

# 大跨度幕墙体系的风振分析\*

邓晓蔚, 石永久, 王元清, 徐悦

(清华大学 建筑玻璃与金属结构研究所, 清华大学 结构和振动教育部重点实验室, 北京 100084)

**摘要:**大跨度结构计算风荷载时要进行风振分析,由于现行规范中对于风振系数的规定不适用于大跨度结构,因而风振系数的计算成为大跨结构计算的难点。结合北京某大跨幕墙钢结构工程,同时采用了时域法和频域法进行风振分析,并对两者的结果进行了比较。分析结果表明,时域法和频域法求得的风振系数的分布趋势是完全一致的,在数值上也是比较接近的;时域法虽然计算量远大于频域法,但是能得到结构在风荷载作用下响应的全过程。通过用两种方法对大跨结构的风振分析,为实际工程的设计和理论分析提供了参考依据。

**关键词:**大跨度结构; 随机振动分析; 风振系数; 响应功率谱; 自回归模型

**中图分类号:**TU312+.1 **文献标识码:**A **文章编号:**1006-7329(2006)03-0046-05

## Wind Vibration Analysis on the Large-span Curtain Wall

DENG Xiao-wei, SHI Yong-jiu, WANG Yuan-qing, XU Yue

(Institute of Glass and Metal Structure for Architecture, Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of Ministry of Education, Tsinghua University, Beijing 100084, P. R. China)

**Abstract:** The large-span structure requires wind vibration analysis when computing the wind load; however, the formula in current code on wind vibration coefficient can hardly be applied in large-span structure, making its computation difficult and troublesome. This paper makes wind vibration analysis on the large-span curtain wall combined with certain engineering background in the methods of both time domain and frequency domain, and then the derived results are compared. The analytical results demonstrate identical distribution and contiguous numerical value of wind vibration coefficient concluded from the two varied methods; furthermore, even if the method in time domain is higher in computational complexity, more data on the response of structure under wind can be obtained, which provides reference for the theoretical analysis and engineering design.

**Keywords:** large-span structure; power spectral density (PSD) analysis; wind vibration coefficient; response power spectrum; Autoregressive (AR) Model

对于大跨度幕墙体系,风荷载往往起着主要的作用,有时甚至起到决定性的作用,因此风致振动响应成为主要的研究对象。按照目前荷载规范<sup>[1]</sup>,采用风振系数 $\beta_z$ 来考虑风压脉动对结构的影响(见下式),因此使风振系数成为风振分析中的重要因素:

$$w_k = \beta_z \mu_z \mu_s w_0 \quad (1)$$

在工程设计中,一般的幕墙体系往往被视为附属的围护结构,从而采用阵风系数 $\beta_{gz}$ 来取代风振系数;但对于大跨度幕墙体系,应该视为主体结构,采用仅能考虑风自身脉动特性的阵风系数是不合适的,只有风振系数才能真实反映脉动风与结构的相互作用。但是目前规范计算风振系数的理论公式都是基于高耸或高

层结构,不完全适用于大跨度幕墙体系的风振分析,使风振系数的计算成为计算的难点。

### 1 风振系数的理论分析

研究风作用下的大跨度结构动力响应的方法<sup>[2,3]</sup>,除了模型风洞试验和数值计算外,在理论上主要有两种方法:频域法(Frequency domain)以及时域法(Time domain)。它们各有其优缺点<sup>[3]</sup>,在计算大型复杂结构物的风作用效应时,常把时域法作为频域法计算结果的验证和补充。常用的风振系数包括荷载风振系数和位移风振系数。在工程设计中,习惯于用等效静力风荷载来考虑风的动力效应,等效静力风荷载用

\* 收稿日期:2005-12-20

基金项目:北京市自然科学基金资助(8053021)

作者简介:邓晓蔚(1981-),男,福建人,硕士生,主要从事钢结构工程研究。

静力风荷载与荷载风振系数  $\beta_f$  的乘积表示。结构在脉动风荷载激励下的荷载风振系数  $\beta_f$  定义为总风力的概率统计值与静风力的统计值之比,即有:

$$\beta_f = 1 + \frac{F_i}{\bar{F}} \quad (2)$$

式中: $F_i$ 、 $\bar{F}$  分别为风振力和静风力。根据加速度响应的均方根值  $\sigma_{x_i}$  可以求出相应的风振力  $F_i = \mu m_i \sigma_{x_i}$ 。同理,结构在脉动风荷载激励下的位移风振系数  $\beta_d$  定义为总位移的概率统计值与静位移的统计值之比,即有:

$$\beta_d = 1 + \mu \frac{\sigma_x}{x_0} \quad (3)$$

$\sigma_x$  为脉动风引起的位移均方根,  $x_0$  表示平均风引起的位移,峰值因子  $\mu$  按荷载规范取 2.2。

### 1.1 风振的频域分析理论

随机振动分析是频率域法<sup>[4,5]</sup>。它按随机振动理论,通过传递函数将输入的脉动风压谱转换为输出结构的响应谱。采用在风工程中广泛应用的脉动风顺风向水平风速谱为 Davenport 谱,只考虑脉动风沿竖向以及跨长方向的相关性,采用只与两点距离相关的 Shiotani 公式。通过传递函数,将输入风压谱转换为输出结构的响应谱,通过对响应谱时域内的积分求得位移的均值和方差以及加速度的方差。将位移的均值和方差以及加速度的方差代入式(2)和式(3),求出计算风振系数。

### 1.2 风振的时域分析理论

风致振动的时域分析是将风荷载(风压力)的时程过程直接作用在结构上,通常采用时程逐步积分法,迭代计算结构的动力响应过程。在时域内对结构进行风激励动力时程分析就必须得到相应的风荷载时程曲线,人工模拟风速曲线是得到相应的风时程曲线的有效方法。线性回归滤波器法中的 AR 模型因其计算量小、速度快,广泛应用于描述平稳随机过程。文中采用 AR 模型方法,只考虑二维空间相关性,对具有随机性的水平脉动风荷载进行有效的模拟。其相关的计算方法<sup>[3,6-8]</sup>已经较为成熟,并在结构的风振分析中得到了广泛的应用,本文不再赘述。通过对输入的风压进行时程分析,得出各个节点的时程响应曲线,并进而求出各个节点位移的均值和方差以及加速度的方差,采用式(2)和式(3)求解风振系数。

## 2 算例分析

### 2.1 工程概述及建模

以北京某大跨度钢框架幕墙系统为例,运用通用有限元软件 ANSYS 采用随机振动分析的方法进行了

风致振动的频域分析以及通过 matlab 编程采用线性回归滤波器法中的 AR 模型模拟脉动风的平稳随机过程进行了风致振动的时域分析,并将两者的结果进行了对比。

大跨钢框架幕墙系统分为中庭立面幕墙、玻璃采光顶与点式玻璃雨篷三部分。中庭立面幕墙由水平间隔 4 200 mm 的竖向焊接工字钢作为主立柱从上到下贯通,将主要竖向荷载传递至地面。竖向每间隔 7 800 mm 一道水平刚性桁架(西立面共四榀,东立面共三榀),承受水平风荷载与地震荷载。玻璃采光顶为东西走向,长 88.63 m,宽 24.4 m,以南北向作为主受力方向,在设计上按轴线布置十三榀平面桁架为主受力桁架梁,桁架节点采用刚接,减小了桁架的截面尺寸,桁架之间由铰接的系梁将主桁架联结为一个整体。入口大厅的玻璃雨篷,采用钢结构点支式驳接系统,主龙骨为悬挑的 T 型钢梁,采用落地斜钢柱支撑。

模型对整体幕墙系统进行了分析计算,如图 1 所示。钢桁架上弦杆、腹杆,三个立面的落地刚柱,方钢管圈梁以及雨棚的 T 形梁、方钢管横梁为 beam 单元外,其余单元都设为 link 单元。为了真实模拟梁柱之间的搭接关系,在东西立面幕墙上钢立柱与水平桁架以及北立面幕墙钢立柱与采光顶横梁的铰接节点上设立了三向的位移耦合。东西立面钢立柱与地面铰接,采光顶 C 轴钢柱底为焊接可简化为刚接;F 轴北侧钢桁架与主体结构为铰接;东西立面支撑桁架在水平桁架位置施加水平方向( $U_x$ )的侧向支撑约束。

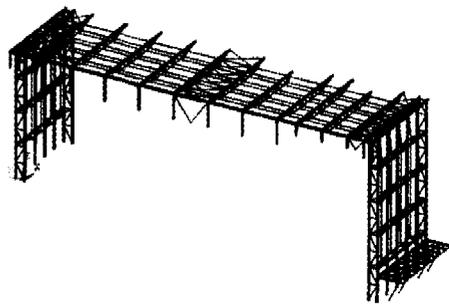
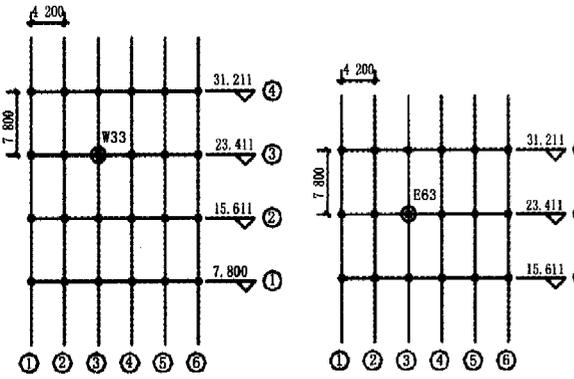


图1 中庭幕墙钢框架整体模型

在文中将作用在东西立面幕墙的脉动风离散到幕墙的七榀桁架上,每榀桁架上各施加一个风压谱,每个风压谱均分为六个节点力模拟风压的均匀分布,且东西立面的风荷载体型系数  $\beta$ , 分别取 0.5 和 0.8,地面粗糙度类型按照 C 类计算。下图 2 圆圈处代表施加风压的节点(即水平桁架与竖向钢立柱的相交处),节点编号对于东西立面幕墙分布以 E 和 W 打头,加上横轴与竖轴的编号。

### 2.2 模态分析

模态分析中,结构的总质量按照构件的总质量、恒



a) 西立面幕墙节点编号 b) 东立面幕墙节点编号

图2 幕墙的节点编号

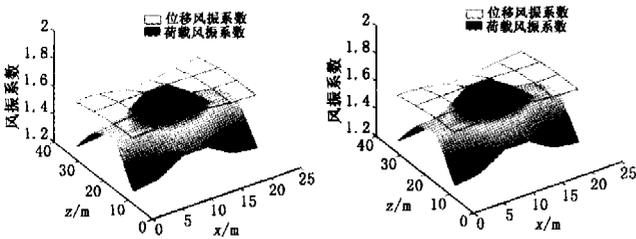
载和50%楼面活荷载标准值的总和计算。对于大跨

表1 结构前10阶振型的自振特性

模态号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
自振频率	1.203	2.159	2.864	3.163	3.237	3.266	3.293	3.409	3.486	3.577
参与系数	-0.002	14.721	13.974	-0.061	-3.449	2.895	-1.476	-1.286	-0.339	-0.519
有效质量	4.4e-6	216.71	195.28	0.004	11.898	8.380	2.179	1.653	0.115	0.115
累计参与质量	1.0e-8	0.496	0.944	0.944	0.971	0.990	0.995	0.999	0.999	1.000

### 2.3 频域法分析

东西立面幕墙位移风振系数与荷载风振系数的比较结果如图3和表2所示。从图3中可得出以下结论：(1)荷载风振系数沿立面呈类抛物面分布，而位移风振系数的分布接近于一个平面，可见荷载风振系数随风荷载作用部位的不同数值有较大差异；而位移风振系数随作用的部位变化不大，基本可视为常数。(2)在大部分部位，荷载风振系数均小于位移风振系数，因此以位移风振系数来代替内力风振系数作为结构计算所使用的风振系数，将会得到偏于安全的结果。(3)对于东西立面幕墙来说，荷载风振系数与位移风振系数的均值很接近。



a) 西立面幕墙的风振系数 b) 东立面幕墙的风振系数

图3 频域法位移与荷载风振系数的比较

表2 频域法风振系数的数值结果比较

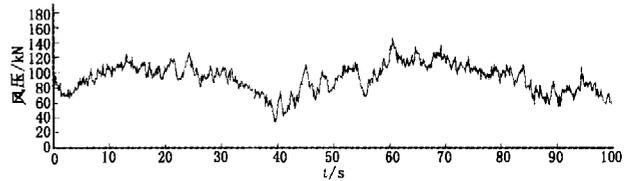
风振系数	西立面		东立面	
	荷载风振系数	位移风振系数	荷载风振系数	位移风振系数
变化范围	1.29 ~ 1.73	1.58 ~ 1.71	1.30 ~ 1.74	1.63 ~ 1.71
均值	1.46	1.66	1.45	1.65

### 2.4 风致振动的时域分析

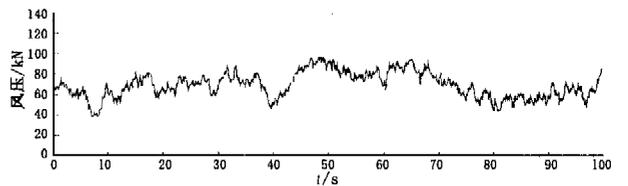
#### 2.4.1 风压的时程模拟 自回归的阶数 $p$ 取为4阶，

结构，其频谱分布比较复杂，高阶振型对计算结果可能会产生较大影响，不可忽略。但是与通常的大跨结构有所不同，幕墙系统是整体联结在主体结构上的，在侧面和顶面均受到主体结构的约束，因此整体刚度较大，不发生结构整体变形，系统的自振模态以局部变形为主。第1阶振型是雨篷的变形，第2阶振型是西立面幕墙的侧向受弯，第3阶振型是东立面幕墙的侧向受弯，第4、5、6阶振型是采光顶的局部弯曲变形。结构的前10阶振型的自振频率、模态参与系数以及有效质量如表1所示。可见，第2、3、5、6振型对结构的整体响应贡献较大，对结构的动力响应分析至多只要取前6阶振型就能达到99%的程度。

采样的时间间隔  $\Delta t$  为0.1 s，求得了与频域分析相对应的总时长为100 s的7个风压时程（风压时程按照图2的横轴编号：作用在西立面四榀桁架上的风压时程曲线从下至上编为1到4号，作用在东立面四榀桁架上的风压时程曲线按从下至上编为5到7号），选取了两条有代表性的时程曲线如图4所示。



a) 2号风压时程曲线



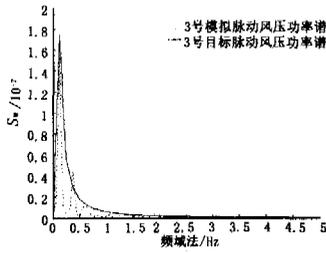
b) 5号风压时程曲线

图4 风压的时程模拟

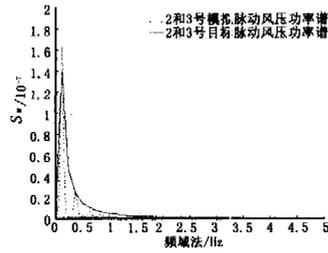
7条风压时程曲线中前四条是西立面幕墙的风压分布可归为一类，后3条是东立面幕墙风压分布归为另一类。同类时程曲线自身具有显著的相关性，而类与类之间的相关性则较弱，脉动风压大小和相位都有显著的差别。为了验证风压时程模拟的有效性，图5中比较了风压功率谱密度和模拟风功率谱密度。从比较结果来看：模拟的自相关风压谱以及相关系数较大的互相关风压谱与目标风压谱相当吻合，但模拟的相关系数较小的互相关风压谱与目标风压谱存在较大差

距,但由于相关系数小的互风压谱相对自风压谱及相关系数大的互风压谱的谱值来说小的多,因此用 AR

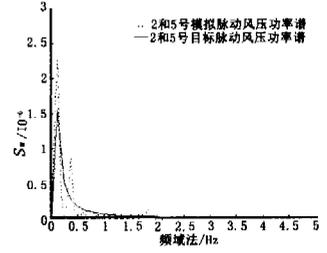
模型模拟风压时程是能够反映风压时程的随机特性是切实可行的。



a) 模拟脉动风压和目标风压自功率谱的比较



b) 相关系数大的模拟脉动风压和目标风压互功率谱的比较



c) 相关系数小的模拟脉动风压和目标风压互功率谱的比较

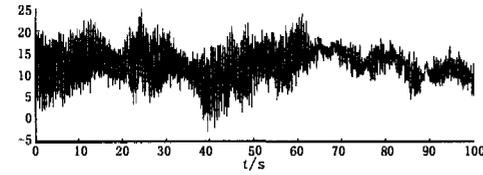
图5 模拟脉动风压和目标风压功率谱的比较

2.4.2 风速的时程分析 将上述七个模拟脉动风压作为荷载输入,并考虑系统受到的阻尼比0.02的阻尼作用,进行 ANSYS 的瞬态动力学分析,求出结构响应的时程,选择了几条有代表性的动力响应时程曲线如下图所示。

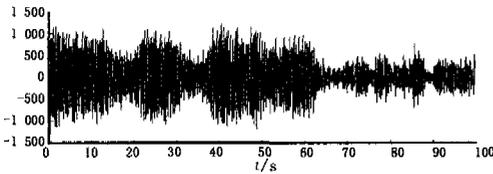
将式(4)代入式(6),可得:

$$[M]\{\ddot{U}\} = 0 \Rightarrow \{\ddot{U}\} = 0 \quad (7)$$

所以即使考虑阻尼的影响,加速度的均值也应该是一个接近于0的数(和方差相比),和下表3的结果正好一致,验证了结果的正确性。



a) W33 节点位移时程响应曲线



b) W33 节点加速度时程响应曲线

图6 结构的时程响应曲线

表3 结构的时程响应的数字特征

序号	1	2	3	4	
节点号	W11	W33	E51	E63	
位移/mm	均值	4.458	12.362	2.320	5.681
	方差	1.739	4.653	0.736	1.945
加速度/mm·s <sup>-2</sup>	均值	-0.01	0.04	-0.22	-0.56
	方差	192.40	517.82	114.56	311.51

对于东(西)立面幕墙上各点的时程响应的趋势(相位)是一致的,只是响应的均值和方差(幅值)有所不同,如表3所示。表中总风下位移的均值即相当于在平均风作用下,幕墙系统的位移,表示为:

$$[K]\{\bar{U}\} = \{\bar{F}\} \quad (4)$$

对于时程分析的每一个子步,由于阻尼的影响很小,如果忽略不计的话,则有:

$$[M]\{U(j\Delta t)\} + [K]\{U(j\Delta t)\} = \{F(j\Delta t)\} \quad (5)$$

$j = 0, 1, 2, \dots, s$

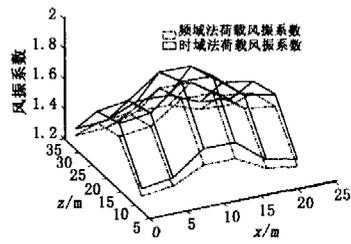
将上述s个方程求和后取平均,可得:

$$[M]\{\bar{U}\} + [K]\{\bar{U}\} = \{\bar{F}\} \quad (6)$$

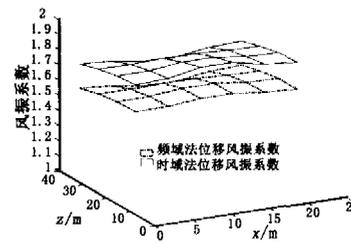
2.4.3 风振系数的比较 下述的表4和图7与上节频域法得出的风振系数进行了比较,从图像上时域法的曲面和频域法曲面几乎是平行的,表明两种方法得

表4 时域法风振系数的数值结果比较

风振系数	西立面		东立面	
	荷载风振系数	位移风振系数	荷载风振系数	位移风振系数
变化范围	1.33 ~ 1.84	1.74 ~ 1.91	1.30 ~ 1.74	1.69 ~ 1.75
均值	1.54	1.83	1.45	1.71



a) 西立面幕墙荷载风振系数



b) 西立面幕墙位移风振系数

图7 频域法和时域法风振系数的比较

出的荷载风振系数与位移风振系数的变化规律是完全一致的,但从数值上时域法得出的结果略微偏大。在文献[9]中,对类似的大跨屋盖结构,直接采用风洞试验的数据,计算了屋盖结构的位移风振系数。屋盖结构的第一阶自振频率为1.930 Hz,和文中结构的最大贡献模态相接近,对于分块的柱网块1~5的位移风振系数的建议值分别为1.41、1.60、1.93、1.72、1.49,变

化范围与文中完全一致,验证了结果的可靠性。

工程设计中,采用规范中阵风系数近似计算风振系数,1轴、2和5轴、3和6轴以及4和7轴上的阵风系数分别为2.19、1.99、1.89以及1.82,并不符合风振系数的抛物面的分布规律,且计算结果偏于保守。

### 3 结语

1) 频域法和时域法的计算结果均表明:荷载风振系数随风荷载作用部位的不同数值有较大差异;而位移风振系数随作用的部位变化不大,基本可视为常数;在大部分部位,荷载风振系数均小于位移风振系数,因此以位移风振系数来代替内力风振系数作为结构计算所使用的风振系数,将会得到偏于安全的结果。

2) 用线性滤波器法中的自回归AR模型模拟风压时程的方法,经过模拟功率谱与目标功率谱的比较验证,证明该模拟方法是简便有效,能够真实反映风的脉动特性的。

3) 频域法和时域法得出的结果趋势上是完全一致的,仅仅是数值上有少量的偏差,通过与现有参考文献的比较说明该计算方法是可靠的。但对于大跨度幕

墙体系,采用规范中的阵风系数来替代风振系数,无法正确反映风振系数的分布规律,且计算结果也不准确。

### 参考文献:

- [1] GB50009-2001, 建筑结构荷载规范[S].
- [2] 刘锡良,周颖. 风荷载的几种模拟方法[J]. 工业建筑, 2005,35(5):81-84.
- [3] 王元清,谭成冬,张勇. 拱型波纹钢屋盖结构风振响应的时域分析[J]. 重庆建筑大学学报,2005,27(4):56-60.
- [4] 邓晓蔚,石永久,王元清. 大跨度钢结构空中走廊的风振分析[J]. 工程抗震与加固改造,2005,(8):7-11.
- [5] 张相庭. 结构风压与风振计算[M]. 上海:同济大学出版社,1985.
- [6] Mario Di Paola. Digital Simulation of Wind Field Velocity [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1998,74~76:91-109.
- [7] 胡雪莲,李正良,晏致涛. 大跨度桥梁结构风荷载模拟研究[J]. 重庆建筑大学学报,2005,27(6):63-67.
- [8] 武岳,郭海山,陈新礼,等. 大跨度点支式幕墙支承结构风振性能分析[J]. 建筑结构学报,2002,(10):49-55.
- [9] 王珩,孙炳楠,楼文娟,等. 台州体育中心屋盖的风振系数计算[J]. 工业建筑,2005,35(4):82-84.

(上接第42页)

### 5 结论

1) 阐述了柔性索网结构动力特性分析的特点,即求解需分为静力和模态分析两步。

2) 柔性索网是几何非线性较强的结构,忽略几何非线性将产生错误结果。

3) 仅在重力作用下,索网的低阶频率受预应力影响相对较小,高阶频率分布比较密集。随着阶数的增大,两者的非线性关系越来越明显。

4) 索网在面外荷载作用下达到平衡后的自振特性:荷载越大,索网达到的平衡位置偏离初始平面位置越多,索中预应力增长越快,几何非线性的影响程度却减小。

5) 与一般刚性结构不同,单层索网是柔性张拉结构,其预应力和几何非线性协同作用共同影响结构的自振频率。随着自振平衡位置改变的加大,几何非线性影响的权重加大。

### 参考文献:

- [1] 王元清,石永久,李少甫,等. 点支式玻璃建筑结构体系

- 及其应用技术研究[J]. 土木工程学报,2001,(4):1-9.
- [2] 石永久,吴丽丽,王元清,等. 点支式玻璃建筑单层索网柔性支承体系及其工程应用[J]. 工业建筑,2005,35(2):1-5.
- [3] 王元清,王喆,石永久. 点支式玻璃建筑中柔性支承体系承载性能的非线性分析[J]. 工程力学,2004,21(2):29-33.
- [4] 钱若军,杨联萍. 张力结构的分析·设计·施工[M]. 南京:东南大学出版社,2003.
- [5] Prem Krishna. Cable - suspended roofs [M]. New York: McGraw - Hill,1978.
- [6] 沈世钊,徐崇宝,赵臣. 悬索结构设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1997.
- [7] 徐士良. FORTRAN 常用算法程序集[M]. 北京:清华大学出版社,1995.
- [8] 唐建民. 索穹顶结构的理论分析[D]. 上海:同济大学,1996.
- [9] 杨庆山. 悬索体系随机风振响应分析及抗风设计[D]. 哈尔滨:哈尔滨建筑大学,1995.