

# SHANGHAI JIAO TONG UNIVERSITY

# 学士学位论文

THESIS OF BACHELOR



论文题目: 复杂形体建筑工程风压风振

数值模拟分析与结构设计

学生姓名:	王子通
学生学号:	5100109129
专 业:	土木工程
指导教师:	周岱
学院(系): -	船舶海洋与建筑工程学院



#### 摘要

大跨空间建筑结构和高层建筑广泛应用于城市建设,该类结构的抗风设计计算十分重要。 本文根据结构抗风分析理论,运用软件对复杂形体大跨空间结构建筑和典型高层建筑进行数 值模拟与抗风分析,为实际工程的设计计算提供依据。

首先阐述了抗风计算分析理论及其研究现状与展望,介绍了基于 Reynolds 平均法的湍 流数值模拟方法,广义坐标合成法和基于响应时程的等效静风荷载分析方法。第二,研究了 存在干扰建筑下的复杂形体大跨空间结构风压分布与风振分析,分别利用 ANSYS 与 Fluent 软件计算了上海世博博物馆"欢乐之云"大跨度结构工程的风压分布、风振响应与等效静风 荷载,利用 Fluent 软件计算了福建厦门石狮广场天幕的风压分布,获得了存在干扰建筑下 大跨空间结构的抗风设计关键参数,为实际工程的抗风分析提供依据。第三,开展了大跨空 间结构在恶劣环境条件下的风压分布数值模拟,利用 Fluent 软件计算了中国南极科考泰山 站——架空碟形空间结构的风压分布与风向角、高跨比之间的关系,以为类似情形下的大跨 空间结构的抗风设计与形体优化提供参考依据。第四,研究了八角伞形空间膜结构表面风压 和风振响应,分析了结构风致位移响应、速度响应、加速度响应、等效应力等关键风效应, 探究了膜结构的矢跨比、风向角、风速、膜帽开闭等关键参数对表面风压和结构风振的影响 规律,揭示了此类膜结构风压系数和风振规律。第五,针对杭州市萧山区的杭州国际办公中 心高层建筑工程进行设计计算与抗风分析,利用 PKPM 软件进行了部分结构设计,利用 Fluent 软件,针对该高层建筑,选择典型施扰建筑物分布情形——上海浦东陆家嘴地区,开 展了建筑物密集情形下的高层建筑风压分布计算和干扰影响分析,为工程的抗风安全性提供 更完整的依据。

关键词:数值模拟,风压分布,风振响应,等效静风荷载,干扰建筑,ANSYS



# NUMERICAL SIMULATION OF WIND PRESSURE DISTRIBUTION AND WIND-INDUCED VIBRATION OF COMPLEX SHAPE BUILDINGS AND STRUCTURAL DESIGN OF HIGH-RISING BUILDINGS

# ABSTRACT

Spatial structures and high-rise buildings are widely used in urban construction, wind-resistant design and calculations for these structures are very important. This paper uses software to numerically simulate the complex shapes large spatial structures typical high-rise building construction, based on wind theory for structures and provides basis for design and calculations of actual project.

First, described the wind theory of calculation and analysis and its research status and prospects, introduced the method of numerical simulations for the surface pressure distribution based on Reynolds averaging method, the generalized coordinates synthesis for wind-induced response analysis and the method of equivalent static wind load analysis based on response time history. Second, researched wind pressure distribution and wind-induced vibration analysis for large spatial structures under interference buildings, calculated pressure distribution, wind vibration response and equivalent static wind loads of Shanghai Expo Museum "Happy Cloud" by Fluent and ANSYS, calculated wind pressure distribution of atrium of Shishi Plaza in Xiamen, Fujian, obtained the key parameters of wind design under interference buildings and provided basis for practical engineering analysis. Third, carried out numerical simulation of wind pressure distribution for large spatial structures under harsh environmental conditions, calculated the wind pressure distribution of Chinese Antarctic expedition station named Taishan Station by using Fluent, analyzed the relationship between wind pressure distribution and wind angle and high-span ratio and provided reference for wind design and optimization of such large-span structures under similar circumstances. Fourth, researched the wind pressure distribution and wind-induced vibration analysis of the octagonal umbrella space membrane structures, analyzed key wind effects such as wind-induced displacement response, speed response and acceleration response, explored the important influence of wind pressure distribution and wind-induced vibration with the cross-ratio vector, wind angle, wind speed, the membrane cap at the open and closed case. Fifth, designed Hangzhou International Office Center in the Xiaoshan District by PKPM, calculated the wind pressure distribution of the building surrounded in high-rise buildings located in Shanghai Pudong Lujiazui area, analyzed the interference in different cases and provided more complete basis for wind safety engineering.



**Key words:** numerical simulation, pressure distribution, wind-induced response, equivalent static wind load, interference buildings, ANSYS



	-
н	মান
ы	~~

第一章 绪论	1
1.1 选题背景与依据	1
1.2 研究现状	2
1.2.1 大跨空间结构风致动力效应的特殊性	2
1.2.2 大跨空间结构的风荷载特性研究现状与展望	2
1.2.3 大跨空间结构的风振响应研究现状与展望	3
1.2.4 大跨空间结构的等效静风荷载理论研究现状与展望	4
1.3 课题来源与主要研究内容	4
第二章 大跨空间建筑结构抗风计算与分析理论	5
2.1 建筑结构风压分布的数值模拟理论	5
2.2 建筑空间结构风振响应分析方法	6
2.3 大跨空间结构等效静风荷载分析方法	8
第三章 存在干扰建筑物下的复杂形体大跨空间结构风压分布与风振分析	9
3.1 上海世博博物馆风压、风振与等效静风荷载的数值模拟	9
3.1.1 工程概况	9
3.1.2 风压分布数值模拟 1	12
3.1.3 风振响应数值模拟分析 1	16
3.1.4 等效静风荷载分析 1	19
3.2 石狮世茂国际广场的风压分布数值模拟 2	21
3.2.1 工程概况 2	21
3.2.2 风压分布数值模拟 2	22
3.3 本章小结 3	33
第四章 恶劣环境下架空式大跨空间建筑结构的风压数值模拟 3	35
4.1 计算对象与模型构建 3	35
4.2 体型系数分布数值模拟与参数影响分析	36
4.2.1 不同风向角下结构的风压分布 3	37
4.2.2 不同高跨比下结构的风压分布 3	38
4.3 数值模拟成果分析 3	39
4.4 本章小结 3	39
第五章 伞形膜结构的风压与风振计算分析	40
5.1 计算对象与模型构建 4	40
5.2 结构矢跨比对风压和风振的影响 4	41
5.3 风向角对风压和风振的影响 4	42
5.4 来风风速对风压和结构风振的影响	44
5.5 膜帽开敞、封闭对风压和风振的影响	45
5.6本章小结	46
第六章 杭州国际办公中心高层建筑工程的结构设计与风压计算	48



6.1 工程概况与设计说明 4	48
6.1.1 工程概况 4	48
6.1.2 设计依据 5	51
6.1.3 建筑结构可靠度标准 5	52
6.1.4 建筑结构抗震设防标准 5	52
6.1.5 建筑材料 5	52
6.1.6 荷载类型 5	52
6.2 结构计算与分析 5	52
6.2.1 结构布置 5	52
6.2.2 计算模型的建立 5	52
6.2.3 梁板柱截面尺寸的初选 5	53
6.2.4 荷载计算 5	54
6.2.5 荷载组合 5	55
6.2.6 结构楼面修正 5	55
6.2.7 楼板计算 5	56
6.3 结构验算与配筋 5	57
6.3.1 梁、柱截面验算 5	57
6.3.2 梁内力包络图与配筋包络图 5	57
<b>6.3.3</b> 水平力作用下结构各层平均侧移 5	58
6.4 存在干扰建筑下的结构表面风压分布	61
6.4.1 计算域选取与网格划分 6	61
6.4.2 风压分布 6	61
6.4.3 计算结果分析 6	63
6.5 本章小结	63
第七章 结论和展望	65
7.1 主要结论	65
7.2 研究展望	66
参考文献	68
致谢	70



# 第一章 绪论

# 1.1 选题背景与依据

现代大跨空间结构大致是在二十世纪七、八十年代左右发展起来的,其采用高强轻质的钢棒、钢索、膜材,应用新技术,使结构体系轻盈、高效<sup>11</sup>。常见的大跨空间结构有气承式充气膜结构、张弦梁结构、张弦气肋梁结构、弦支网壳结构、索膜结构、索桁结构、索穹顶结构、索穹顶一网壳组合结构等。二十世纪中叶,通过采用多种结构形式和建筑材料的组合、预应力技术、结构概念和形体的创新,获得大量应用的近代空间结构,如薄壳结构、网架结构、网壳结构、一般悬索结构等新颖空间结构体系也可认为是现代空间结构,诸如组合网架结构、空腹网架(壳)结构、多面体空间刚架结构、局部双层网壳结构、斜拉网架(壳)结构、树状结构、预应力装配弓式结构等。



(a) 索契冬奥会场馆 (b) 水立方



(c) 英国千年穹顶 (d) 广州国际会展中心 图 1-1 大跨空间结构

大跨空间结构广泛应用于影剧院、展览馆、飞机库、航空港、体育场馆、煤棚、仓库、 工业厂房等建筑物中。此类结构体系可反映国家建筑科技水平,往往成为所在地的标志性建 筑和人文景观,如索契冬奥会使用的菲施特奥林匹克体育场、国家大剧院(空腹网壳结构)、 国家游泳中心"水立方"(局部双层网壳结构)、日本福冈体育场(开合网壳结构)、加拿大卡 尔加里鞍形屋盖(张拉索网结构)、美国庞蒂亚克体育馆(气承式充气膜结构)、英国伦敦千年 穹顶(索膜结构)、广州国际会展中心(张弦桁架)等。随着新技术、新材料、新工艺、新型 式、新设计方法的应用,大跨空间结构日趋大型化、多样化、复杂化。



大跨空间结构相比于传统结构,空间结构受力合理,耗材省,自重轻,跨度和覆盖面积 可数倍于后者,故而达到传统结构不能达到的效果,受到工程师的青睐。然而,大跨空间结 构由于形体复杂,体积庞大,构件非常规等因素使大跨度空间结构得准确分析计算成为了一 种挑战。

在风力作用下,大跨空间结构破坏的例子屡见不鲜。长时间的风致振动会使结构受力构件产生疲劳与损伤,结构屋面在风吸力作用下也可能产生掀落。佐治亚穹顶建成3年后的1995年,即在一次强风大雨袭击下有四片薄膜被撕裂,撕裂长度达10余米。佐治亚穹顶的原设计风速是128km/h,而事故发生当天的最大风速记录只有80km/h。2002年韩国济州岛世界杯体育场遭到台风袭击,屋面掀落,部分膜结构损坏严重;2003年上海大剧院空间网格一大块覆面材料被强风撕裂,造成损坏面积250多平米;2004年,一场瞬间风力达到10~12级的飓风突然袭击郑州,致使建成还不到两年的河南体育中心造成严重损坏,体育场东侧看台罩棚中间最高处被大风撕裂;2005年"达维"台风袭击海南岛致使海南三亚"美丽之冠"及其周围装饰膜结构损坏。

大跨空间结构风致破坏事故的不断出现,风灾破坏的威力不容小觑,已经给人们敲响了 警钟。也反映出大跨空间结构抗风设计方法的不完善、不成熟,因此深入研究大跨度空间结 构的风场绕流特性、表面风压分布规律、结构风致振动特性以及等效静风荷载分布形式等问 题是非常必要的<sup>[2]</sup>。

# 1.2 研究现状

现代结构抗风设计理论是在上世纪 60-70 年代,由 Davenport、Simiu、Scanlan 等一批 结构风工程奠基人创立的。其核心内容包括:风对结构的作用(即风荷载特性研究),结构在 风荷载作用下的响应(即结构风振特性研究)和等效静力风荷载研究。经过许多学者数十年的 研究,高层、高耸结构和桥梁结构的抗风设计问题已经得到较好的解决,并形成了规范条文 可以直接指导工程设计。然而这些研究成果也具有一定的局限性,例如,等效目标难以确定, 结构风振响应包含较多振型,风荷载的拟定常假定不再适用等。因此,大跨空间结构的抗风 设计不能简单的套用己有的方法,而是应当对于具体的结构进行具体对应的分析,并建立适 应大跨度屋盖结构风效应特点的抗风理论体系<sup>[3]</sup>。

1.2.1 大跨空间结构风致动力效应的特殊性

大跨空间结构抗风的研究的特殊性是:

(1)风荷载时空特性复杂。高层结构表面来流特性较为复杂,虽然压力谱较为容易获得, 但是结构自身的特征湍流可能难以获得,故结合风洞试验数据和实际观测资料是十分重要的。

(2)结构风振响应分析中,流固耦合效应与多模态耦合效应问题突出。高层建筑的高阶 振型可能成为风致动力响应的主导振型,研究该类问题时应加以判断。另外,流固耦合效应 在索膜结构的风振分析中应加以重视。

(3)等效静风荷载的确定方法未达成熟阶段。一是多阶主导振型使等效分量参与程度的研究变得较为复杂,二是大跨屋盖结构的等效目标不够明确,高层表示方法不便于在该类工程中使用。

1.2.2 大跨空间结构的风荷载特性研究现状与展望

研究结构风荷载特性的方法主要有:风洞试验、现场实测、数值模拟等。下面列举部分 学者在该领域获得的研究成果<sup>[4]</sup>。

1、一些典型空间结构形式的风洞试验研究

胡尚瑜(2012)针对在台风风致灾害中,低矮建筑受到的风损和风毁问题,利用现场实测、风洞实验结合理论分析的方法,对台风作用下近地台风形成的风场特性和低矮建筑受到的风荷载进行了深入、系统的研究。其研究成果可为台风多发地区中,低矮建筑抗风设计以



及相关风荷载规范修订提供一定的参考依据。楼文娟(2007)利用 Fluent 6.1 软件平台,通 过搭配使用非平衡壁面函数与 Realizablek-ε 模型,对海岛强台风地区中某海洋文化中心屋盖 风压分布进行了计算流体动力学(CFD)数值模拟,并对该建筑进行了风洞试验。模拟结果 可较准确地反映实际风压。数值模拟和风洞试验均显示悬挑屋盖受到了非常大的吸力,对屋 盖结构的稳定极为不利。

2、数值模拟技术

数值模拟方法是一种研究风荷载的新手段,近年来逐步被更多学者运用,有些学者甚至 尝试直接利用该方法来解决工程问题。周岱(2002)分析了大跨空间结构的风振形式及其机 理,阐述了风振响应的试验方法和计算方法,提出适应大跨空间结构风振研究的有效理论工 具为数值分析理论、有限单元法和随机振动理论,主要实验手段是风洞试验。对值得进一步 研究的若干问题进行了探讨<sup>[5]</sup>。马骏(2008)研究了大跨空间结构风场以及流固耦合风效应 的精细识别。结合传统线性滤波器法和谐波叠加法,提出了精度和效率较高的风速时程混合 模拟方法,消除了线性滤波器法计算精度低和谐波叠加法计算速度慢的缺点。通过推导了 Levison-Durbin 算法中的矩阵递推公式,以赤池信息准则得出最佳回归阶次。同时验证了该 混合模拟方法的计算精度、效率及其适用性和相关性。

3、风荷载数据库技术

风荷载数据库可以通过收集世界各地进行的建筑物表面基本形状风洞试验数据和现场 实测数据,为规划建设的几何相似的建筑物提供参考资料。同时结合计算机网络大数据技术 可实现风荷载研究成果的高效共享,避免重复实验,预测结构风压。

目前该项技术在美国和加拿大地区有所推广,数所著名高校风洞研究室为美国标准与技术协会提供了相关数据,建立了低矮房屋的风荷载数据库。

1.2.3 大跨空间结构的风振响应研究现状与展望

大跨空间结构的风振响应分析方法一般基于随机振动理论,有时需考虑多模态耦合问题; 柔性索膜结构的重点是解决流固耦合问题<sup>[6]</sup>。

1、空间结构多模态耦合效应

大跨空间结构自振频率多且分布较为密集,所以有两个关键问题需要解决:一是振型之间的耦合效应;二是主导振型的选择和截断振型的补偿。

国内外学者为确定主要参与振型,提出模态补偿法、模态加速度法以及准—X 模态法等。 基于这些方法,一些学者进行了改进研究,如 Nakayama (1998)提出的"X—模态法"、Chen (2006)提出的将 Ritz 向量直接叠加法和 POD 法相结合的方法。

大跨空间结构风振响应中,各个振型之间的耦合效应,也是热点研究理论。SRSS 法是 一种常用的计算多振型响应方法,然而由于结构自振频率分布密集,难以满足使用条件。许 多学者也提出了改进的方法,如林家浩(1998)提出的"虚拟激励法"被顾明(2006)运用于 考虑多模态之间的耦合项、胡继军(2001)提出了根据模态特性矩阵来分析模态贡献大小的 方法、张建胜研究了单层球面网壳的耦合效应。

国内外众多学者对于空间结构进行了诸多多模态耦合效应的研究,但是在方法上各有不同。评判这些方法的依据不仅仅是精度和效率的平衡,更主要是能揭示大跨空间结构风振响应的本质特征。

2、空间结构气弹耦合效应

多对象,多学科的研究特点使风雨索膜结构的研究具有较大难度,目前尚未很好解决。

在解析方法方面, Sygulski (1997) 对圆形、正方形和矩形等一系列封闭膜结构进行了 稳定性分析,探索了结构失稳的发散以及颤振形式。武岳(2006)等评述了索膜结构风振分 析的一些方法和特点,介绍了气弹耦合效应下索膜结构风振效应的研究情况,研究出大跨度 张拉机构与风的耦合作用不同于桥梁及高层结构。



在简化气弹模型法方面, Kawai (1999)等学者研究了振动模态、振幅和结构振动频率 等因素对附加气动力的影响,以及气弹失稳时的临界风速。

在多场数值模拟方面, Gluck (2001)采用弱耦合分区算法, 对膜结构流固耦合进行数 值模拟, 但其成果运用领域有限; Hubner (2002)等人采用强耦合法, 对二维膜机构进行了 瞬态耦合振动的模拟, 但未考虑湍流作用, 降低了其精确性; Wu 等人实现了二维机构周围 流场运动的实时模拟。

1.2.4 大跨空间结构的等效静风荷载理论研究现状与展望

多振型共同作用是目前大跨空间结构等效静风荷载研究的一个热点。李方慧(2007)等 采用模态等效静风荷载组合的方法进行研究,提供了有效实用的等效静风荷载确定方法,同 时采用共振响应分量与本征正交分量组合的方法进行研究,得出了有助于背景和共振等效静 风荷载的研究成果。陈凯(2012)利用广义坐标合成法得到结构响应时程,确定最大响应时 刻,并以此时刻的瞬时风压分布为基础,结合动力放大因子发以及附加风振力法求解等效静 风荷载。

多目标的等效静风荷载研究是目前大跨空间结构等效静风荷载研究的另一个热点。 Tamura 和 Katsumura (2007)等提出了一致等效静风荷载分析方法,以脉动风荷载的本征模态作为基本分布模式,利用最小二乘法计算最优组合系数,得出多目标等效。吴迪(2011) 建立多目标等效方程组,提升了各等效目标的吻合程度,并建立约束方程组,限制奇异荷载 作用模式,从而解决了大跨屋盖结构中多目标等效问题。

结构抗风可靠度的研究在空间结构抗风设计理论中较为空白,而这类研究对于空间结构 的进一步发展较为重要。许多学者对近地风的不确定性进行了大量研究,但研究的成果并不 能达到完善的标准。

目前研究建筑物风压分布的方法主要有现场实测、风洞试验与数值模拟。现场实测的数据可靠度较高,但由于某段时间内的实际风场可能无法达到建筑物最不利的风场,同时该种手段研究费用较为高昂,故现场实测具有一定的局限性。风洞试验也存在费用高的问题,而且克服不了缩尺比带来的难以满足雷诺数相似的困难<sup>[10]</sup>。而基于计算流体动力学(CFD)的数值模拟方法具备了现场实测和风洞试验具备的优点,不仅可以进行1:1的全尺寸模拟,还可以方便的调整影响风压分布的各种参数,用最小的成本就能得到效果最好的可视化效果。

## 1.3 课题来源与主要研究内容

本文工作属于国家自然科学基金项目"典型钝体结构流致效应和机理分析与计算方法 研究(11172174)"和"新型高精度稳定化流体有限元法研究与典型钝体大跨建筑风绕流和耦 合风效应分析(51078230)"的内容,并结合实际工程设计计算进行研究。基于现有的抗风 分析理论,结合 Fluent, ANSYS 等多种抗风分析软件,研究复杂形体大跨空间结构在不同 工况环境下的抗风分析,包括复杂形体大跨空间结构在周围有干扰建筑物下的风压分布与风 振响应,复杂形体大跨空间结构在极端风场情况下的风压分布。主要内容包括:针对实际工 程对象,基于 Fluent 软件和 Realizable k-ε 湍流模型,数值模拟典型大跨空间结构表面风压 及体型系数,分析风向角对结构表面平均风压及周围风场的影响,为工程设计提供参考。基 于 ANSYS 有限元软件的索单元 link10、梁单元 beam4 和 shell41 膜单元,运用有限元法对 典型构型、参数系列变化的空间结构或柔性空间结构进行结构分析。



# 第二章 大跨空间建筑结构抗风计算与分析理论

# 2.1 建筑结构风压分布的数值模拟理论

瞬时的 Navier-Stokes 方程目前是求解湍流最有效工具,但是考虑到其非线性,利用解 析方法(即直接数值模拟方法)得到湍流携带的具有空间相关性的所有信息非常困难,计算 机硬件还达不到计算要求。目前基于 Reynolds 平均法而提出的湍流数值模拟方法得到了最 为广泛的应用<sup>[11]</sup>。该方法相比于直接数值模拟(DNS)方法可以得到计算效率较高且精度较高 结果,同时可采集湍流运动中人们所关注的平均信息或者整体信息。

基于 Reynolds 平均的流体连续方程为:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i) = 0 \qquad (i=1, 2, 3) \qquad (2-1)$$

Reynolds 平均的 Navier-Stokes 方程

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho u_i) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho u_i u_j) = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_i}(-\rho \overline{u_i' u_j'}) + F_i \quad (i=1, 2, 3)$$
(2-2)

在时均化处理后,二次项产生了包含脉动值的新的未知量-*pu<sub>i</sub>u<sub>j</sub>*,代表了由于湍流脉动所引起的能量。

然而,上面提到的流体连续方程和 Navier-Stokes 方程组成的流体力学控制方程组并不自封闭,为封闭该方程组,引入涡粘模型将 Reynolds 应力项表示成湍动粘度的函数,即:

$$-\rho \overline{u_i' u_j'} = \mu_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_j} \right) - \frac{2}{3} \left( \rho k + \mu_t \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \delta_{ij}$$
(2-3)

其中, μt 为湍动粘度, k 为湍动能。

这里重点介绍 Realizable k- ε 模型, Realizable k- ε 模型的控制微分方程为:

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho k u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + G_k - \rho \varepsilon$$
(2-4)

$$\frac{\partial(\rho\varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho\varepsilon u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial\varepsilon}{\partial x_j} \right] + \rho C_1 E\varepsilon - \rho C_2 \frac{\varepsilon^2}{k + \sqrt{v\varepsilon}}$$
(2-5)

式中, $\rho$ 、 $\mu$  为流体的密度、动力粘度系数, $u_i$ 与p分别为流体的平均速度与平均压力, k 是湍动能, $-\rho u'_i u'_j$ 为流体雷诺应力项, $\mu_t = \rho C_{\mu} k^2 / \varepsilon$ 为湍动粘度。 Realizable k- $\varepsilon$  模型中 的系数取值为: $\sigma_k = 1.0, C_2 = 1.9, C_1 = max\left(0.43, \frac{\eta}{\eta+5}\right)$ 

相比标准 k-ε 模型, Realizable k-ε 模型有如下优点<sup>[12]</sup>:

(1)改进了湍动粘度计算公式,考虑到了湍流包含的旋转、曲率等信息。

(2) ε 方程能够更好地反映湍流的能量变换过程,因为方程产生项中去掉了标准 k-ε 模型中的项,求解过程不具有奇异性。

Realizable k-ε 模型相比标准 k-ε 模型应用范围更广,可以被有效地运用于边界层流动、带有分离的流动,甚至旋转均匀剪切流等各种不同类型的湍流模拟。

#### 第5页共72页



参数设置和数值分析比对

根据相关规范中对于风荷载的各类参数选取的规定,选用 B 类地面粗糙度,粗糙度系数取 $\alpha = 0.16$ ,基本风压取为 10m 高度处梯度风压 $w_0 = 0.35kPa$ ,对应基本风速为

 $v_{10} = \sqrt{1600w_0} = 23.7m/s_{\,\circ}$ 

通过给定来流风速、湍流动能和湍流耗散率的方式定义入流边界条件。 风场入口处为梯度风风速:

$$v_Z = v_G \left(\frac{Z}{Z_G}\right)^{\alpha} \tag{2-6}$$

湍流动能和耗散率分别为:

$$k = 1.5v_Z \times I^2 \tag{2-7}$$

$$= 0.09^{0.75} k^{1.5} / L \tag{2-8}$$

式中 I 为表征湍流强度的物理量,L 表征湍流积分尺度,其余参数根据规范可取为  $Z_b=5m$ 、  $Z_G=350m$ 、 $v_G=42.3m/s$ 。

对数值风洞边界条件的设定如下:

(1) 认为在风洞的出流边界处湍流已经充分发展;

(2) 在数值风洞内部流场顶部边界和两侧边界位置处应用对称边界进行控制,例如可以 这些边界处的流体可以沿壁面切线方向自由滑移;

(3) 在分析对象的表面或地面等位置流体在壁面上不可以产生滑移。

(4) 对流体计算域网格的划分采用四面体单元,结构及结构附近的网格加密处理。另外, 对流体运动方程的离散采用二阶迎风格式和 SIMPLE 算法<sup>[13]</sup>。

结构表面任意一点的风载体型系数为系数 Cp

$$C_{pi} = \frac{w_i}{0.5\rho\bar{v}^2} \tag{2-9}$$

式中, *Cpi*为第 i 点的风载体型系数, *ρ*为空气密度, *wi*为第 i 点净风压力, w<sub>i</sub>为 10m 高度处的平均风速。

# 2.2 建筑空间结构风振响应分析方法

脉动风荷载在频域内求解,除了上述的模态叠加法等方法,还可以将脉动风响应分解为 背景响应和共振响应分别求解(如图 2-1)。在脉动风荷载作用下,所谓共振分量是指当外 荷载激励频率等于结构自振频率时结构发生共振而产生的响应,而所谓背景分量是指当激励 频率远小于结构自振频率,激励对结构表现为静力作用而产生的静力响应<sup>[14]</sup>。共振响应部 分一般发生在结构的各阶自振频率附近,而背景响应则发生在结构几乎所有的频率上,属于 准静态响应。



#### 第6页共72页



传统上,一般采用频域的 CQC 方法或者 SRSS 方法计算结构风振响应,计算量巨大, 而且只能得到响应的统计值。下文中介绍一高效的广义坐标合成法<sup>[11]</sup>,可以简便地得到全 响应时程和准静态响应时程,并且为应用后文求解等效静风荷载的分析方法创造了条件。 脉动风作用下结构动力方程可表示为:

$$[M]{\ddot{y}(t)} + [C]{\dot{y}(t)} + [K]{y(t)} = {p(t)}$$
(2-10)

其中, [**M**]为结构质量矩阵, [**C**]为系统阻尼, [**K**]为整体刚度矩阵; {y(t)}表示节点位移 向量:  $\{\dot{y}(t)\}_{\overline{x} \to \overline{x} \in \overline{p}}$   $\{\ddot{y}(t)\}_{\mathcal{H}, \overline{x} \to \overline{x} \in \overline{p}}$   $\{p(t)\}_{\overline{x} \to \overline{x} \to \overline{x} \to \overline{x}}$ 

首先将多自由度系统解耦,坐标从物理坐标变换到广义坐标,坐标变换矩阵为阵型矩阵 [ψ]

然后根据节点的风压时程计算各阶广义力时程{f(t)}:

$$\{f(t)\} = [\psi]^T \{P(t)\}$$
(2-11)

式中, [\mu]、和{P(t)}分别为结构振型矩阵和风荷载时程,上标"T"表示矩阵转秩。考虑 到阵型矩阵对质量矩阵和刚度矩阵的正交性,假设各阶振型的广义质量均为1。得到各阶振 型的广义力时程{f(t)}后,再求解广义坐标的运动方程,从而得出j阶广义坐标时程:

$$q_{j}(t) = \tilde{F}\{H_{j}(i\omega)f_{jf}(\omega)\}$$
(2-12)

式中:  $\tilde{F}$ 是指快速傅里叶逆变换,  $f_{j}(\omega)$ 为第j阶广义力 $f_{j}(t)$ 的快速傅里叶变换, *H* (*jw*)

 $H_j(i\omega)$ 为结构第 j 阶振型的频响函数:

$$H_{j}(i\omega) = \frac{1}{\omega_{j}^{2} - \omega^{2} + 2i\xi_{j}\omega_{j}\omega}$$
(2-13)

式中, $\omega_{j}$ 、 $\xi_{j}$ 分别为第 j 阶振型的自振圆频率和阻尼比。由式(4-9)求得广义坐标时 程 $q_{j}(t)$ 后, 再通过振型叠加的方法就可以得到响应时程。

设某响应 r 的第 j 阶振型的贡献比为 $A_j$ ,将截取振型的贡献叠加即可得到全响应时程 r(t):

$$r(t) = \sum_{j=1}^{N} A_{j} q_{j}(t)$$
(2-14)

式中, N为叠加求和的上限,代表计算中截取的振型数量。

而准静态响应是指忽略了结构的共振响应分量,只考虑平均响应和背景响应的总和,也 就是忽略了结构运动方程中的速度项和加速度项求得的响应。同样,由之前的广义坐标时程 Q.(t)

 $q_j(t)$ 通过振型叠加的方法就得到准静态响应时程 $r_{qs}(t)$ :



$$r_{qs}(t) = \sum_{j=1}^{N} A_j f_j(t) / \omega_j^2$$

(2-15)

# 2.3 大跨空间结构等效静风荷载分析方法

基于响应时程的等效静风荷载分析方法

可以看出,研究等效静风荷载的主流方法是提出分别利用不同方法求解共振分量和背景 分量的方法来研究等效静风荷载<sup>[15]</sup>,其中,风振响应的共振分量采用惯性力法求解,背景 分量采用准静力的 LRC 法求解。

用三分量的方法研究等效静风荷载,可以将其分解为平均分量、共振分量、背景分量等 三部分<sup>[16]</sup>。其中前两部分是荷载的准静态分量,由随时间变化的瞬时风压分布分布决定, 对应产生准静态响应。而共振分量大小由结构振动造成的惯性力和阻尼力共同决定,对应产 生共振响应。由于准静态分量可由瞬时风压分布直接得到,因而计算等效静风荷载的关键是 计算它的共振分量所占比例大小,这可以通过考虑共振响应的放大因子来估量。

采用下面的方法考虑共振分量的比重,分析在计算时间长度 T 内的结构风振响应,计 算该时段长度内结构风振全响应 y(t)和准静态响应时程  $y_{qs}(t)$ 。时间 T 内,结构的最大风振 响应与最大准静态响应的比值  $\beta$  反映了共振分量在结构总风振响应所占比例,在此称前者 与后者的比值为风振动力放大因子,即:

$$\beta = \frac{\max\{y(t_0)\}}{\max\{y_{qs}(t_0)\}}, t \in [0,T]$$
(2-16)

本文定义等效静风荷载 $\overline{P}(t_0)$ 为最大准静态响应出现时刻 $t_0$ 的瞬时风压分布 $P(t_0)$ 与风振动力放大因子的乘积<sup>[41]</sup>,如(4-25)式。最大准静态响应出现时刻的瞬时风压分布是实际发生的风压分布,因而该等效静风荷载的物理意义明确<sup>[17]</sup>。

$$P(t_0) = \beta P(t_0) \tag{2-17}$$



# 第三章 存在干扰建筑物下的复杂形体大跨空间结构风压 分布与风振分析

3.1 上海世博博物馆风压、风振与等效静风荷载的数值模拟



图 3-1 上海世博博物馆外景效果图

本人毕业设计所在单位上海现代设计集团-华东建筑设计研究院有限公司受上海世博博物馆委托,负责上海世博会博物馆新建项目的设计工作。本章阐述了上海世博会博物馆新建项目的结构初步设计情况,进行了风压、风振与等效静风荷载的数值模拟。

3.1.1 工程概况

拟建上海世博会博物馆新建工程项目位于上海市世博会地区浦西文化博览区 15-02 地 块,根据建筑规模分类为大型博物馆,将成为国展局唯一官方博物馆和官方文献中心,为上 海市重点项目。项目基地北至龙华东路、南至局部门路,西至 15-01 地块,东至蒙自路。 拟建场地地理位置详见图 3-2。





# 图 3-2 上海世博博物馆地理位置航拍图

拟建场地东侧蒙自路下分布有己建的轨道交通 13 号线,建筑外轮廓距离地铁隧道边界 最近约 38m。场地东南角留有一处历史保留建筑飞机库,建筑外轮廓距离飞机库约 30m。







图 3-4 上海世博博物馆平面设计图

结构设计概况

本工程属于大型类重要博物馆建筑,主体结构设计使用年限为100年,抗震设防类别为 乙类,相关配套建筑设计使用年限为50年,抗震设防类别为丙类。建筑首层0.000标高对 应的绝对标高为5.400m,室外地坪绝对标高约4.500m,室内外高差0.9m,总建筑面积约 4.6万m<sup>2</sup>。地下一层,层高6.6m,地下室长约180m,宽约80m,主要用作车库、机房和库 房,地下建筑面积约1.46万m<sup>2</sup>。上部结构高度为30m,地上建筑面积约3.14万m<sup>2</sup>。上部 建筑按功能分区主要分为公共展览区、办公研究区和综合服务区三个部分,结构根据不同功 能分区及层高变化相应分为三个单体,北侧A单体为办公研究区,采用混凝土框架结构体 系;中部B单体为公共展览区,采用钢框架支撑结构体系;南侧C单体为综合服务区,采 用钢框架支撑结构体系。东侧入口大厅处设景观建筑D单体"欢庆之云",采用空间曲面网 格结构。在2013年11月05日初步设计评审会上,与会专家明确B、C单体属于超限高层 建筑、D单体属于复杂空间结构,均需进行抗震专项审查,A单体不属于超限高层建筑,可 不进行抗震专项审查。本报告主要就B、C和D单体进行相关抗震设计论证。

结构北侧设有下沉式广场,其底板与主体结构地下室底板连通。结构东侧地铁 13 号线 隧道距结构地下室外墙最近约 38m。建筑场地东南角存有历史遗留建筑飞机库,施工过程需 特别保护。





图 3-5 上海世博博物馆各单体图

3.1.2风压分布数值模拟

(1)模型

选择足够大的计算域以尽量减少计算域大小对模型附近流场的影响,计算域大小取为 1000m×400m×200m,目标结构置于距离计算域风速入口约1/3处,阻塞率约为2.0%, 满足要求。流场顶部和两侧采用对称边界条件,即自由滑移壁面;结构表面和地面采用无滑 移壁面条件,出口为湍流自由充分发展边界。对结构附近进行网格加密,总网格数480万, 网格划分如图3-6所示。



第12页共72页





规定各区域远离质心的方向为法向,即外侧,并根据法向定义左右两侧。 (2)风压分布规律

风压分布是研究大跨空间结构在来流作用下结构受力的重要指标。运用 Fluent 软件, 考虑周围有干扰建筑物与不同来流方向,探究结构在建筑物中的风压分布。依据计算结果可 以分析结构在周围有建筑物干扰下的风压分布规律,获得较为准确而完整的风荷载值。

通常情况下,结构在较为空旷场地的风压分布为迎风面受到风压力,背风面受到风吸力, 但是在周围有干扰建筑物的情况下风压分布会发生变化。通过数值模拟得出的风荷载,可以 有效弥补依靠规范确定风荷载的不足。



#### 第13页共72页









(c) 90 度风向角风压分布图

(e) 180 度风向角风压分布图



0 -500 -1000 -1500 -2000 -2500 -3000 -3500



(g) 270 度风向角风压分布图(h) 315 度风向角风压分布图图 3-7 上海世博博物馆各风向角风压分布图

从图 3-7(a)可以看出,在 0 %风向角下,建筑物整体受到风压较小,且均为负风压。在建筑物顶面,2 区域外缘受到相对较大的负风压,其余部分均受到较小的负风压。在建筑物的4 区域的下部也有一定面积受到了相对较大的负风压。在建筑物的各立柱上均受到较小的负风压。

从图 3-7(b)可以看出,在 45°风向角下,建筑物大部分区域受到了较小的负风压,小部 分区域受到了正风压。在建筑物顶面,1区域中间大部分面积为相对较大的负风压,2区域 中间小部分面积为相对较大的负风压,3区域中间大部分面积为相对较大的负风压,外缘受



到了正风压。在建筑物的立柱上,3区域外侧受到了正风压,左右两侧受到了较大的负风压, 其余立柱均受到较小的负风压。

从图 3-7(c)可以看出,在 90 %风向角下,建筑物大部分区域受到了较小的负风压,小部 分区域受到了正风压。在建筑物顶面,3 区域的外侧受到了相对较大的负风压,其余部分均 受到较小的负风压。在建筑物的立柱上,1 区域右侧下部小部分面积受到了正风压,2 区域 右侧大部分面积受到了正风压,3 区域外侧受到了正风压,右侧部分面积受到了相对较大的 负风压。

从图 3-7(d)可以看出,在 135 ⁰风向角下,建筑物整体受到的风压较为复杂。在1 区域,顶面大部分受到相对较小的负风压,小部分区域受到相对较大的负风压,立柱上各方位均有一定面积受到了相对较小的正风压,内侧(即迎风面)部分区域出现了相对较大的正风压;在 2 区域,顶面大部分面积受到了相对较大的负风压,立柱上右侧(即迎风面)部分区域受到较大的正风压,外侧受到部分区域受到了相对较大的负风压;在 3 区域,顶部受到了相对较小的负风压,立柱上左右两侧均受到了较小的正风压;在 4 区域,顶部小部分面积受到了相对较大的负风压,底部的右侧受到了较小的正风压。

从图 3-7(e)可以看出,在 180 %风向角下,建筑物受到的风压非常复杂。在1 区域,顶部 大部分面积受到了较小的负风压,小部分面积分别受到了较小的正风压和负风压,立柱上大 部分面积受到了较小的正风压;在2 区域顶部部分面积受到了相对较大的负风压,外缘小部 分区域出现了较大的负风压,立柱大部分面积受到了相对较小的负风压;在3 区域顶部和立 柱大部分面积受到了相对较小的负风压;在4 区域,顶部受到了相对较大的负风压,底部的 右侧(即迎风面)受到了较大的正风压,左侧下部出现了非常大的负风压,该负风压也是各 风向角中出现的最大负风压,其余部分则受到相对较小的负风压。

从图 3-7(f)可以看出,在 225 %风向角下,建筑物大部分区域受到了较小的负风压,小部 分区域受到了正风压。在1区域,立柱外侧小部分面积受到了正风压,其余部分均受到相对 较小的正风压;在2区域,顶部外缘小部分面积受到了相对较大的负风压其余部分均受到相 对较小的负风压;在3区域,立柱外侧受到了相对较大的负风压,其余部分均受到较小的负 风压。在4区域,顶部部分区域受到了相对较大的负风压,底部右侧部分区域受到了正风压。

从图 3-7(g)可以看出,在 270 %风向角下,建筑物整体受到风压较小,绝大部分面积为负风压。在 1、3、4 区域,建筑物顶部和立柱均受到较小的负风压;在 2 区域,顶部的外缘极小部分面积受到了较小的正风压,底部极小部分面积受到了相对较大的负风压,其余部分受到相对较小的负风压。

从图 3-7(h)可以看出,在 315 %风向角下,建筑物绝大部分面积受到较小的负风压,小部 分面积受到了正风压。在1区域,顶部小部分面积受到相对较大的负风压,立柱绝大部分面 积受到相对较小的负风压;在2区域,顶部中部大部分面积受到相对较大的负风压,左侧外 缘出现了较小的正风压,立柱上左侧外缘出现了较小的正风压,其余各方向小部分面积出现 了相对较大的负风压;在3、4区域,绝大部分面积受到了较小的负风压。

(3)分析

根据 Fluent 计算结果,可以看到,0 °至 315 °风向角作用下:

建筑物的顶部绝大部分面积受到较小的负风压作用,小部分面积会受到相对较大的负风 压作用,但不会出现较为极端的负风压作用。

建筑物顶部极小部分面积所受的正风压较小,且均分布在区域的外缘。

建筑物的立柱所受风压较为复杂,正负风压均会出现,且分布的面积较为杂乱,无较为 明显的规律。

在 135 % 风向角和 180 % 风向角下,建筑物风压分布较为复杂,整体情况类似于四周空旷的情况,但是由于其余单体建筑物的干扰,也呈现出部分区别。建筑物顶部仍然受到较小负



风压作用。建筑物的立柱与鞍部上,由于无遮挡物,处于迎风面的部分分别出现了较大的正 风压,处于被风面的部分分别出现了非常大的负风压。在设计时,这些区域均是重点加强区 域。

在 0°, 45°, 90°, 225°, 270°, 315°风向角下,建筑物绝大部分面积均受到负风压作用,特别是在 0°风向角下,建筑物整体受到负风压作用,与四周空旷的情况有非常大的差别。 该现象表现了周围建筑物对目标建筑来风作用的明显影响,也是本章研究揭示的核心规律。

#### 3.1.3 风振响应数值模拟分析

自然风具有随机性,结构在自然风作用下会产生风振响应。风振响应使结构的风荷载作 用不能简单地考虑为静力作用,而应当考虑为动力效应。运用 ANSYS 软件模拟结构在自然 风作用下产生的位移、速度和加速度,可以获得结构在自然风作用下的振动规律,为结构的 设计提供更可靠的依据。

(1)位移响应



图 3-8 X 方向位移时程图

从图 3-8 可以看出,结构在 X 方向的位移时程以正向位移为主,且呈波动态势。这是由于风荷载施加方向为 X 方向,导致结构整体呈现 X 方向正向位移。但是由于风荷载具有一定的波动性,整个结构的位移也产生了一定的波动性,故结构会出现 X 负向位移,但 X 负向位移远小于 X 正向位移。结构出现的 X 方向最大正向位移为 30.53mm,该位移符合相关建筑设计要求。从时间方面来看,在 0-30s 内,结构位移的波动较为明显,且最大位移也相对较大;在 30s 之后,结构位移波动趋于平缓,最大位移相对稳定。





#### 图 3-9 Z 方向位移时程图

从图 3-9 可以看出,结构在 Z 方向的位移时程以负向位移为主,且呈波动态势。这是由于风荷载施加方向为 X 方向,且存在底部的约束,导致结构整体呈现 Z 方向负向位移。但是由于风荷载具有一定的波动性,整个结构的位移也产生了一定的波动性,故结构会出现 Z 正向位移,但 Z 正向位移远小于 Z 负向位移。结构出现的 Z 方向最大负向位移为 13.54mm,该位移符合相关建筑设计要求。从时间方面来看,在整个计算时间内,结构的波动较为稳定, 无明显的变化。

(2)速度响应 **X方向速度时程** <sup>200</sup> <sup>150</sup> <sup>50</sup> <sup>0</sup> <sup>50</sup> <sup>100</sup> <sup>50</sup> <sup>100</sup> <sup>50</sup> <sup>100</sup> <sup></sup>

### 图 3-10 X 方向速度时程图

从图 3-10 可以看出,结构在 X 方向的速度时程分布较为对称,且呈波动态势。这是由于 X 方向的风荷载由平均风和脉动风组成的,平均风类似于固定方向的静力荷载,而脉动风则类似于具有波动性的动力荷载。结构在 X 方向的速度时程主要是由脉动风引起的,脉动风使结构在平均风产生的位移处左右震动。结构产生的 X 方向最大正向速度为161.84mm/s,最大负向速度为-173.70mm/s,符合相关建筑设计要求。从时间方面来看,在0-30s内,结构速度的波动较为明显,且最大速度也相对较大;在 30s之后,结构速度波动趋于平缓,最大速度相对稳定。





#### 图 3-11 Z 方向速度时程图

从图 3-11 可以看出,结构在 Z 方向的速度时程分布较为对称,且呈波动态势。这是由于结构风荷载的组成成分和底部约束共同形成的。结构出现的 Z 方向最大正向速度为 93.44mm/s,该速度出现在 0s 附近,由于该速度相对较大,故在设计时需要引起注意,出现 的原因需要进一步探究,不排除是偶然出现的误差。结构 Z 方向最大负向速度为-66.86mm/s,该速度符合相关建筑设计要求。从时间方面来看,在整个计算时间内,结构的波动较为稳定, 无明显的变化。

(3)加速度响应



### 图 3-12 X 方向加速度时程图

从图 3-12 可以看出,结构在 X 方向的加速度时程分布较为对称,且呈波动态势。这是 由于 X 方向的风荷载由平均风和脉动风组成的,平均风类似于固定方向的静力荷载,而脉 动风则类似于具有波动性的动力荷载。结构在 X 方向的加速度时程主要是由脉动风引起的, 脉动风使结构在平均风产生的位移处左右震动。结构产生的 X 方向最大正向加速度为 1557.98mm/s<sup>2</sup>,最大负向加速度为-1715.38mm/s<sup>2</sup>,符合相关建筑设计要求。从时间方面来看, 在 0-30s 内,结构加速度的波动较为明显,且最大加速度也相对较大;在 30s 之后,结构加 速度波动趋于平缓,最大加速度相对稳定。





图 3-13 Z 方向加速度时程图

从图 3-13 可以看出,结构在 Z 方向的加速度时程分布较为对称,且呈波动态势。这是由于结构风荷载的组成成分和底部约束共同形成的。结构出现的 Z 方向最大正向加速度为 541.28mm/s<sup>2</sup>,最大负向加速度为-605.67mm/s<sup>2</sup>,该加速度符合相关建筑设计要求。从时间方面来看,在整个计算时间内,结构的波动较为稳定,无明显的变化。

(4)数值模拟结果的分析

该部分主要探究了结构在 X 方向风荷载的作用下产生的位移,速度,加速度的时程。 由于平均风和脉动风共同作用于结构,故三者的时程都呈一定的波动性,但在不同方向、不 同时间的波动也呈现出一定的差异性。

X 方向由于是风荷载的施加方向,所以结构的风致动力响应最为明显,位移的均值能较好的反映平均风的作用,而最大位移与 X 负向位移则反映出脉动风的作用;速度与加速度的时程则完全是脉动风作用的体现。在计算时间内,三者均是前期波动幅度较大,后期波动较为稳定。该结果理想的反应了建筑物在风荷载下真实的动力响应情况。

Z方向也能一定程度体现出结构的风致动力响应。由于基底约束导致了结构Z方向上的整体位移为负向,这与理论是吻合的。速度与加速度的时程类似于X方向,体现了脉动风的作用。在计算时间内,三者均是较为稳定的波动,没有明显的波动幅度的出现,这与X方向上的响应有一定的差异。该结果较为理想的反应了建筑物在风荷载下真实的动力响应情况。

风致动力响应出现的较大部分不利于结构的稳定,因此在设计时应当予以关注。Z方向 的风致响应可以为分析基底竖向反力提供依据。由于风场的来风方向多变,在不同的风向角 下结构各方向风振响应会出现差别,在有条件的情况下可以做进一步的深入研究。

众所周知,风具有一定的随机性,风荷载的波动性是风随机性的一个部分。通过平均风 与脉动风相叠加,计算结构产生的位移、速度、加速度,揭示了结构在风荷载作用下动力响 应规律,弥补了仅靠风压分布确定风荷载数值的不足,使数值模拟结果更加贴近现场实测的 数据和实际结果,为进一步研究等效静风荷载和结构风致灾变提供依据。

3.1.4 等效静风荷载分析



在来风作用下,结构的基底会产生较大的反力,基底竖向反力对于研究结构的整体受力 状况,确定实际工程的荷载布置有着重要的意义。在该部分中,选取结构基底竖向反力作为 计算等效静风荷载的等效目标。

图 3-14 给出了在 0 风向角作用下,基底竖向反力的时程。从图中可以看出,虽然结构 基底均会受到竖直向上的力和竖直向下的力,但结构整体受到的风吸力仍然占主导地位,故 我们选取 0 风向角下结构基底受到的竖直向下的力为等效目标。其中,准静态的基底竖向 反力最小值出现在第 7.1s,其值为-1873.20kN;全响应的基底竖向反力最小值为-4038.53kN, 因而该结构的风振放大因子为 2.16。









#### 图 3-15 等效静风荷载图

来流风的波动性使得仅仅研究平均风作用下结构产生的力并不可靠,而基于 FFT 方法 模拟来风计算的等效静风荷载有效的考虑了结构的风振响应产生的力。因而在实际工程中, 采用等效静风荷载取代仅仅通过风压确定的风荷载可以使结构的设计更偏于安全。

# 3.2 石狮世茂国际广场的风压分布数值模拟

石狮市位于福建省东南沿海,泉州市南部,市域三面临海,西与晋江市接壤,北距泉州市21千米,南离厦门97千米,是中国休闲服装名城、著名侨乡。石狮自古以来商贾云集,依靠海运成为海上重要的贸易港口,是海上丝绸之路的起点,商业文明发达。石狮市作为全国百强县,拥有大量知名品牌,海外归侨众多,经济实力强,整体消费能力高,但城市缺乏公共活动空间及高端商业,消费力外流严重。

3.2.1 工程概况

石狮世茂国际广场一期项目位于福建省石狮市石金路钞坑地块。地块北面靠近南环路, 紧邻规划路,东面为石金路,石金路往北与城市中心连接,西面临省道,省道与石金路为主 要机动车道,西南面及西北面为规划路,南面为规划中的世茂 SOHO 及办公,西北面为规 划中的世茂高端酒店,东面为规划建设中的世茂高端住宅区,西侧区域为石狮市国际服装城 及服装城客运站、物流仓储中心,石狮服装城是亚洲最大专业服装市场。

该项目周边属 B 类地貌,100 年重现期基本风压为 0.95kN/m<sup>2</sup>。由于屋盖结构体型复杂, 如图 3-16 所示,规范中无相似体系的建筑可供参考,结构工程师在进行结构设计时对建筑 所受风荷载的取值难以把握。鉴于此,对该项目"天幕"屋顶结构进行数值风洞模拟计算,为 下一步结构分析提供准确的风荷载数据。





#### 图 3-16 厦门石狮世茂广场效果图

结构设计依据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)确定风荷载标准值,当计算主要承重结构时采用(1.1)式:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \tag{1.1}$$

式中, w<sub>0</sub>——基本风压(kN/m<sup>2</sup>),取100年重现期0.95kN/m<sup>2</sup>;

 $\beta_z$ ——高度 z 处的风振系数;

μ。——风荷载体型系数;

μ,——风压高度变化系数,可按《荷载规范》表 8.2.1 取值。

根据国家规范《建筑结构荷载规范》GB50009-2012 第8.4.2条,"对于风敏感的或跨度 大于36m的柔性屋盖结构,应考虑风压脉动对结构产生风振的影响"。为此,本项目计算主 要内容为:

(1) 计算天幕结构在 12 个风向下屋盖表面的平均风压。先计算上下两个受风面的风荷载,再将二者叠加,计算出结构的净风荷载,为屋盖结构设计提供依据。分别以分布云图以 及数据列表的方式给出结果。

(2)结合当地气象环境,对项目地址内有人活动区域进行风环境分析与评估,为建筑 环境设计提供参考。

3.2.2 风压分布数值模拟

由于本项目建筑曲面十分复杂,因此采用 Rhino 软件建模。本项目需要考虑周边建筑的 影响,因此需要将建筑群整体建模。几何模型如图 3-17 所示。





# 图 3-17 几何模型

和传统的风洞试验一样,进行 CFD 模拟时也需要设置一数值风洞,所不同的是数值风洞模型是 1:1 的全尺寸模型。同时,通过对称边界条件可以有效减少数值的网格数量。本次数值风洞长 3000m,宽 1000m,高 500m。数值风洞的网格模型如图 3-18 所示,其中主体建筑及地表边界层网格加密,网格总计 860 万。



### 图 3-18 CFD 网格

数值风洞也有入口、出口、侧面和地面,各自的边界条件如下: 1、入口

入口定义来流的平均风速和湍流强度。根据本工程周边条件,选为B类地面粗糙度类别,基本风压取0.95kN/m<sup>2</sup>。计算采用入口风剖面自保持技术,使数值模拟的精度进一步提高。

 2、出口 采用压力出口 pressure-out。
 3、顶面和侧面
 采用对称边界条件, symmetry。
 4、地面和建筑物壁面
 采用无滑移壁面 wall
 本工程每隔 30 度计算一个风向角计算, 共计 12 个风向角, 如图 3-19 所示。





图 3-19 风向定义

下面分别给出 0 度~330 度北区天幕上下表面风压组合后的分布云图,便于设计人员使用,单位为 kPa。云图中上、下表面风压正为风压力、负为风吸力,组合风压值以上表面为参考面,正为向下压力,负为向上吸力。具体如下。















(j) 270 度风向角





(1) 330 度风向角图 3-20 石狮广场北天幕各风向角风压分布图

下面分别给出 0 度~330 度南区天幕上、下表面的风压分布云图,单位为 kPa。为了便于 设计人员使用,同时还给出了上下表面风压组合后的分布云图。云图中上、下表面风压正为 风压力、负为风吸力,组合风压值以上表面为参考面,正为向下压力,负为向上吸力。具体 如下。







第29页共72页





(k) 300 度风向角 (l) 330 度风向角 图 3-21 石狮广场南天幕各风向角风压分布图

本报告按厦门地区 100 年重现期 0.95kPa 的基本风压进行计算,地貌取 B 类。按图纸对本项目南北天幕结构及其周边建筑进行等比例建模,以每 30 度为间隔,共进行了 12 个风向角的屋盖结构的平均风荷载数值风洞模拟计算,最终给出了屋盖结构平均风荷载分布值,并得到以下结论:

(1)就结构整体平均风荷载受力而言,南天幕在所有风向角下,风荷载竖向合力均为向上的吸力,其中 270度风向下数值最大,为 9084kN(相当于 90公斤/平米),;120度风向下数值最小,为 2275kN(相当于 23公斤/平米)。北天幕在各风向角,风荷载竖向合力表现各异,其中 90度风向角下向上吸力数值最大,为 5649kN(相当于 52公斤/平米);330度风向角向下压力数值最大,为 5993kN(相当于 55公斤/平米)。屋盖总体三个方向的合力,见图表 3-1~3-3 所示。由此可以看出,屋盖总体风荷载似乎较小,但由于屋盖表面风压分布不均,上述统计存在正负风压相互抵消的因素。屋面的分区域风荷载仍然很大,因此,建议设计师在进行结构设计时采用本报告给出的参考数据,分块施加屋面风荷载,以保证计算结果的可靠。

风向角/度	屋盖风荷载合力/kN		
	Fx	Fy	Fz
0	752	-168	3815
30	235	143	4140
60	184	998	5445
90	-184	986	4400
120	-230	151	2275
150	-487	18	3041
180	-614	-101	2498
210	-191	-243	3582
240	-46	-285	6407
270	828	-559	9084
300	711	-960	6228
330	893	-909	4136

#### 表 3-1 各风向角下南天幕风荷载合力值

## 表 3-2 各风向角下北天幕风荷载合力值


回向舟/亩	屋盖风荷载合力/kN				
八门用/皮	Fx	Fy	Fz		
0	1545	-505	-4096		
30	737	344	-599		
60	40	1467	4924		
90	-409	1509	5649		
120	-1249	1952	5062		
150	-2018	1429	4179		
180	-1527	742	1583		
210	-974	54	647		
240	-37	-824	1215		
270	763	-1134	-1194		
300	1173	-1311	-4456		
330	1663	-767	-5993		



## 图 3-22 X 向屋盖风荷载合力





图 3-23 Y 向屋盖风荷载合力



图 3-24 Z 向屋盖风荷载合力

(2)从屋面风压分布云图可以看出,两个天幕在各风向角下都出现局部位置风荷载较 大的现象,南天幕主要表现在图 3-25 屋面隆起顶部位置,北天幕主要表现在图 3-26 迎风屋 檐位置。以上部位局部风荷载平均较大,对于围护结构设计尚应计入阵风系数,以考虑瞬时 最大风,其数值将更大,因此,提醒设计人员注意以上部位的荷载取值。同时,在工程设计 中,尽可能多的采用不同方向角下的风荷载,以考虑最不利风向的影响。









图 3-26 北天幕局部风荷载较大区域

# 3.3 本章小结

本章研究了存在干扰建筑物下的复杂形体大跨空间结构风压分布与风振分析。

利用 Fluent 软件计算上海世博博物馆风压分布,研究结果表明,在干扰建筑物存在的 情况下建筑物的风压分布与平坦场地有较大的区别,主要表现在某些风向角下建筑物可能出 现整体受到风吸力的作用。不同的风向角下,建筑物的风压分布也会有较大的差异,对于该 三面包围的单体,当来风通过开口直接作用于单体时,建筑物风压分布较为复杂,整体情况 类似于四周空旷的情况,但是由于其余单体建筑物的干扰,也呈现出部分区别。建筑物顶部 仍然受到较小负风压作用。建筑物的立柱与鞍部上,由于无遮挡物,处于迎风面的部分分别 出现了较大的正风压,处于被风面的部分分别出现了非常大的负风压。在设计时,这些区域 均是重点加强区域。当来风作用于三面包围建筑时,建筑物绝大部分面积均受到负风压作用, 特别是在 0 风向角下,建筑物整体受到负风压作用,该负风压较小且分布较为均匀,与四 周空旷的情况有非常大的差别。该现象表现了周围建筑物对目标建筑来风作用的明显影响, 在设计时应当予以重视。

利用 ANSYS 软件对上海世博博物馆进行风振分析,主要探究了结构在 X 方向风荷载的 作用下产生的位移,速度,加速度的时程。分析结果表明,由于平均风和脉动风共同作用于 结构,故三者的时程都呈一定的波动性,但在不同方向、不同时间的波动也呈现出一定的差 异性。X 方向由于是风荷载的施加方向,所以结构的风致动力响应最为明显,位移的均值能 较好的反映平均风的作用,而最大位移与 X 负向位移则反映出脉动风的作用;速度与加速 度的时程则完全是脉动风作用的体现。在计算时间内,三者均是前期波动幅度较大,后期波 动较为稳定。该结果理想的反应了建筑物在风荷载下真实的动力响应情况。Z 方向也能一定 程度体现出结构的风致动力响应。由于基底约束导致了结构 Z 方向上的整体位移为负向, 这与理论是吻合的。速度与加速度的时程类似于 X 方向,体现了脉动风的作用。在计算时 间内,三者均是较为稳定的波动,没有明显的波动幅度的出现,这与 X 方向上的响应有一 定的差异。该结果较为理想的反应了建筑物在风荷载下真实的动力响应情况。风致动力响应

利用 ANSYS 软件探求上海世博博物馆的等效静风荷载,主要计算了 0°风向角下以基 底竖向反力为等效目标的等效静风荷载。计算结果表明,基于 FFT 方法模拟来风计算的等 效静风荷载有效的考虑了结构的风振响应产生的力,等效静风荷载数值大于不考虑振动风压 分布数值,大约为后者的 2 倍。实际工程中采用等效静风荷载使结构的设计更偏于安全。



利用 Fluent 软件计算厦门石狮广场风压分布,研究结果表明,屋盖表面风压分布虽然存 在正负风压相互抵消的因素,但是由于屋盖表面风压分布不均,所以屋面的分区域风荷载仍 然很大,因此,建议设计师在进行结构设计应当分块施加屋面风荷载,以保证屋盖的稳定。



# 第四章 恶劣环境下架空式大跨空间建筑结构的风压数值 模拟

# 4.1 计算对象与模型构建

"泰山站"是继长城站、中山站、昆仑站之后中国的第四个南极科学考察站,其位于中山站与昆仑站之间的伊丽莎白公主地,距离中山站约 520 公里,海拔高度约 2621 米,是一座南极内陆考察的度夏站,年平均温度-36.6 度,可满足 20 人度夏考察生活,总建筑面积 1000 m<sup>2</sup>,使用寿命 15 年。

泰山站采用环形结构,具有视野开阔,减少风阻的特点。南极内陆冬季经常刮起8至 10级大风,主体建筑架空离地,可以避免在迎风的一面出现飞雪堆积甚至掩埋。



## 图 4-1 泰山站实体照片







#### 图 4-3 泰山站模型俯视图

利用 RHINO 软件建立结构模型,主要几何体型参数为:顶台高度( $h_p$ ),上碟面矢高( $h_t$ ),碟体厚度( $h_d$ ),下碟面矢高( $h_b$ ),支撑柱高度( $h_s$ )。

# 4.2 体型系数分布数值模拟与参数影响分析

根据泰山站所在的南极极地环境,取 10m 高度处标准风速 $v_0 = 32.6$ m/s,对应的基本风 压为: $w_0 = \frac{1}{1600}v_0^2 = 0.66$ kPa,风场入口处风速边界条件采用指数型梯度风速剖面,即:  $\bar{v} = \bar{v}_b \left(\frac{z}{z_b}\right)^{\alpha}$ (4-1)

根据我国荷载规范对风荷载有关参数选取的规定,在此选用 A 类地貌,粗糙度系数 α=0.12。计算域选为20D×10D×8H,选择足够大的计算域以尽量减少计算域大小对模型附 近流场的影响,阻塞率为1.25%,满足要求。对基站附近进行网格加密,总网格数180万, 网格划分如图 4-4 所示。



第36页共72页



4.2.1 不同风向角下结构的风压分布

由于结构高度对称,本文选取了0°和15°两个典型风向角,如图4-5所示。





图 4-6 为在不同风向角下的碟面风载体型系数分布。由图 8 可见,结构的上碟面迎风侧 大部分为正压区,其分布呈叶片状,且最大正压出现在靠近顶台处,这是由于气流冲击顶台 后,在顶台附近上碟面形成气流集中,导致集中正压产生,如图 4-7 所示。而最大负压亦集 中在顶台附近,且呈两侧对称分布,其原因是气流通过顶台时,顶台两侧气流速度较大,对 碟面产生吸力,形成集中负压区,背风侧有涡流产生,导致顶台后部碟面有一定的负压产生。 对结构的下碟面,因不存在顶台对风场的阻碍作用,故其正风压分布于迎风侧前缘,而负风 压分布较为紊乱,在支撑柱周围呈散射状分布,负压集中度及数值大小均小于结构上碟面。 因结构平面近乎圆形,风向角对风场和风压分布及风载体型系数的影响较小,以下在 15 %风 向角下对结构进行风场风压分析和结构抗风优化。







图 4-7 不同风向角下的碟面来风绕流

表 4-1 给出在不同风向角下的结构风荷载合力,合力主要由顺风向推力构成,这是由整个碟体迎风面正风压和背风面负风压的双重作用引起的,可见支座处承受了较大的顺风向推力和因推力引起的倾覆力矩。因结构的高度对称,横风向的风荷载合力因相互抵消而趋近于零,竖向风荷载合力为上掀力。与此同时,0 %和 15 %风向角下的结构风荷载合力近乎相等。 **本 11 不同风向免下结构风荷载**合力

	衣 4-1 小问应	问用「绐钩风何致百〕	J	
风向角	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	
0 °	290.303	-4.520	79.890	
15°	292.519	3.813	89.903	

#### 4.2.2 不同高跨比下结构的风压分布

选取支撑柱高度与碟形跨度比为 S<sub>s</sub>=h<sub>s</sub>/D=1/40, 1/20, 1/10 和 1/8, 以此分析支撑柱高 度对风载体型系数及风荷载合力的影响。

图 4-8 和表 4-2 分别为不同支撑柱高度下,结构侧面的风载体型系数分布和结构风荷载 合力,由图 10 可见,碟形结构的正风压最大值出现在碟体迎风表面,负风压最大值出现在 顶台气流绕行的两侧表面,随着支撑柱高跨比的增大,迎风面正压数值先减小,后增大。支 撑柱高度过小,风阻严重,导致迎风面正压分布范围较大。支撑柱过高则引起迎风面正风压 和顺风向推力增大,支撑柱承受的倾覆力矩增大,这些均不利于抗风优化设计。结合表 2 中的风荷载合力,碟体顺风向推力以支撑柱高跨比为 S<sub>s</sub>=1/20 时的 272.186kN 为最小,因此 本文建议的优化支撑柱高跨比为 S<sub>s</sub>=1/20。





表 4-2 在不同支撑柱高度下的结构风荷载合力				
$\mathbf{S}_{\mathbf{s}}$	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	
1/40	277.587	-2.166	161.991	
1/20	272.186	1.513	123.430	
1/10	283.237	1.525	100.367	
1/8	292.519	3.813	89.903	

图 4-8 不同支撑柱高度下的结构侧面风载休型系数分布

# 4.3 数值模拟成果分析

碟形空间结构上碟面正风压呈叶片状分布,负风压在顶台两侧呈对称分布,下碟面正风 压分布于迎风侧前缘,负风压在支撑柱周围呈散射状分布;风向角对碟体表面风压分布影响 较小,0°风向角时的碟体表面静风压值和顺风向推力值略小于15°风向角。

随着结构的支撑高度增大,风场风压分布及顺风向风推力出现不同的变化,正风压分布 区域减小,数值上先减小后增大,负风压分布区域扩大。支撑柱过低或过高均不利于结构抗 风。顺风向风推力以高跨比为 1/20 时为最小,设计人员可参考此高跨比,结合地面最大雪 堆积厚度及科考队员进入空间站的方便程度等因素,综合确定结构的高跨比。

在极端风荷载作用下,大跨空间结构承受的里要远远大于普通风荷载。在南极地区,由 于常年存在8级以上大风,甚至存在风速超过100米/秒的飓风,加之大跨空间结构对风荷 载的敏感性,故风荷载成为了南极地区大跨空间结构的控制荷载,在设计和施工时均需进行 慎密的计算。本章的计算结果可以为今后极地考察站的设计与优化提供依据。

# 4.4 本章小结

本章研究了恶劣环境下架空式大跨空间建筑结构的风压数值模拟,利用 Fluent 软件计 算了中国南极科考站——泰山站在不同风向角和不同高跨比下的风压分布。在极端风荷载作 用下,结构受到的风荷载远远大于普通地区。碟形空间结构上碟面正风压呈叶片状分布,负 风压在顶台两侧呈对称分布,下碟面正风压分布于迎风侧前缘,负风压在支撑柱周围呈散射 状分布;风向角对碟体表面风压分布影响较小,0%风向角时的碟体表面静风压值和顺风向推 力值略小于 15%风向角;随着结构的支撑高度增大,风场风压分布及顺风向风推力出现不同 的变化,正风压分布区域减小,数值上先减小后增大,负风压分布区域扩大。支撑柱过低或 过高均不利于结构抗风。顺风向风推力以高跨比为 1/20 时为最小,设计人员可参考此高跨 比,结合地面最大雪堆积厚度及科考队员进入空间站的方便程度等因素,综合确定结构的高 跨比。



# 第五章 伞形膜结构的风压与风振计算分析

伞形膜结构造型优美、轻巧,在现代公共建筑尤其是城市小品建筑中广为应用,是深受 欢迎的现代轻型结构形式。但伞形膜结构属于风敏感结构,在风荷载作用下产生较大变形和 振动,这种大幅的变形和振动反过来影响结构表面风压分布,因此必须考虑流固耦合作用。

## 5.1 计算对象与模型构建

针对如图 4-1(a)所示八角伞形柔性膜结构实际工程,构建如图 4-1(b) 所示的几何模型, 伞形膜平面投影外接圆直径 10m, 伞顶为直径 1m 的圆, 矢跨比 1/8(即伞形结构高度 1.25m), 结构中心距离地面 5m 高度,膜结构初始预应力取 8×10<sup>5</sup>N m<sup>-2</sup>,膜弹性模量 5×10<sup>8</sup>N m<sup>-2</sup>, 泊松比  $\mu$ =0.3,膜厚 1mm。选用 B 类地貌,50 年重现期且 10m 高度处的 10 分钟平均基本 风压  $w_0$ =0.55kPa,基本风速为 29.7m/s。空气为粘性不可压缩流体,空气密度 1.225kg/m<sup>3</sup>, 粘度 1.7984×10<sup>-5</sup> kg/(m s)。

风场计算域尺寸 160m×100m×20m,风场网格划分如图 4-1(c)所示,将膜结构置于风场 计算域的三分之一处,结构中心距风场入口距离 55m。对膜结构,采用 4 节点 2d-solid 单元; 对风场计算域,采用 8 节点六面体 FCBI-C 单元进行离散,并在膜结构表面及其附近区域网 格局部加密。风场计算域网格总数约 10 万,节点数 11 万。图 4-1(d)和图 4-1(e)为 0 风向角、 22.5 风向角情况下膜面划分和编号。

风场计算域的进流面平均风速采用以沿高度变化的指数率形式,即 $V(z)=V_0(z/z_0)^{\alpha}$ , $V_0$ 为标准参考高度处的平均风速(取 $z_0=10m$ ), $\alpha=0.16$ ,z为高度(自建筑物底部算起);y、z方向速度为零。风场计算域顶部和两侧设为自由滑移壁面条件,地面为无滑移壁面条件, 出流面处为完全发展出流边界条件<sup>[18]</sup>;流体入口为速度进流边界条件,膜结构与流场接触 面为流固耦合面。湍流动能k和湍流耗散率 $\varepsilon$ 分别为: $k=1.5(V(z) \times I)$ , $\varepsilon=0.09^{0.75}k^{1.5}/l$ ;I为入 口湍流强度,I是湍流特征尺度。我国现行荷载规范未给出I的定义,因而对 B 类地貌,参 考日本规范中的第 II 类地貌取值。

兹数值模拟上述八角伞形柔性膜结构的风压和风振效应。选择 25m/s、30m/s、35m/s、40m/s 等四种来风风速; 1/4、1/6、1/8 等三种矢跨比(*f/L*)。因结构本身对称性,在此仅数 值模拟 0°、22.5 等两种风向角工况。该膜结构风致效应在第 12 秒后趋于稳定,因而数值模 拟的总计算时长确定为 20 秒,其中时间间隔步长 0.01 秒。



(a) 八角伞形膜结构



(b) 八角伞形膜结构的找形



(c) 风场与网格划分





图 4-1 八角伞形膜结构模型和风场网格划分

# 5.2 结构矢跨比对风压和风振的影响

图 4-2 给出了在不同矢跨比下膜结构的等效应力云图。从图中可以看出,膜结构风压分 布关于来风方向对称,且在每个子区域也呈现一定的对称性。膜结构背风面承受的风压力要 大于迎风面承受的风压力, S5(S6)区域的等效应力最大。在每个子区域中,区域中央风压要 大于区域边缘风压。随着矢跨比的增大,结构整体所受风压逐渐增大,故矢跨比在该区域内 的增加对于结构是不利的。



图 4-2 不同矢跨比下的膜结构等效应力云图(第 20 秒时刻)

图 4-3 给出了 0°风向角不同矢跨比下膜结构的风振响应时程。Z 向最大正位移在结构 受到风荷载后的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 呈下降趋势,在 4.0s 之后趋于稳定。随着膜 结构矢跨比的增大,Z 向最大正位移相应增大;

Z向最大负位移在结构受到风荷载后的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 呈下降趋势,在 4.0s 之后趋于稳定。随着膜结构矢跨比的增大,Z向最大负位移相应增大;

Z 正向最大速度在结构受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-2.0s 减小至初始值,在 2.0-4.0s 逐渐增大,但峰值小于 1.0s 时刻值,在 4.0s 之后逐渐下降至初始值并保持稳定。膜 结构矢跨比与 Z 正向最大速度时程之间没有明显的规律。

Z负向最大速度在结构受到风荷载的 2.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 逐渐减小至初始值 并保持稳定。膜结构的矢跨比对 Z负向最大速度时程没有明显的影响。

Z 正向最大加速度在结构受到风荷载的 2.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 逐渐减小至初始 值并保持稳定。膜结构的矢跨比对 Z 正向最大加速度时程没有明显的影响。

Z负向最大加速度在结构受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-2.0s 逐渐减小至初始 值,在轻微波动后保持稳定。膜结构的矢跨比对 Z负向最大加速度时程没有明显的影响。



#### 第41页共72页



(d) Z 负向最大速度时程

(e) Z 正向最大加速度时程 (f) Z 负向最大加速度时程 **图 4-3 不同矢跨比下的结构风振响应** 

图 4-4 给出了不同矢跨比下膜结构的风压系数等值线,可以看出,该等值线的分布规律 与风压分布等效应力云图基本吻合。

图 4-5 给出了在 0°风向角下沿风流向膜面中轴线上的风压分布系数曲线。可以看出, 不同矢跨比下风压系数的沿风流向膜面中轴线的分布规律类似,但风压系数的最大值随矢跨 比增大而增大。



⇒来风

(a) 矢跨比为 1/8 (b) 矢跨比为 1/6 (c) 矢跨比为 1/4 图 4-4 不同矢跨比情况下八角伞形膜结构的风压系数等值线





### 5.3 风向角对风压和风振的影响

图 4-6 给出了在 0°和 22.5°风向角下膜结构的等效应力云图。从图中可以看出,膜结构风压分布关于来风方向对称,且在每个子区域也呈现一定的对称性。膜结构背风面承受的风压力要大于迎风面承受的风压力,在每个子区域中,区域中央风压要大于区域边缘风压。在 0°风向角下,膜结构的最大等效应力出现在 S5(S6)区域;在 22.5°风向角下,膜结构的最大等效应力出现在 S6(S7)区域。风向角的改变对等效应力大小没有明显的影响。







(b) 22.5 %风向角

#### 图 4-6 不同风向角下的膜结构等效应力云图(第 20 秒时刻)

图 4-7 给出了 0°和 22.5°风向角下膜结构的风振响应时程。Z 向最大正位移在结构受 到风荷载后的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 呈下降趋势,在 4.0s 之后趋于稳定。0°风向 角下膜结构产生的 Z 向最大正位移大于 22.5°风向角下膜结构产生的 Z 向最大正位移;

Z 向最大负位移在结构受到风荷载后的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 呈下降趋势,在 4.0s 之后趋于稳定。0°风向角下膜结构产生的 Z 向最大正位移小于 22.5°风向角下膜结构 产生的 Z 向最大正位移;

Z 正向最大速度在结构受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-2.0s 减小至初始值,在 2.0-4.0s 逐渐增大,但峰值小于 1.0s 时刻值,在 4.0s 之后逐渐下降至初始值并保持稳定。0°风向角下膜结构产生的 Z 正向最大速度大于 22.5°风向角下膜结构产生的 Z 正向最大速度;

Z 负向最大速度在结构受到风荷载的 2.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 逐渐减小至初始值 并保持稳定。0°风向角下膜结构产生的 Z 负向最大速度大于 22.5°风向角下膜结构产生的 Z 负向最大速度;

Z 正向最大加速度在结构受到风荷载的 2.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 逐渐减小至初始 值并保持稳定。0°风向角下膜结构产生的 Z 正向最大加速度大于 22.5°风向角下膜结构产 生的 Z 正向最大加速度;

Z 负向最大加速度在结构受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-2.0s 逐渐减小至初始 值,在轻微波动后保持稳定。0°风向角下膜结构产生的 Z 负向最大加速度大于 22.5°风向 角下膜结构产生的 Z 负向最大加速度;



图 4-7 不同风向角下的膜结构风振响应



# 5.4 来风风速对风压和结构风振的影响

图 4-8 给出了在不同风速下膜结构的等效应力云图。从图中可以看出,膜结构风压分布 关于来风方向对称,且在每个子区域也呈现一定的对称性。膜结构背风面承受的风压力要大 于迎风面承受的风压力, S5(S6)区域的等效应力最大。在每个子区域中,区域中央风压要大 于区域边缘风压。随着来风风速的增大,结构整体所受风压逐渐增大,故风速在该区域内的 增加对于结构是不利的。





图 4-9 给出了 0°风向角不同来风风速下膜结构的风振响应时程。

Z向最大位移方面,Z向最大正位移在结构受到风荷载后的1.0s内达到最大值,在 1.0-4.0s呈下降趋势,在4.0s之后趋于稳定。随着膜结构来风风速的增大,Z向最大正位移 相应增大;Z向最大负位移在结构受到风荷载后的1.0s内达到最大值,在1.0-4.0s呈下降趋势,在4.0s之后趋于稳定。随着膜结构来风风速的增大,Z向最大负位移相应增大;

Z 正向最大速度方面,风速为 25-35m/s 时,结构 Z 正向最大速度在受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-2.0s 减小至初始值,在 2.0-4.0s 逐渐增大,但峰值小于 1.0s 时刻值, 在 4.0s 之后逐渐下降至初始值并保持稳定;风速为 40m/s 时,结构 Z 正向最大速度在受到 风荷载的 4.0s 内达到最大值,然后逐渐降低至初始值并保持稳定。来风风速与膜结构 Z 正 向最大速度时程之间没有明显的规律。

Z 负向最大速度方面,风速为 25-35m/s 时,结构 Z 负向最大速度在受到风荷载的 2.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定;风速为 40m/s 时,结构 Z 负向最 大速度在受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定;来风 风速与膜结构 Z 负向最大速度时程之间没有明显的规律。

Z 正向最大加速度方面,风速为 25m/s 时,在结构受到风荷载的 3.0s 内达到最大值,在 3.0-5.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定。风速为 30-45m/s 时,在结构受到风荷载的 2.0s 内达 到最大值,在 2.0-4.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定。来风风速与膜结构 Z 正向最大加速度 时程之间没有明显的规律。



Z 负向最大加速度方面,风速为 25m/s 时,在结构受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-2.0s 逐渐减小至初始值,在轻微波动后保持稳定。来风风速与膜结构 Z 负向最大加速度 时程之间没有明显的规律。



(e) Z 正向最大加速度 (f) Z 负向最大加速度 **图 4-9 不同风速下膜结构风致动力响应** 

## 5.5 膜帽开敞、封闭对风压和风振的影响

图 4-10 给出了在膜帽开敞、封闭情况下膜结构的等效应力云图。从图中可以看出,膜 结构风压分布关于来风方向对称,且在每个子区域也呈现一定的对称性。膜结构背风面承受 的风压力要大于迎风面承受的风压力, S5(S6)区域的等效应力最大。在每个子区域中,区域 中央风压要大于区域边缘风压。膜帽封闭时,结构整体所受风压较大,故膜帽封闭对于结构 是不利的。



图 4-10 膜帽开敞、封闭情形下的膜结构等效应力云图(在第 20 秒时刻)

图 4-10 给出了 0°风向角膜帽开敞、封闭情况下膜结构的风振响应时程。

Z向最大正位移方面,在膜帽开敞时,结构Z向最大正位移在受到风荷载后的1.0s内达到最大值,在1.0-4.0s呈下降趋势,在4.0s之后趋于稳定;在膜帽封闭时,结构Z向最大正位移在受到风荷载后的1.0s内达到较大值,在1.0-4.0s继续增大,在4.0s之后趋于稳定。 膜帽开敞、封闭与Z正向最大位移之间没有明显规律。

Z向最大负位移方面,在膜帽开敞时,结构Z向最大负位移在受到风荷载后的2.0s内达到最大值,在2.0-4.0s呈下降趋势,在4.0s之后趋于稳定;在膜帽开敞时,结构Z向最大

上海交通大学 Shanghai liao Tong University

负位移在受到风荷载后的 1.0s 内达到较大值,在 1.0-4.0s 继续增大,在 4.0s 之后趋于稳定。 膜帽开敞、封闭与 Z 负向最大位移之间没有明显规律。

Z 正向最大速度方面,在膜帽开敞时,结构 Z 正向最大速度在受到风荷载的 1.0s 内达 到最大值,在 1.0-2.0s 减小至初始值,在 2.0-4.0s 逐渐增大,但峰值小于 1.0s 时刻值,在 4.0s 之后逐渐下降至初始值并保持稳定;在膜帽封闭时,结构 Z 正向最大速度在受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定。膜帽开敞、封闭与 Z 正向最 大速度时程之间没有明显的规律。

Z 负向最大速度方面,在膜帽开敞时,结构 Z 负向最大速度在受到风荷载的 2.0s 内达 到最大值,在 2.0-4.0s 减小至初始值并保持稳定;在膜帽封闭时,结构 Z 负向最大速度在受 到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定。膜帽开敞、封闭 与 Z 负向最大速度时程之间没有明显的规律。

Z 正向最大加速度方面,在膜帽开敞时,结构 Z 正向最大加速度在受到风荷载的 2.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 减小至初始值并保持稳定;在膜帽封闭时,结构 Z 正向最大加速 度在受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 1.0-4.0s 逐渐减小至初始值并保持稳定。膜帽开敞、 封闭与 Z 正向最大加速度时程之间没有明显的规律。

Z 负向最大加速度方面,在膜帽开敞时,结构 Z 负向最大加速度在受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 减小至初始值,在 4.0s 时轻微波动后保持稳定;在膜帽封闭时, 结构 Z 负向最大加速度在受到风荷载的 1.0s 内达到最大值,在 2.0-4.0s 减小至初始值,在 4.0s 时轻微波动后保持稳定。膜帽开敞、封闭与 Z 负向最大加速度时程之间没有明显的规律。



(d) Z 负向最大速度时程 (e) Z 正向最大加速度时程 (f) Z 负向最大加速度时程 **图 4-11 膜帽开敞、封闭情形下膜结构的风振响应** 

## 5.6本章小结

针对工程常见的八角伞形膜结构,选用 ADINA 软件和 RNG k-ε 湍流模型,数值模拟膜 结构关键风振效应,分析了膜结构矢跨比、风向角、膜初始预张力、膜帽处开敞与封闭情形 等关键参数对风压和结构风振的影响规律,给出了膜结构表面风压系数。主要研究结论为:

(1) 矢跨比对结构的影响较为复杂,但可以看出,在一定范围内,矢跨比的增大对于结构的安全稳定是不利的。

(2)风向角对结构的影响主要体现在起始阶段的结构风致响应。0°风向角情形下在起始阶段产生的位移、最大速度和最大加速度大于22.5°风向角风致响应,而在后续阶段差别不大。不同风向角对于膜结构等效应力大小影响较小。



(3)随着风速增大,结构等效应力明显增加。膜结构起始阶段的风致最大位移和最大 初速度随风速的增大而增大,最大速度与风速无明显的关系;在后续阶段风速的影响体现在 风致位移上,风致最大位移随着风速增大而增大。风速增大对于膜结构有不利影响。

(4) 膜帽开敞、封闭情形对膜结构风致效应有一定影响。膜帽开敞情形对结构等效应 力有利,可减小膜结构风致最大位移。在风振初始阶段,膜帽开敞、封闭对膜结构 Z 向正 向、负向风致最大速度和最大加速度的表现明显不同;在风振后续阶段,膜帽开敞、封闭对 膜结构最大速度和最大加速度则无明显影响。



# 第六章 杭州国际办公中心高层建筑工程的结构设计与风 压计算

# 6.1 工程概况与设计说明

6.1.1 工程概况

杭州国际办公中心项目浙江省杭州市萧山区,该项目旨在设计一个带有高品质的公寓式 办公区域,希望能使本项目成为钱江世纪城乃至整个城市的标志性建筑,为城市提供钱塘江 沿岸区域崭新的视觉焦点和城市精神凝聚力。本项目共分 A1、A2 与 A3 三个地块,其中 A1 地块为办公楼,A2 地块为酒店,A3 地块为公寓式办公。其中 A3 地块由一幢 46 层、一 幢 38 层及两幢 30 层公寓式办公楼和三幢商业用房及地下室组成(最高的单体是 A3.1 为 46 层,高 149.5 米; 裙房 5 层,高 22.6 米,地下室 3 层)。各单体和裙房之间均设置缝脱开, 地下连通的 3 层车库顶板作为地上各单体的嵌固端,并把各单体联系在一起。

结构材料信息:	钢砼结构
混凝土容重 (kN/m3):	Gc = 27.00
钢材容重 (kN/m3):	$G_{S} = 78.00$
水平力的夹角 (Rad):	ARF = -6.60
地下室层数:	MBASE= 3
竖向荷载计算信息:	按模拟施工加荷计算方式
风荷载计算信息:	计算X,Y两个方向的风荷载
地震力计算信息:	计算X, Y两个方向的地震力
特殊荷载计算信息:	不计算
结构类别:	框架-剪力墙结构
裙房层数:	MANNEX= 0
转换层所在层号:	MCHANGE= 0
墙元细分最大控制长度(m)	DMAX= 2.00
墙元侧向节点信息:	内部节点
是否对全楼强制采用刚性楼板假定	是
采用的楼层刚度算法	层间剪力比层间位移算法

#### 表 6-1 工程概况表



风荷载信息	
修正后的基本风压 (kN/m2):	WO = 0.50
地面粗糙程度:	B 类
结构基本周期(秒):	T1 = 4.74
体形变化分段数:	MPART= 1
各段最高层号:	NSTi = 51
各段体形系数:	USi = 1.40
地震信息	
振型组合方法(CQC耦联;SRSS非耦联)	CQC
计算振型数:	NMODE= 21
地震烈度:	NAF = 6.00
场地类别:	KD = 3
设计地震分组:	一组
特征周期	TG = 0.45
多遇地震影响系数最大值	Rmax1 = 0.04
罕遇地震影响系数最大值	Rmax2 = 0.00
框架的抗震等级:	NF = 2
剪力墙的抗震等级:	NW = 2
活荷质量折减系数:	RMC = 0.50
周期折减系数:	TC = 0.75
结构的阻尼比(%):	DAMP = 5.00
是否考虑偶然偏心:	是
是否考虑双向地震扭转效应:	是
斜交抗侧力构件方向的附加地震数	0



活荷载信息	
考虑活荷不利布置的层数	从第 1 到49层
柱、墙活荷载是否折减	折算
传到基础的活荷载是否折减	折算
柱,墙,基础活荷载	
计算截面以上的层数	折减系数
1	1
23	0.85
45	0.7
68	0.65
920	0.6
> 20	0.55
调整信息	
中梁刚度增大系数:	BK = 1.80
梁端弯矩调幅系数:	BT = 0.85
梁设计弯矩增大系数:	BM = 1.00
连梁刚度折减系数:	BLZ = 0.60
梁扭矩折减系数:	TB = 0.40
全楼地震力放大系数:	RSF = 1.00
0.2Qo 调整起始层号:	KQ1 = 4
0.2Qo 调整终止层号:	KQ2 = 50
顶塔楼内力放大起算层号:	NTL = 0
顶塔楼内力放大:	RTL = 1.00
九度结构及一级框架梁柱超配筋系数	CPCOEF91 = 1.15
是否按抗震规范5.2.5调整楼层地震	IAUT0525 = 1
是否调整与框支柱相连的梁内力	IREGU KZZB = 0
剪力墙加强区起算层号	LEV JLQJQ = 4
强制指定的薄弱层个数	NWEAK = 2
强制指定的薄弱层层号	WEAKNO = $4  5$

	上	濟	充	A.	大寧
SHAD TONG UNIT	SHANG	hai Ji	NO TO	ONG I	UNIVERSITY

配筋信息	
梁主筋强度 (N/mm2):	IB = 360
柱主筋强度 (N/mm2):	IC = 360
墙主筋强度 (N/mm2):	IW = 360
梁箍筋强度 (N/mm2):	IB = 300
★ 12 (N/mm2):	IC = 360
性分布路路度 (N/mm2).	ТWH – 360
□□刀印肋浊/文 (N/1002). 沙兹兹县十间东 (mm),	SP = 100.00
米 把 肋 取 入 向 此 ( )	SD = 100.00
杜	SU = 100.00
墙水半分巾肋取人间距(mm):	SWH = 200.00
墙竖问筋分布最小配筋率(%):	RWV = 0.25
设计信息	
结构重要性系数:	RWO = 1.00
柱计算长度计算原则:	无侧移
梁柱重叠部分简化:	不作为刚域
是否考虑 P-Delt 效应:	是
柱配筋计算原则:	按双偏压计算
钢构件截面净毛面积比:	RN = 0.85
梁保护层厚度 (mm):	BCB = 30.00
柱保护层厚度 (mm):	ACA = 30.00
是否按砼规范(7.3.11-3)计算砼柱	计算长度系数: 是
荷载组合信息	
相载分项系数·	CDFAD = 1.20
活载分项系数:	CLIVF = 1 40
风 荷 裁 分 顷 系 数 ·	CWIND = 1.40
水平抽雲力分面玄粉,	$\begin{array}{c} \text{CFA} \text{ H}= 1,30 \end{array}$
水 地辰 刀 次 示 奴 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	$\begin{array}{cccc} CEA & H^{-} & 1.50 \\ \hline \end{array}$
立问地辰刀刀坝示奴, – – – – – – – – – – – – – – – – – – –	CSPV = 0.00
(寸)/小何 牧刀 坎尔奴, 、 , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	CDI = 0.00
估何	CD L = 0.70
风何软的组合杀奴:	CD W = 0.60
沽何软的里刀何软代衣值杀敛:	CEA L = 0.50
地下信息	
同	$F_{sol} = 3.00$
回读上/1/201 土约//10/100/200. 回信十次重 ([-N/m?]).	6sol = 18.00
四次上行至 (M/ mg). 同指十個正力乏粉.	$R_{sol} = 0.50$
四次上四/1/万致, 从 抽 分 右 菑 但 坦 亘 庄 (mm),	WCW = 35.00
27個刀仰肋床() 序皮(ШШ), 完从抽亚标直 (m),	$H_{011} = -0.25$
王汀地 1 你同(Ш·· 地下水冶坛市(	Hout = -0.30
	nwat20.00
全尔地囬附加何轼(kN/m2):	Wgrd = 0.00
带上师房部后把房户首	
男刀墙低部加强区信息	
<u> </u>	1WF= 7
剪力墙底部加强区高度(m)	Z STRENGTHEN= 30.00

6.1.2 设计依据



建筑抗震设计规范(GB50011-2010) 建筑结构可靠度设计统一标准(GB50068-2001) 建筑工程抗震设防分类标准(GB50223-2004) 建筑结构荷载规范(GB50009-2012) 混凝土结构设计规范(GB50010-2010) 高层建筑混凝土结构设计规程(JGJ3-2010) 6.1.3建筑结构可靠度标准

按照建筑结构可靠度设计统一标准(GB50068-2001),本工程设计使用年限为50年,结构安全等为二级,结构重要性系数为1.0。

#### 6.1.4 建筑结构抗震设防标准

按照建筑工程抗震设防分类标准(GB50223-2004),本工程建筑抗震设防类别为丙类,设防烈度为6度,Ⅲ类场地,设计地震分组为1组,特征周期为0.45s,设计基本地震加速度为0.05g。

6.1.5 建筑材料

混凝土: 混凝土板: C35; 混凝土梁: C35; 混凝土柱: C60; 混凝土墙: C60 钢筋:本工程所有的配筋均采用国家标准的热轧带肋钢筋 HRB400,设计强度 360N/mm<sup>2</sup> 6.1.6 荷载类型

本设计所需加载的荷载类型,如表 6-2 所示。

#### 表 6-2 荷载类型表

序号	荷载描述
1	恒荷载 (结构自重, 屋面恒载)
2	活荷载(屋面活荷载,楼面活荷载)
3	风荷载(X向)
4	风荷载(Y向)
5	地震荷载(X向)
6	地震荷载(Y向)

# 6.2 结构计算与分析

6.2.1 结构布置

该工程第五标准层结构平面布置图如图 6-1 所示。



### 图 6-1 第五标准层结构布置图

6.2.2 计算模型的建立

利用 PKPM 软件,绘制结构的计算模型,如图 6-2





#### 图 6-2 PKPM 计算模型

6.2.3 梁板柱截面尺寸的初选

梁截面尺寸初选

抗震规范 6.3.6 规定: b≥2000mm

主梁 h= (1/8--1/12)L,b=(1/3--1/2)h

次梁 h= (1/12--1/16)L,b=(1/3--1/2)h

根据以上依据,得出各梁截面的初选尺寸: (梁的混凝土选用 C35)

类型	形状	参数(mm×mm)	材料
1	矩形	200×300	混凝土
2	矩形	200×500	混凝土
3	矩形	250×500	混凝土
4	矩形	250×550	混凝土
5	矩形	250×850	混凝土
6	矩形	300×600	混凝土
7	矩形	350×600	混凝土
8	矩形	400×600	混凝土
9	矩形	400×1200	混凝土
10	矩形	500×1200	混凝土
11	矩形	1000×300	混凝土

表 6-3 梁截面表

柱截面尺寸初选

抗震规范 6.3.1 条: 矩形柱 b≥、h≥300, 圆形柱 d≥350

控制柱的轴压比

估算公式: Ac≥Nc/(a\*fc)

其中: a--轴压比(本例2级抗震取0.8)

fc--混凝土轴心抗压强度设计值

Nc--估算柱轴力设计值

- b、柱轴力设计值: Nc=1.25CβN
- 其中: N---竖向荷载作用下柱轴力标准值

β---水平力作用对柱轴力的放大系数(八度抗震: β=1.10)

- C---中柱 C=1、边柱 C=1.1、角柱 C=1.2
- c、竖向荷载作用下柱轴力标准值: N=nAq
- 其中: n---柱承受楼层数



A---柱子从属面积 q---竖向荷载标准值(已包含活载)框剪结构: 12~14,单位: KN/(M\*M) 通过以上估算方法得出底柱的截面尺寸: (柱的混凝土取 C60)

## 表 6-4 柱截面表

类型	形状	参数(mm×mm)	材料
1	矩形	800×1000	混凝土
2	矩形	900×1350	混凝土
3	矩形	1000×1000	混凝土
4	矩形	1050×1050	混凝土
5	矩形	2000×600	混凝土

其分布如图 6-3 所示:



图 6-3 柱截面尺寸及分布

板截面尺寸初选

楼板厚: h=L/40~L/45(单向板)且 h≥60mm

h=L/50~L/45 (双向板)且 h≥80mm

取全楼层板厚为120mm, 混凝土为C35

6.2.4 荷载计算

恒载

板荷载:根据计算所得取值为5(KN/m<sup>2</sup>)

主梁荷载:有填充墙的主梁荷载取值为8KN/m,无填充墙的主梁次梁以及剪力墙和柱子

等,系统自动求解自重,无需输入。

主梁恒载的分布如图 6-4 所示



图 6-4 主梁恒载分布

第54页共72页



活荷载

板荷载:根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)5.1.1,取楼板活荷载为7.0KN/m<sup>2</sup>

风荷载

根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)附录 E, 萧山地区基本风压为 0.45KN/m<sup>2</sup>。 考虑该建筑为高层建筑,在规定风压上乘以风效应敏感放大系数 1.1,得到风压为 0.50KN/m<sup>2</sup>, 按照《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)附录 E 取体形系数为 1.3,地面粗糙类别为 B。

地震荷载

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010),该工程建筑抗争设防类别为丙类,设防 烈度为6度,设计地震分组为1组,III类场地,框架抗震等级为二级,剪力抗震等级为二级, 特征周期为0.45秒,设计基本地震加速度值为0.05g,计算结果与其他荷载组合。

6.2.5 荷载组合

根据荷载规范 (GB50009-2012)规定,结构设计荷载组合系数如表

恒荷载分项系数	1.2	风荷载分项系数	1.4
活荷载分项系数	1.4	风荷载组合值系数	0.6
活荷载组合值系数	0.7	水平地震作用分项系数	1.3
活荷重力代表值系数	0.5	竖向地震作用分项系数	0.5

表 6-5 荷载组合系数表

活荷载折减

根据《建筑结构荷载规范》 (GB50009-2012)和《建筑地基基础设计规范》 (GB50007-2011),对活荷载进行折减计算,取折减系数为0.55。

6.2.6 结构楼面修正

修改板厚

根据建筑图,将楼梯间,电梯井,新风井等洞口处将板厚设置为0,修改后的板厚平面 图如图 6-5 所示。



图 6-5 修改后板厚图

楼面恒载修正

根据荷载规范(GB50009-2012)及楼面洞口的设置,修正楼面的恒载数值,修正后的恒载分布如图 6-6 所示







楼面活荷载修正

楼面活荷载的修正后分布如图 6-7 所示。



图 6-7 修正后楼面活荷载分布图

荷载导入 楼板荷载按双向板导荷并调整屈服线,如图 6-8 所示。



图 6-8 板的导荷方式

6.2.7 楼板计算

设定参数(如图 6-9),导入整个楼层的荷载后进行楼板计算



支座受力钢筋最小直径: 8	「钢筋级别
板分布钢筋的最大间距: 250	○ 全部用一级钢
	<ul> <li>● 全部用三级钢</li> </ul>
④ 弹性算法 〇 塑性算法	○ 全部用冷轧带肋钢筋
塑性算法见建筑结构静力计算手册	○ 仅直径≥□为二级钢
支座与跨中弯距比值 1.8	D= 12
┌边缘梁、剪力墙算法─────	2015725-5-1-2019775-45
<ul> <li>· 技简支计算</li> <li>· 按固端计算</li> </ul>	· 初肋加入调金系数 板底钢筋· 1
有错层楼板算法	支座钢筋: 1
* 按周又计界 / 按回端计界	└ ┌钢筋强度设计值
是否根据允许裂缝挠度自动选筋 🔽	一级钢: 210
允许裂缝宽度(mm) 0.3	二级钢: 300
支座负筋长度取整按(mm) 10	三级 (或冷轧) 钢: 360

▶ 使用矩形连续板跨中弯矩算法(即结构静力计算手册活荷不利算法)

#### 图 6-9 参数设定图

运行自动计算,输出弯矩图,剪力图,裂缝图和挠度图,结果表明设计符合相关要求。

## 6.3 结构验算与配筋

运行计算,并得到图形结果。输出配筋及构件验算。

6.3.1 梁、柱截面验算

梁、柱截面验算结果如图,根据结果显示,梁、柱截面全部合格。



## 图 6-10 梁、柱截面验算图

6.3.2 梁内力包络图与配筋包络图





图 6-11 梁内力包络图



图 6-12 梁配筋包络图

**6.3.3** 水平力作用下结构各层平均侧移 地震力作用





图 6-13 地震力作用反应力图









图 6-15 风作用反应力图









#### 图 6-17 质心振动振型图

图叠加了前5个振型,可以看出,结构以第一振型为主,其余振型贡献较小。

# 6.4 存在干扰建筑下的结构表面风压分布

随着城市建设的发展,市区内高层建筑的数量越来越多。新建高层建筑所受风荷载会受到周围建筑物的影响,仅采用 B 类地貌确定风荷载不能简单满足设计需求。该部分研究将 实际工程建筑置于陆家嘴地区,研究周围超高层建筑对于目标建筑所受风荷载的影响。

6.4.1 计算域选取与网格划分

选择足够大的计算域以尽量减少计算域大小对模型附近流场的影响,计算域大小取为 8000m×4000m×2000m,目标结构置于距离计算域风速入口约 1/3 处,阻塞率约为 2.5%, 满足要求。流场顶部和两侧采用对称边界条件,即自由滑移壁面;结构表面和地面采用无滑 移壁面条件,出口为湍流自由充分发展边界。对结构附近进行网格加密,存在干扰建筑总网 格数 360 万,无干扰建筑总网格数 320 万。网格划分如图 6-18 所示。



图 6-18 风压数值模拟模型图

6.4.2 风压分布

第61页共72页





图 6-19 周围无干扰建筑物风压分布图 图 6-19 反映了周围无建筑物干扰下 0 度风向角风压分布状况。可以看出,建筑物迎风 面主要受到风压力,最大风压力出现在建筑物底部,为 1689.85Pa。图 6-19(a)给出了迎风面 风压随高度的变化,随着建筑物高度的增加,风压力减小;建筑物背风面主要受到风吸力, 图 6-19(b)给出了背风面风压随高度的变化,建筑物上部受到的风吸力大于下部;建筑物的 侧面主要受到风吸力,且在形体不均匀处受到的风吸力较大。





图 6-20 周围有干扰建筑物风压分布图

图 6-20 反映了周围存在建筑物干扰下 0 度风向角风压分布状况。可以看出,建筑物迎风面主要受到风压力,最大风压力出现在建筑物顶部,为 3182.75Pa。图 6-20(a)给出了迎风面风压随高度的变化,随着建筑物高度的增加,风压力增大;建筑物背风面主要受到风吸力, 图 6-20(b)给出了背风面风压随高度的变化,建筑物上部受到的风吸力大于下部;建筑物的侧面主要受到风吸力,且分布较为均匀。

6.4.3 计算结果分析

通过该部分的研究可以看出,同一建筑物在周围不存在其他建筑物和周围存在干扰建筑 物的情况下会受到不同的风荷载分布。

两种情况下差异较为明显的区域为迎风面所受到的风压力:在周围无建筑物的情况下较 大的风压力分布在建筑物的下部,而在周围存在建筑物的情况下较大的风压力分布在建筑物 的上部,且其数值为前者的两倍。同时,风压力随高度的变化规律也发生了明显的变化。两 种情况下建筑物背风面和侧面风压分布差异相对较小,都受到风吸力且在数值上相差不大。

在周围有建筑物干扰的情况下,迎风面风压力的变化对于高层建筑物的稳定是十分不利的。随着建筑物高度的增加,风荷载对高层建筑的变形影响会增大,故在高层建筑的设计中, 应当适当考虑周围建筑物的影响,以确定较为合理的风荷载。

## 6.5 本章小结



本章设计了杭州国际办公中心高层建筑结构,并将该建筑置于陆家嘴地区进行风压分布 研究,利用 Fluent 软件计算了在周围有高层建筑物干扰的情况下建筑表面的风压分布。研 究表明,在周围无建筑物的情况下较大的风压力分布在建筑物的下部,而在周围存在建筑物 的情况下较大的风压力分布在建筑物的上部,且其数值为前者的两倍。同时,风压力随高度 的变化规律也发生了明显的变化:周围无建筑物时,随着建筑物高度的增加,风压力减小; 周围存在建筑物时,随着建筑物高度的增加,风压力增大。两种情况下建筑物背风面和侧面 风压分布差异相对较小,都受到风吸力且在数值上相差不大,但在形体不均匀处受到的风吸 力较大。在周围有建筑物干扰的情况下,迎风面风压力的变化对于高层建筑物的稳定是十分 不利的。随着建筑物高度的增加,风荷载对高层建筑的变形影响会增大,故在高层建筑的设 计中,应当适当考虑周围建筑物的影响,以确定较为合理的风荷载。



# 第七章 结论和展望

## 7.1 主要结论

本文根据结构抗风分析理论,运用软件对复杂形体大跨空间结构建筑和典型高层建筑进 行抗风数值模拟,并运用研究成果对实际工程进行设计分析。主要内容如下:

(1)总结了近十年现代抗风分析理论的研究发展状况,列举了数位学者的研究成果。同时介绍了较为先进的风压分布数值模拟理论、风振响应分析方法以及等效静风荷载分析方法。

(2)研究了存在干扰建筑物下的复杂形体大跨空间结构风压分布与风振分析。

利用 Fluent 软件计算上海世博博物馆风压分布,研究结果表明,在干扰建筑物存在的 情况下建筑物的风压分布与平坦场地有较大的区别,主要表现在某些风向角下建筑物可能出 现整体受到风吸力的作用。不同的风向角下,建筑物的风压分布也会有较大的差异,对于该 三面包围的单体,当来风通过开口直接作用于单体时,建筑物风压分布较为复杂,整体情况 类似于四周空旷的情况,但是由于其余单体建筑物的干扰,也呈现出部分区别。建筑物顶部 仍然受到较小负风压作用。建筑物的立柱与鞍部上,由于无遮挡物,处于迎风面的部分分别 出现了较大的正风压,处于被风面的部分分别出现了非常大的负风压。在设计时,这些区域 均是重点加强区域。当来风作用于三面包围建筑时,建筑物绝大部分面积均受到负风压作用, 特别是在0°风向角下,建筑物整体受到负风压作用,该负风压较小且分布较为均匀,与四 周空旷的情况有非常大的差别。该现象表现了周围建筑物对目标建筑来风作用的明显影响, 在设计时应当予以重视。

利用 ANSYS 软件对上海世博博物馆进行风振分析,主要探究了结构在 X 方向风荷载的 作用下产生的位移,速度,加速度的时程。分析结果表明,由于平均风和脉动风共同作用于 结构,故三者的时程都呈一定的波动性,但在不同方向、不同时间的波动也呈现出一定的差 异性。X 方向由于是风荷载的施加方向,所以结构的风致动力响应最为明显,位移的均值能 较好的反映平均风的作用,而最大位移与 X 负向位移则反映出脉动风的作用;速度与加速 度的时程则完全是脉动风作用的体现。在计算时间内,三者均是前期波动幅度较大,后期波 动较为稳定。该结果理想的反应了建筑物在风荷载下真实的动力响应情况。Z 方向也能一定 程度体现出结构的风致动力响应。由于基底约束导致了结构 Z 方向上的整体位移为负向, 这与理论是吻合的。速度与加速度的时程类似于 X 方向,体现了脉动风的作用。在计算时 间内,三者均是较为稳定的波动,没有明显的波动幅度的出现,这与 X 方向上的响应有一 定的差异。该结果较为理想的反应了建筑物在风荷载下真实的动力响应情况。风致动力响应

利用 ANSYS 软件探求上海世博博物馆的等效静风荷载,主要计算了 0°风向角下以基 底竖向反力为等效目标的等效静风荷载。计算结果表明,基于 FFT 方法模拟来风计算的等 效静风荷载有效的考虑了结构的风振响应产生的力,等效静风荷载数值大于不考虑振动风压 分布数值,大约为后者的 2 倍。实际工程中采用等效静风荷载使结构的设计更偏于安全。

上海交通大学 SHANGHAI HAO TONG UNIVERSITY

利用 Fluent 软件计算厦门石狮广场风压分布,研究结果表明,屋盖表面风压分布虽然存 在正负风压相互抵消的因素,但是由于屋盖表面风压分布不均,所以屋面的分区域风荷载仍 然很大,因此,建议设计师在进行结构设计应当分块施加屋面风荷载,以保证屋盖的稳定。

(3)研究了恶劣环境下架空式大跨空间建筑结构的风压数值模拟,利用 Fluent 软件计算 了中国南极科考站——泰山站在不同风向角和不同高跨比下的风压分布。在极端风荷载作用 下,结构受到的风荷载远远大于普通地区。碟形空间结构上碟面正风压呈叶片状分布,负风 压在顶台两侧呈对称分布,下碟面正风压分布于迎风侧前缘,负风压在支撑柱周围呈散射状 分布;风向角对碟体表面风压分布影响较小,0%风向角时的碟体表面静风压值和顺风向推力 值略小于 15%风向角;随着结构的支撑高度增大,风场风压分布及顺风向风推力出现不同的 变化,正风压分布区域减小,数值上先减小后增大,负风压分布区域扩大。支撑柱过低或过 高均不利于结构抗风。顺风向风推力以高跨比为 1/20 时为最小,设计人员可参考此高跨比, 结合地面最大雪堆积厚度及科考队员进入空间站的方便程度等因素,综合确定结构的高跨比。

(4)研究了柔性大跨空间结构——伞形膜结构的风压与风振计算分析,选用 ADINA 软件 和 RNG k-ε 湍流模型,数值模拟膜结构关键风振效应,分析了膜结构矢跨比、风向角、膜 初始预张力、膜帽处开敞与封闭情形等关键参数对风压和结构风振的影响规律,给出了膜结 构表面风压系数。研究结论表明,矢跨比对结构的影响较为复杂,但可以看出,在一定范围 内,矢跨比的增大对于结构的安全稳定是不利的;风向角对结构的影响主要体现在起始阶段 的结构风致响应。0 %风向角情形下在起始阶段产生的位移、最大速度和最大加速度大于 22.5° 风向角风致响应,而在后续阶段差别不大。不同风向角对于膜结构等效应力大小影响较小; 随着风速增大,结构等效应力明显增加。膜结构起始阶段的风致最大位移和最大初速度随风 速的增大而增大,最大速度与风速无明显的关系;在后续阶段风速的影响体现在风致位移上, 风致最大位移随着风速增大而增大。风速增大对于膜结构有不利影响;膜帽开敞、封闭情形 对膜结构风致效应有一定影响。膜帽开敞情形对结构等效应力有利,可减小膜结构风致最大 位移。在风振初始阶段,膜帽开敞、封闭对膜结构又向正向、负向风致最大速度和最大加速度则 无明显影响;

(5)设计了杭州国际办公中心高层建筑结构,并将该建筑置于陆家嘴地区进行风压分布 研究,利用 Fluent 软件计算了在周围有高层建筑物干扰的情况下建筑表面的风压分布。研 究表明,在周围无建筑物的情况下较大的风压力分布在建筑物的下部,而在周围存在建筑物 的情况下较大的风压力分布在建筑物的上部,且其数值为前者的两倍。同时,风压力随高度 的变化规律也发生了明显的变化:周围无建筑物时,随着建筑物高度的增加,风压力减小; 周围存在建筑物时,随着建筑物高度的增加,风压力增大。两种情况下建筑物背风面和侧面 风压分布差异相对较小,都受到风吸力且在数值上相差不大,但在形体不均匀处受到的风吸 力较大。在周围有建筑物干扰的情况下,迎风面风压力的变化对于高层建筑物的稳定是十分 不利的。随着建筑物高度的增加,风荷载对高层建筑的变形影响会增大,故在高层建筑的设 计中,应当适当考虑周围建筑物的影响,以确定较为合理的风荷载。

#### 7.2 研究展望

随着抗风分析理论的发展,精确度更高、速度更快的计算方法会逐渐产生,同时建筑物 抗风分析所包含的内容也会更加详尽。因此,今后还有很多研究工作有待完成。主要工作有:

(1)建筑物的外形变化会导致风压分布的变化,可以研究各类参数变化对于风压分布的 影响。

(2)风场的来风方向多变,在不同的风向角下结构各方向风振响应会出现差别,在有条件的情况下可以做进一步的深入研究。

(3)建筑物等效静风荷载目标多变,可以尝试探求多目标等效静风荷载,以较少的等效 静风荷载形式得出较多的等效静风荷载目标。


(4)柔性大跨空间结构研究的难点在于流固耦合,可以利用耦合软件,通过迭代的方式进行柔性大跨空间结构的抗风计算。

(5)极地风场分布规律较为复杂,可以结合最新的极地风场模型,对建筑物进行抗风分析数值模拟研究。



参考文献

- [1] 沈世钊,武 岳. 大跨空间结构抗风研究现状与展望[C]. 中国结构风工程研究 30 周年纪念 大会论文集,2010: 89-98.
- [2] 沈世钊,武 岳. 大跨空间结构抗风研究新进展与展望[C]. 第十三届全国结构风工程学术 会议论文集(上册),2007:1-8.
- [3] 孙颖昊. 典型低矮建筑结构的风压和风效应的模拟与分析[D].上海交通大学硕士论文. 2013:3-48.
- [4] 杨洪智,殷志祥.大跨度柔性结构风荷载分析的数值风洞方法及其在 ANSYS 中实现[C]. 庆祝刘锡良教授八十华诞暨第八届全国现代结构工程学术研讨会论文集[C]. 2008:732-739.
- [5] 陈波. 大跨屋盖结构等效静风荷载精细化理论研究[D]. 哈尔滨工业大学博士论 文,2006:63-72.
- [6] 周岱,舒新玲,周笠人. 大跨空间结构风振响应及其计算与试验方法[J].振动与冲击, 2002,21(4):7-14.
- [7] 马骏. 大跨空间结构的风场和流固耦合风效应研究与精细识别[D]. 上海交通大学博士 论文, 2008:3-16.
- [8] 李玉学. 大跨屋盖结构风振响应和等效静力风荷载关键性问题研究[D].北京交通大学博 士论文, 2010:25-27.
- [9] 吴卫中. 复杂体型的大跨度单层叉筒网壳风振分析[D].上海交通大学硕士论文, 2006:8-11.
- [10] 贾永新,杨庆山. 大悬挑结构杭风设计研究综述[C]. 第三届全国钢结构工程技术交流会 论文集,2010:270-272.
- [11] 顾明,陆海峰. 膜结构风荷载和风致响应研究进展[J]. 振动与冲击, 2006, 25(3): 25-30.
- [12] 罗沙,余晓洁. 从"长城"到"泰山"[N]. 团结报,2014-02-11.
- [13] 罗沙,余晓洁,吴晶晶. "泰山"开站,我南极考察站"从点到面"布局渐成[N]新华每日 电讯,2014-02-09.
- [14] 章李刚. 大型复杂建筑结构风致效应及等效静力风荷载研究[D]. 浙江大学博士论 文,2013:55-58.
- [15] 李俊龙. 典型形体建筑结构风压风振的数值模拟[D]. 上海交通大学硕士论 文,2013:61-78.
- [16] 裴永忠. 大跨度机库屋盖结构的风荷载及风振响应研究[D]. 清华大学博士论文, 2008:16-27.
- [17] 李小康. 典型超高层建筑风效应及风振控制[D]. 汕头大学博士论文, 2010:62-77.
- [18] 乔文涛. 张弦梁结构的风致响应分析[D]. 天津大学硕士论文, 2006:18-28.
- [19] 宋延杰. 体育场挑篷结构风荷载数值模拟及风振控制研究[D]. 北京工业大学硕士论文, 2007:23-45.
- [20] 周颖. 双层网壳屋盖的风振响应和风振系数研究[D]. 天津大学硕士论文,2004:51-52



- [21] 曾沁敏. 大跨空间结构风荷载数值模拟及风振系数分析[D]. 天津大学硕士论文, 2005:48-93.
- [22] 张超东. 大跨度柱面屋盖结构风荷载特性研究[D]. 哈尔滨工业大学硕士论文, 2011:3-48.
- [23] 李娜. 弦支穹顶结构的风振响应分析[D]. 天津大学硕士论文, 2006:3-4.
- [24] 陈亚楠,陈怡然,周 岱,等. 典型组合形体空间膜结构风振响应的数值分析[J]. 上海交通 大学学报, 2012, 46(10): 1585-1596.
  Chen Ya-nan, Chen Yi-ran, Zhou Dai, Sun Ying-hao. Numerical Simulation of wind-induced vibrating responses of typical composited spatial membrane structures [J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2012, 46(10): 1585-1596.
- [25] 陈亚楠,周 岱,孙颖昊. 风敏感空间结构风致耦合研究与分析述评[J]. 振动与冲击, 2013, 31(7):104-111.
   Chen Ya-nan, Zhou Dai, Sun Ying-hao. A review of wind-induced interaction of

wind-sensetive spatial structures[J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 31(7):104-111. [26] 张其林. 膜结构体系的应用和发展[J]. 世界建筑, 2009, 10:36-39.

Zhang Qilin. The application and development of membrane structure systems[J]. World Architecture, 2009, 10:36-39.



致 谢

四年的时光匆匆流过,尚未回想起开端便已抵达终点。四年在交大,携来几曲欢笑,平添几多忧愁,撒一把放荡不羁的青春,捻一抹蜕变时的彷徨,一路书卷的气息混合汗水的味道,伴上一束通宵达旦昏黄的灯光——当所有大学的记忆融合起来,也便酝酿成一壶成长的芳香;而这三个月的努力耕耘的毕业论文,便是大学时代最后饱满的休止符,起承转结,收尾的那份淋漓酣畅,书写成为一段成长历程的画龙点睛。

感谢周岱教授,如黑夜漫漫倏然抬头时望见的启明星,指引了方向,也带来了希望。在 这三个月的时间里,您以渊博的学识,为我描绘出一幅毕业论文的蓝图,如一幅画卷,山、 水、白云、野鹤、青松翠柏,一应俱全,美不胜收;您在百忙之中仍然每周给予我指导,及 时纠正我科研道路上走向的歧路,同时予我分享业内同行的最新研究成果,让我的工作能够 及时跟进领域时代的潮流;您远赴边陲,却心系科研,时常收到您敦促我完成毕业研究和指 导修改论文的邮件,您这份精诚报国、严谨务实的心,教学生难以忘记,是学生学习的楷模 与典范!

感谢洪荣华师兄,现代设计集团的导师们以及实验室的师兄师姐们,如无尽大海上的一 叶帆舟,在包容里渡我抵达终点。在这三个月的时间里,你不辞辛劳,为我讲解科研的具体 方法;你不厌其烦,重复着我总是遗忘的步骤;你包容着初入科研道路的我,细致的回答我 现在看来无比幼稚的问题。你领着我走上科研的道路,推动我自己开始行走探索。愿你们在 科研的道路上越走越好,抵达一片康庄大道!

感谢我的爸爸妈妈,如冬季雪夜里的一簇篝火,在这四年里无时无刻不给予我温暖和力量。您们是我坚实的后背,有了您们,我才能不再退缩,不再彷徨;您们以朴实的爱,教我 看见大千世界芸芸众生之中的美好与光芒!愿您们身体健康,永远快乐!

感谢我的朋友们,我们是一路前行的好战友,我们是青春成长的见证人,我们是相互扶持的小伙伴,我们是未来世界的引领者。浮世红尘,有你相伴,不再孤单;待他日,青衣挥袖,策马扬鞭,共襄盛举;踏遍山河,一马平川,笑看天下四海升平、国泰民安!

最后感谢这段科研的经历,因为他赋予我一种前所未有的快乐,这种感觉对我来说前所 未有,妙不可言。在一个做科研的夜晚,我在分析世博馆风压的变化,我发现这些图片串联 起来如同跌宕起伏的乐章,有激烈的高潮,也有平缓的低谷,在我分析的时候如同坠入了一 道瀑布,荡气回肠。我似乎感觉到了,这个世界的美,好像藏在很多我们平时无法看到的地 方,等待着我们发掘探索!愿我在科研的道路上能收获更多美的体验。

大学四年,于我而言,是一个终点,也是一个起点。人生的路途还很漫长,科研的道路 也有很多困难,我将带着一份勇敢与执着,怀揣一份信仰与坚守,向着希望与未来,进发!



## NUMERICAL SIMULATION OF WIND PRESSURE DISTRIBUTION AND WIND-INDUCED VIBRATION OF COMPLEX SHAPE BUILDINGS AND STRUCTURAL DESIGN OF HIGH-RISING BUILDINGS

Modern spatial structures generally developed around the 1970s and eighties, which uses high-strength lightweight steel bars, cables, membranes, application of new technology to make lightweight structural system, and efficient. Large spatial structures are widely used in theaters, exhibition halls, hangars, airports, stadiums, coal shed, warehouses, industrial plants and other buildings. Such architectures reflect the level of national science and technology buildings; often become the location of landmarks and cultural landscape. Large spatial structures compared to traditional structures, spatial structure reasonable force, supplies province, light weight, span and coverage area can be several times larger than the latter, and therefore reach the traditional structure cannot be achieved, favored by engineers. However, due to the large spatial structures form a complex, bulky, components and other factors make unconventional large-span spatial structures have an accurate analysis of the calculation becomes a challenge. Span spatial structure of wind-induced damage accidents continue to occur, the power of hurricane damage should not be underestimated, has sounded the alarm to the people. Also reflects the large span spatial structures wind-resistant design method is imperfect, immature, so in-depth study of wind farm span spatial structure characteristics of the flow around the surface pressure distribution, wind-induced vibration characteristics of the structure and form of equivalent static wind load distribution and other issues is necessary.

(1) Summarized the status of research and development in recent years of modern wind theory, listed the results of several research scholars. Introduced a more advanced numerical simulation of wind pressure distribution theory, wind vibration response analysis and equivalent static wind load analysis.

(2) Researched the existence of complex physical interference building large spatial structures under wind pressure distribution and wind-induced vibration analysis.

Calculated pressure distribution of the Shanghai World Expo Museum by Fluent, the results showed that in the case of existing buildings interfere with the building pressure distribution and a greater difference between the flat grounds. By building on top of the area substantially smaller negative pressure effect, a small part of the area will be relatively large negative pressure effect, but does not appear more extreme negative pressure effect. Top of the building suffered minimal positive pressure part of the area is small, and are located in the outer region. Column buildings



## 复杂形体建筑工程风压风振数值模拟分析与结构设计

suffered wind pressure is more complex, there will be both positive and negative air pressure, and the distribution of the area more clutter, no obvious pattern. Under certain wind angles, building pressure distribution is more complex, the overall situation is similar to the situation surrounding the open, but the rest of the monomer due to the interference of the building, also showing part of the difference. Top of the building is still being small negative pressure effect. The column and saddle building, because no shelter materials, some in the windward side appeared a large positive air pressure, wind in the face, respectively, are part of the emergence of a very large negative pressure. At design time, these areas are the focus on strengthening the area. Under certain wind angles, most of the building area will be subject to a negative pressure effect. These phenomenons significantly affect the performance of the architecture of surrounding buildings to wind effects on the target, but also the core of the law in this chapter study revealed.

Analyzed wind vibration of Shanghai World Expo museum by ANSYS, mainly explores the structure in the X-direction wind load effects resulting displacement, velocity and acceleration of the schedule. Since the average wind and fluctuating wind together in the structure of the three-way when it radiates some volatility, but in different directions at different times of volatility is also showing some differences. Since the X direction is the direction of the wind load is applied, so the wind-induced dynamic response of the structure is most obvious, the mean displacement can better reflect the average effect of the wind, and the largest displacement and displacement of the reflected X negative ripple effect of wind; speed acceleration time history is entirely reflect fluctuating wind effects. In the calculation of time, which are all larger pre fluctuations, fluctuations in the latter is more stable, more satisfactory response the buildings under wind load dynamic response of the real situation. Z direction is also to some extent reflect the wind-induced dynamic response of the structure. Since the base constraint that the overall structure of the Z-direction displacement is negative, this is consistent with theory. When the speed and acceleration of the process is similar to the X direction, reflecting the effect of fluctuating wind. In the calculation of time, which are all the more stable fluctuations, no significant fluctuations appear, which have some differences with the response in the X direction, the results reflect the true ideal of momentum building under wind load respond to the situation. The greater part of the wind-induced dynamic response appears not conducive to a stable structure, so the design should be concerned about. Wind-induced response in the Z direction can provide the basis for the analysis of the vertical reaction force base. Due to the ever-changing wind direction wind farm in the structure under different wind angles in each direction will be the difference between wind-induced response in case of a conditional can do further research. As we all know, the wind has certain randomness, wind loads volatility is a part of the randomness of the wind. Average wind and fluctuating wind through the overlay, resulting displacement calculation structure, velocity, acceleration, reveals the dynamic response of the structure under wind loads, to make up for the lack of wind pressure distribution is determined only by the value of wind load, make simulation results more close to the actual field test data and results for further research equivalent static wind load and provide the basis for the structure of wind-induced disaster.

Explored equivalent static wind loads of Shanghai Expo Museum by ANSYS, mainly calculated under 0 °wind angle to the vertical substrate reaction force equivalent target equivalent static wind loads. The results show that, FFT-based approach to simulate wind equivalent static wind load calculation takes into account the effective wind-induced vibration response of the structure produces a force equivalent static wind load pressure distribution value is greater than



the value, the actual project using the equivalent static wind Load more inclined to make the structure safe design.

Calculated pressure distribution of Shishi Plaza in Xiamen, the results show that although the roof surface pressure distribution of positive and negative pressure offsetting factors exist, but because of roof surface pressure distribution is uneven, so the roof of the sub-region wind load still large, the proposed structure should be designed to block the designer carrying out roof wind loads applied to ensure stable roof. Meanwhile, the envelope should be included in the design gust factor to take into account the maximum instantaneous wind, its value will be greater, therefore, to remind the designers take note of these parts of the load value, in engineering design, as many different directions for angle under wind loads, to consider the adverse effects of wind.

(3) Researched the numerical simulation of wind pressure in harsh environments overhead span space structures, using Fluent to calculate the Chinese Antarctic research station - Tarzan stood in different wind angles and under different pressure higher than the distribution across. In extreme wind loads, the structure is subjected to wind loads far greater than ordinary areas.

On the positive side dish spatial structure lobular distribution of pressure, negative pressure on both sides of the top units symmetrically distributed under the disc surface pressure distribution on the windward side of the positive front, the negative pressure in the support columns were scattered around the state distribution; wind angle on the disc surface pressure distribution less affected, dish body 0 ° wind angle of the surface static pressure value and the wind to thrust value slightly less than 15 ° wind angle.

With the support structure height increases, the wind pressure distribution and wind farm there are different variations to the wind thrust, positive pressure distribution area decreases, the first decrease the value increases, the negative pressure distribution area expanded. Too low or too high support column structure not conducive to the wind. Downwind wind thrust with high cross-ratio of 1/20 is the minimum, designers can refer to this high-span ratio, combined with ground maximum thickness and snow accumulation expedition team into the station's convenience and other factors to determine the integrated structure of the high-span ratio.

In extreme wind loads, large spatial structures withstand much greater than in an ordinary wind loads. In the Antarctic region, due to the presence of more than eight perennial gale, even the existence of the wind speed over 100 m / sec hurricanes, coupled with large spatial structures sensitive to wind loads, wind loads and therefore became a controlled load Antarctic span space structure, In the design and construction should be subject to careful calculations. The results of this chapter can provide the basis for the design and optimization of future polar research station.

(4) Researched the umbrella membrane structure and calculation of wind-induced vibration analysis, the choice of ADINA and RNG k- $\epsilon$  turbulence model, numerical simulation of wind-induced vibration effects of membrane structures critical analysis of the membrane structure span ratio, wind angle, wind speed, the membrane cap at the open and closed case law, such as the impact of wind pressure and wind vibration, given the structure of the surface membrane pressure coefficients. Vector cross on the structure is more complex than, but can be seen within a certain range, span ratio increases security and stability for the structure is unfavorable. Impact of wind direction on the structure is mainly reflected in the initial stages of wind-induced response. Under 0 ° wind angle displacement situations arising in the initial stage, maximum speed and maximum acceleration is greater than 22.5 ° wind angle wind-induced response, but little difference in the subsequent stage. Angle for different wind stress membrane structure smaller size of the impact.



## 复杂形体建筑工程风压风振数值模拟分析与结构设计

As the wind speed increases, the effect of the force structure increased significantly. The initial stage of membrane structure wind-induced displacement and maximum initial velocity maximum wind speed increases, the maximum speed and wind speed no obvious relationship; influence is reflected in the subsequent stages of the wind speed in the wind-induced displacement, maximum displacement with wind speed wind-induced increases. Wind speed increases adversely affect the membrane structure. Membrane cap open and closed case wind-induced effects on membrane structure has a certain influence. Membrane cap open case on favorable effects of force structure, membrane structure can reduce wind-induced maximum displacement. In the initial stages of wind-induced vibration, membrane cap open, closed on the membrane structure Z significantly different to the positive and negative wind-induced maximum speed and maximum acceleration performance; subsequent stages in the wind vibrating membrane cap open, closed on the membrane cap open.

(5) Designed Hangzhou International Office Center and put the building in Lujiazui areas using Fluent to calculate the pressure under the high-rise buildings around the interference in the case of the distribution of building surfaces. Research shows that the same building around the absence of the presence of other buildings in and around the building will be interference wind load distribution of different sizes; even distribution of pressure variation will change.

Two obvious difference in the case of the windward side of the area is subjected to wind pressure: in the case of larger buildings without surrounding air pressure distribution in the lower part of the building, and in the presence of surrounding buildings in the case of large Air pressure in the upper part of the building, and its value is twice the former. Meanwhile, the wind pressure variation with height has also undergone a significant change. In both cases the leeward side of the building and the side pressure distribution difference is relatively small, and are subject to wind suction little difference in value.

In the case of interference around the building, the windward side of the wind pressure changes for the stability of high-rise buildings is very unfavorable. With the increase in building height, wind load deformation on high-rise buildings will increase, so in the design of high-rise buildings should be appropriate to consider the impact of surrounding buildings, in order to determine a more reasonable wind loads.



## 本科期间发表期刊论文

- [1] 王子通,周岱,马宁,孙颖昊.伞形膜结构风压和风振模拟与分析[J]. 上海交通大 学学报. 已录用
- [2] 乔帅斌,王子通,周岱.大跨度张弦桁架雨棚结构等效静风荷载数值模拟[J]. 上 海交通大学学报. 已录用
- [3] 乔帅斌,卢旦,王子通,周岱.起伏地形环境下复杂形体大跨穹顶网格结构风压 与等效静风荷载数值模拟[J]. 上海交通大学学报. 已录用