



本文是在导师顾明教授的悉心指导下完成的。自从作者一九九五年到同济大学以来的六年多的时间里，不论在学习上还是在生活上，都得到了导师的深切关怀和帮助。其间，作者耳濡目染了导师严谨的治学态度和精益求精的工作作风，这对作者今后的学习、工作将产生深远的影响。值此论文完成之际，谨向导师致以最衷心的感谢！

项海帆院士领导的风工程学科队伍，为作者提供了良好的学习环境和科研氛围，为本文的试验提供了优良的试验设备。土木工程防灾国家实验室的所有老师和研究生对本文的工作都给予过或多或少的帮助，特别是张锋老师在试验仪器设备及试验手段方面给予的热情指导和帮助，黄鹏博士在风场调试方面给予的帮助与配合，叶丰同学在等效静力风荷载计算方面与作者进行的深入讨论，洪小健及杨伟在本文试验过程中给予的帮助，使本文的工作得以顺利完成。在此一并表示感谢！

作者还要感谢一起学习和生活的周晖毅、朱川海、杜晓庆、秦仙蓉、吕强、黄麟、陈航、任淑琰等同学及曹骥、邓向辉、刘增云等朋友，他们在作者攻读博士学位期间对作者给予过热心的、无私的帮助和关心。

最后，作者要特别感谢父母等亲人对作者多年来的支持、期望和理解，他们为作者的成长作出过巨大的牺牲；要特别感谢妻子崔海霞小姐在本文撰写过程中给予作者的悉心照顾和大力支持！

作者：全涌

2002年2月

## 摘要

随着经济的发展、科技的进步及城市人口的增长,超高层建筑得以迅速发展。利用新型材料,通过先进的施工技术建造起来的现代超高层建筑,通常是轻质、高柔、阻尼小的。这类高层建筑对风特别敏感,风荷载是它的一种非常重要的、控制设计的荷载。

现代超高层建筑的横风向动力响应通常都比顺风向的大,但是超高层建筑横风向风荷载及其响应的研究却严重滞后于顺风向,以至于多数国家的荷载规范都还没有关于横风向风荷载及其响应的条文。本文以超高层建筑刚性模型的高频天平测力风洞试验和超高层建筑的单自由度气动弹性模型测振风洞试验为依据,开发了一套超高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算方法,供设计者及规范修订时参考。

本文第一部分,用高频动态天平技术对 15 个典型超高层建筑的刚性模型进行了风洞试验,研究了横风向无量纲基底弯矩谱及基底弯矩系数和基底剪力系数的变化规律。首先,根据试验数据,计算得出了方形及矩形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱及基底弯矩系数和基底剪力系数。然后,把无量纲基底弯矩谱拟合成折减频率、建筑高宽比、宽厚比及所处风场类型的闭合公式,把基底弯矩系数和基底剪力系数表达成建筑的高宽比、宽厚比及所处风场类型的拟合公式。最后,通过与文献资料提供的数据及本文试验数据的比较,检验了上述拟合公式的准确性。与此同时,还分析了不同尺寸的凹角及削角设置对方形截面超高层建筑的横风向气动力的影响。

第二部分利用超高层建筑的单自由度气动弹性模型在模拟风场中的加速度响应数据,研究了横风向及顺风向气动阻尼的变化规律。首先,介绍了超高层建筑的单自由度气动弹性模型设计、风洞试验概况及随机减量方法;然后,计算得到了不同结构阻尼比的方形截面超高层建筑在不同风场风速条件下的气动阻尼比,并把它们拟合成折减风速、结构阻尼比及风场类型的表达式。最后,把本文拟合公式给出的气动阻尼与文献资料给出的数据进行了比较,把建筑响应的计算结果与气动弹性模型风洞试验结果进行了比较,从而验证了本文公式给出的气动阻尼比的正确性。

本文第三部分利用前两部分得到的基底弯矩谱、基底弯矩系数及气动阻尼比的拟合公式,推导出了一套超高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算方法。首先,通过振型修正,把无量纲横风向基底弯矩谱修正为横风向折减广义气动力谱。然后,通过随机振动理论及适当的假定,把超高层建筑横风向等效静力风荷载分为共振分量和背景分量,并分别给出计算公式。接着推导了横风向加速度响应的计算公式。继而组合形成横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算方法。该计算方法考虑了建筑的高宽比、宽厚比、模态形状、气动阻尼、所处风场类型及背景分量的影响。最后,通过数个典型计算实例,显示了本计算方法的准确性及使用的方便性,并通过对算例结果的讨论,分析了背景分量、气动阻尼、振型修正等因素对等效静力风荷载及加速度响应计算结果的影响。

## ABSTRACT

Since the development of the economy and progress of science and technology and the increase of the population in cities, more and more super-high-rise buildings have been built. The modern super-high-rise buildings, which are constructed with new materials and advanced erection technology, are usually light and flexible and their damping is usually very low. Such high-rise buildings are prone to wind and the wind load is one of its most important loads to control the structural design.

The across-wind dynamic response of modern super-high-rise buildings is usually larger than that in along-wind direction, but the studies on across-wind loads and responses of super-high-rise buildings lag behind those in along-wind direction. There is no clause about across-wind loads and responses in load codes and standards of majority countries. This thesis aims to develop practical methods for across-wind static equivalent wind loads and acceleration response of super-high-rise buildings.

In the first part of this thesis, 15 typical super-high-rise building models were tested in a wind tunnel with high frequency force balance technique, the non-dimension base moment spectra, the base moment coefficients and the base shear coefficients in across-wind direction of such super-high-rise buildings are then obtained. A formula of the non-dimension base moment spectra is obtained by curve fitting method as a function of reduced frequency, wind characteristics, aspect ratio and side ratio of buildings. Other two similar formulas of the base moment coefficient and base shear coefficient are also derived as functions of wind characteristics, aspect ratio and side ratio of buildings. All these formulas are checked by comparing them with the data in literature. At the same time, effects of corner cut on the across-wind base moment spectra are studied.

The second part studies the across-wind and along-wind aerodynamic damping of super-high-rise buildings based on the wind tunnel tests of SDOF aeroelastic models of the buildings. The design method of the single-DOF aeroelastic models and the wind tunnel test procedure are firstly introduced. The random decrease method is then adopted to identify the aerodynamic damping of the models. The parametric studies of structural damping, wind conditions on the aerodynamic damping are made. Finally a formula of the aerodynamic damping ratio is put forward through curve fitting technique.

Practical methods of across-wind equivalent static loads and acceleration response of super-high-rise buildings are developed in the last part of this thesis based on the MGLF (moment gust loading factor) method and the above formulas. The aerodynamic damping, non-linear mode shape correction and background load component are taken in to account in the methods. At last, some typical buildings are numerically studied with the present methods and the results are compared with those computed with the method in Japanese code. The computational results indicate that present methods are accurate enough and are convenient for practical purpose.

# 目 录

第一章、绪论 .....	1
1.1 风工程概述 .....	1
1.1.1 自然风的基本特性.....	1
1.1.2 风对结构的作用.....	2
1.1.2.1 风的静力作用.....	3
1.1.2.2 风的动力作用.....	3
1.1.3 风工程的研究手段.....	4
1.2 高层建筑抗风研究概述.....	4
1.2.1 高层建筑风洞试验技术.....	4
1.2.1.1 气动弹性模型试验.....	6
1.2.1.2 气动模型试验.....	8
1.2.2 高层建筑的分析方法.....	10
1.3 高层建筑横风向风效应研究概述.....	14
1.3.1 高层建筑横风向气动力研究概述.....	14
1.3.1.1 气动弹性模型风致振动响应分析.....	14
1.3.1.2 刚性模型表面压力积分.....	16
1.3.1.3 高频天平测力.....	19
1.3.2 高层建筑横风向气动阻尼研究现状.....	21
1.3.2.1 气动阻尼的识别方法.....	21
1.3.2.2 高层建筑横风向气动阻尼研究成果.....	24
1.3.3 高层建筑横风向等效静力风荷载的计算方法.....	26
1.3.4 存在的问题和不足.....	28
1.4 本文的工作 .....	28
第二章、超高层建筑的横风向气动力的风洞试验研究.....	30
2.1 高频天平测力风洞试验概要.....	30
2.1.1 大气边界层风场的模拟.....	30
2.1.1.1 A 类风场.....	30
2.1.1.2 B 类风场.....	31
2.1.1.3 C 类风场.....	31
2.1.1.4 D 类风场.....	32
2.1.2 数据采集系统.....	32
2.1.3 模型 .....	33

2.1.4 天平-模型系统性能 .....	35
2.1.5 试验工况 .....	36
2.2 横风向无量纲基底弯矩谱 .....	36
2.2.1 FFT 数字滤波程序 .....	37
2.2.2 频带范围确定 .....	37
2.2.3 曲线拟合 .....	39
2.2.3.1 拟合函数的形式 .....	39
2.2.3.2 曲线拟合程序 .....	40
2.2.3.3 拟合结果 .....	40
2.2.4 拟合公式 (2.2.9) 的参数拟合 .....	43
2.2.4.1 拟合 $f_p$ .....	43
2.2.4.2 拟合 $\beta$ 、 $S_p$ 、 $\alpha$ .....	44
2.2.5 拟合公式与试验结果及文献数据的比较 .....	45
2.2.5.1 拟合公式 .....	45
2.2.5.2 与试验结果的比较 .....	46
2.2.5.3 与日本规范结果的比较 .....	46
2.2.5.4 与其它文献结果的比较 .....	47
2.2.6 影响因素分析 .....	47
2.3 横风向基底弯矩系数及基底剪力系数的拟合 .....	48
2.3.1 横风向基底弯矩系数 .....	49
2.3.2 横风向基底剪力系数 .....	49
2.4 本章小结 .....	49
第二章附图 .....	51
第三章、超高层建筑的气动阻尼的风洞试验研究 .....	76
3.1 超高层建筑单自由度气动弹性模型设计 .....	76
3.1.1 一般超高层建筑动力特性的确定 .....	76
3.1.2 模型缩尺比的确定 .....	77
3.1.3 广义坐标的选取及模型设计参数的确定 .....	77
3.1.4 模型基座设计(动力特性的实现) .....	78
3.2 超高层建筑单自由度气动弹性模型风洞试验概况 .....	80
3.3 随机减量技术介绍 .....	85
3.3.1 基本原理 .....	85
3.3.2 误差问题 .....	86

3.3.3 使用技巧 .....	86
3.3.4 在本研究中的具体运用.....	88
3.4 试验数据处理结果.....	88
3.4.1 利用随机减量技术处理得到的衰减振动曲线.....	88
3.4.2 气动阻尼随折减风速的变化.....	88
3.4.3 风场类型对气动阻尼比的影响.....	89
3.4.4 结构阻尼比对气动阻尼比的影响.....	89
3.4.5 试验结果与文献结果的比较.....	89
3.4.6 气动阻尼比曲线拟合.....	92
3.4.7 模型横风向位移响应计算值与气动弹性模型试验值的比较.....	94
3.5 本章小结 .....	96
第三章附图 .....	97
第四章、高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应计算.....	110
4.1 广义气动力谱的振型修正.....	110
4.2 高层建筑横风向等效静力风荷载计算方法.....	112
4.2.1 共振分量 .....	112
4.2.2 背景分量 .....	115
4.2.2.1 实际建筑的响应基底弯矩的背景分量与天平试验测得的外加风力基底弯矩之间的关系 .....	115
4.2.2.2 背景等效风荷载的沿高度的分布规律.....	117
4.2.2.3 背景等效静力风荷载系数 $C_b$ .....	120
4.2.3 荷载组合 .....	121
4.3 超高层建筑横风向响应加速度计算方法.....	121
4.4 高层建筑横风向等效静力风荷载及响应加速度计算步骤.....	122
4.5 高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应计算实例.....	125
4.6 本章小结 .....	133
第五章、结论和展望 .....	134
5.1 本文的工作总结 .....	134
5.1.1 关于超高层建筑横风向气动力.....	134
5.1.2 关于超高层建筑的气动阻尼比.....	134
5.1.3 关于超高层建筑的横风向等效静力风荷载及响应.....	135
5.2 未来研究工作的展望.....	136
参考文献 .....	137

## 第一章、绪论

经济的飞速发展和科学技术的进步，城市建设中考虑节约土地资源的需要，超高层建筑在上个世纪得到了很大的发展。我国自二十世纪七十年代末实行改革开放政策以来，建造了大量的超高层建筑，如上海的金茂大厦，高度达到 420 米，拟建的环球金融中心和大宇商务中心的高度均达到 460 米左右。

新一代的高层建筑，利用了先进的施工技术和现代新型材料，往往非常轻柔且阻尼小，对风作用很敏感。为了满足建筑的经济性、安全性以及居住者舒适性要求，风工程师和结构工程师需要深入认识结构的风效应，确保高层建筑的各项功能在服务期限内运行正常。

本章首先简单介绍风工程的基本知识，然后概述高层建筑抗风研究的基本现状，进而具体到高层建筑横风向风荷载及其响应的研究状况，最后引出本文的工作。

### 1.1 风工程概述

#### 1.1.1 自然风的基本特性<sup>[128,129,133,137]</sup>

风工程是研究风对结构的作用机理，为结构设计提供设计风荷载及其响应的一门学科。自然风是风工程必须研究的对象之一。

空气流动形成风，是大气边界层最普遍的一种自然现象，它的表现形式多种多样，有微风、季风、台风、气旋、龙卷风、雷暴……，等等。自然风是一种随机性很强的现象，风速、风向都是随时空剧烈变化的。通过数理统计等方法，可以得到自然风的统计规律。风工程师根据自己的需要，通常用以下几个要素来描述自然风的特性：平均风速的变化规律（用平均风速剖面描述）、脉动风速的变化规律（用紊流度、风速谱和紊流尺度来描述）、极端风的概率统计特性，等。

**平均风速剖面** 平均风速剖面描述平均风速的沿高变化与地面粗糙度的关系。在大气边界层内，地表的摩擦作用使接近地表的风速随着离地高度的减小而降低。Davenport A.G 等根据实测结果，认为平均风速沿高变化规律可用指数函数来描述，即：

$$U(z) = U_s (z/z_s)^\alpha \quad (1.1.1)$$

式中  $z$ 、 $U(z)$  为离地高度及该高度处的平均风速； $z_s$ 、 $U_s$  为标准高度及该高度处的平均风速；

$\alpha$  为风速剖面指数，随地面粗糙度类别变化。我国建筑结构荷载规范修订稿（将出）将地貌类别分成 A, B, C, D 四类，其对应的风速剖面指数  $\alpha$  分别为 0.12、0.16、0.22 和 0.30，梯度风高度分别为 300 米、350 米、400 米和 450 米。

**紊流度** 脉动风不仅在纵向（平均风方向），而且在与纵向垂直的两个方向——横向和竖直方向也具有能量。脉动风的描述包括三个方面的内容：紊流度、风速谱和紊流尺度。

所谓紊流度指的是脉动风速的均方根与平均风速的比值。紊流度剖面指紊流度随高度的变化曲线。高度  $z$  处的纵向紊流度定义为：

$$I_z = \sigma_u(z)/U(z) \quad (1.1.2)$$

另外，还有横风向紊流度和竖向紊流度。

无量纲的紊流度也与地面粗糙度和测量点的高度有关。实测结果表明，紊流度随高度增加而

减小，靠近地面一般可达 20%~30%。

**脉动风速谱** 脉动风速谱包括顺风向、横风向和竖向脉动风速谱。对于高层建筑和高耸结构，横风向振动机理比较复杂，其响应与横风向脉动风速功率谱无明确的关系，因此，通常只研究顺风向风速谱。目前常用的顺风向脉动风功率谱有 Davenport A.G谱、Kaimal 谱和修正 Karman 谱：

a、Davenport 谱

$$\frac{fS_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4\chi^2}{6(1+\chi^2)^{4/3}} \quad (1.1.3)$$

式中： $\chi = fL_u / U_{10}$ ，并近似取 $L_u = 1200$ 米。Davenport谱不随高度变化。

b、Kaimal 谱

$$\frac{fS_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{200\chi}{6(1+50\chi)^{5/3}} \quad (1.1.4)$$

式中： $\chi = zf / U(z)$

c、修正 Karman 谱（日本建筑协会）

$$\frac{fS_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4\chi}{6.677(1+70.8\chi^2)^{5/6}} \quad (1.1.5)$$

式中： $\chi = \frac{fL_u(z)}{U(z)}$ ， $L_u(z) = 100\left(\frac{z}{30}\right)^{0.5}$ ，为湍流尺度。

**紊流尺度** 对于一定尺寸的建筑物而言，涡旋的大小对作用于建筑物上的风荷载有较大影响，紊流尺度 $L_u^x$ 就是描述涡旋大小的量度。根据文献[136]的方法，假设气流的扰动以 $U(z)$ 速度迁移（Taylor 假说），则：

$$L_u^x = \frac{U}{\sigma_u^2} \int_0^\infty R_u(\tau) d\tau \quad (1.1.6)$$

湍流尺度的估算结果主要取决于所用数据记录的长度及其平稳程度，不同的试验及实测结果一般相差都非常大。对高度范围 $z=10\sim 240m$ ，文献[132]提供了以下经验公式：

$$L_u^x = C \cdot z^m \quad (1.1.7)$$

式中 $C$ 和 $m$ 的值可由文献[132]查出， $z$ 为高度（ $L_u^x$ 、 $z$ 单位均为米）。

**极端风速的概率统计** 由于风的发生是随机性的，通常采用对过去资料进行统计的方法来预测结构设计使用年限内、一定概率水平上可能遭遇的最大风速值。我国建筑荷载规范规定的基本风速（风压）是在空旷平坦地面上 10 米高度处，30 年一遇的 10 分钟平均的年最大风速值。目前我国规范中没有考虑风向的影响。如果考虑了风速与风向的关系，通常可以使设计的结构更经济。当地的气象站可以提供风速风向资料，也可以利用当地气象站的资料进行统计分析，获得更加详细的风资料<sup>[132]</sup>。

### 1.1.2 风对结构的作用<sup>[130]</sup>

风对结构的作用是一个十分复杂的现象，它受到风的自然特性、结构的动力特性及风与结构的相互作用三个方面的制约。由于近地边界层的紊流影响，风的速度、方向及其空间分布都是非定常的（即随时间变化的）和随机的。当风绕过非流线型结构时，会产生漩涡和流动的分流，产

生复杂的作用力。这种作用力将引起结构的振动（风致振动），而振动起来的结构又会反过来影响流场，改变空气的作用力，引起风与结构的相互作用机制，更加深了问题的复杂性。

为了从本质上把握风对结构作用的各种特点，通常要进行科学的抽象和分析，然后再综合起来考虑。

首先，把风速分成两个部分：（A）平均风，假定它在时间上是不变的；（B）脉动风，包括来流本身的脉动和绕过结构时引起的脉动。

其次，将结构按其动力性能分成两类：（A）刚性结构，在风作用下的运动或位移非常微小，可以看作静止不动；（B）柔性结构，在风作用下的运动或位移比较大，必须作为一个振动体系来考虑。

最后，风与结构的相互作用也可以分为两类：（A）气动力受结构振动的影响很小，可以忽略不计；（B）气动力受结构振动的反馈制约，引起一种自激振动机制。

通过以上六种情况的不同组合就可以对风的作用有一个全面的了解。

通常根据风的作用力性质不同，分为静力作用和动力作用两大类来分析。

#### 1.1.2.1 风的静力作用

假定在平均风的作用下，结构不产生振动，此时结构所受气流的作用称为风的静力作用。

风对结构的静力作用通常用静力三分力系数来描述：

$$C_D = F_D / (0.5 \rho U^2 \cdot A) \quad (1.1.8)$$

$$C_L = F_L / (0.5 \rho U^2 \cdot A) \quad (1.1.9)$$

$$C_M = M / (0.5 \rho U^2 \cdot AD) \quad (1.1.10)$$

其中， $C_D$ 、 $C_L$ 、 $C_M$  分别为阻尼系数、升力系数和力矩系数，统称静力三分力系数； $F_D$ 、 $F_L$ 、 $M$  分别为平均风作用下结构所承受的顺风向气动力、横风向气动力和力矩； $A$  为结构迎风面积， $D$  为结构顺风方向厚度， $\rho$  为空气密度， $U$  为平均风速。

尽管结构的静力三分力系数只是描述平均风对静态结构的作用力，但它与结构的风致振动有密切的关系。因为结构在振动过程中，其变位速度与平均风速之间形成的相对攻角是不断变化的，而结构的静力三分力系数是来流攻角的函数，因此结构在风场中振动时静力三分力是动态的。通过准定常空气动力学理论分析可知，结构的静力三分力系数对攻角的导数将决定气动阻尼的正负，这将影响到结构的气动稳定性问题。

#### 1.1.2.2 风的动力作用

结构在近地脉动风作用下的气动弹性现象可以分为两大类：

一类是在平均风作用下，振动的结构从流动的风中吸收能量，产生一种自激振动。如桥梁结构发生的颤振、裹冰输电线常发生的驰振。

另一类是在脉动风作用下的强迫振动。这类振动主要指抖振和涡振。抖振是由脉动风引起的随机振动响应，同时亦有自激力的作用。抖振是一种限幅振动。它发生的频度很大，而且会使结构发生疲劳破坏。结构的涡激振动是由旋涡脱落而引起的一种振动，在振动初期是一种强迫振动，但在共振“锁定”区中的振动有很强的自激振动性质。其振动响应是一种强迫型的限幅振动。

图 1.1.1 示出了结构风致振动的分类和性质。

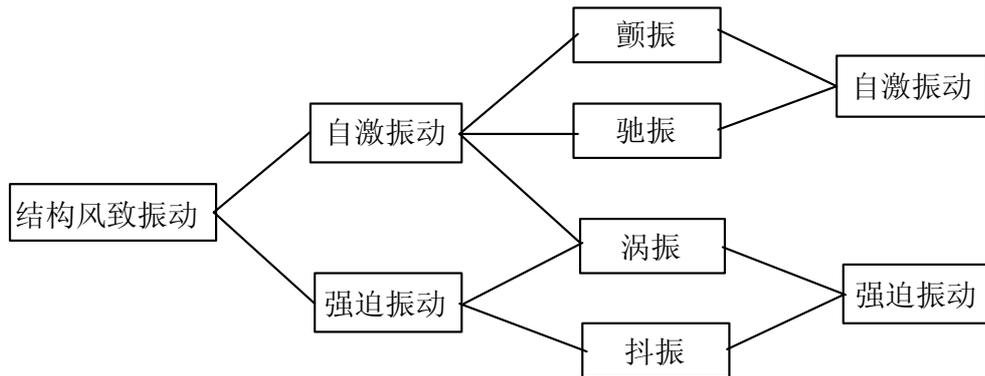


图 1.1.1 结构风致振动的分类和性质

### 1.1.3 风工程的研究手段<sup>[136]</sup>

风工程经过几十年的发展，已经形成了一个比较完善的体系。与此同时，风工程师们把大量研究手段引入了风工程。归纳起来有以下四大类研究手段：I 现场实测；II 风洞试验；III 理论分析；IV 计算风工程。

**现场实测** 是利用风速仪、加速度计等仪器在现场对实际风环境及结构风响应进行测量，获得风特性和结构响应的第一手资料，是风工程研究的一项非常重要的基础性工作。这种方法投资巨大，很多因素难以人为控制，因而在实际研究中较少应用。今后应加强这方面的研究。

**风洞试验** 是在实验室模拟大气边界层的实际风环境和实际建筑结构，从实验室中的模型风效应考察实际的结构风效应。风洞试验是在人为控制条件下进行的结构风效应再现，其工作效率很高。对于复杂环境下，有复杂外形的建筑结构的的风效应研究，用其它手段将很难进行时，风洞试验只需对实际条件作适当的简化就可以到达研究目的。风洞试验是目前采用最普遍的研究手段。

**理论分析** 是基于结构振动理论，在对现象作适当简化的基础上，对结构进行受力分析，获得结构风荷载及其响应。理论分析方法也是一种被广泛应用的研究手段。这种方法必须以现场实测或风洞试验为基础，用现场实测和风洞试验的结果检验其准确性。

**计算风工程** 是一种近二十多年才发展起来的数值计算方法。它以流体力学为理论基础，依靠先进的电子计算机，用数值方法模拟风与结构相互作用过程。这一方法和风洞试验方法相比，在研究费用、时间等方面均具有优势。目前这一研究方法发展很快，在某些研究方面已能在一定程度上和风洞实验配合，解决工程实际问题。但这一方法要成为结构抗风研究的主流方法，还需很多时日，还有漫长的道路。

## 1.2 高层建筑抗风研究概述

高层建筑抗风研究是风工程的一个重要组成部分，其主要研究成果大多是通过风洞试验技术和解析分析技术得到。本节将概述风工程的这两种研究手段在高层建筑抗风研究中的应用。

### 1.2.1 高层建筑风洞试验技术<sup>[133,136]</sup>

如前所述，风洞试验是在实验室模拟大气边界层风环境和建筑的外形特征及动力特性，再现风对结构的作用过程，在实验室中考察实际结构的风效应。

由于高层建筑风致动态响应问题的复杂性和现有的解决结构风效应的手段的局限性，在估算

结构的风效应时，目前主要借助于大气边界层风洞实验或参考已有的风洞实验资料，并在此基础上进行相关的理论分析。

借鉴航空学的理论和方法，用风洞实验作为研究和指导设计的手段早在理论分析方法和数值方法提出之前就已在使用和发展。早期的风洞实验都是在航空风洞中进行的。直到六十年代末和七十年代初才出现了现在使用的大气边界层风洞。这以后边界层风洞实验技术才逐渐得到发展。

风作用下的高层建筑的运动方程可以写成（以单自由度体系为例）：

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t) + P(x, \dot{x}, \ddot{x}, \dots) \quad (1.2.1)$$

式中： $m, c, k$  分别代表结构的质量、阻尼和刚度， $x, \dot{x}, \ddot{x}$  分别为结构的位移、速度和加速度响应，

$P(t)$  为风场施加给静止结构的外加风力， $P(x, \dot{x}, \ddot{x}, \dots)$  为由于结构在风场中运动而由风场附加给结构的自激力。

假定结构体系是线弹性的，由于自激气动力的影响，方程（1.2.1）仍然是非线性的。研究高层建筑风致动态响应的主要困难在于获取方程（1.2.1）右端的外加风力和自激力。对于给定的高层建筑，它所受到的风力与极端风气候、地形及临近建筑物的干扰、建筑物的体型等因素有关，自激力还与它在风作用下的运动有关。这些力具有随时间和空间变化的特点。

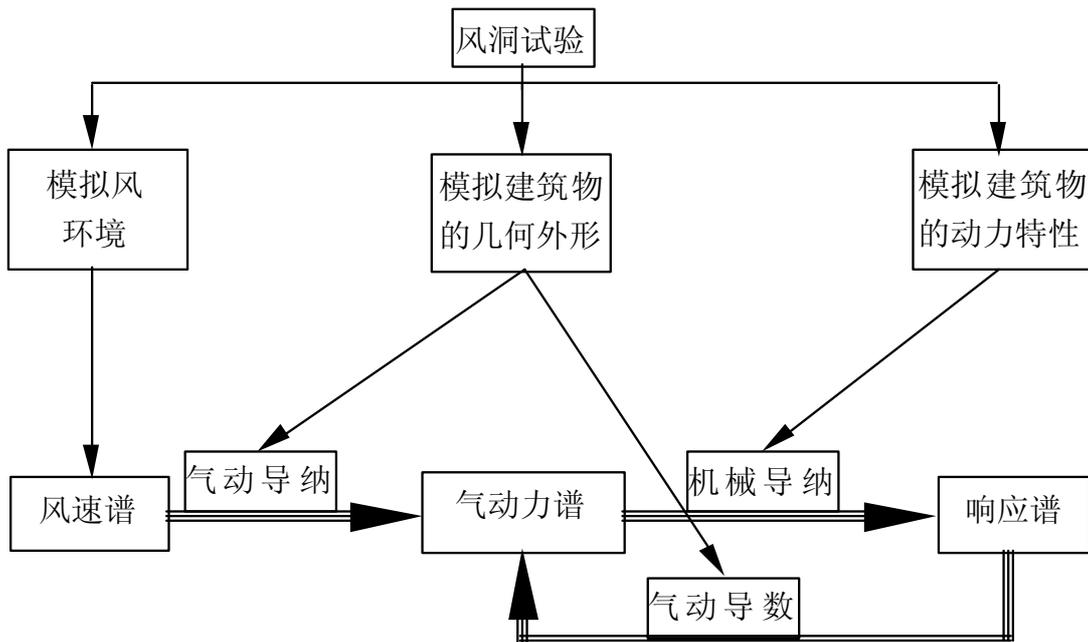


图 1.2.1 风洞试验基本原理示意图

边界层风洞实验借助于物理模型实验来确定风荷载和响应。风洞试验要能正确再现结构风效应，应当做到以下几点：（1）正确模拟风环境，包括边界层风场（平均风速剖面、紊流度、紊流尺度及脉动风功率谱等）和周边地形及邻近的干扰建筑物，以保证风速谱的输入是正确的；（2）正确模拟建筑物的外形。建筑物的外形特征决定着风速谱将怎样被转化为作用在结构上的外加风力，即决定建筑的气动导纳。不仅如此，由于结构的响应将导致气动反馈问题，结构外形还将决定影响气动反馈作用的气动导数。（3）正确模拟结构的动力特性。结构的动力特性决定了它的机

械导纳，决定风力谱能否被正确地变换为结构的响应谱。可以用图 1.2.1 描述风洞试验的基本原理。

高层建筑风洞试验有多种方法。根据对结构动力特性的不同处理方法，可以把高层建筑风洞试验划分为气动弹性模型方法和气动模型方法两类。气动弹性模型方法不仅模拟风环境和结构外形，还模拟结构的动力特性。它用物理模型分别模拟方程 (1.2.1) 的左右两边，从而完全模拟高层建筑与风的相互作用过程和气动反馈效应。这种试验方法不测量建筑物所受到的气动力，而直接测量结构的动态响应。

气动模型方法则只在风洞试验室中模拟风环境和建筑外形，模型是刚性的，不直接模拟结构的动力特性。通过试验，测量出作用于模型上的气动力后，用结构分析模型计算得到实际建筑的响应。在分析建筑物的动力响应时，考虑自激力的影响（通常用气动阻尼来表示其影响）。根据模型的复杂程度及测力的方式不同，气动模型和气弹模型还可以分成不同的类型，如图 1.2.2 所示。

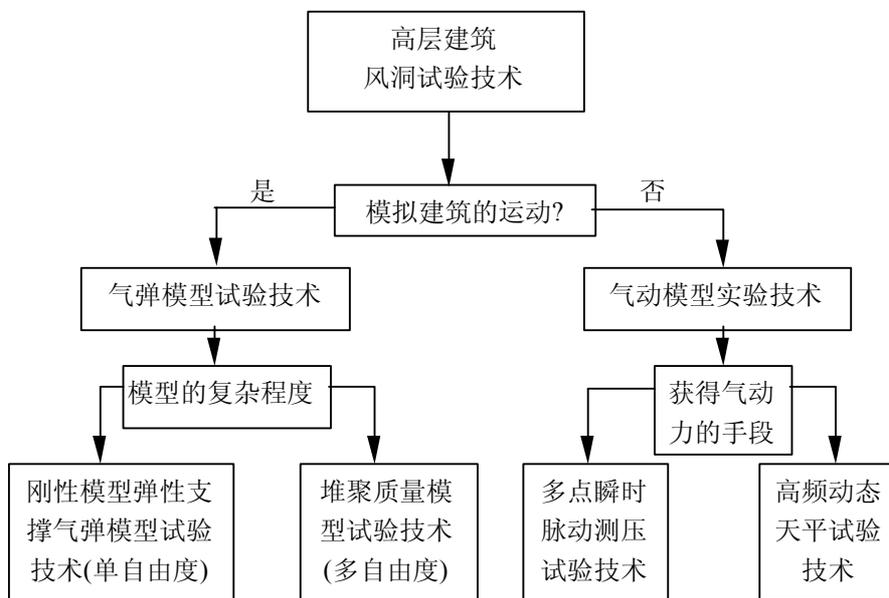


图 1.2.2 高层建筑风洞试验技术分类 (周印, 1998)

### 1.2.1.1 气动弹性模型试验

按结构的复杂程度不同，气弹模型可以分为堆聚质量模型（即多自由度气弹模型）和弹性支撑刚性模型（即单自由度气弹模型）。

**多自由度气动弹性模型试验** 这种技术的基本思路是直接用动力特性与实际结构相似的弹性模型模拟实际结构在风作用下的运动。试验模型除了模拟建筑的外形，还要模拟结构的质量和刚度的分布以及结构阻尼特性。受实验室条件的限制，气动弹性模型的缩尺比一般在 1/100 ~ 1/500 左右，因而不模拟应力。根据高层建筑风致动态响应的特点，通常只需模拟结构的前几阶模态的影响。

图 1.2.3 为作者设计的多自由度气动弹性模型。该模型共六层。它由核心骨架提供刚度，外衣模拟建筑外形。核心骨架用轻质的铝合金等材料制作，外衣材料为轻质木片。这样，在保证模型刚度相似的同时，满足质量的相似问题。

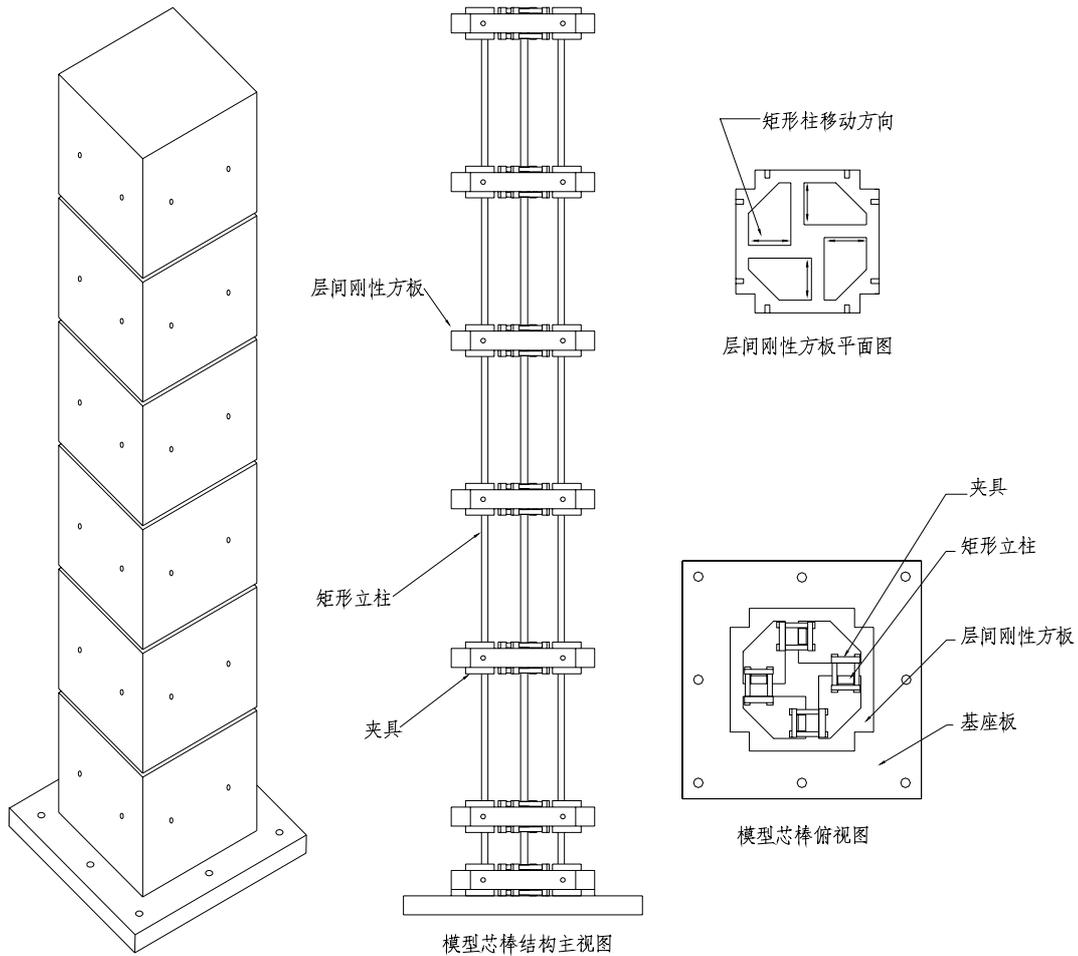


图 1.2.3 高层建筑多自由度气动弹性模型（全涌，1999）

多自由度气动弹性模型试验方法是能全面反映风与结构相互作用的主要的实验方法，它可以考虑非理想模态、高阶振动、耦合等问题。这种模型的不足之处在于它的制作和调试特别耗费时间和经费，另外它的设计原理和方法也有待于进一步研究。在实际生产应用中，这种试验方法用得并不多，一般只有对那些特别重要的建筑才会进行这样的研究。同济大学土木工程防灾国家重点试验室于 1998 年对上海市的金贸大厦进行抗风研究时采用了多自由度气动弹性模型风洞试验技术，如图 1.2.4 所示。

**单自由度气弹模型试验技术** 对于绝大多数高层建筑，风致响应的一阶分量在总响应中通常占绝对份量，且一阶振型接近直线形状。基于这一考虑，单自由度气弹模型试验技术以轻质刚性材料制成的模型模拟建筑物的外形，而通过调整支承模型的弹性元件的刚度模拟结构的频率。由于有影响的仅为广义刚度和广义质量，因而质量和刚度的分布也不重要，模型制作与调试比堆聚质量模型要容易得多，而且还可以方便地实现阻尼的变化。因此，这种模型被广泛应用于研究和生产目的。但这种模型只能模拟基阶振动，且振型为理想的直线形状。

图 1.2.5 是本文单自由度气动弹性模型风洞试验的模型基座。由轻质刚性材料制成的模型支承于模型基座上的座台上面，弹簧挂钩上挂弹簧来提供刚度，阻尼器置于油池来提供阻尼。此模型具有两个正交的侧弯自由度（每方向一个）。支架稍作改造后，还可以提供一个扭转自由度。

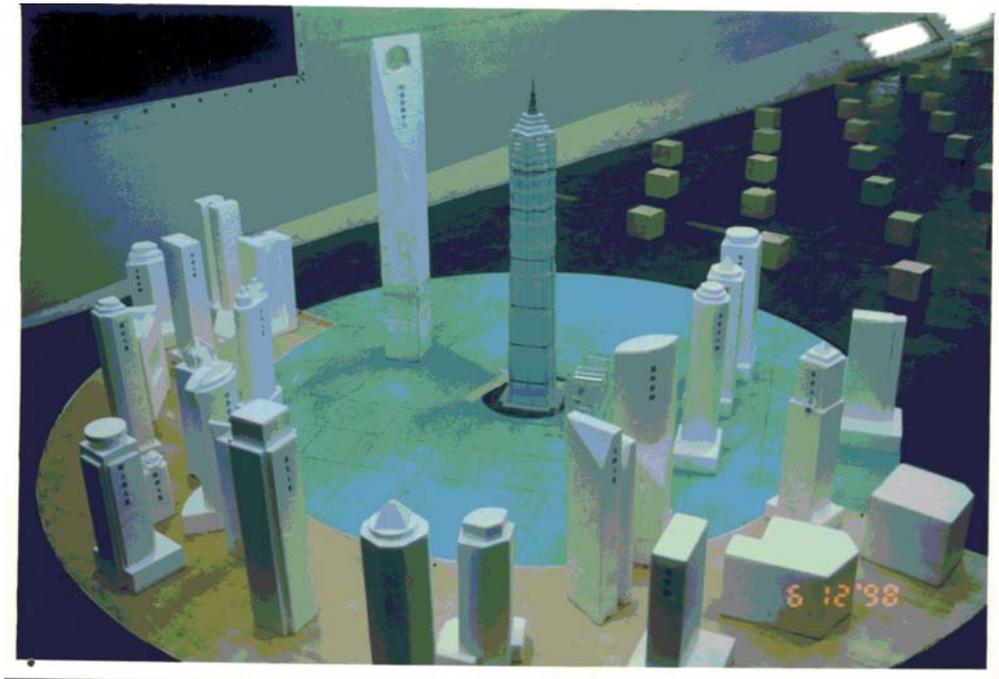


图 1.2.4 金茂大厦的多自由度气动弹性模型风洞实验照片（周印，1998）

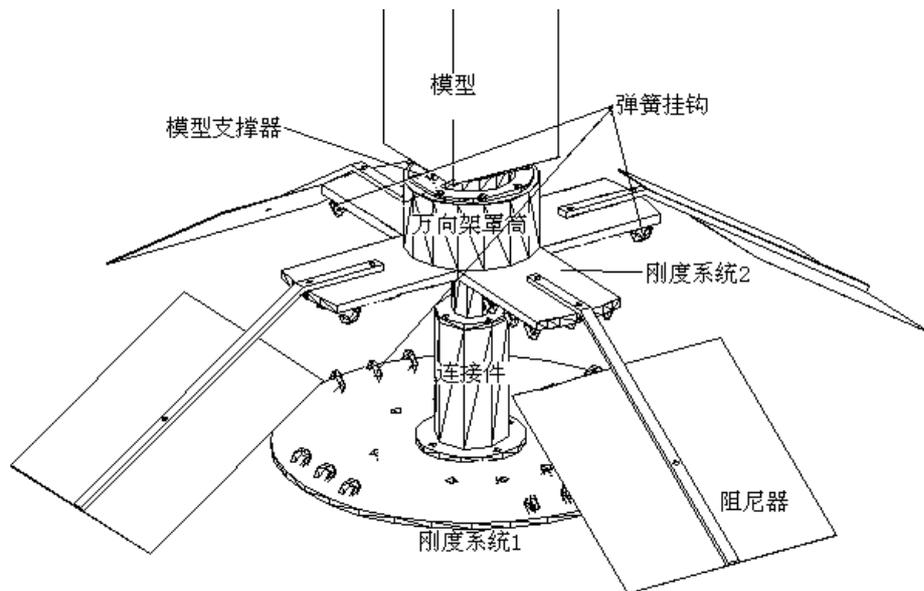


图 1.2.5 单自由度气动弹性模型基座

以上两者相比，多自由度模型技术可以用于所有类型的结构；而单自由度模型技术不能用于当结构高阶振动比较重要的情况。多自由度模型技术的模型设计和制作周期长，成本高，技术性强；单自由度模型技术的模型设计制作均相对简单得多，时间较短，成本较低。

#### 1.2.1.2 气动模型试验

按照测量气动力的方式不同，气动模型技术又可以分为多点瞬时脉动压力测量技术和高频动态天平测力技术。

**多点瞬时脉动测压技术**<sup>[136]</sup> 这种技术不同于传统的用于研究建筑物表面平均风压系数的测压技术, 它的目的是获得建筑物表面风压随时空变化的情况。因此要求能同时测出所有测点的脉动压力。测压气动模型方法假定测点代表的面积范围内的压力完全相关, 为了减少由于这一假定带来的误差, 测点数应当尽量多; 另一方面, 由于测压设备的限制, 同时测压的点数又不可能太多。

测得了压力沿建筑物表面的时空分布后, 只要代入振型并积分即可得到广义力, 因而测压气动模型方法用于风致动态响应研究, 并不存在理论问题, 困难在于难以获得满足要求的测压设备。

测压设备发展过程中遇到的两个主要问题是: (1) 测压管道系统的频响特性会使脉动压力测量结果的幅值和相位失真, 目前有两种解决这个问题的常用方法: 一种是在传压管中采用扼流措施, 以提高管道系统的幅频特性的平直段和相频特性的线性度 (Melbourne W.H., 1984); 另一种是采用计算机进行数据处理, 直接根据系统的频响特性进行修正。(2) 同时测压的通道数有限, 对这个问题曾经提出过两种解决方法: 一是“加权气压平均法”, 这种方法可以减少测压的通道数, 但对于建筑体型比较复杂、高阶振动、非理想模态等问题, 测压点的布置及测试都比较困难; 二是用有限测点合成广义力, Islam M.S. (1990) 采用传递函数方法, Kareem A. (1982) 采用复杂的计算合成了广义力, 这些方法都利用风是平稳随机过程的假定, 需要重复多次采样, 而且数据处理也会增加测试的误差。最近能同时测大量测点的多通道测压设备得到了发展, Steckley A. et al (1992)、Suzuki M. et al(1993) 和 Ueda H. et al(1994) 等分别介绍了他们开发的设备, 这些设备都利用了较新的测试技术。

**高频动态天平测力技术**<sup>[135,136]</sup> 假设结构的一阶振型为理想的线形振型, 那么它的广义气动力与基底弯矩存在简单的线性关系。基于这一假定, 可以利用高频动态天平直接测量模型的基底弯矩来获得广义气动力, 而不必了解随时空变化的气动力分布的复杂特性。

高频动态天平是国外七十年代逐步发展起来的。根据高频天平技术的理论, 这种设备必需满足高频和高灵敏度的要求。天平模型系统的自振频率必须足够高, 以避免对实际气动力的放大。天平系统还应有高灵敏度, 以保证测量信号有足够的信噪比。而这两项要求是互相矛盾的。最早试图测基底弯矩的是 Cermak J.E. et al. (1970), 他们首先指出了天平的固有频率必须很高。Whitbread X.(1975) 首先设计出了两分量天平, 考虑了系统刚度与灵敏度的折衷。Tschanz & Davenport A.G. (1983) 研制的五分量天平标志天平设备基本成熟了, 它的固有频率可达 280Hz。Lee B.E.(1982) 采用反方法测广义气动力 PSD, 这种方法的信噪比很大, 设备也相对简单和便宜, 但测得的广义力 PSD 可能包含了气动弹性的影响。

高频动态天平技术具有前所未有的优点: (1) 模型制作非常简单, 只要用轻质材料模拟建筑的几何外形; (2) 模型试验简便; (3) 响应计算与实验分开进行, 实验在初步设计阶段给定了建筑的几何外形即可进行, 允许修改结构参数。因而高频动态天平是一条把风洞实验与设计联系起来的理想道路, 并得到广泛应用。

传统的动态天平理论上只能用于以下情况: (1) 模型的气动反馈影响可以忽略; (2) 模型的基阶模态振型为理想的直线形状; (3) 模型系统为非耦合系统; (4) 高阶模态的贡献可以忽略; (5) 力分量之间不相关。

理想模态振型的问题最早得到重视, 也是讨论得最多的。虽然有一些研究人员也研究过耦合和力相关 (这两个问题实质上是紧密相连的), 但这些研究中常常要借助于分析理想模态影响的方法和概念, 在前者没有能较好解决时, 常常会影响对后者的研究成果的可靠性。高阶模态 (或交叉模态) 的贡献对背景响应可能比较重要, 但对大多数超高层建筑来说, 高阶共振响应的贡献一般可以忽略。

两种气动模型相比, 测压气动模型方法的优点是可以给出风力的时空分布, 因而可以考虑非理想模态振型、高阶模态及力分量的耦合问题。它的不足在于: 数据处理工作量大, 同时测大量测点的测压设备比较昂贵。

高频动态天平技术的优点是模型的制作及试验要求都非常简单。只需用轻质材料模拟建筑外形, 数据处理工作量小得多, 需要的测试通道少(一般不超过五个)。它的不足之处在于需在计算中再考虑气动阻尼和非理想振型的修正, 而气动阻尼的准确值是很难得到的。

### 1.2.2 高层建筑的分析方法

在高层建筑的抗风研究中, 通常把结构风效应分成顺风向、横风向和扭转向效应来研究。

**顺风向**<sup>[125,127,136]</sup> 高层建筑顺风向风效应主要是由迎风面及背风面的风压导致的。迎风面及背风面风压的大小及其脉动特征与来流风的风速大小及其脉动特性密切相关, 特别是在低频范围更是如此。因此, 顺风向等效风荷载可以通过准定常理论及片条理论进行量化(Kareem A.,1992)。在工程研究中, 自然风被看作是由平均风速叠加脉动风速组成, 把高层建筑顺风向风效应分为静力响应和动力响应两部分。静力响应由平均风速引起的平均风压导致, 动力响应与脉动风速引起的脉动风压有关。动力响应又可以分为背景响应和共振响应。共振响应是被结构振动放大的那一部分响应, 它与结构的动力特性有关。背景响应是没有被结构振动放大的那一部分响应, 它与结构的振动无关, 与脉动风频谱及其空间相关性以及结构刚度有关。

高层建筑的顺风向研究进行得比较早, 已经形成了以 Davenport A.G. A.G.于六十年代提出的“阵风荷载因子法”为基础的比较成熟的理论计算方法。“阵风荷载因子法”现已被目前几乎所有主要国家的风荷载规范和教科书所采用, 成为计算高层建筑顺风向响应或结构抖振响应的经典方法。

阵风荷载因子法用一个表示峰值响应与平均响应的比值的系数——“阵风因子”来反映结构对脉动风的放大作用(相当于放大系数)。由于平均风荷载和平均响应已被设计工程师广为熟悉和接受, 只要能求得阵风因子后即可方便地获得复杂的结构脉动等效风荷载和响应。

结构的等效风荷载峰值与平均风荷载的关系如下:

$$\hat{P}(z) = G\bar{P}(z) \quad (1.2.2)$$

式中,  $\hat{P}(z)$  为峰值等效风荷载,  $\bar{P}(z)$  为平均风荷载;  $G$  为阵风因子。由于已假定结构为线性, 对位移响应也存在下面关系:

$$\hat{Y}(z) = G\bar{Y}(z) = \bar{Y}(z) + g\sigma \quad (1.2.3)$$

式中,  $g$  为峰值系数;  $\sigma_Y$  为位移响应的均方根值。这样, 阵风因子可以写为:

$$G = \frac{\hat{Y}}{\bar{Y}} = 1 + g \frac{\sigma_Y}{\bar{Y}} \quad (1.2.4)$$

这就是说, 要求得阵风因子, 关键就是要求得  $\sigma_Y / \bar{Y}$  或  $\sigma_Y$ 。

结构的位移响应均方根可以按照随机振动理论进行求解。对一高为  $H$ 、宽为  $B$ 、厚为  $D$  的, 质量均匀分布的高层建筑, 根据准定常理论和片条理论, 作用于其上某高度处的风力为:

$$\hat{p}(z,t) = \frac{1}{2} \rho \hat{U}^2(z,t) C_D B = \frac{1}{2} \rho (\bar{U}(z) + u(z,t))^2 C_D B = \bar{P}(z) + p(z,t) \quad (1.2.5)$$

式中,  $\hat{p}(z,t)$  为外加风荷载峰值;  $p(z,t)$  为脉动风荷载。

由于脉动风速相对于平均风速是小量, 脉动风速的高阶项的贡献忽略掉, 则:

$$p(z,t) = \rho \bar{U}(z) u(z,t) C_D B \quad (1.2.6)$$

结构的一阶模态振型可以被写为：

$$\varphi_1(z) = (z/H)^\beta \quad (1.2.7)$$

假定结构振型为直线形状，即  $\beta = 1$ ，那么一阶气动广义力谱为：

$$\begin{aligned} S_{P_1^*}(f) &= \int_0^H \int_0^H \int_0^B \int_0^B p(z_1, x_1, f) p(z_2, x_2, f) \varphi_1(z_1) \varphi_1(z_2) dx_1 dx_2 dz_1 dz_2 \\ &= 4\bar{P}_H^2 \frac{S_u(f)}{\bar{U}_H^2} |J_Z(f)|^2 |J_H(f)|^2 \end{aligned} \quad (1.2.8)$$

式中， $|J_Z(f)|^2, |J_H(f)|^2$  分别为竖向和水平向联合接收函数。

代入结构的位移机械导纳，一阶脉动位移响应谱为：

$$S_Y(f) = \frac{4\bar{P}_H^2}{K_1^{*2}} \frac{S_u(f)}{\bar{U}_H^2} |J_Z(f)|^2 |J_H(f)|^2 |H(f)|^2 \quad (1.2.9)$$

式中， $K_1^*$  为结构的广义刚度。

同时，结构的平均位移响应可以方便得到（用一阶位移近似）：

$$\bar{Y} = \frac{\bar{P}_H}{2K_1^*(1+\alpha)} \quad (1.2.10)$$

由（1.2.9）和（1.2.10）式得到：

$$\frac{S_Y(f)}{\bar{Y}^2} = 16(1+\alpha)^2 |J_Z(f)|^2 |J_H(f)|^2 |H(f)|^2 \frac{S_u(f)}{\bar{U}_H^2} \quad (1.2.11)$$

上式左边积分即为： $\sigma_Y^2 / \bar{Y}^2$ 。由于右边积分一般需要进行数值计算才能完成，通常用背景响应和共振响应两部分来简化计算：

$$\frac{\sigma_Y}{\bar{Y}} = \sqrt{B + R} \quad (1.2.12)$$

B, R 分别为背景响应分量和共振响应分量：

$$B = \int_0^\infty 16(1+\alpha)^2 |J_Z(f)|^2 |J_H(f)|^2 \frac{S_u(f)}{\bar{U}_H^2} df \quad (1.2.13)$$

$$R = 16(1+\alpha)^2 |J_Z(f_1)|^2 |J_H(f_1)|^2 \left(\frac{\pi}{4\zeta}\right)^2 \frac{S_u(f_1)}{\bar{U}_H^2} \quad (1.2.14)$$

式中， $f_1$  为结构一阶频率。

因此, 阵风因子为:

$$G = 1 + g\sqrt{B+R} \quad (1.2.15)$$

**横风向** 与顺风向荷载相比, 横风向荷载的形成机理复杂得多, 迄今为止还没有形成被普遍接受的横风向等效风荷载及响应的理论计算方法。但是, 试验结果表明, 在同等条件下, 超高层建筑的横风向响应及等效静力风荷载通常比顺风向的大, B类风场中方型建筑的横风向脉动基底弯矩系数甚至达顺风向的 3-4 倍<sup>[133, 135]</sup>。横风向振动常常是超高层建筑舒适性设计的控制因素。特别是近几十年来, 超高层建筑越建越高, 越来越柔, 动力响应越来越强烈, 舒适性问题的研究越来越重要。

一般认为横风向荷载主要来源于三个方面: 来流紊流、尾流激励和气动反馈。它与分离剪切层及尾流的脉动有关, 准定常理论不再适用, 只能基于试验数据, 用随机振动理论进行处理。

把高层建筑结构看作是一个多自由度的连续系统, 振型分解后可以得到若干个振动模态  $\varphi_i(z)$ ,  $z$  为高层建筑的竖轴, 每个模态对应一个自由振动频率  $n_i$ 。在单位长度上的随机激励  $w(z,t)$  的作用下, 低阻尼多自由度线性系统的响应可以表达为各模态响应和的形式:

$$y(z,t) = \sum_{i=1}^{\infty} D_i(t)\varphi_i(z) \quad (1.2.16)$$

模态广义位移  $D_i(t)$  可以通过解如下的模态平衡方程求得:

$$\frac{d^2 D_i}{dt^2} + 2\zeta_{si}\omega_i \frac{dD_i}{dt} + \omega_i^2 D_i = F_i(t, y_i, \dot{y}_i, \ddot{y}_i) / M_i \quad (1.2.17)$$

其中,  $M_i = \int_0^H m(z)\varphi_i^2(z)dz$  为第  $i$  阶模态广义质量,  $H$  为建筑高度,  $m(z)$  为建筑沿高度方向的线质量密度;  $\zeta_{si}$  为第  $i$  阶模态结构阻尼比;  $\omega_i = 2\pi n_i$  为第  $i$  阶模态圆频率;  $F_i(t, y_i, \dot{y}_i, \ddot{y}_i)$  为第  $i$  阶模态广义外力, 它包括外力  $w(z,t)$  及气动反馈作用。

假定高阶模态对响应的贡献可以忽略, 只考虑一阶模态, 上式变为 (方便起见, 用去掉下标的量代表一阶模态广义量):

$$\frac{d^2 D}{dt^2} + 2\zeta_s\omega \frac{dD}{dt} + \omega^2 D = F(t, y, \dot{y}, \ddot{y}) / M \quad (1.2.18)$$

通常, 在模态广义外力  $F(t, y, \dot{y}, \ddot{y})$  中, 与位移有关的部分称为气动刚度力, 与速度有关的部分称为气动阻尼力, 与加速度有关的部分为气动质量力。一般而言, 由于空气密度较小, 结构振动引起的附加空气质量 (即气动质量力) 很小, 可以忽略。对于超高层建筑, 气动刚度的影响也很小, 可以忽略。由此, 广义外力只有外加脉动风力和气动阻尼力两项。为了方便起见, 通常把气动阻尼项移到运动方程的左端, 用气动阻尼比来代替, 把等式(1.2.18)改写成如下形式:

$$\frac{d^2 D}{dt^2} + 2(\zeta_s + \zeta_a)\omega \frac{dD}{dt} + \omega^2 D = F(t) / M \quad (1.2.19)$$

其中,  $F(t) = \int_0^H w(z,t)\varphi(z)dz$  为不包括气动反馈的广义气动外力, 即没有计及由于结构运动导致风场改变而附加到结构上的那一部分气动力。  $\zeta_s, \zeta_a$  分别为高层建筑的结构阻尼比及气动阻尼比。

由于横风向响应的平均值为零, 其响应均方差可以表示为:

$$\sigma_y^2(z) = \overline{y^2(z)} = \overline{D^2\varphi^2(z)} \quad (1.2.20)$$

计算  $\overline{D^2}$ , 必须先求得激励力的功率谱密度, 它可以表示为:

$$S_F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_F(\tau)e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (1.2.21)$$

其中,  $R_F(\tau)$  为自相关函数,  $\tau$  为时间延迟,  $j = \sqrt{-1}$ 。

对于在分布荷载  $w(z,t)$  作用下的线状结构有:

$$\begin{aligned} S_F(f) &= 2 \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^H \int_0^H \overline{w(z_1,t)w(z_2,t+\tau)\varphi(z_1)\varphi(z_2)} dz_1 dz_2 e^{-j2\pi f\tau} d\tau \\ &= \int_0^H \int_0^H Co(z_1, z_2, f)\varphi(z_1)\varphi(z_2) dz_1 dz_2 \end{aligned} \quad (1.2.22)$$

其中,  $Co(z_1, z_2, f)$  为点  $z_1$  和点  $z_2$  之间在单位高度范围的脉动荷载的互谱密度函数。通常  $Co(z_1, z_2, f)$  为复数形式, 但是, 对于不关心激励与响应之间的相位关系的情况, 只考虑其实部就足够了。

模态位移方均值可以用如下表达式计算:

$$\overline{D^2} = \int_0^{\infty} \frac{S_F(f)|H(f)|^2 df}{K^2} \quad (1.2.23)$$

$$\sigma_{y^{(r)}}^2 = \int_0^{\infty} (2\pi f)^{2r} S_y(f) df \quad (1.2.24)$$

$$S_y(f) = |H(f)|^2 S_{F^*}(f) \quad (1.2.25)$$

$$H(f) = \frac{1}{M_1^*(f_1^2 - f^2) + i2(\zeta_s + \zeta_a)f_1 f} \quad (1.2.26)$$

其中,  $r$  为导数阶数,  $\sigma_{y^{(r)}}^2$  为位移响应高阶导数的均方值。在文献中<sup>[52,71]</sup>, 通常把激励理想化为白噪声, 并忽略背景分量的贡献, 上式的积分用留数定理近似表达为如下形式:

$$\sigma_{y^{(r)}}^2 = \frac{\pi f_1 S_{F_1}(f_1)(2\pi f_1)^{2r}}{4(2\pi f_1)^4 (\zeta_s + \zeta_a) m_1^2} \quad (1.2.27)$$

其中,  $m_1$  为基阶模态广义质量,  $S_{F_1}(f_1)$  为建筑自由振动频率  $f_1$  对应的激励谱密度。

**扭转**向扭转方向的风荷载是由于迎风面、背风面和侧面风压分布的不对称所导致的，与风的紊流及建筑尾流中的旋涡有关。因而，估算扭转风荷载的方法与估算横风向风荷载的方法是类似的（AIJ,1996）。

### 1.3 高层建筑横风向风效应研究概述

前面 1.2.2 节中，在介绍高层建筑风效应研究方法时，已经对高层建筑的横风向风效应研究进行了简单描述。由于本文研究的对象是超高层建筑的横风向风效应问题，因此，本节对这一问题给予更详细的阐述。

等式(1.2.23~27)给出了高层建筑横风向风致振动的响应结果，求解它必须已知高层建筑的结构动力特性  $m_1$ 、 $f_1$  和  $\zeta_s$ 、高层建筑的横风向气动力  $S_{F1}(f)$  以及横风向气动阻尼比  $\zeta_a$ 。高层建筑的横风向效应研究的主要问题就在于确定横风向广义气动力  $S_{F1}(f)$  和横风向气动阻尼比  $\zeta_a$  的取值。

#### 1.3.1 高层建筑横风向气动力研究概述

高层建筑横风向气动力的研究历史大致可以分为以下三个阶段：（1）七十年代，对气动弹性模型风致振动响应进行分析，得到气动力；（2）八十年代，对刚性模型表面风压积分获得气动力；（3）九十年代，利用高频天平直接测量气动力。

##### 1.3.1.1 气动弹性模型风致振动响应分析

高层建筑横风向气动力的研究始于七十年代中期。最初研究者都是从气动弹性模型测振风洞试验结果中计算横风向气动力。Saunders J.W. & Melbourne W.H.(1975)、Kwok K.C.S. & Melbourne W.H. (1979)、Kwok K.C.S.(1982)和 Melbourne W.H. & Cheung J.C.K.(1988)等，用弹性支撑的刚性外壳和油阻尼器组成的单自由度气动弹性模型的风洞试验来研究方形及矩形截面高层建筑的横风向气动力。

根据高层建筑气动弹性模型风洞试验得到的模型顶部横风向位移响应数据，利用下式计算横风向气动力。

$$S_F(f) = \frac{(2\pi f_1)^4 m^2 S_y(f)}{|H(f)|^2} \quad (1.3.1)$$

其中， $m = \int_0^h m(z)\varphi^2(z)dz$  为模型的模态广义质量， $\varphi(z)$  为模型模态形状，

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{(1 - (f/f_1)^2)^2 + 4\zeta^2 (f/f_1)^2} \text{ 为模型的机械导纳。}$$

结构的横风向位移响应用如下的公式计算：

$$\sigma_y^2 = \int_0^\infty S_y(f)df = \frac{1}{(2\pi f_1)^4 m^2} \int_0^\infty S_F(f)|H(f)|^2 df \quad (1.3.2)$$

如果低频激励小，背景分量可以忽略，且结构阻尼比小于 10%，那么，与响应带宽相比，激励为宽带过程，则上式可以用留数定理近似表达为：

$$\sigma_y^2 \approx \frac{\pi f_1 S_F(f_1)}{(2\pi f_1)^4 m^2 4\zeta_s} \quad (1.3.3)$$

Saunders J.W. & Melbourne W.H.(1975) 给出了高层建筑的横风向气动力谱, 研究了一致截面的方柱及矩形柱的横风向气动力谱受高宽比、紊流度及折减风速的影响。在其风洞试验中, 模型外形为矩形柱,  $H/D = 3, 6, 9$ ,  $B/D = 1/2, 2/3, 1/1, 3/2, 2/1$ ,  $\rho_s = 160\text{kg}/\text{m}^3$ ,  $\zeta_s = 1\%$ ,  $T_s = 5\text{s}$

(原结构);  $C_1 = 1/400$ , 两种风场在模型三分之二高度处的顺风向、横风向和纵向的紊流度分

别为12%, 9.5%, 8.5%及19%, 14.5%, 13%,  $\bar{U}_H/(f_1 B) = 2.5 \sim 25$ 。试验研究得到如下结论:

a)、尾流谱与横风向力谱在折减频率为 0.1 处都有明显的峰值, 由此认为横风向力及总的横风向响应是尾流激励导致的。b)、模型厚度减小, 横风向力谱的带宽变窄且漩涡脱落频率增加; 当折减风速接近涡激共振风速时, 带宽变窄得很厉害; 当外观比由 6:1 下降到 3:1 时, 气动力谱峰值有很大的减小; 紊流强度增加, 气动力谱带宽明显加宽, 这将使在折减风速低于涡激共振风速时, 横风向振动增加。总之, 紊流、模型厚度及高宽比对横风向气动力谱的影响依赖于漩涡形式的基本特征。紊流强度的增加、模型厚度的增加及高宽比的减小将使漩涡的相关性及其脱落减弱, 尾流压力增大(这三者是相关的), 横风向脉动气动力减小。c)、折减风速一直上升到至少 10 前, 建筑的折减横风向气动力的谱密度对其运动幅度不敏感, 也就是说, 他们认为矩形建筑的运动幅度对横风向气动力输入的影响可以忽略, 而把不同风速下得到的折减气动力谱的差别归于风速测量等的试验系统误差。

Kwok K.C.S. & Melbourne W.H.(1979)的风洞试验中, 模型外形为方柱及圆柱形,  $H/B = 9$ ,  $\rho_s = 160\text{kg}/\text{m}^3$ ,  $\zeta_s = 0.25 \sim 6\%$ ; 风场为市郊风场,  $C_1 = 1/400$ ,  $\alpha = 0.23$ ,  $I_{u(H)} = 7\%$ ,

折算风速变化范围为  $\bar{U}_H/(f_1 B) = 4.5 \sim 24$ 。他们给出了高层建筑的横风向气动力谱, 认为当折减风速接近涡激共振风速时, 由于锁定激励的作用, 广义气动力谱有显著的增大, 修正了 Saunders J.W. & Melbourne W.H.(1975)认为广义横风向气动力谱与模型振动幅度无关的错误结论。对于方柱, 其试验结果表明, 在折减风速等于 24 时, 可以看到显著的驰振激励谱峰。

Kwok K.C.S. & Melbourne W.H.(1979)还给出了如下高层建筑的横风向响应估算方法。

(a) 随机激励模型。用公式 (1.3.2) 或 (1.3.3) 计算响应。这种方法得到的横风向响应均方根与  $\zeta_s^{-1/2}$  成比例。

(b) 正弦锁定激励模型。横风向激励力假定为正弦激励, 表达为:

$$F_s(t) = \sqrt{2} C_{FS} \frac{\rho \bar{U}_H^2 B H}{2} \sin(2\pi f_s t) \quad (1.3.4)$$

则横风向响应为:

$$\sigma_y = \frac{C_{FS} \rho B^3 H}{2\zeta_s m [4\pi f_s B / \bar{U}_H]} \quad (1.3.5)$$

$C_{FS}$  为正弦锁定激励力系数, 是在共振频率附近横风向力的量度。此响应值与  $\zeta_s^{-1}$  成比例。正弦锁定激励系数  $C_{FS}$  与模型截面形状、响应幅度、折减风速等参数有关, 文章假定它为折减风速

的函数，并给出了圆柱及方柱在市郊风场中的 $C_{FS}$ 值随折减风速变化的图线。

(c) 先用随机激励模型进行计算，如果计算得到的响应结果满足条件  $\frac{\sigma_y}{B} > \left(\frac{\sigma_y}{B}\right)_{crit}$ ，

$\left(\frac{\sigma_y}{B}\right)_{crit} = \begin{cases} 0.006, (\text{圆柱}) \\ 0.025, (\text{方柱}) \end{cases}$ ，则改用正弦锁定激励模型计算响应。

Melbourne W.H. & Cheung J.C.K.(1988) 的风洞试验中，模型外形为方柱、圆柱、带凹角及圆角方柱、六角柱，八角柱及截面沿高收缩的方柱， $H/B = 4 \sim 8$ ， $\rho_s = 160 \text{kg}/\text{m}^3$ ， $\zeta_s = 1\%$ ；风场为市郊风场。他们给出了三条横风向气动力谱，一条针对方形建筑，一条针对带凹角及圆角的准方形建筑，还有一条对应于圆形、六角形、八角形和沿高收缩的准方形建筑。认为适中的角沿修正（宽度的 10% 的凹角或圆角）可以大大降低气动力谱的峰值高度，从而大大降低接近涡振风速的高风速作用下的动力响应，但对气动力谱的高频段影响不大，对较低风速作用下的结构加速度响应没有明显作用。越大的角沿修正，如修正成六角形、八角形，结构的平面形状越接近于圆形，或沿高细化，对气动力谱的峰值及高频段的减小越显著，对加速度响应的影响也就越大。角沿的修正，甚至可能使加速度响应减小 50% 左右。

上述各文献利用风洞试验中气动弹性模型的加速度响应反算气动力谱，这种做法忽略了结构与风场的相互作用，气动反馈被认为是非常小的。但是，描述气动反馈效应的气动阻尼力可能是不能忽略的，用气弹模型响应反算出的气动力谱中将包含气动阻尼力成分。也就是说，利用气动弹性模型的加速度响应反算得到的气动力谱并不能真实反映实际气动力特性。

### 1.3.1.2 刚性模型表面压力积分

为了更方便、更准确地计算结构风荷载及风致振动，八十年代初开始，研究人员开始把高层建筑的气动阻尼力从总气动力中分离出来进行专门的研究，结构的气动力  $F_S(f)$  只是风场作用在静止刚性模型上的气动力谱，不再包括模型振动所导致的气动反馈作用。从而在计算结构响应时把公式 (1.3.2) 和 (1.3.3) 改写为如下形式：

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{(2\pi f_1)^4 m^2} \int_0^\infty S_F(f) |H(f)|^2 df \quad (1.3.6)$$

其中，气动导纳为  $|H(f)|^2 = \frac{1}{(1 - (f/f_1)^2)^2 + 4(\zeta_s + \zeta_a)^2 (f/f_1)^2}$ ，

$$\sigma_y^2 \approx \frac{\pi f_1 S_F(f_1)}{(2\pi f_1)^4 m^2 4(\zeta_s + \zeta_a)} \quad (1.3.7)$$

这样，从静止刚性模型风洞试验得到的广义气动力谱只与结构的外形有关，而与结构的动力特性及风场风速没有关系，这使得广义气动力谱可以适用于外形相同的任意建筑结构，而不管它的动力特性怎样。广义气动力谱的适用范围大大增加。

进入八十年代后，Kareem A.(1982a,b,1992)、Islam M. S. et al(1990,1992)、Cheng C.M. et al(1992)、Yeh H. & Wakahara T.(1997)、Nishimura H. & Taniike Y. (1999)等通过对刚性模型表面风压测量结果积分给出横风向气动力谱。

利用下式对两个平行于风速方向的表面风压测量结果进行处理，可以得到横风向气动力谱：

$$G_F\left(\frac{fB}{U_H}\right) = 2 \int_{-D/2}^{D/2} \int_{-D/2}^{D/2} \int_0^H \int_0^H Co(x_p, z_p, x_q, z_q; \frac{fB}{U_H}) \sqrt{S\left(x_p, z_p; \frac{fB}{U_H}\right)} \sqrt{S\left(x_q, z_q; \frac{fB}{U_H}\right)} dz_p dz_q dx_p dx_q \quad (1.3.8)$$

$$- 2 \int_{-D/2}^{D/2} \int_{-D/2}^{D/2} \int_0^H \int_0^H Co(x_p, z_p, x_r, z_r; \frac{fB}{U_H}) \sqrt{S\left(x_p, z_p; \frac{fB}{U_H}\right)} \sqrt{S\left(x_r, z_r; \frac{fB}{U_H}\right)} dz_p dz_r dx_p dx_r$$

其中，p,q 为一个面上的任意两点，r 为另一个面上的一点，等式中的第一项代表两个面上脉动压力的贡献，第二项代表面际贡献。利用等式（1.3.8）得到的力谱代如等式（1.3.7）即可得到结构响应。

在试验数据处理中，等式（1.3.8）通常用如下的横风向脉动荷载离散矩阵形式代替：

$$\left[ G_{Fi} \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right] = \left[ \sum_{j=1}^2 \{A_i\}_j^T \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_j \right]^T \left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_j^i \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_j \{A_i\}_j \quad (1.3.9a)$$

$$- \sum_{j=1}^2 \{A_i\}_j^T \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_j \left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_{jk}^i \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_k \{A_i\}_k$$

k = 2,1 i = 1,2,3,4...

$$\left[ G_{Fi} \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right] = \left[ \sum_{j=1}^2 \{A_i\}_j^T \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_j \right]^T \left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_{jk}^{il} \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_k \{A_i\}_k \quad (1.3.9b)$$

$$- \sum_{j=1}^2 \{A_i\}_j^T \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_j \left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_{jk}^{il} \left[ \sqrt{S_i \left( \frac{fB}{U_H} \right)} \right]_k \{A_i\}_k$$

i ≠ 1 k = 2,1 i, l = 1,2,3...

其中， $\{A_i\}$  为压力片周围的有效面积矢量， $\left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_j^i$ 、 $\left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_{jk}^i$ 、 $\left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_{jk}^{il}$ 、

$\left[ Co \left( \frac{fB}{U_H} \right) \right]_{jk}^{il}$  分别为同层同面、同层异面、异层同面、异层异面点间的压力脉动互谱。

i 阶模态响应均方根值可以表达为：

$$[\sigma_{yi}^2] = \sum_{j=1}^n [\phi] \left[ \int_0^{\infty} G_{y_{ij}}(f) df \right] [\phi]^T \quad (1.3.10)$$

$$[G_y(f)] = [H(i2\pi f)]^* [\phi]^T [G_F(f)] [\phi] [H(i2\pi f)] \quad (1.3.11)$$

$$[H(i2\pi f)] = \frac{1}{(2\pi)^2 [(f^2 - f_n^2) + 2i(\zeta_s + \zeta_a)ff_n]} \quad (1.3.12)$$

其中,  $[H(i2\pi f)]$  为频响函数或机械导纳函数对角阵,  $[\phi]$  为正规化模态阵。

Kareem A. (1982a,b) 用测压试验得到了高宽比为 4 的方形截面高层建筑在市区和郊区两种风场中的横风向气动力谱, 并在求解结构响应中引入了气动阻尼比, 给出了响应的简化计算程序。

Islam M.S. et al(1990,1992) 利用测压试验得到了高宽比为 8.33 的方形截面高层建筑在市区风场中的顺、横、扭向的气动力谱, 并在求解结构响应中考虑了三个气动力分量间的相关性及二阶模态的贡献, 给出了一种估算响应统计值的简化方法, 这种方法可以用于服务性能可行性评估的初级阶段及评估进一步细化设计及昂贵的风洞试验的必要性。

Cheng C.M. et al(1992) 用测压试验给出了二维方柱上横风向力谱受紊流强度和紊流尺度的影响。受控参数为紊流强度和紊流尺度。共研究了 27 种流场条件, 以确定各种紊流特征对风力系数和力谱的单独作用, 推导了用紊流强度和紊流尺度表示的一般模型的顺风向导纳函数和横风向风力谱的基本参数。他认为, 紊流强度使横风向气动力谱的涡脱峰变低变平, 而总能量不变化; 紊流尺度使总能量减小, 但谱形不变。给出以紊流强度及紊流尺度为参数的计算横风向力谱带宽的经验公式:

$$(B/F_s) = 6.3(I_u) + 0.59(L_u/D) - 0.8 \quad (1.3.13)$$

其中,  $I_u = 3 \sim 18\%$ ,  $L_u/D = 0.9 \sim 4.4$ 。此式表明, 紊流强度对谱带宽的扩展作用比紊流尺度比的要强得多。得到了横风向力谱的经验公式为:

$$\frac{fS_p(f)}{(0.5\rho U^2 C_i' D)^2} = \frac{AfD/U}{\left[ |1 - \beta^2|^{0.8} + (2\zeta\beta)^3 \right]^{2.25}} \quad (1.3.14)$$

其中,  $\beta = f/f_s$  为无量纲频率项;  $A = 2.(B/F_s)/(L_u/D)$  为振幅项, 它与带宽成正比而与紊流尺度成反比;  $\zeta = 1.42.(I_u) + 0.03(L_u/D) + 0.05$  为“阻尼”项, 主要为紊流强度的函数。

当  $I_u$  很低,  $L_u/D > 3.0$  时, 此模型将低估气动力谱的低频范围; 对于极端紊流, 如  $I_u > 16\%$  时,

则将低估气动力谱的高频部分; 对于多数大气边界层条件,  $I_u = 6 \sim 11\%$ ,  $L_u/D = 1 \sim 2.5$ 。

Yeh H. & Wakahara T.(1997) 用测压试验研究了作用于矩形截面建筑上的风力谱中频率大于旋涡脱落频率的部分。其模型外形尺寸比例为 B:D:H=1:1:5, 1:2:5, 2:1:5, 两种试验风场的平均风速剖面指数为  $\alpha=0.25, 0.167$ 。它从理论上推导出并从试验中证实了如下结论: 横风向气动力谱中频率大于旋涡脱落频率部分可以表达为:

$$\frac{fS_F(f)}{(0.5\rho U^2 DH)^2} = C_1 (fD/U)^{-10/3} \quad (1.3.15)$$

其中，常数  $C_1 = \frac{f_0 S_F(f_0)}{(0.5\rho U_0^2 D_0 H_0)^2} \left(\frac{f_0 D_0}{U_0}\right)^{10/3}$ ，下标 0 代表参考条件，即  $f_0$  为给定的外形尺寸

为  $B_0, D_0, H_0$  的结构的给定频率（大于旋涡脱落频率），且给定的参考（设计）风速为  $U_0$ ，进而气动力谱可以表达为：

$$S_F(f) = S_F(f_0) \left(\frac{f}{f_0}\right)^{-13/3} \left(\frac{U}{U_0}\right)^{22/3} \left(\frac{D}{D_0}\right)^{-4/3} \left(\frac{H}{H_0}\right)^2 \quad (1.3.16)$$

如果参考结构与原结构一致，即  $H = H_0, D = D_0$ ，那么：

$$S_F(f) = S_F(f_0) (f/f_0)^{-13/3} (U/U_0)^{22/3} \quad (1.3.17)$$

Nishimura H. & Taniike Y. (1999)测压试验研究了亚临界区平滑流中静止二维圆柱脉动气动力的形成机理，给出了顺风向及横风向气动力谱以及圆柱上不同位置上的压力谱。得到结论：驻点及分离点的脉动与横风向气动力的脉动同步。脉动横风向气动力在斯脱罗哈频率及三倍斯脱罗哈频率处有峰值。

利用刚性模型测压风洞试验数据完全可以计算出任意复杂形状结构的基阶甚至高阶广义气动力。但它需要对结构表面上大量的点进行同时测压，而且对测压管道系统的频响函数有较高要求，实现起来有一定的难度。

### 1.3.1.3 高频天平测力

八十年代以来，高频天平被大量用在风洞试验中对高层建筑模型的气动力进行测量，这大大简化了测量程序和设备。由于振型为直线形状的结构的气动力与基底弯矩存在简单的线性关系，因此，只要把简单的刚性模型安装在高频动态天平上就可以轻松测得其广义气动力的时间序列。

Kanda J. et al (1992)、Marukawa H. et al (1992)、Kareem A.(1992)、Katagiri J. et al(1992)等用高频天平给出了横风向气动力谱。

Kanda J. et al (1992)研究了不同截面形状的三维柱体气动力分量的特征。在风洞模拟的 BL1、BL2、BL3 三种大气边界层风场中对方形、矩形、三角形及菱形截面柱体的气动力分量进行了测量，给出了力系数、功率谱及相关函数结果，与截面形状相关的代表性特征得以总结，给出了计算得到的响应，以考察扭转分量及各分量间的相关性。

Marukawa H. et al (1992)研究了柱状高层建筑横风向及扭转向气动力。他的试验模型外形为

表 1.3.1 高层建筑横风向广义气动力谱文献综述表

文献	试验方法	风场	频率	$H/\sqrt{A}$	D/B	外形	$\zeta_r$ (%)	表达形式	注
Saunders J.W. et al, 1975	弹性模型 振动测量	市区风场 郊区风场	0.04~0.6	3,6, 9	1.5~2	矩形	----	双对数曲线	含气动阻尼。
Kwok K.C.S. et al, 1979	弹性模型 振动测量	郊区风场	0.01~0.3	9	1	圆形 方形	0.25~ 6	双对数曲线	含气动阻尼。研究折减风速的作用。
Kwok K.C.S., 1982	弹性模型 振动测量	市区风场 郊区风场	0.003 ~0.04	3,6, 9,18	1	方形 圆形	1~ 5	双对数曲线	含气动阻尼。给出振型修正及响应公式。

Kareem A., 1982b	刚性模型 表面压力 测量	BL1, BL3	0.002 ~0.6	4	1	方形	----	双对数曲线	----
Kareem A., 1982a	刚性模型 表面压力 测量	BL1, BL3	0.002 ~0.6	4	1	方形	----	双对数曲线	给出响应公式
Melbourne W.H. et al, 1988	弹性模型 振动测量	郊区风场	0.08 ~0.67	4~8	1	各种经角沿 修正的建筑	1	单对数曲线	含有气动阻尼力。给出了响应公式
Islam M.S. et al, 1990	刚性模型 表面压力 测量	市区风场	0.002 ~1.0	8.3	1	方形	----	双对数曲线	给出顺、横、扭向的力谱、基底弯矩系数、弯扭互谱。
Islam M.S. et al, 1990	刚性模型 表面压力 测量	市区风场	0.002 ~1.0	8.3	1	方形	----	双对数曲线	给出顺、横、扭向的力谱图、基底弯矩系数、响应公式。
Islam M.S. et al, 1992	刚性模型 表面压力 测量	市区风场	0.002 ~1.0	8.3	1	方形	----	双对数曲线	同时给出了顺、横、扭向力谱图、基底弯矩系数、力谱合公式
Kanda J. et al, 1992	刚性模型 基底弯矩 测量	BL1,BL2, BL3	0.05 ~1.0	4	1,2	方形,矩形, 三角,菱形	----	双对数曲线	给出顺、横、扭向力谱图及响应组合公式
Cheng C.M. et al, 1992	刚性模型 表面压力 测量	$I_u \approx 4 \sim 17\%$ $L_u/D \approx 1 \sim 3$	0.0002 ~1.0	$\infty$	1	(二维)方形	----	双对数曲线	研究紊流强度和紊流尺度对力谱的影响
Marukawa H. et al, 1992	刚性模型 基底弯矩 测量	BL1, BL2	0.001 ~0.5	4~8	2~5	矩形	----	双对数曲线 及拟合公式	拟合公式被日本规范所采用。给出了加速度响应规律。
Kareem A., 1992	刚性模型 表面压力 测量	开阔乡村	---	6	1	方形	----	双对数曲线	研究横、扭向力谱及加速度响应限值。
Katagiri J. et al, 1992	刚性模型 弯矩压力 测量	市区风场	0.003 ~1.5	一结构复杂的不对称的高层建筑			---	双对数曲线	有三维耦合问题。
Kobori T. et al, 1992	刚性模型 基底弯矩 测量	市区风场	0.003 ~1.5	一结构复杂的不对称的高层建筑			---	双对数曲线	文章研究三维耦合模态修正问题。
Katagiri J. et al, 1995	刚性模型 基底弯矩 测量	$\alpha=1/4,$ $I_H=7\%,$ $C_H=45\text{cm}$	0.001 ~1.0	5	2	矩形	---	双对数曲线	文章对单、多自由度气弹模型试验与高频天平试验进行比较。
Yeh H. et al, 1997	刚性模型 压力或变形 测量	$\alpha=1/4,$ 1/6	0.01 ~1.0	B:D:H=1:1:1: 5, 1:2:5, 2:1:5		矩形	----	双对数曲线	对顺、横风向力谱中大于斯脱罗哈频率的谱线进行了拟合。
Nishimura H. et al, 1999	刚性模型 表面压力 测量	$I=0.1\%,$ $U=10\text{m/s},$ $Re=6.1 \cdot 10^4$	0.01~1.0	$\infty$	1	(二维)圆形	---	双对数曲线	给出了不同攻角下的气动力谱图

矩形， $D/B = 0.2, 0.67, 1.0, 3.0, 5.0$ ， $H/\sqrt{BD} = 4, 5, 6, 7, 8$ ，试验风场为 BL1 和 BL2 两类。

他给出了脉动风力系数随  $D/B$  及  $H/\sqrt{BD}$  变化的图线（双对数曲线）及不同  $D/B$  的模型的气动力谱图，并给出了如下横风向倾覆弯距功率谱的拟合公式：

$$\frac{fS_{MX}(f)}{\sigma_{MX}^2} = \sum_{i=1}^2 \frac{4K_i K_{\beta_i} \beta_i}{\pi} \frac{(f/f_{Si})^2}{\{1 - (f/f_{Si})^2\}^2 + 4\beta_i^2 (f/f_{Si})^2} \quad (1.3.18)$$

其中， $i=1, 2$  分别与低频区谱峰和高频区谱峰相关，当只有一个峰时，只用第一项； $K$  为贡献比；

$K_\beta = 0.6\beta$  为修正系数； $f_s$  为峰频； $\beta$  为与带宽相关的常数。文章还给出了  $f_s$  和  $\beta$  随  $D/B$  及  $H/\sqrt{BD}$  变化的图线。最后，文章给出了如下的响应预测简约公式（限于强迫振动（抖振），不考虑气动正阻尼作用、锁定激励及弛振颤振等失稳现象）：

$$\sigma^* = CU^{*n} \quad (1.3.19)$$

文章给出了不同风场下、不同高宽比的模型的平移和扭转响应的常数  $C$  和  $n$  的试验值。

Kareem A.(1992)对在两种风场下，有不同外观比率和较宽范围的一般形状的建筑的横、顺、扭方向气动分量及其相关性进行了研究。

Katagiri J. et al(1992)用谱分析方法解决天平试验中非标准模态的修正问题。他通过修改运动方程的质量矩阵和刚度矩阵的非对角元素来实现质心和刚心的偏离，利用振型分解方法和频谱分析方法及随机振动理论来求解运动方程。

高层建筑横风向气动力谱的主要研究成果如表 1.3.1 所示。风工程专家们通过气弹模型测振风洞试验、刚性模型表面风压测量风洞试验及刚性模型基底弯距测量风洞试验，以不同形式给出了不同风场，不同模型外形等各种条件下的高层建筑横风向气动力谱，Marukawa H. et al (1992) 等还给出了响应的拟合公式。

### 1.3.2 高层建筑横风向气动阻尼研究现状

气动阻尼力是结构与风的耦合作用结果，它可能为正，也可能为负。因此，忽略气动阻尼的存在，可能导致设计偏于危险。

#### 1.3.2.1 气动阻尼的识别方法

紊流风场中的高层建筑的气动阻尼不满足准定常理论，无法通过解析方法计算得到。现有的获得高层建筑气动阻尼的方法主要是通过风洞试验，从建筑模型在风场中的响应数据中识别气动阻尼。

根据识别气动阻尼所依据的试验方法的不同，可以分为两类方法：从强迫振动响应中识别气动阻尼和从风场激励下的随机振动响应中识别气动阻尼。

##### (1) 从强迫振动响应中识别气动阻尼

设在频率为  $f_n$  的外力作用下，建筑做简谐振动，其顶端位移响应为  $y(t) = y_0 \cos(2\pi f_n t)$ 。

建筑在高度  $z$  处所受的气动力可以分解为气动刚度力和气动阻尼力：

$$Q_n(z, t) = P_n(z, t)B_z = Q_{Rz} \cos(2\pi f_n t) - Q_{Iz} \sin(2\pi f_n t) \quad (1.3.20)$$

其中， $P_n(z, t)$  为截面压力， $B_z$  模型局部宽度； $Q_{Rz}$  与模型振动位移同相，为气动刚度力， $Q_{Iz}$  与模型振动速度同相，为气动阻尼力，可以分别表达为：

$$Q_{Rz} = \frac{2}{T} \int_0^T Q_n(z, t) \frac{y(t)}{y_0} dt \quad \text{及} \quad Q_{Iz} = \frac{2}{T} \int_0^T Q_n(z, t) \frac{\dot{y}(t)}{y_0 2\pi f_n} dt \quad (1.3.21)$$

由气动阻尼力  $Q_{Iz}$  可以得到模态气动阻尼力系数：

$$C_{I,n} = \frac{\int_0^H Q_k \phi_n(z) dz}{q_H B H} \quad (1.3.22)$$

其中,  $\phi_n(z)$  为模态形状函数。

利用下式可以得到模态气动阻尼比:

$$\zeta_a = -\frac{1}{4} \frac{1}{y_0 / H} \frac{\rho B^3}{M_n} \left[ \frac{U_H}{2\pi f_n B} \right]^2 C_{I,n} \quad (1.3.23)$$

其中  $M_n$  为模态质量。

Nishimura H. et al (1995,1996)用强迫振动测力风洞试验测试方柱的气动参数。他用一连接杆把两个有相同质量和外形的模型安装于其上下两端,上端模型置于风场中,下端模型置于风洞外。用马达驱动连接杆,使两个模型作正弦摆动,用安装于连接杆两端模型基部的传感器测出两个模型基底弯矩的响应时程序列,两序列相减得出结构振动时的广义气动力序列  $Q_n(t)$ 。从中分离出模态气动阻尼力,并无量纲化,得到模态气动阻尼力系数  $C_{I,n}$ ,代入等式(1.3.23)即得模态气动阻尼比。

Cooper K. R. et al (1996)用测压风洞试验测出强迫振动模型的局部气动力序列  $Q_n(z,t)$ ,利用等式(3.2.21)分离出局部气动阻尼力  $Q_k$ ,再利用等式(1.3.22)计算得到模态广义气动阻尼力系数  $C_{I,n}$ ,代入等式(1.3.23)得到模态气动阻尼比。

## (2) 从风场激励下的随机振动响应中识别气动阻尼

从风场激励下建筑的随机振动响应中识别气动阻尼的方法通常可分为频域方法和时域方法。频域方法又包括功率谱密度法、谱矩法、自相关函数法等。时域方法包括自回归或移动平均模型法、随机减量法等。下面对这几种常用方法进行简要介绍。

**功率谱密度法** 对于宽带激励作用下的低阻尼线性结构响应,功率谱密度在自由振动频率处存在窄峰,阻尼比  $\zeta$  可以由此谱峰的带宽估算出来:

$$\zeta \cong \frac{A}{2} \left[ 1 - \frac{3A^2}{8} \right] \quad (1.3.24)$$

其中  $A = \frac{(f_2^2 - f_1^2)}{(f_2^2 + f_1^2) \sqrt{q-1}}$ ,  $f_1$ 和 $f_2$ 为谱密度变为其峰值的  $1/q$ 时对应的频率值。在工程实践中常

常令 $q=2$ ,则是所谓的半功率点法。

**谱矩法** Vanmarcke 在 1972 年提出用前三阶谱矩通过下面的关系来估算低阻尼系统的频率及阻尼参数:

$$\zeta \cong \frac{\pi}{4} \left( 1 - \frac{\mu_1^2}{\mu_0 \mu_1} \right) \quad \text{且} \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\mu_2}{\mu_0}} \quad (1.3.25)$$

由此推导出的谱矩和系统参数对基线噪声非常敏感。基线噪声是由记录仪器和振动的高阶模态影响而产生的。为了减小这种影响，可以用一带通滤波器从频率域中排除某一带宽范围（ $\varpi_a < \omega < \varpi_b$ ）外谱的贡献。可以证明，这种方法对频率的估算没有影响。然而，结构临界阻尼比可以通过如下等式修正：

$$\zeta \cong \frac{\pi}{4} \left( 1 - \frac{\mu_1^2}{\mu_0 \mu_1} \right) \left[ \frac{1 + (\varpi_a / \omega)}{1 - (\varpi / \omega_b)} \right] \quad (1.3.26)$$

这种修正对于  $\varpi_a / \omega = \omega / \varpi_b$  时是有效的。

**自相关函数法** 这种方法适用于宽带激励作用下的低阻尼线性结构。对于一般的市政工程结构，阻尼比小于 10%，其有阻尼和无阻尼自由振动频率差别很小。假定所受到的激励为在感兴趣的频率范围内谱线平坦的宽带激励，单自由度系统的阻尼比可以由相关函数决定：

$$\zeta = \frac{1}{2\pi n} \ln \left( \frac{\max(R_y)_i}{\max(R_y)_{i+n}} \right) \quad (1.3.27)$$

其中， $\zeta$ ：阻尼比； $\max(R_y)_k$ ：响应  $y$  的自相关函数的第  $k$  周幅值； $n$ ：参考的周期数。

自由振动频率通过计算单位时间间隔内的波数来估算。这种方法可以通过滤波的方法分别用于多自由度系统的各个模态。

**自回归模型法** 不论用什么描述方法，单输入单输出系统的时间序列可以写成如下形式：

$$y_t + a_1 y_{t-1} + \dots + a_n y_{t-n_a} = b_1 x_{t-1} + \dots + b_n x_{t-n_b} \quad (1.3.28)$$

其中  $x_t$  和  $y_t$  分别为输入和输出序列； $a_j$  和  $b_j$  为系统参数，对于稳定系统，它们为常数。

自由振动频率和阻尼比可以由从等式(1.3.31)导出的如下特征多项式的极点决定：

$$p^{n_a} + a_1 p^{(n_a-1)} + \dots + a_{(n_a-1)} p + a_{n_a} = 0 \quad (1.3.29)$$

对于稳定结构（如没有负阻尼的结构），其极点为复数对。阻尼比  $\zeta_j$  和自由振动频率  $f_j$  可以用如下的等式由极点计算出：

$$\zeta_j = \frac{\ln(1/r_j)}{\sqrt{[\phi_j^2 + \ln^2(1/r_j)]}} \quad \text{且} \quad f_j = \frac{\ln(1/r_j)}{2\pi\zeta_j\Delta t} \quad (1.3.30)$$

其中  $r_j$  和  $\phi_j$  分别为  $j$  阶极点的模数和引数（或它的复数共轭）， $\Delta t$  为采样间隔。频率和阻尼比对应的共轭复数对是可以识别的。所以  $n_a$  极点清楚地导出频率和阻尼比。

**随机减量法** 这种方法的原理及其运用在下文中将做详细介绍，请参考本文 3.3 节。

### (3) 各种方法的优劣比较

以上两类方法中，前者可以比较精确地识别出不同风场风速条件下，模型的不同振幅对应的气动阻尼。但是，这种方法需要的设备复杂，技术要求较高，费钱费时。其模型在风场中做的振动为简谐振动，与实际建筑在风场中的随机振动有差别，这种差别是否会导致气动阻尼识别结果的差异尚需进一步考察。

第二类方法对试验设备没有特别要求，只要有一般的气动弹性模型风洞试验数据即可进行阻尼识别，不需要专门的试验设备。与前一类方法相比，这类方法明显要节省得多。但是，这类方

法中的各种具体实现方法之间差别较大，效果不同。

频域方法要得到稳定的结果，数据序列必须是平稳的，并且所需数据序列较长。对于频率较低的小阻尼振动，其所需平稳数据太长，以至在实际中不大可能发生。谱矩法还对难以用滤波方法完全除掉的基噪声特别敏感。自相关函数法还对数据质量和使用者的人为判断非常敏感，难以实现自动化处理。

在时域方法中，自回归时序模型方法对模型的阶数比较敏感，且将产生大量的需要通过明确的工程判断来分类的“数”。

与以上方法相比，随机减量方法却有从相对较短的数据中识别阻尼的潜力。随机减量方法还可以用于识别随振幅变化的阻尼，而传统的频域方法只能给出各振幅对应的阻尼的平均值。更为重要的是，随机减量方法在使用过程中，其各参数一经确定，就不需要人为判断来维持识别进程，这有利于使用计算机对大量试验数据进行程序化处理。

基于随机减量方法的以上优点，本文在识别气动阻尼时，采用了这种方法。

### 1.3.2.2 高层建筑横风向气动阻尼研究成果

Kareem A. (1978) 从表面压力测量风洞试验中得到的表面压力导出横风向气动力谱，在折减风速大于 6 时，用此气动力谱计算得到的响应低于用同一建筑气动弹性模型试验得到的响应。这表明结构运动导致的力不可忽略，气动弹性模型受到了负气动阻尼的作用。包含了负气动阻尼后，在高折减风速下的响应预测能提供与气动弹性模型响应相吻合的结果。

Nishimura H. et al (1995) 用强迫振动气动弹性模型风洞试验测试了方柱的气动参数。他作出了气动阻尼力系数随折减风速和折减振幅变化的一系列曲线图。从中可以看出：I、折减振幅越大，气动阻尼力系数随折减风速变化的起伏也越大；II、气动阻尼力系数随折减风速变化的曲线象一英文字母“M”，即随着折减风速的变化，气动阻尼力系数将先后出现两个峰值；III、“M”的前半部分窄而低，第一个峰值在零附近；“M”的后半部分高而宽，在出现第二个峰值之后，其值再没有降低到零值以下。

Cooper K.R. et al (1995) 用强迫振动气动弹性模型风洞试验研究了一断面沿高均匀变化的超高层建筑的气动阻尼随折减风速及振幅变化的规律。I、当折减风速较低时，在激励方向（不论横风向还是顺风向）的气动力系数与激励振幅成比例上升。当折减风速高达一定程度后，随折减风速的上升，气动力系数向准定常值靠拢，这一趋势发生的起始风速，顺风向低于横风向。II、对横风向激励时，当折减风速为 7.8 时，由于旋涡脱落，一阶模态横风向力气动阻尼分量有一个正的峰值。而对于顺风向激励下，顺风向气动阻尼峰值发生在折减风速为 3.8 时。III、由模态气动阻尼系数算得的一阶横、顺风向的气动阻尼比与从气弹模型试验中测得的相吻合。IV、截面沿高收缩、削角的模型，由旋涡脱落引起的不稳定气动阻尼比一致截面、方形模型的要小得多。

Watanabe Y. et al (1995) 用一个闭合表达式把柱体的横风向气动阻尼表达为与顶部位移、外观比、紊流强度和截面形状有关的参数  $\beta, Hs, AMP$  的经验函数。得出如下表达式：

$$F_1 = AMP \frac{-2Hs(U_m/U_s)^2}{[1-(U_m/U_s)^2]^2 + 4Hs^2(U_m/U_s)^2} \quad (1.3.31)$$

$$F_2 = AMP \frac{(U_m/U_s)[1-(U_m/U_s)^2]}{[1-(U_m/U_s)^2]^2 + 4Hs^2(U_m/U_s)^2} \quad (1.3.32)$$

$$F_s = F_1 \cos(\beta) + F_2 \sin(\beta) \quad (1.3.33)$$

$$F_d = -F_1 \sin(\beta) + F_2 \cos(\beta) + F_p \quad (1.3.34)$$

其中,  $F_s$ : 气动刚度;  $F_d$ : 以质量阻尼比参数  $\zeta_a / \eta$  形式表达的气动阻尼比;  $\zeta_a$ : 气动阻尼比;  $\eta$ : 质量比 (空气密度/结构的密度);  $F_p$ : Parkinson 准定场理论导出项, 表达为质量阻尼比参数形式。

这里假定  $F_p = -\alpha(U_m / U_s)$ 。  $\alpha = [A_m / (8\pi)] U_s$ ,  $A_m = [-3(2+2a)/(3+a)](dC_{ml} / d\theta + C_{md})|_{\theta=0}$ ;  
 $a$ : 风速廓线指数;  $C_{ml}$ : 横风向平均基底弯矩系数;  $C_{md}$ : 顺风向平均基底弯矩系数;  $\theta$ : 风攻角; AMP: 函数参数;  $H_s$ : 函数参数;  $\beta$ : 表达  $F_1$  和  $F_2$  耦合作用的表达式;  $V_m$ : 振动柱体的折减风速  $U / (f_m B)$ ;  $U_s$ : 斯脱罗哈频率折减风速  $U / (f_s B)$ ;  $U$ : 参考点的风速;  $f_m$ : 柱体自由振动频率;  $f_s$ : 斯脱罗哈频率;  $B$ : 柱体宽度。

试验得到了 AMP、 $H_s$ 、 $\beta$  随柱体截面形状变化的图线。

推出一气动阻尼预测方法:

$$IA = \sigma_{ml} (B_{sh} / S)^{0.5} \quad (1.3.35)$$

$$IH = B_{sh} / S \quad (1.3.36)$$

$$IB = |\sigma_{ml} - \sigma_{md}| / (\sigma_{ml}^2 + \sigma_{md}^2)^{0.5} + 1.75(\sigma_{md} / C_{md} + B_{sh} / S) \quad (1.3.37)$$

其中,  $\sigma_{ml}$ : 横风向脉动基底弯矩系数;  $\sigma_{md}$ : 顺风向脉动基底弯矩系数;  $B_{sh}$ : 横风向基底弯矩谱的半功率带宽;  $S$ : 结构的斯脱罗哈数;  $C_{md}$ : 顺风向平均基底弯矩系数。AMP、 $H_s$ 、 $\beta$  分别与 IA、IH、IB 成线性关系:

$$AMP = 0.12041 + 12.325IA \quad (1.3.38)$$

$$HS = -0.056289 + 1.3825IH \quad (1.3.39)$$

$$\beta = -3.2309 + 3.8417IB \quad (1.3.40)$$

J. Katagiri et al (1997)用自相关法对气动弹性模型风洞试验数据进行处理, 作出了一系列气动阻尼比随折减风速和结构阻尼比变化的曲线图。从这些图中可以总结出以下规律: I、当折减风速  $U$  小于某一常数时, 气动阻尼比随折减风速的增大而增大, 当折减风速大于此常数时, 气动阻尼比随折减风速的增大而减小; II、当  $U$  大于另一更大的常数时, 气动阻尼由正变负; III、结构阻尼比越大, 气动阻尼比越散乱。

Marukawa H. et al (1996)用单自由度气动弹性模型风洞试验研究了矩形柱的气动阻尼比随外形及结构阻尼比变化的规律。I、厚宽比 ( $D/B$ ) 的作用。当  $D/B \leq 1$  时, 厚宽比越小, 气动阻尼越大。但当  $D/B \geq 1$  时, 气动阻尼随厚宽比变化的规律不明显。当  $D/B \leq 1$  时, 气动阻尼比的测量值大于准定常理论的估算值。当  $D/B = 1$  时, 测试结果明显比估算结果小。对于厚宽比为  $D/B \leq 1$  的模型的横风向气动阻尼在低折减风速时为正值, 高于某一折减风速时, 折减风速由正

变负。气动阻尼由正变负时的折减风速比驰振临界风速小得多。II、高宽比 (H/B) 的作用。顺风向气动阻尼受高宽比的影响不明显。但横风向气动阻尼由正变负的折减风速却随高宽比的增加而减小, 这种趋势与功率谱密度中涡激力分量随高宽比的减小而增加有关。III、结构阻尼的作用。作出了 D/B=1, H/B=6 的结构阻尼比分别为 0.5%, 1% 和 2% 的模型的气动阻尼随折减风速变化的曲线。在顺风方向, 折减风速低于 10 时, 在结构阻尼比为 1% 时有最小气动阻尼比; 折减风速高于 10 而结构阻尼比为 0.5% 时气动阻尼比随折减风速的增加而持续增加; 在顺风方向, 气动阻尼比基本上总是正的。在横风方向, 折减风速低于 9 时, 为正气动阻尼比, 且气动阻尼比随折减风速的增加而增加; 折减风速大于 9 时, 气动阻尼比随折减风速的减小很快变为负值。这与强迫振动测试结果相一致: 振幅越大, 阻尼由正变负的风速也越大。

### 1.3.3 高层建筑横风向等效静力风荷载的计算方法

关于高层建筑横风向等效静力风荷载计算的研究比较少, 其中, 澳大利亚规范 (SAA, 1989) 和日本规范 (AIJ, 1996) 的高层建筑横风向风荷载及响应的计算方法具有一定代表性。这里, 分别对这两个规范的方法进行简要介绍。

SAA (1989) 没有直接给出等效静力风荷载, 只给出了横风向基底弯矩和顶部加速度响应的计算公式:

$$\hat{M}_c = 0.5 g_f \bar{q}_H B H^2 (1.06 - 0.06k) \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta}} \quad (1.3.41)$$

$$\hat{y}_c = 1.5 \frac{g_f \bar{q}_H B}{m_0} (0.76 + 0.24k) \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta}} \quad (1.3.42)$$

其中,

$\hat{M}_c$  为结构横风向基底弯矩设计峰值;

$g_f = \sqrt{2 \log_e (3600 f_c)}$  为横风向峰因子;

$\bar{q}_H$  为小时平均风压, 单位 Pa;

$B$  为结构迎风宽度, 单位 m;

$H$  为结构高度, 单位 m;

$k$  为基阶模态振型指数。模态振型表达为  $\psi(z) = (z/H)^k$ ;

$C_{fs}$  为横风向气动力谱系数, 对应于直线形状的振型。可从规范中给出的高宽比为 3、6、9 的方形截面高层建筑的横风向气动力谱系数图中查得  $C_{fs}$ , 可以内插。

$\zeta$  为结构阻尼比;

$\hat{y}_c$  为结构顶部横风向加速度峰值, 单位  $m/s^2$ ;

$m_0$  为结构沿高线质量密度, 单位  $kg/m$ ;

$f_c$  为结构横风向基阶模态频率。

AIJ (1996) 给出的高层建筑横风向等效风荷载实际上是一阶模态振动的惯性荷载。把建筑的横风向荷载表达为惯性荷载的形式有：

$$W_L = g_L m (2\pi f_1)^2 \sigma_y \quad (1.3.43)$$

$$g_L = \sqrt{2 \ln(600 f_1) + 1.2} \quad (1.3.44)$$

$$\sigma_y = \mu \frac{\sigma_{\tilde{L}}}{\tilde{M} (2\pi f_1)^2} \sqrt{1 + \frac{\pi}{4\eta_f} F_L(f_1)} \quad (1.3.45)$$

其中，

$W_L$  为  $z$  高度处横风向水平荷载；

$g_L$  为峰因子；

$m$  为建筑沿高线质量密度；

$f_1$  为一阶横风向侧移模态频率；

$\tilde{M}$  为建筑的广义质量；

$\sigma_{\tilde{L}}$  为横风向广义气动力的均方根；

$F_L$  为风力谱因子；

$\mu$  为一阶侧移模态形状函数；

$\eta_f$  为一阶侧移模态阻尼比。

在对建筑结构特征做以下两个假定的条件下，由等式 (1.3.43) 可以推出 AIJ 给出的等式 (1.3.46) 所示的横风向等效风荷载表达式：(i) 一阶侧移模态形状函数为： $\mu = z/H$ ；(ii) 沿高线质量密度  $m$  不随高度变化。

$$W_L = 3q_H C'_L A \frac{z}{H} g_L \sqrt{1 + R_L} \quad (1.3.46)$$

$$R_L = \frac{\pi F_L}{4\eta_f} \quad (1.3.47)$$

其中，

$q_H$  为设计风压；

$C'_L$  为横风向基底弯矩系数；

$A(= Bh)$  为  $z$  高度处建筑在来流方向上的投影面积；

$h$  为  $z$  高度处投影面积的竖直长度。

规范中给出了公式 (1.3.46,47) 涉及到的风力谱因子  $F_L$  和基底弯矩系数  $C_L'$  的计算公式, 这两个公式都是基于风洞试验结果的拟合公式, 为建筑厚宽比  $D/B$  的函数。

### 1.3.4 存在的问题和不足

如上所述, 高层建筑横风向风效应的研究已经取得了比较丰富的成果, 但是, 仍然存在一些问题和不足。

(1) 关于横风向气动力。高层建筑横风向气动力的风洞试验研究成果比较多, 但是, 各研究人员在风洞试验中所采用的风场环境各不相同, 模型外形千差万别, 所得到的试验结果存在差异。建筑外形及风场类型对横风向气动力谱的影响规律没有得到系统性的定量研究。同时, 所有文献给出的气动力谱曲线图都是以双对数曲线的形式出现的, Marukawa H. et al (1992) 给出的拟合公式的参数也是以双对数曲线的形式给出的, 这使得工程运用中需要在双对数曲线上查取数据, 很容易产生大的误差。

事实上, 对于有规则外形的高层建筑, 其横风向折减广义气动力谱可以由风场条件和结构外形决定, 可以通过拟合试验数据给出由结构外形和风场条件直接计算横风向气动力谱的公式。日本规范 (AIJ, 1996) 给出了从建筑的宽厚比计算横风向气动力谱的公式, 但它没有涉及到建筑的高宽比及建筑所处风场类型。对具有相同宽厚比的建筑, 不论其高宽比如何, 所处风场怎样, AIJ 将给出同样的横风向折减广义气动力谱, 这与实际情况及本文的试验结果不符。

(2) 关于横风向气动阻尼。与横风向气动力相比, 横风向气动阻尼的研究成果就显得少得多了, 并且多数只给出一些离散的试验点。系统性较强的研究成果主要有 Watanabe Y. et al (1995) 和 Marukawa H. et al (1996) 的研究, 但是, Watanabe Y. et al (1995) 的试验对象是桅杆、塔架一类长细比较大的结构, 并且给出的闭合表达式需要提供结构的横风向气动力系数或气动导数, 因此, 其拟合公式对高层建筑的适用性很有限。Marukawa H. et al (1996) 对随机风场作用下高层建筑的气动阻尼比的影响因素进行了仔细研究, 但是, 他只得到了有限的离散试验点, 没有给出定量的公式。迄今为止, 关于高层建筑的横风向气动阻尼, 还找不到一个是以紊流风场作用下的随机振动为基础的定量研究成果。

(3) 关于横风向等效静力风荷载的计算方法。从表达式形式上看, 澳大利亚规范 (SAA, 1989) 给出的横风向基底弯矩, 考虑了结构的模态形状的修正问题, 但只计算了基阶共振分量, 没有涉及到背景分量的贡献, 也没有考虑气动阻尼的作用, 并且没有明确给出等效静力风荷载的计算公式。日本规范 (AIJ, 1996) 用横风向基阶模态的惯性荷载计算横风向等效静力风荷载, 这对于共振分量是准确的, 但背景分量的准确性有待进一步考察。同时, 它没有进行振型的修正, 也没有考虑气动阻尼的作用。

## 1.4 本文的工作

如前文所述, 超高层建筑横风向风致振动计算的关键问题是得到准确的横风向气动力及气动阻尼。本文的研究重点正是这两个内容。在此基础上, 建立超高层建筑的等效静力风荷载的计算方法。

本文第二章研究了超高层建筑横风向气动力。首先利用高频天平对 15 个具有不同外形的超高层建筑的刚性模型在风场作用下的基底弯矩及基底剪力进行了测量, 从而计算得到了各模型在不同风场中的折减横风向基底弯矩谱和基底弯矩系数与基底剪力系数。然后利用多参数多变量的

曲线拟合方法，把它们拟合成折减频率、风场类型、建筑高宽比及建筑厚宽比的闭合函数形式。最后通过与国外文献给出的试验数据的比较，验证了拟合公式的准确性。

第三章研究超高层建筑横风向及顺风向气动阻尼。首先，介绍单自由度气动弹性模型的设计和气动弹性模型风洞试验中遇到的各种问题及采取的解决办法。然后，利用随机减量技术从气动弹性模型加速度响应数据中识别出不同结构阻尼比的建筑在不同风场风速下的气动阻尼比。进而，通过与国外文献数据的比较验证了本文所得气动阻尼比的正确性。最后，拟合得到了横风向及顺风向气动阻尼比与折减风速的关系，并通过建筑响应的计算结果与试验结果的比较，验证了拟合公式所得横风向气动阻尼比的正确性。

第四章利用第二章得到的横风向气动力拟合公式及第三章得到的横风向气动阻尼比拟合公式，基于顺风向等效静力风荷载计算的 MGLF 法 (Zhou Y., 1999) 的思想，开发了一套超高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算方法。该计算方法计及振型修正、气动阻尼和背景分量的作用。通过算例，展示了该计算程序的使用的便捷性和结果的准确性。并通过对算例结果的讨论，分析了振型修正、气动阻尼和背景分量等因素对计算结果的影响。

最后，对本文的研究工作进行了总结，并提出了未来工作的展望。

## 第二章、超高层建筑的横风向气动力的风洞试验研究

在紊流风场作用下，超高层建筑的横风向气动力由三部分组成：涡激力、风速的横向脉动分量作用及气动反馈作用。其组成成分的复杂性使得从理论推导得出超高层建筑横风向气动力公式变得非常困难，通常只有基于风洞试验才能得到令人满意的结果。

在超高层建筑横风向气动力的三个组成部分中，涡激力跟旋涡脱落有关，受到风场特性及结构外形的影响；横风向脉动分量决定于来流风场的特性；气动反馈与结构在风场作用下的运动有关。由于前两部分与结构本身的动力特性无关，对于相同风场下外形相同的结构，其作用相同，因此，可以通过刚性模型的测力或测压试验得到。第三部分相对复杂得多，通常必须通过气动弹性模型试验才能得到。

本章利用高频天平对模拟风场中的典型超高层建筑刚性模型的基底弯矩及基底剪力进行测量，得到外加风力的横风向基底弯矩功率谱、基底弯矩系数及基底剪力系数，分析它们随模型高宽比、宽厚比及风场类型的变化规律，并拟合得出相应的闭合表达式，为进一步研究超高层建筑横风向等效静力风荷载奠定基础。

### 2.1 高频天平测力风洞试验概要

为了得到超高层建筑横风向气动力，在同济大学土木工程防灾国家重点实验室的 TJ-1 大气边界层风洞中，利用高频动态天平对模拟风场中的超高层建筑刚性模型的基底弯矩、基底扭矩及基底剪力进行了测量。本节介绍风洞试验的详细情况。

#### 2.1.1 大气边界层风场的模拟<sup>[128]</sup>

风场模拟装置为放置在风洞入口处的尖塔、挡板和沿风洞底板布置的粗糙元。以中国规范为依据，分别模拟了 A、B、C、D 四类风场。

##### 2.1.1.1 A 类风场

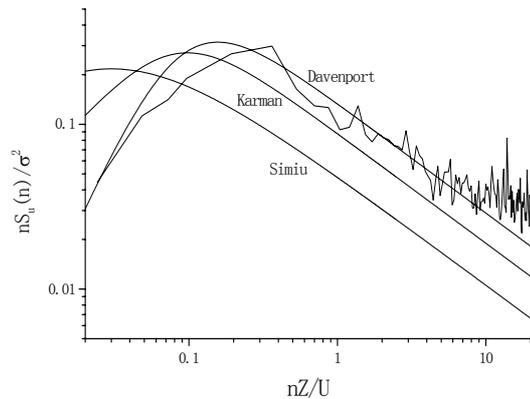
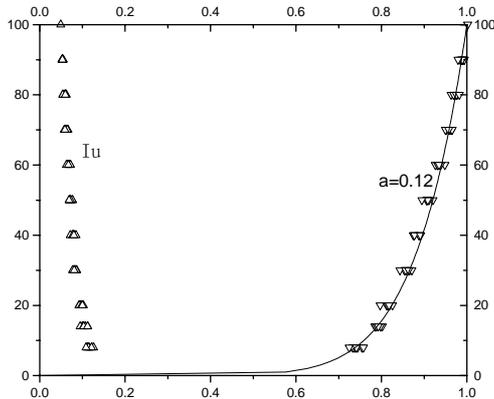


图 2.1.1 A 类模拟风场的平均风速和湍流度剖面 图 2.1.2 A 类模拟风场 50cm 高处的风速谱

在风洞入口处放置 2 个尖塔，距离试验模型 10.0m。尖塔相邻间距为 80cm，距风洞侧壁为 50cm。粗糙元为 4.5cm×7.5cm×6.0cm 的木块，迎风高度 4.5cm，迎风面积 4.5×7.5cm<sup>2</sup>。在尖塔后

100cm处开始布置粗糙元,沿风洞底板呈梅花形放置,纵向间距为100cm,横向间距为45cm。共8排,每排3~4块,第一排为4块。图2.1.1为风洞主模型处测得的A类模拟风场的平均风速和湍流度剖面。图2.1.2为测得的50cm(相当于实际250m)高处的脉动风功率谱及与理论值的比较。同时,根据计算,得到50cm高处A类地貌的湍流积分尺度为39.1cm(风洞中),相当于实际的湍流积分尺度为195.5m。

2.1.1.2 B类风场

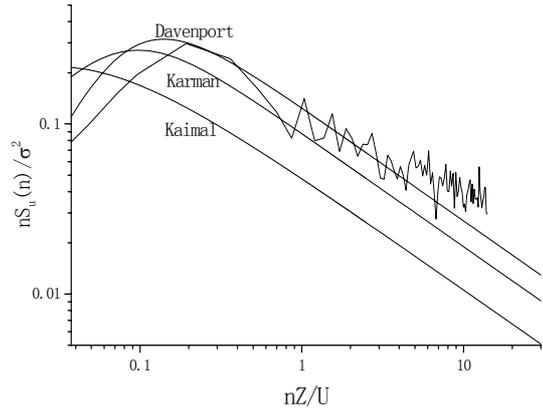
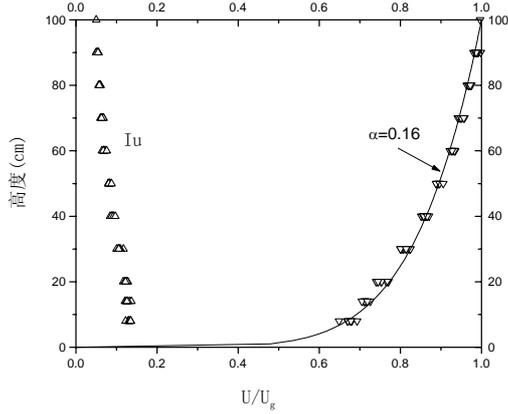


图 2.1.3 B 类模拟风场的平均风速和湍流度剖面 图 2.1.4 B 类模拟风场 50cm 高处的风速谱

尖塔的布置与A类风场相同。粗糙元换为7.5cm×6.0cm×4.5cm的木块,迎风高度7.5cm,迎风面积7.5×6.0cm<sup>2</sup>,在尖塔后100cm开始布置粗糙元,沿风洞底板呈梅花形放置,纵向间距为100cm,横向间距为45cm。共7排,每排3~4个,第一排为4个。图2.1.3为试验模型处测得的B类地貌平均风速和湍流度剖面。图2.1.4为测得的50cm(相当于实际250m)高处的脉动风功率谱及与理论值的比较。计算得到50cm高处的湍流积分尺度为33.9cm(风洞中),相当于实际的湍流积分尺度为169.5m。

2.1.1.3 C类风场

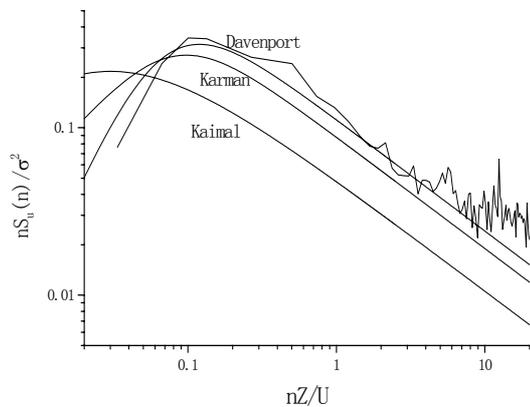
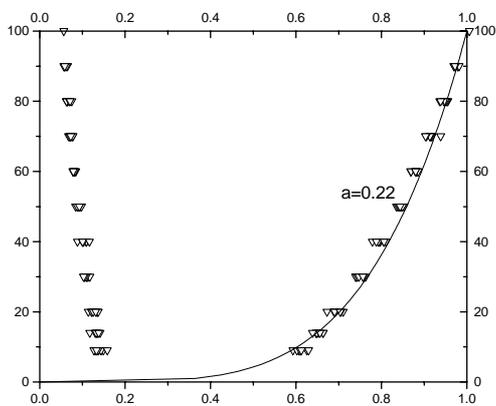


图 2.1.5 C 类模拟风场的平均风速和湍流度剖面 图 2.1.6 C 类模拟风场 50cm 高处的风速谱

在风洞入口处放置3个尖塔,距离试验模型10.0m。尖塔相邻间距为55cm,距风洞侧壁为

35cm。粗糙元为 6.0cm×7.5cm×4.5cm 的木块，迎风高度 6.0cm，迎风面积 6.0×7.5cm<sup>2</sup>。在尖塔后 100cm 处开始布置粗糙元，沿风洞底板呈梅花形放置，纵向间距为 100cm，横向间距为 45cm。共 7 排，每排 3~4 块，第一排为 4 块。图 2.1.5 为试验模型处测得的 C 类地貌平均风速和湍流度剖面。图 2.1.6 为测得的 50cm(相当于实际 250m)高处的脉动风功率谱及与理论值的比较。同时，根据计算，得到 50cm 高处 C 类地貌的湍流积分尺度为 32.7cm (风洞中)，相当于实际的湍流积分尺度为 163.5m。

2.1.1.4 D 类风场

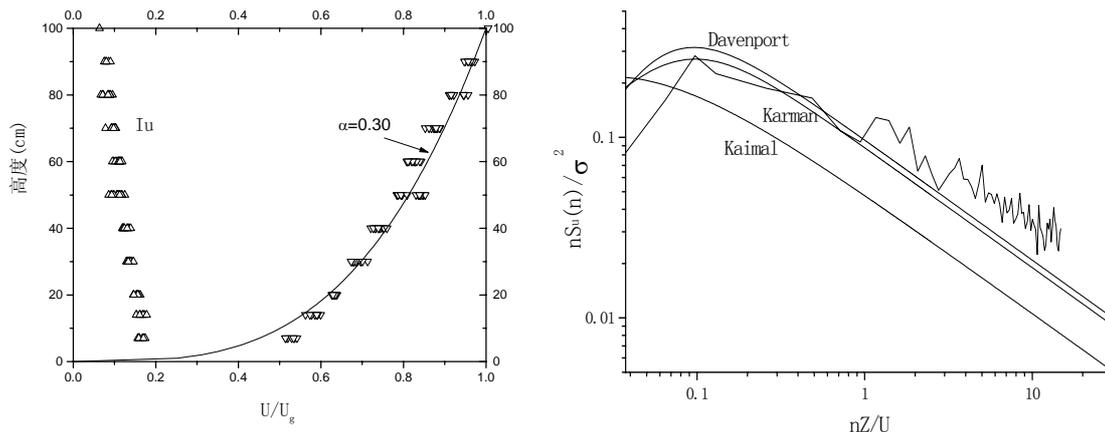


图 2.1.1 D 类模拟风场的平均风速和湍流度剖面 图 2.1.2 D 类模拟风场 50cm 高处的风速谱

尖塔 3 个，放置位置同 A 类风场。尖塔相邻间距为 45cm，距风洞侧壁亦为 45cm。粗糙元为 10cm×10cm×10cm 的混凝土块，在尖塔后 100cm 后沿风洞底板呈梅花形放置，纵向间距为 100cm，横向间距为 45cm。共 8 排，每排 3~4 个，第一排为 4 个。图 2.1.7 为风洞主模型处测得的 D 类地貌平均风速和湍流度剖面。图 2.1.8 为测得的 50cm(相当于实际 250m)高处的脉动风功率谱及与理论值的比较。计算得到 50cm 高处的湍流积分尺度为 23.4cm (风洞中)，相当于实际的湍流积分尺度为 117m。

2.1.2 数据采集系统<sup>[136]</sup>

数据的测量利用了同济大学土木工程防灾国家重点实验室自行研制的应变型五分量高频动态测力天平，其空载性能如下表：

表 2.1.1 应变型五分量天平的空载特性

力分量	量程	精度 (静校)	固有频率(Hz)
FX	20N	±0.5%	188
FY	20N	±0.5%	208
MZ	1Nm	±0.5%	273
MX	20Nm	±0.5%	843
MY	20Nm	±0.5%	768

数据采集系统包括天平、A/D 板、信号分析仪 (监控) 和微机 (采集数据)，其组成框图见图 2.1.2。风荷载作用下的模型基底内力经五分量应变型天平转换为电压信号，输入功率放大器放大 100 或 1000 倍，然后再输入由 A/D 板与微机组成的数据采集系统。为了能在测试时对实验数

据进行判断和及时发现错误，将功率放大器输出的信号同时也传给信号分析仪进行监控。

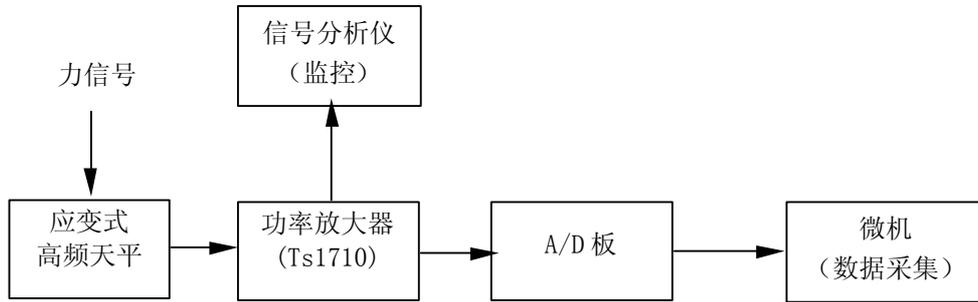


图 2.1.2 测力系统组成示意图 (王凤元, 1999)

本试验在数据采集过程中没有利用滤波器对数据进行滤波，而是直接采集原始试验信号。在数据处理过程中，根据实际需要，对数据进行 FFT 数字滤波。

基于随机振动采样原则，采样频率取为 600Hz，采样点数 65536，总采样时间为 110s 左右。

### 2.1.3 模型

根据研究的需要，采用了 15 种不同断面的模型，模型的高宽比在 4/1~9/1 范围内变化，宽厚比在 1/3~3/1 范围内变化，模型截面角点不设或者设置 5%，10%或 20%削角和凹角。15 个模型的截面形状如图 2.1.3 所示。模型高度均为 600mm，若缩尺比取为 1/500，等效超高层建筑高度为 300m。模型的外形参数如表 2.1.2 所示。

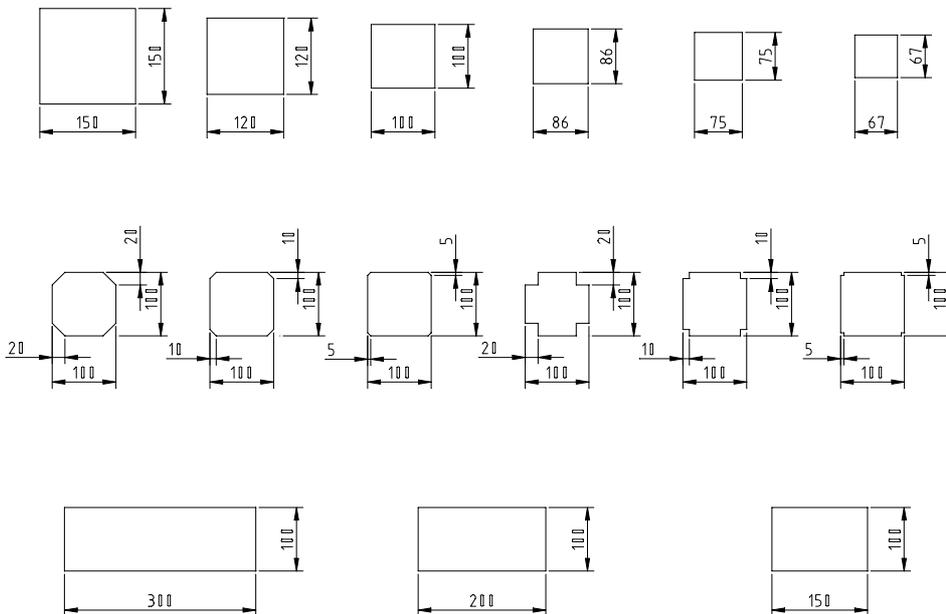


图 2.1.3 模型截面形状

用于高频天平实验的模型系统必须有足够高的频率，使我们所关心的频率远离模型系统的共振频率。因此模型本身在保证足够刚度的条件下应尽量轻。模型芯子为泡沫塑料，外表贴 1mm

厚的硬而轻质的木片,以增大模型刚度。模型本身重量均小于 600 克,模型与天平之间用铝件连接。由于本模型还将安装在弹性支座上组成单自由度气动弹性模型,为了安装配重、测振传感器及导线,模型上部 50mm 为一空腔,模型中部还设有一从顶通到底的导线洞,如图 2.1.4 所示。

表 2.1.2 模型外形尺寸(mm)

截面形状	编号	高度(H)	宽度(B)	厚度(D)	削角或凹角大小(b/B)
正方形	1	600	100	100	—
	2	600	120	120	—
	3	600	150	150	—
	4	600	86	86	—
	5	600	75	75	—
	6	600	67	67	—
矩形	7	600	100	300	—
	8	600	100	200	—
	9	600	100	150	—
带削角正方形	D	600	100	100	5%
	E	600	100	100	10%
	F	600	100	100	20%
带凹角正方形	G	600	100	100	5%
	H	600	100	100	10%
	i	600	100	100	20%

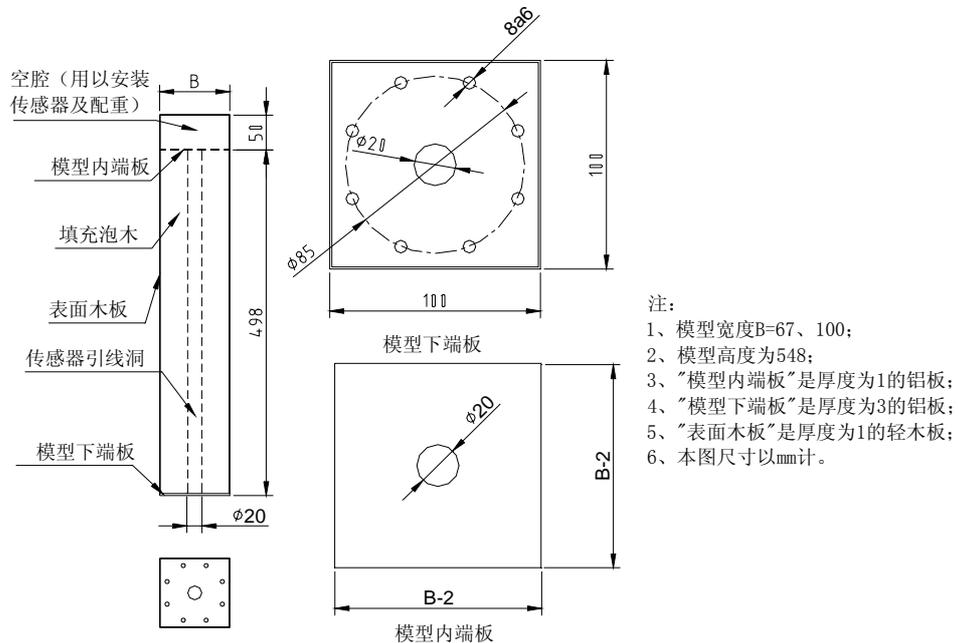


图 2.1.4 模型内部结构图

为了考察风向角对建筑物风致振动的影响,将模型安装在风洞的转盘上。通过计算机控制系统,转盘可以转到任意角度,以模拟风向。由图 2.1.3 可知,这些模型的截面都具有对称性。因此,实验时方形截面的方向角变化范围取为  $0\sim 45^\circ$ , 矩形截面取为  $0\sim 90^\circ$ 。

整个天平-模型-基座系统如图 2.1.5 所示。顺风向为图中所示的 X 方向,横风向为 Y 方向。

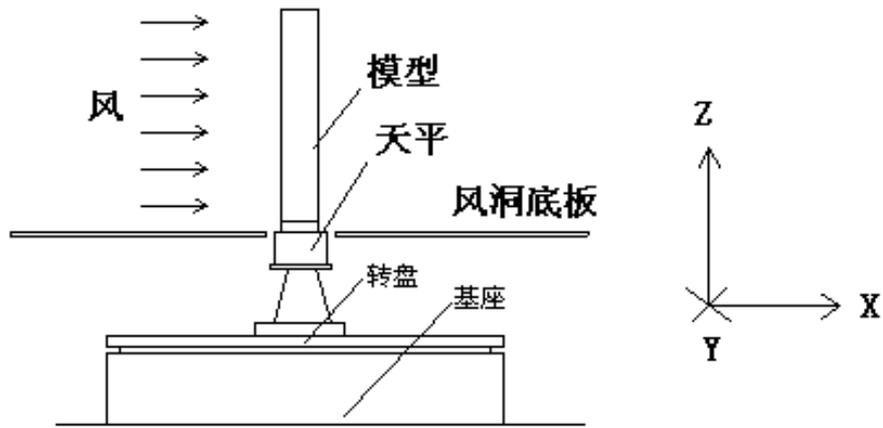


图 2.1.5 天平-模型-基座系统图

2.1.4 天平-模型系统性能

**刚度:** 15 个模型分别与天平组成的模型—天平系统的侧弯自由振动固有频率范围多数为 75~80Hz。超高层建筑风荷载计算所关心的折减频率通常小于 0.4，试验风速定为 6m/s 左右，模型宽度为 0.1m 左右，则关心的模型频率范围为 0~24Hz，远离模型—天平系统的固有频率范围。这表明天平—模型系统的性能是比较好的。

**灵敏度:** 电源和仪器引起的电力噪音、风机旋转引起的噪声波、来流引起的风洞振动和外界引起的基础和底座振动等都是影响信噪比的因素。在试验中发现，风机旋转引起的噪声对数据的影响比较突出，因此，在试验中，采用了较小的试验风速和较高的功率放大率，使信噪比得到有效提高。

表 2.1.3 试验工况表

模型编号	风向角及对应试验风场						
	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
1	ABCD	BD	BD	BD	BD	BD	BD
2	BCD	-	-	-	-	-	-
3	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
4	BCD	-	-	-	-	-	-
5	BCD	-	-	-	-	-	-
6	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
7	ABCD	BD	BD	BD	BD	BD	ABCD
8	ABCD	BD	BD	BD	BD	BD	ABCD
9	ABCD	BD	BD	BD	BD	BD	ABCD
D	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
E	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
F	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
G	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
H	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-
I	ABCD	BD	BD	BD	-	-	-

**有效频率范围:** 在对结构响应进行频域分析时，我们希望气动力谱的有效折算频率  $fB/U_H$  的

范围尽可能宽。提高测量系统的固有频率或者降低试验风速，能够拓宽所测气动力的有效算频率范围。但如前所述，天平-模型系统固有振动的基频很难大幅度提高。同时，在风洞试验中，风速大小是通过风压水头高度来确定的，而风压水头高度与风速的平方成比例关系，风速测量的精度将与风速的大小有关，风速越小，测量精度越低。同时，风速太低，还会降低信噪比。因此，风速的降低，还会引出新的问题。

为了减小风机运转的剧烈运动产生的环境噪声对测量结果的影响及提高有效频率范围，同时保证足够的风速测量精度及较高的信噪比，本次试验主要采用了两个试验风速：6m/s 和 9m/s，功率放大器的放大率设为 1000 倍。

### 2.1.5 试验工况

表 2.1.3 是本次试验工况的统计。不计风速的变化，共有 160 种工况。为了考察无量纲基底弯矩谱随试验风速的变化情况，对部分正方形、矩形及带凹角或削角正方形截面的模型进行了不同风速下的实验，试验风速（模型顶部处的风速）变化范围为 6~18m/s。其它模型只进行了 6m/s 和 9m/s 两种风速下的试验。

## 2.2 横风向无量纲基底弯矩谱

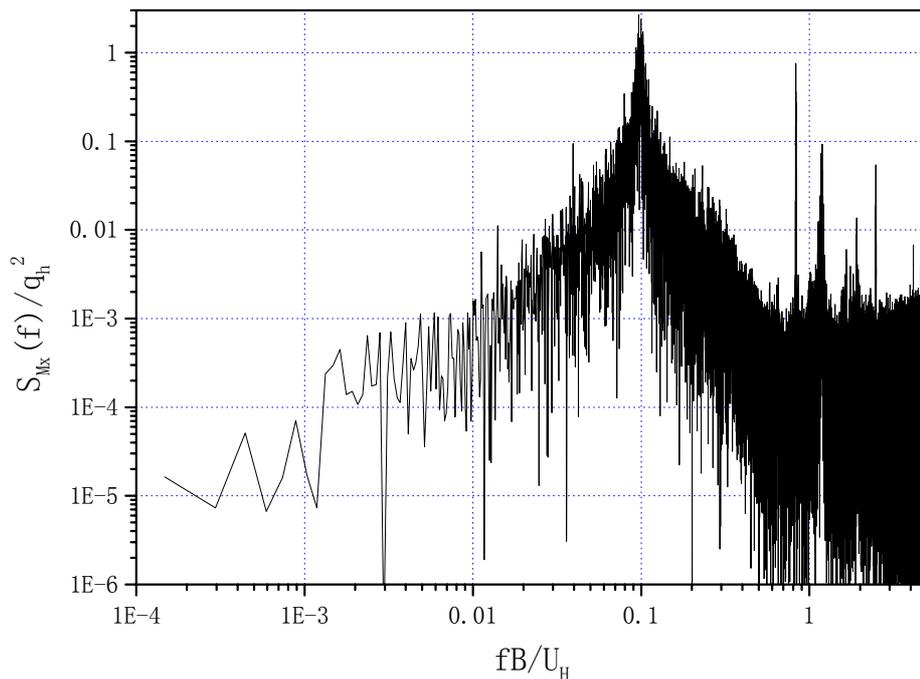


图 2.2.1 模型 1 在 A 类风场中 6m/s 风速下的横风向基底弯矩谱

图 2.2.1 所示为 A 类风场下，模型 1 在 6m/s 的试验风速下的横风向无量纲基底弯矩谱曲线。这是一条典型的谱曲线。谱线上有两个主要峰值，在折减频率 0.1 附近出现了最高的峰值，对应于旋涡脱落频率，为涡激力作用结果；折减频率 1.3 附近有另一个比较明显的峰值，对应于频率 80Hz，为模型——天平系统的自由振动频率，为模型惯性力的表现。这样一条谱线，我们关心的是低频部分，而已发生放大的高频部分是我们不关心的。在拟合谱曲线的过程中必须对它进行适当的处理。

### 2.2.1 FFT 数字滤波程序

在试验中，常常因为模型高频振动、环境噪声、地基振动等原因，得到的数据总会掺入和所关心的频率不同的干扰信号。这些无用信号的掺入，通常会影响到数据的后续处理。为了去除无用信息，保证数据的质量，必须对数据进行滤波处理。

滤波可以通过两种途径来实现：硬件滤波，利用滤波器滤波；软件滤波，利用计算机程序滤波。

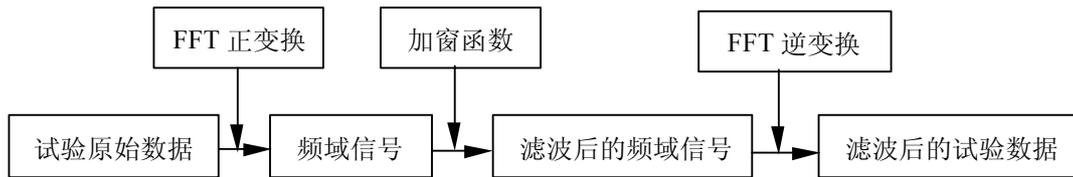


图 2.2.2 FFT 滤波程序基本流程

本研究中，采用自编的滤波程序进行FFT数字滤波，其基本流程图如图 2.2.2 所示。其中的窗函数如图 2.2.3 所示， $f_1$  和  $f_2$  分别为低频起始频率和高频截止频率， $\Delta_{f_1}$  和  $\Delta_{f_2}$  为过渡频率，窗函数在过渡频带内为半个周期的正弦函数。

本课题试验数据用此程序进行了低通滤波， $f_1$  和  $\Delta_{f_1}$  均取 0， $f_2$  取 50hz， $\Delta_{f_2}$  取了 2.5hz。

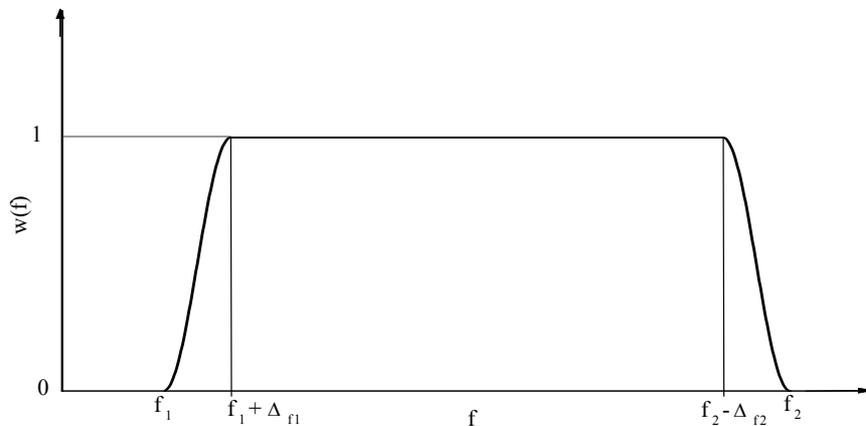


图 2.2.3 窗函数

### 2.2.2 频带范围确定

如果暂时只考虑共振分量（背景分量将通过其它途径考虑），低阻尼结构在宽带随机荷载作用下的振动可以利用留数定理近似简化为如下公式：

$$\sigma_y^2 \approx \frac{\pi f_1 S_F(f_1)}{(2\pi f_1)^4 m^2 4(\zeta_s + \zeta_a)} \quad (2.2.1)$$

其中,  $f_1$  为结构的固有振动频率,  $S_F(f)$  为气动力谱函数, 对于超高层建筑横向振动, 它与基底弯矩谱成简单的线性关系, 频谱特性相同。从公式(2.2.1)可以看出, 在计算宽带随机荷载作用下的低阻尼结构的共振响应时, 只关心结构固有频率所对应的荷载谱值, 而不必知道荷载谱在整个频域中的具体分布情况。因此, 在考察超高层建筑的横风向气动力谱时, 应当聚焦于在设计风速作用下超高层建筑固有频率对应的折算频率变化范围内的气动力谱线。

根据 Suda K. etc (1996) 对日本国内建筑的大量测量数据, 高层建筑的基阶频率可以用如下公式计算:

$$f_1 = \alpha_f / H, \alpha_f = \begin{cases} 50(\text{钢结构}) \\ 67(\text{钢砼结构}) \end{cases} \quad (2.2.2)$$

高层建筑顶部的平均风速可用如下公式得到:

$$U_H = \sqrt{2w_H / \rho_a} \quad (2.2.3)$$

其中,  $\rho_a$  为空气密度,  $w_H$  为建筑顶部高度处的风压:

$$w_H = w_0 \left( \frac{H}{H_T} \right)^{2\alpha} (35)^{0.32} \quad (2.2.4)$$

其中,  $H_T$  为梯度风高度,  $\alpha$  为平均风速剖面指数,  $w_0$  为基本风压。  $H_T$ 、 $\alpha$  由建筑物所在地的地面粗糙度类别确定,  $w_0$  由建筑物所在地区及重现期确定。

共振响应的折减频率 (结构基阶固有频率的折减值) 为:

$$f_r = f_1 B / U_H \quad (2.2.5)$$

把等式(2.2.2)、(2.2.3)、(2.2.4)代入(2.2.5), 并代入空气密度  $\rho_a = 1.225 \text{kg} / \text{s}^3$ , 有:

$$f_r = 0.443 \alpha_f \alpha_{hr} H_T^\alpha H^{-\alpha} w_0^{-0.5} \quad (2.2.6)$$

其中,  $\alpha_{hr}$  为高宽比,  $H_T$  为梯度风高度。

假定在上海地区的 B 类风场下有一 300 米高、高宽比为 6 的钢结构超高层建筑, 由式 (2.2.6) 可以计算得到它在 30 年重现期最大风速作用下, 一阶平动自由振动频率所对应的折算风速

$$f_{r0} = 0.443 \times 50 \times 0.167 \times 350^{0.16} \times 300^{-0.16} \times 550^{-0.5} = 0.162 \quad (2.2.7)$$

以此建筑为基本建筑, 根据等式 (2.2.2) 及 (2.2.6), 当高宽比、高度、重现期、风场类型及风压等因素单独变化时, 折减频率变化范围计算如表 2.2.1 所示。

将表 2.2.1 的第二列数字相乘, 可以得到在 10 年至 100 年重现期最大风速下, 超高层建筑基阶频率对应的折算频率的总变化范围:  $0.402 \sim 2.974 f_{r0}$ , 即折算频率  $0.065 \sim 0.482$ 。事实上, 各种因素都呈现最不利情况发生的可能性不大。在设计风速下, 大多数超高层建筑的基阶固有频率的折减值基本上都落在  $0.1 \sim 0.25$  范围内。本文将着眼于气动力谱在  $0.06 \sim 0.4$  折算频率范围内

的变化规律。

表 2.2.1 折算频率变化范围计算表

变化因素及其变化范围	折算频率变化范围
结构（钢结构~钢筋砼结构）	1.00~1.33 $f_{r0}$
高度（150m~450m）	0.94~1.17 $f_{r0}$
高宽比（4~8）	0.67~1.17 $f_{r0}$
重现期（10年~100年）	0.89~1.10 $f_{r0}$
风场（A类~D类）	0.97~1.10 $f_{r0}$
基本风压（0.30~1.00kN/m <sup>2</sup> ）	0.74~1.35 $f_{r0}$

### 2.2.3 曲线拟合

把用高频天平测量到的模型横风向基底弯矩时程序列进行谱变换得到横风向基底弯矩谱。把横风向基底弯矩谱进行无量纲化折减，得到横风向无量纲基底弯矩谱，亦即横风向折减广义气动力谱。然而，正如图 2.2.1 所示，直接由试验数据经过谱变换得到的没有经过后续处理的曲线是一条极端不平稳的、剧烈变化的曲线，并且，不同工况将对应的曲线不同。

为了便于工程使用，必须将试验曲线进行曲线拟合，得到平滑曲线，甚至数学公式。本小节的任务就在于对横风向无量纲基底弯矩谱进行拟合，以得到适用的数学表达式。

#### 2.2.3.1 拟合函数的形式

图 2.2.1 中，在关心的折减频率范围 0.06~0.4 内，谱线上将出现一个峰值，然后沿峰值两侧逐渐降低，类似于单自由度结构的频响函数图线。通过观察不同的试验曲线发现，曲线的变化可以用四个因素决定：谱峰的横坐标、谱峰的纵坐标、谱线带宽和谱线的偏态。为了满足相应的变化，本文采用如下类似于结构频响函数的四参数公式来拟合谱线：

$$y = \frac{a_3 a_2 (x/a_1)^{a_4}}{\{1 - (x/a_1)^2\}^2 + a_3 (x/a_1)^2} \quad (2.2.8)$$

对等式 (2.2.8) 进行参数分析如图 2.2.4 所示。

由图 2.2.4 的分析可知，参数  $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$ 、 $a_4$ 、分别决定于谱线的峰值横坐标、峰值纵坐标、带宽和偏态。四个参数非常明确地分别代表了谱线的四种特性，没有明显的耦合关系。

本文采用如下公式表达横风向无量纲基底弯矩谱：

$$\frac{f S_{M_x}(f)}{\{0.5 \rho V_H^2 B H^2\}^2} = \frac{S_p \beta (n/f_p)^\alpha}{\{1 - (n/f_p)^2\}^2 + \beta (n/f_p)^2} \quad (2.2.9)$$

其中， $S_{M_x}(f)$  为横风向基底弯矩功率谱， $f$  为频率， $n = fB/U_H$ ， $U_H$  为结构顶部高度处的风速。等式的左边为基底弯矩谱的无量纲化形式。参数  $f_p$ 、 $S_p$ 、 $\beta$ 、 $\alpha$  分别为谱峰横纵坐标、谱线带宽常数和谱线偏态常数，通过对试验数据的拟合可以得到这四个参数。

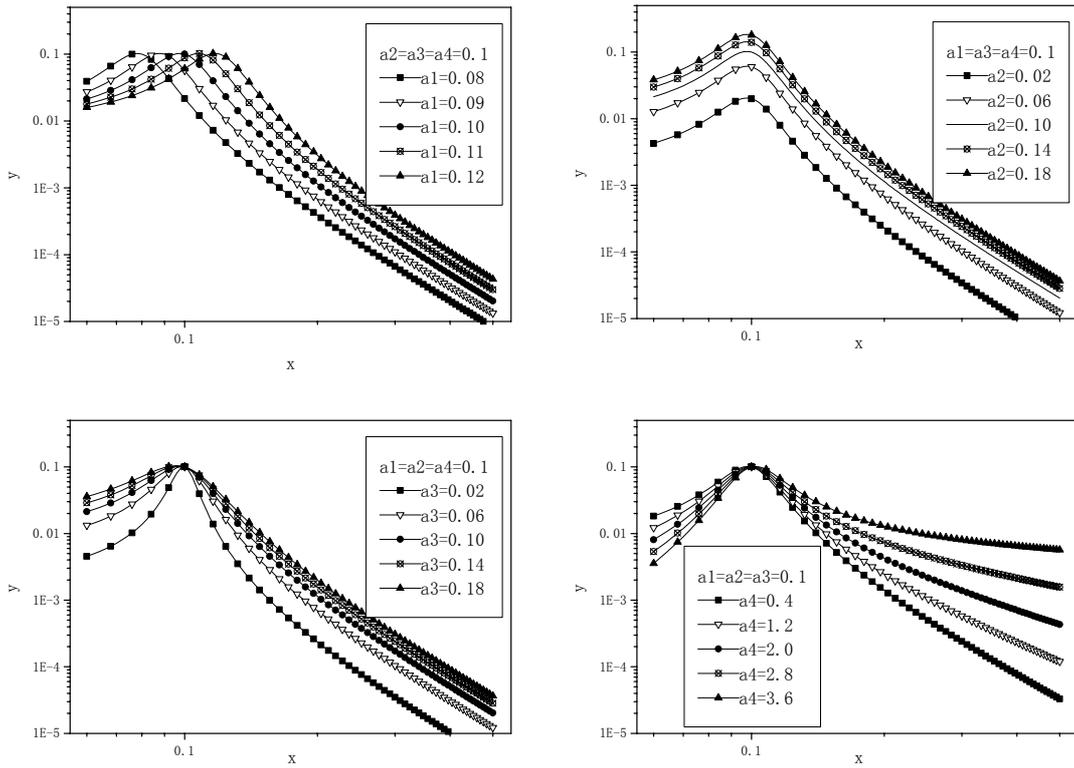


图 2.2.4 等式 (2.2.8) 的参数分析图

2.2.3.2 曲线拟合程序

在参数拟合时，应用了自编的曲线拟合程序。程序的基本思想是：在参数组 A 的可能变化范围 S 内，查找某一点 a，使得误差函数  $\delta = \sum_{i=1}^n (y_i - y(A, X_i))^2$  为最小值。

为了反映较宽范围的结果，将拟合曲线在双对数曲线坐标上表示。因此误差函数用如下的对数形式：

为了反映较宽范围的结果，将拟合曲线在双对数曲线坐标上表示。因此误差函数用如下的对数形式：

$$\delta = \sum_{i=1}^n (\ln(y_i) - \ln(y(A, X_i)))^2 \tag{2.2.10}$$

在功率谱曲线中，最值得关心的通常是谱线的峰值，所以希望峰值处拟合得比其它地方更好一些。为了在拟合中加重峰值的权重，这里又进一步定义误差函数为：

$$\delta = \sum_{i=1}^n (\ln(y_i) - \ln(y(A, X_i)))^2 / (\ln(y(A, X_i)))^2 \tag{2.2.11}$$

图 2.2.5 给出了曲线拟合程序的基本流程图。

2.2.3.3 拟合结果

以式(2.2.9)为拟合公式，对本次试验主要工况的横风向无量纲基底弯矩谱进行单峰曲线拟合，得到附图 2.2.1 所示的结果。

可以看出，在所关心的频率范围内，方形建筑拟合结果比较好。

带凹角及削角的准方形建筑模型（模型 D、E、G、H）的拟合结果也很好。但模型 F 的峰值部分以及模型 I 的峰值处和低频部分的偏差稍大，但在工程可接受的范围内。

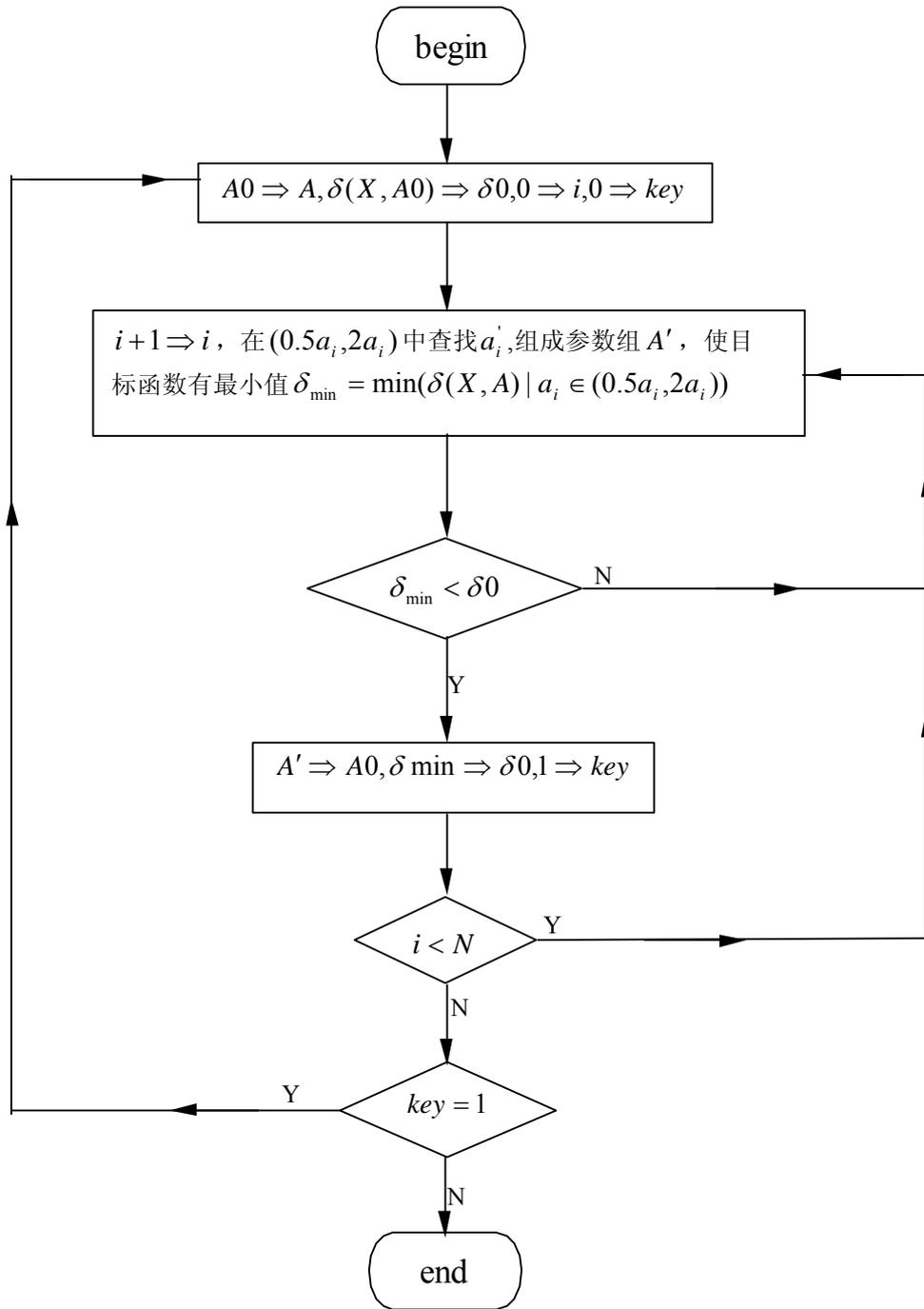


图 2.2.5 曲线拟合程序流程

再来看矩形建筑的拟合情况。当长边迎风时，谱峰明显，只有一个峰值，在紊流度较大的风场中的结果拟合得较好。但是，在 A 类甚至 B 类风场中，由于其谱峰过窄而尖，很难拟合到位。在拟合过程中，常常发现这样得问题：当谱峰拟合到位时，离谱峰较远的大部分区域误差较大，当考虑多数频率处的拟合误差时，谱峰又没有拟合到位。当短边迎风时，由于随着厚宽比的增大，脱落旋涡的再附现象越来越明显，第二个谱峰逐渐在折减频率 0.15~0.4 的频段内出现，而且谱

峰很宽，影响范围较大，同时，第一个谱峰也在降低。因此，在短边迎风的拟合结果中，B/D=2/3 的模型 9 还很好，B/D=1/2 的模型 8 开始偏差大起来，B/D=1/3 的模型 7 的拟合曲线就不能反映实际情况了。

表 2.2.2 公式 (2.2.9) 的参数拟合结果表

工况变量			拟合公式的系数			
$\alpha_w$	$\alpha_{hr} = H / \sqrt{BD}$	$\alpha_{db} = B / D$	$f_p$	$S_p$	$\beta$	$\alpha$
1	4	1	0.0958	0.04724	0.06765	2.399
1	4	1	0.09302	0.04775	0.06763	2.509
2	4	1	0.09145	0.03745	0.1113	2.054
2	4	1	0.09031	0.04084	0.07054	2.566
3	4	1	0.08817	0.04006	0.1028	2.212
3	4	1	0.08671	0.0392	0.1414	2.189
4	4	1	0.09011	0.02414	0.2832	1.791
2	5	1	0.09462	0.05992	0.06104	2.036
2	5	1	0.09407	0.05952	0.05699	2.319
3	5	1	0.09471	0.07821	0.0411	2.099
3	5	1	0.09438	0.06385	0.05811	2.267
4	5	1	0.09235	0.03386	0.2395	1.703
4	5	1	0.08754	0.03433	0.2304	1.804
1	6	1	0.09864	0.1606	0.01154	2.671
1	6	1	0.09898	0.1727	0.00994	2.871
2	6	1	0.09527	0.09175	0.0341	2.204
2	6	1	0.09591	0.09878	0.02598	2.511
2	6	1	0.09632	0.09949	0.02644	2.735
2	6	1	0.09502	0.1098	0.02318	3.114
3	6	1	0.09339	0.06841	0.05653	2.046
3	6	1	0.0966	0.0995	0.02925	2.249
3	6	1	0.094	0.07829	0.0409	2.482
4	6	1	0.09069	0.0433	0.1297	1.869
4	6	1	0.0887	0.04952	0.09213	2.21
4	6	1	0.08868	0.04449	0.1529	2.138
2	7	1	0.09745	0.1163	0.02114	2.327
2	7	1	0.09646	0.1067	0.02774	2.36
3	7	1	0.09834	0.1242	0.02149	2.142
3	7	1	0.09617	0.1091	0.02347	2.467
4	7	1	0.09321	0.03649	0.1372	1.505
4	7	1	0.09354	0.05061	0.09357	1.971
2	7	1	0.101	0.08685	0.02346	2.188
2	7	1	0.0992	0.07902	0.03602	2.464
3	7	1	0.1014	0.1135	0.02156	2.132
3	7	1	0.1003	0.1075	0.02398	2.411
4	7	1	0.1009	0.06925	0.05817	1.987
4	7	1	0.09813	0.05803	0.08661	2.105
1	8	1	0.09975	0.1513	0.01321	2.412
2	8	1	0.09901	0.1153	0.01765	2.221
2	8	1	0.1007	0.142	0.01486	2.423
3	8	1	0.1015	0.1162	0.01872	2.029
3	8	1	0.1005	0.08939	0.02865	2.173
4	8	1	0.09863	0.04592	0.09939	1.499
1	4.24	0.5	0.1087	0.02029	0.00693	4.088
2	4.24	0.5	0.106	0.03185	0.00745	3.846

3	4.24	0.5	0.1095	0.05104	0.00451	3.835
3	4.24	0.5	0.1085	0.06015	0.00351	4.07
1	4.89	0.667	0.108	0.07523	0.00679	3.56
1	4.89	0.667	0.1091	0.1392	0.00209	4.13
2	4.89	0.667	0.1074	0.1453	0.00267	3.804
3	4.89	0.667	0.1076	0.09316	0.00781	3.101
3	4.89	0.667	0.1063	0.1162	0.00556	3.403
1	4.89	1.5	0.07911	0.05197	0.2446	1.362
2	4.89	1.5	0.07804	0.03649	0.3356	1.492
2	4.89	1.5	0.07961	0.03386	0.3075	1.423
2	4.89	1.5	0.07938	0.03505	0.5189	1.187
1	4.89	1.5	0.07859	0.02529	0.7842	1.18
1	4.24	2	0.0756	0.02231	0.5441	1.728
2	4.24	2	0.07801	0.01589	0.576	1.745
2	4.24	2	0.07045	0.01849	0.5826	2.125
3	4.24	2	0.06978	0.02175	0.5593	1.92
3	4.24	2	0.06912	0.02112	0.4389	2.264
4	4.24	2	0.07357	0.02032	1.023	1.574
1	3.46	3	0.1978	0.0021	3.273	0.04738
2	3.46	3	0.01198	0.01053	131.5	1.694
3	3.46	3	0.01305	0.01865	229	1.364
4	3.46	3	0.05012	0.01312	0.518	2.82
1	3.46	0.333	0.112	0.00132	0.02256	4.526
2	3.46	0.333	0.1096	0.00317	0.01214	4.526
3	3.46	0.333	0.1164	0.00445	0.01043	4.347
4	3.46	0.333	0.1212	0.01089	0.01607	3.929

表 2.2.2 给出了用公式 (2.2.9) 拟合得到的方柱及矩形柱的单峰拟合参数结果。从表中可以看出, 有三个工况变量, 如果有四种风场、六种高宽比, 五种宽厚比计算, 对三个工况变量进行完全组合, 将得到 120 种工况之多。也就是说, 如果将这种表格用于工程实践, 将会给出一个很大的计算表, 应用起来很不方便。

### 2.2.4 拟合公式 (2.2.9) 的参数拟合

上面提到, 公式 (2.2.9) 的参数表过大, 不利于工程使用。本节将通过参数分析, 找到其规律。

为了研究的方便, 三个工况变量: 结构的长细比、厚宽比和风场系数, 分别采用如下定义形式:

$$\alpha_{hr} = H / \sqrt{BD} \tag{2.2.12}$$

$$\alpha_{db} = D / B \tag{2.2.13}$$

$$\alpha_w = \begin{cases} 1, (A) \\ 2, (B) \\ 3, (C) \\ 4, (D) \end{cases} \tag{2.2.14}$$

#### 2.2.4.1 拟合 fp

附图 2.2.2 给出了 fp 随三个变量变化的规律分析图组。

首先, 固定变量  $\alpha_{db} = 1$ , 考察方形建筑的  $f_p$  随  $\alpha_{hr}$  和  $\alpha_w$  的变化规律。不难发现, 在相同风场中,  $f_p$  随  $\alpha_{hr}$  变化的曲线为线性的, 可以用线性函数表示为:

$$f_p = y_0 + k \alpha_{hr} \quad (2.2.15)$$

拟合得到系数  $y_0$  和  $k$  如下:

$$\text{风场A: } y_0 = 0.08907, \quad k = 0.00146$$

$$\text{风场B: } y_0 = 0.08236, \quad k = 0.00225$$

$$\text{风场C: } y_0 = 0.07610, \quad k = 0.00321$$

$$\text{风场D: } y_0 = 0.07617, \quad k = 0.00272$$

再以风场系数  $\alpha_w$  为变量拟合  $y_0$  和  $k$ 。观察  $y_0$  和  $k$  随  $\alpha_w$  变化的曲线 (附图 (2.2.3)), 均可认为是二次曲线。拟合得到:

$$y_0 = 0.10156 - 0.01354 \alpha_w + 0.00178 \alpha_w^2 \quad (2.2.16)$$

$$k = -0.000628 + 0.00223 \alpha_w - 0.000343 \alpha_w^2 \quad (2.2.17)$$

将等式 (2.17)、(2.18) 代入 (2.16), 可得:

$$f_p = 0.10156 - 0.0135 \alpha_w - 0.000628 \alpha_{hr} + 0.00223 \alpha_{hr} \alpha_w + 0.00178 \alpha_w^2 - 0.000343 \alpha_w^2 \alpha_{hr} \quad (2.2.18)$$

然后, 固定  $\alpha_{hr} \approx 4$  时, 观察  $f_p$  与  $\alpha_{db}$  (去掉  $\alpha_{db} = 3$  的点), 可以发现:  $f_p \sim \alpha_{db}$  关系曲线基本满足线性函数关系。拟合得到:

$$f_p = 0.12847 - 0.03968 \alpha_{db} + 0.00568 \alpha_{db}^2 \quad (2.2.19)$$

将上式在  $\alpha_{db} = 1$  处归零, 得:

$$f_p = 1.36 - 0.42 \alpha_{db} + 0.06 \alpha_{db}^2 \quad (2.2.20)$$

将等式 (2.2.18) 和 (2.2.20) 合并, 并利用自编的拟合程序对系数进行优化, 去除冗余项, 得到下式:

$$f_p = 10^{-5} (191 - 9.48 \alpha_w + 1.28 \alpha_{hr} + \alpha_{hr} \alpha_w) (68 - 21 \alpha_{db} + 3 \alpha_{db}^2) \quad (2.2.21)$$

#### 2.2.4.2 拟合 $\beta$ 、 $S_p$ 、 $\alpha$

作出以上三个变量随  $\alpha_w$ 、 $\alpha_{hr}$ 、 $\alpha_{db}$  的变化图, 如附图 2.2.3 所示。

尽管各参数随三个工况变量的变化比较凌乱, 但仍然可以看出其中的规律性来。 $S_p$  很明显是  $\alpha_{hr}$  的一个二次函数但不同风场表现出的增减变化过程不同, 可以用一个二次函数来描述。但

它随  $\alpha_w$  的变化则复杂得多，仔细观察可以发现，用一个指数函数与一个对数函数的和来表达是应当符合实际情况的。除  $\alpha_{db}=3$  的个别点以外， $S_p$  基本上是  $\alpha_{db}^{-1}$  的二次函数函数。

$\beta$  随  $\alpha_{hr}$  的变化曲线基本上是一个指数函数经过平移得到的，可以用一个指数函数和一个常数之和表示。 $\beta$  随  $\alpha_w$  的变化尽管不同于前者为一减函数，但其变化也是指数函数形式的，只是自变量将不是  $\alpha_w$  本身，而是  $\alpha_w$  的一个线性减函数。 $\beta$  随  $\alpha_{db}^{-1}$  的变化，除  $\alpha_{db}=3$  的个别点以外，也可以用一指数函数和一次函数的符合函数。

同样的方法，可以分析出系数  $\alpha$  与三个变量的关系。

经过不同函数形式的比选，并利用拟合程序优化其系数，最后得到以上三个变量的表达式为：

$$S_p = (0.1\alpha_w^{-0.4} - 0.0004e^{\alpha_w})(0.84\alpha_{hr} - 2.12 - 0.05\alpha_{hr}^2)(0.422 + \alpha_{db}^{-1} - 0.08\alpha_{db}^{-2}) \quad (2.2.22)$$

$$\beta = (1 + 0.00473e^{1.7\alpha_w})(0.065 + e^{1.26-0.63\alpha_{hr}})e^{1.7-3.44/\alpha_{db}} \quad (2.2.23)$$

$$\alpha = (-0.8 + 0.06\alpha_w + 0.0007e^{\alpha_w})(-\alpha_{hr}^{0.34} + 0.00006e^{\alpha_{hr}})(0.414\alpha_{db} + 1.67\alpha_{db}^{-1.23}) \quad (2.2.24)$$

## 2.2.5 拟合公式与试验结果及文献数据的比较

### 2.2.5.1 拟合公式

组合公式 2.2.9，2.2.12~2.2.14 及 2.2.21~2.2.24，可得到由结构高宽比、宽厚比及风场类型计算超高层建筑横风向广义基底弯矩谱的闭合公式：

$$S_M^*(f) = \frac{S_p \beta(n/f_p)^\alpha}{\{1 - (n/f_p)^2\}^2 + \beta(n/f_p)^2} \quad (2.2.25)$$

其中：

$$S_M^*(n) = \frac{fS_{Mx}(f)}{\{0.5\rho V_H^2 BH^2\}^2} \text{ 为无量纲横风向基底弯矩功率谱,也是横风向折减广义气动力谱;}$$

$f$  为频率；

$n = fB/U_H$  为折减频率；

$$f_p = 10^{-5}(191 - 9.48\alpha_w + 1.28\alpha_{hr} + \alpha_{hr}\alpha_w)(68 - 21\alpha_{db} + 3\alpha_{db}^2) \quad (2.2.26)$$

$$S_p = (0.1\alpha_w^{-0.4} - 0.0004e^{\alpha_w})(0.84\alpha_{hr} - 2.12 - 0.05\alpha_{hr}^2)(0.422 + \alpha_{db}^{-1} - 0.08\alpha_{db}^{-2}) \quad (2.2.27)$$

$$\beta = (1 + 0.00473e^{1.7\alpha_w})(0.065 + e^{1.26-0.63\alpha_{hr}})e^{1.7-3.44/\alpha_{db}} \quad (2.2.28)$$

$$\alpha = (-0.8 + 0.06\alpha_w + 0.0007e^{\alpha_w})(-\alpha_{hr}^{0.34} + 0.00006e^{\alpha_{hr}})(0.414\alpha_{db} + 1.67\alpha_{db}^{-1.23}) \quad (2.2.29)$$

$$\alpha_{hr} = H / \sqrt{BD} \quad (2.2.30)$$

$$\alpha_{db} = D / B \quad (2.2.31)$$

$$\alpha_w = \begin{cases} 1, (A) \\ 2, (B) \\ 3, (C) \\ 4, (D) \end{cases} \quad (2.2.32)$$

此拟合公式实用于在 A、B、C、D 四类风场中的矩形截面超高层建筑，高宽比在 4~9 之间，宽厚比在 0.5~2.0 之间，结构高度在 150m~450m 之间。

### 2.2.5.2 与试验结果的比较

公式 (2.2.25) 是从试验结果中拟合得到的，应当与试验结果完全吻合。为了校核拟合方法正确性和拟合结果的准确性，本文对拟合公式计算结果与试验结果进行了系统的比较。

附图 2.2.4 对有代表性意义的模型工况进行了比较，包括最常见的方形建筑 (模型 1, H/B=6)、高宽比最小的方形建筑 (模型 3, H/B=4)、高宽比最大的方形建筑 (模型 6, H/B=9) 和宽厚比较大的方形建筑 (模型 8, H/B/D=6/1/2)。

图中可以看出，模型 1 在 A 类风场中的计算结果的带宽稍宽了一点，D 类风场中在整个频率向上平移了一点，但偏差都不大。C 类中的结果最好，计算曲线与拟合曲线完全重合。

模型 3 与模型 6 的计算结果不论在什么风场中都与拟合结果非常接近，偏差很小。

模型 8 的四个计算结果的峰值位置都有一点小偏差。但在长边迎风的情况下，由于谱峰很窄，峰频的微小差别可能导致峰频附近谱值的较大差异。

总的说来，拟合结果与试验结果吻合较好，可满足工程要求。

### 2.2.5.3 与日本规范结果的比较

日本规范 (AIJ, 1996) 引用下式计算横风向气动力谱。

$$\frac{fS_{M_x}(f)}{\sigma_{M_x}^2} = \sum_{j=1}^N \frac{4K_j(1+0.6\beta_j)\beta_j}{\pi} \frac{(n/f_{Sj})^2}{\{1-(n/f_{Sj})^2\}^2 + 4\beta_j^2(n/f_{Sj})^2} \quad (2.2.33)$$

$$\text{其中, } N = \begin{cases} 1, D/B < 3 \\ 2, D/B \geq 3 \end{cases}; \quad K_1 \approx 0.85, \quad K_2 \approx 0.02; \quad n_{s1} = \frac{0.12}{\{1+0.38(D/B)^2\}^{0.89}},$$

$$n_{s2} = \frac{0.56}{(D/B)^{0.85}}; \quad \beta_1 = \frac{(D/B)^4}{1.2(D/B)^4 - 1.7(D/B)^2 + 21} + \frac{0.12}{D/B}, \quad \beta_2 = 0.28(D/B)^{-0.34}; \quad D, B$$

分别为模型迎风宽度及厚度。

规范中横风向基底弯矩系数的均方根被表示成只是厚宽比的函数：

$$C_L' = 0.0082(D/B)^3 - 0.071(D/B)^2 + 0.22(D/B) \quad (2.2.34)$$

$C_L'$  的定义式为：

$$C_L' = \frac{\sqrt{\sigma_{M_x}^2}}{0.5\rho U_H^2 B H^2} \quad (2.2.35)$$

去掉等式 (2.2.34) 中的再附峰部分, 与等式 (2.2.35) 相结合, 有:

$$\frac{fS_{M_x}(f)}{(0.5\rho U_H^2 BH^2)^2} = C_L^2 \frac{4K(1+0.6\beta)\beta}{\pi} \frac{(f/f_s)^2}{\{1-(f/f_s)^2\}^2 + 4\beta^2(f/f_s)^2} \quad (2.2.36)$$

此等式左端即为折减横风向广义气动力谱, 亦即横风向无量纲基底弯矩谱, 与本文公式 (2.2.25) 有可比性。

附图 2.2.5 作出了公式 (2.2.25) 计算结果与日本规范公式计算结果比较图。由于日本规范公式的横风向气动力谱只由厚宽比得到, 所以对处在不同风场的不同高宽比的方形截面建筑, 它给出的横风向气动力谱是相同的, 没有变化。这显然与本文试验结果及实际情况不符。从图中看到, 日本规范结果与在本试验 C 类风场中  $H/B=4$  的方形建筑的结果几乎完全吻合, 但其它工况就不大一样了。

#### 2.2.5.4 与其它文献结果的比较

Saunders J.W. et al 和 Kareem A. 曾分别对  $H/B=6$  和  $4$  的方柱进行过风洞试验, 并给出了响应的横风向折减广义气动力谱图。由于风场的差异, 本文只比较了风场相近的部分图。

如附图 2.2.6 所示, Saunders J.W. et al 的试验结果与本文试验结果有一些差别, 其谱峰较矮, 且峰值频率较高。这是由于他们的风场与本文有差异, 其市中心风场平均风速剖面指数为  $\alpha=0.37$ , 而我国的 D 类风场的风速剖面指数只有  $0.30$ 。

Kareem A. 的测压试验结果与本文结果比较接近一些, 差别较小。

#### 2.2.6 影响因素分析

附图 2.2.7 给出了不同影响因素变化时超高层建筑横风向无量纲基底弯矩谱的变化情况。

**风场的影响** 风场中紊流的增大将削弱旋涡脱落的规律性, 从而降低气动力谱中谱峰的高度。与此同时, 紊流本身将使气动力谱在其他频率处的能量增加。从附图 2.2.7 中可以看到, 随着风场由 A 类逐渐过渡到 D 类的过程中, 频谱的峰值下降, 带宽增大。同时, 风场类别增加, 频谱中峰值频率减小。超高层建筑的基底弯矩反映的是建筑物总气动力, 其力谱峰值也反映的是各不同高度旋涡脱落频率的一种统计值。

从图中还可以注意到, 在低频区域, 力谱值将随风场紊流的增大而增大, 而在高频区则没有明确的关系。

**高宽比的影响** 随着建筑高宽比的增大, 它受到的风场三维因素的影响将逐渐减小。在附图 2.2.7 中, 随着建筑高宽比的增大, 力谱峰值增加, 带宽减小, 峰值频率增高。除谱峰附近外, 在高频区域及低频区域, 力谱值均随高宽比的增大而减小。比较 B 类风场的情况和 D 类风场的情况可以发现, 风场中紊流度越小, 气动力谱随高宽比的变化越明显。

**宽厚比的影响** 从图中可以看出, 当迎风宽度大于结构厚度时, 随着结构宽度的减小, 横风向折算气动力将上升, 力谱带宽比方柱窄。当厚度大于宽度时, 随着厚度的增加, 横风向气动力谱的带宽增大, 谱峰降低, 并且当厚宽比大于 2 后, 开始逐渐在高频区出现旋涡的再附峰。当厚宽比达到 3 时, 再附峰已经明显出现。

**凹角和削角的影响** 超高层建筑的气动外形的修正, 如在角沿设置凹角或削角, 常常可以达到减小风荷载的效果。本文对不同大小的凹角及削角的设置给气动力带来的影响进行了研究。

附图 2.2.7 表明, 不同尺寸的削角和凹角设置都可以达到改变气动力的目的。但是尺寸不同, 改变的状况不同, 尺寸为宽度的 10% 的削角基本上可以在整个频域内减小气动力谱, 而更小或更大的削角都不一定能在设计关心的整个范围内减小气动力。如图所示, 5% 的削角只有在频谱峰值附近才开始显示其作用。20% 的削角能够降低气动力谱的峰值及高频范围的气动力谱值, 但是, 它使谱峰频率增大了不少, 使得在  $0.15\sim 0.25$  折减频率范围类不起作用, 而这个范围正好是许多

建筑设计风速对应的频率范围。所以，在设置削角来减小气动力时，本文推荐削角尺寸以建筑宽度的 10% 为宜。

设置凹角的效果几乎没有什么差别。在风速不高的情况下，大的凹角效果好。但是，在 0.15~0.25 折算频率范围上，还是 10% 的凹角性能最稳定，它可以在任何频段上减小气动力谱。

为了工程应用的方便，表 2.2.3 给出了在不同折减频率点上，高宽比为 6 的方形截面超高层建筑的角沿修正对其横风向无量纲基底弯矩谱的影响系数  $C_m$ ，其定义为

$$C_m(f) = \frac{S_{Mm}^*(f)}{S_{M0}^*(f)} \tag{2.2.37}$$

其中， $S_{M0}^*$  为没有角沿修正的方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱， $S_{Mm}^*$  为经角沿修正的方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱。

表 2.2.3 方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱的角沿修正影响系数  $C_m$

修正方法	风场类型	修正角尺寸(b/B)	折减频率 ( $fB/U_H$ )						
			0.100	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250
设削角	B类	5%	0.183	0.905	1.250	1.296	1.297	1.216	1.167
		10%	0.070	0.349	0.568	0.653	0.684	0.670	0.653
		20%	0.106	0.902	0.953	0.819	0.743	0.667	0.626
	D类	5%	0.368	0.749	0.922	0.955	0.943	0.917	0.897
		10%	0.256	0.504	0.659	0.706	0.713	0.697	0.686
		20%	0.339	0.974	0.977	0.894	0.841	0.805	0.790
设凹角	B类	5%	0.106	0.595	0.980	1.106	1.125	1.072	1.034
		10%	0.033	0.228	0.450	0.565	0.610	0.604	0.594
		20%	0.042	0.842	0.563	0.451	0.421	0.400	0.400
	D类	5%	0.267	0.586	0.839	0.955	0.987	0.991	0.984
		10%	0.091	0.261	0.452	0.567	0.613	0.6326	0.628
		20%	0.169	0.954	0.659	0.527	0.475	0.447	0.453

### 2.3 横风向基底弯矩系数及基底剪力系数的拟合

在超高层建筑横风向响应计算中，共振分量与背景分量相比，对总响应占有主要贡献，且建筑越高越柔，共振响应的份量就越重。目前，在一些关于超高层建筑横风向响应计算的文献中，只计及了共振分量的贡献，而没有计及背景分量。

但是，研究表明，背景响应的贡献可能并不是可以随便忽略的。对于高度为 300 米的超高层建筑，在计算其横风向基底弯矩时，忽略背景响应的贡献将使计算结果低估 11%。并且这个数值还将随建筑高度的减小而增大。

2.2 节给出的横风向基底弯矩谱为计算建筑的共振响应提供了依据，本节给出基底弯矩及剪力系数，为计算背景响应提供基础。

### 2.3.1 横风向基底弯矩系数

基底弯矩系数的定义为：

$$C_M = \sigma_M / (0.5\rho U_H^2 BH^2) \quad (2.3.1)$$

其中， $\sigma_M$  为基底弯矩响应均方根，其余各参数的意义同上文。

天平试验测得的基底弯矩响应原始数据经过滤波及统计处理后，经过简单计算，得到各工况下的横风向基底弯矩系数。

附图 2.3.1 给出了不同风场下，方形建筑的基底弯矩系数随高宽比的变化规律。随着模型高宽比的增大，基底弯矩系数降低。高宽比为 4 的建筑的基底弯矩系数是高宽比为 9 的建築的两倍左右。可见，高宽比对建筑横风向基底弯矩系数的影响是比较大的。但是，日本规范（AIJ, 1996）却把基底弯矩系数仅仅表示为厚宽比的函数，而没有涉及到模型高宽比的变化，这显然是不够合理的。

附图 2.3.2 给出了不同风场下，矩形截面模型的横风向基底弯矩系数随厚宽比的变化规律。随模型厚宽比的增大，基底弯矩系数的变化呈一条二次曲线形式变化，在 0.5~1.5 之间呈增函数，大于 1.5 后为减函数。

利用自编的多参数多变量的曲线拟合程序，以风场类型、模型长细比及模型厚宽比为变量对横风向基底弯矩系数进行曲线拟合，得到如下闭合公式：

$$C_M = (0.002\alpha_w^2 - 0.017\alpha_w - 1.4) \times (0.056\alpha_{db}^2 - 0.16\alpha_{db} + 0.03)(0.03\alpha_{ht}^2 - 0.622\alpha_{ht} + 4.357) \quad (2.3.2)$$

其中：

$$\alpha_{ht} = H / T, (T = \min(B, D)) \quad (2.3.3)$$

试验值、拟合值及日本规范值的比较如附图 2.3.3~4 所示。

### 2.3.2 横风向基底剪力系数

定义基底剪力系数如下：

$$C_S = \sigma_S / (0.5\rho U_H^2 BH) \quad (2.3.4)$$

横风向基底剪力系数的变化规律与横风向基底弯矩的变化规律基本一致，只是比后者的值大一些。附图 2.3.5~6 给出了横风向基底剪力随风场、模型长细比及模型厚宽比的变化规律。经过拟合，得到其闭合表达式如下。拟合效果如附图 2.3.5~2.3.6 所示。

$$C_S = (0.018\alpha_w^2 + 0.0006\alpha_w - 2.4) \times (0.0375\alpha_{db}^2 - 0.11\alpha_{db} + 0.0117)(0.04\alpha_{ht}^2 - 0.928\alpha_{ht} + 6.7) \quad (2.3.5)$$

## 2.4 本章小结

本章利用高频动态天平测量了模拟风场中的超高层建筑刚性模型的横风向基底弯矩及基底剪力，为计算超高层建筑横风向动力响应和等效静力风荷载提供依据。

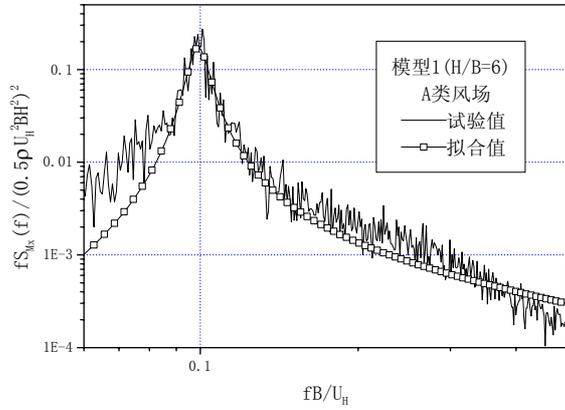
首先，介绍了超高层建筑刚性模型的高频天平测力风洞试验概况，包括风场模拟、数据采集、试验模型、天平性能等内容。

然后,根据试验数据作出了不同风场、不同高宽比和不同宽厚比的矩形截面超高层建筑的无量纲横风向基底弯矩谱,即折减横风向广义气动力谱。进而,利用自编的多参数多变量曲线拟合程序,结合对数据的认真分析,把矩形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱表达为建筑的高宽比、宽厚比及建筑所处风场类型的闭合函数关系式。通过与试验数据的比较,验证了本文横风向气动力谱公式拟合方法及过程的正确性;通过与文献数据的比较,表明了本文试验数据及拟合公式的正确性。最后,分析了各因素对横风向气动力的影响,并分析了不同尺度的凹角或削角措施对减小建筑的横风向无量纲基底弯矩谱的作用。

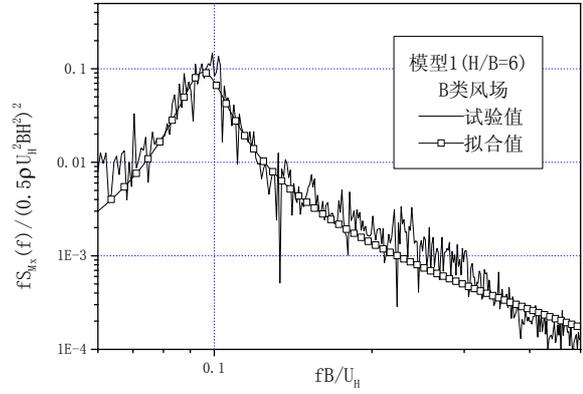
最后,把横风向基底弯矩系数和横风向基底剪力系数拟合成以模型高宽比、厚宽比及风场类型的闭合函数形式,并与日本规范(AIJ, 1996)的公式进行了比较。

本章拟合的广义横风向力谱公式和基底弯矩系数均比日本规范给出的公式更合理更全面。

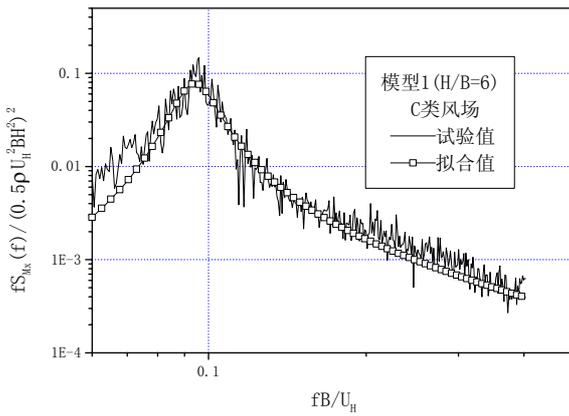
第二章附图



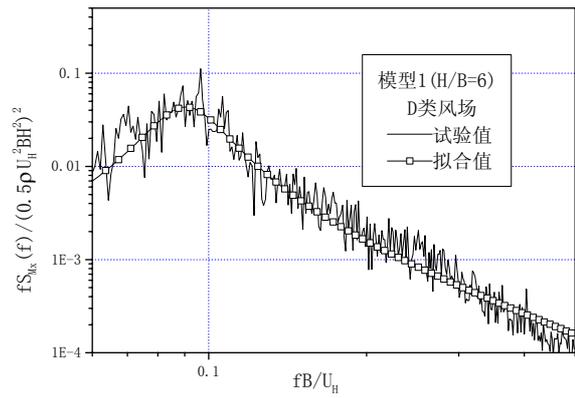
(1)



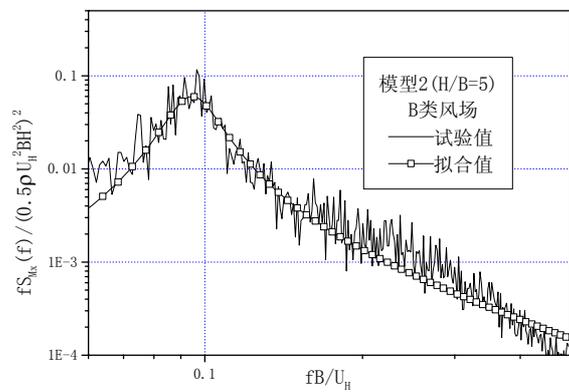
(2)



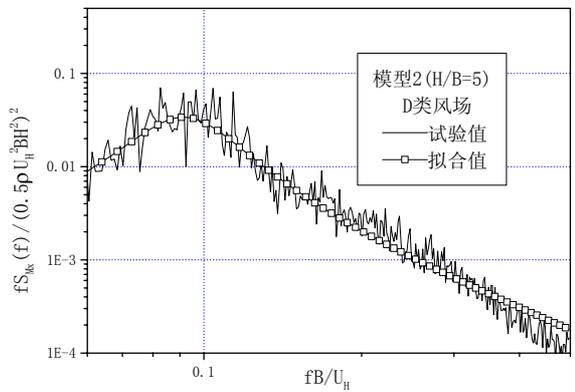
(3)



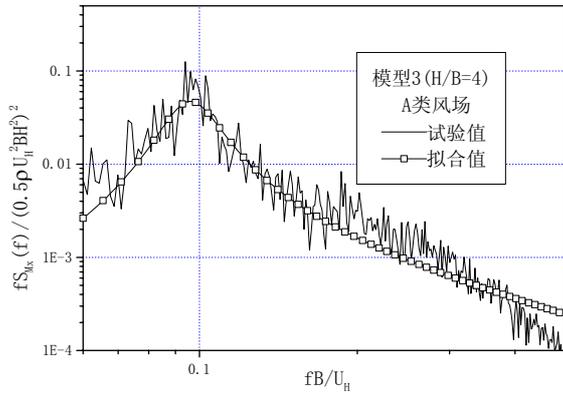
(4)



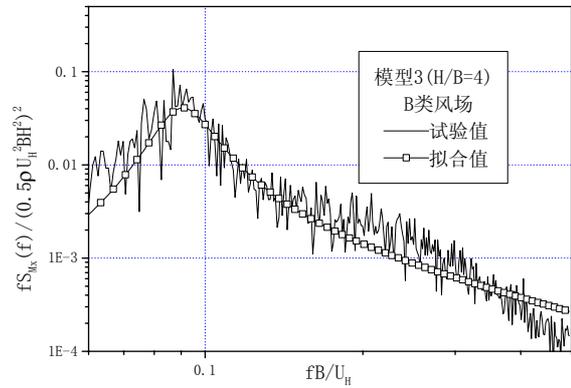
(5)



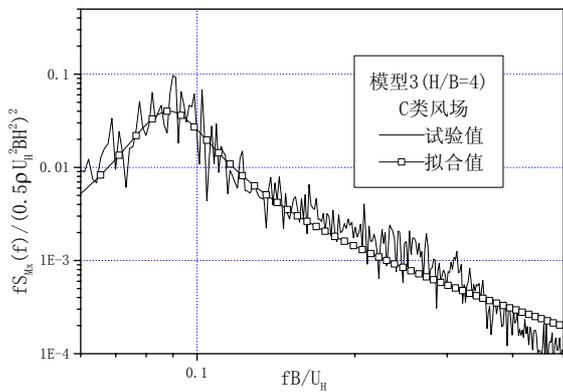
(6)



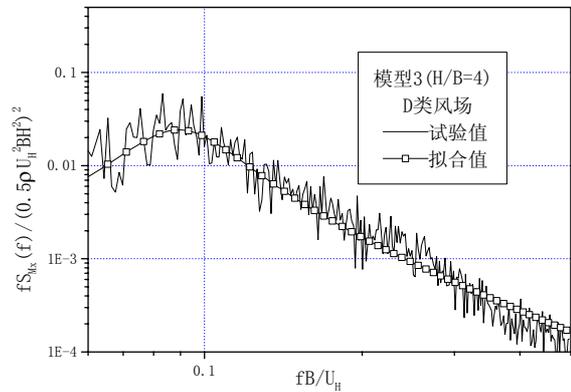
(7)



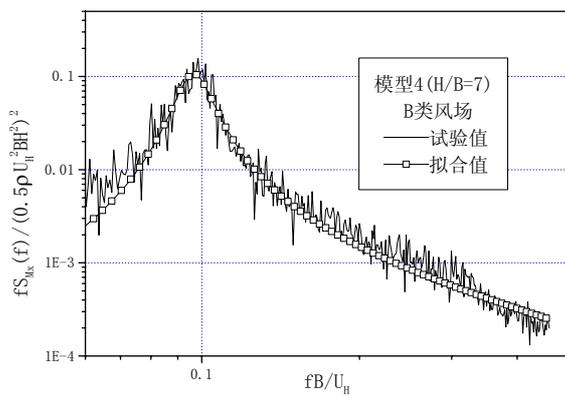
(8)



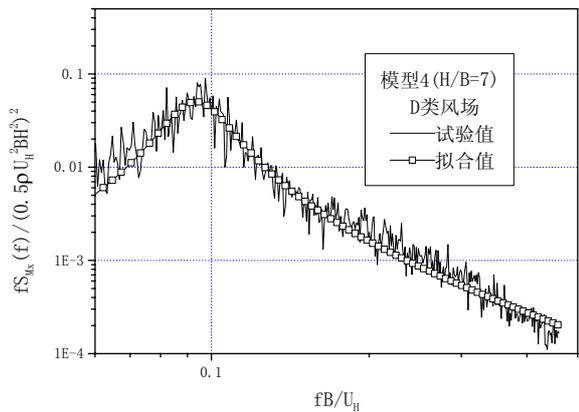
(9)



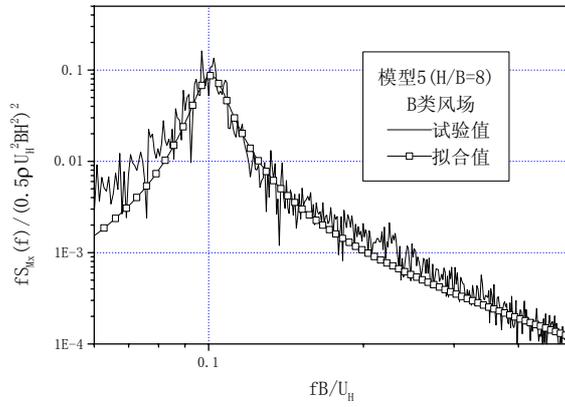
(10)



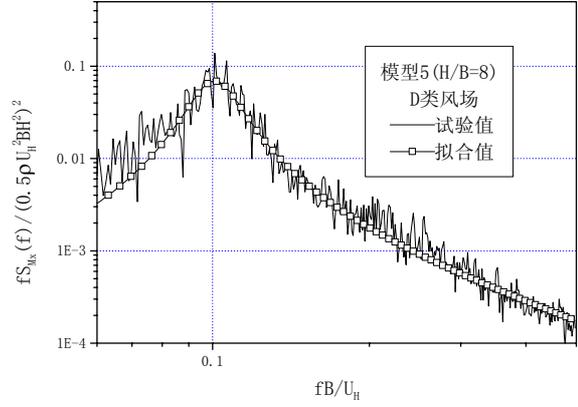
(11)



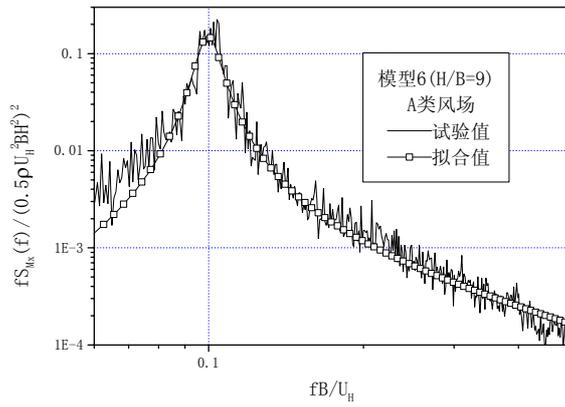
(12)



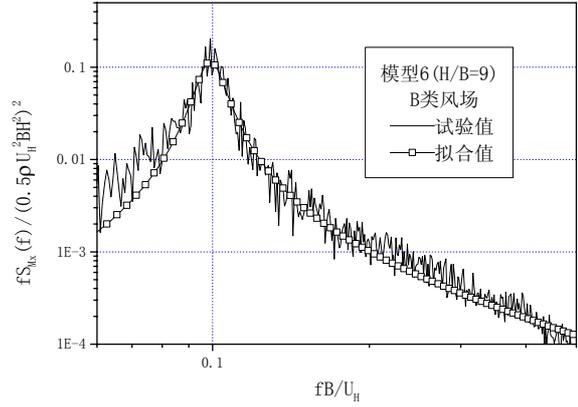
(13)



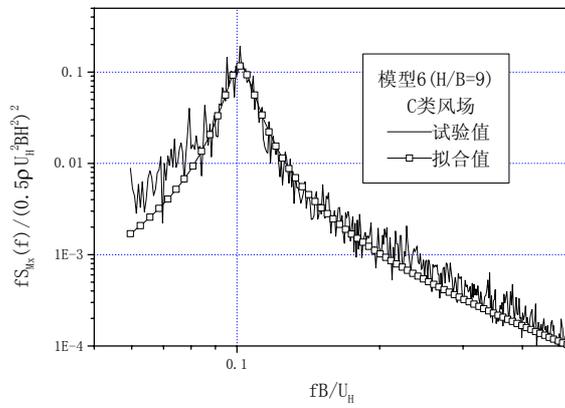
(14)



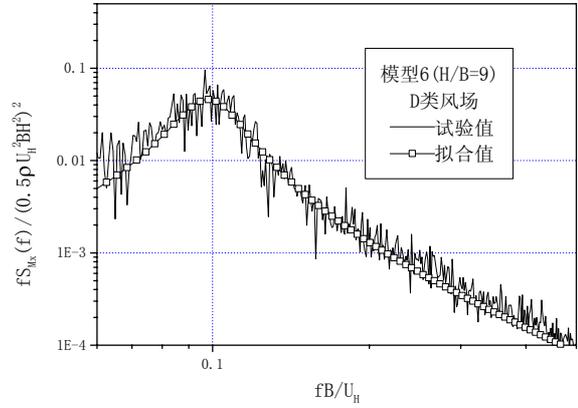
(15)



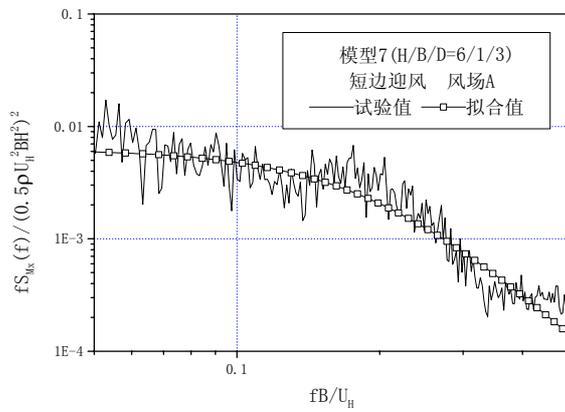
(16)



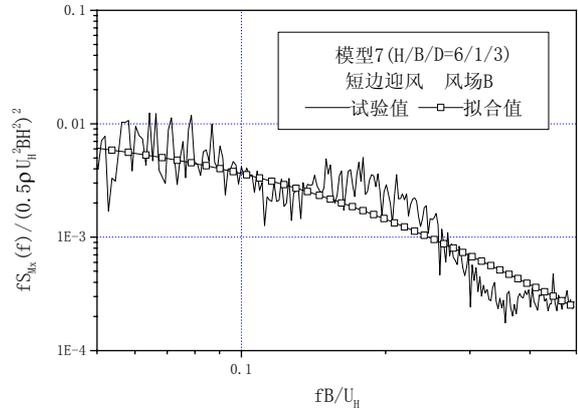
(17)



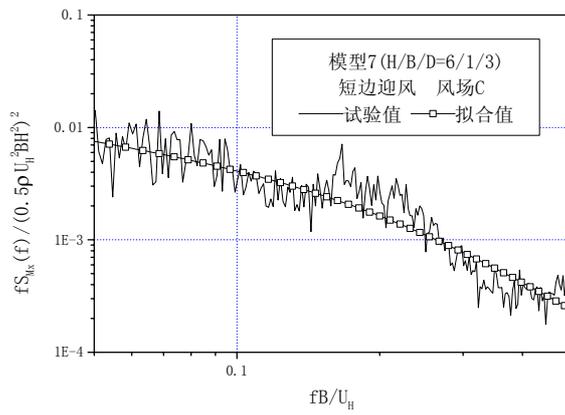
(18)



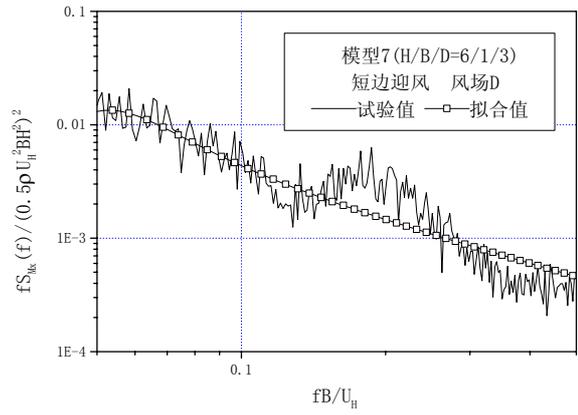
(19)



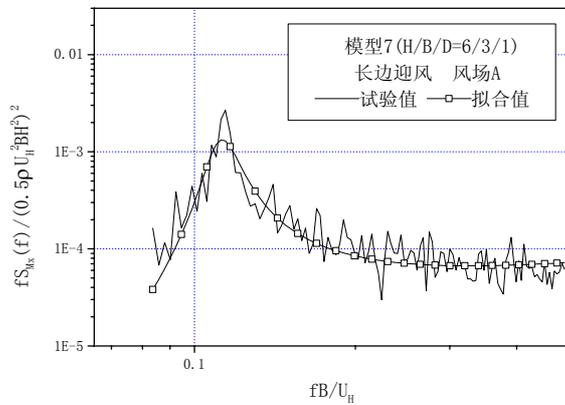
(20)



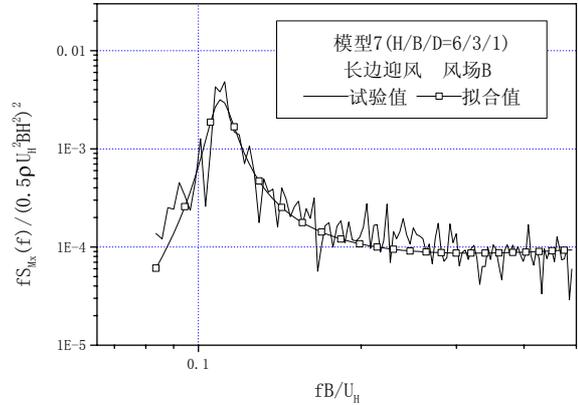
(21)



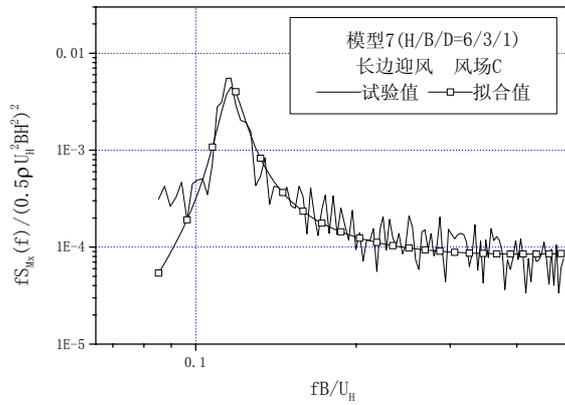
(22)



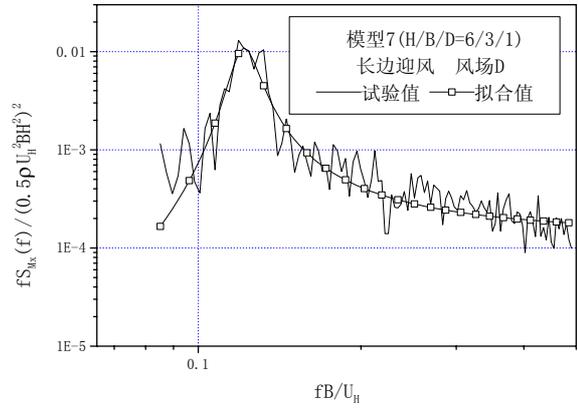
(23)



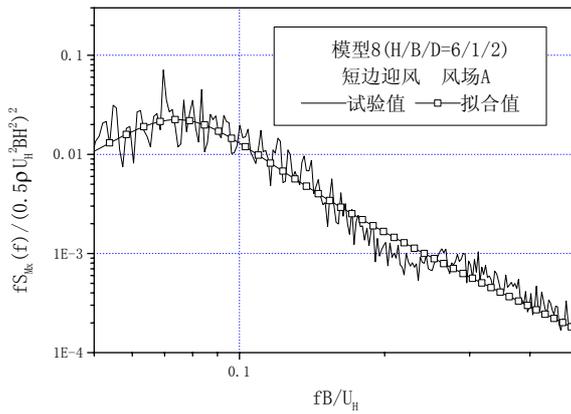
(24)



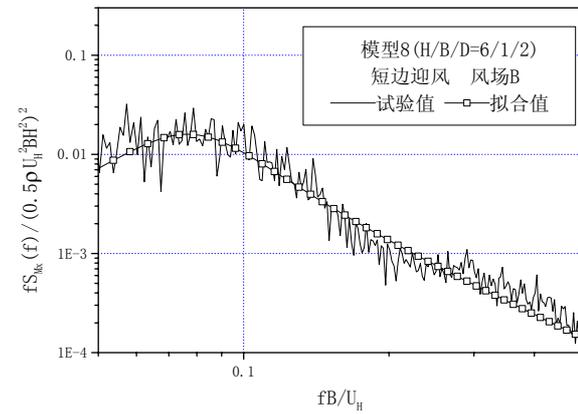
(25)



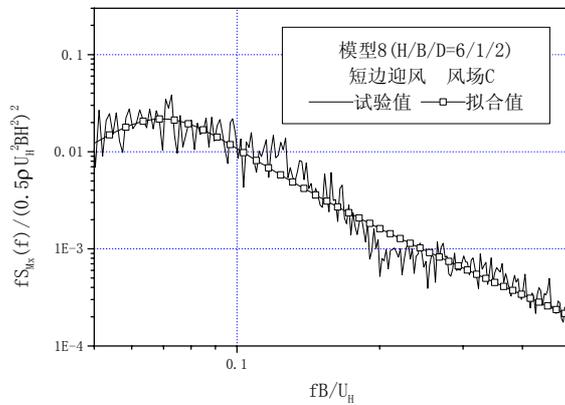
(26)



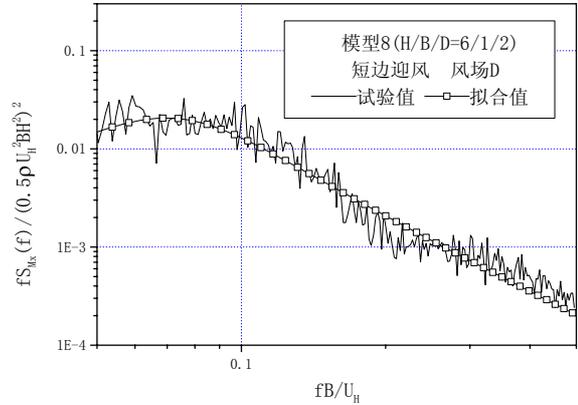
(27)



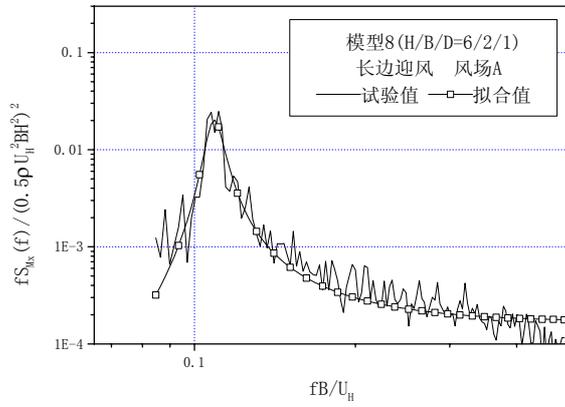
(28)



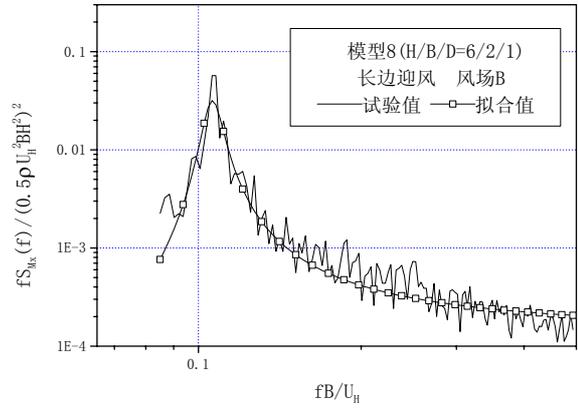
(29)



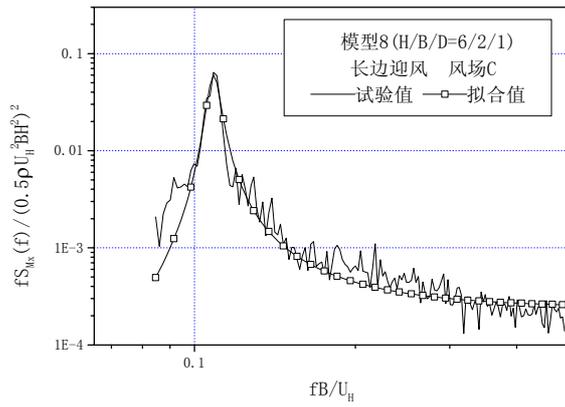
(30)



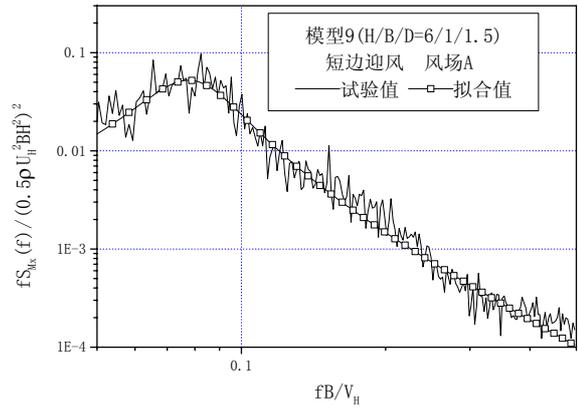
(31)



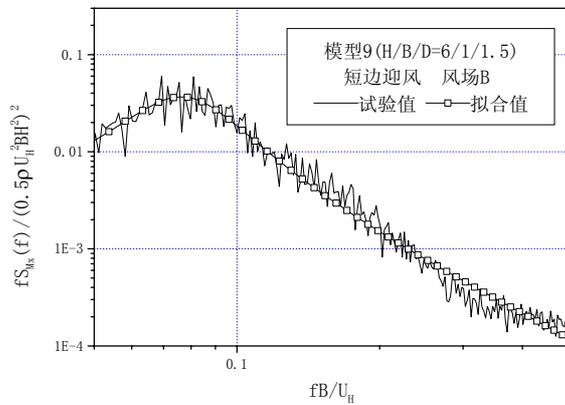
(32)



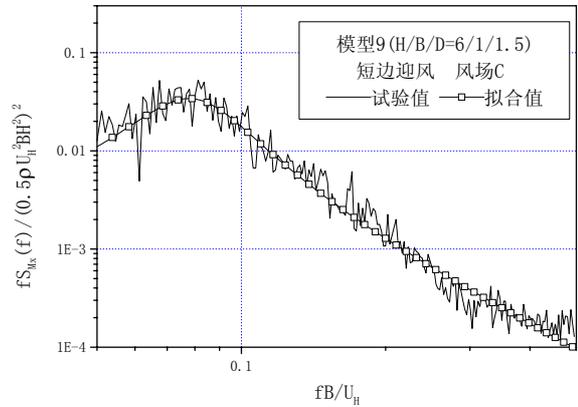
(33)



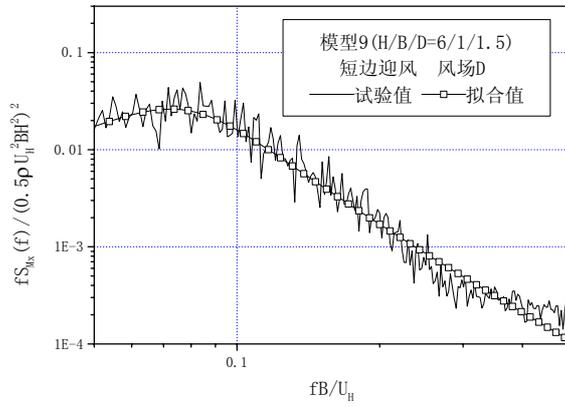
(34)



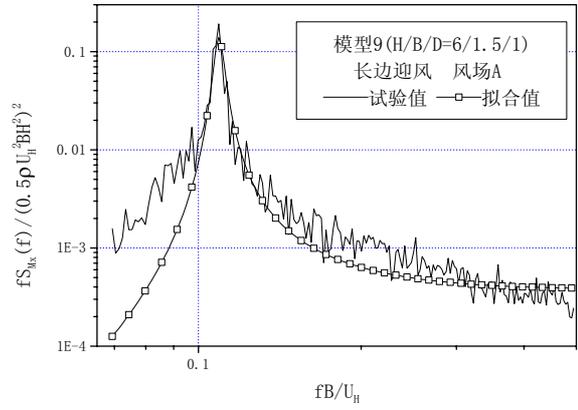
(35)



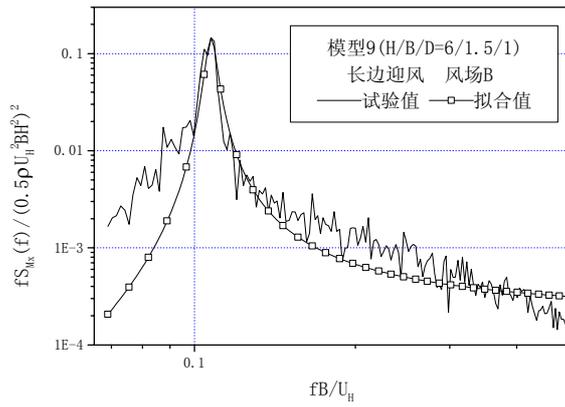
(36)



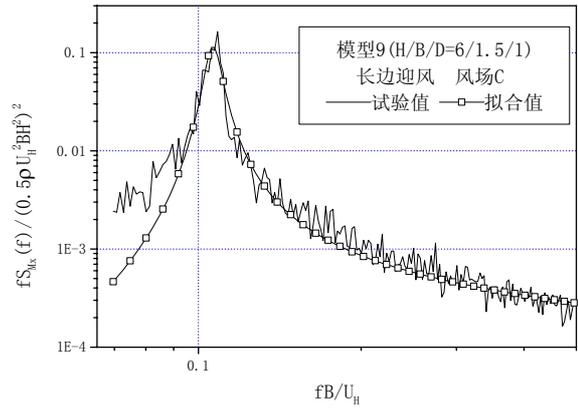
(37)



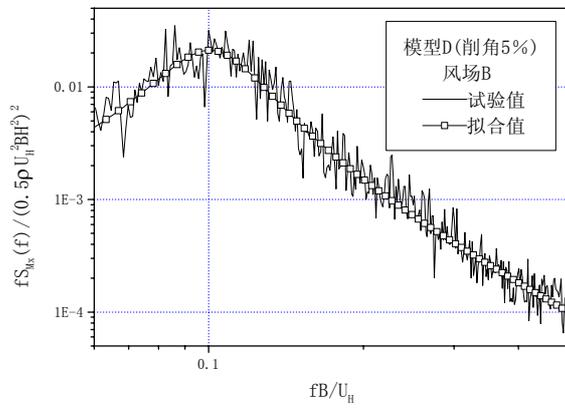
(38)



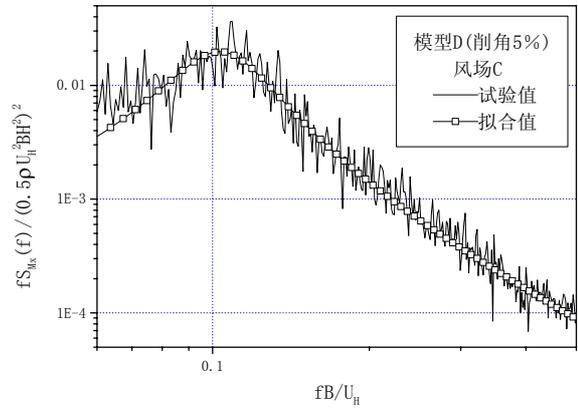
(39)



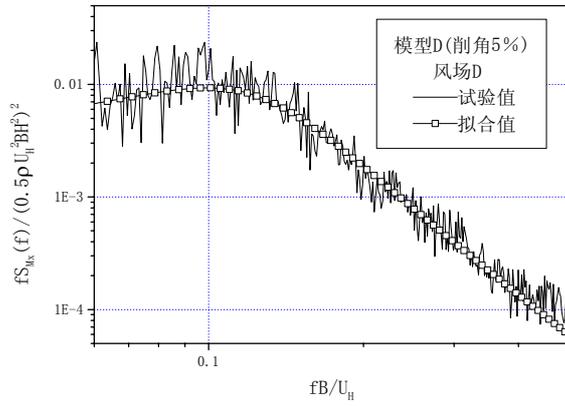
(40)



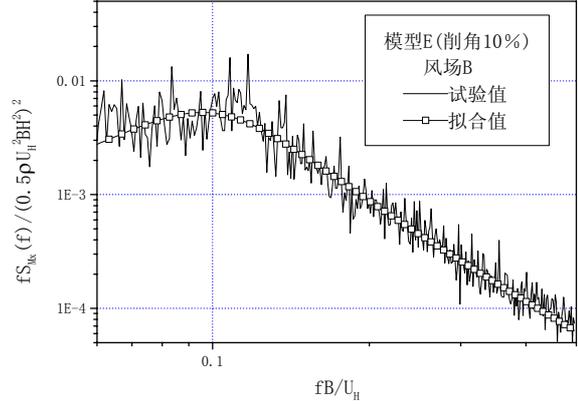
(41)



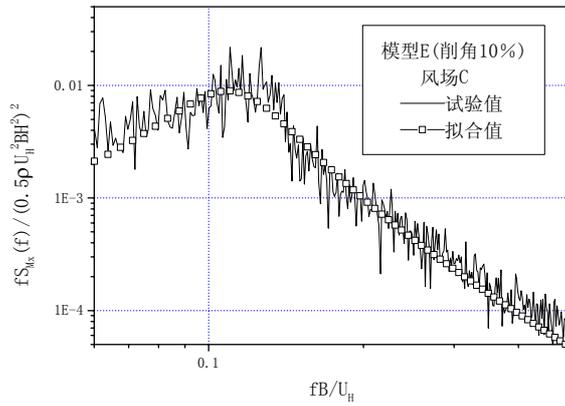
(42)



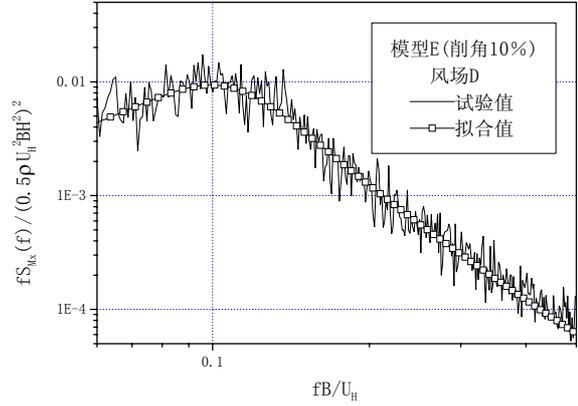
(43)



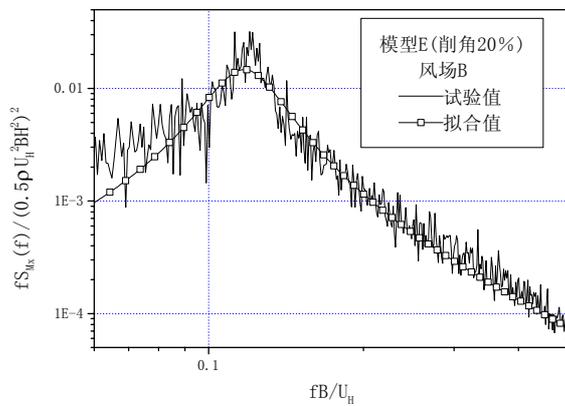
(44)



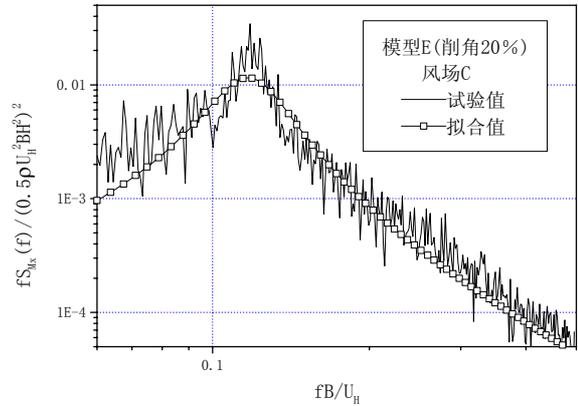
(45)



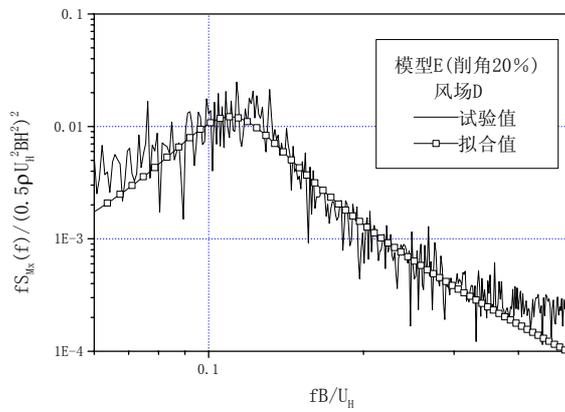
(46)



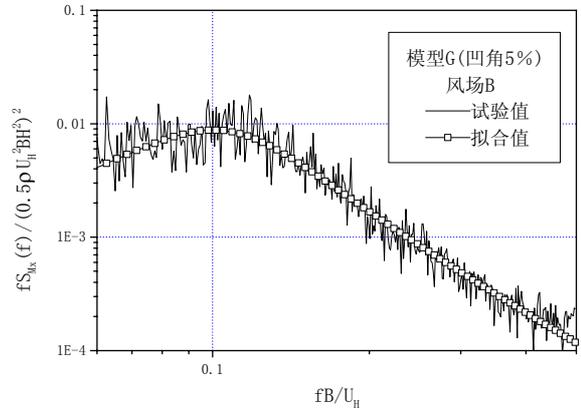
(47)



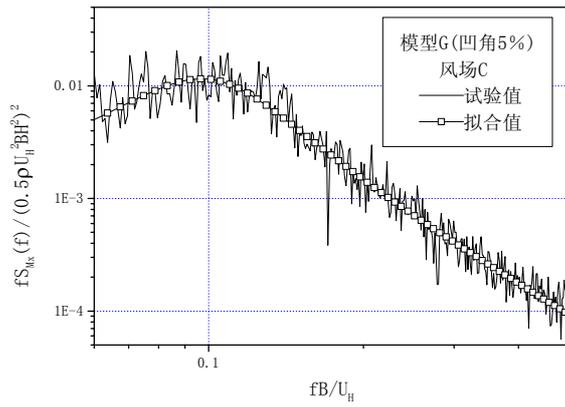
(48)



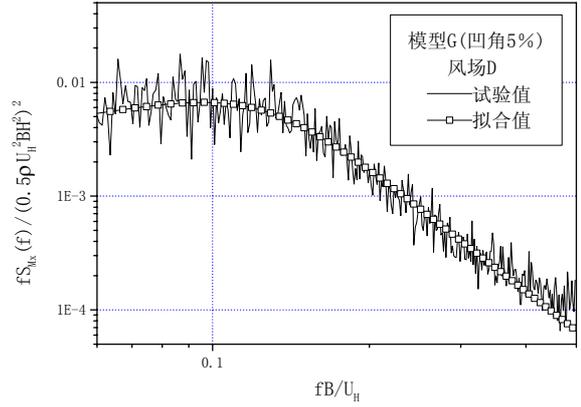
(49)



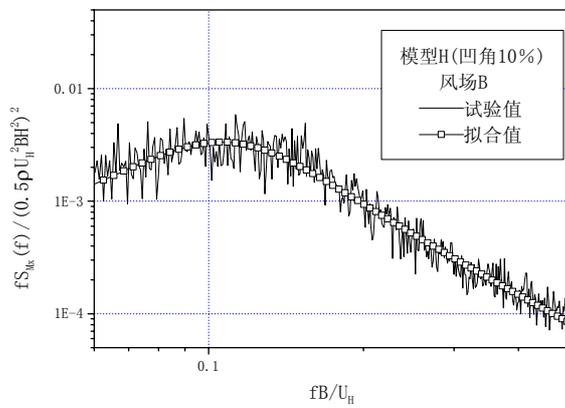
(50)



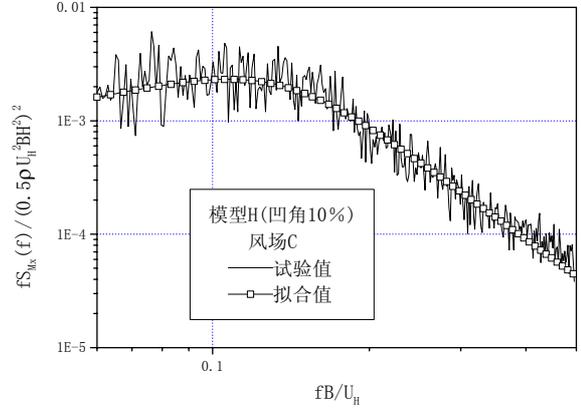
(51)



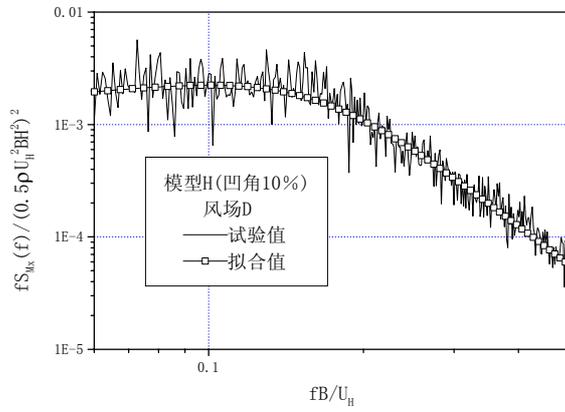
(52)



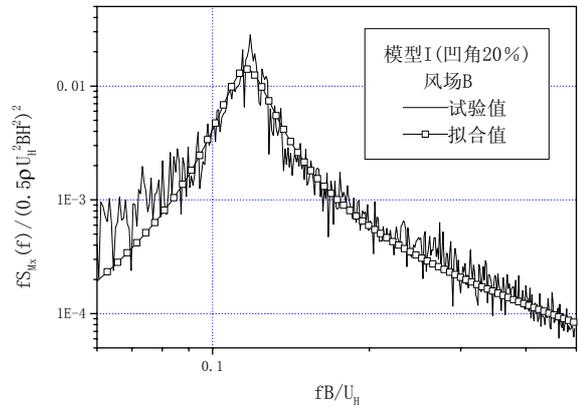
(53)



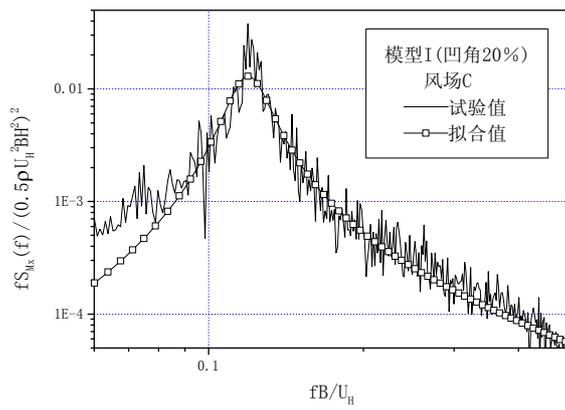
(54)



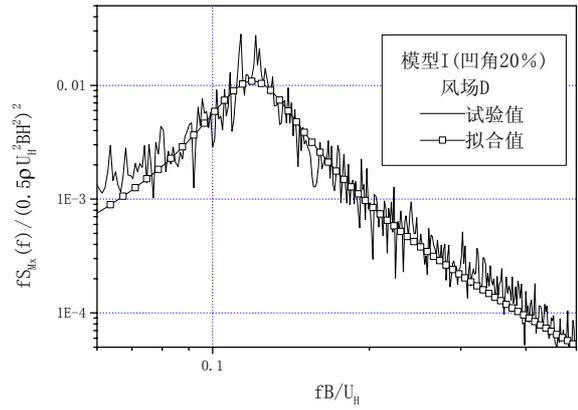
(55)



(56)

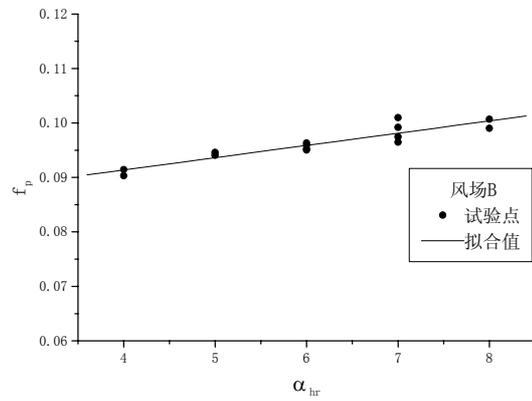
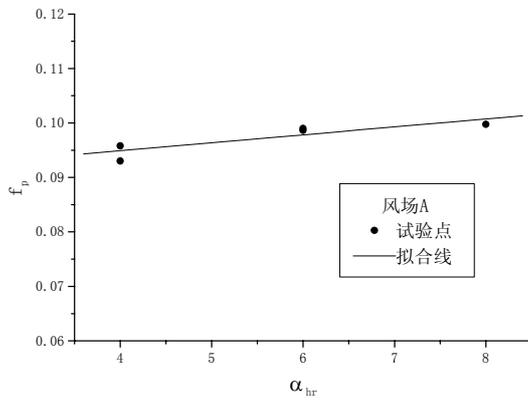


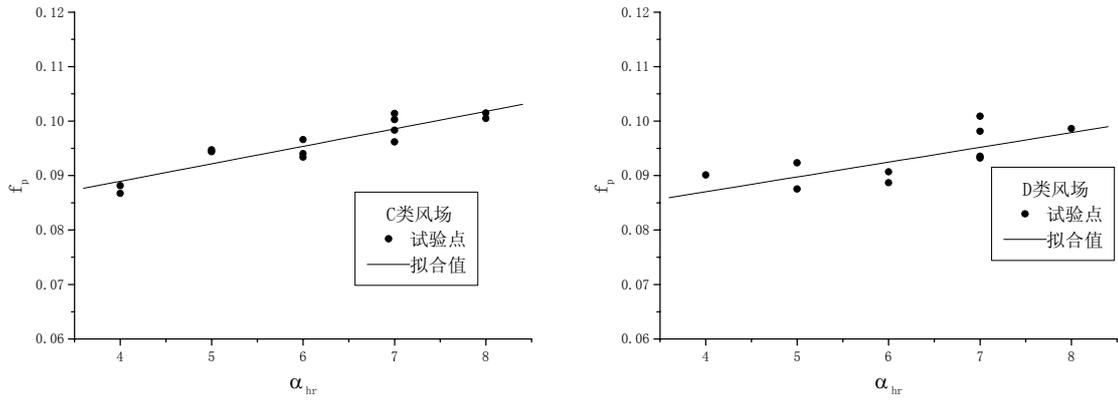
(57)



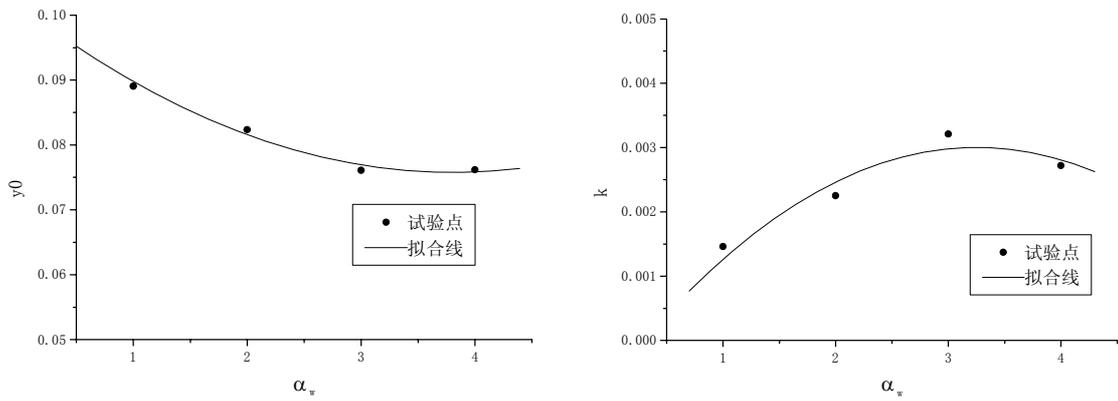
(58)

附图 2.2.1 各试验工况的横风向无量纲基底弯矩谱及其单峰拟合结果图组

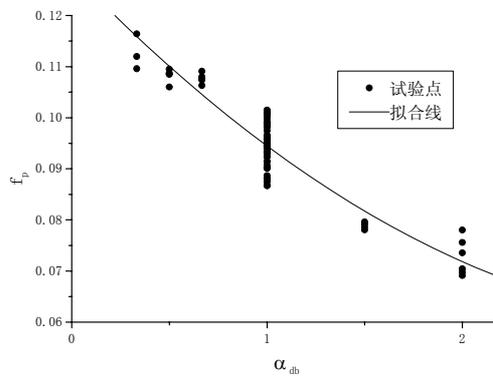




(1)  $f_p$  与  $\alpha_{hr}$  的关系

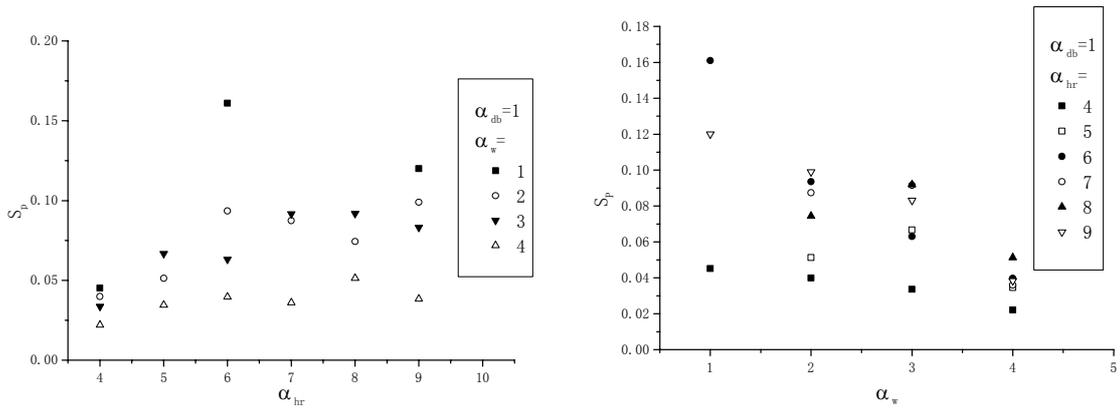


(2)  $y_0$  及  $K$  与  $\alpha_w$  的关系

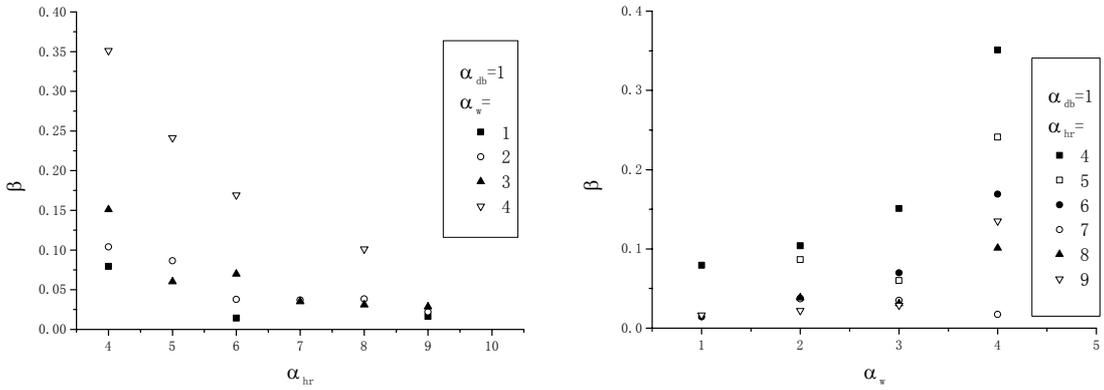


(3)  $f_p$  与  $\alpha_{db}$  的关系

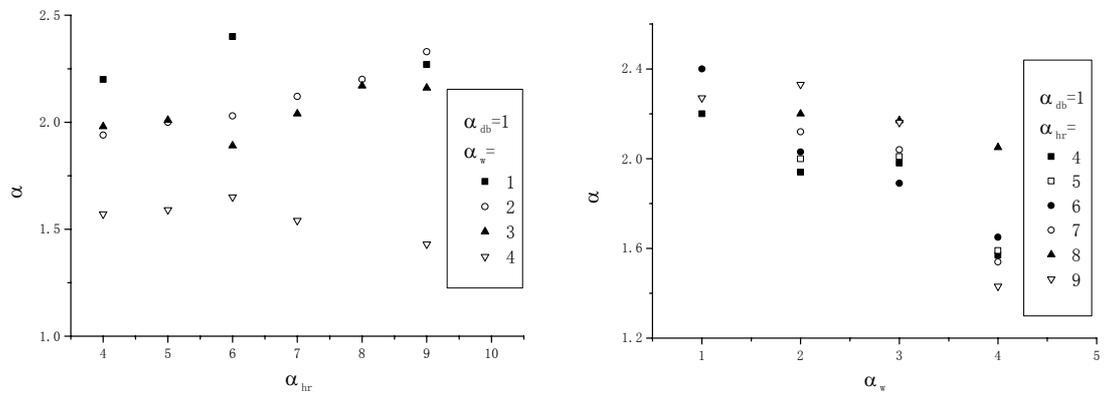
附图 2.2.2 参数  $f_p$  的拟合过程组图



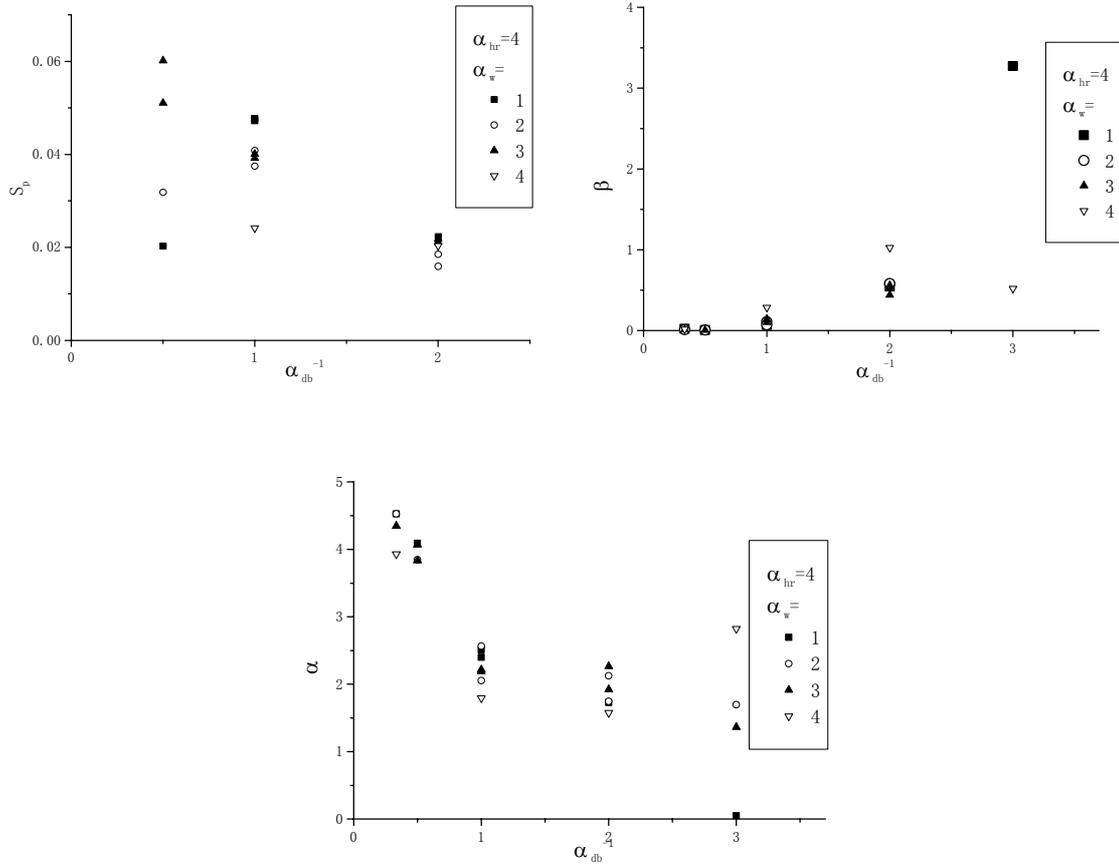
(1)  $S_p$  与  $\alpha_{hr}$  和  $\alpha_w$  的关系



(2)  $\beta$  与  $\alpha_{hr}$  和  $\alpha_w$  的关系

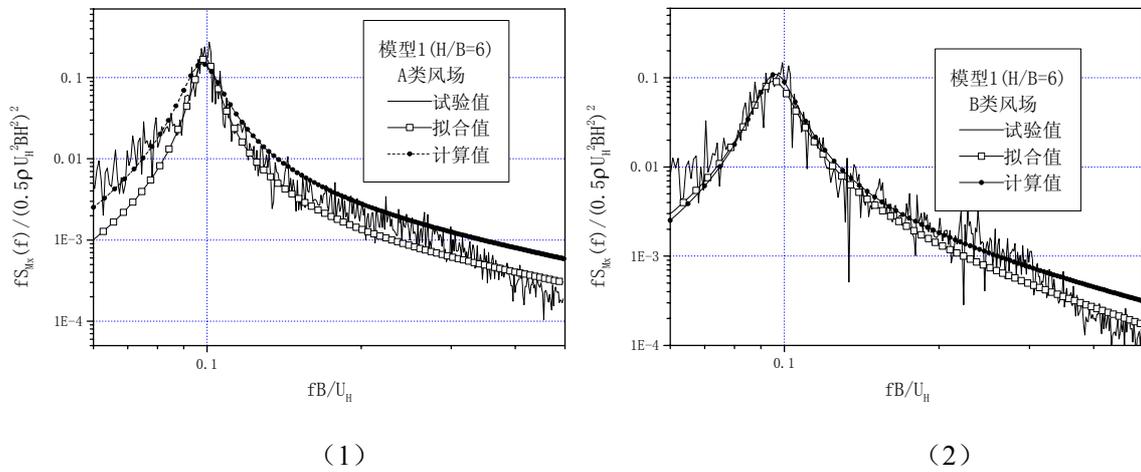


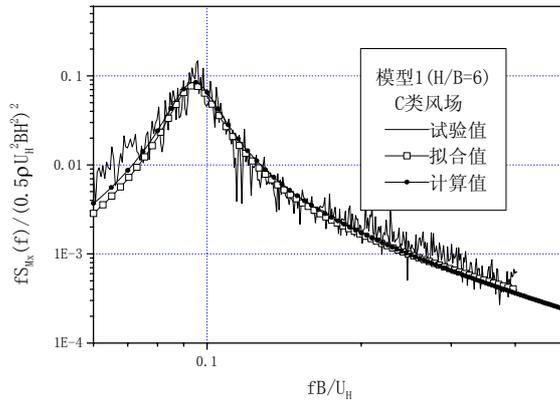
(3)  $\alpha$  与  $\alpha_{hr}$  和  $\alpha_w$  的关系



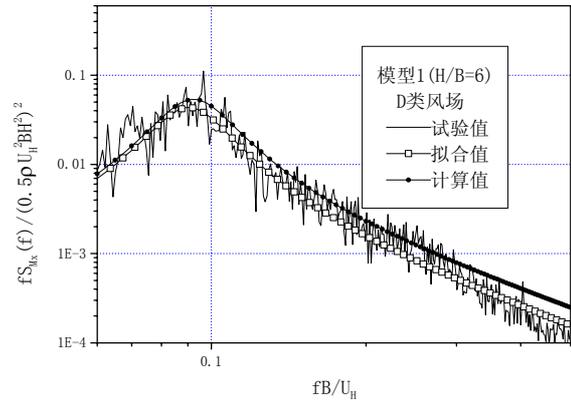
(4)  $S_p$ 、 $\beta$ 、 $\alpha$ 与 $\alpha_{db}$ 的关系

附图 2.2.3 公式 2.2.9 的参数  $S_p$ 、 $\beta$ 和 $\alpha$ 的变化规律组图

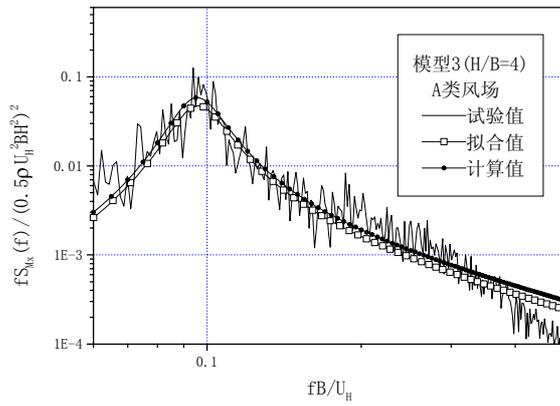




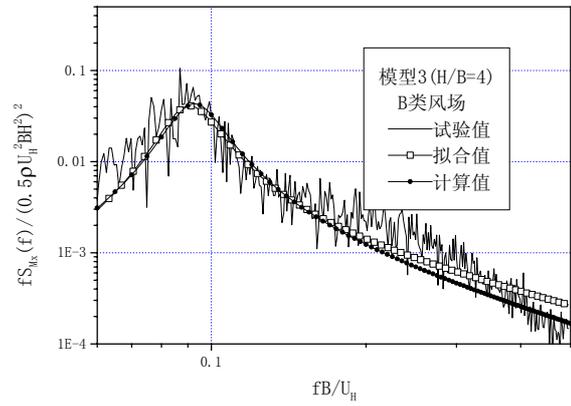
(3)



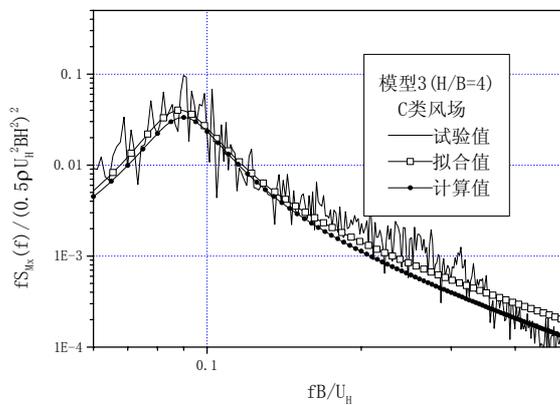
(4)



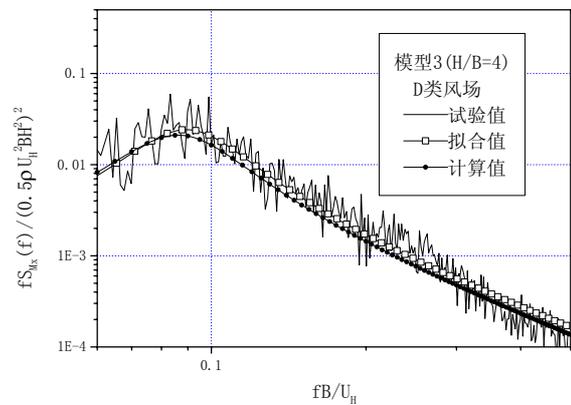
(5)



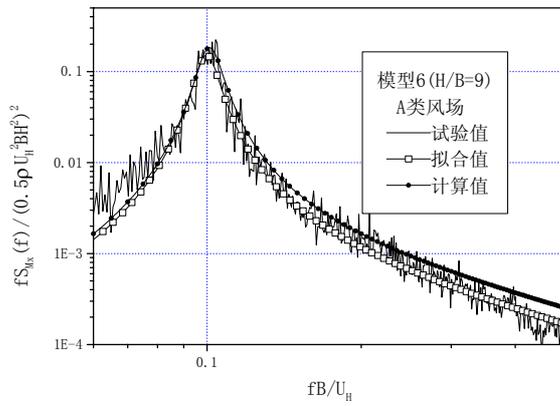
(6)



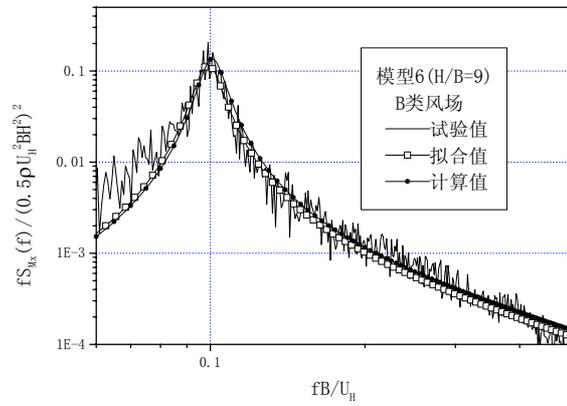
(7)



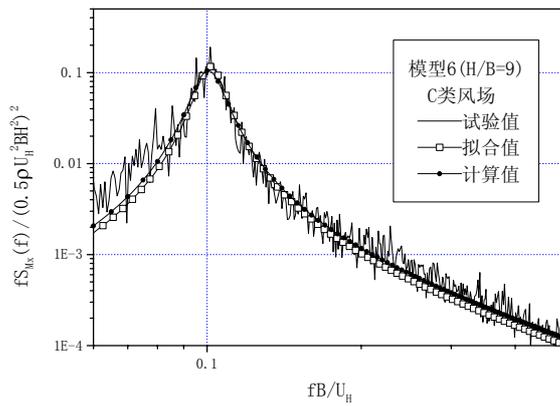
(8)



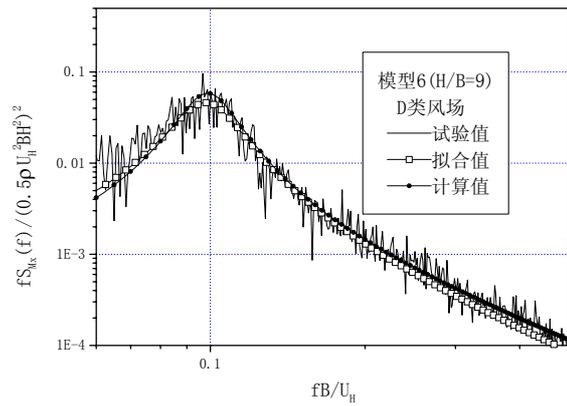
(9)



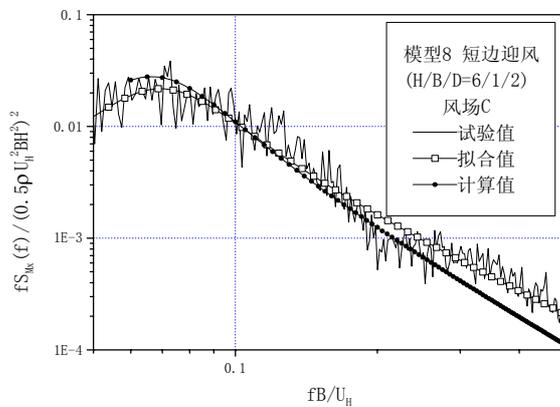
(10)



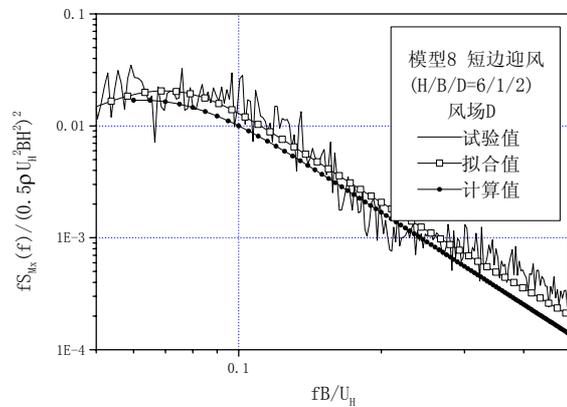
(11)



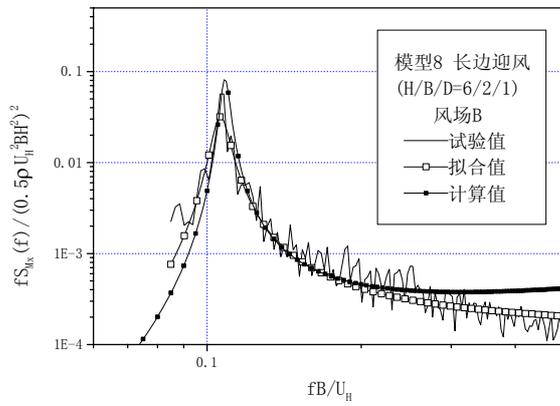
(12)



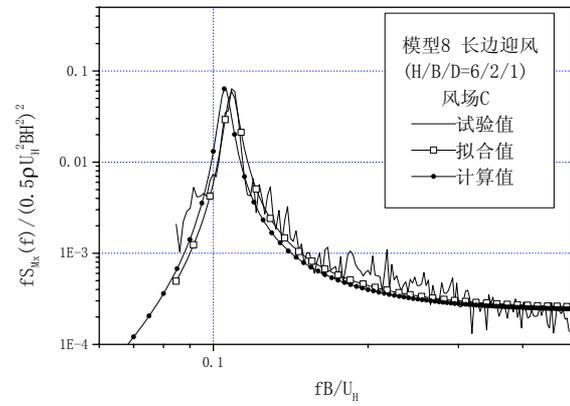
(13)



(14)

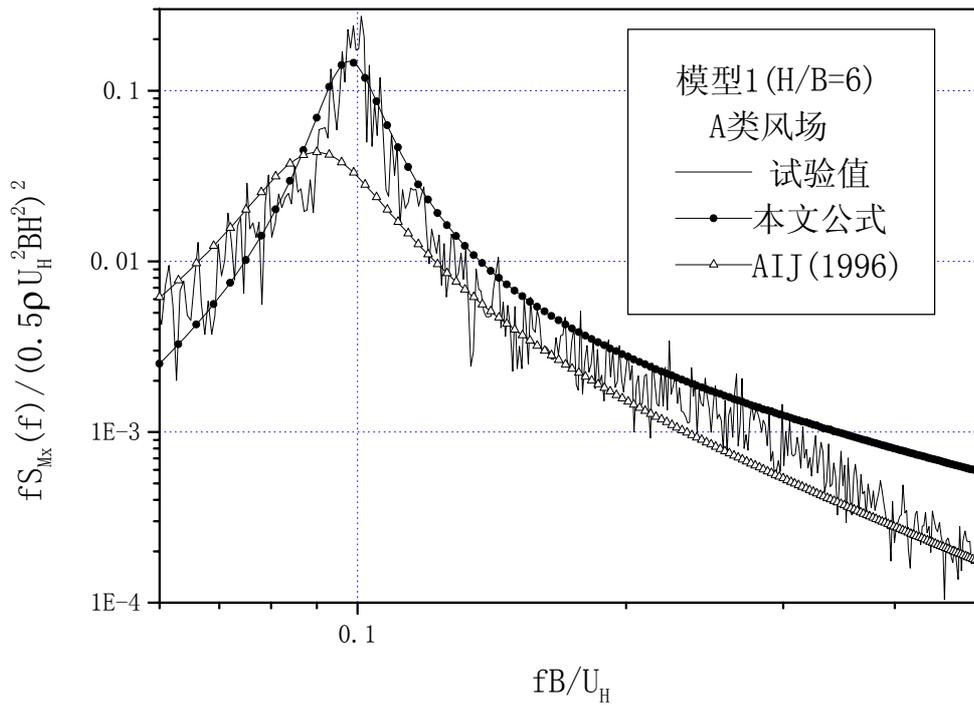


(15)

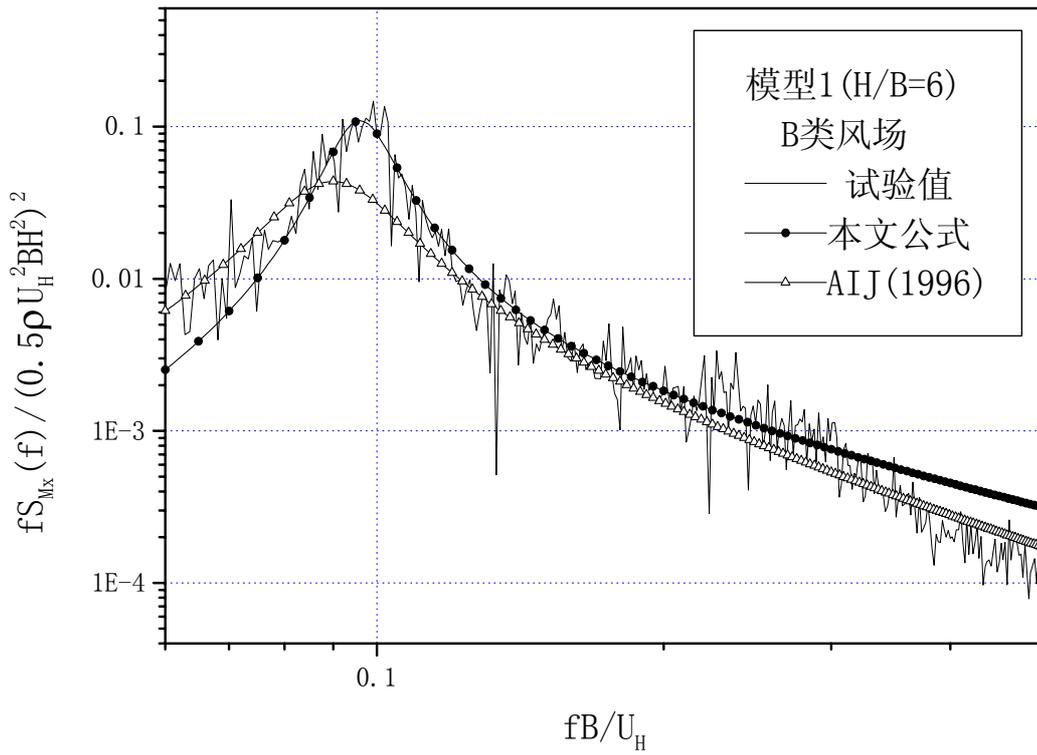


(16)

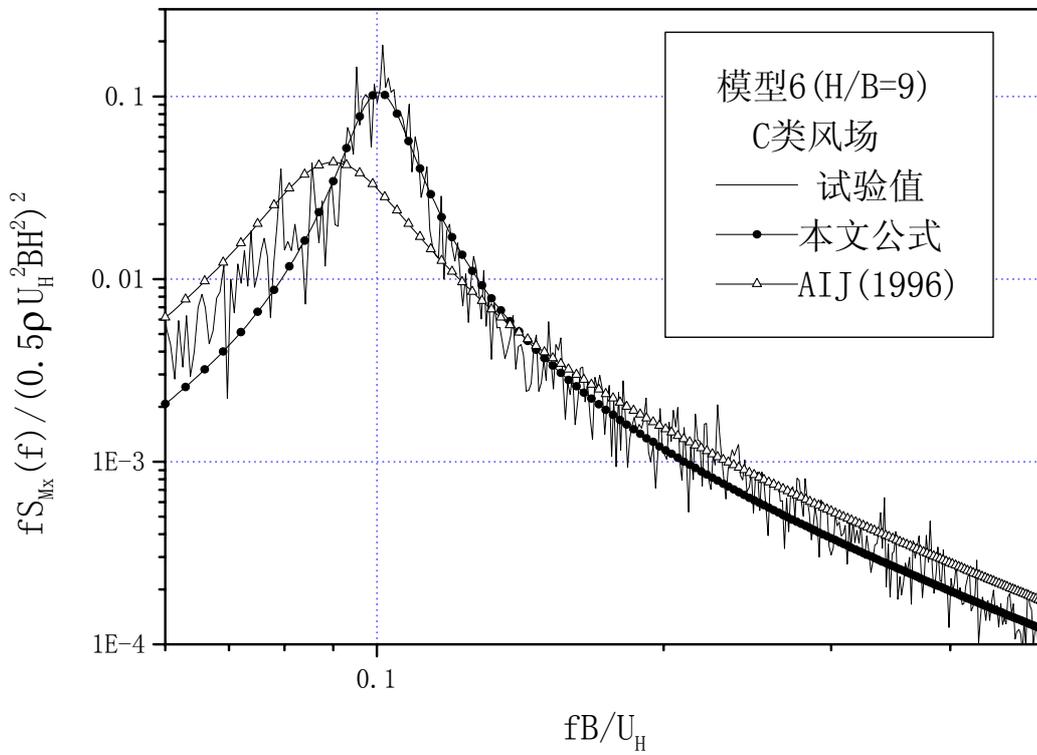
附图 2.2.4 公式 (2.2.28) 计算结果与试验值的比较



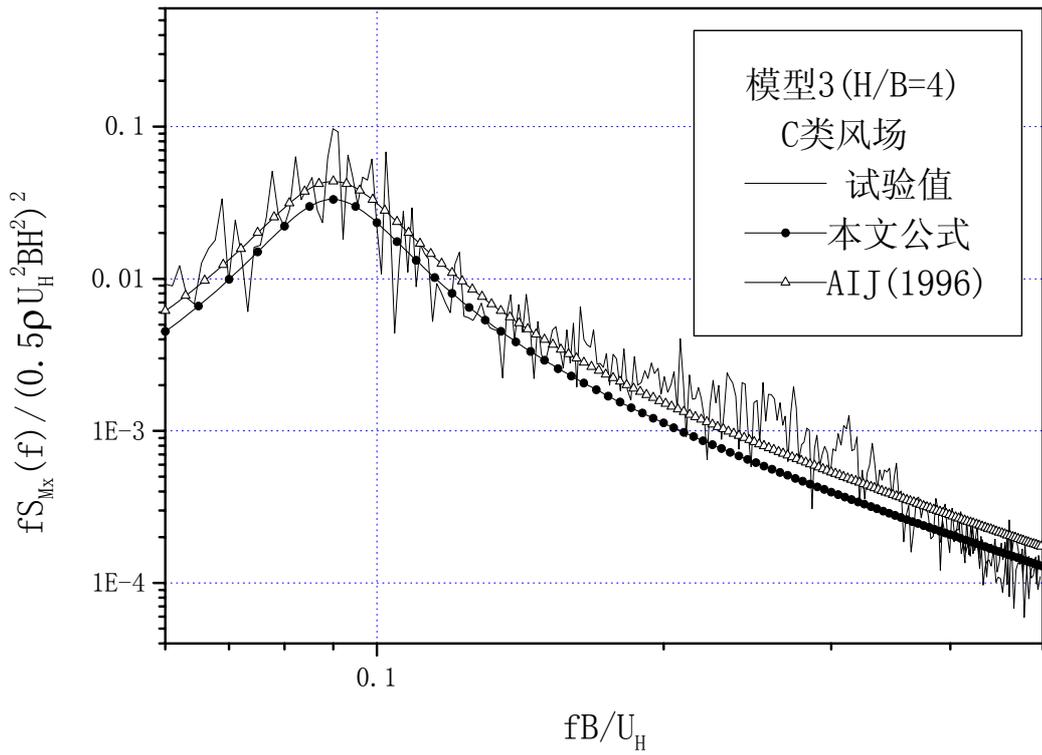
(1)



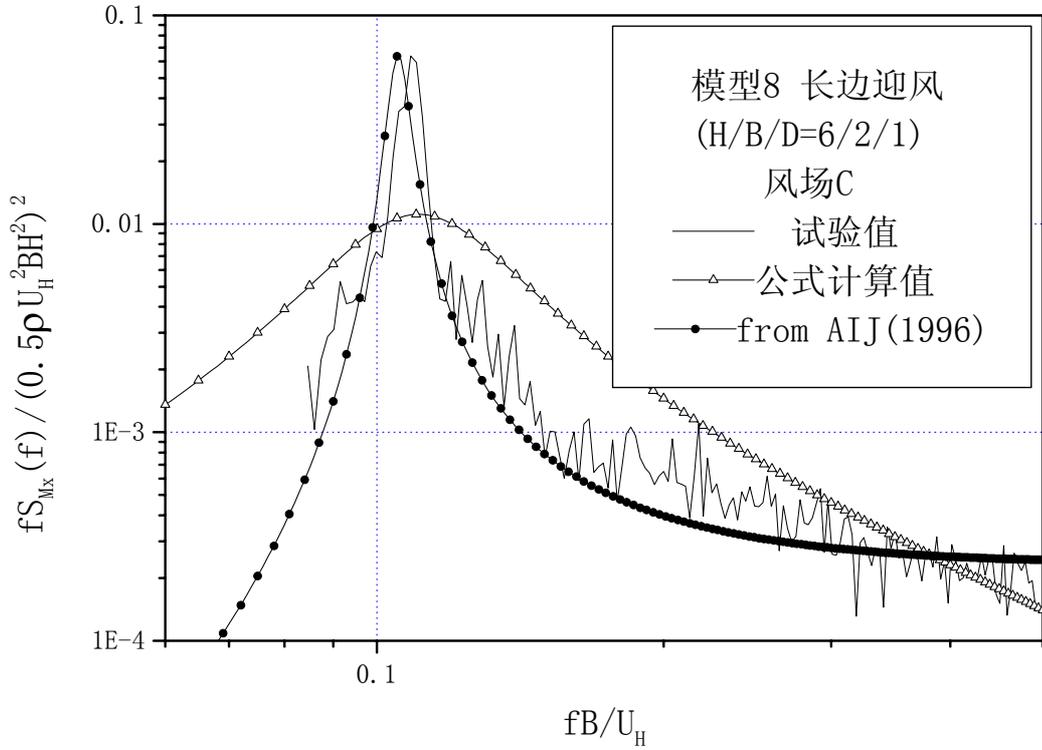
(2)



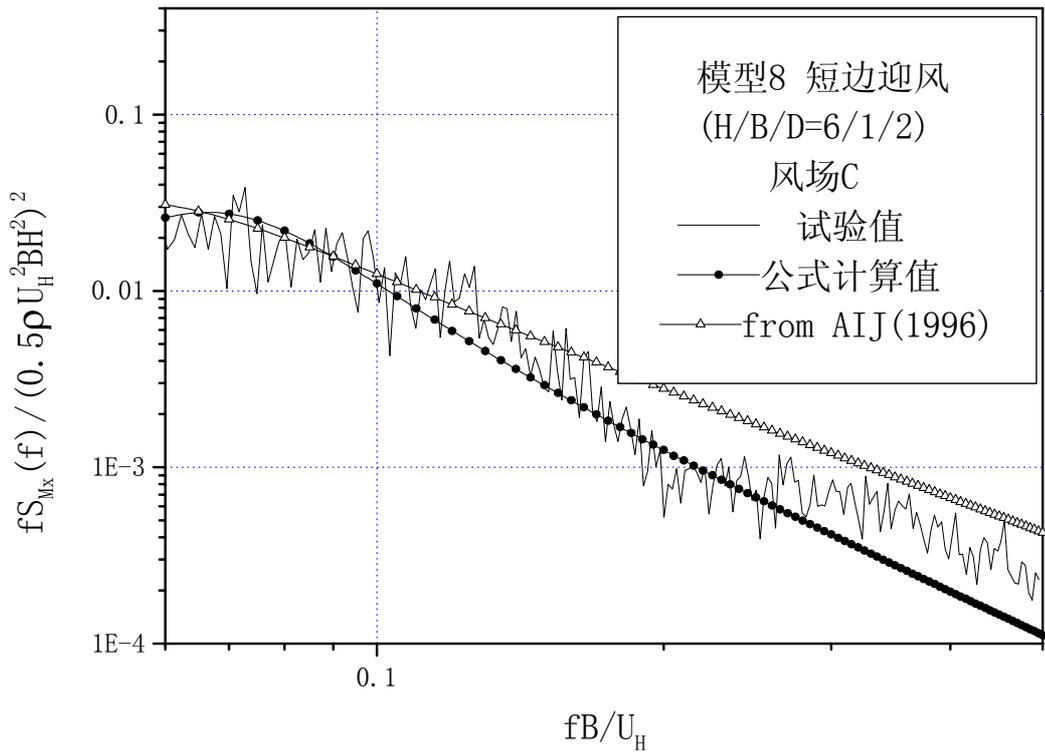
(3)



(4)

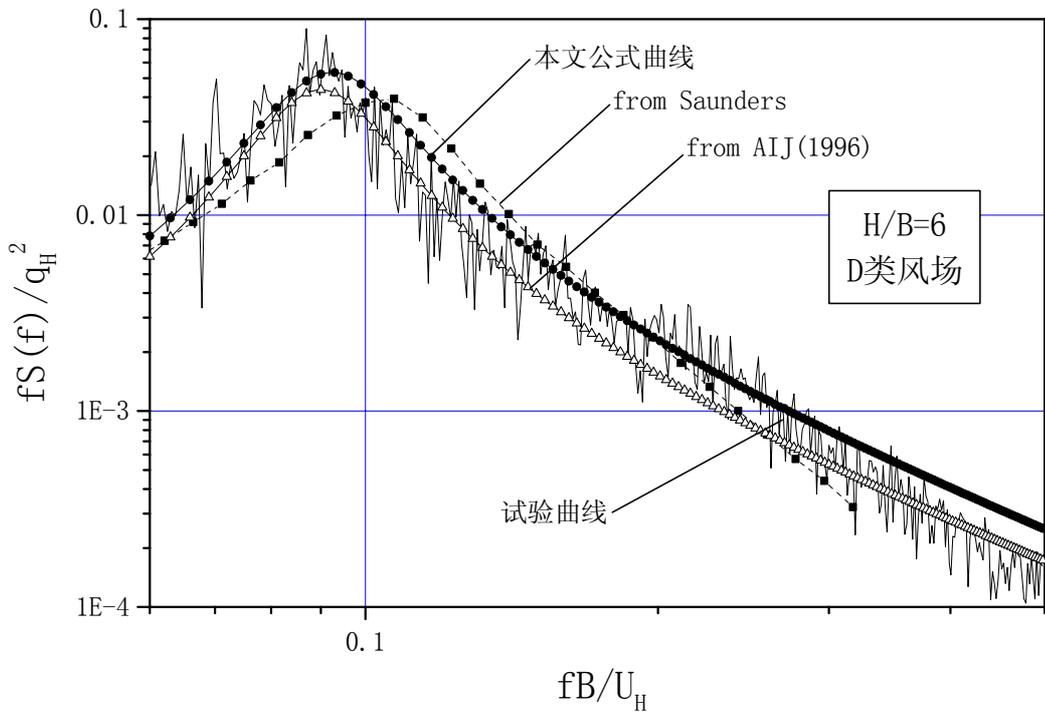


(5)

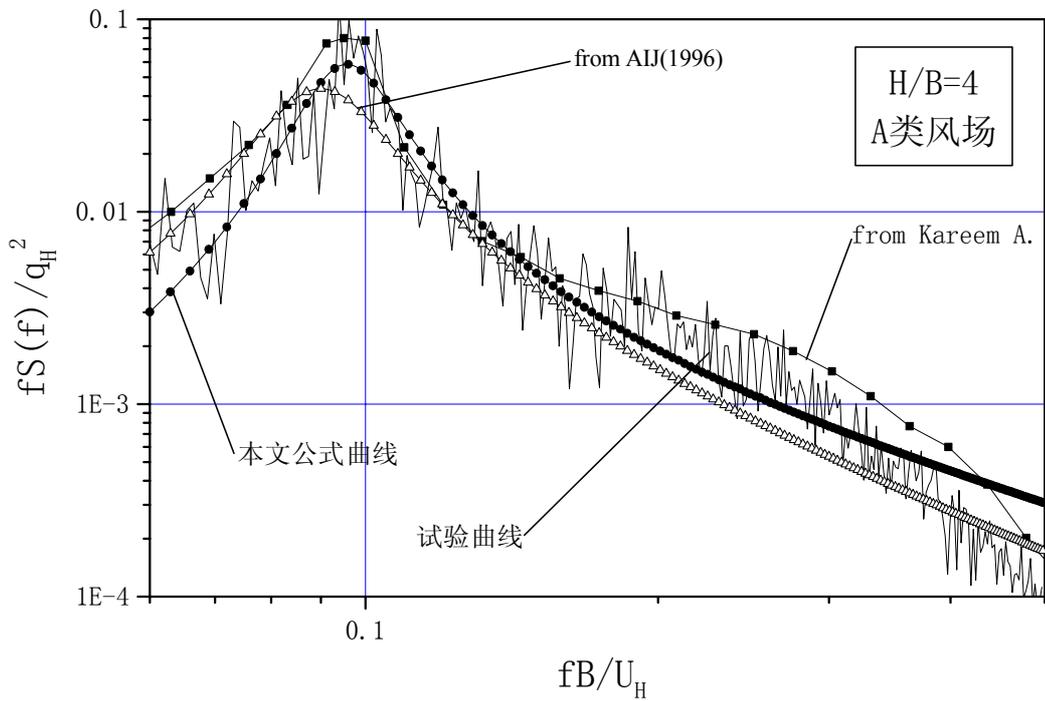


(6)

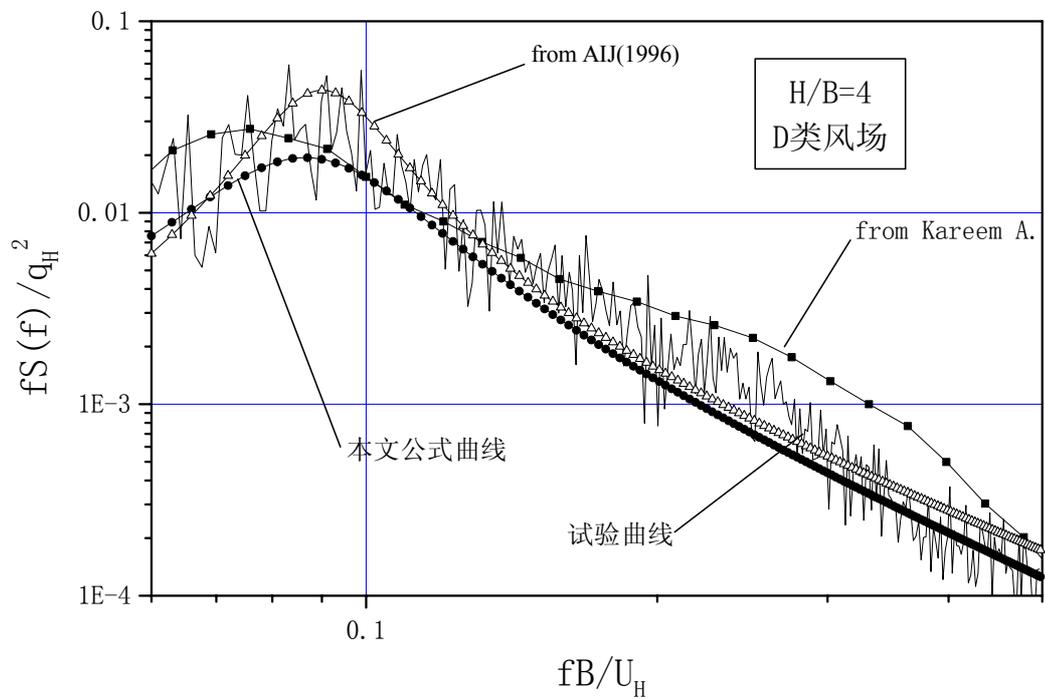
附图 2.2.5 公式 (2.2.28) 计算结果与日本规范公式计算结果的比较



(1)

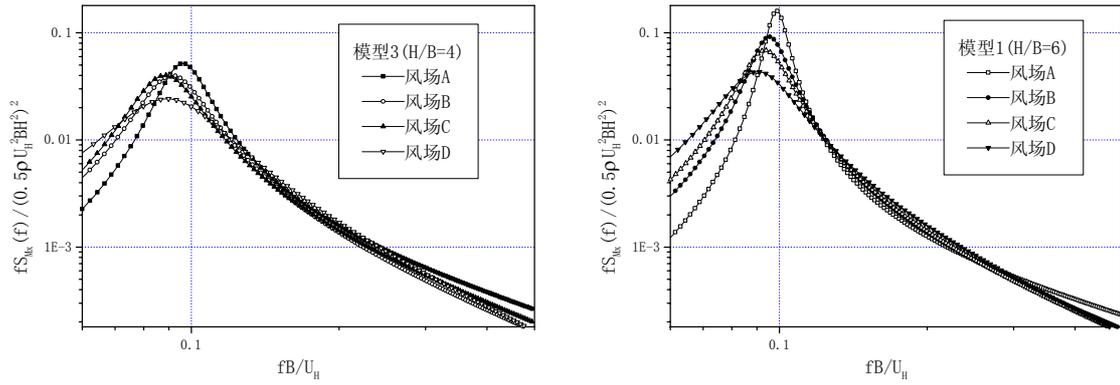


(2)

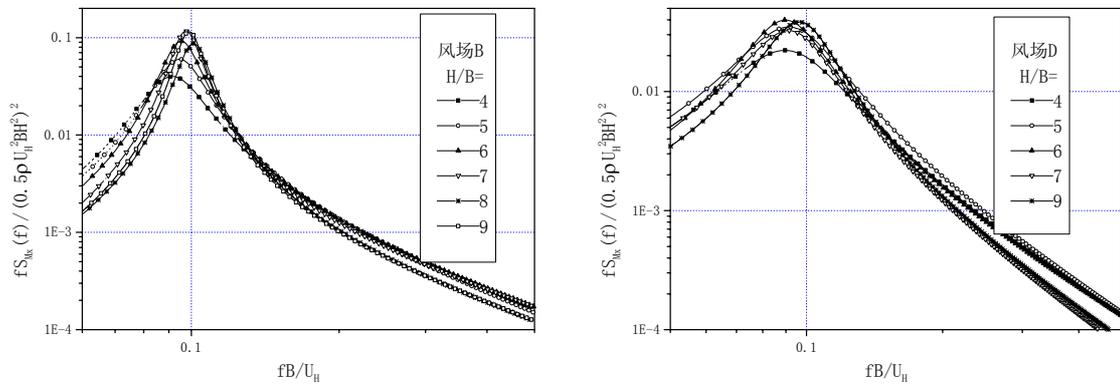


(3)

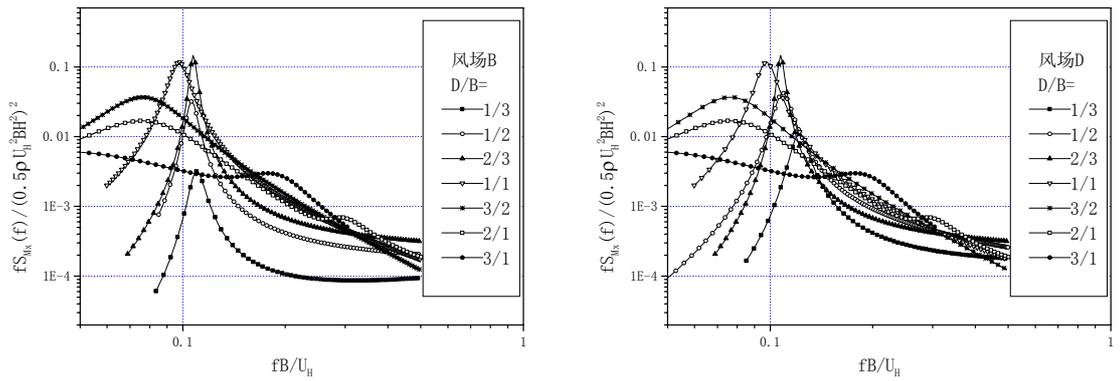
附图 2.2.6 公式 (2.2.28) 计算结果与文献结果的比较



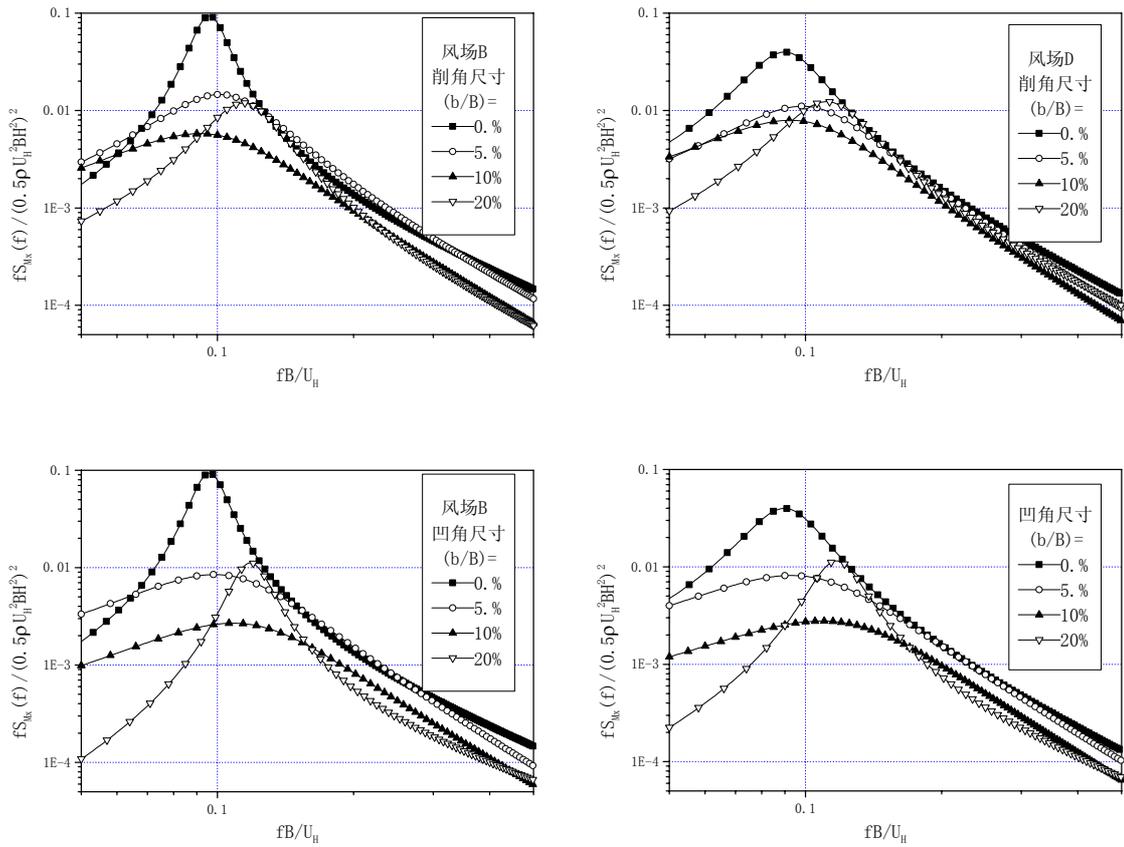
(1) 风场的影响



(2) 高宽比的影响

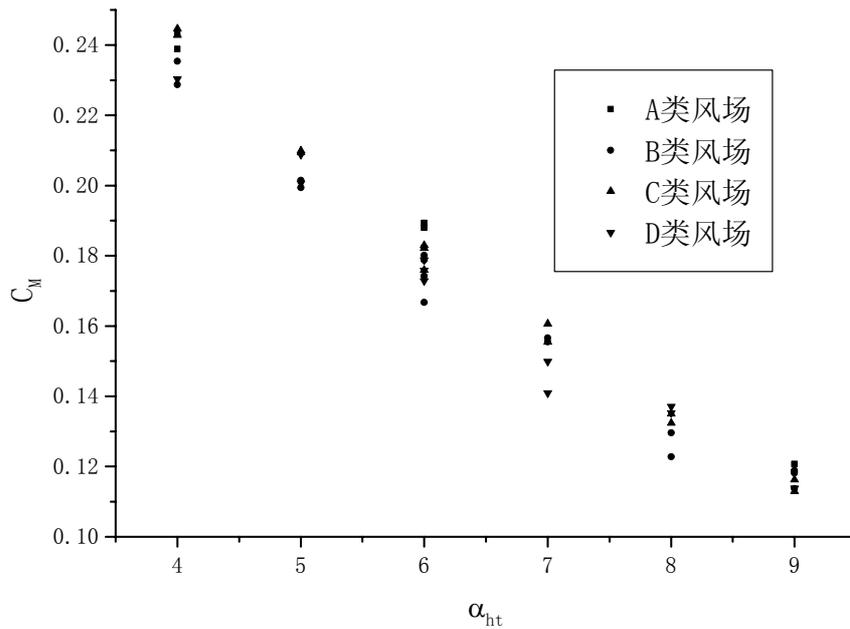


(3) 厚宽比的影响

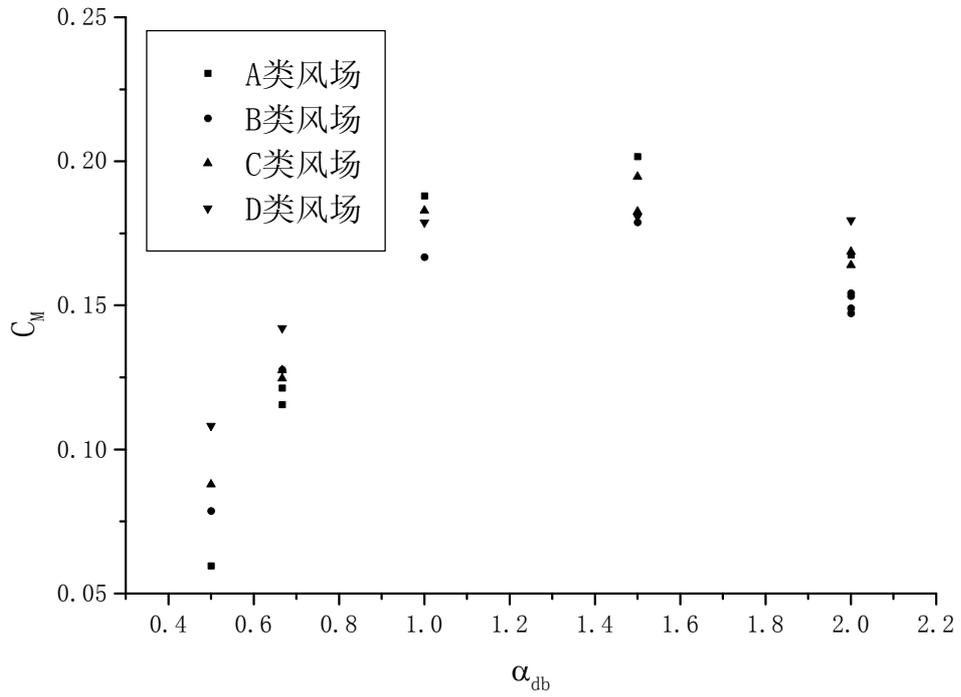


(4) 削角及凹角的影响

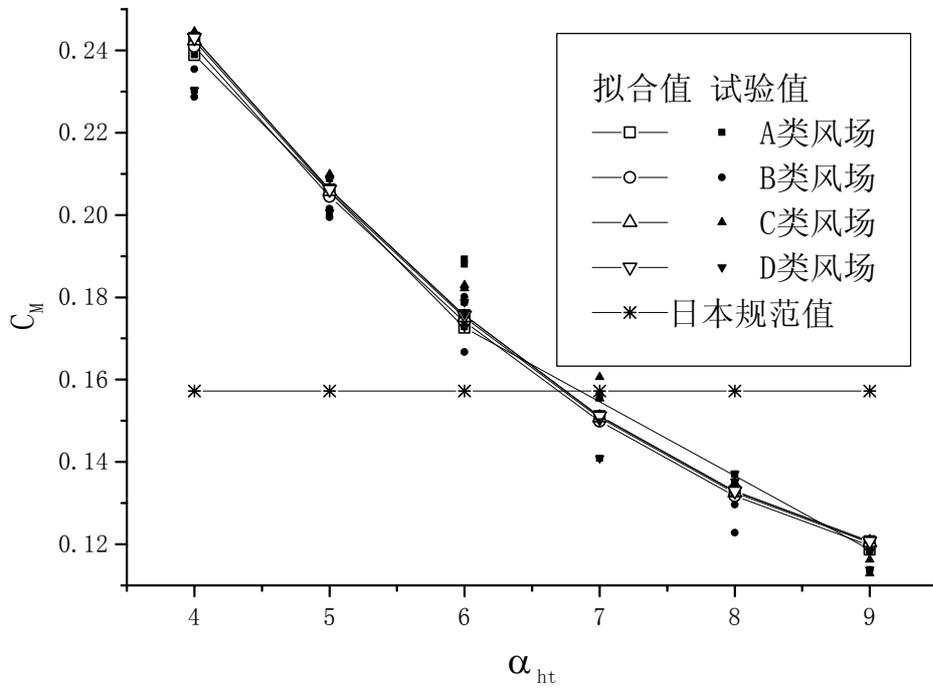
附图 2.2.7 各影响因素对超高层建筑横风向无量纲基底弯矩谱的影响分析图组



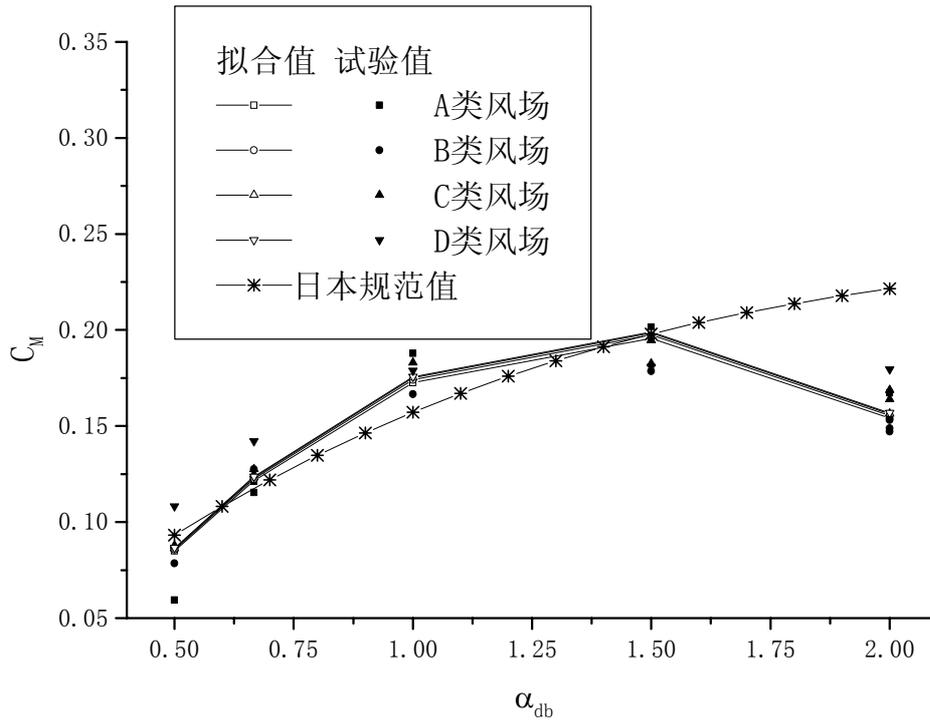
附图 2.3.1 方柱的横风向基底弯矩系数随高宽比的变化



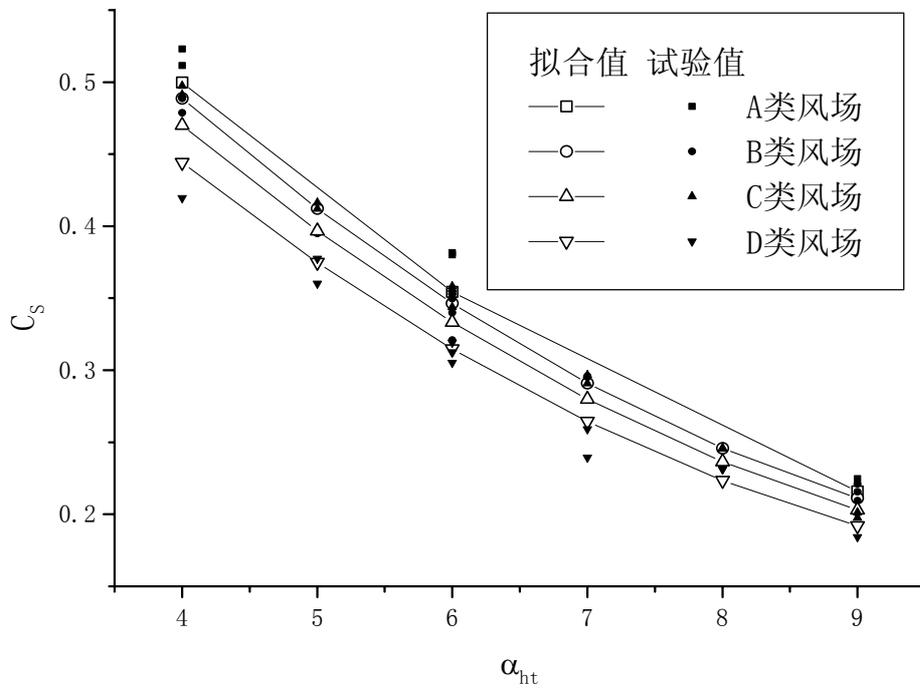
附图 2.3.2 矩形柱的横风向基底弯矩系数随厚宽比的变化



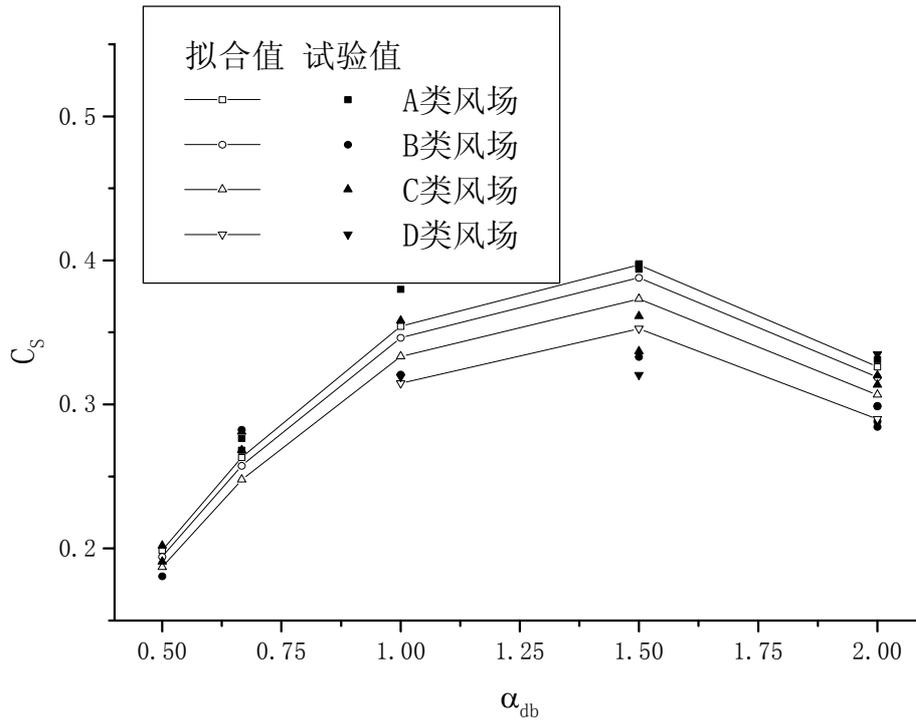
附图 2.3.3 方柱的横风向基底弯矩系数拟合结果



附图 2.3.4 矩形柱的横风向基底弯矩系数拟合结果



附图 2.3.5 方柱的横风向基底剪力系数拟合结果



附图 2.3.6 矩形柱的基底剪力系数拟合结果

### 第三章、超高层建筑的气动阻尼的风洞试验研究

如前所述,在超高层建筑的横风向风效应计算中,气动力和气动阻尼是两个关键的因素。获得气动力和气动阻尼后,才能求得建筑的横风向响应。

在第二章中,通过高天平测力风洞试验,得到了典型超高层建筑的横风向气动力。本章将根据超高层建筑的单自由度气动弹性模型测振风洞试验结果,利用随机减量方法识别气动阻尼,并分析它随风场、风速及结构阻尼比变化的规律,最后给出其拟合公式。

#### 3.1 超高层建筑单自由度气动弹性模型设计

根据构造的复杂程度及模拟的细致程度的不同,高层建筑的气动弹性模型通常可以分为单自由度模型和多自由度模型两种。

多自由度气动弹性模型通常要模拟原结构的前若干阶模态振型及频率,把结构的外形特征及动力特性在风洞试验中全面地再现出来,从而比较全面地模拟风与结构相互作用的整个过程。多自由度气动弹性模型的设计制造过程非常复杂,风洞试验耗费时间多,所需经费数量大,在大多数结构的抗风研究中并不采用这一方法。

由于超高层建筑的二阶及更高阶固有振动频率比一阶频率高很多,因此高阶响应比一阶响应要小得多。基于此,单自由度气动弹性模型的风洞试验成为高层建筑风致振动研究的主要方法。单自由度气动弹性模型忽略了建筑的高阶模态的作用,只考虑其一阶模态响应。同时,考虑到多数超高层建筑的第一阶模态振型通常都接近理想的直线形状,即结构绕其根部高度处的水平轴转动,而结构本身不变形。于是,高层建筑的单自由度气动弹性模型可以简化为一个万向架和安装在它上面的刚性模型构成。这样,在保证了对响应估计精度下降很少的前提下,使模型结构的设计制造大大简化。

##### 3.1.1 一般超高层建筑动力特性的确定

本章考察的对象不是某个具体的超高层建筑,而是一类超高层建筑。为了让气动弹性模型具有一般代表性,首先必须弄清一般超高层建筑的动力特性范围。

**密度** 在超高层建筑的风洞试验研究资料中,对于高度为 150~500 米的超高层建筑,所用的风洞试验模型的质量密度在 130~230kg/m<sup>3</sup> 的范围内变化。我国上海市的金茂大厦(高 420 米)的质量密度为 220kg/m<sup>3</sup> 左右。本模型以 180kg/m<sup>3</sup> 为基本设计质量密度,在 130~230kg/m<sup>3</sup> 范围内变化。

**振动频率** Tamura Y. et al (2000)对日本大量建筑的实际测量得到如下超高层建筑一阶振动频率的拟合公式:

$$T_s = \begin{cases} 0.015H & (\text{钢筋砼建筑}) \\ 0.020H & (\text{钢建筑}) \end{cases} \quad (3.1.1)$$

根据以上公式, 300m 高的建筑的一阶频率为:

$$f_s = 1/T_s = 1/(0.015H \sim 0.02H) = 0.167 \sim 0.222\text{Hz} \quad (3.1.2)$$

本模型模拟的原结构设计频率以 0.19hz 为基本值,变化范围为 0.15~0.25hz。

**结构阻尼比** 超高层建筑的结构阻尼比通常认为在 1~2% 范围内。在高层建筑风洞试验文献

资料中, 试验模型的阻尼比通常被取为 1%。本模型结构阻尼比设计值以 1.2% 为基本阻尼比, 变化范围为 0.5%~2.0%。

### 3.1.2 模型缩尺比的确定

**长度比尺** 本文以高度  $H=300\text{m}$ 、宽度  $B=50\text{m}$  的方形截面超高层建筑为基本研究对象, 风洞截面为  $1.8\text{m} \times 1.8\text{m}$ , 考虑到风洞试验阻塞比不大于 5% 的要求以及现有模拟大气边界层风场比尺为  $1/500$ , 本文试验长度比尺也取为  $C_l = 1/500$ 。这样, 模型的最大阻塞比为 2.6%。基本建筑模型的外观尺寸为  $H_m \times B_m \times D_m = 0.6\text{m} \times 0.1\text{m} \times 0.1\text{m}$ 。

这里需要特别指出的是, 本气动弹性模型的风洞试验数据并非只适用于高度  $H=300\text{m}$  的方形截面超高层建筑, 改变缩尺比, 它也可以用于高度不是  $300\text{m}$  的情况。

**风速比尺** 尽管在实际中超高层建筑不大可能出现涡激共振, 但作为研究, 本试验风速必须反映试验模型在涡激共振风速, 甚至更高风速下的结构行为。

高  $300\text{m}$ 、宽  $50\text{m}$ 、一阶振动频率为  $0.19\text{Hz}$  的正方形截面超高层建筑, 斯脱罗哈数取  $S_t = 0.12$ , 其涡激共振风速为:

$$U_{st} = \frac{f_s B}{S_t} = \frac{0.19 \times 50}{0.12} \approx 80\text{m/s} \quad (3.1.3)$$

假定需要考察  $1.5U_{st}$  风速作用的情形, 即  $120\text{m/s}$ , TJ-1 大气边界层风洞的最大试验风速(空风洞而言)为  $30\text{m/s}$ , 安置了风场模拟设备后, 在 D 类风场中模型顶部高度处最大只能达到  $22.5\text{m/s}$ 。为了保证不同外形的模型在试验时都能达到涡激共振风速, 同时考虑到风洞试验的噪声控制和风速调节等具体问题, 本文试验把风速比尺确定为  $C_U = 1/8$ 。

**结构密度比尺** 由于风洞中流动的空气的密度与大气中流动的空气的密度是相同的, 因此质量密度比尺为  $C_\rho = 1$ 。同样, 模型的密度也必须和超高层建筑结构的密度相同, 以  $180\text{kg/m}^3$  为基础, 在  $130 \sim 230\text{kg/m}^3$  范围内变化。

**其它比尺** 以上三个比尺决定了其它比尺的取值, 时间比尺  $C_t = 1/62.5$ , 质量比尺  $C_m = 1.25 \times 10^3$ , 频率比尺  $C_f = 62.5$ 。

### 3.1.3 广义坐标的选取及模型设计参数的确定

单自由度气动弹性模型不需要模拟质量分布, 但需要模拟一阶广义质量。此外, 还需要模拟一阶固有频率。据此, 本节讨论广义坐标的选取及模型的广义刚度和广义质量等设计参数的确定。  
**广义坐标**

假定结构振型为直线形, 则振型函数为:  $\varphi(z) = z/H$ , 那么, 结构在  $z$  高度处的位移可用如下公式计算:

$$y(z) = Y \times \varphi(z) = Yz/H \quad (3.1.4)$$

广义质量为：

$$M = \int_0^H m(z) \times \varphi^2(z) dz \quad (3.1.5)$$

其中， $m(z)$  为模型单位高度质量。

广义刚度为：

$$K = 4\pi^2 f^2 M = \sum_{i=1}^n k_i \times \left(\frac{l_i}{H}\right)^2 \quad (3.1.6)$$

其中， $n$  为模型提供刚度的弹性元件数， $k_i$  为第  $i$  个弹性元件的弹簧系数， $l_i$  为第  $i$  个弹性元件离模型侧弯振动的转动轴（万向架的两个正交轴，见附图 3.1.4）的距离。

广义外力为：

$$F = \int_0^H p(h) \varphi(h) dh \quad (3.1.7)$$

其中， $p(h)$  为模型  $h$  高度处单位高度范围内所受风力。

**模型的广义质量：**

对于  $\rho_s = 180 \text{kg/m}^3$ 、 $H/B=6$  的基本建筑，其建筑模型广义质量的设计目标值为：

$$M_m = \int_0^H m(h) \varphi^2(h) dh = \int_0^{0.6} 180 \times 0.1 \times 0.1 \times \left(\frac{h}{0.6}\right)^2 dh = 0.36 \text{kg} \quad (3.1.8)$$

根据密度的设计变化范围，广义质量变化范围为：0.26~0.46kg。

**模型的振动频率及广义刚度：**

建筑原型的振动频率为： $f_s = 0.19 \text{hz}$ ，根据频率相似比，相应的建筑模型振动频率为：

$f_m = 62.5 \times 0.19 \text{hz} \approx 12 \text{hz}$ ，建筑模型广义刚度的设计目标值：

$$K_m = M_m (2\pi f_m)^2 = 0.36 \text{kg} \times (2 \times 3.14159 \times 12/\text{s})^2 \approx 2000 \text{kg/s}^2 \quad (3.1.9)$$

根据质量密度的设计变化范围，广义刚度的变化范围为：1400~2800kg/s<sup>2</sup>

**模型的结构阻尼比：**

阻尼比是一个无量纲量，模型值与原型值相同。基本建筑模型结构阻尼比设计值为 1.2%，变化范围为：0.5%~2.0%。

### 3.1.4 模型基座设计(动力特性的实现)

本试验所用的超高层建筑单自由度气动弹性基座的设计构造如图 1.2.5 及附图 3.1.1~3.1.7 所示。上部的刚性模型只模拟结构的外形；下部基座中，由万向架实现两个正交方向的弯曲变形，由弹簧系统模拟结构弯曲变形的刚度，由阻尼器及阻尼油池组成的阻尼系统实现对结构阻尼的模拟，由配重质量块及整个模型系统相对于万向架转动中心的广义质量来模拟结构质量。下面介绍试验模型的设计计算基本过程。

**设计参数的目标值及限制条件：**

- 1)、广义质量 $M_m=0.36\text{kg}(0.26\sim 0.46\text{kg})$ ;
- 2)、广义刚度 $K_m=2000\text{kg/s}^2(1400\sim 2800\text{kg/s}^2)$ ;
- 3)、结构阻尼比 $\zeta_s=1\%(0.5\sim 2.0\%)$ ;

4)、可用空间: 风洞底面以下、转盘以上的一个高 $H=21\text{cm}$ 、直径 $D=34\text{cm}$ 的圆柱体空间。

#### 广义刚度的实现:

结构的刚度是通过八根弹簧来实现的。八根弹簧分别设在模型的两个相互正交的振动方向上, 离万向架转动轴的距离分别为:  $d_1=140\text{mm}$ ,  $d_2=30\text{mm}$ 。

选用型号为  $d \times D \times L = 3 \times 19 \times 300$  的拉伸弹簧, 其弹簧参数为:  $P_0=12.0\text{kgf}$ ,  $P_{\max}=32\text{kgf}$ ,  $k=1.98\text{kgf/cm}$ ,  $L_0=364\text{mm}$ ,  $L_{\max}=462\text{mm}$ 。由于弹簧太长, 且刚度不够大, 因此把弹簧截断成工作长度为  $66\text{mm}$  的短弹簧, 然后拉长, 使其塑性变形, 最后达到需要的工作空间长度。截断后弹簧的弹簧系数为:

$$k = 1.98 \times 300 / 66 \text{kgf/cm} = 9 \text{kgf/cm} = 8820 \text{N/m}$$

实现的广义刚度值为:

$$K_m = 4 \times 8820 \times \left[ (140/600)^2 + (30/600)^2 \right] = 2009 \text{kg/s}^2$$

改变弹簧的弹性系数, 可以实现刚度的变化。

#### 广义质量的实现:

模型各部分对广义质量的贡献计算结果如下:

模型本身: 上部(木材+泡木):  $0.054\text{kg}$ ; 下部(铝材):  $0.00068\text{kg}$ , 忽略不计;

模型支撑器(铝材):  $0.0004\text{kg}$ , 忽略不计;

模型座板(铝材):  $0.00055\text{kg} + 0.00067\text{kg}$ , 忽略不计;

刚度系统 2(钢材):  $0.047\text{kg}$ ;

阻尼器及配重:  $0.081 + 0.006 + 0.054 + 0.049 + 0.07\text{kg} = 0.197\text{kg}$ ;

总合:  $0.30\text{kg}$ , 将通过配重来达到广义质量的目标值  $0.36\text{kg}$ 。

改变配重质量块的数量和安置位置, 可以实现广义质量的变化。

#### 阻尼的实现:

由阻尼器的宽度及浸入油池的不同深度来调节阻尼比的大小。经过反复调试, 试验中最终采用了  $30\text{mm}$  宽的有机玻璃板, 竖直插入  $30\#$  机油中  $0\sim 40\text{mm}$  深度, 使阻尼比在  $0.6\sim 2.3\%$  之间变化。

#### 模型最大振动范围验算:

为了预防在试验中气弹模型在运动中与风洞底面或风洞转盘相撞而造成试验结果失真, 应当对模型振动范围进行验算。

作者曾在 TJ-1 大气边界层风洞中进行过超高层建筑多自由度气弹模型试验。模型高  $H=60\text{cm}$ , 宽  $B=10\text{cm}$  的模型的最大横风向响应均方根  $\sigma_y \approx 0.02B$ 。本次试验中, 假定超高层建筑单自由度气动弹性模型顶部水平最大位移可达到它的 20 倍, 则相应的模型倾角为:

$$\theta = \arcsin(0.02 \times 20 \times (10./60.)) = 0.0667(\text{弧度})$$

经过计算知, 万向架自身的最大活动角度为  $0.301$  弧度; 阻尼器杆与风洞底板下部相撞时, 万向架转过的角度为  $0.0874$  弧度; 万向架与连接件相撞时, 转过的角度为  $0.2158$  弧度; 万向架与模型座台平板相撞时, 转过的角度为  $0.2195$  弧度; 万向架与模型座台竖杆相撞时, 转过的角度

为 0.4250 弧度；阻尼器片与油池底部相撞时，万向架转过的角度为 0.0816 弧度。可见，模型运动部分与静止的风洞底面、风洞转盘及模型的静止部分相撞时万向架所转过的角度均大于风致振动的最大偏角  $\theta$ ，表明在试验过程中模型的运动不会导致相撞。

### 3.2 超高层建筑单自由度气动弹性模型风洞试验概况

试验设备及风场设置与第二章的高频天平试验的设备及风场设置基本相同，安装在弹性基座上的刚性模型也是第二章安装于高频天平上的刚性模型，模型外形为高宽比为 6 的方柱。下面介绍本试验的一些具体情况。

**加速度传感器** 试验中用了两个加速度传感器，在模型上的安装高度为 56cm，分别测量模型的两个正交水平方向的加速度响应。加速度传感器为压电式的，其灵敏系数都在 15pc/g 左右，每个传感器的质量均为 40g（在为模型配重时将减去传感器质量）。

**放大与滤波** 为了尽可能加大信噪比、防止过载现象发生及方便调节等，试验中设置了两种放大率：小于 10m/s 的风速下产生的信号缩小 10 倍输出，大于等于 10m/s 的风速下产生的信号缩小 100 倍输出。

试验过程中，为了保证数据的原始性，没有对数据进行滤波。但在利用随机减量方法（下文将介绍）进行数据处理过程中，利用第二章讲述的 FFT 滤波程序对试验数据进行带通滤波。

**采样程序的参数设置** 风洞试验中，对模型顶部在两个正交的平移方向上的加速度响应进行了采样。本研究主要讨论横风向气动阻尼的识别，附带研究顺风向气动阻尼。在随机减量方法的使用过程中，对数据时程序列进行处理，得到模型振动每一周期的详细记录。模型自由振动频率为 12hz 左右，每一个周期用 30 个数据来记录，采样频率取为 400Hz。

随机减量方法需要对采样的数据进行大量叠加，以消除随机项。叠加的次数，将直接影响阻尼识别的效果。根据 Tamura Y. et al (1999) 的研究，利用时间平均法，叠加次数不得小于 1000 次，Tamura Y. et al (1996) 甚至认为需要叠加 5000 次才能得到比较好的结果。假定利用时间平均随机减量方法，在模型振动的每两个周期，可以取样一次，那么，取样 5000 次，需要数据长度为  $n = 5000 \times 2 \times (400/12)hz = 333333$ ，考虑到采样系统的限制，最后数据的采样长度确定为 330000 点。采样时间长度为 825 秒，约 14 分钟。

**传感器方向的校正** 在试验中，传感器安置在模型上部空腔中。由于模型空腔面积小，传感器本身尺度也很小，凭直观感觉安装的传感器很难准确对准模型的体轴方向。应当对其采样数据进行方向校正。

敲击模型，使模型在其体轴—x 轴及 y 轴方向振动，采样得到传感器方向—x1 及 y1 方向上的加速度响应，绘出模型振动轨迹图，如图 3.2.1 所示。

通过线性拟合，可以得到模型体轴（X 轴及 Y 轴）在传感器响应坐标系（X1-O-Y1 坐标系）上的投影线，如图 3.2.1 所示。假定 X 轴及 Y 轴在 X1-O-Y1 坐标系中的方向角分别为  $\theta_x$ 、 $\theta_y$ 。

设一点 M 在传感器坐标系（X1-O-Y1 坐标系）中的坐标为  $(x_1, y_1)$ ，在模型坐标系（X-O-Y 坐标系）中的坐标为  $(x, y)$ ，那么，将有如下关系式：

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta_x & \cos \theta_y \\ \sin \theta_x & \sin \theta_y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} \quad (3.2.1)$$

逆变换得到：

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta_x & \cos \theta_y \\ \sin \theta_x & \sin \theta_y \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} x1 \\ y1 \end{Bmatrix} \quad (3.2.2)$$

从敲击模型体轴得到的响应轨迹曲线可以拟合得到模型体轴在传感器坐标系中的投影，从而求得方向角  $\theta_x$ 、 $\theta_y$ ，然后利用等式 (3.2.2) 即可对传感器方向的安装误差进行校正。

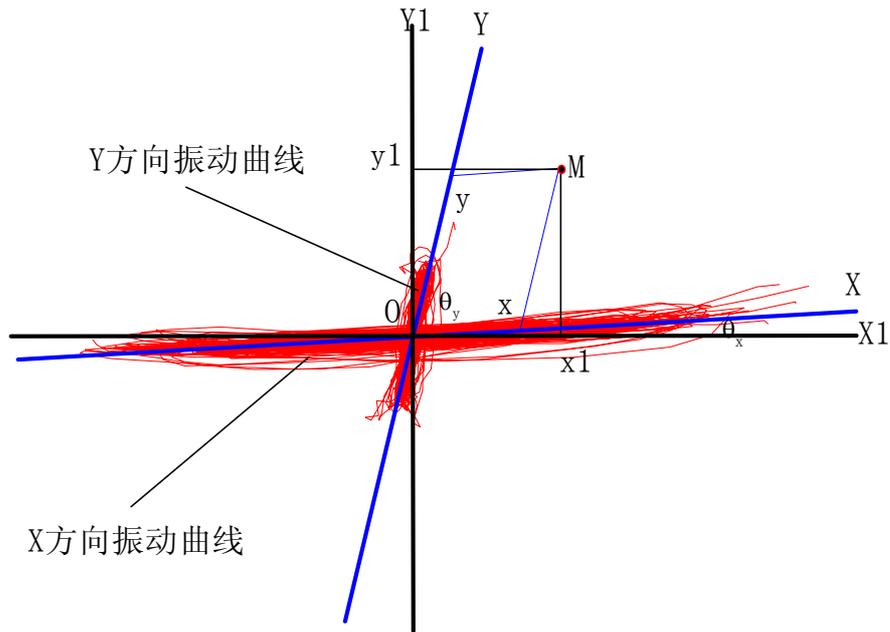


图 3.2.1 敲击模型体轴时加速度传感器采集到的模型顶部振动轨迹曲线

**模型结构阻尼测量技术** 动力特性是试验模型的一个非常重要的指标，它主要包括广义质量、广义刚度和结构阻尼三个量，其中，广义刚度可以通过模型基座上的弹簧的弹簧系数计算得到，质量可以通过模型的质量分布来给定，并且可以通过模型的自由振动频率来校核广义质量和广义刚度的比例关系。确定结构阻尼（无风时测量）采用如下方法：

$$\zeta_s = \frac{\ln(y_m/y_n)}{2(n-m)\pi} \quad (3.2.3)$$

其中， $y_i$  为模型自由衰减振动第  $i$  周的振幅。

在测量结构阻尼比时，给结构一个脉冲，让结构做有阻尼自由衰减运动，测出振动响应曲线中的任意两个峰值，利用等式 (3.2.3) 即可得到结构阻尼比。

然而，在本试验过程中，方形截面超高层建筑的单自由度气动弹性模型的阻尼测量确并不这么简单。由于模型在正交的两个水平侧弯方向上的动力特性完全一致，这导致两个方向上振动的耦合，产生拍的现象。这给阻尼测量带来很大的困难。

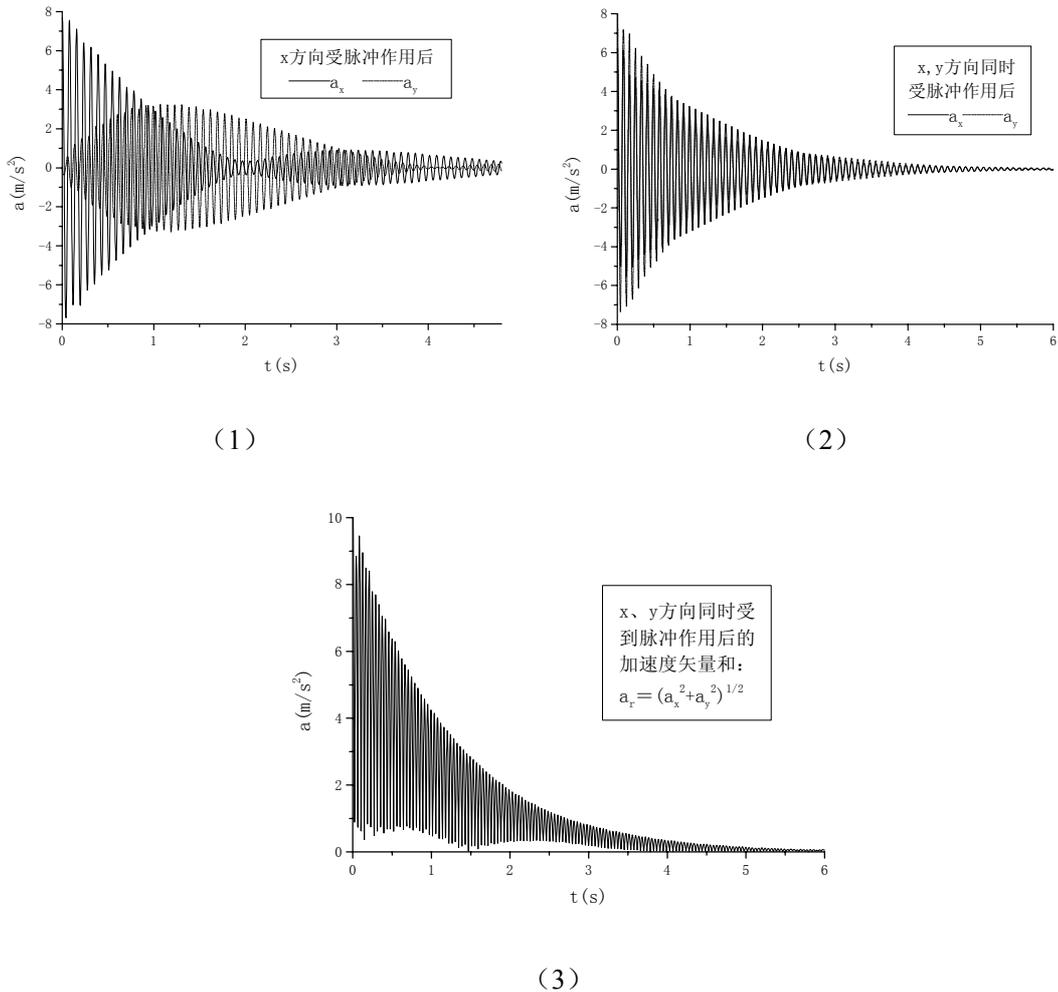


图 3.2.2 模型结构阻尼识别示意图

如图 3.2.2(1)所示，为了测量 x 方向上的结构阻尼比，给 x 方向一个脉冲，然后观察结构的振动。只观察 x 方向，可以看到从 0s 到 2s 的起始段看似一个自由衰减曲线，但是，过了 2s 以后，本来应当继续下降的振动幅值却开始逐渐上升，到 3s 以后，振动幅值又开始缓慢地下降。x 方向振动幅值的这一变化过程显然存在以下问题：（1）为什么在没有施加外力的时候，振动幅值会在 2s 左右时放大；（2）分别从 0s~2s 段与 3s~5s 段的振动幅值衰减曲线中得到的阻尼比不同，前者比后者大很多，结构的实际阻尼比究竟是哪一个？

增加对 y 方向的观察，如图 3.2.2(1)所示。在 0s 时，x 方向振动在由最大振幅急剧下降过程中，y 方向由没有振动逐渐出现振动，并且振动幅度越来越大。在 1.25s 时 y 方向振幅达到最大，并且比此时的 x 方向振幅还要大 1 倍左右，可以看出，由于 x 方向和 y 方向具有相同的刚度和质量分布，以至两个方向具有相同的自由振动频率等动力特性。在模型受到 x 方向的脉冲作用后，x 方向的振动能量比 y 方向大很多，在一部分能量从 x 方向经阻尼力耗散的同时，也有一部分能量转化为 y 方向的振动，从而导致 y 方向的振动从无到有，并且逐渐增大，最后超过 x 方向的振动幅度。当 y 方向的振动幅度增大到一定程度后，它将反过来策动 x 方向的振动。因此，在模型振动过程中，一方面振动能量因阻尼而耗散，另一方面，振动能量还将在动力特性相同的两个正交方向上互相传递。表现出“拍”的特征。

为了解决以上问题，有三种措施：

- （1）减小初始能量差。斜敲 45 度方向角，使 x 方向和 y 方向同时受到同样大小的脉冲作用，

使两个方向上具有大小相当的初始能量，从而减小两个方向上的能量传递。

图 3.2.2(2)给出了斜敲 45 度方向角后两个方向上的振动时程曲线。很明显，拍的现象得到了很大程度的抑制，没有出现某个方向上的振动中途放大的现象。但是，由于要准确击中模型 45 度方向角很困难，很难使两个方向上的初始能量完全相同。图 3.2.2(2)中  $y$  方向的能量比  $x$  方向上的大 30% 左右，使得两个方向上仍然存在能量传递，其振动幅度大小交替变化，这同样会在很大程度上影响阻尼的识别。

(2) 消除能量相互传递因素。假定  $x$ 、 $y$  方向具有相同的刚度、相同的频率和相同的阻尼比，其初始振动能量分别表示为：

$$E_{0x} = 0.5kA_{0x}^2 \quad (3.2.4)$$

$$E_{0y} = 0.5kA_{0y}^2 \quad (3.2.5)$$

其中  $A_{0x}$ 、 $A_{0y}$  分别为  $x$ 、 $y$  方向的振动幅值， $k$  为  $x$ 、 $y$  方向的结构刚度。如果两个方向上没有能量传递，经过  $n$  周期后，有

$$E_{nx} = 0.5kA_{nx}^2 \quad (3.2.6)$$

$$E_{ny} = 0.5kA_{ny}^2 \quad (3.2.7)$$

由于阻尼力造成的两个方向上的机械能损失的总和为：

$$\Delta E_{\xi} = (E_{0x} - E_{nx}) + (E_{0y} - E_{ny}) = 0.5k[(A_{0x}^2 + A_{0y}^2) - (A_{nx}^2 + A_{ny}^2)] \quad (3.2.8)$$

定义振动矢量和  $r$  为：

$$r^2 = x^2 + y^2 \quad (3.2.9)$$

在拍的作用下， $x$ 、 $y$  方向的振动同相，那么

$$A_r^2 = A_x^2 + A_y^2 \quad (3.2.10)$$

代入等式(3.2.10)有

$$\Delta E_{\xi} = 0.5k(A_{0r}^2 - A_{nr}^2) \quad (3.2.11)$$

如果在振动  $n$  周后，有能量  $\Delta E_{xy}$  从  $x$  方向传向  $y$  方向，那么

$$E_{nx}' = 0.5kA_{nx}'^2 \quad (3.2.12)$$

$$E_{ny}' = 0.5kA_{ny}'^2 \quad (3.2.13)$$

由于阻尼力造成的两个方向上的机械能损失的总和为：

$$\begin{aligned} \Delta E_{\xi} &= (E_{0x} - E_{nx}' - \Delta E_{xy}) + (E_{0y} - E_{ny}' + \Delta E_{xy}) \\ &= 0.5k[(A_{0x}^2 + A_{0y}^2) - (A_{nx}'^2 + A_{ny}'^2)] = 0.5k(A_{0r}^2 - A_{nr}'^2) \end{aligned} \quad (3.2.14)$$

由等式(3.2.11)和(3.2.14)可知：

$$A_{nr} = A_{nr}' \tag{3.2.15}$$

在无能量传递时，

$$A_{nx} = A_{0x} e^{-\xi \cdot 2n\pi} \tag{3.2.16}$$

$$A_{ny} = A_{0y} e^{-\xi \cdot 2n\pi} \tag{3.2.17}$$

所以

$$\begin{aligned} A_{nr} &= (A_{nx}^2 + A_{ny}^2)^{1/2} = (A_{0x}^2 + A_{0y}^2)^{1/2} e^{-\xi \cdot 2n\pi} \\ &= (A_{0x}^2 + A_{0y}^2)^{1/2} e^{-\xi \cdot 2n\pi} = A_{0r} e^{-\xi \cdot 2n\pi} \end{aligned} \tag{3.2.18}$$

那么，阻尼比可以通过下式求得：

$$\xi = \frac{\ln(A_{0r} / A_{nr})}{2n\pi} \tag{3.2.19}$$

表 3.2.1 气动阻尼识别风洞试验工况

编号	结构阻尼比	风场	风向角 (°)	风速 (m/s)
1	0.006	A	0	4,5,6,7,8,9,10,11,12,12.5,13,14,16
			90	4,6,8,10,12,14,16
2	0.006	B	0	4,6,8,10,11,12,13,14,16
			90	4,6,8,10,12,14,16
3	0.006	C	0	4,5,6,7,8,9,10,11,11.5,12,12.5,13,13.5,14,16
			90	4,5,6,7,8,9,10,11,12,12.5,13,14,16
4	0.006	D	0	4,6,8,10,11,12,12.5,13,14,15
			90	4,6,8,10,12,14
5	0.012	C	0	4,6,8,9,10,11,11.5,12,12.5,13,14,15
			90	4,6,8,10,12,14
6	0.0188	C	0	4,6,8,10,11.5,12,12.5,13.5,15
			90	4,6,8,10,12,14
7	0.0217	C	0	4,6,8,10,11,11.5,12,12.5,13.5,15
			90	4,6,8,10,12,14

等式 (3.2.15) 表明：不论两个方向上有没有“拍”的现象，其第 n 个周期的振动幅值矢量和  $A_{nr}$  是不变化的。因此，利用等式(3.2.19)计算结构阻尼比，将不受前述现象的影响。图 3.2.2

(3) 作出了矢量和 r 的时程曲线。可以看出，r 的幅值变化基本上是一条标准的衰减曲线。经过多次试验表明，用此方法可以得到稳定的结构阻尼比值。

(3) 使 x、y 两个方向上的动力特性不同。模型振动中拍的出现，与模型两个振动方向的固有频率相近有关。当把模型两个振动方向的固有频率设置为不相近时，一个方向的振动不能激起另一个方向的共振响应，能量传递现象将得到有效的抑制。在本试验中，模型基座在两个方向上设置不同的弹簧，x 方向（非考察方向）每边 3 条弹簧，y 方向（考察方向）为每边 2 条弹簧，

最后,测到的振动频率分别为  $f_x \approx 19\text{Hz}$ ,  $f_y \approx 12\text{Hz}$ 。这样,两个正交方向上的振动频率不同,不会出现振动能量在两个方向相互转换的现象。

**试验工况布置** 由于试验工作量非常大,只进行了方形建筑模型在不同风场、不同风速及不同结构阻尼条件下的顺风向及横风向气动阻尼。没有研究模型高宽比、宽厚比等外形参数的影响。试验工况如表 3.2.1 所示。

### 3.3 随机减量技术介绍

第一章提到,高层建筑气动阻尼的识别有两大类方法:一、强迫振动法识别气动阻尼,二、从环境激励振动中识别气动阻尼。第二类方法中又有功率谱密度法、谱矩法和频谱曲线拟合法等频域方法和自相关法、随机减量法和自回归或移动平均法等时域方法。实践表明,对于超高层建筑,随机减量技术有很多优点,能给出比较理想的识别结果。

#### 3.3.1 基本原理

随机减量技术的基本思想:对在零平均随机过程激励下的系统响应进行多次采样,使采集到的每一样本具有某种共同的初始条件。对采集到的大量样本进行集合平均,可以使响应中的零平均随机量及其造成的影响减小为零,得到在初始条件作用下的自由振动响应序列,从此响应序列中可以识别出系统阻尼。

在动力荷载作用下,系统的响应为初始位移导致的响应、初始速度导致的响应和外力强迫振动响应的迭加:

$$x_T = x_{x_0} + x_{\dot{x}_0} + x_F \quad (3.3.1)$$

由零均平稳随机输入导致的线性系统的强迫振动响应本身  $x_F$  是随机零均平稳的。随着平均段数的增加,这种响应的集合平均趋向于零。如果所有用于平均的数据段从同一初始位移值  $x_{th}$  开始而斜率是正负交替出现,那么初始速度导致的响应  $x_{\dot{x}_0}$  也将在多次平均后趋向于零,因此只留下初始位移  $x_{th}$  导致的响应:

$$\left( \sum_{n \rightarrow \infty} x_T \right) / n = \left( \sum_{n \rightarrow \infty} x_{x_0=x_{th}} + \sum_{n \rightarrow \infty} x_{\dot{x}_0} + \sum_{n \rightarrow \infty} x_F \right) / n = x_{x_0=x_{th}} + 0 + 0 = x_{x_0=x_{th}} \quad (3.3.2)$$

$x_{x_0=x_{th}}$  是以  $x_{th}$  为初始振幅的自由衰减运动,从中可以方便地识别出阻尼比。图 3.3.1 为随机减量计算过程的示意。

这种直观的解释在许多文献中引用,对线性系统是合理的。这种技术比自相关或谱方法的先进之处在于可以考虑不同振幅下的阻尼以及不需要进行 FFT 变化,从而避免某些误差的引入。一些学者发现这种方法也适合于非线性阻尼系统 (Jeary A.P.(1992)等)。然而,在集合平均时,为了消除随机量的影响,需要的数据段数可能相当大。

随机减量结果信号为系统自由衰减振动,这一结论为许多例子提供了合理的阻尼估算。

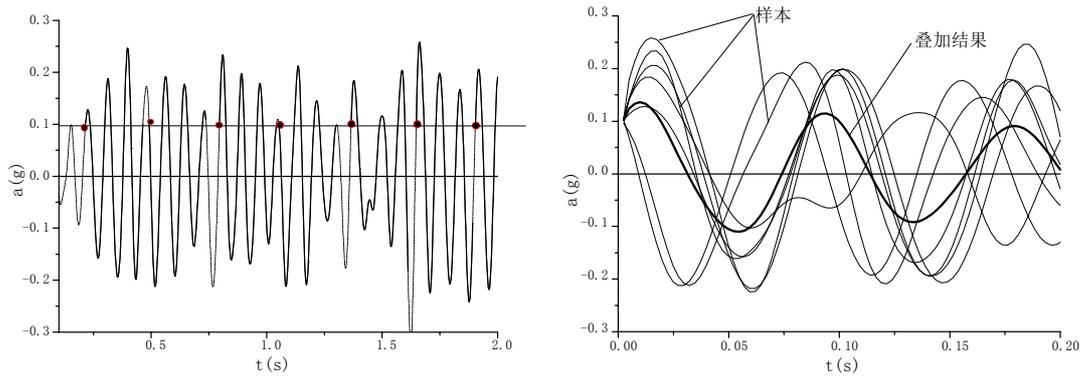


图 3.3.1 随机减量计算过程示意图

### 3.3.2 误差问题

在高斯平稳随机过程激励下线性系统的响应输出信号与自相关函数成比例，而其期望为 (Vandiver J.K. et al, 1982)：

$$\eta(t) = E[x_T(t) | x_0, \dot{x}_0] = \frac{R_x(\tau)}{R_x(0)} x_0 \quad (3.3.3)$$

其方差为：

$$\text{Var}[\eta(t)] = \frac{1}{N} R_x(0) \left( 1 - \frac{\eta^2(t)}{x_0^2} \right) \quad (3.3.4)$$

从上两式可以看出，由于假定没有噪声存在，其方差独立于初值  $x_0$ 。如果存在噪声，则随初值的减小，方差会增大。

Jeary A P. et al (1996)认为当结构的时间常数  $\tau = \frac{1}{\zeta\omega}$  越大时，随机减量信号值变得越清楚。

### 3.3.3 使用技巧

随机减量技术的不同使用方法将得到不同精确度的阻尼比结果。

Tamura Y. et al (1999)用两种迭加方法考察随机减量技术，一种为集平均法（数据不重复使用），另一种为时间平均法（允许数据的重复使用）。他得到如下结论：1、要使所得阻尼比标准差  $\sigma_{\Delta\zeta} < 20\%$ ，用时间平均法必须使  $N \geq 1000 \sim 2000$ ；用集平均方  $N > 200$ 。2、为了消除位移响应的低频分量或从多自由度响应的中提取特定模态的振动分量，必须使用带通滤波器。滤波器的通过频带宽度为  $(f(1 \pm x\%))$ ， $f$  为结构自由振动频率，其中  $x$  必须仔细选择，如果太大，起不到滤波的作用，太小，则得到的阻尼比失真。3、对于两自由度系统，可以用带通滤波器滤掉其中一个自由度的响应，只留下一个响应，从而识别这一响应所对应的频率阻尼参数。当  $f_2 / f_1 > 2$ ， $N=10000$  时，基频估算误差在 3%以内，二阶频率也能估算，但误差稍大一些。

Tamura Y. et al (1996)研究了以峰幅列队的 RDT, 即随机减量的每一个样本的起点为结构振动的一个峰值。随机减量特征函数定义为:

$$a(\tau) \equiv E\{\text{sgn}[x(t)]x(t+\tau) | \dot{x}(t) = 0\} \quad (3.3.5)$$

其中,  $E\{x|C\}$  为在条件 C 下 x 的条件期望,  $\text{sgn}[x]$  为 x 的符号,  $\dot{x}(t)$  为 x(t)对 t 的一阶导数,

$\dot{x}(t) = 0$  意味着在时间 t 时刻 x(t)有峰值  $\hat{x}$ 。假定响应 x(t)为零平均稳态高斯过程, 那么

$$x(t+\tau) |_{\dot{x}(t)=0, x(t)=\hat{x}} \sim N\left(\frac{R_{xx}(\tau)}{R_{xx}(0)}\hat{x}, R_{xx}(0) - \frac{R_{xx}^2(\tau)}{R_{xx}(0)} + \frac{\dot{R}_{xx}^2(\tau)}{\ddot{R}_{xx}(0)}\right) \quad (3.3.6)$$

其中,  $x \sim N(\mu, \sigma^2)$  表示随机变量 x 是均值为  $\mu$ , 均方值为  $\sigma^2$  的高斯过程。  $R_{xx}(\tau)$  为 x(t)的自相关函数。所以等式(3.3.5)定义的随机减量信号  $a(\tau)$  可以写成:

$$a(\tau) = \frac{R_{xx}(\tau)}{R_{xx}(0)} E\{\text{sgn}[\hat{x}]\hat{x}\} \quad (3.3.7)$$

可以看到随机减量信号  $a(\tau)$  正比于自相关函数  $R_{xx}(\tau)$ 。

假定输入为严格的白噪声, 自相关函数变成自由振动响应。对于自振频率为  $\omega$ , 阻尼比为  $\zeta$  的单自由度结构, 等式(3.3.7)可以写为:

$$a(\tau) = E\{\text{sgn}[\hat{x}]\hat{x}\}e^{-\zeta\omega\tau} \left( \cos\sqrt{1-\zeta^2}\omega_0\tau + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin\sqrt{1-\zeta^2}\omega_0\tau \right) \quad (3.3.8)$$

所以, 可以以等式(3.3.8)的形式用最小二乘法拟合随机减量信号  $a(\tau)$  来估算自振频率和阻尼比。估算阻尼比的方便方法为:

$$\log \frac{\hat{a}_i}{\hat{a}_j} \approx (-1)^{i-j} \frac{(i-j)\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (3.3.9)$$

其中  $\hat{a}_i$  为随机减量信号  $a(\tau)$ ,  $\tau > 0$  的第 i 个峰值。

假定 x(t)为各态历经过程, 可以用时间平均代替期望:

$$a(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \{\text{sgn}[x(t_i)]x(t_i+\tau) |_{\dot{x}(t_i)=0}\} \quad (3.3.10)$$

用如下等式估算阻尼比的振幅依赖性:

$$a(R; \tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \{\text{sgn}[x(t_i)]x(t_i+\tau) |_{\dot{x}(t_i)=0, x(t_i) \in R}\} \quad (3.3.11)$$

其中, R 为振幅的取值范围。文中进行随机减量技术迭加前先对数据进行了以基阶自振频率为中心的带通滤波。迭加次数大于 5000。用最小二乘法估算固有频率和阻尼比。

### 3.3.4 在本研究中的具体运用

在进行随机减量处理前，模型加速度响应数据进行了带通滤波，滤波频带范围为：

$$f \in [(1-25\%)f_0, (1+25\%)f_0]。$$

随机减量叠加样本的取样条件主要考察样本的第一个数据点  $x_l$ ，它必须满足如下条件才能被取样：

$$abs(abs(x_l) - a) / a \leq 5\% \text{ 且 } abs(abs(x_l) - a) \leq abs(abs(x_{l+j}) - a), j = -10, -9, \dots, 9, 10 \quad (3.3.12)$$

其中， $a$  为随机减量初始振幅。

式 (3.3.12) 包含两个条件：一、 $x_l$  与  $a$  的差不得超过  $a$  的 5%，以保证各样本初值的误差率不大于 5%；二、 $x_l$  是其前后 20 点中离  $a$  最近的点。

为了保证足够的样本叠加数量，采用了时间平均法，即同一个试验点可以被多次取样。

实践表明，对于同一数据序列，随机减量结果对初始振幅  $a$  变化并不敏感。当  $a$  在振动响应均方根附近变化时，结果最平稳。因此，本试验中，初始振幅取为结构响应的均方根。得到的样本数量，随工况的不同而变化，在 7500~11000 点之间。

## 3.4 试验数据处理结果

### 3.4.1 利用随机减量技术处理得到的衰减振动曲线

在不同风场、不同风速下，不同结构阻尼比的高宽比为 6/1 的方形截面高层建筑模型的风致振动响应，利用随机减量方法进行处理，得到了模型在风场中的顺风向及横风向衰减振动曲线，如附图 3.4.1~3.4.7 所示。

应用随机减量技术识别的气动阻尼结果是令人满意的。处理得到的衰减振动曲线的前 5 个周期中，除起始点外，其余各峰值基本上构成一条对数衰减曲线。利用最小二乘法对振动衰减曲线上的第 2 个和第 8 个峰值进行曲线拟合，得到对数衰减曲线。从附图 3.4.1~3.4.7 可以看到，前 5 个周期中，除第一个峰值外，其余峰值基本上都落在了对数衰减曲线上。

### 3.4.2 气动阻尼随折减风速的变化

将拟合得到的总阻尼比减去结构阻尼比，得到模型在风场中的气动阻尼比。附图 3.4.8 给出了有不同结构阻尼比的模型在不同风场中振动时的横风向及顺风向气动阻尼比随风速变化的曲线。

横风向气动阻尼比随折减风速的变化规律性比较强。观察附图 3.4.8 中各工况的横风向气动阻尼随折减风速的变化图可知，当折减风速小于 3 时，多数工况的横风向气动阻尼比是负值。当折减风速增大时，气动阻尼比由负变正，并随风速线性增大。当折减风速增大到 5 左右时，多数曲线斜率开始变小，进入一个平坦的过渡阶段，一直到折减风速增大到 8 附近。然后，气动阻尼比随风速急剧增大。到折减风速达到 9 到 10 之间的某个值时，气动阻尼比达到最大峰值。风速继续增大，气动阻尼比就急剧回落，到折减风速达到 10 到 11 之间的某个数值时穿过 0 轴，变为负值。然后，随着风速的增大，气动阻尼比有增大的趋势，但变化不大了。

相比之下, 顺风向气动阻尼比的变化简单得多。从附图 3.4.8 中顺风向气动阻尼比随折减风速变化图中可以看到, 在多数工况中, 折减风速小于 5 左右时, 顺风向气动阻尼比为负值。随着风速的增大, 顺风向气动阻尼比呈单调增函数。

### 3.4.3 风场类型对气动阻尼比的影响

图 3.4.1 将不同风场中的横风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线进行了比较 (图中同时还绘出了利用 Watanabe Y. et al 及 Marukawa H. et al 给出的图线, 将在下文中进行比较分析)。随着风场中的紊流度增大, 横风向气动阻尼比的变化趋于平缓。图 3.4.1 中可以看到, 在折减风速为 3 左右时, 各风场之间气动阻尼比的差距不大, 都在 0 轴下方, 接近 0, 紊流度最大的 D 类风场中的气动阻尼比最小。当折减风速在 8~11 之间时, 各类风场中的气动阻尼比都出现了峰值, A 类风场中的峰值最高, D 类风场中的最低。当折减风速增大到 11 以后, 各类风场中的气动阻尼比均出现了回落。A 类风场最先回落, 且回落得最大, 变为了负值。D 类风场中得气动阻尼比最后回落, 且回落的幅度最小, 在试验风速范围内没有回落到 0 点以下。

图 3.4.2 给出了不同风场中的顺风向气动阻尼比随风场变化的曲线。在折减风速小于 6 的低风速作用下, 各类风场中的顺风向气动阻尼比相近, 且都是负值, 随折减风速的变化很小。在当风速增大时, 紊流度较大的 D 类风场中的气动阻尼比增大缓慢, 而 A 类风场中的增大得相对较快。当折减风速达到 12 时, 可以明显看到, A 类风场中的气动阻尼比较高。而 D 类风场中的较低。

从总体来看, 风场对顺风向气动阻尼比的影响不大, 图 3.4.2 中, 在相同折减风速下, 不同风场中的气动阻尼比的最大差值只有 0.2% 左右。

### 3.4.4 结构阻尼比对气动阻尼比的影响

图 3.4.3 及图 3.4.4 分别给出了不同结构阻尼比得模型在 C 类风场中得横风向及顺风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线 (图中同时还绘出了 Watanabe.Y et al 及 Marukawa H. et al 的结果, 用于下文中的比较分析)。

观察图 3.4.3 可知, 在折减风速为 3 附近, 不同结构阻尼比的模型的气动阻尼比几乎相等, 都在 -0.1% 左右。在折减风速小于 8 时, 气动阻尼比受结构阻尼比的影响不明显, 看不出一个规律来, 且各曲线的差别也不大。当折减风速大于 8 后, 结构阻尼比小的模型出现较高的气动阻尼比正峰值, 结构阻尼比大的模型则没有明显的峰值。当折减风速增大到 10 以后, 各模型的气动阻尼比都在下降。结构阻尼比大的模型的气动阻尼比始终较小, 在高折减风速下, 出现的负气动阻尼比的绝对值也较大。

图 3.4.4 中可以看到, 对于顺风向气动阻尼比, 结构阻尼比的影响很不明显, 且不同结构阻尼比的模型的气动阻尼比的差别不大, 小于 0.2%。

### 3.4.5 试验结果与文献结果的比较

Watanabe Y. et al 利用强迫振动风洞试验研究了横风向气动阻尼比规律, 给出了  $\zeta_a / \eta$  ( $\zeta_a$  为气动阻尼比,  $\eta$  为模型质量密度与空气密度之比) 随  $U_m / U_s$  ( $U_m = U / (f_m B)$ ,  $U_s = U / (f_s B)$ ,  $f_m$  为模型自由振动频率,  $f_s$  为涡激共振频率) 变化的曲线。其模型是高宽比为 13 的方柱, 风场平均风速剖面指数为 0.115, 模型顶部处的紊流度为 6%, 模型顶部振动幅度控制在模型宽度的 3.24%。

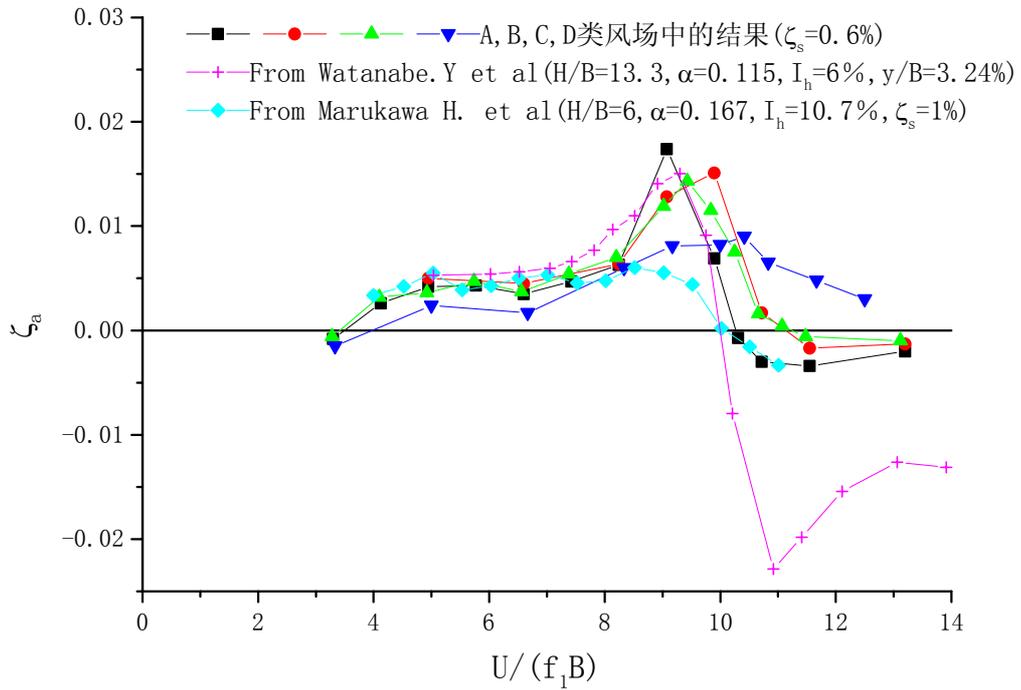


图 3.4.1 风场类型对模型横风向气动阻尼比的影响

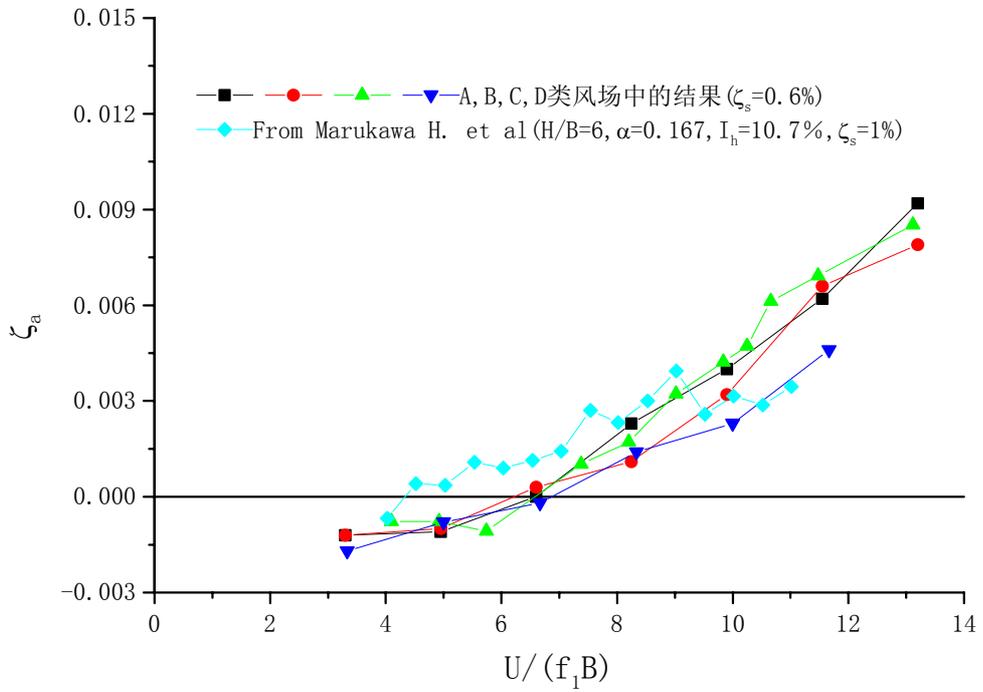


图 3.4.2 风场类型对模型顺风向气动阻尼比的影响

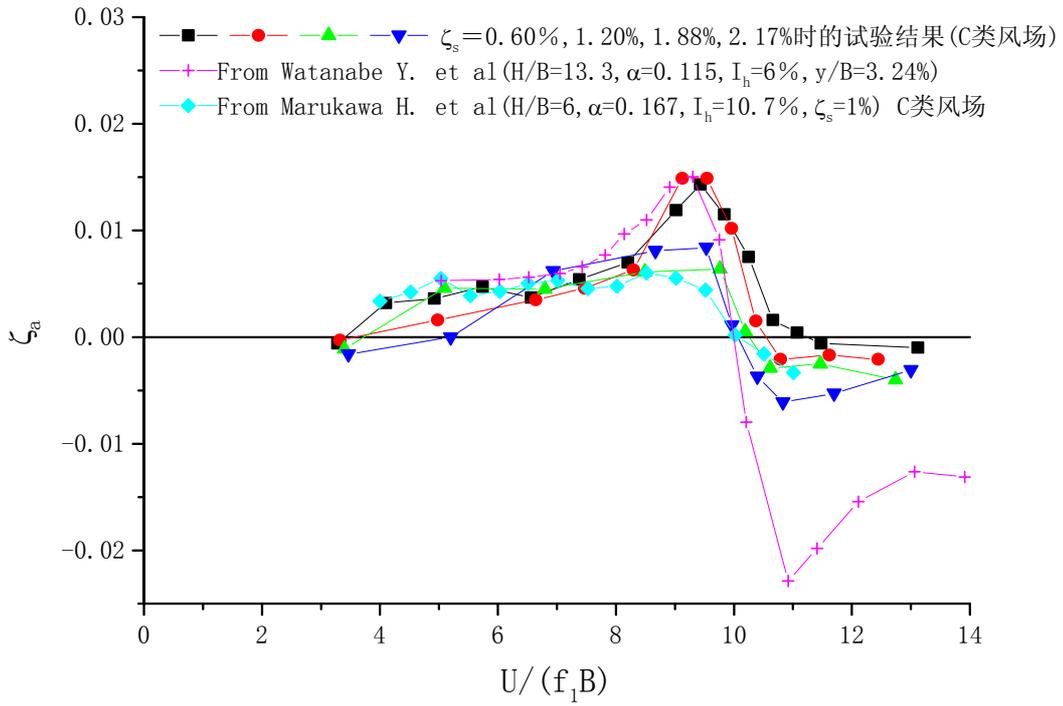


图 3.4.3 结构阻尼比对模型横风向气动阻尼比的影响

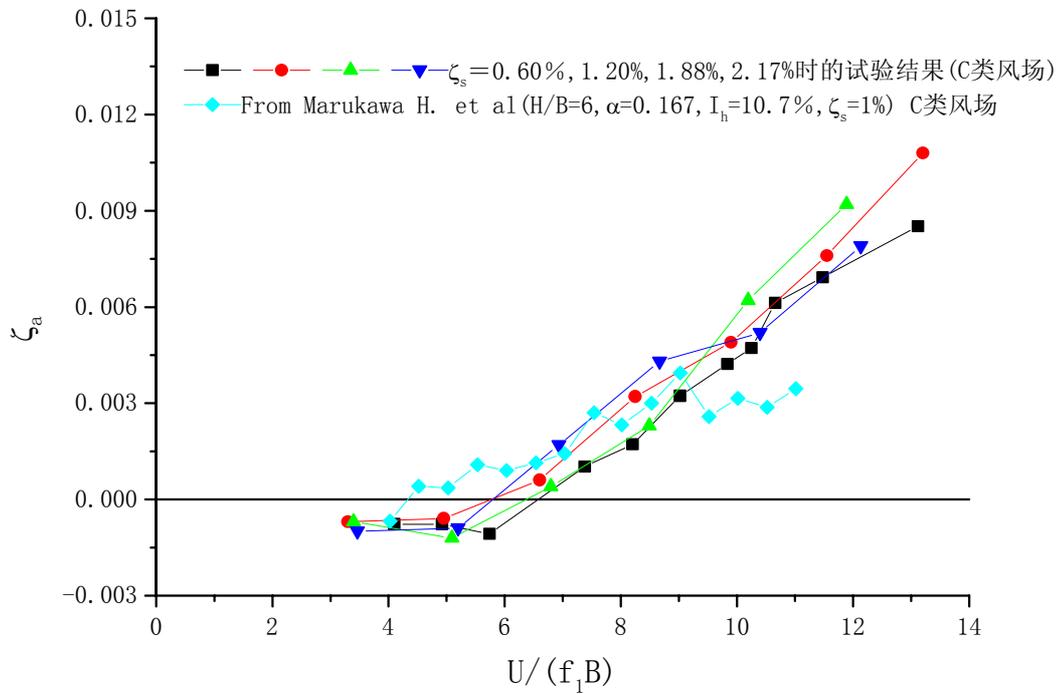


图 3.4.4 结构阻尼比对模型顺风向气动阻尼比的影响

Marukawa H. et al 利用随机减量方法从单自由度气动弹性模型试验中提取了气动阻尼比, 给出了顺风向及横风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线。其模型为高宽比为 6 的方柱, 风场的平均风速剖面指数为 0.167, 模型顶部处的紊流度为 10.7%, 模型结构阻尼比为 1%。

将 Watanabe Y. et al 给出的结果经过换算, 得到与本文有相同条件的数据后, 与 Marukawa H. et al 给出的结果一并绘在图 3.4.1~3.4.4 中。

观察图 3.4.1 及 3.4.3, 对于横风向气动阻尼比, 在折减风速小于 8 时, 本文的试验结果与 Marukawa H.的结果相差不大, 都比 Watanabe Y.的结果稍偏低。当折减风速大于 8 后, 本文试验中, 低结构阻尼比的模型在低紊流风场中的横风向气动阻尼比出现了较明显的峰值, 与 Watanabe Y. 的结果接近。但高结构阻尼比的模型在高紊流风场中就没有很明显的峰值, 而比较平缓, 与 Marukawa H.的结果相近。当折减风速超过 10 后, Watanabe Y. 利用强迫振动方法得到的结果中, 气动阻尼比将急剧下降, 直到-2%以下, 出现负峰值后才有所反弹。但本文及 Marukawa H.用随机减量方法对气弹模型响应数据进行处理得到的气动阻尼比只回落到-0.5%左右就不再下降, 而是随折减风速的增加缓慢上升。

图 3.4.2 及 3.4.4 对本文试验得到的顺风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线与 Marukawa H. et al 给出的结果进行了比较。总的来说, 几种结果吻合较好。

### 3.4.6 气动阻尼比曲线拟合

如上文所示, 超高层建筑横风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线看似一条单峰频响函数曲线, 但却很难用单峰频响函数来准确拟合。经过多次反复比较, 选择如下等式来拟合可以达到很好的效果:

$$\zeta_a = \frac{K_1(1 - (U^*/U_s)^2)(U^*/U_s) + K_2(U^*/U_s)^2}{(1 - (U^*/U_s)^2)^2 + \beta^2(U^*/U_s)^2} \quad (3.4.1)$$

其中,  $U^* = U_H / (f_1 B)$  为模型顶部高度处的折减风速。系数  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $V_s$ 、 $\beta$  通过对试验点的曲线拟合得到。

对各试验工况拟合得到表 3.4.1 所示的参数表。拟合结果图如附图 3.4.8 所示。

在附图 3.4.8 中, 图幅 9, 即 C 类风场中结构阻尼比为 1.20% 的模型的横风向气动阻尼比几乎与拟合曲线完全重合。其它各种工况下, 试验点与拟合曲线之间都有或多或少的差别, 但基本趋势是相同的。由等式 3.4.1 及表 3.4.1 可以求得一定阻尼比的模型在一定风场的不同折减风速下的横风向气动阻尼比。

表 3.4.1 超高层建筑横风向气动阻尼比参数拟合结果

风场	结构阻尼比	K1	K2	$\beta$	$U_s$
A	0.006	0.002074	0.0002562	0.1253	9.616
B	0.006	0.002310	0.0004347	0.1773	9.990
C	0.006	0.002539	0.0006030	0.2299	9.871
D	0.006	0.004723	0.0013810	0.3961	9.900
C	0.012	0.001916	0.0003062	0.1508	9.752
C	0.0188	0.002439	0.0002105	0.2057	9.851
C	0.0217	0.002566	0.0001240	0.1706	9.802

为了工程应用的方便, 利用等式 (3.4.1) 对表 3.4.1 所列的各种工况下的数据进行曲线拟合, 得到一个适用于各种工况的估算横风向气动阻尼比随折减风速的变化的公式 (3.4.2)。

$$\zeta_a = \frac{0.0025(1 - (U^*/9.8)^2)(U^*/9.8) + 0.000125(U^*/9.8)^2}{(1 - (U^*/9.8)^2)^2 + 0.0291(U^*/9.8)^2} \quad (3.4.2)$$

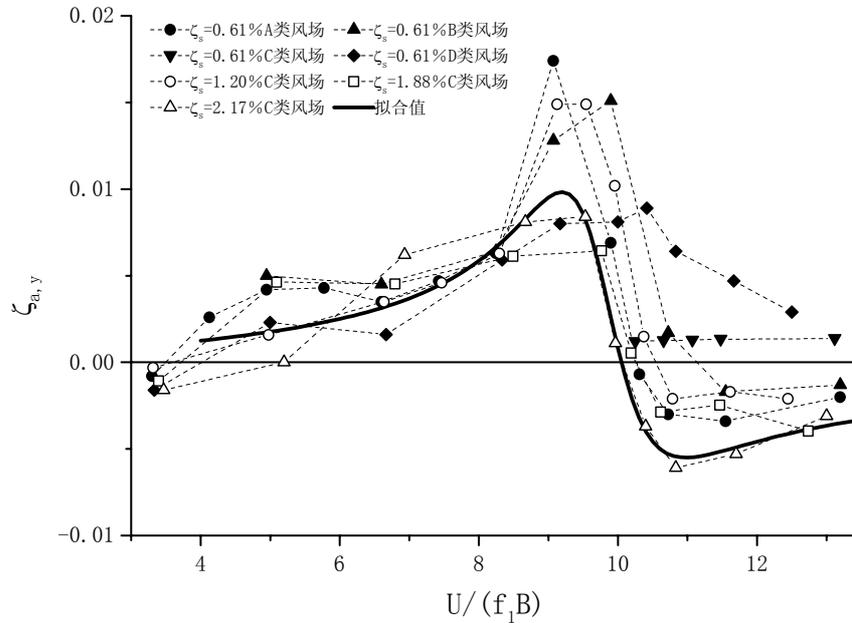


图 3.4.5 长细比为 6 的超高层建筑横风向气动阻尼比  
试验值与公式 (3.4.2) 结果的比较

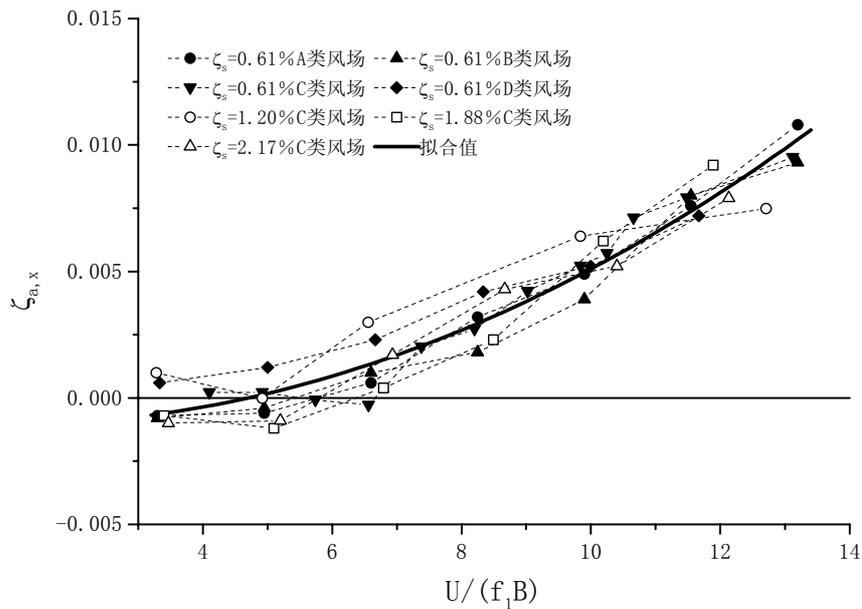


图 3.4.6 长细比为 6 的超高层建筑顺风向气动阻尼比  
试验值与公式 (3.4.3) 结果的比较

其中,  $U^* = U_H / (f_1 B)$ , 为折减风速。

拟合值及试验值比较如图 3.4.5 所示。为了使最终的超高层建筑横风向响应计算结果不出现偏小的情况, 在拟合等式 (3.4.2) 的过程中, 加大了较小 (包括负值) 气动阻尼比的权重。这样, 图 3.4.5 中的拟合曲线明显比多数工况的气动阻尼比值小, 但它能够保证抗风设计偏于安全。对于结构阻尼比不小于 1% 的高层建筑, 拟合等式 (3.4.2) 给出的气动阻尼比造成的最大响应估算误差将小于 20%。对于需要精确计算的情况, 建议采用公式 (3.4.1) 和表 (3.4.1) 计算横风向气动阻尼比。

顺风向气动阻尼比受风场及结构阻尼比的影响不像横风向的那么大, 并且它随折减风速变化的规律也比较简单, 利用最小二乘法, 对各工况下顺风向气动阻尼比拟合成折减风速的二次函数的形式:

$$\zeta_a = 0.000075U^{*2} - 0.00014U^* - 0.001 \quad (3.4.3)$$

图 3.4.6 中, 试验值与拟合值的最大误差为  $\Delta_{\zeta_a} = 0.0015$ , 导致的顺风向动力位移响应均方根的最大误差为  $\Delta_{\sigma_y} / \sigma_y = 9.1\%$ 。

### 3.4.7 模型横风向位移响应计算值与气动弹性模型试验值的比较

利用公式 (3.4.1) 及表 3.4.1 给出的气动阻尼比  $\zeta_a$  及拟合公式 (2.2.25) 给出的广义气动力谱  $S_{F^*}(f)$ , 通过计算可以得到建筑顶部的横风向位移响应:

$$\sigma_y = \sqrt{\int_0^{\infty} |H(f)|^2 S_{F^*}(f) df} \quad (3.4.4)$$

其中,  $H(f) = \frac{1}{M_1^*(f_1^2 - f^2) + i2(\zeta_s + \zeta_a)f_1 f}$ ,  $M_1^*$ 、 $f_1$ 、 $\zeta_s$  分别为建筑的一阶模态质量、

一阶固有频率和结构阻尼比。

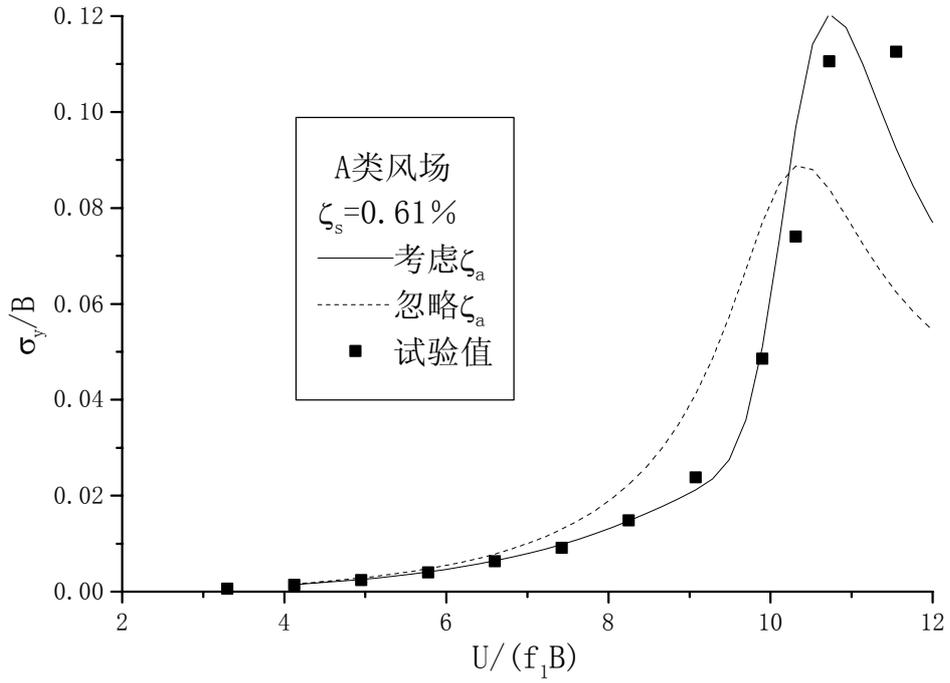
利用单自由度气动弹性模型风洞试验数据, 也可以直接计算得到建筑顶部的横风向位移响应。

将上述两种方法得到的加速度响应进行比较, 可以验证本文横风向气动阻尼比拟合公式和广义气动力谱拟合公式的正确性。

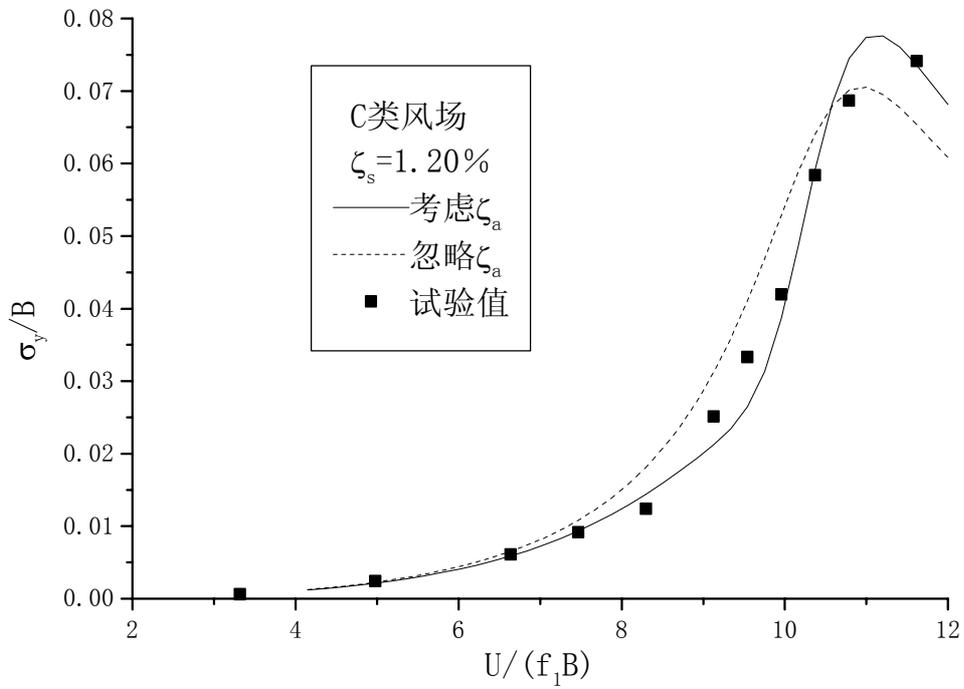
图 3.4.7 给出了考虑气动阻尼比和忽略气动阻尼比时模型顶部横风向位移响应计算结果与单自由度气动弹性模型试验结果的比较。

图 3.4.7 (1) 中建筑的结构阻尼比为 0.61%, 所处风场类型为 A 类。图中可以看到, 忽略气动阻尼比时的计算结果曲线与气动弹性模型的试验结果差别较大, 当折减风速小于 10 左右时, 计算结果大于试验结果, 误差最大处偏大 66%; 当折减风速大于 10 左右时, 计算结果小于试验结果, 误差最大处比试验结果偏小 44%。考虑气动阻尼比后, 计算结果曲线与气动弹性模型试验结果之间的差距大大减小, 在折减风速小于 12 的试验风速范围内, 最大误差为 14%。

图 3.4.7 (2) 是结构阻尼比为 1.2% 的建筑在 C 类风场中的情形。两条计算曲线相比, 考虑气动阻尼比的曲线与气动弹性模型试验结果的误差较小, 且曲线的形式与试验结果更接近。在折减风速小于 12 的时, 忽略气动阻尼比时计算结果与试验结果的最大误差达到 32%, 考虑气动



(1)



(2)

图 3.4.7 模型顶部横风向位移响应的计算值与气弹模型试验值的比较

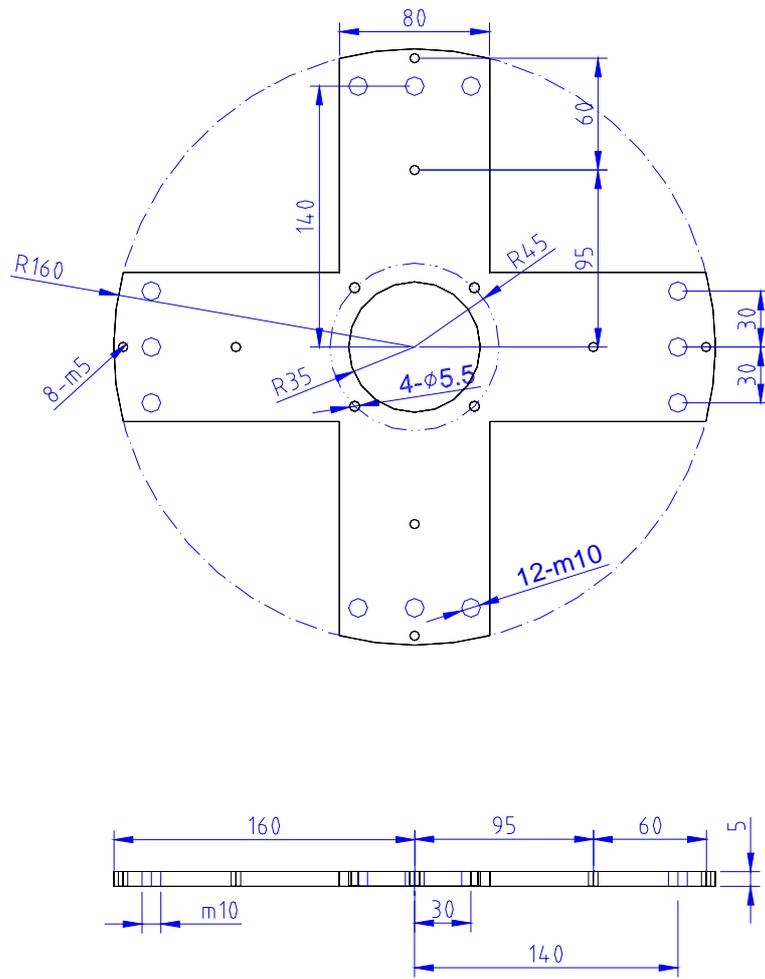
阻尼比后,最大误差减小到 11%左右。

比较图 3.4.7 中的 (1) 和 (2) 还可以看出,结构阻尼越小,气动阻尼对响应的影响越大。

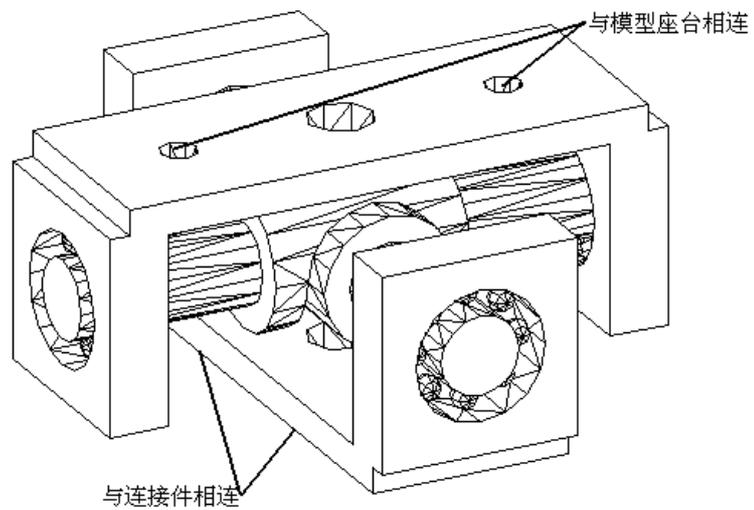
### 3.5 本章小结

本章首先对超高层建筑单自由度气动弹性模型的设计进行了详细介绍。接着,对随机减量方法的理论基础、误差问题及具体使用技巧进行了讨论。最后,对利用随机减量得到的模型的横风向及顺风向气动阻尼比进行了详细分析。给出了随机减量得到的模型在风场中的衰减振动曲线;定性分析了折减风速、风场类型、结构阻尼比对横风向及顺风向气动阻尼比的影响规律;进而通过与相关文献资料的比较及响应计算结果与试验结果的比较,验证气动阻尼比识别结果的正确性;通过曲线拟合,给出了横风向及顺风向气动阻尼比的拟合公式。最后,通过建筑位移响应的计算结果与气动弹性模型试验结果的比较,进一步证实了本文的横风向气动阻尼比和横风向气动功率谱公式的准确性。

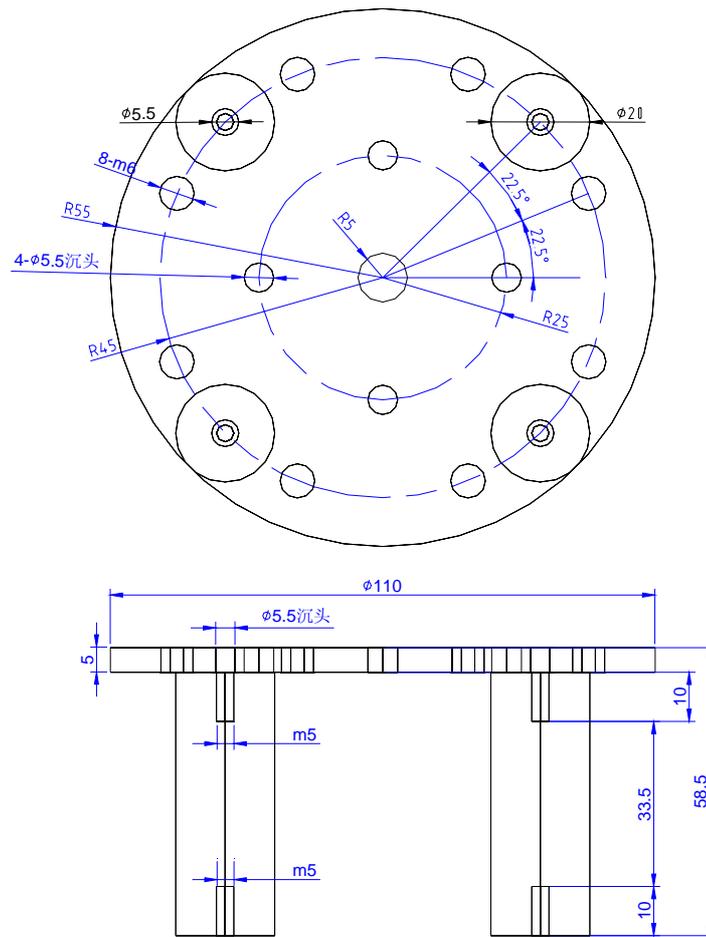




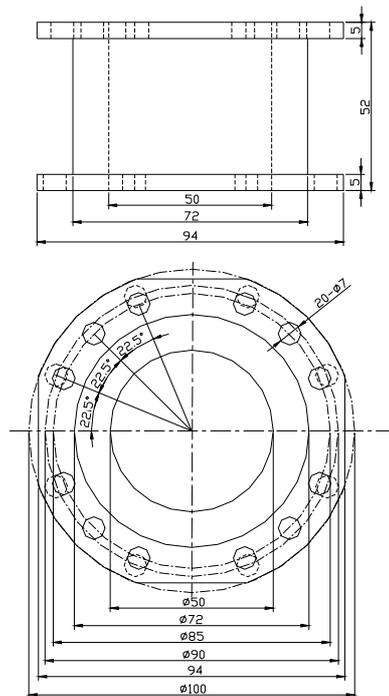
附图 3.1.3 模型基座刚度系统 2 的加工制造图



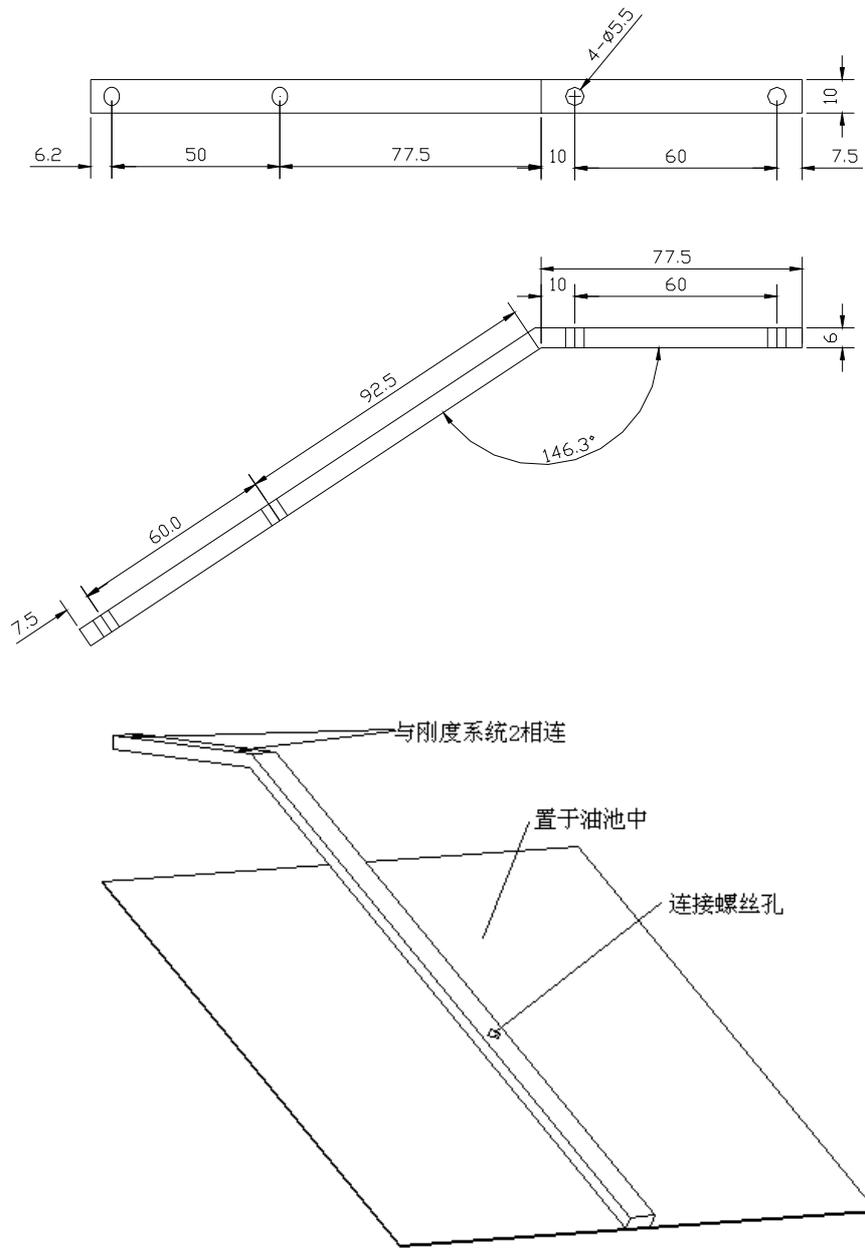
附图 3.1.4 万向架结构图



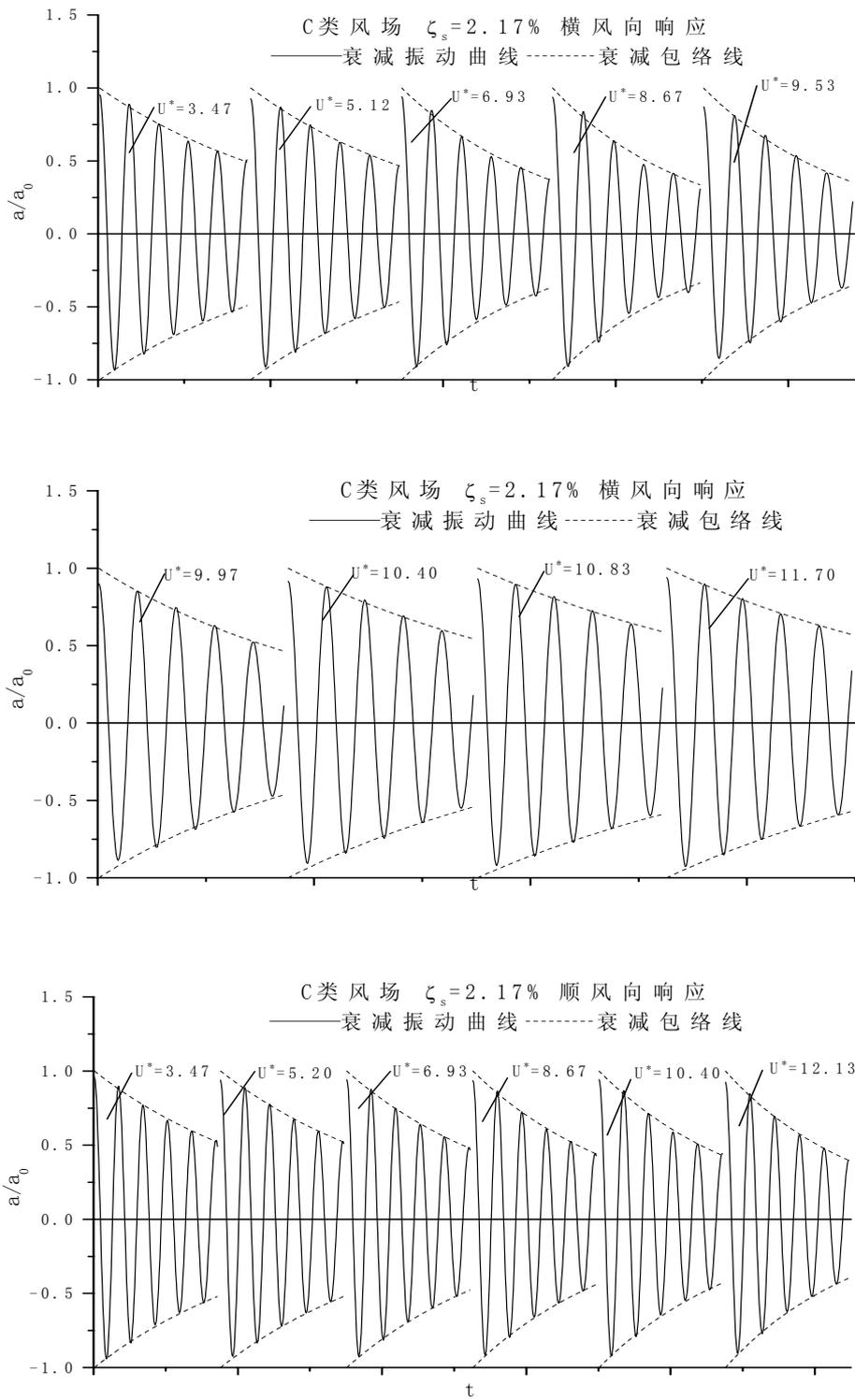
附图 3.1.5 模型座台加工制造图



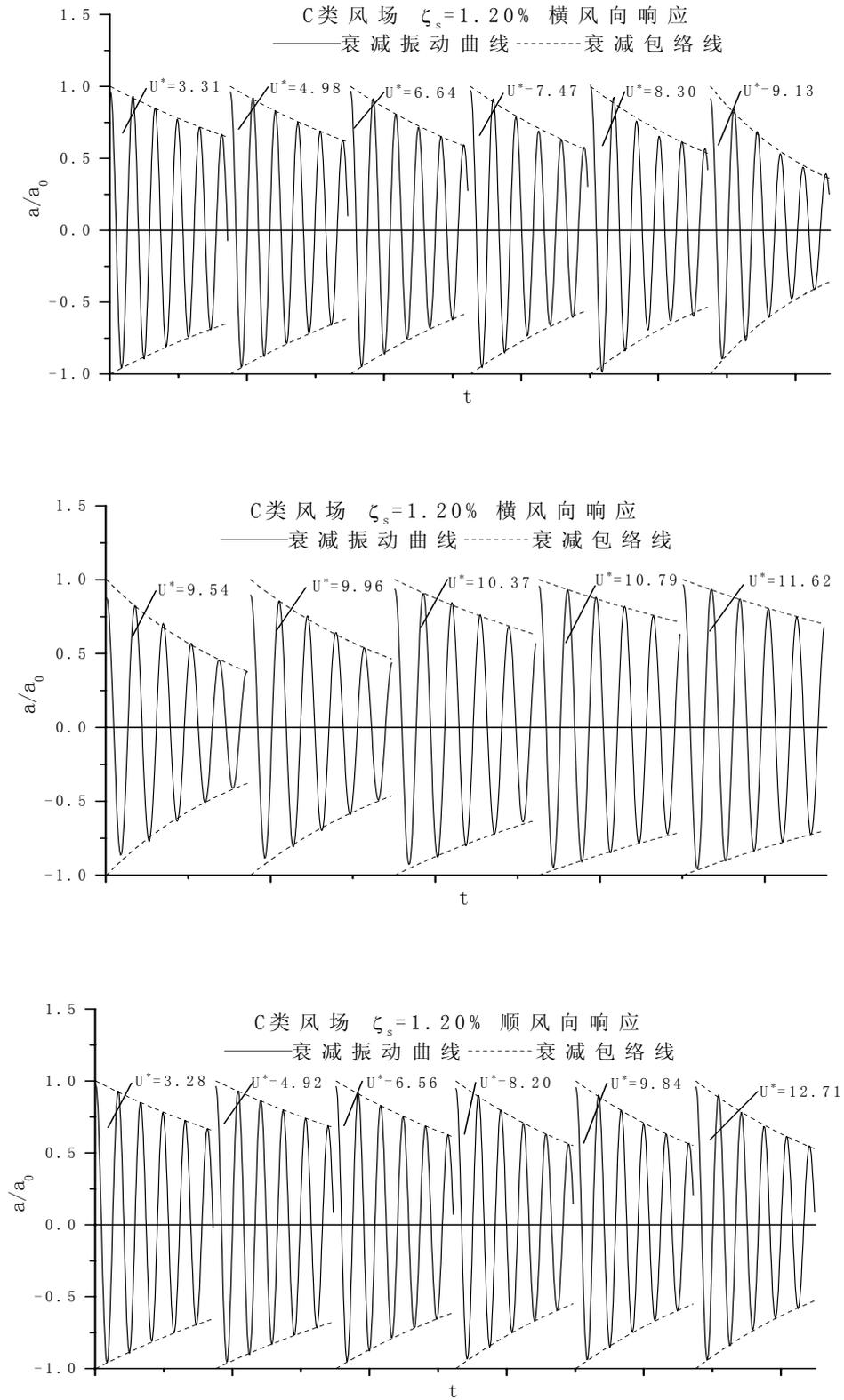
附图 3.1.6 模型支撑器加工制造图



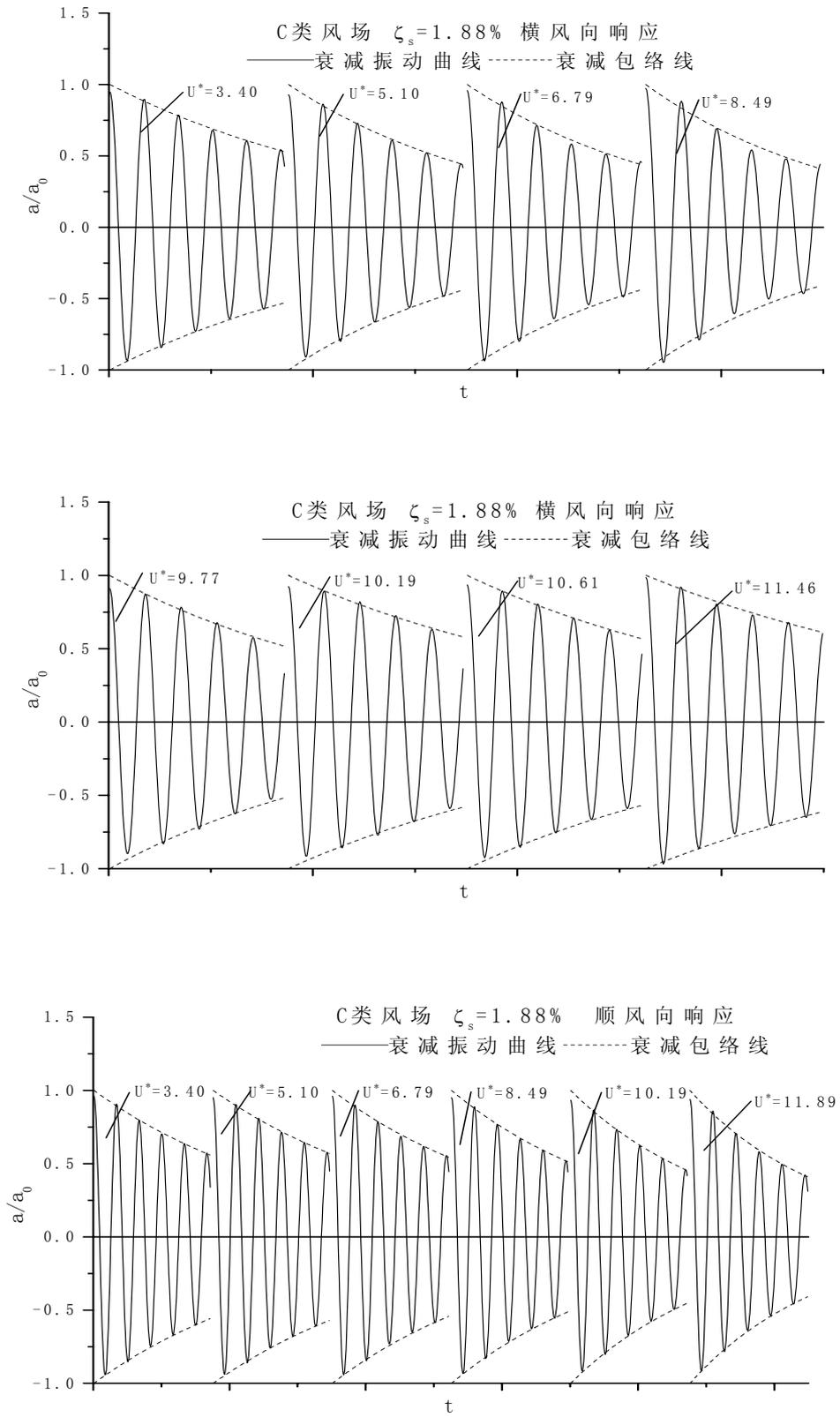
附图 3.1.7 阻尼器结构图



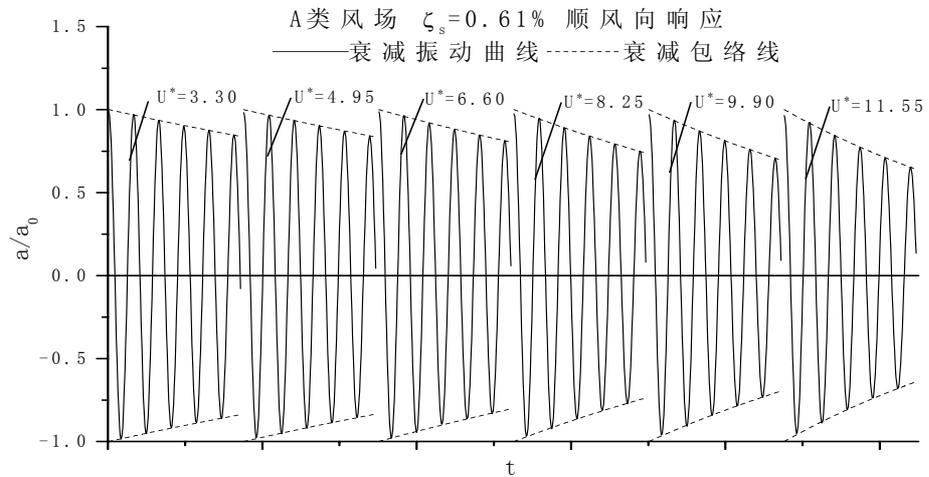
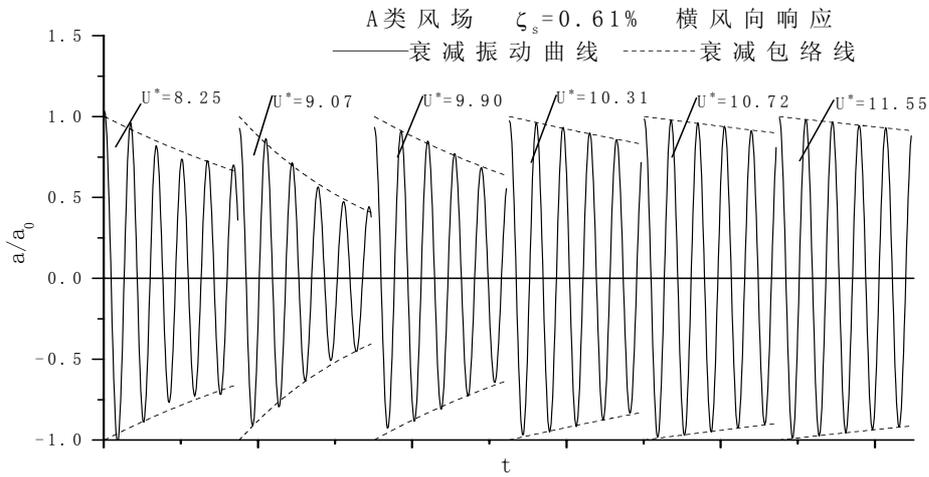
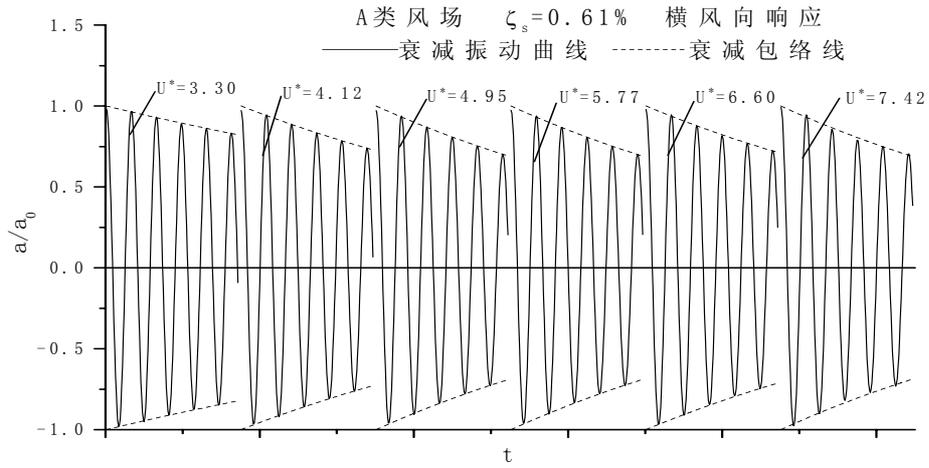
附图 3.4.1  $\zeta_s = 2.17\%$  的模型在 C 类风场中的响应的随机减量结果



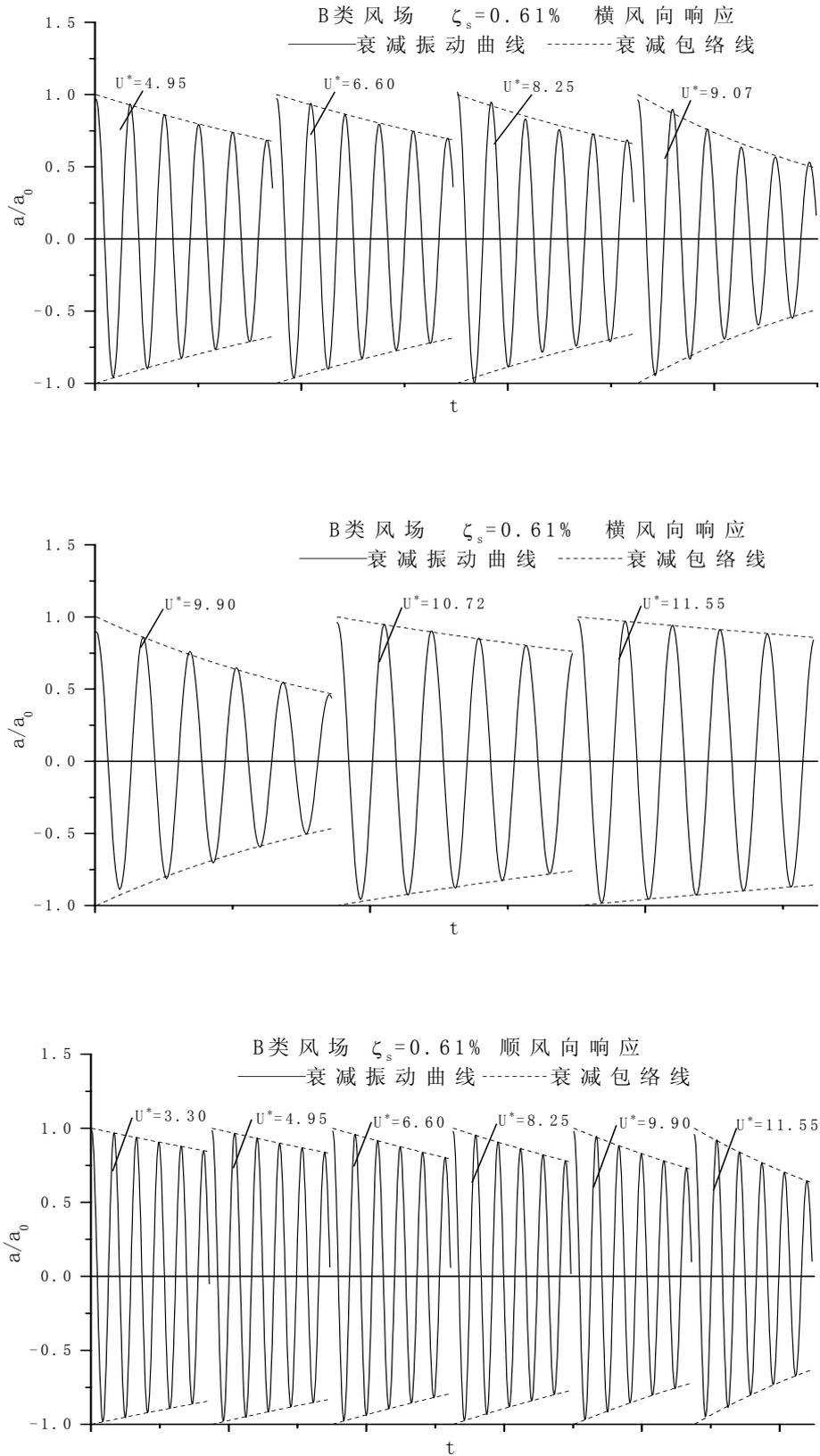
附图 3.4.2  $\zeta_s = 1.20\%$  的模型在 C 类风场中的响应的随机减量结果



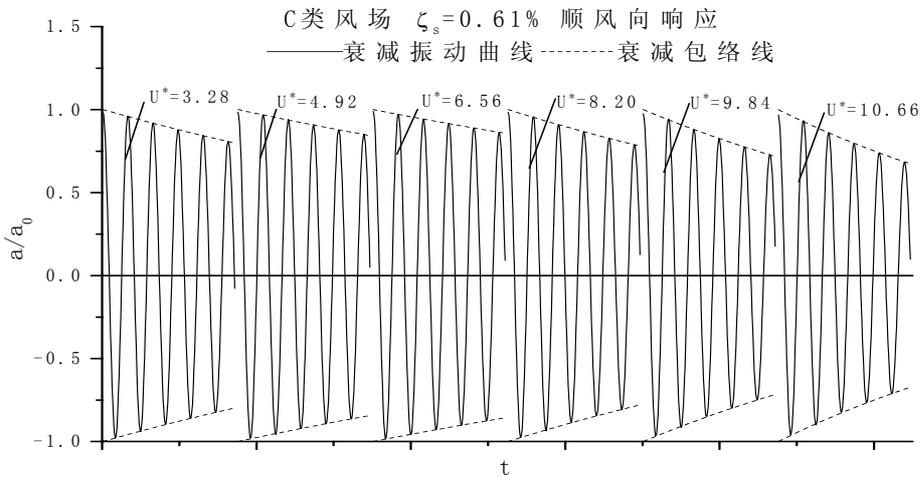
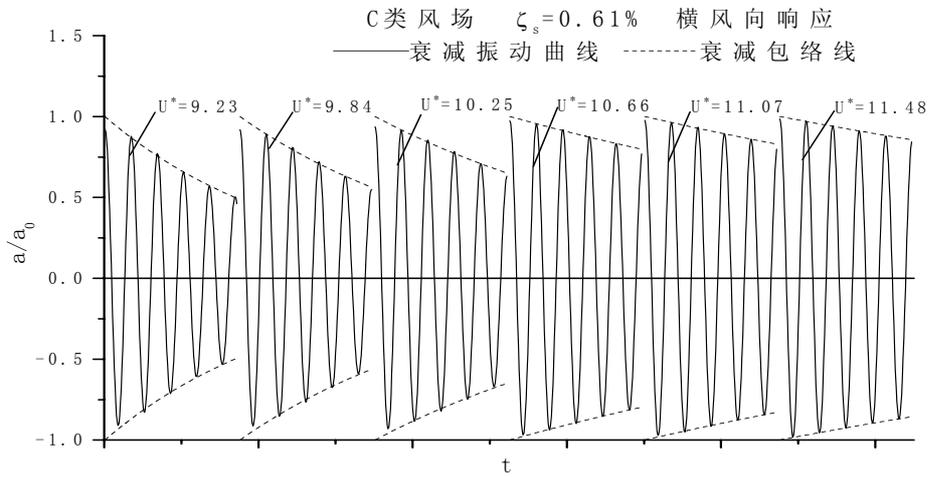
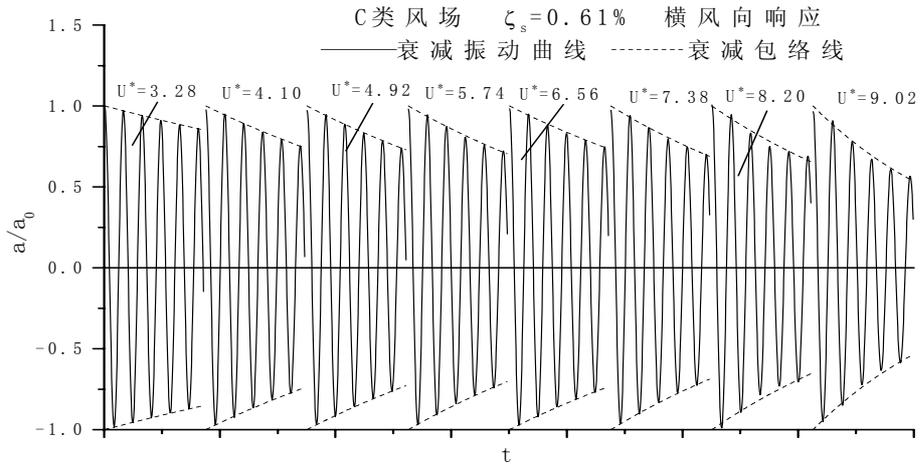
附图 3.4.3  $\zeta_s=1.88\%$  的模型在 C 类风场中的数据随机减量结果



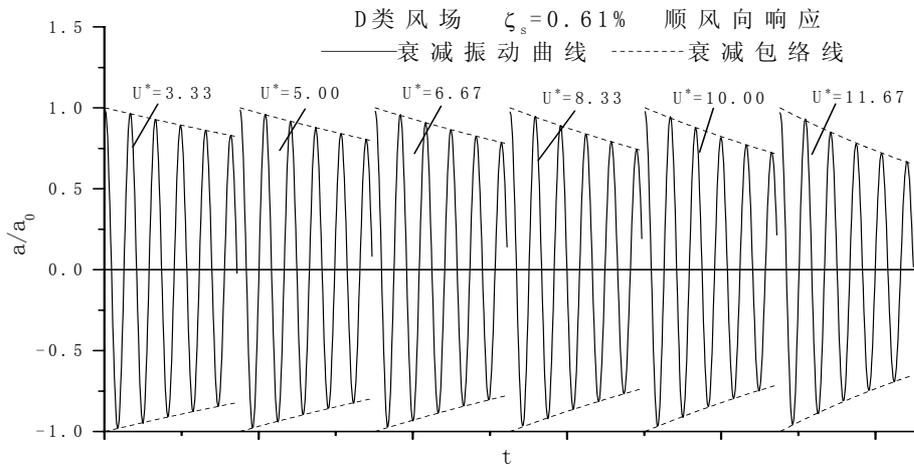
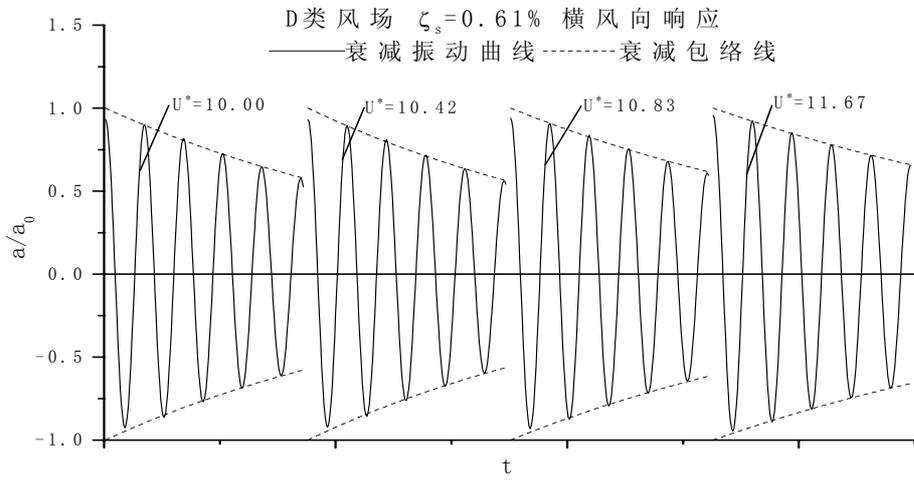
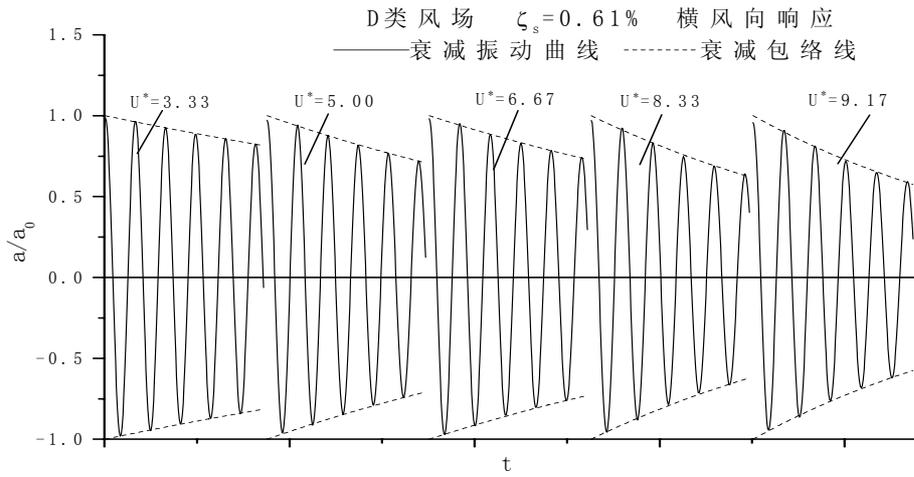
附图 3.4.4  $\zeta_s=0.61\%$  的模型在 A 类风场中的数据随机减量结果



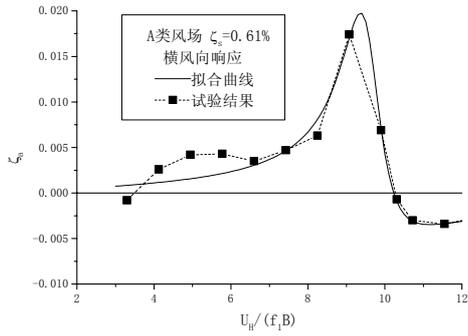
附图 3.4.5  $\zeta_s=0.61\%$ 的模型在 B 类风场中的数据随机减量结果



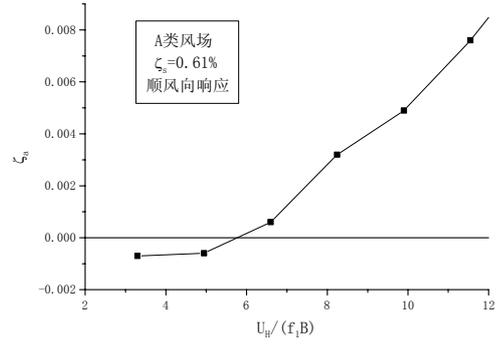
附图 3.4.6  $\zeta_s=0.61\%$  的模型在 C 类风场中的数据随机减量结果



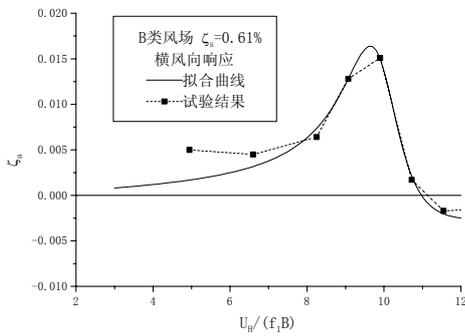
附图 3.4.7  $\zeta_s=0.61\%$  的模型在 D 类风场中的数据随机减量结果



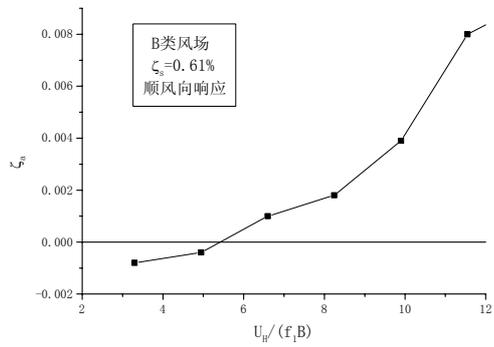
(1)



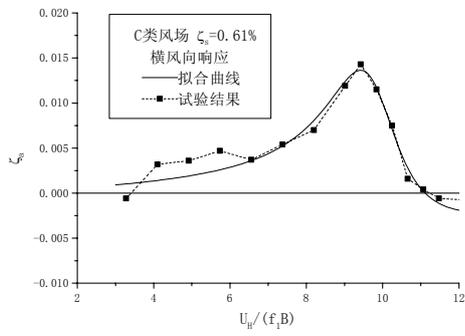
(2)



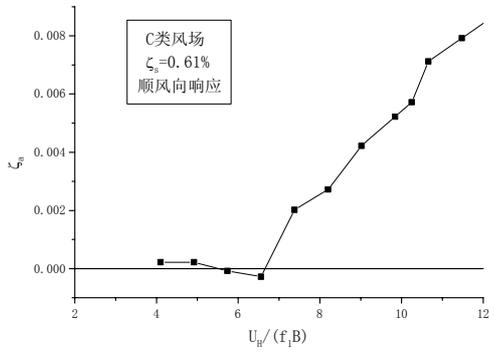
(3)



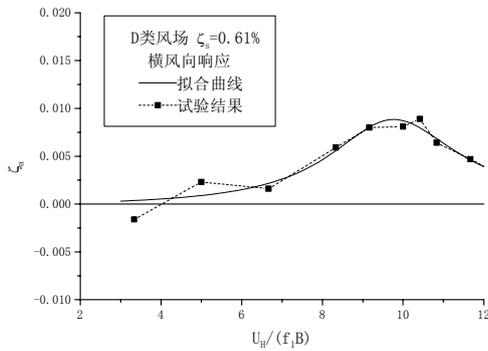
(4)



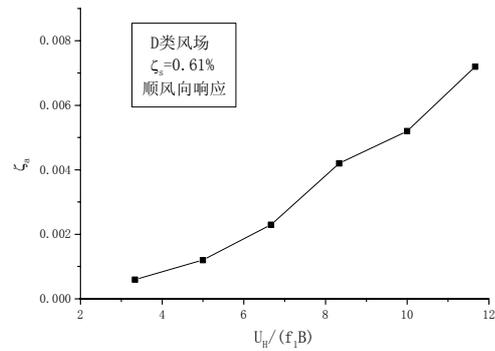
(5)



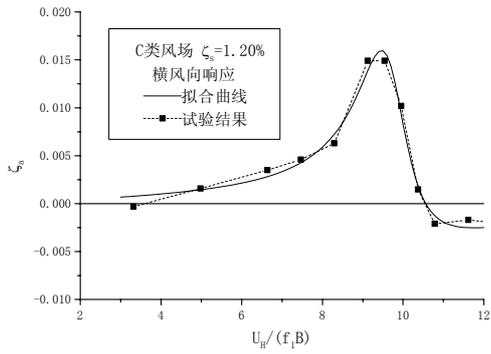
(6)



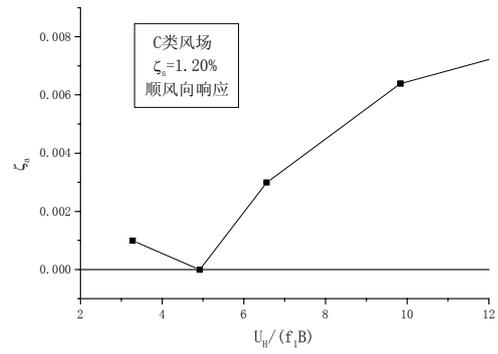
(7)



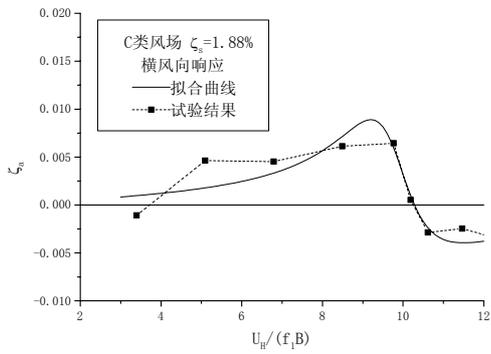
(8)



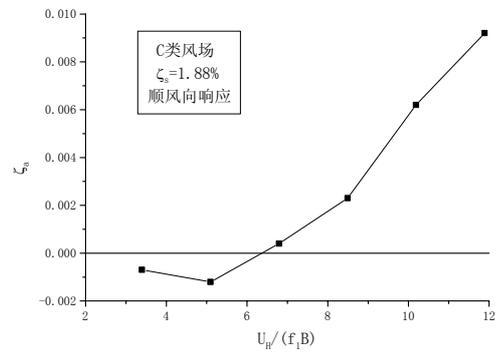
(9)



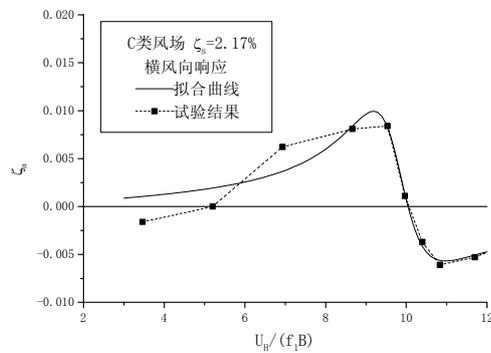
(10)



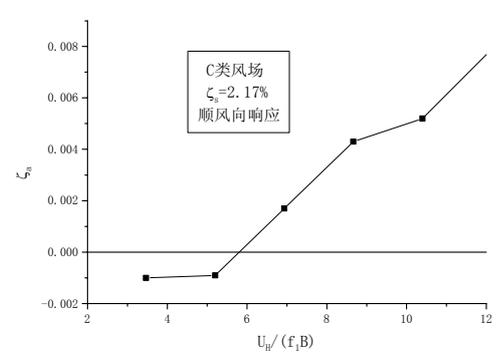
(11)



(12)



(13)



(14)

附图 3.3.8 各工况下模型横风向及顺风向气动阻尼比随风速变化的规律

## 第四章、高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应计算

本文第二章通过高频天平风洞试验研究了风场作用下高层建筑的基底弯矩响应功率谱及基底弯矩和基底剪力系数,并给出了拟合公式,第三章通过气动弹性模型风洞试验研究了风场作用下高层建筑的顺风向及横风向振动的气动阻尼比,给出了拟合公式。本章将依据这些试验结果,给出实用性的高层建筑横风向等效静力风荷载及其顶部加速度响应的计算方法。

### 4.1 广义气动力谱的振型修正

第二章利用高频天平试验得到了高层建筑横风向基底弯矩响应功率谱。当高层建筑的振动模态被理想化为直线形状时,则基底弯矩与广义气动力有非常简单的对应关系,可以把基底弯矩响应功率谱直接用于结构响应计算。但是,当高层建筑的振型与理想的直线形状差别较大时,这种简单的处理将使计算结果和实际响应之间产生一定的误差。对于这种情况,可以对基底弯矩谱进行振型修正,得到精度较高的广义气动力谱后,再用于结构响应计算。

Xu Y. L. et al (1993), Boggs D. W. et al (1989), Holmes J. D. (1987), Katagiri J. (1992) 和 Zhou Y. et al (1999) 等都对广义气动力谱的非理想振型修正问题进行了深入讨论,并给出了一些实用的公式。

我们知道,作用于实际高层建筑结构上的一阶广义气动力可以表达为:

$$S_{F_1^*}(f) = \int_0^H \int_0^H S_w(z_1, z_2; f) \varphi_1(z_1) \varphi_1(z_2) dz_1 dz_2 \quad (4.1.1)$$

其中,  $\varphi_1(z) = (z/H)^\beta$ , 为高层建筑的一阶模态振型函数。 $S_w(z_1, z_2; f)$  为高度  $z_1, z_2$  处的脉动风力互谱密度函数。

那么,一阶广义气动力谱的振型修正因子可以定义为:

$$\Phi = \frac{S_{F_1^*}(f)}{S_M(f)/H^2} = \frac{\int_0^H \int_0^H S_w(z_1, z_2; f) \varphi_1(z_1) \varphi_1(z_2) dz_1 dz_2}{\int_0^H \int_0^H S_w(z_1, z_2; f) (z_1/H)(z_2/H) dz_1 dz_2} \quad (4.1.2)$$

其中,  $S_M(f)$  为基底弯矩响应功率谱。

分别用  $S_w(z; f)$  和  $\sigma_w(z)$  表示高度  $z$  处的脉动风力谱和均方根,则  $S_w(z_1, z_2; f)$  可用下式描述:

$$S_w(z_1, z_2; f) = \sigma_w(z_1) \sigma_w(z_2) \sqrt{\frac{S_w(z_1, f) S_w(z_2, f)}{\sigma_w(z_1)^2 \sigma_w(z_2)^2}} R(z_1, z_2; f) \quad (4.1.3)$$

假定可以用参考高度  $z_r$  处的脉动风力谱  $S_w(z_r; f)$  和均方根  $\sigma_w(z_r)$  代替不同高度处的功率谱和均方根,那么脉动风力互谱密度函数可以表达为:

$$S_w(z_1, z_2; f) = S_w(z_r, f)R(z_1, z_2; f) \quad (4.1.4)$$

Katagiri J. (1992) 基于刚性模型测压风洞试验结果, 建议采用如下形式的相关函数:

$$R(z_1, z_2; f) = e^{-7f|z_1-z_2|/U_H} \quad (4.1.5)$$

把等式(4.1.4)和(4.1.5)代入(4.1.2)可得:

$$\Phi = \frac{\int_0^H \int_0^H e^{-7f|z_1-z_2|/U_H} \varphi_1(z_1)\varphi_1(z_2)dz_1dz_2}{\int_0^H \int_0^H e^{-7f|z_1-z_2|/U_H} (z_1/H)(z_2/H)dz_1dz_2} \quad (4.1.6)$$

等式(4.1.6)的求解仍然是比较繁琐的。

Xu Y.L. et al(1993)采用如下的互谱形式:

$$S_w(z_1, z_2; f) = w(z_1)w(z_2)S_f(f)R(z_1 - z_2; f) \quad (4.1.7)$$

其中,  $w(z)$  为  $z$  高度处的脉动风力, 对于横风向采用如下等式表达:

$$w(z) = w(H)(z/H)^{2\alpha} \quad (4.1.8)$$

$R(z_1 - z_2; f)$  看作两点之间的距离  $|z_1 - z_2|$  的函数。考虑两种极端情况的修正因子, 一是低相关水平, 二是高相关水平。对于低相关水平, 相关函数采用如下假定:

$$R(z_1 - z_2; f) = \begin{cases} 1, & z_1 = z_2 \\ 0, & z_1 \neq z_2 \end{cases} \quad (4.1.9)$$

把等式(4.1.8)、(4.1.9)代入(4.1.7)得到互谱, 再把互谱及振型函数  $\varphi(z) = (z/H)^\beta$  代入(4.1.2)可得:

$$\Phi = \frac{4\alpha + 3}{4\alpha + 2\beta + 1} \quad (4.1.10)$$

对于高相关水平, 假定相关函数恒等于 1:

$$R(z_1 - z_2; f) \equiv 1 \quad (4.1.11)$$

根据等式(4.1.2)、(4.1.7)、(4.1.8)、(4.1.11)及振型函数  $\varphi(z) = (z/H)^\beta$  可以推导出:

$$\Phi = \left( \frac{2\alpha + 2}{2\alpha + \beta + 1} \right)^2 \quad (4.1.12)$$

最后, Xu Y.L. et al(1993)基于风洞试验研究结果, 推荐使用如下横风向广义气动力振型修正公式:

$$\Phi = \begin{cases} \frac{4\alpha + 3}{4\alpha + 2\beta + 1}, \beta \geq 1 \\ \left( \frac{2\alpha + 2}{2\alpha + \beta + 1} \right)^2, \beta \leq 1 \end{cases} \quad (4.1.13)$$

本文将采用等式(4.1.13)来修正横风向广义气动力谱。

## 4.2 高层建筑横风向等效静力风荷载计算方法

在高层建筑顺风向等效静力风荷载计算中,等效静力风荷载被分为三个部分来进行计算:平均荷载、共振荷载和背景荷载。平均荷载由平均风压引起,沿结构高度方向的分布与平均风速剖面一致,呈以 $2\alpha$ 为指数的指数函数。共振荷载由脉动风荷载经过结构动力放大形成,它可近似表示为惯性荷载。通常高层建筑的一阶模态对共振荷载的贡献占绝对优势,所以一般只计及一阶模态对共振分量的贡献,而忽略高阶模态的影响。这样,共振等效风荷载沿高度方向的分布与结构振型一致,呈以 $\beta$ 为指数的指数函数(质量沿高度均匀分布时)。背景等效风荷载为未被结构振动放大的低频分量,它与风速脉动有关。最近的研究表明,背景等效静力风荷载的大小与它所关心的响应有关<sup>[58,95]</sup>。Zhou Y. et al (1999)<sup>[127]</sup>在基于基底弯矩的阵风荷载因子法(MGLF)中所采用的背景分量系数为常数,即背景分量沿结构高度方向的分布规律与平均风荷载的分布规律相同,呈以 $2\alpha$ 为指数的指数曲线。

我国荷载规范(GBJ9-87)用一阶模态的惯性荷载表示顺风向动力响应的等效静力风荷载<sup>[137,141]</sup>,它沿高度的分布规律与建筑的振型一致(质量沿高度均匀分布时)。

相比顺风向风振而言,超高层建筑的横风向等效静力风荷载的背景分量与共振分量的比值较小,一般在1/3以下。在很多文献(Kwok K.C.S.(1982), Kareem A.(1982), Islam M.S.(1992)及澳大利亚规范(SAA,1989)等)提供的计算方法中,忽略了背景分量对响应的影响,而只考虑一阶共振响应。日本荷载规范(AIJ,1996)给出的横风向等效静力风荷载与我国的顺风向等效静力风荷载的计算方法相似,为一阶模态的惯性荷载,沿高分布规律与建筑的振型(被简化为直线形状)一致。但没有考虑非理想振型的修正问题和气动阻尼的作用。

在超高层建筑设计中,为了进行结构安全性和居住者舒适性验算,通常需要建筑物的等效静力风荷载和加速度响应。对于外形对称的单体超高层建筑,由于横风向平均风荷载为零,故结构上没有横风向平均风荷载的作用,而只有脉动荷载的作用。这和超高层建筑的顺风向响应和等效静力风荷载的计算是不同的。下文将讨论超高层建筑横风向风振响应和等效静力风荷载的计算方法。

### 4.2.1 共振分量

把高层建筑看作是一个多自由度的连续系统,振型分解后可以得到若干个振动模态 $\varphi_i(z)$ ,  $z$ 为高层建筑的竖轴,每个模态对应一个自由振动频率 $f_i$ 。在外加风力 $F(z,t)$ 的作用下,低阻尼多自由度线性系统的时域响应可以表达为各模态响应和的形式:

$$y^{(r)}(z,t) = \sum_{i=1}^{\infty} Y_i^{*(r)}(t)\varphi_i(z) \tag{4.2.1}$$

其中,  $y^{(r)}(z,t)$  为  $t$  时刻在高度  $z$  处结构位移响应的  $r$  阶导数,  $r=0$  表示位移,  $r=2$  表示加速度,  $Y_i^{*(r)}$  为第  $i$  阶模态广义位移的  $r$  阶导数。

广义位移  $Y_i^*(t)$  可以通过解如下的模态平衡方程求得:

$$\ddot{Y}_i^* + 2\zeta_{si}\omega_i\dot{Y}_i^* + \omega_i^2 Y_i^* = F_i^*(t, Y_i^*, \dot{Y}_i^*, \ddot{Y}_i^*) / M_i^* \tag{4.2.2}$$

其中,  $M_i^*$  为第  $i$  阶模态广义质量,  $H$  为建筑高度,  $m(z)$  为建筑的单位长度质量;  $\zeta_{si}$  为第  $i$  阶模态结构阻尼比;  $\omega_i = 2\pi f_i$  为第  $i$  阶模态圆频率;  $F_i^*(t, Y_i^*, \dot{Y}_i^*, \ddot{Y}_i^*)$  为第  $i$  阶模态广义外力, 它包括外加风力  $F(z,t)$  和气动反馈的贡献。

气动质量力及气动刚度力都非常小, 忽略掉。把气动阻尼项移到运动方程的左端, 用气动阻尼比来代替, 等式 (4.2.2) 改写成如下形式:

$$\ddot{Y}_i^* + 2(\zeta_{si} + \zeta_{ai})\omega_i\dot{Y}_i^* + \omega_i^2 Y_i^* = F_i^*(t) / M_i^* \tag{4.2.3}$$

其中,  $F_i^*(t) = \int_0^H w(z,t)\varphi_i(z)dz$  为不包括气动反馈的广义气动外力, 即没有计及由于结构运动导致风场改变而附加到结构上的那一部分气动力。 $\zeta_{si}, \zeta_{ai}$  分别为高层建  $i$  阶模态的结构阻尼比及气动阻尼比。

在频域求解, 可以得到结构第  $i$  阶模态广义位移的  $r$  阶导数的响应谱为:

$$S_{Y_i^{*(r)}}(f) = \frac{(2\pi f)^{2r} |H_i(f)|^2 S_{F_i^*}(f)}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} \tag{4.2.4}$$

其中,  $S_{F_i^*}(f)$  为广义气动力谱, 可以由高频天平测力风洞试验得到的基底弯矩谱经过振型修正得到 (参见 4.1 节)。 $|H_i(f)|^2$  为传递函数:

$$|H_i(f)|^2 = \frac{1}{\left(1 - (f/f_i)^2\right)^2 + 4(\zeta_{si} + \zeta_{ai})^2 (f/f_i)^2} \tag{4.2.5}$$

由等式 (4.2.4) 可知, 模态广义位移谱为:

$$S_{Y_i^*}(f) = \frac{|H_i(f)|^2 S_{F_i^*}(f)}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} \quad (4.2.6)$$

则模态广义位移均方根为：

$$\sigma_{Y_i^*}^2 = \int_0^\infty S_{Y_i^*}(z, f) df = \int_0^\infty \frac{|H_i(f)|^2 S_{F_i^*}(f)}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} df \quad (4.2.7)$$

求解上式可得：

$$\sigma_{Y_i^*}^2 \approx \frac{1}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} \left( \int_0^{f_i} S_{F_i^*}(f) df + \frac{\pi f_i S_{F_i^*}(f_i)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})} \right) \quad (4.2.8)$$

由等式(4.2.8)及(4.2.1)可得到 z 高度处的位移响应为：

$$\sigma_{y(z)}^2 \approx \sum_{i=1}^n \frac{\varphi_i^2(z) \int_0^{f_i} S_{F_i^*}(f) df}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} + \sum_{i=1}^n \frac{\varphi_i^2(z)}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} \cdot \frac{\pi f_i S_{F_i^*}(f_i)}{4(\zeta_{si} + \zeta_{ai})} \quad (4.2.9)$$

等式(4.2.9)右端第一项为背景分量，第二项为共振分量。

由于一阶模态的背景分量并不能很好地代表总背景分量的大小，用上面的振型叠加法很难给出满意的背景分量，因此，背景分量的计算不用上述的振型叠加法，而将在 4.2.2 节中特别讨论。

在共振分量中，一阶模态的贡献通常占绝对数量，所以可以忽略高阶模态的贡献。一阶模态形状假定为  $\varphi_1(z) = (z/H)^\beta$ ，则位移响应共振分量可以近似为：

$$\sigma_{y_{R1}(z)}^2 \approx \frac{(z/H)^{2\beta}}{(2\pi f_1)^4 M_1^{*2}} \cdot \frac{\pi f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})} \quad (4.2.10)$$

于是，共振等效风荷载为：

$$p_{R1}(z) = g_R m(z) \omega_1^2 \sigma_{y_{R1}(z)} = g_R \cdot \frac{m(z)(z/H)^\beta}{M_1^*} \sqrt{\frac{\pi f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (4.2.11)$$

其中， $g_R \approx \sqrt{2 \ln(600 f_1)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(600 f_1)}}$ ，为共振分量的峰值因子。

把第二章从高频天平测力风洞试验中得到的横风向基底弯矩谱经振型修正得到的广义气动力谱  $S_{F_1^*}(f)$  代入等式(4.2.11)，即可得到共振等效风荷载  $p_{R1}(z)$ ：

$$p_{R1}(z) = \frac{Hm(z)}{M_1^*} Bw_H \left( \frac{z}{H} \right)^\beta \cdot g_R \cdot \sqrt{\frac{\pi\Phi S_M^*(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (4.2.12)$$

其中,  $M_1^* = \int_0^H m(z) \left( \frac{z}{H} \right)^{2\beta} dz$ , 为建筑的基阶模态广义质量;  $S_M^*(f)$  为建筑的横风向无量纲外加风力的基底弯矩谱, 由等式 (2.2.25) 计算得到;  $\zeta_{a1}$  为建筑的气动阻尼比, 由等式 (3.4.2) 计算得到;  $g_R$  为共振分量峰值因子,  $w_H$  为建筑顶部高度处的设计风压,  $H, B$  分别为建筑的高度和宽度,  $\beta$  为建筑的振型指数,  $\zeta_{s1}$  为建筑的基阶模态阻尼比。

#### 4.2.2 背景分量

等效静力风荷载的背景分量是没有被结构振动放大的那部分响应对应的荷载分量, 它与外加风力之间应当存在着某种对应关系, 并且这种关系与结构的动力特性无关。

本小节基于 MGLF 法的基本思想, 建立以高频天平测得的外加风力基底弯矩计算背景等效静力风荷载的方法。4.2.2.1 节讨论了等效风荷载背景分量作用下实际建筑的无量纲基底弯矩与高频天平试验测得的外加风力的无量纲基底弯矩之间的关系; 4.2.2.2 节分析了背景等效静力风荷载的沿高度分布规律; 在此基础上, 4.2.2.3 节给出由高频天平试验得到的基底弯矩系数计算实际建筑的背景等效风荷载的公式。

##### 4.2.2.1 实际建筑的响应基底弯矩的背景分量与天平试验测得的外加风力基底弯矩之间的关系

由等式 (4.2.4) 可知, 在风的作用下, 结构的广义位移响应谱为:

$$S_{Y^*}(f) = \frac{|H(f)|^2 S_{F^*}(f)}{K^{*2}} \quad (4.2.13)$$

广义等效风荷载  $F^*$  为<sup>[127]</sup>

$$F^* = K^* Y \quad (4.2.14)$$

进行谱变换, 并把等式 (4.2.13) 代入有:

$$S_{F^*}(f) = |H(f)|^2 S_{F^*}(f) \quad (4.2.15)$$

其中  $F^*$  为广义外加风力。

广义外加风力谱和广义等效风荷载谱可分别表示为:

$$S_{F^*}(f) = \frac{\Phi}{H^2} S_M(f) \quad (4.2.16)$$

$$S_{F^*}(f) = \frac{\Phi}{H^2} S_M(f) \quad (4.2.17)$$

其中,  $H$  为建筑高度,  $\Phi$  为广义力谱的振型修正系数,  $M, \mathbf{M}$  分别为外加风力的基底弯矩和等效风荷载的基底弯矩 (即响应基底弯矩)。

把等式 (4.2.16, 17) 代入等式 (4.2.15) 有:

$$S_M(f) = |H(f)|^2 S_M(f) \quad (4.2.18)$$

在等式 (4.2.18) 中代入高频天平的频响函数, 则可以计算得到外加风力基底弯矩与高频天平响应基底弯矩的关系; 代入实际建筑的频响函数, 则可以计算得到外加风力基底弯矩与建筑的响应基底弯矩的关系, 如图 4.2.1 所示。

从图 4.2.1 中可以看出, 由于建筑及天平的频响函数值在低频段均近似为 1, 因此, 在低频区建筑的无量纲基底弯矩响应、天平的无量纲基底弯矩响应和外加风力的无量纲基底弯矩是重合的。

在建筑的基底弯矩计算中, 把频响函数代入等式 (4.2.18) 得:

$$\sigma_M^2 = \int_0^{\infty} \frac{1}{\left(1 - (f/f_0)^2\right)^2 + 4\zeta^2 (f/f_0)^2} S_M(f) df \quad (4.2.20)$$

利用留数定理近似求解上式得到:

$$\sigma_M^2 \approx \int_0^{f_s} S_M(f) df + \frac{\pi f_s S_M(f_s)}{4\zeta} \quad (4.2.21)$$

其中, 等式右端第一项与结构的动力参数无关, 为背景分量; 第二项为共振分量, 分别对应于图 4.2.1 中的面积 II 和面积 I。

从图 4.2.1 中可以看出, 高频天平测得的外加风力的无量纲基底弯矩 (面积 III) 与建筑的背景等效风荷载的无量纲基底弯矩之间的差别为图 4.2.1 中面积 II 与面积 III 之间的差别, 即高频天平响应无量纲基底弯矩谱线下, 建筑基阶固有频率的折减值  $f_s$  与低通滤波截止频率的折减值  $f_h$  之间的那一块面积。一般来说, 这两块面积接近。本试验中,  $f_h = 0.3$  左右,  $f_s = 0.2$  左右, 天平一模型系统的固有频率的折减值为 1.3 左右, 此时, 面积 III 比面积 II 大 4.2%。

基于以上结论, 可将高频天平测得的外加风力的无量纲基底弯矩看作实际建筑的无量纲基底弯矩响应的背景分量。

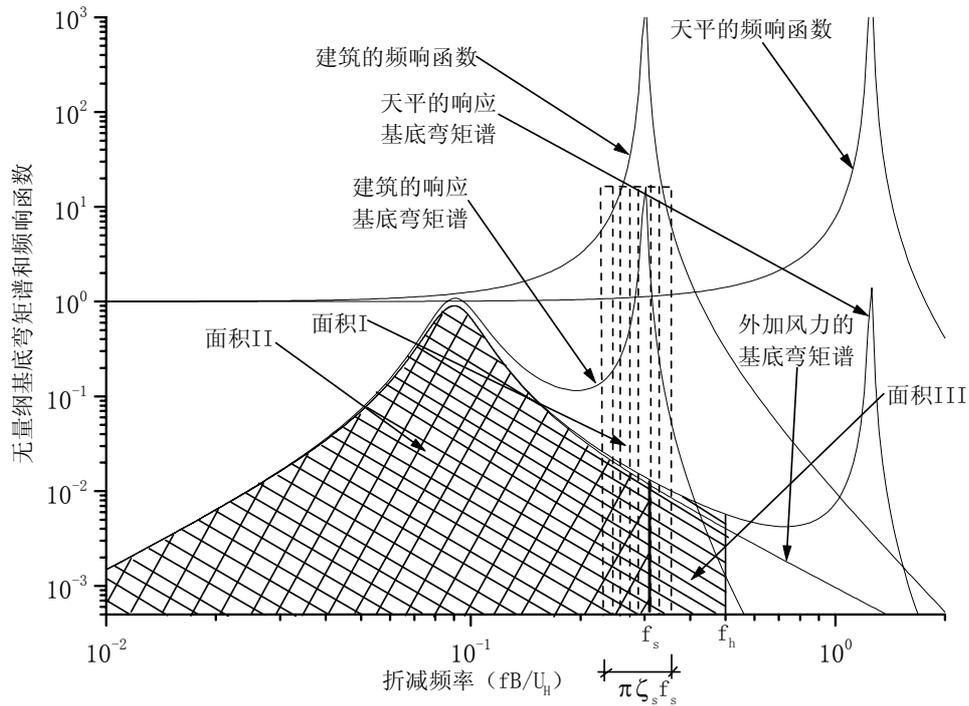


图 4.2.1 高频天平测力原理分析图

4.2.2.2 背景等效风荷载的沿高度的分布规律

定义横风向脉动风力系数:

$$C_{F_y}(z) = \sigma_{F_y}(z)/(w(z).B) \tag{4.2.22}$$

其中,  $\sigma_{F_y}(z)$  为建筑  $z$  高度处单位长度上的脉动风力均方根;  $B$  为建筑宽度;  $w(z) = 0.5\rho U^2(z)$

为  $z$  高度处的来流风压,  $\rho$  为空气密度,  $U(z)$  为  $z$  高度的平均来流风速。

根据等式(4.2.22)可知, 建筑在  $z$  高度处单位长度上的脉动风力均方根为:

$$\sigma_{F_y}(z) = C_{F_y}(z)w(z).B \tag{4.2.23}$$

于是,  $h$  高度处建筑响应的背景分量可以表达为:

$$R_B(h) = g_B \sqrt{\int_h^H \int_h^H \sigma_{F_y}(z_1)\sigma_{F_y}(z) i(h, z) i(h, z_1) dz_1 dz} \tag{4.2.24}$$

其中  $i(h, z)$  为影响函数,  $h$  为响应位置高度,  $z$  为荷载作用位置高度,  $g_B$  为背景分量峰值因子,

取 3.5。

定义背景响应在沿高度方向上的相关性折减系数  $C_r(h)$ :

$$C_r(h) = \frac{\int_h^H \int_h^H \sigma_{F_y}(z_1) \sigma_{F_y}(z) i(h, z) i(h, z_1) dz_1 dz}{\left( \int_h^H \sigma_{F_y}(z) i(h, z) dz \right)^2} \quad (4.2.25)$$

它是考虑脉动风力相关性时计算得到的响应与不考虑相关性（即完全相关）时计算得到的响应之比。由等式（4.2.24, 25）可得：

$$R_B(h) = g_B C_r(h) \int_h^H \sigma_{F_y}(z) i(h, z) dz = g_B B C_{F_y}(h) C_r(h) \int_h^H w(z) i(h, z) dz \quad (4.2.26)$$

用  $p_B(z)$  表示建筑在  $z$  高度处单位长度上的背景等效静力风荷载，那么， $z$  高度处建筑响应的背景分量也可以表达为：

$$R_B(h) = \int_h^H p_B(z) i(h, z) dz \quad (4.2.27)$$

比较等式(4.2.26)和(4.2.27)可知，对于任意高度  $h$ ，有如下恒等式：

$$\int_h^H p(z) i(h, z) dz \equiv g_B B C_{F_y}(h) C_r(h) \int_h^H w(z) i(h, z) dz \quad (4.2.28)$$

在片条理论适用的假设下，外形沿高度不变化的超高层建筑的横风向气动力系数  $C_{F_y}(h)$  应当沿高度不变，即：

$$C_{F_y}(h) \equiv C_{F_y} \quad (4.2.29)$$

同时，假定相关性折减系数  $C_r(h)$  也不随高度  $h$  变化，为常数：

$$C_r(h) \equiv C_r \quad (4.2.30)$$

把等式(4.2.29)和(4.2.30)代入等式(4.2.28)有：

$$\int_h^H p_B(z) i(z, h) dz \equiv g B C_{F_y} C_r \int_h^H w(z) i(z, h) dz \quad (4.2.31)$$

对于任意  $h$ ，等式(4.2.31)两端恒等，因此有：

$$p_B(z) = g C_{F_y} C_r w(z) \quad (4.2.32)$$

定义背景等效风荷载系数：

$$C_B = C_{F_y} C_r \quad (4.2.33)$$

那么：

$$p_B(z) \equiv g_B C_B \cdot Bw(z) \tag{4.2.34}$$

系数  $C_{Fy}$  和  $C_r$  都是常数，不随高度  $h$  变化，因此背景等效静力风荷载系数  $C_B$  为常数，背景等效静力风荷载  $p_B(z)$  与来流风平均风压  $w(z)$  有相同的沿高变化规律。对于平均风速剖面指数为  $\alpha$  的风场，背景等效静力风荷载沿高变化规律为以  $2\alpha$  为指数的指数函数。

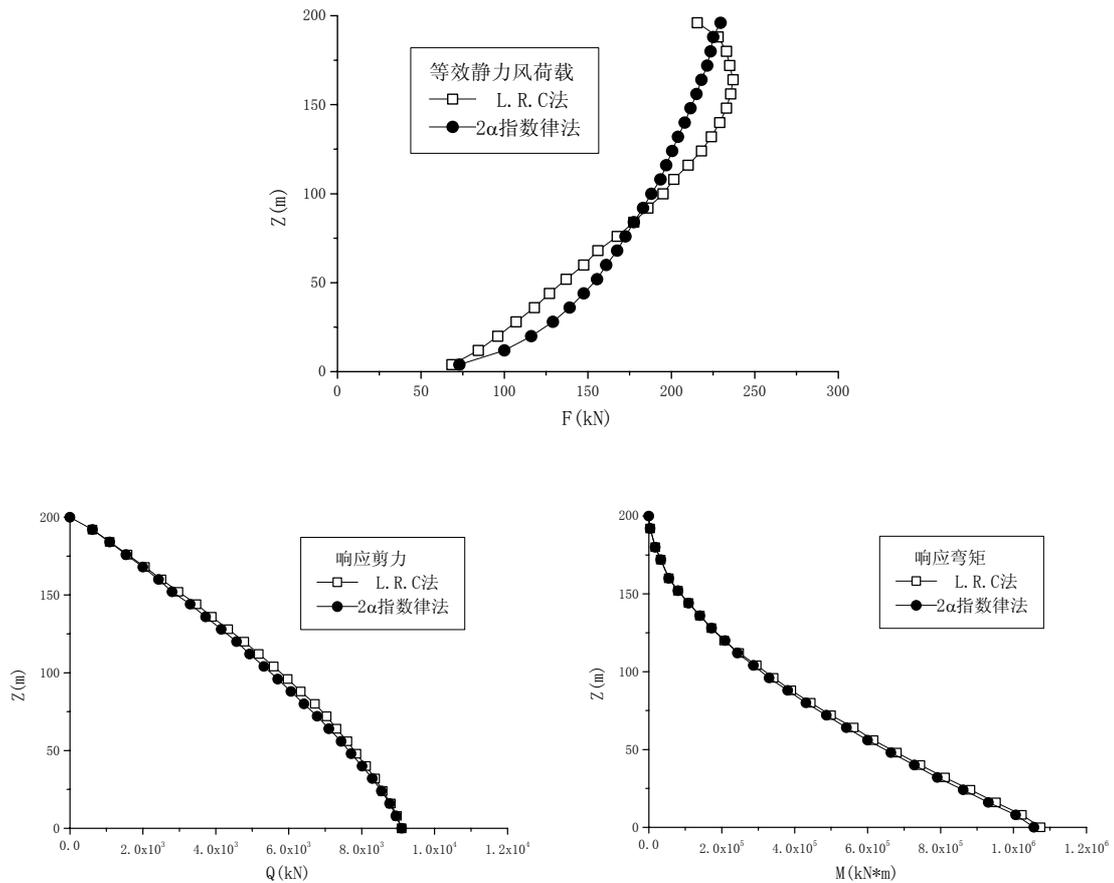


图 4.2.2 L.R.C 法和本文方法计算得到的等效静力风荷载及响应的背景分量比较

等式 (4.2.30) 把相关性折减系数  $C_r$  假定为沿高不变的，这可能使估算出的背景等效静力风荷载的沿高分布规律产生一定的误差。这里，引用 Zhou Y. et al (1999) 在文献[124]中给出的等效静力风荷载背景分量的计算曲线来讨论上述简化的有效性。Zhou Y. et al (1999) 在文献[124]中针对某一建筑，分别基于荷载响应相关法 (L.R.C) 和基于  $2\alpha$  分布规律计算得到了背景等效静力风荷载及其响应，如图 4.2.2 所示。其中，基于荷载响应相关法 (L.R.C) 的计算是计及了气动力的相关的。从图中可以看到，基于  $2\alpha$  分布规律的背景等效静力风荷载计算方法与 L.R.C 法的计算结果差别很小，等效静力风荷载的最大误差为 9.5%，剪力响应的最大误差为 6%，弯矩响应的最大误差更小，为 3%。但基于  $2\alpha$  分布规律的计算方法大大简化了响应的计算过程。

#### 4.2.2.3 背景等效静力风荷载系数 $C_B$

由前节讨论可知, 要由等式 (4.2.34) 求得等效静力风荷载, 首先必须求得背景等效静力风荷载系数  $C_B$ 。由于相关性折减系数  $C_r$  的取值很难确定, 由等式 (4.2.33) 计算  $C_B$  非常困难, 而利用高频天平试验测得的基底弯矩系数却可以方便的得到  $C_B$ , 本小节讨论这一问题。

在背景等效风荷载作用下, 建筑的基底弯矩响应的背景分量可以表达为:

$$M_B = \int_0^H p_B(z)zdz \quad (4.2.35)$$

把等式 (4.2.34) 代入上式可得:

$$M_B = \int_0^H g_B C_B B w(z)zdz \quad (4.2.36)$$

设平均风速剖面指数为  $\alpha$ , 那么  $z$  高度处的平均风压为:

$$w(z) = 0.5\rho U_H^2 (z/H)^{2\alpha} \quad (4.2.37)$$

其中,  $U_H$  为结构顶部处的风速,  $H$  为结构高度。

把等式 (4.2.37) 代入等式 (4.2.36) 可得:

$$M_B = 0.5\rho U_H^2 B H^2 g_B C_B / (2 + 2\alpha) \quad (4.2.38)$$

横风向脉动基底弯矩系数定义式为:

$$C_M = \sigma_M / (0.5\rho U_H^2 B H^2) \quad (4.2.39)$$

基底弯矩响应背景分量可以表示为:

$$M_B = g_B \sigma_M \quad (4.2.40)$$

其中,  $g_B = 3.5$  为背景分量的峰值因子。

由等式 (4.2.39, 40) 可知:

$$M_B = g_B C_M \cdot (0.5\rho U_H^2 B H^2) \quad (4.2.41)$$

由等式 (4.2.38, 41) 最后可得横风向背景等效风荷载系数:

$$C_B = (2 + 2\alpha) C_M \quad (4.2.42)$$

把  $C_B$  代入等式 (4.2.34)，即可求得背景等效静力风荷载  $p_B(z)$ ：

$$p_B(z) = w_H(z/H)^\alpha g_B(2+2\alpha)C_M B \quad (4.2.43)$$

其中， $C_M$  由第二章高频天平试验得到的基底弯矩系数的拟合公式 (2.3.2) 给出。

#### 4.2.3 荷载组合

由上述方法求得的背景分量及共振分量以平方和开方的形式来近似表示横风向等效静力风荷载：

$$p(z) = \sqrt{p_B^2(z) + p_{R1}^2(z)} \quad (4.2.44)$$

把等式 (4.2.12) 及 (4.2.43) 代入化简得：

$$p(z) = w_H B \sqrt{G_B^2(z) + G_{R1}^2(z)} \quad (4.2.45)$$

其中，背景分量系数  $G_B$  和共振分量系数  $G_{R1}$  分别为：

$$G_B(z) = (2\alpha + 2)(z/H)^{2\alpha} g_B C_M \quad (4.2.46)$$

$$G_{R1}(z) = \frac{Hm(z)}{M_1^*} \left(\frac{z}{H}\right)^\beta g_R \sqrt{\frac{\pi\Phi S_M^*(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (4.2.47)$$

这里需要特别指出的是，从概念上讲，以平方和开方的形式对等效静力风荷载的背景分量和共振分量进行组合的等式 (4.2.44) 是不正确的。文献 [140] 通过大量的计算后指出，当平均风速剖面指数  $\alpha$  在 0.12~0.30 之间，振型指数  $\beta$  在 1.0 左右时，等式 (4.2.44) 的误差小于 0.5%。因此，从实用的角度看，等式 (4.2.44) 是可行的。

### 4.3 超高层建筑横风向响应加速度计算方法

由等式 (4.2.4) 可以得到模态广义加速度谱为：

$$S_{\ddot{Y}_i^*}(f) = \frac{f^4 |H_i(f)|^2 S_{F_i^*}(f)}{f_i^4 M_i^{*2}} \quad (4.3.1)$$

第  $i$  阶模态对高度  $z$  处结构的振动加速度贡献为：

$$\ddot{y}_i(z, t) = \ddot{Y}_i^*(t) \cdot \varphi_i(z) \tag{4.3.2}$$

那么高度  $z$  处第  $i$  阶模态对结构振动加速度均方值的贡献为：

$$\sigma_{a_i}^2(z) = \int_0^\infty S_{\ddot{y}_i}(z, f) df = \varphi_i^2(z) \cdot \int_0^\infty S_{\ddot{Y}_i^*}(f) df \tag{4.3.3}$$

于是

$$\begin{aligned} \sigma_{a_i}^2(z) &= \varphi_i^2(z) \cdot \int_0^\infty \frac{|H_i(f)|^2 \cdot f^4 S_{F_i^*}(f)}{f_i^4 M_i^{*2}} df \\ &= \frac{\varphi_i^2(z)}{f_i^4 M_i^{*2}} \int_0^\infty \frac{f^4 S_{F_i^*}(f)}{\left(1 - (f/f_i)^2\right)^2 + 4(\zeta_{si} + \zeta_{ai})^2 (f/f_i)^2} df \end{aligned} \tag{4.3.4}$$

上式的积分可以用留数定理近似求解，从而演变为：

$$\sigma_{a_i}^2(z) = \frac{\varphi_i^2(z)}{M_i^{*2}} \int_0^{f_i} S_{F_i^*}(f) (f/f_i)^4 df + \frac{\varphi_i^2(z)}{M_i^{*2}} \frac{\pi f_i S_{F_i^*}(f_i)}{4(\zeta_{si} + \zeta_{ai})} \tag{4.3.5}$$

所以， $z$  高度处的加速度响应均方值为：

$$\sigma_{a(z)}^2 = \sum_{i=1}^n \frac{\varphi_i^2(z) \cdot \int_0^{f_i} S_{F_i^*}(f) (f/f_i)^4 df}{M_i^{*2}} + \sum_{i=1}^n \frac{\varphi_i^2(z)}{M_i^{*2}} \cdot \frac{\pi f_i S_{F_i^*}(f_i)}{4(\zeta_{si} + \zeta_{ai})} \tag{4.3.6}$$

在等式(4.3.6)右边，第一项为背景响应分量，与共振分量相比太小，忽略不计。第二项为共振分量。当结构的高阶模态频率与一阶模态频率的比值较大时，可以忽略高阶模态的贡献，只计及一阶模态加速度响应，则：

$$\sigma_{a(z)} \approx \frac{\varphi_1(z)}{M_1^*} \sqrt{\frac{\pi f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \tag{4.3.7}$$

把振型函数及广义气动力谱函数代入整理得：

$$\sigma_a(z) = \frac{H}{M_1^*} B w_H \left(\frac{z}{H}\right)^\beta \sqrt{\frac{\pi \Phi S_M^*(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \tag{4.3.8}$$

其中， $m$  为建筑得沿高线质量密度。

#### 4.4 高层建筑横风向等效静力风荷载及响应加速度计算步骤

(1) 获得超高层建筑结构参数：高度  $H$ 、宽度  $B$ 、厚度  $D$ 、基频  $f_1$ 、基阶振型指数  $\beta$ 、阻尼比  $\zeta_s$  及结构单位长度质量  $m$ 。

(2) 获得风环境参数：基本风压  $w_0$ 、风场类型（平均风速剖面指数  $\alpha$  和梯度风高度  $H_T$ ）。并据此计算出建筑物顶部处的风速  $U_H$  及风压  $w_H$ 。

(3) 计算基底弯矩系数  $C_M$ ：

$$C_M = (0.002\alpha_w^2 - 0.017\alpha_w - 1.4) \times (0.056\alpha_{db}^2 - 0.16\alpha_{db} + 0.03)(0.03\alpha_{ht}^2 - 0.622\alpha_{ht} + 4.357) \quad (4.4.1)$$

其中， $\alpha_{db} = D/B$ ， $\alpha_{ht} = H/T$ ，( $T = \min(B, D)$ )， $\alpha_w = \begin{cases} 1, (A) \\ 2, (B) \\ 3, (C) \\ 4, (D) \end{cases}$ 。

(4) 计算共振响应峰值因子  $g_R$ ：

$$g_R \approx \sqrt{2 \ln(600f_1)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(600f_1)}} \quad (4.4.2)$$

(5) 计算广义气动力谱的振型修正系数  $\Phi$ ：

$$\Phi = \begin{cases} \frac{4\alpha + 3}{4\alpha + 2\beta + 1}, \beta \geq 1 \\ \left( \frac{2\alpha + 2}{2\alpha + \beta + 1} \right)^2, \beta \leq 1 \end{cases} \quad (4.4.3)$$

(6) 计算基频  $f_1$  对应的无量纲基底弯矩谱  $S_M^*(f)$ ：

$$S_M^*(f) = \frac{S_p \beta (n/f_p)^\gamma}{\{1 - (n/f_p)^2\}^2 + \beta (n/f_p)^2} \quad (4.4.4)$$

其中：

$$f_p = 10^{-5} (191 - 9.48\alpha_w + 1.28\alpha_{hr} + \alpha_{hr}\alpha_w)(68 - 21\alpha_{db} + 3\alpha_{db}^2) ;$$

$$S_p = (0.1\alpha_w^{-0.4} - 0.0004e^{\alpha_w})(0.84\alpha_{hr} - 2.12 - 0.05\alpha_{hr}^2)(0.422 + \alpha_{db}^{-1} - 0.08\alpha_{db}^{-2}) ;$$

$$\beta = (1 + 0.00473e^{1.7\alpha_w})(0.065 + e^{1.26 - 0.63\alpha_{hr}})e^{1.7 - 3.44/\alpha_{db}} ;$$

$$\gamma = (-0.8 + 0.06\alpha_w + 0.0007e^{\alpha_w})(-\alpha_{hr}^{0.34} + 0.00006e^{\alpha_{hr}})(0.414\alpha_{db} + 1.67\alpha_{db}^{-1.23}) ;$$

$n = fB/V_H$  为模型的折减频率；

$$\alpha_{hr} = H/\sqrt{BD}。$$

表 4.4.1 方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱的角沿修正影响系数  $C_m$

修正方法	风场类型	修正角尺寸(b/B)	折减频率 ( $fB/U_H$ )						
			0.100	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250
设削角	B类	5%	0.183	0.905	1.250	1.296	1.297	1.216	1.167
		10%	0.070	0.349	0.568	0.653	0.684	0.670	0.653
		20%	0.106	0.902	0.953	0.819	0.743	0.667	0.626
	D类	5%	0.368	0.749	0.922	0.955	0.943	0.917	0.897
		10%	0.256	0.504	0.659	0.706	0.713	0.697	0.686
		20%	0.339	0.974	0.977	0.894	0.841	0.805	0.790
设凹角	B类	5%	0.106	0.595	0.980	1.106	1.125	1.072	1.034
		10%	0.033	0.228	0.450	0.565	0.610	0.604	0.594
		20%	0.042	0.842	0.563	0.451	0.421	0.400	0.400
	D类	5%	0.267	0.586	0.839	0.955	0.987	0.991	0.984
		10%	0.091	0.261	0.452	0.567	0.613	0.6326	0.628
		20%	0.169	0.954	0.659	0.527	0.475	0.447	0.453

带削角或凹角的准方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱，可以由方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱乘以角沿修正影响系数  $C_m$  而得：

$$S_{Mm}^*(f) = C_m(f) \cdot S_{M0}^*(f) \tag{4.4.5}$$

其中， $S_{Mm}^*(f)$  为带削角或凹角的准方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱， $S_{M0}^*(f)$  为方形截面超高层建筑的横风向无量纲基底弯矩谱， $C_m$  可以从表 4.4.1 查得。

(7) 计算气动阻尼比  $\zeta_a$ ：

$$\zeta_a = \frac{0.0025(1 - (U^*/9.8)^2)(U^*/9.8) + 0.000125(U^*/9.8)^2}{(1 - (U^*/9.8)^2)^2 + 0.0291(U^*/9.8)^2} \tag{4.4.6}$$

其中， $U^* = U_H / (f_1 B)$  为模型顶部高度处的折减风速。

(8) 计算横风向等效静力风荷载  $p(z)$ ：

$$p(z) = w_H B \sqrt{G_B^2(z) + G_{R1}^2(z)} \tag{4.4.7}$$

其中，

$$G_B(z) = (2\alpha + 2) \left(\frac{z}{H}\right)^{2\alpha} g_B C_M \tag{4.4.8}$$

$$G_{R1}(z) = \frac{Hm(z)}{M_1^*} \left(\frac{z}{H}\right)^\beta g_R \sqrt{\frac{\pi\Phi S_M^*(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (4.4.9)$$

$$M_1^* = \int_0^H m(z) \left(\frac{z}{H}\right)^{2\beta} dz \quad (4.4.10)$$

(9) 计算加速度响应均方根  $\sigma_a$  :

$$\sigma_a(z) = \frac{H}{M_1^*} Bw_H \left(\frac{z}{H}\right)^\beta \sqrt{\frac{\pi\Phi S_M^*(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (4.4.11)$$

(10) 计算内力响应。根据具体需要，利用等效静力风荷载进行进一步的计算。

#### 4.5 高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应计算实例

本节将通过三个计算实例，显示本文方法的准确性及其使用的方便性。前两个实例考察了振型修正、气动阻尼及背景分量对计算结果的影响，并与日本规范进行了比较。第三个实例以上海的金茂大厦为对象进行了计算，并与文献<sup>[140]</sup>中给出的风洞试验结果进行了比较。

**算例 1:** B 类风场中的高 200 米，宽 50 米的方形截面超高层建筑的横风向等效静力风荷载及响应计算。本算例讨论振型指数对等效静力风荷载和响应的影响。

(1) 结构参数如表 4.5.1 所示:

表 4.5.1 算例 1 中超高层建筑的结构参数表

H(m)	B(m)	D(m)	f <sub>1</sub> (Hz)	$\beta$	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\zeta_s$ (%)	m(kg/m)
200	50	50	0.25	0.85、1.0、1.15	190	1.0	4.75*10 <sup>5</sup>

(2) 风环境参数如表 4.5.2 所示:

表 4.5.2 算例 1 中超高层建筑的横风向风环境参数表

风场类型	w <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	H <sub>T</sub> (m)	w <sub>H</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	U <sub>H</sub> (m/s)
B	0.70	0.16	350	1.8257	54.6

(3) 本文方法计算得到的横风向等效静力风荷载及加速度响应结果如表 4.5.3 所示:

表 4.5.3 算例 1 的计算结果表

	C <sub>M</sub>	g <sub>R</sub>	Φ	S <sub>M</sub> <sup>*</sup>	ζ <sub>a</sub> (%)	p(z)(kN/m)	σ <sub>a</sub> (milli-g)
β = 0.85	0.242	3.348	1.143	8.65*10 <sup>-4</sup>	0.142	√995z <sup>0.64</sup> + 5.676z <sup>1.7</sup>	0.153z <sup>0.85</sup>
β = 1.00	0.242	3.348	1.000	8.65*10 <sup>-4</sup>	0.142	√995z <sup>0.64</sup> + 1.251z <sup>2.0</sup>	0.0718z

$\beta = 1.15$	0.242	3.348	0.924	$8.65 \times 10^{-4}$	0.142	$\sqrt{995z^{0.64} + 0.2853z^{2.3}}$	$0.0343z^{1.15}$
----------------	-------	-------	-------	-----------------------	-------	--------------------------------------	------------------

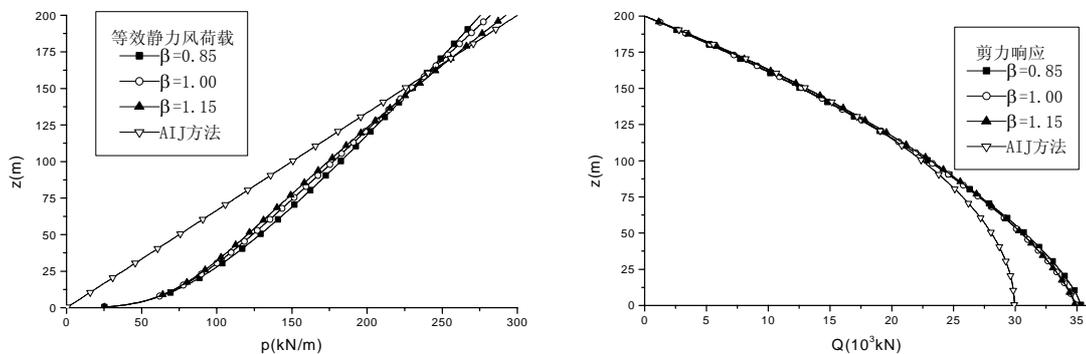
将表 4.5.1 和 4.5.2 中的参数代入日本规范 (AIJ, 1996) 方法中, 计算得到如下横风向等效静力风荷载及加速度响应均方根:

$$\begin{aligned}
 p(z) &= 3q_H C_L' A \frac{z}{H} g \sqrt{1 + \frac{\pi F_L}{4\zeta_s}} \\
 &= 3 * 1.826 * 0.1572 * 3.35 * \sqrt{1 + 3.14159 * 0.04215 / (4 * 0.01)} . Az / 200 \\
 &= 0.03Az(kN)
 \end{aligned}$$

其中, A 为建筑在高度 z 处的投影面积;

$$\begin{aligned}
 \sigma_a(z) &= 3q_H C_L \frac{B}{m} \frac{z}{H} \sqrt{1 + \frac{\pi F_L}{4\zeta_s}} \\
 &= 3 * 1.826 * 0.1572 * \frac{50}{4.75 * 10^5} * \sqrt{3.14159 * 0.04215 / (4 * 0.01)} . z / 200 \\
 &= 8.25 * 10^{-4} z(m/s^2)
 \end{aligned}$$

图 4.5.1 给出了本文方法及 AIJ(1996)方法计算得到的横风向等效静力风荷载及响应。比较 AIJ 方法及  $\beta = 1$  时本文方法的计算结果知, 两种方法计算得到的基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应的差别分别为 14.2%、5.6%和 17.7%。基底剪力的差别在很大程度上是由于背景分量的计算方法不同造成的。AIJ 采用惯性荷载法, 这种方法对共振分量的计算是准确的, 但对背景分量的计算不准确。加速度响应的差别与 AIJ 方法没有计及气动阻尼以及两种方法的横风向广义气动力谱的差异有关。



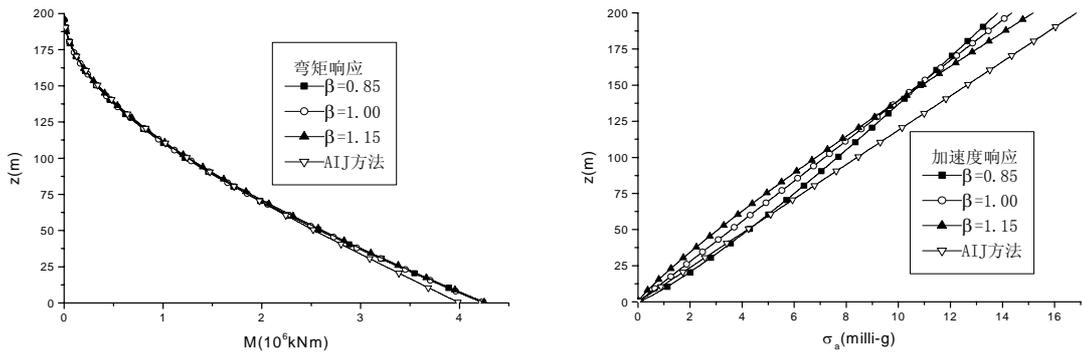


图 4.5.1 算例 1 中本文方法及 AIJ(1996)方法计算结果比较图

比较图 4.5.1 中  $\beta = 0.85$ 、1.00 及 1.15 时的计算结果，可以看出，本例中振型修正对基底剪力及基底弯矩响应的影响很小，为 1.2% 和 0.6%，对建筑顶部加速度响应的影响大一些，为 6.3%。

图 4.5.2 给出了气动阻尼对响应的影响分析结果（取振型指数  $\beta = 1$ ）。从中可知，不计及气动阻尼的影响，将使基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应分别高估 3%、3.5% 和 6.9%。

图 4.5.3 给出了背景分量的影响分析结果（取振型指数  $\beta = 1$ ）。本例中背景分量对响应的影响比较大，忽略背景分量时，基底剪力和基底弯矩响应分别被低估 36% 和 30%。这种情况下，忽略背景分量的贡献将造成计算结果的重大误差。

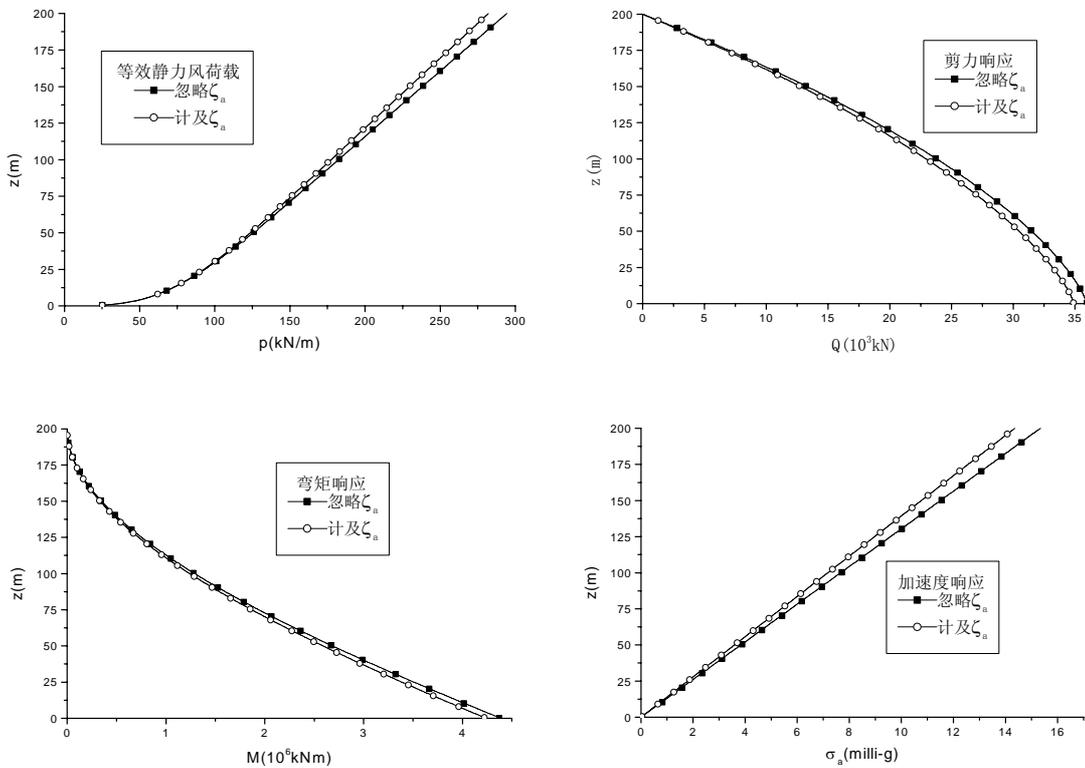


图 4.5.2 算例 1 中气动阻尼的影响分析图

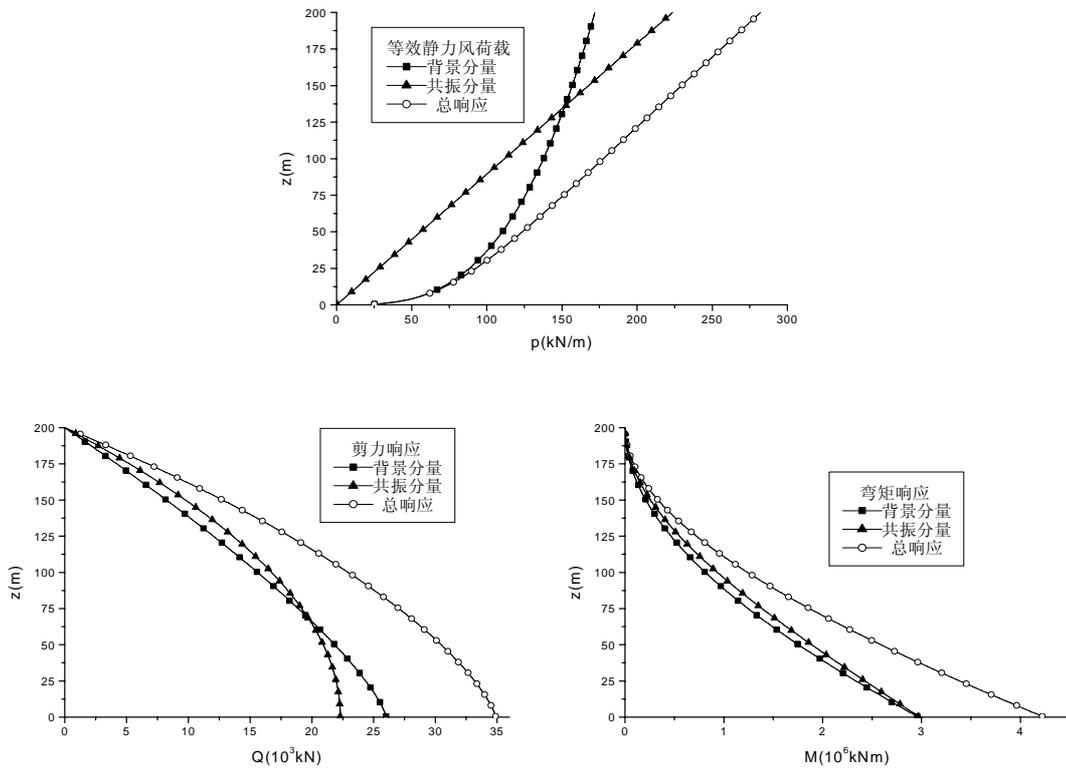


图 4.5.3 算例 1 中背景分量的影响分析图

**算例 2:** D 类风场中的高 400 米，宽 50 米的方形截面超高层建筑的横风向等效静力风荷载及响应计算。

(1) 结构参数如表 4.5.4 所示:

表 4.5.4 算例 2 中超高层建筑的结构参数表

H(m)	B(m)	D(m)	$f_1$ (Hz)	$\beta$	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\zeta_s$ (%)	m (kg/m)
400	50	50	0.125	1.0、1.30	180	1.0	$4.5 \times 10^5$

(2) 风环境参数如表 4.5.5 所示:

表 4.5.5 算例 2 中超高层建筑的风环境参数表

风场类型	$w_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$H_T$ (m)	$w_H$ (kN/m <sup>2</sup> )	$U_H$ (m/s)
D	0.55	0.30	450	1.60	51.10

(3) 本文方法计算得到的横风向等效静力风荷载及加速度响应结果如表 4.5.6 所示:

表 4.5.6 算例 2 的计算结果表

	$C_M$	$g_R$	$\Phi$	$S_M^*$	$\zeta_a$ (%)	$p(z)$ (kN/m)	$\sigma_a$ (milli-g)
$\beta = 1.00$	0.132	3.135	1.00	$1.89 \times 10^{-2}$	0.639	$\sqrt{5.60z^{1.2} + 3.19z^2}$	$0.129z$

$\beta = 1.30$	0.132	3.135	0.875	$1.89 \times 10^{-2}$	0.639	$\sqrt{5.60z^{1.2} + 1.105z^{2.6}}$	$0.024z^{1.3}$
----------------	-------	-------	-------	-----------------------	-------	-------------------------------------	----------------

利用 AIJ (1996) 方法计算得:

$$p(z) = 3q_H C_L' A \frac{z}{H} g \sqrt{1 + \frac{\pi F_L}{4\zeta_s}}$$

$$= 3 * 1.6 * 0.1572 * 3.135 * \sqrt{1 + 3.14159 * 0.314547 / (4 * 0.01)} . Az / 400$$

$$= 0.030Az(kN)$$

其中, A 为建筑在高度 z 处的投影面积;

$$\sigma_a(z) = 3q_H C_L \frac{B}{m} \frac{z}{H} \sqrt{1 + \frac{\pi F_L}{4\zeta_s}}$$

$$= 3 * 1600 * 0.1572 * \frac{50}{4.5 * 10^5} * \sqrt{3.14159 * 0.314547 / (4 * 0.01)} . z / 400$$

$$= 1.042 * 10^{-3} z(m/s^2)$$

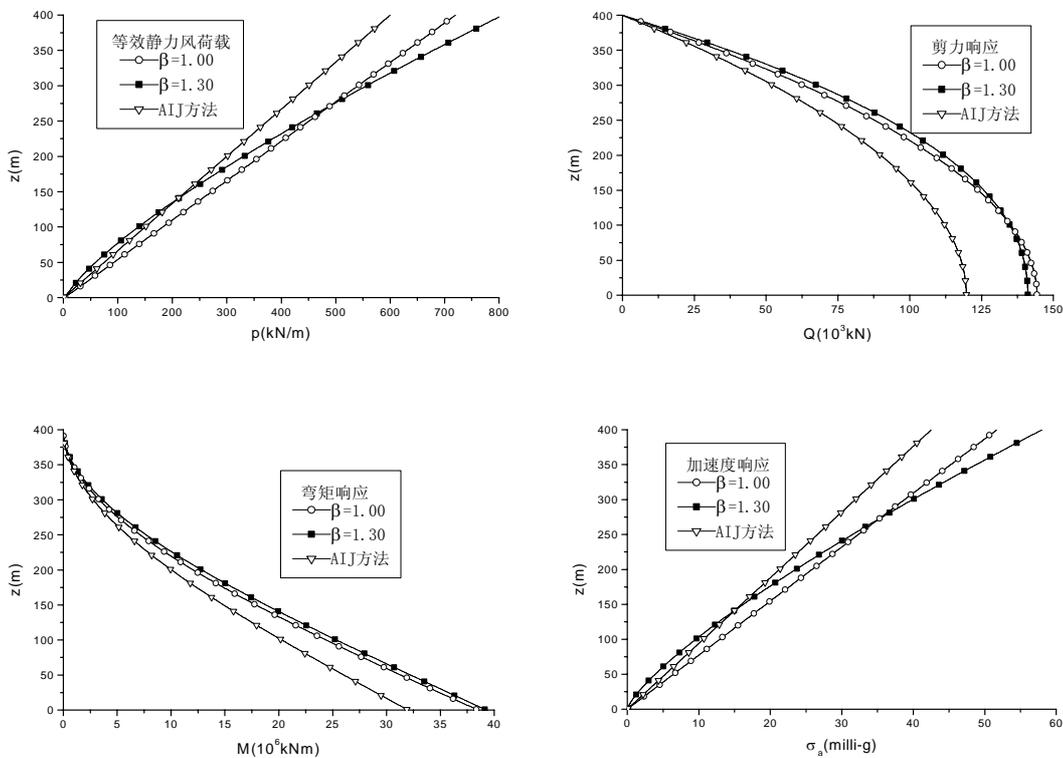


图 4.5.4 算例 2 中本文方法及 AIJ(1996) 方法计算结果比较图

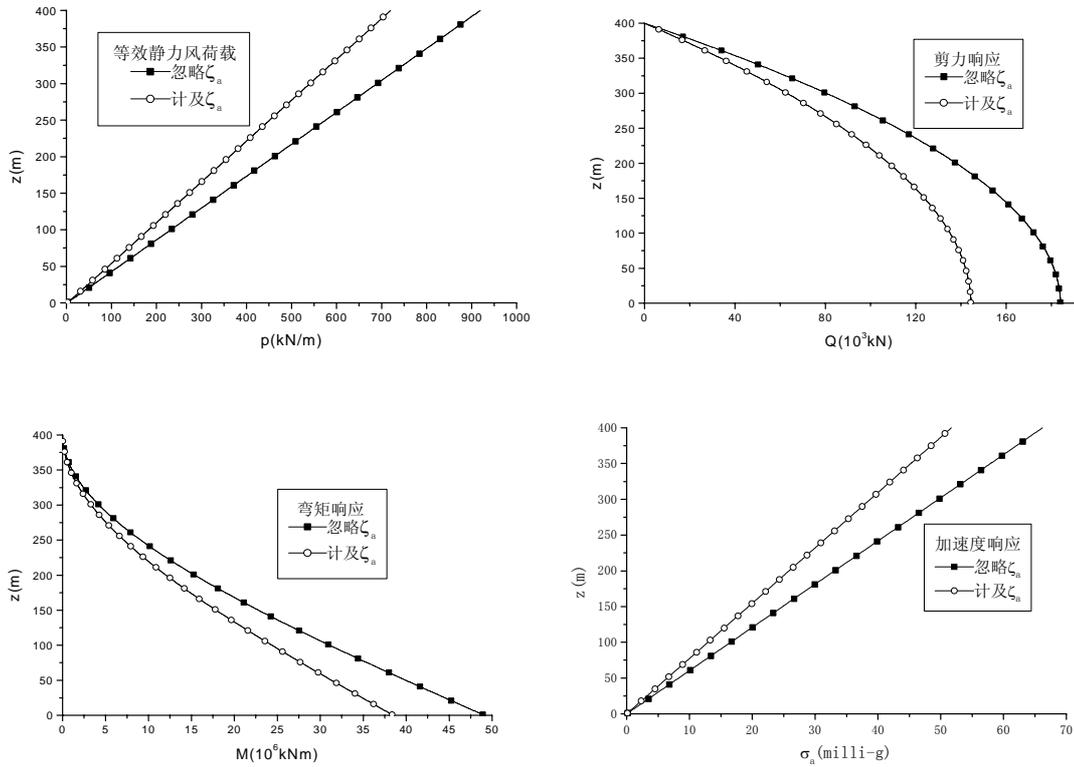


图 4.5.5 算例 2 中气动阻尼的影响分析图

图 4.5.4 给出了本文方法及 AIJ 方法的计算结果。比较 AIJ 方法及  $\beta = 1$  时本文方法的计算结果知，AIJ 方法对基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应的计算结果都比本文方法低 17% 左右，这与其气动力谱的估算有关。AIJ 的横风向气动力谱拟合公式是以高宽比为 4 和 5 的模型的高频天平测力风洞试验数据为依据的，且它给出的气动力谱是不随高宽比变化的。

比较图 4.5.4 中  $\beta = 1.00$  和 1.30 时本文方法的计算结果知，振型修正对基底剪力及基底弯矩响应的影响都只有 2% 左右，但是对建筑顶部加速度响应达到了 12.3%。

图 4.5.5 给出了气动阻尼对响应的影响分析结果（取振型指数  $\beta = 1$ ）。由图可知，不计及气动阻尼的影响，将使基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应均高估 28% 左右。所以，建筑物越柔，气动阻尼的影响越大。

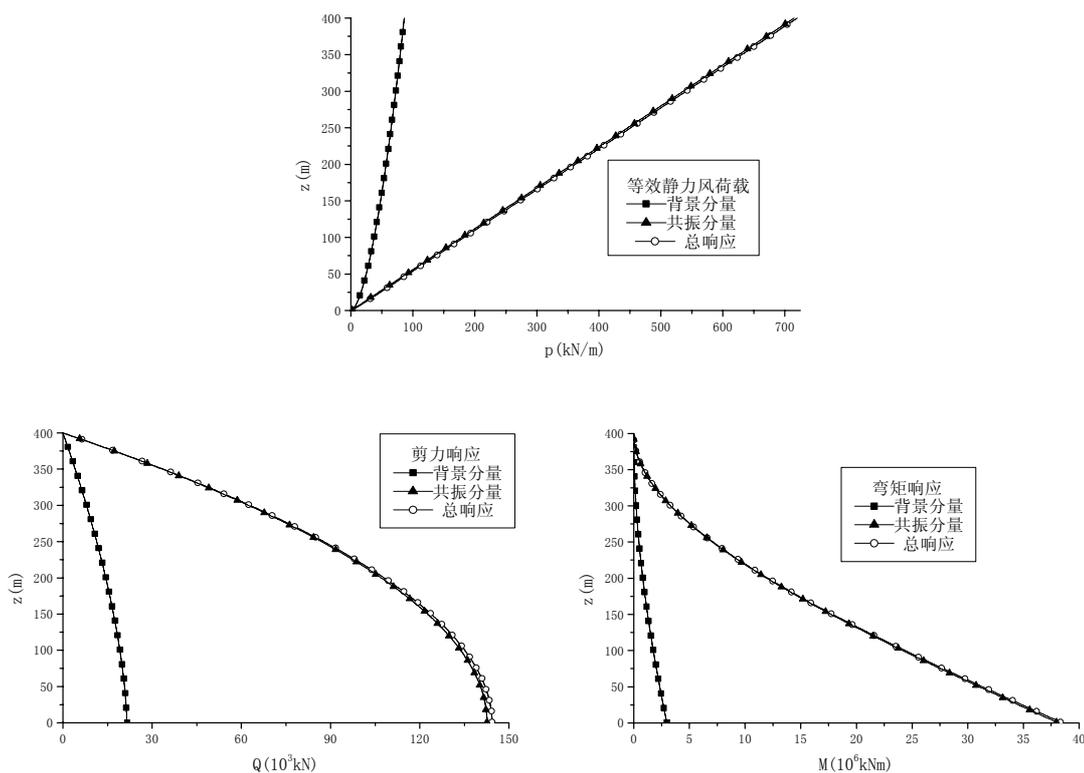


图 4.5.6 算例 2 中背景分量的影响分析图

图 4.5.6 给出了背景分量的影响分析结果（取振型指数  $\beta = 1$ ）。本例中背景分量对响应的影响很小，忽略背景分量时，基底剪力和基底弯矩都只被低估 1%。所以，建筑物越柔，等效风荷载背景分量的影响越小。

算例 1 和算例 2 具有一定代表性，算例 1 代表了相对较低的超高层建筑，算例 2 代表了相对较高的高层建筑；算例 1 代表了折减风速较低的情况，算例 2 代表了折减风速较高的情况。从这两个算例可以看出：

由于 AIJ 方法忽略气动阻尼的影响、没有进行振型修正、背景分量的计算方法与本文方法不同，给出的横风向气动力谱也与本文方法有差别，所以本文方法给出的响应估算与 AIJ 方法有差别。在算例 1 中，AIJ 方法估算的基底剪力和基底弯矩比本文方法给出的低，分别低 14.2%、5.6%，但顶部加速度响应比本文的高，高出 17.7%。在算例 2 中，AIJ 方法给出的基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应均比本文方法给出的低 17% 左右。

振型修正与否，对基底剪力和基底弯矩的影响不大，导致的计算误差通常小于 5%。但振型修正对建筑顶部加速度响应的影响较大，可能超过 10%。因此，在超高层建筑的舒适性设计中，应当考虑建筑振型对加速度响应的影响。

气动阻尼的影响随折减风速的变化而变化。当折减风速较低（与涡激共振风速相比）时，如算例 1，气动阻尼较小，且此时不受气动阻尼影响的背景分量在响应中所占份量较重，因此气动阻尼对响应的影响很小。算例 1 中，忽略气动阻尼时基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应的估算只分别被高估了 3%、3.5% 和 6.9%。但是，当折减风速较高时，如算例 2，忽略气动阻尼的影响，对估算结果影响较大。算例 2 中，忽略气动阻尼使基底剪力、基底弯矩和顶部加速度响应均被高估了 28%。因此，横风向气动阻尼对响应的影响不可忽视。

背景分量对响应的影响也随折减风速的变化而变化。在算例 1 中，折减风速为 4.37，较低，

这时背景分量对响应的影响较大，忽略背景分量使基底剪力和基底弯矩响应分别被低估 36%和 30%。但是，在算例 2 中，折减风速高达 8.18，这时忽略背景分量使基底剪力和基底弯矩只被低估了 1%。因此，对于折减风速较低时，应当重视对背景分量的估算。

**算例 3:** 估算上海市金茂大厦的横风向等效静力风荷载及响应。

(1) 把金茂大厦简化为带 10%凹角的一致截面准方形截面柱（去掉天线和设备层）、质量分布沿高度线性变化，其外形及结构参数如表 4.5.7 所示。

表 4.5.7 算例 3 中超高层建筑的结构参数表

H(m)	B(m)	D(m)	$f_1$ (Hz)	$\beta$	$\zeta_s$ (%)	$m$ (kg/m)
365.7	50	50	0.1615	1.2	1.5, 2.5	$7.814 \times 10^5 - 1282z$

(2) 风环境参数如表 4.5.8 所示：

表 4.5.8 算例 3 中超高层建筑的风环境参数表

风场类型	$w_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$H_T$ (m)	$w_H$ (kN/m <sup>2</sup> )	$U_H$ (m/s)
B	0.55	0.16	350	1.74	53.3

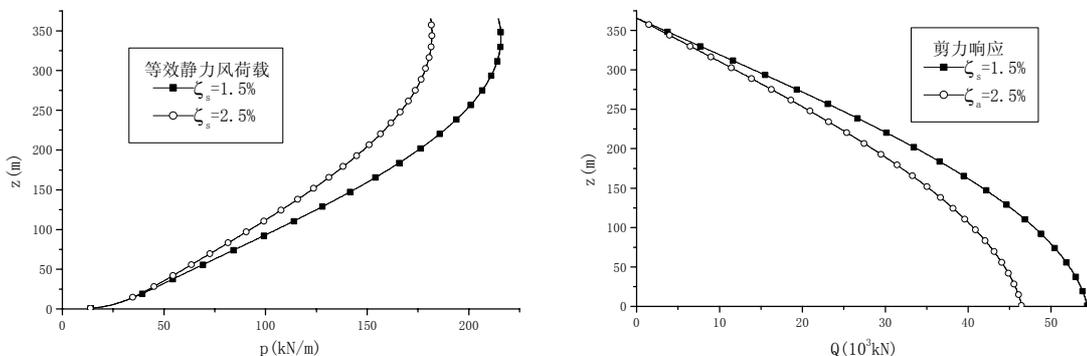
(3) 本文方法计算得到的横风向等效静力风荷载及加速度响应结果如表 4.5.9 所示：

表 4.5.9 算例 3 的计算结果表

	$C_M$	$g_R$	$\Phi$	$S_M^*$	$\zeta_a$ (%)	$p(z)$ (kN/m)	$\sigma_a$ (milli-g)
$\zeta_a=2.5\%$	0.146	3.215	0.901	$1.9 \times 10^{-3}$	0.313	(图 4.5.7 所示)	$0.0132z^{1.2}$
$\zeta_a=1.5\%$	0.146	3.215	0.901	$1.9 \times 10^{-3}$	0.313	(图 4.5.7 所示)	$0.0162z^{1.2}$

图 4.5.7 给出了等效静力风荷载及相应计算结果。

文献[136]对金茂大厦进行了气动弹性模型测振风洞试验及高频天平测力风洞试验。从文中给出的试验结果可以查出，当条件为B类风场、无干扰、30 年重现期风速、结构阻尼比为 2.5% 时，等效风荷载基底弯矩约为  $8 \times 10^6$  kN.m；B类风场、无干扰、30 年重现期风速、结构阻尼比为 1.5% 时，334m 高度处的加速度响应均方根约为 16milli-g。



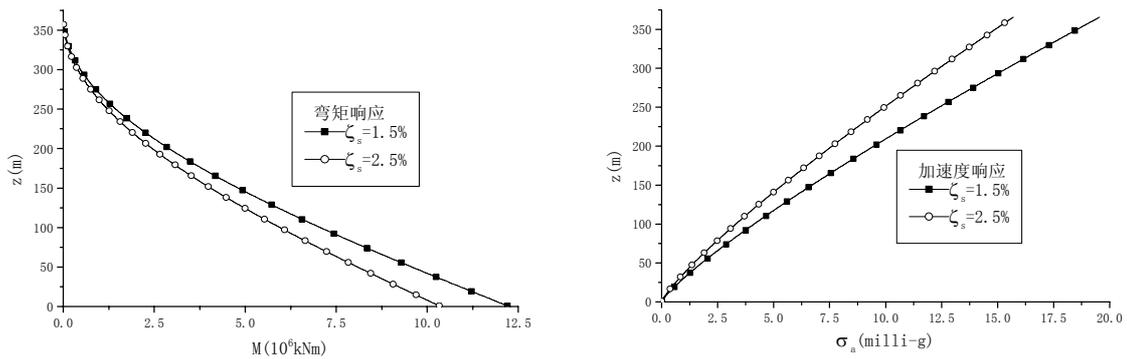


图 4.5.7 算例 3 的计算结果

从图 4.5.7 可以得到, 上述条件下的基底弯矩响应为  $10.25 \times 10^6$  kN.m, 加速度响应为 17.29 milli-g。基底弯矩高估了 28%, 加速度响应高估了 8%。金茂大厦外形沿高度的变化比较复杂, 特别是其上部截面与方形差别较大, 并且其截面面积随高度的增加也在减小, 仅把它简化成带 10% 凹角的一致截面准方形截面柱将导致上部风荷载估算偏大。同时, 金茂大厦的质量沿高度的分布也比较复杂, 特别是在其 200 米高度处有一个较大的集中质量, 质量分布沿高度线性减小的简化过程将造成共振分量计算的偏差。基于以上原因, 本文的响应估算比实际值偏大。

#### 4.6 本章小结

本章基于第二、三章所得高层建筑模型风洞试验数据, 基于 MGLF 方法的基本思想, 建立了超高层建筑的横风向等效静力风荷载及其响应的计算方法。

高频测力天平测量建筑模型的广义风荷载的方法是建立在建筑物一阶模态振型为直线形状这一基本假设的基础上的。而实际超高层建筑的一阶振型往往不是理想的线性形状。本章第一节讨论了广义气动力谱的非理想振型的修正方法。

第二节讨论了超高层建筑横风向等效静力风荷载的计算方法。该方法是基于基底弯矩响应计算推导得出的。横风向等效静力风荷载包括背景分量和共振分量两部分。背景等效静力风荷载沿高度以  $2\alpha$  ( $\alpha$  为平均风速剖面指数) 为指数的指数曲线变化; 共振等效静力风荷载沿高度以  $\beta$  (建筑物一阶振型指数) 为指数的指数曲线变化。最后给出了横风向等效静力风荷载计算方法。

现代超高层建筑的舒适性可能成为结构设计的控制因素。第三节在第二节的基础上进一步讨论高层建筑横风向加速度响应的计算方法。

第四节在第二、三节的理论基础上, 给出了具体的高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算步骤。

最后, 对三个典型超高层建筑的横风向等效风荷载和响应进行了计算和参数分析, 并与日本规范方法进行了比较。给出了一些重要结论。结果还表明, 本文方法使用方便, 比日本规范方法考虑的影响因素更全面, 精度更高。

## 第五章、结论和展望

### 5.1 本文的工作总结

本文以超高层建筑刚性模型的高频天平测力风洞试验和单自由度气动弹性模型测振风洞试验为基础,研究了超高层建筑横风向等效静力风荷载及响应,给出了一套计算超高层建筑横风向等效静力风荷载及其响应的实用方法,并计算了三个典型超高层建筑(包括金茂大厦)的横风向静力等效风荷载。整个工作与日本规范进行了对比。

本文的主要工作和得到的主要结论如下:

#### 5.1.1 关于超高层建筑横风向气动力

本文用高频动态天平对典型超高层建筑的刚性模型在模拟风场中的横风向气动力进行了测量,并拟合得到了横风向无量纲基底弯矩谱(即横风向折减广义气动力谱)关于折减频率、建筑高宽比、宽厚比和风场类型的闭合表达式,以及横风向基底弯矩系数和基底剪力系数关于建筑高宽比、宽厚比及所处风场类型的闭合表达式。并与国外文献及规范的可比结果进行了比较。

从本文的超高层建筑高频天平测力风洞试验结果及拟合公式中,可以得到关于横风向折减广义气动力谱和横风向基底弯矩系数及基底剪力系数的如下结论:

**1、建筑高宽比对横风向气动力的影响。**建筑高宽比增大时,其横风向折减广义气动力谱的峰值增高,峰值频率增大,带宽减小,横风向基底弯矩系数及基底剪力系数减小。

**2、建筑宽厚比对横风向气动力的影响。**当建筑宽度大于厚度时,随宽度的减小,横风向折减广义气动力谱值增大,带宽变窄,横风向基底弯矩系数及基底剪力系数增大。当宽度小于厚度时,随宽度的减小,横风向折减广义气动力谱的带宽增大,谱峰降低。

**3、建筑所处风场类型对横风向气动力的影响。**当建筑所处风场类别增加时,横风向折减广义气动力谱的峰值及峰值频率都下降,频谱带宽增大。横风向基底弯矩系数受风场的影响较小,横风向基底剪力系数随风场类别的增加而减小。

**4、建筑角沿设置削角及凹角对横风向气动力的影响。**在超高层建筑的角沿设置凹角及削角可以减小横风向气动力谱值。

本文公式比日本规范公式的进步之处在于:

**1、本文公式考虑了建筑高宽比和宽厚比对横风向折减广义气动力谱和横风向基底弯矩系数的影响。**日本规范只考虑了宽厚比的影响,没有考虑建筑高宽比的影响。本文试验结果和其他研究结果均表明,建筑的高宽比和宽厚比都会对建筑的横风向气动力产生较大的影响。

**2、本文公式考虑了建筑所处风场类型对横风向折减广义气动力谱和横风向基底弯矩系数的影响。**日本规范公式没有涉及到建筑所处风场类型的变化。本文试验结果和相关的资料显示,建筑所处风场类型对横风向气动力是有影响的。

#### 5.1.2 关于超高层建筑的气动阻尼比

本文对超高层建筑的单自由度气动弹性模型在模拟风场中的加速度响应进行了测量,并利用随机减量技术从试验数据中识别出超高层建筑的横风向及顺风向气动阻尼比,进而与国外文献的可比结果进行了比较,验证了本文识别结果的正确性。最后拟合得到它们随折减风速变化的关系式。

从识别得到的气动阻尼比及其拟合公式中可以得到如下结论:

1、**横风向气动阻尼比随折减风速变化的规律。**当折减风速较低时,横风向气动阻尼比很小,可以忽略其作用。当折减风速在 4~9 之间时,横风向气动阻尼比为正值,且随折减风速的增加而增加。当折减风速大于 9 时,横风向气动阻尼比急剧下降,通常在折减风速为 10~11 时开始变为负值。

2、**顺风向气动阻尼比随折减风速变化的规律。**总的来说,顺风向气动阻尼比随折减风速的增加而单调增加。当折减风速为 10 左右时,顺风向气动阻尼比一般可达到 0.5%。

### 5.1.3 关于超高层建筑的横风向等效静力风荷载及响应

本文基于随机振动理论及计算顺风向等效静力风荷载的 MGLF 法的基本思想,开发出一套超高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算方法,并计算了三个典型超高层建筑(包括金茂大厦)的横风向静力等效风荷载。

本文计算表明,气动阻尼、振型修正及背静分量对超高层建筑横风向等效静力风荷载及响应的的影响有如下规律:

1、**气动阻尼的影响。**横风向气动阻尼对超高层建筑横风向响应的的影响随设计风速的折减值的变化而变化。当设计折减风速较小(小于 4.5)时,气动阻尼对响应的的影响很小,可忽略。当设计折减风速较大(大于 8)时,忽略气动阻尼对横风向响应的的估算结果影响较大,可能高估 25% 以上。当设计折减风速大于 10 时,气动阻尼为负值,忽略它将低估响应。因此,对于很高、很柔的超高层建筑应当仔细考虑气动阻尼对横风向响应的的影响。

2、**振型修正的影响。**振型修正对横风向基底剪力和基底弯矩的影响不大,对建筑顶部加速度响应的的影响较大,可能超过 10%。因此,对于超高层建筑的舒适性设计,应当考虑振型对横风向加速度响应的的影响。

3、**背景分量的影响。**背景分量对响应的的影响也随设计风速的折减值的变化而变化。当设计折减风速较小(小于 4.5)时,忽略背景分量可能导致横风向基底剪力和基底弯矩响应被低估 30% 以上。当设计折减风速较大(大于 8)时,背景分量对横风向基底剪力和基底弯矩造成的估算误差为 1% 左右,可忽略。所以,对较低矮的高层建筑,横风向响应的的背景分量应当得到仔细计算。

与日本规范方法相比,本文方法的进步之处在于:

1、**本文方法考虑了气动阻尼的影响。**日本规范方法忽略了气动阻尼对横风向等效静力风荷载及加速度响应的的影响。本文的计算表明,对于较高的建筑在设计风速较大时,忽略气动阻尼可能导致对横风向响应的的过高的低估。当设计风速超过涡激共振风速时,还可能造成对响应的的低估。

2、**本文方法进行了振型修正。**日本规范方法没有对实际建筑物的非理想振型进行修正。本文的计算结果表明,振型修正对建筑顶部加速度响应的的影响较大,而加速度响应的大小是超高层建筑舒适性设计的主要依据。

3、**本文方法对背景分量的计算更合理。**日本规范方法采用惯性荷载法计算建筑的横风向等效静力风荷载。这种方法对共振分量的计算是准确的,但对背景分量的计算是不合理的。本文方法基于 MGLF 法的基本思想,把横风向背景等效静力风荷载沿高度的变化规律近似为平均风压规律,利用高频天平试验测得的横风向基底弯矩系数计算背静等效静力风荷载。

## 5.2 未来研究工作的展望

本文主要研究了方形截面及矩形截面高层建筑的横风向等效静力风荷载，给出了计算公式，有一定的实用性。

由于该项研究工作量非常较大，本文的试验研究还是很有限的，所得结果虽可反映一般规律性，但应用范围还是不够广泛的。应当进行更加细致更加全面的风洞试验，建立起更完整的关于超高层建筑横风向风荷载和响应的数据库和实用分析方法。

随着计算机硬件软件的发展，CFD 得到了迅速的发展，可以考虑通过数值计算的方法计算超高层建筑横风向气动力和气动阻尼，结合风洞实验结果，得到超高层建筑横风向风荷载和风振响应分析的数据资料。

## 参考文献

1. Akins R. E. (1992), "Effects of turbulence on mean force and moment coefficients", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.* 41-44, pp.701-712
2. Annigeri S., & Jain A.K. (1995), "Torsion in asymmetric multistorey buildings under wind", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1384-1395
3. Balendra T., Cheong H.F., Zhong Q. & Chew Y.T. (1995), "An aerolastic model with shear-flexure modes for lateral and torsional motions of buildings", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1281-1292
4. Benfratello S., Paola M.M. & Spanos P.D. (1997), "Stochastic response of MDOF wind-excited structures by means of volterra series approach", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1935-1942
5. Boggs D.W. (1992), "Validation of the aerodynamic model method", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 42, pp.1011-1022
6. Boggs D.W. & Peterka J.A. (1989), "Aerodynamic Model Tests of Tall Buildings", *J. Eng. Mech.*, ASCE, Vol.115, No.3, pp.618-635
7. Bonato P., Ceravolo R. & Stefano A. (1997), "Time-frequency and ambiguity function approaches in structural identification", *J. Engrg. Mech.*, pp.1260-1267
8. Bonato P., Ceravolo R. & Stefano A. (1997), "The use of wind excitation in structural identification", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1181-1188
9. Bosak G. & Flaga A. (1999), "Influence of aerodynamic feedbacks on response of high-rise buildings", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.625-630
10. Breeze G. (1992), "Wind tunnel investigation upon the coherence of pressure measurements taken around a tall building in open site terrain", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 41-44, pp.1151-1161
11. Buron C.L. (1997), "Wind effects in building analysis", *Wind loading Cuban standard*. *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1279-1285
12. Cao H., Ellis B.R. & Litter J.D. (1995), "The use of the maximum entropy method for the spectral analysis of wind-induced data recorded on buildings", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1293-1304
13. Celebi M. (1996), "Comparison of damping in under low-amplitude and strong motions", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 59, pp.309-323
14. Cheng C. M. & Kareem A. (1992), "Acrosswind response of reinforced concrete chimneys", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 41-44, pp.2141-2152
15. Cheng C.M. & H.Y.L. (1999), "Acrosswind responses of square shaped high-rise buildings with eccentricities", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.631-636
16. Chenung J. C. K. & Melbourne W. H.. (1992), "Torsional moments of tall buildings", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 41-44, 10, pp.763-774
17. Ciesielski R., Gaczek M. & Kawecki J. (1992), "Observation results of cross-wind response of towers and steel chimneys", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 41-44, pp.2205-2211
18. Cooper K.R., Nakayama M., Sasaki Y., Fediw A.A., Resende-ide S. & Zan S.J. (1995), "Unsteady aerodynamic force measurements on a super-tall building with a tapered cross-section", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1269-1280
19. Cooper K.R., Nakayama M., Sasaki Y., Fediw A.A., Resende-Ide S. & Zan S.J. (1997), "Unsteady aerodynamic force measurements on a super-tall building with a tapered cross section", *J. Wind*

- Engrg. & Ind. Aero.,72, pp.199-212
20. Davenport A.G. (1995), "How can we simplify and generalize wind loads?", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,54/55,pp657-669
  21. Ellis B. R. (1996), "Full-scale measurements of the dynamic characteristics of buildings in the UK", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,59, pp.365-382
  22. Fang J.Q., Li Q.S., Jeary A.P. & Wong C.K. (1998), "Full scale measurements of damping in a 78-storey tall building", *Advances in Structural Engineering* Nol. 2 No.1, pp.41-47
  23. Fediw A. A., Nakayama M., Cooper K. R., Sasaki Y., Resend I. S. & Zan S. J.(1995), "Wind tunnel study of an oscillating tall building", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,57,pp.249-260
  24. Flay R.G.J., Yip D.Y.N. & Vickery B.J. (1999), "Wind-induced dynamic response of buildings with coupled 3d modes of vibration", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.645-652
  25. Floris C. & Iseppi L.D. (1997), "The peak factor for gust loading: a review and some new proposals", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1951-1958
  26. Fukuwa N., Nishizaka R., Yagi S., Tanaka K. & Tamura Y. (1996), "Field measurement of damping and natural frequency of an actual steel-framed building over a wide range of amplitudes", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,59, pp.325-347
  27. Garg R.K., Kasperski M., Niemann H.j. & Chaudhry K.K. (1999), "Aspect ratio effect on the aerodynamics of short circular cylindrical structures", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.1649-1655
  28. Geurts C.P.W., Rutten H.S. & Wisse J.A. (1995), "Spatial distribution of wind induced pressures on buildings in complex terrain", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1372-1384
  29. Glanville M. J., Kwok K. C. S. & Denoon R. O. (1996), " Full-scale measurements of structures in Australia", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,59, pp.349-364
  30. Hart G. C. (1996), "Random damping in buildings", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 59, pp.233-246
  31. Himanshu G., Partha P.S., & Kishor C. (1996), "Mehta Identification of vortex-induced-response parameters in time domain", *J. Engrg. Mech.*, pp.1031-1037
  32. Holmes J.D. (1987), "Mode Shape Correction for Dynamic Response to Wind", *Eng. Struct.*, Vol.9, pp.210-212
  33. Hortmanns M. & Marengo L. (1999), "Comparison of two actual methods for the evaluation of the vortex-excited response", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.125-131
  34. Hoxey R., Robertson A., Short L. & Davies R. (1997), "Further evidence of Reynolds number sensitivity in the separated flow region around bluff bodies", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.719-726
  35. Hoxey R. & Short L. (1999), "Quasi-steady theory developed with experimental verification", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.1679-1686
  36. Indranil G., Robert H.S. & Nicholas P.J. (1992), "Vortex shedding from circular cylinders: Experimental data and a new model", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,41-44, 10, pp.763-774
  37. Ishizaki H. & Nishimura H. (1992), "Wind tunnel experiments on the vibrations of flexible models of a tall building", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,41-44, pp.1065-1072
  38. Islam M. S., Ellingwood B. & Corotis R. B. (1990), "Transfer function models for determining dynamic wind loads on buildings", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 36, pp.449-458
  39. Islam M. S., Ellingwood B. & Corotis R. B.. (1992), "Wind-induced response of structurally asymmetric high-rise buildings", *J. of Str. Eng.*, Vol.118, No.1, January, pp.207-222

40. Isyumov N. (1999), "Overview of wind action on tall buildings and structures", Wind Engineering into the 21st century, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.15-28
41. Isyumov N., Fediw A.A., Colaco J. & Banavalkar P.V. (1992), "Performance of a tall building under wind action", J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.1053-1064
42. Ito M. (1995), "Suppression of wind-induced vibrations of structures", State of the art volume,9ICWE,New Delhi, India, pp.111-123
43. Iyengar A.K.S., Mohamed S. M. & Farell C.(1997), "Turbulence and scale effects on the pressure distribution on three-dimensional square prisms",2EACWE,Genova, Italy,pp.953-960
44. Jancauskas E.D. & Sankaran R.. (1992), "The coherence of cross-wind velocity and pressure on two-dimensional rectangular cylinders in turbulent flows",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.809-810.
45. Jang J. J. & Lee C. S. (1997), "Along wind power spectrum and gust response factors in Taiwan", 2EACWE, Genova, Italy, pp.1287-1294
46. Jeary A. P. (1986), "Damping in tall buildings-A mechanics and predictor",Earthquake Eng. Struct. Dyn. 14, pp.733-750
47. Jeary A.P.(1992), "Establishing non-linear damping characteristics of structures from non-stationary response time-histories",Struct. Eng. 70(4), pp.61-66
48. Jeary A.P. (1995), "Damping in structures",9ICWE,New Delhi, India, pp.1537-1584
49. Jeary A. P. (1996), "The description and measurement of nonlinear damping in structures", J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,59, pp.103-114
50. Jesien W., (1993), "Theodore Stathopoulos &H. Kinh Ha. Dynamic along-wind response of buildings: comparative study",J Str. Eng.,Vol. 199, No. 5, May, pp.1498-1515
51. Kanda J. & Choi H.. (1992), "Correlating dynamic wind force components on 3-d cylinders",J. Wind Eng. & Ind. Aerody., 41-44, pp.785-796
52. Kareem A. (1978), "Wind excited motion of buildings. These presented to Colorado State University at Fort Collin, Colorad",in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy
53. Kareem A. (1981), "Wind -excited response of buildings in higher modes",J. Struct. Eng. Mech.116(11), pp.2412-2433
54. Kareem A. (1982a), "Acrosswind response of buildings",J. Struct. Div. ASCE 108(ST4),April, pp.869-887
55. Kareem A.(1982b), " Fluctuating wind loads on buildings", J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 108, No. EM6, pp.1086-1102
56. Kareem A.(1992), "Dynamic response of high-rise buildings to stochastic wind loads",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.1101-1112
57. Kareem A. & Gurley K.(1996), "Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty", J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,59, pp.131-157
58. Kasperski M. & Niemann H. J. (1992), "The L.R.C.(load-response-correlation) Method—A general method of estimating unfavourable wind load distributions for linear and non-linear structural behaviour", J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.1753-1763
59. Katagiri J., Marukawa H., Katsumura A. & Fujii K.. (1997), "Effects of structural damping and eccentricity on wind response of high-rise buildings",2EACWE,Genova, Italy, pp.1239-1246
60. Katagiri J., Nakamura O., Ohkuma T., Marukawa H., Tsujimoto T. & Kondo K. (1992), "Wind-induced later-torsional motion of tall building",J. Wind Engrg. & Ind. Aero.,41-44, ,

- pp.1127-1137
61. Katagiri J., Marukawa H., Fujii K., Nakamura O. & Katsumura A. (1995), "Evaluation of wind responses of a building gained from wind tunnel tests ",9ICWE,New Delhi, India, pp.1408-1419
  62. Kawai H. (1992), "Vortex induced vibration of tall buildings",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.117-128
  63. Kawai H. (1997), "Effects of corner modifications on aeroelastic instabilities of tall buildings", 2EACWE,Genova, Italy, pp.1223-1230
  64. Khanduri A.C., Bedard C. & Stathopoulos T. (1995), "Neural network modeling of wind-induced interference effects",9ICWE,New Delhi, India, pp.1341-1352
  65. Kijewski T. & Kareem A. (1999), "Analysis of full-scale data from a tall building in Boston: Damping estimates",Wind Engineering into the 21st century, Larsen, Larose & Livesey (eds), , pp.679-684.
  66. Kikitsu H. & Okada H. (1999), "Open passage design of tall buildings for reducing aerodynamics response",Wind Engineering into the 21st century, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.667-672
  67. Kim Y. M. & Kawai H. (1999), "Aerodynamic methods for reducing bending and torsional vibrations of tall building",Wind Engineering into the 21st century, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.673-677
  68. Kobayashi H., Kawatani M. & Kim H. (1992), "Effects of turbulence characteristics on vortex-induced oscillation of rectangular cylinders",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.775-784
  69. Kobori T., Tsujimoto T. & Kondo K. (1992), "Wind resistant design of a high-rise building with stepped hight",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.1039-1040
  70. Kwok K.C.S.. (1982), "Cross-wind response of tall buildings",Eng. Struct., vol. 4, october, pp.256-262
  71. Kwok K.C.S.. (1995), "Aerodynamics of tall buildings",State of the art volume,9ICWE,New Delhi, India, pp.789-803
  72. Kwok K. C. S. and Melbourne W. H. (1981), "Wind-induced lock-in excitation of tall structure",J. Struct. Div. ASCE 107(ST1), pp.57-72
  73. Lagomarsino S., Pagnini L.C. & Solari G. (1995), "Dyamanic alongwind response of base-isolated buildings",9ICWE,New Delhi, India, pp.1317-1382
  74. Lee S.J. & Park C.W. (1999), "Aspect ratio effect on the near wake of a free-ended circular cylinder in a cross-flow",Wind Engineering into the 21st century, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.1687-1692
  75. Li Q.S, Fang J.Q., Jeary A.P. & Wong C.K. (1997), "Full scale measurements of wind effects on tall buildings",2EACWE,Genova, Italy, pp.1247-1254
  76. Li Q.S., Fang J.Q., Jeary A.P. & Wong C.K. (1998), "Full scale measurements of wind effects on tall buildings",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,74-76, pp.741-750
  77. Littler J. D. & Ellis B. R. (1992), "Full-scale measurements to determine the response of Hume Point to wind loading", J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,41-44, pp.1085-1096
  78. Littler J. D. (1995), "An assessment of some of the different methods for estimating damping from full-scale testing",J. Wind Eng. & Ind. Aerody.,57, pp.179-189
  79. Lungu D. & Gelder P. (1997), "Characteristics of wind turbulence with applications to wind codes",2EACWE,Genova, Italy, pp.1271-1277
  80. Marukawa H., Kato N., Fujii K. & Tamura Y. (1996), "Experimental evaluation of aerodynamic damping of tall buildings",J. Wind Eng. & Ind. Aero.,59, pp.177-190

81. Marukawa H., Ohkuma T. & Momomura Y. (1992), "Across-wind and torsional acceleration of prismatic high rise buildings", *J. Wind Eng. & Ind. Aero.*, 41-44, pp.1139-1150
82. Matsumoto M (1999), "Recent study on bluff body aerodynamics and its mechanism", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.67-78
83. Melbourne W.H. (1995), "Bluff body aerodynamics for wind engineering", *State of the art volume, 9ICWE*, New Delhi, India, pp.1137-1161
84. Melbourne W.H. & Cheung J.C.K. (1999), "Resonant and background crosswind response components in turbulent flow", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey(eds), pp.1531-1536
85. Mizota T. & Okajima A. (1992), "Unsteady aerodynamic forces and wakes of rectangular prisms with oscillating flaps at leading edges", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 41-44, pp.727-738
86. Niemann H.J. & Hoffer R. (1995), "Non-linear effects in the buffeting problem. State of the art volume", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.478-495
87. Nishimura H. & Taniike Y. (1999), "Mechanism of the occurrence for fluctuating force on a circular cylinder", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.1701-1708
88. Nishimura H. & Taniike Y. (1995), "Unsteady wind force on a square prism in a turbulent boundary layer", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.195-203
89. Paola M.D. & Falsone G. (1997), "Higher order alongwind response statistics of linear SDOF structures", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1927-1934
90. Piccardo G. & Solari G. (1995), "Mathematical solution of 3d response of slender structures to wind action", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1305-1316
91. Piccardo G. & Solari G. (1997), "Closed form prediction of 3d wind-excited response of slender structures", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1173-1180
92. Podgorski J. & Flaga A.. (1997), "Vortex excitation problems for the flow around elongated cross-section", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1197-1203
93. Pospisil S. (1997), "Dynamic characteristics of a tall building-comparison of full-scale and model measurement", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1231-1237
94. Pospisil S. (1999), "Correlation of pressures on an aeroelastic model of a tall building", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.685-689
95. Saito T. & Yokota H. (1996), "Evaluation of dynamic characteristics of high-rise buildings using system identification techniques", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 59, pp.299-307
96. Saunders J. W. & Melbourne W. H. (1975), "Tall rectangular building response to cross-wind excitation", *Proc. 4th Int. Conf. On Wind Effects on Buildings and Structures*. Cambridge University Press. Cambridge, pp.369-375
97. Snebjornsson J.T. (1997), "Wind loading and response of a medium rise building in a built up area", *2EACWE*, Genova, Italy, pp.1255-1262
98. Snebjornsson J.T. & Sigbjornsson R. (1995), "Estimation of structural parameters from full-scale wind-induced response", *9ICWE*, New Delhi, India, pp.1420-1431
99. Solari G. & Kareem A. (1998), "On the formulation of ASCE7-95 gust effect factor", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*, 77&78, pp.673-684
100. Solari G. (1993a), "Gust buffeting. I: peak wind velocity and equivalent pressure", *J. Str. Eng.*, Vol. 119, No.2, February, pp.365-382
101. Solari G. (1993b), "Gust buffeting. II: dynamic alongwind response", *J. Str. Eng.*, Vol. 119, No.2,

- February, pp.383-398
102. Suda K., Satake N., Ono J. & Sasaki A. (1996), "Damping properties of buildings in Japan", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,59, pp.383-392
  103. Sun B.N., Chen S.F. & Tang J.C. (1995), "Complex-mode analysis of stochastic response for the controlled tall building under wind loading", *9ICWE, New Delhi, India*, pp.1353-1361
  104. Surry D. (1999), "Wind loads on low-rise buildings: Past, present and future", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.105-114
  105. Tamura Y. (1997), "Application of damping devices to suppress wind-induced responses of buildings", *2EACWE, Genova, Italy*, pp.45-60
  106. Tamura Y. & Kuwahara K. (1992), "Numerical study on aerodynamic instability of oscillating rectangular cylinders", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,41-44, pp.253-254
  107. Tamura Y., Sasaki A., Sato T. & Kousaka R. (1992), "Evaluation of damping ratios of buildings during gusty winds using the random decrement technique", *Pro. 12th Wind Eng. Symp*, pp.1121-1137
  108. Tamura Y., Shimada K., Sasaki A., Kohsaka R. & Fujii K. (1995), "Variation of structural damping ratios and natural frequencies of tall buildings during strong winds", *9ICWE, New Delhi, India*, pp.1396-1407.
  109. Tamura Y. & Shin Y. (1996), "Suganuma. Evaluation of amplitude-dependent damping and natural frequency for buildings during strong winds", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,59, pp.115-130
  110. Tamura Y, Suda K. & Sasaki A. (1999), "Damping in buildings for wind resistant design", *International Symposium on wind and structures for the 21st century 26-28 January, Cheju, Korea*, pp.115-129
  111. Tamura Y. & Yasui H. & Marukawa H. (1999), "Non-elastic responses of tall steel buildings subjected to across-wind forces", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.699-706
  112. Taniguchi T. & Taniike Y. (1999), "Wavelet study of unsteady aerodynamic force on a tall building", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.707-712
  113. Thepmongkorn S. & Kwok K.C.S. (1999), "Load combination and response combination of wind-excited tall buildings and the effects of structural eccentricity", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.713-720
  114. Vandiver J. K., Dunwoody A. B., Campbell R. B. & Cook M. F. (1982), "A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique", *J. Mech. Design* 104, pp.307-331
  115. Verwiebe C. & Ruscheweyh H.(1997), "Recent research results concerning the exciting mechanisms of rain-wind-induced vibrations", *2EACWE, Genova, Italy*, pp.1783-1788
  116. Vickery B.J.. (1995), "The response of chimneys and tower-like structures to wind loading", *State of the art volume, 9ICWE, New Delhi, India*, pp.115-137
  117. Visser G.T. (1995), "Wind induced working conditiona at high-rise buildings under construction ", *9ICWE, New Delhi, India*, pp.1329-1340
  118. Watanabe Y., Isyumov N., Davenport A.G. A.G. (1995), "Empirical aerodynamic damping function for tall building", *9ICWE, New Delhi, India*, pp.1362-1371
  119. Xie J., Irwin P.A. & Accardo M. (1999), "Wind load combinations for structural design of tall buildings", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.163-168
  120. Xu Y.L. & Kwok K.C.S. (1993), "Mode Shape Correction for Wind Tunnel Tests of Tall Buildings", *Eng. Struct.*, Vol.15, No.5, pp.387-392

121. Yang J. C. S., Dagalakis N. G., Everstine G. C. & Wang Y. F. (1983), "Measurement of structural damping using the random decrement technique", *Shock Vibration Bull.* 53(4), pp.63-71
122. Yeh H. & Wakahara T. (1997), "Wind-induced forces on a slender rectangular-column structure", *2EACWE, Genova, Italy*, pp.845-952
123. Yeung N. & Pan A. D.E. (1997), "Viscous-damping wall and cladding as passive control for high-rise buildings", *2EACWE, Genova, Italy*, pp.1643-1650
124. Yip D. Y. N. & Flay R. G. J.. (1995), "A new force balance data analysis method for wind response predictions of tall buildings", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.* 54/55, pp. 457-471
125. Zhou Y., Gu M. & Xiang H.F. (1999a), "Alongwind static equivalent wind loads and responses of tall buildings. Part I: Unfavorable distributions of static equivalent wind loads", *J. Wind Eng. & Ind. Aerody.*,79, pp.135-150
126. Zhou Y., Gu M. & Xiang H.F. (1999b), "Alongwind static equivalent wind loads and responses of tall buildings. Part II: Effects of mode shapes", *J. of Wind Eng. & Ind. Aerody.*,79, pp.151-158
127. Zhou Y., Kareem A.& Gu M. (1999), "Gust loading factors for design applications", *Wind Engineering into the 21st century*, Larsen, Larose & Livesey (eds), pp.169-176
128. 黄鹏 (1997), "大气边界层风场模拟及高层建筑脉动风压系数的研究", 同济大学硕士论文。
129. 黄鹏、全涌、顾明 (1999), "TJ-2 风洞大气边界层被动模拟方法的研究", 同济大学学报, 27(2), pp136-140
130. 李国豪 (1996), "桥梁结构稳定与振动", 中国铁道出版社。
131. 刘尚培 (1989), "风作用下高耸结构的动态响应", 中国空气动力学研究与发展中心。
132. 刘尚培, 项海帆, 谢霁明译 (1992), "风对结构的作用——风工程导论", 同济大学出版社。
133. 全涌 (1999), "超高层建筑气动弹性模型风洞试验研究", 同济大学硕士论文。
134. 全涌, 顾明、黄鹏 (2001), "超高层建筑通用气动弹性模型设计", 同济大学学报, 29 (1), pp122-126。
135. 王凤元 (1998), "用高频测力天平技术研究高层建筑的气动荷载与风效应", 同济大学硕士论文。
136. 周印 (1998), "高层建筑静力等效风荷载和响应的理论和试验研究", 同济大学博士论文。
137. 张相庭 (1985), "结构风压和风振计算", 同济大学出版社。
138. 张相庭 (1990), "工程结构风荷载理论和抗风计算手册", 同济大学出版社。
139. 张相庭 (1997), "高层建筑抗风抗震设计计算", 同济大学出版社。
140. 叶丰 (2000), "高层建筑顺风向风荷载及其响应研究", 同济大学硕士论文。