n_s 為渦流振動頻率； U 為入流處之均勻風速 V_0 。

矩形斷面的長寬比增加時，流體流經斷面的分離點後不再會是一個完整分離(full separated)現象，而會在斷面的上下兩側產生再接觸現象。

四、數值模擬結果與討論

以下為不同斷面之直接數值模擬結果，同時將計算的結果與過去文獻中有列出之參數進行比較與討論。

4.1 方形斷面數值模擬結果與討論

過去已有許多利用試驗或數值模擬方式對流體流過方形斷面的研究，本文首先亦以方形斷面作為探討的對象。流場的設置如圖 3.1(a)所示，長寬比(B/D)為 1.0。流場網格採用漸進的劃分方式，越接近斷面四周的網格尺寸越小；分析時採用 $\Delta x / B \approx 3.0 \times 10^{-2}$ 與 $\Delta y / B \approx 3.0 \times 10^{-2}$ 的網格尺寸設定，其中 Δx 與 Δy 分別表示最接近斷面網格於 x 向與 y 向上的最小尺寸。計算的無因次化時間間距 Δt^* ($= \Delta t U / B$) = 0.5，無因次化總時間長度 T^* ($= t U / B$) = 250。在上述的設定條件下，電腦執行運算的時間約為 6 小時。

圖 4.1 為方形斷面於流場中的速度分佈圖，由圖形中可以看出，流體於迎風面的角隅處產生分離現象，同時於斷面下游處產生具有周期性之渦流，而斷面的側面沒有產生

再接觸現象。在 Kareem[14]、Shimada [17]與 Li and Wang [20]人的文獻中可以發現類似的流場狀態。

圖 4.2 為斷面四周表面上的平均壓力係數分佈情形，橫座標上數值 0-1 表示斷面的迎風面，1-2 與 3-4 表示斷面的側面，2-3 表示斷面的背風面。圖中比較 Bearman[11]、Lee [12]與 Ohtsuki[13]的試驗結果與 Kareem[14]和 Sakamoto 等人[15]的數值模擬結果，顯示除在迎風面外，本文之平均壓力分佈接近 Ohtsuki 與 Kareem 之結果；Bearman 與 Sakamoto 等人之斷面平均壓力係數明顯不同於本文及其他文獻的分佈趨勢，特別是 Sakamoto 等人的曲線於斷面兩側面有一約為-2.1 的極值，於背風面接近角隅處有一約為-1.0 的極值。升力係數與拖曳係數分別可由式(3.2)與(3.3)計算求得，圖 4.3 與 4.4 為升力係數與拖曳係數的歷時圖。拖曳係數的平均值與均方根值取拖曳係數歷時的穩定部分計算，其平均值與均方根值分別為 $C_{D,mean} = 2.17$ 與 $C_{D,rms} = 0.13$ 。升力係數的平均值與均方根值同樣取升力係數歷時的穩定部分計算，結果分別為 $C_{L,mean} = -0.00150$ 與 $C_{L,rms} = 1.43$ 。當斷面對稱時 $C_{L,mean}$ 的值應為零， $C_{L,mean}$ 的數值可能是由數值誤差所造成。表 4.1 中列出不同文獻的試驗與數值結果，發現在不同時間以試驗方式所得的氣動力參數有所差異，其中 $C_{D,mean}$ 介於 2.04~2.22 之間， $C_{D,rms}$ 介於 0.13~0.23 之間， $C_{L,rms}$ 介於 1.23~1.45 之間，而本文所得各參數的數值在上述的範圍內。在其他數值模擬的文獻中， $C_{D,mean}$ 是介於 2.05~2.32 之間， $C_{D,rms}$ 介於 0.093~0.25 之間， $C_{L,rms}$ 介於 1.20~1.43 之間，與試驗的結果間也是存有差異，而本文各參數亦在數值結果的範圍內。史特赫數為無因次化頻率參數，可由式(3.4)之定義求得，本文求得之史特赫數為 0.120，介於試驗之 0.118~0.134 的範圍內，但小於數值結果 1.34~1.41 的範圍。

表 4.1 方形斷面氣動力參之比較

	方法	$C_{D,mean}$	$C_{D,rms}$	$C_{L,mean}$	$C_{L,rms}$	S_t
本文	DNS	2.17	0.13	-0.0015	1.43	0.120
Yu and Kareem [14]	LES	2.14	0.25		1.18	0.135
Li and Wang [20]	LES+IMB*	2.32	0.18		1.20	0.135
Le [12]	k- ϵ 模式	2.14				0.134
Shimada [17]	修正 k- ϵ 模式	2.05	0.093		1.43	0.141
Lee [21]	試驗	2.04	0.23		1.23	0.122
Vickery [22]	試驗	2.05	0.17		1.32	0.118
Sakamoto [23]	試驗	2.22	0.13		1.45	0.134

註：* IMB : Immersed Boundary

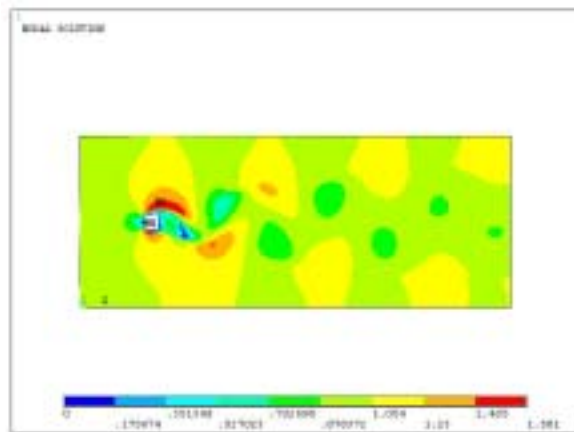


圖 4.1 方形斷面流場速度分佈圖($tU/B=600$)

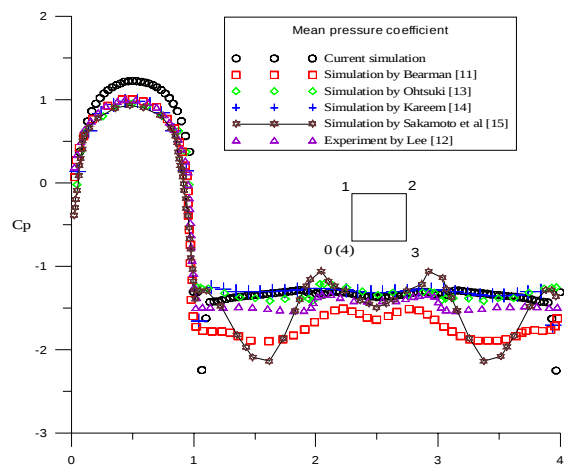


圖 4.2 方形斷面平均表面壓力分佈圖

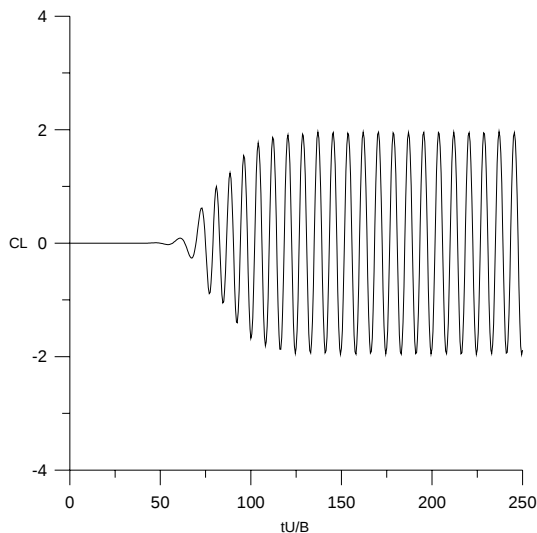


圖 4.3 方形斷面升力係數歷時圖

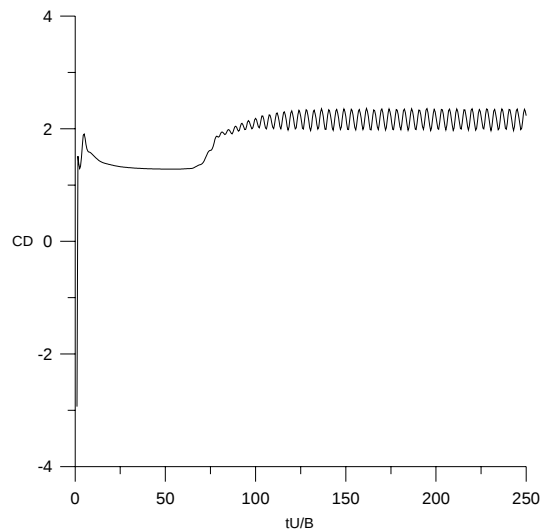


圖 4.4 方形斷面拖曳係數歷時圖

4.2 矩形斷面數值模擬結果與討論

4.2.1 長寬比為 8 的矩形斷面

考慮流場如圖 3.1(a) 的設置，斷面長寬比(B/D)為 8 的矩形斷面。依據方形斷面的設置經驗，流場的範圍必須增大，而 x 與 y 兩方向上的最小網格尺寸必須減小，同時進行數次不同網格尺寸的嘗試，採用 $\Delta x/B \approx 5.0 \times 10^{-3}$ 與 $\Delta y/B \approx 5.0 \times 10^{-3}$ 的網格尺寸設定；計算所用的 $\Delta t^* = 0.0125$ ，總長度 $T^* = 50$ 。在上述設定的條件下，電腦執行運算的時間約為 25 小時。

圖 4.5 為斷面長寬比為 8 的流場速度分佈圖，流體在迎風面角隅分離後，於兩側面

產生再接觸現象，在斷面下游處有周期性出現之渦流。比較過去 Shimada[17]與 Okajima[18]的流場狀態，發現兩者的流場中皆有與本文相同的兩種現象產生。

拖曳與升力係數分別取 $C_D(t)$ 與 $C_L(t)$ 的穩定部分進行計算，本文拖曳係數的平均值與均方根值分別為 $C_{D,mean}=1.29$ 與 $C_{D,rms}=0.07$ ；比較 Tamura[16]、Shimada 及 Okajima 等人的數值結果，其中 Tamura 是以三維柱體進行分析；結果顯示本文 $C_{D,mean}$ 大於 Tamura 的 1.05、Shimada 的 1.10 與 Okajima 的 1.26，但與 Okajima 的數值較為接近。本文升力係數的平均值與均方根值分別為 $C_{L,mean}=-0.0019$ 與 $C_{L,rms}=0.18$ ，其中本文 $C_{L,rms}$ 大於 Tamura 與 Shimada 的 0.06 與 0.02。本文之史特赫數為 0.137，Tamura Shimada 與 Okajima 的史特赫數則分別為 0.149、0.140 與 0.147，皆大於本文結果。

4.2.2 長寬比為 10 的矩形斷面

考慮流場如圖 3.1(a)的設置，斷面長寬比(B/D)為 10 的矩形斷面。由於形狀更為細長，須將流場的長度增加，在流場中最小網格尺寸與斷面長度的比例分別採用 $\Delta x/B \approx 3.0 \times 10^{-3}$ 與 $\Delta y/B \approx 3.0 \times 10^{-3}$ 的設定；計算的 $\Delta t^*=0.01$ ，總長度 $T^*=70$ 。在上述的設定條件下，電腦執行運算的時間約為 50 小時。

圖 4.6 為斷面長寬比為 10 的流場速度分佈圖，圖中斷面兩側產生明顯的再接觸現象，下游處有周期性之渦流。比較 Tan [19]的數值模擬與 Nakamura[24]的試驗所得流場狀態，發現同樣具有上述兩種流場現象。

拖曳係數與升力係數的平均值與均方根值計算後分別為 $C_{D,mean}=1.19$ ， $C_{D,rms}=0.06$ ， $C_{L,mean}=3.85e-4$ ， $C_{L,rms}=0.11$ ，目前文獻中沒有相關資訊可供比較。本文分析所得的史特赫數為 0.164，Tan 與 Nakamura 之史特赫數分別為 0.165 與 0.190。本文的史特赫數與 Tan 所得結果較為接近，但是小於 Nakamura 的試驗結果。

根據上述的結果可知，DNS 需要較大量的計算時間，在目前的硬體設備與流場設置條件下，方形與矩形斷面所獲得的氣動力現象與過去文獻結果類似，且氣動力參數大致落在這些文獻結果的範圍內，顯示 DNS 確實可用於方形與矩形斷面受流體作用之氣動力現象模擬。同時在數值模擬分析的過程中發現，流場的邊界條件、網格大小、流場範圍及計算時間間距等，會影響流場中速度與壓力的正確性。網格大小與計算的時間間距並無一定的規則可供依循，對於不同的斷面需要嘗試不同的網格設定及時間間距，且藉由簡單斷面得到具有準確性結果的模型設定，做為進行複雜斷面模擬分析的初步參考依據。

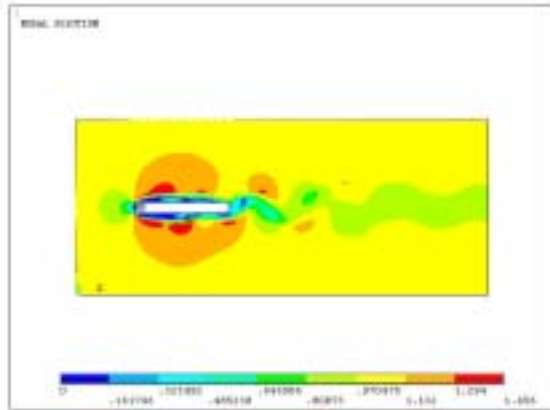


圖 4.5 矩形斷面流場速度分佈圖
(長寬比=8； $tU/B=50$)

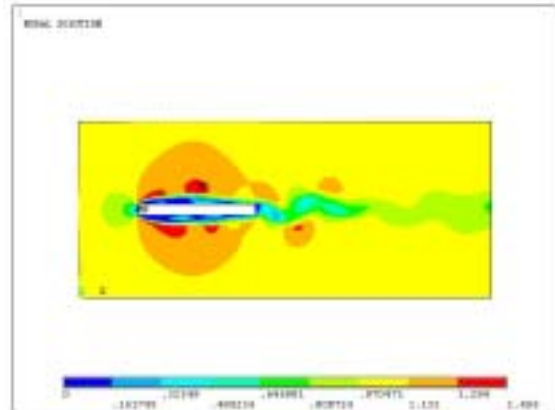


圖 4.6 矩形斷面流場速度分佈圖
(長寬比=10； $tU/B=70$)

4.3 橋梁斷面數值模擬結果與討論

橋梁斷面之數值模擬分析可藉上述矩形斷面數值模擬的經驗作基礎。橋梁斷面尺寸與流場設置如圖 3.1(b)所示。最小網格尺寸與斷面長度的比例分別採用 $\Delta x/B \approx 2.5 \times 10^{-3}$ 與 $\Delta y/B \approx 2.0 \times 10^{-3}$ 。計算的時間間距 $\Delta t^* = 0.005$ ，總時間長度 $T^* = 12$ 。在上述的設定條件下，電腦執行運算的時間約為 400 小時。

圖 4.7 為 $tU/B=12$ 時橋梁斷面流場的速度分佈圖，由圖中可以看到流體於橋梁斷面兩側產生再接觸現象，於下游處的傾斜面上產生渦流，下游尾跡處亦有與矩形斷面類似的渦流交替出現；在 Larsen[9]數值模擬的流場中同樣可以發現上述現象。

拖曳和升力係數的平均值與均方根值經計算後分別為 $C_{D,mean} = 0.10$ ， $C_{D,rms} = 0.10$ ， $C_{L,mean} = 0.04$ ， $C_{L,rms} = 0.06$ ，史特赫數為 0.16。依據 Larsen 數值模擬的結果， $C_{D,mean} = 0.10$ ， $C_{L,rms} = 0.08$ ，史特赫數為 0.10；其中 $C_{D,mean}$ 與本文結果相同而 $C_{L,rms}$ 略大於本文的 0.06；而史特赫數間有較大的差距。造成差異的原因除可能是採用的模擬方式不同外(本文為直接數值模擬，Larsen 為離散渦流(discrete vortex)法)，仍有待更進一步的探討。

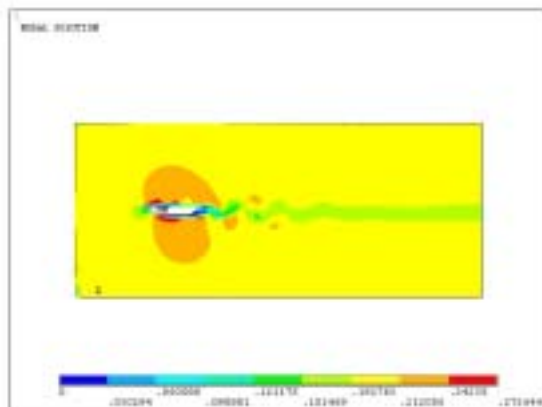


圖 4.7 橋梁斷面流場速度分佈圖($tU/B=12$)

五、結論

本文利用直接數值模擬，對流體流過矩形與橋梁斷面的流場進行數值模擬分析，求取流場內的速度和壓力等物理量；觀察流體流經斷面後所產生的現象，並計算不同斷面的氣動力參數。經數值模擬及分析的結果綜述如下。

方形斷面上流體分離與渦流現象可由本文直接數值模擬之流場速度分佈圖中觀察到，這與過去之試驗與數值模擬所觀察到流場現象類似。比較過去不同文獻中方形斷面的平均壓力係數與氣動力參數時發現，不同試驗或數值模擬間所得分析結果有所差異。將本文的數值模擬結果與其他文獻的試驗結果比較後發現，升力和拖曳係的數平均值與均方根值及史特赫數，大致落在這些文獻的範圍內；其他文獻的數值模擬結果與不同試驗結果間也有所差異，本文的氣動力參數亦落在這些數值模擬結果的範圍中。在斷面四周的平均壓力係數除於迎風面略有差異外，在側面及背風面處則與其他文獻的平均壓力係數大致相符。

對長寬比為 8 與 10 的矩形斷面，因斷面長度增加且側面會有再接觸現象，所以必須在矩形斷面的四周設置比方形斷面更細密的網格，而網格尺寸需要經過數次的嘗試，以獲得較為正確的流場物理量。由兩不同矩形斷面的速度分佈圖中可發現，在斷面的兩側皆會產生再接觸現象，而於下游處皆產生渦流。在所得之氣動力參數中，除長寬比為 8 的矩形斷面之升力係數均方根值外，其他氣動力參數大致與文獻中的結果相符。

橋梁斷面的形狀比矩形斷面更為複雜，因此將矩形斷面流場設定的經驗，用於橋梁斷面流場數值模擬的設定，且以此為依據作更進一步的修正。由橋梁斷面流場速度分佈圖顯示，直接數值模擬可以得到橋梁斷面兩側的再接觸現象與下游處的渦流現象。除史特赫數外，本文所得氣動力參數與過去數值模擬文獻中可以進行比對的結果大致相同。

由本文的結果可知，流場邊界條件、網格大小、流場範圍及計算的時間間距等皆會影響結果的準確性。在目前的硬體設備、採用的流場設定條件及所要求的精確度下，直接數值模擬確實可用於矩形斷面與橋梁斷面受流體作用的氣動力現象分析，獲得之氣動力參數有一定的準確性。未來將以此做為後續進行氣彈力現象分析的基礎。

參考文獻

- [1]S. Murakami, Overview of turbulence models applied in CWE-1997, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v.74-76, (1998), pp.1-24.
- [2]R.W. Benodekar, A. J. Goddard, A. D. Gosman and R. I. Issa, Numerical prediction of turbulent flow over surface-mounted ribs, AIAA Journal, v.23, (1985), pp359-366.
- [3]S. Murakami, Comparison of various turbulence models applied to a bluff body, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v.46-47, (1993), pp.21-36.

- [4]W. Rodi, On the simulation of turbulent flow past bluff bodies, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.46-47, (1993), pp.3-19.
- [5]L. Okushima, S. Sase and M. Nara, A support system for natural ventilation design of greenhouses based on computational aerodynamics, *Acta Hort.*, v.248, (1989), pp.129-136.
- [6]S. S. Ayad, Computational study of natural ventilation, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.82, (1999), pp.49-68.
- [7]H. Huang, Y. Akustu, M. Arai and M. Tamura, A two-dimensional air quality model in an urban street canyon: evaluation and sensitivity analysis, *Atmospheric Environment*, v.34, (2000), pp.689-698.
- [8]A. Fujiwara, H. Kataoka and M. Ito, Numerical simulation of flow field around an oscillating bridge using finite difference method, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.46 – 47, (1993) ,pp.567 – 575.
- [9]A. Larsen, and J.H. Walther, Discrete vortex simulation of flow around five generic bridge deck sections, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v 77-78, (1998), pp. 591-602.
- [10]Ansys Inc., *Theory Reference-Fluid Flow*. Ansys Inc., USA 2001
- [11]P. W. Bearman and E.D. Obasaju, An experimental study of pressure fluctuations on fixed and oscillation square-section cylinders, *Journal of Fluid Mechanics*, v.119 (1982) pp.297-321.
- [12]S. Lee, Unsteady aerodynamic force prediction on a square cylinder using $k - \varepsilon$ turbulence models, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.67-68, (1997), pp.79-90.
- [13]Y. Ohtsuki, Wind tunnel experiments on aerodynamic forces and pressure distributions of rectangular cylinders in a uniform flow, *Proc. 5th Symposium on Wind Effects on Structures*, Tokyo, Japan (1978), pp.169-175.
- [14]D. Yu and A. Kareem, Numerical simulation of flow around rectangular prism, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.67-68, (1997), pp.195-208.
- [15]S. Sakamoto, S. Murakami, S. Kato, and A. Mochida, Numerical study on flow past 2D square cylinder by large eddy simulation : comparison between 2D and 3D computations, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v 50, (1993), pp.61-68.
- [16]T. Tumaaur and Y. Ito, Aerodynamic characteristics and flow structures around a rectangular cylinder with a section of various depth/breadth ratios, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of architectural institute of Japan)*, No.486, (1996), pp.153-162.
- [17]K. Shimada and T. Ishihara, Application of a modified $k - \varepsilon$ model to the prediction of

aerodynamic characteristics of rectangular cross-section cylinders, *Journal of Fluid Structures* v.16, (2002), pp.465-485.

[18]A. Okajima, Numerical simulation of flow around rectangular cylinders, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v 33, (1990), pp.171-180.

[19]B.T. Tan, M.C. Thompson and K. Hourigan, Simulated Flow around Long Rectangular Plates under Cross Flow Perturbations, *International Journal of Fluid Dynamics*, v.2, (1998).

[20]C. W. Li and L. L. Wang, An immersed boundary finite difference method for LES of flow around bluff shapes, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, v.46, (2004) ,pp.85-107.

[21]B.E. Lee, The effect of turbulence on the surface pressure field of a square prism, *Journal of Fluid Mechanics*,v.69, (1975), pp.263-282.

[22]B.J. Vickery, Fluctuating lift and drag on a ling cylinder of square cross-section in a smooth and turbulent stream, *Journal of Fluid Mechanics*, v.25, (1966), pp.481-494.

[23]H. Sakamoto, H. Haniu and Y. Kobayashi, Fluctuating force acting on rectangular cylinders in uniform flow, *Transaction of the Japan Society of Mechanical Engineers*, series B55, No.5, (1989), pp.2310-2317.

[24]Y. Nakamura, Y. Ohya and H. Tsuruta, Experiments on vortex shedding from flat plates with square leading and trailing edges, *Journal of Fluid Mechanics*, v.222, (1991), pp.437-447

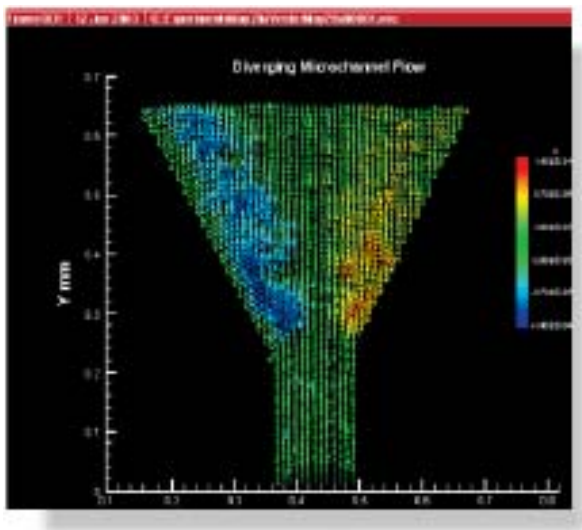
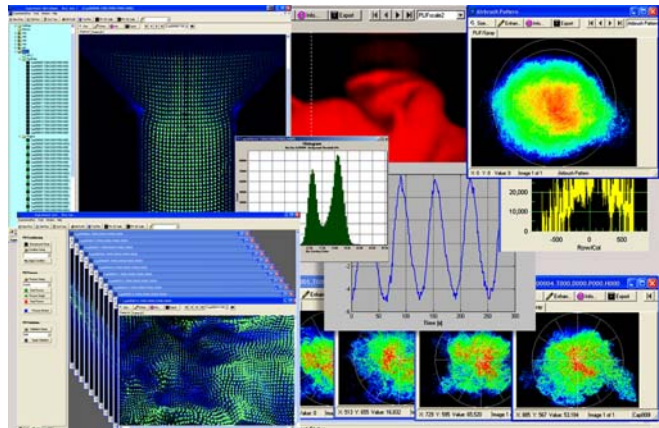


最完全的粒子影像流場分析系統

Package used for

❖ 高解析度 PIV / Stereo PIV

2-D / 3-D 流場斷面同步量測
提供超高解析度攝影機 可達 11M pixels
超高空間解析度的流場分析



❖ MicroPIV

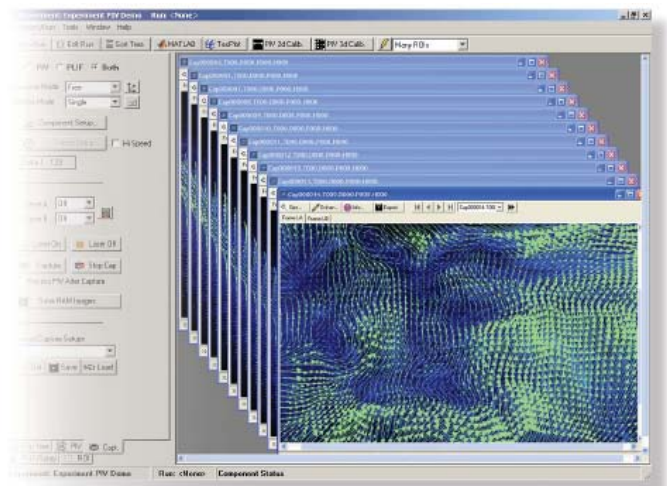
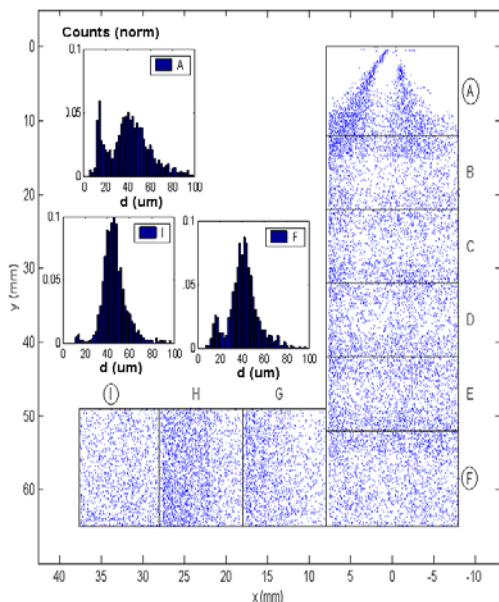
微通道 / 微流場的速度量測
特殊運算程式，可攜消除雜訊，提高訊雜比。
解決微流場影像品質不佳的困擾

❖ High Frame-Rate PIV

高速的取像率，可以觀察流場隨時間的變化
提供高解析度的高速攝影機，1K*1K 時可達 2000 fps

❖ PLIF / Simultaneous PIV/PLIF

濃度分佈量測
混合過程研究
空氣 / 燃料比



❖ Spray Analysis and Patternation

噴霧形狀分析
可同時分析粒徑大小分佈及速度



陸傑科技股份有限公司

Tel: (02)2698-3456 Fax: (02)2698-3535

Email: info@SuperLink.com.tw

Meteorological and Oceanographical Measuring Instruments

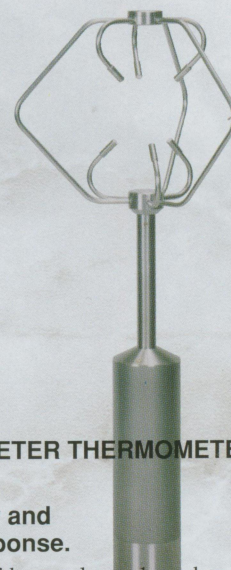
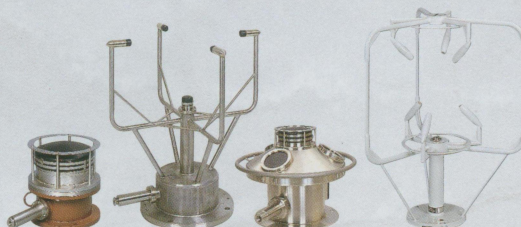
KAIJO



METEOROLOGICAL AND OCEANOGRAPHICAL OBSERVATION SYSTEM

We love earth and consider the future environment.

- For more use of marine energy.
- Total meteorological and oceanographical observation system for coast wave, construction and management of sea berth, port and harbor.



ULTRASONIC WAVE HEIGHT METER, AIR EXPOSURE TYPE US-500

- Small but easy handling and high cost performance system.



3-D ULTRASONIC ANEMOMETER THERMOMETER SAT SERIES

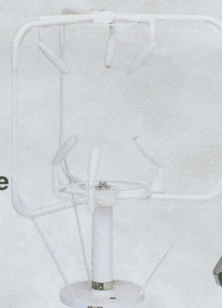
3-Dimensional wind velocity and wind temperature quick response.

- For weather observation of lower boundary layer and the polar regions.
- For safe operation of traffic control.

ULTRASONIC ANEMOMETER THERMOMETER FA-600

3-Dimensional wind velocity and wind temperature with quick response.

- Weather observation from faint wind to furious.



DOPPLER SODAR KPA-1000/AR-410N

Realtime monitoring of wind direction and wind velocity at air boundary layer.

- Portable remote sensing ground unit.
- Continuous monitoring of wind direction, velocity turbulence and time and space distributions of temperature layer.
- Improved detectability by mixed pulse transmission.



3-D ULTRASONIC ANEMOMETER FOR CLEAN ROOM WA-590

Accurate measurement of air current in clean room.

- Measurement of 3-Dimensional components of wind velocity.
- Measurement of 0m/sec wind velocities.
- Measurement of turbulent airflow.
- Digital output capability in standard model.



臺灣總代理：祥益實業有限公司

地址：台北市杭州南路一段 23 號 2 樓之 1 TEL:(02)2341-1131



封面圖片由國立臺灣海洋大學河海工程學系
環境風洞實驗室提供