

超高层建筑风荷载数值模拟和空间风振分析

陈 玮¹, 黄本才¹, 赵劲松¹, 包 佐²

(1. 同济大学 航空航天与力学学院, 上海 200092; 2. 上海建筑设计研究院有限公司, 上海 200041)

摘 要: 某沿海超高层建筑高度达 350 m, 高宽比达 7.6, 又处于浙江沿海地区, 风荷载是其结构设计的控制荷载。数值模拟了不同风向下超高层建筑底部平均风合力和合力矩, 与风洞试验结果相近, 一般情况两者差别不大于 15%; 同时拟合了该建筑表面的脉动风压自谱密度和相干函数经验表达式, 采用空间随机风振的 CQC 方法对塔楼进行了风致动力响应分析, 并通过塔楼顶层峰值加速度响应和底部静力等效风荷载合力与合力矩的比较与分析, 表明高层建筑专用风振分析方法在实际工程中应用的可行性。

关键词: 超高层建筑; 数值风洞模拟; 风洞试验; 风振分析; 频域 CQC 方法

中图分类号: X703.1

文献标识码: A

0 引言

近年来, 国内外高层建筑的高度不断增高, 例如我国已建成“上海环球金融中心”高度为 490 m, “台北 101 大厦”508 m, 建设中的“上海中心”高度为 632 m, 阿联酋迪拜“哈里发大楼”160 层高度达 828 m。高层建筑向更高更柔的方向发展, 要求我们更加准确地确定静动力风荷载。国内外对高层建筑风工程研究的已不少, 例如文献[1-2]分别采用风洞试验和现场自然风模型试验方法进行了基础研究。目前大多数风振计算方法是利用刚性模型同步测压实验数据, 再结合随机风振的频域方法做理论分析。文献[3]给出了一种三维风致响应的分析方法, 并通过 3 个例子说明了进行三维风振计算的必要性。文献[4]提出了一种新的方法, 综合考虑了 3 个方向外加风荷载的相关性和振型耦合。

笔者选用的某超高层建筑高度达 350 m, 又处于台风频繁出现的沿海地区, 静动力风荷载是该建筑的控制荷载。首先采用数值风洞模拟方法模拟不同风向向下底部平均风合力和合力矩, 与风洞试验结果很接近; 并在风洞测压试验和风洞高频天平测力试验的基础上, 采用频域 CQC 方法对塔楼进行了风振动力分析, 将计算所得塔楼顶层峰值加速度响应和底部静力等效风荷载合力和合

力矩与风洞试验结果做了对比分析, 表明本文的空间风振分析方法具有一定的精度, 在实际工程应用中具有可行性。

1 数值风洞和风洞试验

某超高层塔楼高度达 350 m, 塔楼截面为 46 m × 46 m 的正方形, 周围还有低一些的高层建筑。

1.1 风洞试验^[5]

该超高层塔楼和周围直径 500 m 范围建筑风洞测压试验模型为刚体模型, 用有机玻璃板和 ABS 板制成, 具有足够的强度和刚度。同时还做了高频天平测力试验, 模型外围框架结构由质地较轻的航空层板制作, 内填泡沫塑料并部分挖空, 两种模型的缩尺比均为 1/400。刚性模型测压试验和高频天平测力试验均在低速风洞中进行, 见图 1。试验的大气边界层流场模拟为 B 类地面风场, 试验参考点均选在高度为 0.875 m 处, 参考风速为 13.0 m/s。

1.2 数值风洞模拟^[6-7]

数值风洞大体上与一般的实验室风洞类似, 有入口、出口、地面和 3 个壁面, 建筑物数值模拟模型建立于风洞中, 所建立的数值风洞模型见图 2。

数值风洞的边界条件为: 入口输入平均风速剖面 and 湍流强度, 采用 B 类地面粗糙度类别模拟

收稿日期: 2010-04-14; 修订日期: 2010-06-13

基金项目: 上海市重点学科建设项目资助(B302)

作者简介: 陈玮(1987-), 男, 上海人, 同济大学硕士研究生, 主要从事结构风工程研究; 通讯作者: 黄本才(1947-), 男, 同济大学教授, 博士生导师。

来流地面.用于主体结构设计时重现期取100年,按照我国荷载规范,入口平均风速剖面取为:10 m及以下,平均风速为 33.5 m/s ; $10 \sim 350 \text{ m}$,平均风速为 $33.5 \times (z/10)^{0.16} \text{ m/s}$, z 表示距地面高度,平均风速剖面与实验室风洞相同.

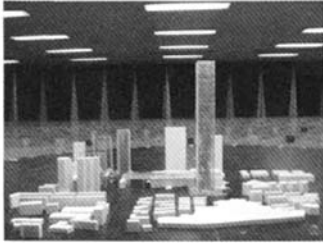


图1 试验室风洞及模型

Fig.1 Tunnel experiment model



图2 超高层塔楼的数值风洞及模型

Fig.2 Numerical tunnel and model of the building

1.3 数值模拟与风洞试验结果比较

笔者主要进行平均风底部合力(剪力)和合力矩结果比较.风向及整体坐标轴定义示意图见图3.通过高频天平测力试验可测得平均风底部合力系数 \bar{C}_{Fx} , \bar{C}_{Fy} 和合力矩系数 \bar{C}_{Mx} , \bar{C}_{My} , 而由刚体测压试验数据通过积分方法亦可得到平均风底部合力系数和合力矩系数,例如由风洞试验所得底部合力系数 C_{Fx} 见图4^[5],其余结果因篇幅关系不一列出.

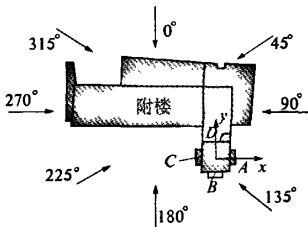


图3 风向及整体坐标轴定义示意图

Fig.3 Wind direction definition

通过下式将其转换为底部合力和合力矩.

$$\bar{C}_{Fx} = \bar{V}_x / \left(\frac{1}{2} \rho \bar{V}_H H D \right), \quad \bar{C}_{Fy} = \bar{V}_y / \left(\frac{1}{2} \rho \bar{V}_H H D \right),$$

$$\bar{C}_{Mx} = \bar{M}_x / \left(\frac{1}{2} \rho \bar{V}_H H^2 D \right), \quad \bar{C}_{My} = \bar{M}_y / \left(\frac{1}{2} \rho \bar{V}^2 H^2 D \right).$$

其中, $H = 350 \text{ m}$; $D = 46 \text{ m}$; $\bar{V}_H = 59.1 \text{ m/s}$; ρ 为空气密度; \bar{V}_x , \bar{V}_y 表示 x 方向和 y 方向楼层底部合

力; \bar{M}_x , \bar{M}_y 分别表示 x 方向和 y 方向楼层底部合力矩.

出口:采用充分发展湍流.计算区域上表面、侧面:采用自由滑移壁面.地面:采用无滑移壁面.建筑物壁面:采用无滑移光滑壁面.

数值风洞模型按原型尺度 1:1 建模,属刚性模型,建模、计算和后处理由计算流体动力学软件 CFX5 完成.数值模型包括该高层建筑以及周围直径 500 m 范围内风干扰的其它主要建筑物.数值模拟计算离散网格约 260 万四面体和棱柱体单元,47 万计算节点.

力; \bar{M}_x , \bar{M}_y 分别表示 x 方向和 y 方向楼层底部合力矩.

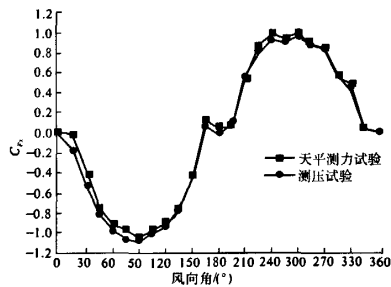


图4 风洞试验所得底部合力系数 \bar{C}_{Fx}

Fig.4 Resultant force coefficient \bar{C}_{Fx} from tunnel experiment

通过数值风洞数值模拟分别得到 0° 、 90° 、 180° 、 270° 等4个与塔楼立面垂直方向的底部合力 \bar{V} 与合力矩 \bar{M} (绝对值),并与风洞试验相应结果 (绝对值)作比较,见表1.风洞测压试验和风洞测力试验分别指刚性模型测压试验和高频天平测力试验.表1中的偏差是与风洞测力试验结果相比较而言.

(1)数值模拟方法与刚体测压试验通过积分法所得出的结果比较接近,尤其是 180° 、 270° 的结果偏差小于3%,而 90° 风向的合力很接近 (偏差 -3.4%),弯矩稍大一点. 0° 风向下底部合力

结果差别大一些,风洞测压试验和数值模拟方法要比风洞测力试验结果分别小 15% 和 29%,其原因是风洞测压试验在裙楼建筑物上没有布测点,即忽略了这一部分风力。而数值模拟结果显示在 0° 风向向下裙楼的表面风压为负压,要抵消一部分风力,故在 0° 风向下的数值模拟结果要小一些。

表 1 3 种方法平均风荷载底部合力和合力矩

Tab. 1 The resultant force and the resultant moment under mean wind loads in the bottom

风向	方法	$\bar{V}/(10^7 \text{ N})$	$\Delta_v/\%$	$\bar{M}/(10^9 \text{ N} \cdot \text{m})$	$\Delta_M/\%$
0°	数值模拟	2.09	-29	6.66	-1
	风洞测压试验	2.51	-15	5.71	-14
	风洞测力试验	2.96	—	6.65	—
180°	数值模拟	3.29	-9	5.86	-15
	风洞测压试验	3.20	-12	5.97	-15
	风洞测力试验	3.62	—	7.00	—
90°	数值模拟	3.68	-11	6.22	-14
	风洞测压试验	3.81	2	6.91	-4
	风洞测力试验	3.72	—	7.21	—
270°	数值模拟	3.31	-7	6.10	-10
	风洞测压试验	3.33	-6	6.20	-9
	风洞测力试验	3.56	—	6.79	—

注: Δ_v 表示底部合力和风洞测力试验的偏差, Δ_M 表示合力矩和风洞测力试验的偏差。

(2) 在大多数风向向下,数值模拟和风洞测压试验积分法结果均比风洞高频天平测力试验的结果小,约小 10% 左右。这也说明本高层建筑的数值风洞模拟与风洞试验结果总体上是吻合的,表明稳态数值模拟方法在实际工程中应用的可行性。

2 高层建筑结构空间风振分析方法

2.1 风振分析基本公式

由多自由度体系的随机振动方法,动位移响应方差 $[D_{yy}]$ 的表达式如式(1),其中包含了所有振型交叉项,是精确的完全二次型结合方法(CQC法)。其第 j 阶频率响应函数为:

$$H_j(in) = \frac{1}{((2\pi n_j)^2 - (2\pi n)^2) + i(8\pi^2 \xi_j n_j n)}$$

$$[D_{yy}] = \int_0^\infty [\phi][H^*(in)][\phi]^T [Q][S_{pp}(n)] \cdot [Q]^T [\phi][H(in)][\phi]^T dn \quad (1)$$

而 $[H(in)] = \text{diag}(H_1(in), H_2(in), \dots, H_m(in))$ 为频响函数矩阵或传递函数,式中: $[Q]$ 为荷载分布指示矩阵,将 s 维脉动风向量 $\{p(t)\}$ 扩容为 N 维($s \leq N$), N 代表自由度总数; $[\phi]$ 或 $[\phi]^T$ 为模

态矩阵,取 m 维,在本文的分析中,笔者采用正则化模态,其模态质量为 1; n 为脉动风频率, n_j 和 ξ_j 为第 j 阶自振频率和阻尼比。

式(1)中, $[S_{pp}(n)]$ 为脉动风随机激励的功率谱矩阵($s \times s$ 阶),可进一步用式(2)表达:

$$[S_{pp}(n)] = \frac{1}{n} [\text{diag} A] \cdot [\text{diag} \sigma_w] \cdot$$

$$\begin{bmatrix} \frac{nS_{w1}(n)}{\sigma_{w1}^2} & \dots & \frac{nS_{w1wr}(n)}{\sigma_{w1}\sigma_{wr}} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{nS_{wrw1}(n)}{\sigma_{wr}\sigma_{w1}} & \dots & \frac{nS_{wr}(n)}{\sigma_{wr}^2} \end{bmatrix} [\text{diag} \sigma_w] [\text{diag} A] \quad (2)$$

式中: $[\text{diag} A]$ 为受风荷载作用的结点相关面积,为 $s \times s$ 阶,diag 表示对角阵; $[\text{diag} \sigma_w]$ 为受荷载作用的结点脉动风压均方根差,为 $s \times s$ 阶对角阵; $\frac{nS_{w1wr}(n)}{\sigma_{w1}\sigma_{wr}}$ 为归一化脉动压力互谱密度,取自风洞试验同步测量脉动压力的统计值或统计公式。一般地,任意 i, j 点之间的脉动风压互谱可通过自谱与相干函数相乘得到,即

$$\frac{nS_{w1wr}(n)}{\sigma_{w1}\sigma_{wr}} = \text{coh}(n, r) \frac{nS_{wi}(n)}{\sigma_{wi}^2} \quad (3)$$

式中: $\text{coh}(n, r)$ 为脉动风压相干函数。

2.2 静力等效风荷载

高层建筑空间结点的加速度响应均方值 σ_x^2 如下式,其中 $\sigma_{q_{ij}}^2$ 为广义位移响应均方值。

$$\sigma_x^2 = [\phi][\text{diag}(\omega^2)] \begin{bmatrix} \sigma_{q_1}^2 & \dots & \sigma_{q_1 q_m}^2 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{q_m q_1}^2 & \dots & \sigma_{q_m}^2 \end{bmatrix} \cdot$$

$$[\text{diag}(\omega^2)][\phi]^T \quad (4)$$

结点的最大加速度响应 $\sigma_{x\max} = g\sigma_x$,其中 g 为加速度响应峰值因子。

由式(4)可得高层建筑空间结点的惯性力均方值 σ_p^2 ,见式(5),其均方根值乘以峰值因子 g 后,得到设计风振力 P_{dk} ;对有风力直接作用的结点,需再加上结点平均风荷载 P_{ck} ,即可以得到任一空间结点 k 上的静力等效风荷载 P_k ,见式(6)。

$$\sigma_p^2 = [M][\phi][\text{diag}(\omega^2)] \begin{bmatrix} \sigma_{q_1}^2 & \dots & \sigma_{q_1 q_m}^2 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{q_m q_1}^2 & \dots & \sigma_{q_m}^2 \end{bmatrix} \cdot$$

$$[\text{diag}(\omega^2)][\phi]^T [M] \quad (5)$$

$$P_k = P_{ck} + P_{dk} = P_{ck} + g\sigma_{Pk} \quad (6)$$

由以上空间模型风振计算方法,专门编制了高层建筑静动力风载分析程序,可直接输出空间

结点的静力等效风荷载(含风振系数)、各楼层三分力、各结点峰值加速度响应、底部静力等效风荷载的合力及合力矩等。

3 超高层建筑塔楼空间风振分析比较

3.1 塔楼自振频率和振型

由设计院提供的空间结构分析模型,将其转换为 Ansys 格式的动力分析模型后,经结构动力分析,可得到所需要的前若干阶自振频率和振型,其中第 1、第 2 阶自振频率分别为 0.148 Hz 和 0.150 Hz,振型分别为沿两个对角振动的一阶水平振动,第 3 阶自振频率为 0.304 Hz,振型为绕竖轴的扭转振动。

3.2 塔楼归一化脉动风压自谱和相干函数

将建筑物分为 4 个立面,分别用符号 A、B、C 和 D 表示(见图 3),分别对应建筑结构的东、南、西、北 4 个立面。可首先绘出不同风向各个立面的脉动风压归一化自谱曲线,然后拟合得到脉动风压自谱公式,例如 0° 风向向下 4 个立面的脉动风压自谱公式如下:

$$\frac{nS_w(n)}{\sigma_w^2} = \frac{2.76n^{*1.26}}{\pi} \left\{ \frac{6.58}{(15.19n^{*} + 1)^2 + 1} + \frac{1.12}{(2.47n^{*} - 1)^2 + 1} \right\} \quad (A \text{ 面})$$
$$\frac{nS_w(n)}{\sigma_w^2} = \frac{3.41n^{*1.26}}{\pi} \left\{ \frac{5.49}{(6.55n^{*} + 1)^2 + 1} - \frac{0.51}{(2.41n^{*} - 1)^2 + 1} \right\} \quad (B \text{ 面})$$
$$\frac{nS_w(n)}{\sigma_w^2} = \frac{2.12n^{*1.27}}{\pi} \left\{ \frac{1.61}{(3.21n^{*} + 1)^2 + 1} + \frac{1.27}{(2.40n^{*} - 1)^2 + 1} \right\} \quad (C \text{ 面})$$
$$\frac{nS_w(n)}{\sigma_w^2} = \frac{2.27n^{*0.86}}{\pi} \left\{ \frac{3.24}{(2.18n^{*} + 1)^2 + 1} + \frac{0.21}{(2.67n^{*} - 1)^2 + 1} \right\} \quad (D \text{ 面})$$

(7)

经拟合后的脉动风压相干函数 $R_{w_1w_2}(\Delta\xi, n^*)$ 如下:

$$R_{w_1w_2}(\Delta\xi, n^*) = \exp(-\alpha n^* \Delta\xi / \bar{v}_H) \quad (8)$$

其中: α 为系数,迎风面时 $\alpha = 0.08$,背风面时 $\alpha = 0.023$,侧面时 $\alpha = 0.015$; $\Delta\xi$ 为结构表面上任意两点之间的距离; $n^* = nH/\bar{v}_H$ 为归一化频率, $H = 350 \text{ m}$, $\bar{v}_H = 59.11 \text{ m/s}$;

因篇幅关系,其余风向的脉动风压归一化自谱曲线和脉动风压相干函数略。

3.3 顶部楼层的最大加速度

计算顶部楼层的最大加速度采用 10 年重现期,基本风压为 0.35 kN/m^2 ,结构阻尼比取 0.04。位置取顶部楼层(标高为 347 m)中心处,本文计算结果和高频天平测力风洞试验^[5]结果的顶部楼层峰值加速度响应见表 2。

由表 2 看出,该超高层建筑都是在横风向的加速度响应最大,人体舒适度都是由横风向加速度响应控制,且顶部楼层坐标中心处的最大加速度值均小于我国规程^[8]规定的限值 0.25 m/s^2 (办公楼),人体舒适度是满足的。同时也看出用本文的空间模型风振计算方法得到横风向、顺风向 0° 和 180° 的顶部楼层最大加速度值与高频天平测力法的结果很相近,顺风向 90° 和 270° 的结果有一些差别,但其结果不是控制值。

表 2 顶部楼层最大加速度

Tab.2 The max acceleration on the top floor m/s^2

风向	x 向(横风向)	y 向(顺风向)
0°	0.13(0.12)	0.06(0.05)
180°	0.13(0.10)	0.06(0.05)
90°	0.10(0.04)	0.12(0.11)
270°	0.09(0.04)	0.11(0.12)

注:表中()内数据为风洞报告^[5]的数据。

3.4 底部静力等效风荷载合力和合力矩

静力等效风荷载为平均风荷载加上动力风荷载,其中平均风荷载按风洞试验数据计算,动力风荷载按笔者前面所述频域 CQC 方法采用空间结构模型计算,将所得各楼层中各结点静力等效风荷载进一步计算塔楼底部静力等效风荷载合力和合力矩,见表 3。表中一并给出了风洞试验报告^[5]用层刚片结构动力模型计算所得相应结果,与笔者的方法相比较,两者都采用同一同步风洞测压数据,包括平均和脉动风压,仅结构模型不同。表中只给出了顺风向的结果,同时表中底部合力(剪力)和合力矩风振系数的含义是塔楼底部静力等效风荷载合力(剪力)和合力矩与其底部平均风荷载合力(剪力)和合力矩的比值。

表 3 塔楼底部静力等效风荷载合力和合力矩

Tab.3 The resultant force and the resultant moment under equivalent wind loads in the bottom

风向	$V/(10^7 \text{ N})$	比值	剪力风振系数	$M/(10^{10} \text{ N} \cdot \text{m})$	比值	合力矩风振系数
0°	4.59(5.01)	0.92(1.00)	1.83(1.69)	1.04(1.15)	0.90(1.00)	1.83(1.73)
180°	5.25(5.90)	0.89(1.00)	1.64(1.63)	1.06(1.20)	0.88(1.00)	1.78(1.71)
90°	6.21(7.06)	0.88(1.00)	1.63(1.90)	1.22(1.47)	0.83(1.00)	1.76(2.04)
270°	5.50(6.04)	0.92(1.00)	1.66(1.70)	1.10(1.27)	0.87(1.00)	1.77(1.87)

注:表中()内数据为风洞报告^[5]的数据。

从表3可以看出,本文的结果都比风洞报告结果要小一点,小8%~13%,从规律上是相符的,因为笔者采用的是空间结构模型,而风洞报告采用的是层刚片模型,说明本文的空间模型所得结果是可信的.另外从表中风振系数看,对于0°和180°风向,本文的结果大一点,但比较接近;而对于90°和270°风向,本文的结果要小一点,差别稍大一些.因为两种方法的平均风荷载的计算结果相近,其差别在动力风荷载结果,可看出两种方法的动力风荷载计算结果互有大小,其中0°和180°风向的动力风荷载计算结果更接近.

4 结论

(1)采用数值风洞模拟的方法,计算和分析了某超高层塔楼在不同风向下底部平均风合力和合力矩,通过与风洞试验的结果比较与分析,表明数值风洞模拟的方法是可行的;

(2)取风洞测压试验的测量数据为脉动风压时程,拟合了该超高层建筑的脉动风压功率谱自谱密度和相干函数经验表达式;

(3)采用空间结构随机风振理论的频域CQC方法对该高层建筑结构进行空间风振动力分析,计算出该结构顶部楼层的峰值加速度值和底部静力等效风荷载合力及合力矩,并将计算结果与风洞试验的结果作了比较和分析,表明了本文方法结果可信.

参考文献:

- [1] LIN N, LETCHFORD C. Characteristics of wind forces acting on tall buildings[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2005, 93: 217-242.
- [2] HOXEY R P, RICHARDS P J. A 6m cube in an atmospheric boundary layer flow part 1 - full scale and wind tunnel results[J]. *Wind and Structures*, 2002, 5(2/4): 165-176.
- [3] KAREEM A, CHEN X. Recent advances in coupled dynamic analysis of wind-excited structures [C]//Asia-Pacific Conference on Wind Engineering-VI (APCWE-VI), Seoul, Korea, 2005: 114-149.
- [4] CHEN X, KAREEM A. Dynamic wind effects on buildings with 3D coupled modes: application of high frequency force balance measurements[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2005, 131(11): 1115-1125.
- [5] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室. 温州鹿城广场超高层塔楼风洞试验和等效静力风荷载研究[R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 2009.
- [6] 黄本才, 汪丛军. 结构抗风分析原理及应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 2008.
- [7] 曾锴, 汪丛军, 黄本才, 等. 计算风工程中几个关键影响因素的分析与建议[J]. *空气动力学学报*, 2007, 25(4): 504-508.
- [8] 中国建筑科学研究院. JGJ 3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

Numerical Simulation of Wind Loads and Analysis of Wind-induced Responses on a Super High-rise Building

CHEN Wei¹, HUANG Ben-cai¹, ZHAO Jin-song¹, BAO Zuo²

(1. School of Aerospace Engineering and Applied Mechanic, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Institute of Architectural Design & Research Co, Ltd, Shanghai 200041, China)

Abstract: A coastal super high-rise building is 350 meters high. It locates in Zhejiang Province and its ratio of high to width is 7.6. Wind load is one of the control loads in its structure design. The resultant force and the resultant moment under mean wind loads in the bottom of the building in the different wind direction are carried out by numerical wind tunnel simulation in this paper. The calculation results are close to the results of tunnel experiment and the difference is less than 15%. Then by fitting the fluctuating wind power spectrum density and coherence functions, the wind-induced responses of the building are analyzed by CQC method. The maximum acceleration of the top floor and the resultant force and the resultant moment under equivalent wind loads are compared with the test results of wind tunnel experiment, which illustrates that the analysis method of wind-induced responses in this paper is feasible in the application of actual engineering.

Key words: super high-rise building, numerical wind tunnel simulation, wind tunnel experiment, analysis of wind-induced responses, CQC method