

建筑结构新规范系列培训读本

建筑结构荷载规范 理解与应用

(按GB 50009-2012)

金新阳 主编

中国建筑工业出版社

建筑桩基技术规范理解与应用
建筑抗震设计规范理解与应用 (第二版)
建筑地基基础设计规范理解与应用 (第二版)
混凝土结构现场检测技术标准理解与应用
砌体结构设计规范理解与应用 (第二版)
建筑地基处理技术规范理解与应用
既有建筑地基基础加固技术理解与应用
建筑结构荷载规范理解与应用
混凝土结构设计规范理解与应用

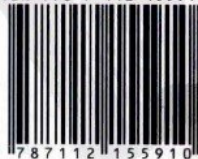


责任编辑：何玮珂 武晓涛
封面设计：樊 嵘

经销单位：各地新华书店、建筑书店
网络销售：本社网址 <http://www.cabp.com.cn>
网上书店 <http://www.china-building.com.cn>
本社淘宝店 <http://zgjzgyCBS.tmall.com>
博库书城 <http://www.bookuu.com>

图书销售分类：建筑结构与岩土工程 (S10)

ISBN 978-7-112-15591-0



(24211)定价：39.00 元

编 委 会

主编：金新阳

编委：王 建 王国砚 冯 远 朱 丹 贡金鑫
李 霆 杨振斌 杨蔚彪 束伟农 陈 凯
范 重 范 峰 林 政 顾 明 唐 意
韩纪升

前 言

《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012 是根据住房和城乡建设部《关于印发〈2009 年工程建设标准规范制订、修订计划〉的通知》(建标 [2009] 88 号文)的要求,由中国建筑科学研究院会同各有关单位在国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 (2006 年版)的基础上修订而成。本规范由中华人民共和国住房和城乡建设部于 2012 年 5 月 28 日第 1405 号公告发布,2012 年 10 月 1 日起实施。

本次规范修订是在全球气候变化、全球反恐及经济全球化的大背景下进行的。在全球气候变化的大环境下,极端气候及灾害性天气频发,而风荷载、雪荷载和温度作用等自然荷载与作用同气候变化及自然灾害密切相关。在全球反恐的形势下,爆炸、撞击等恐怖袭击对结构安全造成威胁,现代交通工具和燃气、电梯等房屋设施的普及,建筑结构面临的偶然荷载作用并由此引起结构连续倒塌的风险增加。全球化趋势不仅体现在经济领域,作为贸易和技术结合最密切的技术标准更是首当其冲,发达国家意图通过技术标准设置贸易壁垒,经济新兴国家希望借助国际化的技术标准进入全球市场。基于上述大的背景,编制组制定了本次荷载规范修订的策略和工作重点:首先要收集和整理最新的气象资料,更新全国基本风压和雪压,保持荷载规范的权威地位;其次要增加温度作用及偶然荷载的规定,不仅为满足建筑工程设计的急需,也使荷载规范的涵盖范围由直接作用(荷载)拓展到间接作用;此外,要适应我国超高层建筑和大跨空间结构发展的需要,将近几年国内在风工程领域的研究成果吸纳到规范中,增加高层建筑群相互干扰、横风向与扭转风振响应计算等内容,增强本标准的技术先进性和适用性。

修订过程中,编制组开展了“设计使用年限可变荷载调整系数与偶然荷载组合”、“雪荷载灾害与屋面积雪分布”、“风荷载局部体型系数与内压系数”、“高层建筑群体干扰效应”、“高层建筑结构顺风风向风振响应计算”、“高层建筑横风向与扭转风振响应计算”、“国内外温度作用规范与应用”、“国内外偶然作用规范与应用”等多项专题研究,收集了自上一版规范发布实施以来反馈的意见和建议,认真总结了工程设计经验,参考了国内外规范和国际标准的有关内容,在全国范围内广泛征求了建设主管部门以及设计、科研和教学单位的意见,经反复讨论、修改和试设计,最后经审查定稿。

本次规范修订和新增的技术内容很多,规范章节由 7 章增加到 10 章,附录由 7 个增加到 10 个,尤其是新增加的温度作用、偶然荷载以及高层建筑横风向与扭转风振等效风荷载计算等内容,涉及许多新的研究成果和工程经验,有非常丰富的背景知识和文献资料,需要广大设计人员在认真学习、正确理解的基础上应用规范。为了便于设计、审图、科研和高校等单位的有关人员学习掌握新规范内容,规范编制组主要起草人编写了本书。本书重点关注本次修订和新增的主要内容的背景与解释,以及一些在规范执行中常见问题解答和计算机软件应用的问题。

本书第 1、9 章由金新阳执笔,第 2 章由贡金鑫执笔,第 3 章由金新阳、范重执笔,第

4 章由范峰执笔,第 5、6 章由陈凯、顾明、唐意、王国砚执笔,第 7 章由李霆、金新阳执笔,第 8 章由王建、金新阳执笔,第 10 章特邀 PKPM 软件主要研发人员黄吉锋博士执笔,全书由金新阳定稿。由于编著时间仓促和作者水平所限,书中难免有错漏和不足之处,请广大工程技术人员和读者指正。

编 者

目 录

第一章 修订背景及主要修订内容	1
1.1 规范的版本沿革.....	1
1.2 修订背景和策略.....	2
1.3 修订过程.....	3
1.4 主要修订内容.....	5
第二章 荷载的代表值及荷载组合	21
2.1 荷载的代表值与统计参数.....	21
2.2 可变荷载设计使用年限调整系数.....	29
2.3 荷载组合及其应用.....	31
2.4 偶然组合.....	37
2.5 非线性荷载组合与非线性设计.....	39
第三章 楼面与屋面活荷载	46
3.1 楼面活荷载的统计及分级.....	46
3.2 楼面活荷载的修订.....	48
3.3 活荷载折减与不利布置.....	51
3.4 消防车等效均布活荷载与覆土厚度影响研究.....	52
第四章 雪荷载	63
4.1 冰雪灾害调查.....	63
4.2 中、美、加、欧雪荷载规范对比.....	67
4.3 积雪分布系数相关研究.....	73
4.4 条文修订说明及应用实例.....	76
第五章 风荷载（一）——静力风荷载	81
5.1 基本风速和基本风压.....	81
5.2 风压高度变化系数.....	86
5.3 风荷载体型系数.....	90
5.4 风荷载局部体型系数与内压系数.....	96
5.5 高层建筑群相互干扰.....	98
5.6 阵风系数.....	104

第六章 风荷载 (二) ——风振响应	108
6.1 结构顺风向风振计算的基本理论.....	108
6.2 规范的风振系数.....	116
6.3 大跨屋盖结构的等效风荷载.....	121
6.4 顺风向风振算例与结果比较.....	123
6.5 横风向及扭转风振的基本原理及试验研究.....	126
6.6 超高层建筑空气动力阻尼试验研究.....	130
6.7 横风向风振等效静力风荷载计算.....	134
6.8 扭转风振等效风荷载计算.....	138
6.9 顺风向、横风向与扭转风荷载的组合.....	141
6.10 结构顺风向、横风向风振加速度计算.....	144
6.11 横风向及扭转风振等效风荷载工程应用.....	147
第七章 温度作用	157
7.1 温度作用的定义和表达.....	157
7.2 基本气温.....	158
7.3 均匀温度作用.....	159
7.4 混凝土收缩、徐变及结构刚度折减.....	164
7.5 温度作用工程应用及各种方法的比较.....	166
第八章 偶然荷载	171
8.1 偶然荷载特点及设计原理.....	171
8.2 爆炸荷载.....	172
8.3 撞击荷载.....	184
8.4 偶然荷载组合.....	187
第九章 常见问题解答	191
9.1 荷载分类与荷载组合.....	191
9.2 活荷载.....	193
9.3 风、雪荷载.....	195
第十章 荷载规范在 PKPM 软件中的应用	198
10.1 永久荷载.....	198
10.2 活荷载.....	200
10.3 吊车荷载.....	202
10.4 风荷载.....	209
10.5 温度作用.....	217

第一章 修订背景及主要修订内容

1.1 规范的版本沿革

我国建筑结构设计规范经历了一个引进消化国外规范、制定自主规范和建立规范体系、进入国际先进规范行列这样一个发展过程，规范版本更新及换代大致经历如图 1.1 所示的 4 个阶段，2010 年以后陆续修订更新的建筑结构设计规范已经进入了第 5 代。发展的第一阶段（1950~1973 年）为引进消化国外规范阶段，主要以引进前苏联规范为主，逐步积累我国工程经验，增加和补充我国特色的荷载和材料参数。第二阶段（1974~1987 年）为制定我国自主规范和建立我国独立规范体系的阶段，这一阶段我国自主编制了涵盖荷载、地基基础以及混凝土等各种材料的结构设计规范，加上完成于 1978 年的建筑抗震规范，主要建筑结构设计规范的体系初步建立，统称 74 规范；这一代规范在结构安全度和设计方法等方面的主要架构还是沿用了前苏联的体系，采用了多系数分析、单系数表达的安全指标方法，设计表达式则有极限状态设计和允许应力设计，带来的主要问题是结构可靠度指标和设计方法的不统一。第三阶段（1988~1999 年）为我国规范进入世界先进规范行列的阶段，这一阶段的规范研究工作起始于 20 世纪 70 年代末，其中最重大研究课题是由中国建筑科学研究院牵头组织、由全国 50 多家高校、科研院所和设计院参加的结构可靠度和荷载组合研究，首要任务是向当初北美和欧洲等规范先进的国家学习引进结构可靠度理论，开展了大规模的荷载和材料统计参数和统计方法的调查研究，标志性成果就是于 1984 年颁布实施的国家标准《建筑结构设计统一标准》GBJ 68—84；这本统一标准，在整个建筑结构设计范畴内首次统一了结构的可靠指标，统一了设计方法和设计表达式，即采用了基于概率理论的极限状态设计方法；基于这本统一标准，所有建筑结构设计规范都进行了全面修订，并于 20 世纪 80 年代末陆续实施，由此将我国建筑结构设计规范带入国际先进规范的行列。自 2000 年来，建筑结构设计规范进入了正常发展和正常修订更新的阶段，修订的周期大概在 10 年左右，在 21 世纪初和最近几年分别进行了两轮大的修订。

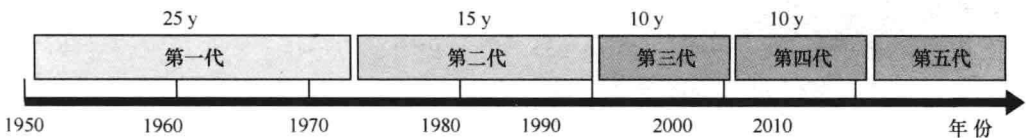


图 1.1 建筑结构设计规范发展历程示意图

国家标准《建筑结构荷载规范》的发展历程与整个建筑结构设计规范的发展是同步的。最初的版本是《荷载暂行规定》结规 1-54，是我国最早的建筑结构设计规范之一，主要内容引进前苏联规范，规范内容与当初普遍采用的允许应力和破坏阶段设计相适应；

修订后的第2个版本《荷载暂行规定》(结规1—58),不仅增加充实了规范内容,而且规定了荷载系数,以适应多系数设计的需要。在20世纪60年代末和70年代初,我国开展了大范围的荷载调查,尤其是风、雪荷载的调查,在此基础上对规范进行了全面的修订,并更名为《工业与民用建筑结构荷载规范》TJ9—74,成为我国74规范体系中一本重要的规范;这是一本我国自主编制的较为完整的荷载规范,适用于当初结构设计规范多系数分析、单系数表达的极限状态及允许应力设计方法。20世纪70年代末和80年代初,配合全国性建筑结构可靠度和荷载组合课题的研究,又对楼面活荷载开展了大规模的调查,对基于概率理论的极限状态设计的荷载组合方法开展深入研究,以随后发布的《建筑设计统一标准》GBJ68—84为依据,修订完成了《建筑结构荷载规范》GBJ9—87;这版荷载规范在可靠度设计方法、活荷载统计、荷载组合、结构抗风抗雪荷载设计等方面有跨时代性的进步,使该规范跻身于新一代的基于概率极限状态设计方法的先进标准的行列。

20世纪90年代中,在我国建筑工程界开展了一个关于结构可靠度的大讨论,讨论的焦点是是否要大幅度提高我国建筑结构设计的可靠度水准,许多著名学者和标准编制者广泛参与讨论,最后由政府主管部门组织论证,形成要在新一轮规范修订中适当提高结构可靠度的一致结论。21世纪初修订并发布实施《建筑结构荷载规范》GB50009—2001,承担了整体上适当提高建筑结构可靠度的主要任务,作了3项大的修订:楼面最小活荷载标准值由 $1.5\text{kN}/\text{m}^2$ 提高到 $2.0\text{kN}/\text{m}^2$;基本雪压和基本风压的重现期由30年提高到50年;增加了永久荷载为主的荷载效应组合,此时的永久荷载分项系数由1.2增加到1.35。从而使建筑结构可靠度水准有一个整体的提升,该版本于2006年作了局部修订。在10年的应用过程中,我国的建筑工程建设迅猛发展,工程建设面临的自然与社会环境发生了很大的变化,建筑结构的主要设计规范进入新一轮修订周期,本规范作为一本重要的基础性通用标准有必要进行全面修订。根据住房和城乡建设部2009年工程建设标准规范制订、修订计划,由中国建筑科学研究院会同来自高校、科研和设计单位的专家组成编制组对荷载规范进行全面修订。《建筑结构荷载规范》GB50009—2012就是在《建筑结构荷载规范》GB50009—2001(2006年版)基础上修订而成的。

1.2 修订背景和策略

本次规范修订是在全球气候变化、全球反恐及经济全球化的大背景下进行的。全球气候变化和极端气象灾害频发是各国政府共同面临的巨大挑战之一,在全球气候变化的大环境下,极端气候及灾害性天气有增加的趋势。最近十多年来,百年不遇的灾害性天气在我国时有发生,灾害造成的损失呈明显的上升趋势。我国平均每年遭受台风灾害导致的直接经济损失达到200多亿元。2006年东北地区的特大雪灾,2008年春季南方4省大面积冰雪灾害,2009年底和2010年初华北地区雪灾,都引起了大量房屋和电力设施的破坏,造成了巨大的生命和财产损失。风荷载、雪荷载和温度作用与这种气候变化及自然灾害密切相关。在当前全球反恐形势下,爆炸、撞击等恐怖袭击对结构安全造成威胁,现代交通工具和燃气、电梯等房屋设施的普及,建筑结构面临偶然荷载作用并由此引起结构连续倒塌的风险增加。全球化趋势不仅体现在经济领域,作为贸易和技术结合最密切的技术标准更是首当其冲,影响广泛,发达国家意图通过技术标准设置贸易壁垒,经济新兴国家希望借

助国际化的技术标准进入全球市场。

编制组基于上述大的背景确定荷载规范的修订策略，并依此来制定修订要点和编制大纲。首先，要开展风、雪及温度等气象灾害及其引起建筑结构破坏的调研工作，收集和整理最新的气象资料，并将其反映到工程设计中，以保持荷载规范在风荷载、雪荷载标准方面的权威地位，为此收集了全国 600 多个基本气象台站从 1995 至 2008 年的年极值风速和雪压数据，重新进行了统计，调整了部分城市的基本风压和雪压；其次，增加温度作用及偶然荷载的规定，不仅为满足建筑工程设计的急需，也使荷载规范的涵盖范围由直接作用（荷载）拓展到间接作用；再次，将近几年国内丰富的风工程研究成果吸纳到规范中，增加高层建筑群相互干扰、横风向与扭转风振响应计算等内容，以体现本标准的技术先进性；最后，在规范表达上要向国外先进标准靠拢，以便于比较和相互借鉴。例如，对高层建筑结构的风荷载，应从风速剖面、风压体型系数及风振响应计算等方面着手，全方位统筹考虑修改和完善，使规范的表达更加国际化，各类参数的设置和取值更加透明，风荷载整体取值水平更趋合理。

1.3 修 订 过 程

本规范的修订工作始于 2009 年 6 月，经过主编单位的酝酿和筹备，于 2009 年 12 月 12 日在中国建筑科学研究院召开编制组成立暨第一次工作会议（图 1.3-1）。会议确定并通过了规范修订编制大纲、编制组成员分工以及编制计划进度时间表。

依据编制大纲，编制组开展了包括：1) 荷载效应组合（设计使用年限可变荷载调整系数，偶然组合）；2) 雪荷载灾害及修订建议；3) 高层、高耸结构顺风向风振响应计算；4) 高层建筑横风向风振响应计算；5) 复杂高层建筑扭转风振响应计算；6) 高层建筑群体干扰效应；7) 内压系数及局部体型系数；8) 国内外温度作用规范与应用调研；9) 国内外偶然作用规范与应用调研等 9 个方面的专题研究和调研。



图 1.3-1 编制组成立暨第 1 次工作会议代表合影

编制组于 2010 年 4 月 13~16 日在杭州召开第二次工作会议，就风荷载和雪荷载作专题研讨。会上作了 8 个专题报告，分别就风荷载和雪荷载的国内外现状、规范主要问题、修订建议等内容进行了深入广泛的交流，并编印了《建筑结构荷载规范专题研究报告

(I)》。2010年5月26~28日在武汉召开了第三次工作会议,就荷载组合、活荷载、温度作用、偶然作用等内容展开专题研讨。会上共有5位编委做了专题报告,并汇集印制了《建筑结构荷载规范专题研究报告(II)》。

在上述专题研究的基础上形成了《建筑结构荷载规范》(征求意见稿初稿),并于2010年9月26~28日在北京召开第四次工作会议,就征求意见稿条文内容展开了逐条认真讨论,形成了征求意见稿的具体方案。经反复讨论修改,于2011年1月初完成《建筑结构荷载规范》(征求意见稿),于2011年1月17日开始向全国各省(市、自治区)建设主管部门、各大设计院、有关研究单位和高校的专家等公开征求意见,共发出征求意见稿215份,并同时在国家工程建设标准化信息网、中国建筑科学研究院网站等公开发布征求意见稿。截至2011年3月中旬,共收到全国19个省(市、自治区)的50多位专家的意见500多条。

编制组对反馈意见进行了汇总,并于2011年4月7~9日在成都召开第五次工作会议,讨论征求意见稿反馈意见处理,形成反馈意见处理报告,在充分讨论的基础上,形成了《建筑结构荷载规范》(送审稿初稿),经反复修改后与2011年6月初完成《建筑结构荷载规范》(送审稿)。

2011年7月6~7日,由住房和城乡建设部标准定额司组织在北京召开了《建筑结构荷载规范》(送审稿)审查会(图1.3-2),邀请了国内15位专家对送审稿进行了认真细致的逐条审查,与会专家一致通过送审稿审查,并提出了具体修改意见。审查意见认为:《荷载规范》(送审稿)较全面总结了近年来工程设计的经验,反映了我国近年来建筑结构荷载研究与应用的技术进步与发展,在以下方面对原规范作了重要的修订和补充:1.增加可变荷载考虑设计使用年限调整系数的相关规定,增加偶然荷载组合表达式;2.调整和补充了部分民用建筑楼面、屋面均布活荷载标准值,细化消防车活荷载的规定,增加栏杆竖向荷载的规定;3.补充部分屋面积雪系数不均匀分布的情况;4.修改和完善风压高度变化系数、局部体型系数、高层建筑群干扰效应系数、阵风系数、风振系数;增加高层建筑横风向和扭转风振等效风荷载计算以及风荷载组合工况的规定;5.增加温度作用和偶然荷载的规定;6.补充收集了全国各台站自1995年至2008年的年极值雪压和风速数据,收集了1978年至2008年的月平均最高和最低气温数据,统计各城市基本雪压、风压和气温值,绘制新的全国基本雪压、基本风压和基本气温分布图。会议认为,《荷载规范》(送审稿)反映了建筑结构荷载研究的最新成果,收集补充了最新的气象资料,在多个方面作了重要的修改和补充;技术指标科学合理,符合国家技术政策,适用性强,无重大遗漏问题,能够满足工程建设需要;增加的温度作用和偶然荷载等填补了多项国内空白,总



图1.3-2 《建筑结构荷载规范》审查会会议代表合影

体上达到了国际先进水平。

编制组对审查专家提出的修改意见进行了认真讨论，逐条落实，对条文和条文说明进行了必要的修改，在此基础上形成了《建筑结构荷载规范》（报批稿初稿）和《建筑结构荷载规范》强制性条文（送审稿）。强制性条文呈报《工程建设标准强制性条文》（房屋建筑部分）咨询委员会审查，并对审查意见进行逐条落实和修改。咨委会于2011年9月6日发文（咨委〔2011〕28号）批准《建筑结构荷载规范》强制性条文。根据审定的强制性条文内容，最终形成了《建筑结构荷载规范》（报批稿）。

修订重要事件

- 2009年12月12日，编制组成立暨第一次工作会议，形成“《建筑结构荷载规范》修订编制大纲”；
- 2010年4月13~16日，编制组第二次工作会议，风荷载和雪荷载专题研讨，编写《〈建筑结构荷载规范〉专题研究报告（I）》；2010年5月26~28日，编制组第三次工作会议，荷载组合、活荷载、温度作用、偶然荷载专题研讨，编写《〈建筑结构荷载规范〉专题研究报告（II）》；
- 2010年9月26~28日，编制组第四次工作会议，讨论征求意见稿，完成《建筑结构荷载规范》（征求意见稿初稿）；2011年1月17日，完成《建筑结构荷载规范》（征求意见稿），开始在全国公开征求意见；
- 2011年4月7~9日，编制组第5五次工作会议，讨论处理反馈意见，完成《建筑结构荷载规范》（送审稿初稿）和《反馈意见处理报告》，6月中旬完成《建筑结构荷载规范》（送审稿）；
- 2011年7月6~7日，召开《建筑结构荷载规范》（送审稿）审查会；
- 2011年8月，完成《建筑结构荷载规范》（报批稿初稿），9月6日完成强制性条文审查，最终完成《建筑结构荷载规范》（报批稿）；
- 2011年12月，《建筑结构荷载规范》（报批稿）报送住房和城乡建设部标准定额司；
- 2012年5月28日，住房和城乡建设部标准定额司公告发布，规范名称及编号为《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012。
- 2012年10月1日，规范实施。

1.4 主要修订内容

1.4.1 扩充荷载规范的涵盖范围和内容

结构上的作用包括直接作用和间接作用，前者是指分布或集中作用在结构上的力，习惯称之为荷载，如恒荷载、活荷载、风雪荷载等，后者是指引起结构变形的原因，如温度、收缩和徐变等。现行荷载规范只涵盖直接作用，这次增加了温度作用后，规范内容覆盖了直接作用和间接作用。根据工程建设标准体系，荷载规范属于通用设计标准，名称为《建筑结构荷载和间接作用规范》。但本着尊重习惯、方便使用的原则，新的荷载规范名称保持不变。

修订后的荷载规范共有10章、9个附录，新增3章3个附录。其中增加的3章分别

为“第4章永久荷载”、“第9章温度作用”和“第10章偶然荷载”，增加的3个附录分别为“附录B消防车活荷载考虑覆土厚度影响的折减系数”、“附录H横风向及扭转风振的等效风荷载”和“附录J高层建筑顺风向和横风向风振加速度计算”。

1.4.2 荷载分类和组合

1) 增加可变荷载考虑设计使用年限的调整系数

在强条第3.2.3条的荷载基本组合式中，增加可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，荷载基本组合公式改为：

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{e_i} S_{Q_i,k} \quad (1.4.2-1)$$

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{e_i} S_{Q_i,k} \quad (1.4.2-2)$$

式中： γ_{G_j} 、 γ_{Q_i} ——分别为永久荷载和可变荷载的分项系数；

γ_{L_i} ——第*i*个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数；

$S_{G_j,k}$ 、 $S_{Q_i,k}$ ——分别为永久荷载和可变荷载的效应值；

ψ_{e_i} ——可变荷载的组合值系数。

增加第3.2.5条，对可变荷载设计使用年限调整系数的取值做出具体规定。对楼面和屋面活荷载，对应设计使用年限5年、50年和100年，调整系数 γ_L 分别取0.9、1.0和1.1，其他年限的调整系数取值容许线性内插；对于荷载标准值可控制的可变荷载，如书库、储藏室、机房、停车库，设备自重为主的工业楼面，以及吊车荷载等，设计使用年限调整系数取1.0。对雪荷载、风荷载，不采用设计使用年限的调整系数，而是用重现期来调整可变荷载，即取重现期为设计使用年限，再按本规范规定的方法计算基本雪压和基本风压。对温度作用，由于首次进入规范，对设计使用年限调整系数的取值暂不作具体规定，由设计人员酌情处理。

2) 删除简化荷载组合表达式

删除原规范第3.2.4条，对一般框架、排架结构，荷载基本组合不再采用简化的组合表达式。

3) 增加荷载偶然组合表达式

在第3.2.6条中，对荷载偶然组合的效应设计值 S_d 作下列规定：

用于承载能力极限状态计算的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + S_{A_d} + \psi_{f_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{e_i} S_{Q_i,k} \quad (1.4.2-3)$$

式中： S_{A_d} ——按偶然荷载设计值 A_d 计算的荷载效应值；

ψ_{f_1} ——第1个可变荷载的频遇值系数；

ψ_{e_i} ——第*i*个可变荷载的准永久值系数。

用于偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \psi_{f_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{e_i} S_{Q_i,k} \quad (1.4.2-4)$$

1.4.3 增加第4章“永久荷载”

永久荷载在原规范中主要在第3.1.3条规定。新规范将永久荷载单独列为第4章，一

是为使本规范的章节设置完整，符合国际惯例，二是适当扩充了相关内容。本章共设 4 条，分别对永久荷载的定义、取值原则、材料和构件单位自重以及隔墙荷载等作出规定。

1.4.4 楼面和屋面活荷载

1) 提高部分楼面的活荷载标准值

在强条第 5.1.1 条表 5.1.1 中，教室活荷载标准值由 2.0kN/m^2 增加到 2.5kN/m^2 ，浴室、卫生间由 2.0kN/m^2 增加到 2.5kN/m^2 ，教学楼走廊门厅以及除多层住宅以外的楼梯活荷载标准值均取 3.5kN/m^2 ，增加楼、地面运动场活荷载标准值 4.0kN/m^2 ，增加屋顶运动场地活荷载 3.0kN/m^2 。

2) 消防车活荷载

在强条第 5.1.1 条表 5.1.1 中，增加板跨不小于 2m 的单向板和板跨不小于 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 的双向板的消防车活荷载标准值 35kN/m^2 ，增加表注 4，规定当板跨在 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 与 $6\text{m}\times 6\text{m}$ 之间时，允许消防车活荷载按板跨线性插值。

将消防车活荷载的折减由强条第 5.1.2 条中拿出，单独设为第 5.1.3 条，明确设计墙、柱时，消防车荷载可按可能出现的消防车台数按实际情况考虑，设计基础时可不考虑消防车荷载。

允许消防车活荷载标准值按板顶覆土厚度进行折减，增加附录 B “消防车活荷载考虑覆土厚度影响的折减系数”，提供了折减系数计算用表。

3) 工业楼面操作活荷载

在第 5.2.2 条中，补充规定工业楼面在设备所占区域内可不考虑操作荷载和堆料荷载。补充生产车间的参观走廊活荷载可采用 3.5kN/m^2 。

4) 栏杆活荷载

在强条第 5.5.2 条中，栏杆顶部水平活荷载由 0.5kN/m 提高至 1.0kN/m ；对公共场所的栏杆，还增加栏杆竖向荷载 1.2kN/m ，水平与竖向荷载分别考虑。

5) 施工检修荷载

删除原规范第 4.5.3 条，“当采用荷载准永久组合时，可不考虑施工和检修荷载及栏杆水平荷载”。

增加第 5.5.3 条，“施工荷载、检修荷载及栏杆荷载的组合值系数应取 0.7，频遇值系数应取 0.5，准永久值系数应取 0”。

1.4.5 吊车荷载

在第 6.2.1 条中，补充双层吊车参与组合的规定。对双层吊车的单跨厂房宜按上层和下层吊车分别不多于 2 台进行组合；对双层吊车的多跨厂房宜按上层和下层吊车分别不多于 4 台进行组合，且当下层吊车满载时，上层吊车应按空载计算；上层吊车满载时，下层吊车不应计入。

删除原表 5.2.2 注。

1.4.6 雪荷载

1) 基本雪压

在原规范气象数据的基础上，补充了全国各气象台站自 1995 年至 2008 年的年极值雪压数据，重新统计各城市的基本雪压。新疆和东北部分地区的基本雪压变化较大，全国共有 52 个城市的基本雪压作了提高，具体城市见表 1.4.6-1。

部分城市新旧规范雪压变化

表 1.4.6-1

省份	城市	新规范雪压值			原规范雪压值		
		R=10	R=50	R=100	R=10	R=50	R=100
辽宁	开原	0.35	0.45	0.55	0.30	0.40	0.45
	清原	0.45	0.70	0.80	0.35	0.50	0.60
	鞍山	0.30	0.45	0.55	0.30	0.40	0.45
吉林	长春市	0.30	0.45	0.50	0.25	0.35	0.40
	通榆	0.15	0.25	0.30	0.15	0.20	0.25
	扶余市三岔河	0.25	0.35	0.40	0.20	0.30	0.35
	蛟河	0.50	0.75	0.85	0.40	0.65	0.75
	抚松县东岗	0.80	1.15	1.30	0.60	0.90	1.05
黑龙江	漠河	0.60	0.75	0.85	0.50	0.65	0.70
	塔河	0.50	0.65	0.75	0.45	0.60	0.65
	新林	0.50	0.65	0.75	0.40	0.50	0.55
	呼玛	0.45	0.60	0.70	0.35	0.45	0.50
	加格达奇	0.45	0.65	0.70	0.40	0.55	0.60
	黑河	0.60	0.75	0.85	0.45	0.60	0.65
	孙吴	0.45	0.60	0.70	0.40	0.55	0.60
	伊春	0.50	0.65	0.75	0.45	0.60	0.65
	富锦	0.40	0.55	0.60	0.35	0.45	0.50
	佳木斯	0.60	0.85	0.95	0.45	0.65	0.70
	宝清	0.55	0.85	1.00	0.35	0.50	0.55
	山东	威海	0.30	0.50	0.60	0.30	0.45
浙江	临海市括苍山	0.45	0.65	0.75	0.40	0.60	0.70
安徽	滁县	0.30	0.50	0.60	0.25	0.40	0.45
	霍山	0.45	0.65	0.75	0.40	0.60	0.65
江西	庐山	0.60	0.95	1.05	0.55	0.75	0.85
青海	门源	0.20	0.30	0.30	0.15	0.25	0.30
	共和县恰卜恰	0.10	0.15	0.20	0.10	0.15	0.15
	称多县清水河	0.25	0.30	0.35	0.20	0.25	0.30
	玛沁县仁峡姆	0.20	0.30	0.35	0.15	0.25	0.30
新疆	乌鲁木齐	0.65	0.90	1.00	0.60	0.80	0.90
	阿勒泰	1.20	1.65	1.85	0.85	1.25	1.40
	伊宁	1.00	1.40	1.55	0.70	1.00	1.15
	昭苏	0.65	0.85	0.95	0.55	0.75	0.85
	巴音布鲁克	0.55	0.75	0.85	0.45	0.65	0.75
	哈密	0.15	0.25	0.30	0.15	0.20	0.25
	哈巴河	0.70	1.00	1.15	0.55	0.75	0.95

续表

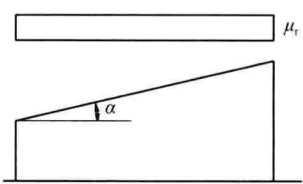
省份	城市	新规范雪压值			原规范雪压值		
		R=10	R=50	R=100	R=10	R=50	R=100
新疆	吉木乃	0.85	1.15	1.35	0.70	1.00	1.15
	富蕴	0.95	1.35	1.50	0.65	0.95	1.05
	塔城	1.10	1.55	1.75	0.95	1.35	1.55
	青河	0.90	1.30	1.45	0.55	0.80	0.90
	库米什	0.10	0.15	0.15	0.05	0.10	0.10
	吐尔格特	0.40	0.55	0.65	0.35	0.50	0.55
河南	固始	0.35	0.55	0.65	0.35	0.50	0.60
湖北	巴东县绿葱坡	0.65	0.95	1.10	0.55	0.75	0.85
湖南	南岳	0.50	0.75	0.85	0.45	0.65	0.75
四川	石渠	0.35	0.50	0.60	0.30	0.45	0.50
	甘孜	0.30	0.50	0.55	0.25	0.40	0.45
	峨眉山	0.40	0.55	0.60	0.40	0.50	0.55
云南	贡山	0.45	0.75	0.90	0.50	0.85	1.00
	维西	0.45	0.65	0.75	0.40	0.55	0.65
西藏	安多	0.25	0.40	0.45	0.20	0.30	0.35
	当雄	0.30	0.45	0.50	0.25	0.35	0.40
	错那	0.60	0.90	1.00	0.50	0.70	0.80
	帕里	0.95	1.50	1.75	0.60	0.90	1.05

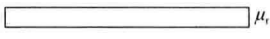
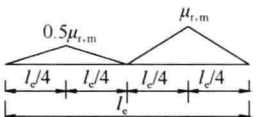
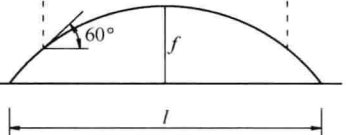
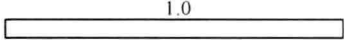
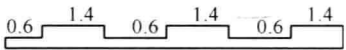
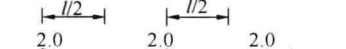
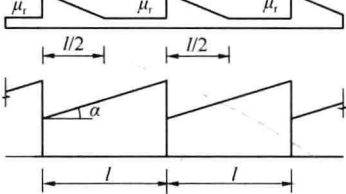
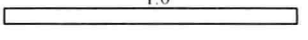
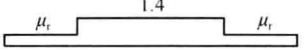
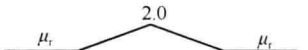
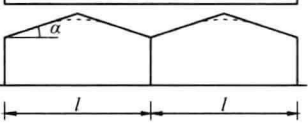
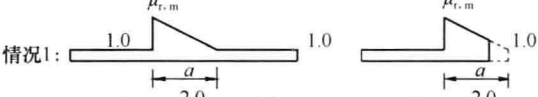
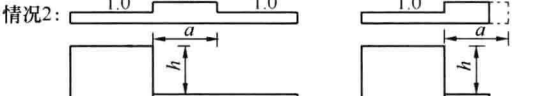
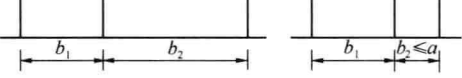
2) 屋面积雪分布系数

调整了屋面积雪为 0 的屋面最大坡度，由 50°增加到 60°，各角度屋面积雪分布系数作相应调整。增加各类屋面积雪不均匀分布情况，具体修订见表 1.4.6-2。

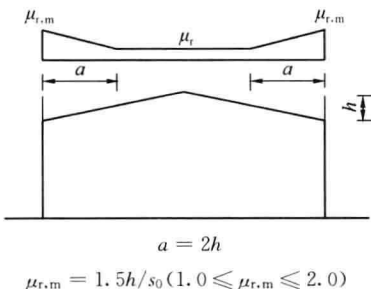
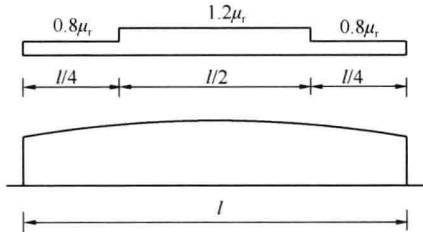
屋面积雪分布系数修订

表 1.4.6-2

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数 μ_r	修订内容																		
1	单跨单坡屋面	 <table border="1" data-bbox="347 1603 908 1690"> <thead> <tr> <th>α</th> <th>$\leq 25^\circ$</th> <th>30°</th> <th>35°</th> <th>40°</th> <th>45°</th> <th>50°</th> <th>55°</th> <th>$\geq 60^\circ$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>μ_r</td> <td>1.0</td> <td>0.85</td> <td>0.7</td> <td>0.55</td> <td>0.4</td> <td>0.25</td> <td>0.1</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	α	$\leq 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	$\geq 60^\circ$	μ_r	1.0	0.85	0.7	0.55	0.4	0.25	0.1	0	将坡屋面积雪为 0 的最大坡度 α 由原规范的 50°修改为 60°，分布系数 μ_r 的值作相应修改
α	$\leq 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	$\geq 60^\circ$													
μ_r	1.0	0.85	0.7	0.55	0.4	0.25	0.1	0													

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数 μ_r	修订内容
3	拱形屋面	<p>均匀分布的情况 </p> <p>不均匀分布的情况 </p> <p>$\mu_{r,m} = l/(8f)$ ($0.4 \leq \mu_{r,m} \leq 1.0$)</p> <p></p> <p>$\mu_{r,m} = 0.2 + 1.0f/l$ ($\mu_{r,m} \leq 2.0$)</p>	增加不均匀分布情况
6	多跨单坡屋面 (锯齿形屋面)	<p>均匀分布的情况 </p> <p>不均匀分布的情况1 </p> <p>不均匀分布的情况2 </p> <p></p>	增加不均匀分布情况 2
7	双跨双坡或拱形屋面	<p>均匀分布的情况 </p> <p>不均匀分布的情况1 </p> <p>不均匀分布的情况2 </p> <p></p>	增加不均匀分布情况 2
8	高低屋面	<p>情况1: </p> <p>情况2: </p> <p></p> <p>$a = 2h, (4m < a < 8m)$ $\mu_{r,m} = (b_1 + b_2)/2h, (2.0 \leq \mu_{r,m} \leq 4.0)$</p>	增加不均匀分布情况 1 和低跨屋面跨度较小的情况

续表

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数 μ_r	修订内容
9	有女儿墙及其他突起物的屋面	 <p style="text-align: center;">$a = 2h$</p> <p style="text-align: center;">$\mu_{r,m} = 1.5h/s_0 (1.0 \leq \mu_{r,m} \leq 2.0)$</p>	新增加的项目
10	大跨屋面 ($l > 100m$)		新增加的项目

1.4.7 风荷载

1) 基本风压

在原规范气象数据的基础上，补充了全国各台站自1995年至2008年的年极值风速数据，进行了基本风压重新统计，据此得到新的基本风压值。虽然部分城市在采用新的极值风速数据统计后，得到的基本风压比原规范小，但考虑到近年来气象台站地形地貌的变化等因素，在没有可靠依据情况下一般保持原值不变。少量城市在补充新的气象资料重新统计后，基本风压有所提高。新旧规范风压有变化的城市及数据见表1.4.7-1。

新旧规范风压变化

表 1.4.7-1

省份	城市	新规范风压值			原规范风压值		
		R=10	R=50	R=100	R=10	R=50	R=100
天津	塘沽	0.40	0.55	0.65	0.40	0.55	0.60
山西	运城	0.30	0.45	0.50	0.30	0.40	0.45
辽宁	营口	0.40	0.65	0.75	0.40	0.60	0.70
吉林	扶余市三岔河	0.40	0.60	0.70	0.35	0.55	0.65
	抚松县东岗	0.30	0.45	0.55	0.30	0.40	0.45
黑龙江	哈尔滨	0.35	0.55	0.70	0.35	0.55	0.65
浙江	临安县天目山	0.55	0.75	0.85	0.55	0.70	0.80
	嵊泗县嵊山	1.00	1.65	1.95	0.95	1.50	1.75
	象山石浦	0.75	1.20	1.45	0.75	1.20	1.40
	椒江市下大陈	0.95	1.45	1.75	0.90	1.40	1.65
	瑞安市北鹿	1.00	1.80	2.20	0.95	1.60	1.90

续表

省份	城市	新规范风压值			原规范风压值		
		R=10	R=50	R=100	R=10	R=50	R=100
福建	福鼎县台山	0.75	1.00	1.10	0.75	1.00	1.10
	崇武	0.55	0.85	1.05	0.55	0.80	0.90
陕西	佛坪	0.25	0.35	0.45	0.25	0.30	0.35
	镇安	0.20	0.35	0.40	0.20	0.30	0.35
宁夏	海源	0.25	0.35	0.40	0.25	0.30	0.35
青海	同德	0.25	0.35	0.40	0.25	0.30	0.35
广东	阳江	0.45	0.75	0.90	0.45	0.70	0.80
广西	涠洲岛	0.70	1.10	1.30	0.70	1.00	1.15
四川	雷波	0.20	0.30	0.40	0.20	0.30	0.35
重庆	奉节	0.25	0.35	0.45	0.25	0.35	0.40
	万县	0.20	0.35	0.45	0.15	0.30	0.35
云南	华坪	0.30	0.45	0.55	0.25	0.35	0.40
	宜良	0.25	0.45	0.55	0.25	0.40	0.50
	蒙自	0.25	0.35	0.45	0.25	0.30	0.35
西藏	索县	0.30	0.40	0.50	0.25	0.40	0.45
	林芝	0.25	0.35	0.45	0.25	0.35	0.40

2) 风压高度变化系数

提高了C、D两类地面粗糙度的梯度风高度，并修改了B类地面粗糙度的指数值，修改前后的参数变化见表 1.4.7-2。

新旧规范平均风速剖面参数变化

表 1.4.7-2

地面粗糙度类别		A	B	C	D
原规范	梯度高度 z_G (m)	300	350	400	450
	地面粗糙度指数 α	0.12	0.16	0.22	0.30
新规范	梯度高度 z_G (m)	300	350	450	550
	地面粗糙度指数 α	0.12	0.15	0.22	0.30

3) 山峰或山坡的风压修正系数

山峰或山坡的风压修正系数的计算方法保持不变，计算公式为：

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2 \quad (1.4.7-1)$$

新规范修改了公式中系数 κ 的取值，对山峰由 3.2 改为 2.2，修正系数取值适当降低。

4) 体型系数

在第 8.3.1 条表 8.3.1 中，增加第 2、第 4 项中针对屋面体型系数 μ_s 的注 2，规定其绝对值不小于 0.1，表示在屋面设计时除考虑一定的负压外，还应考虑 0.1 的正压力。增

加了第 31 项, 针对高度超过 45m 的矩形平面高层建筑体型系数, 给出与深宽比相关的背风面和侧面体型系数。当建筑平面的深宽比 $D/B \leq 0.1$ 时, 新规范计算的风力系数由原规范的 1.3 增加到 1.4。

5) 高层建筑相互干扰系数

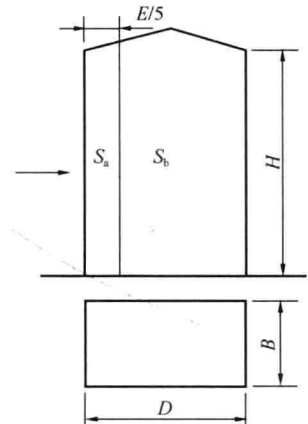
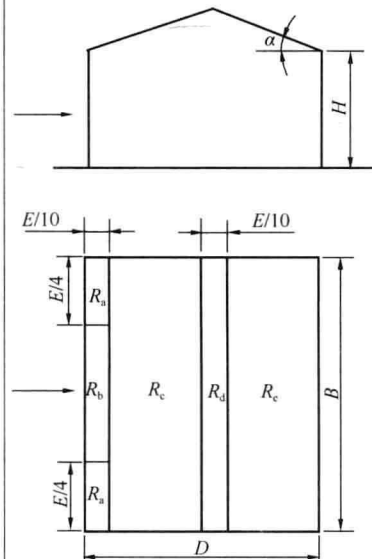
在第 8.3.2 条中给出了高层建筑群单个施扰建筑下的干扰系数取值范围。对矩形平面高层建筑, 当单个施扰建筑与受扰建筑高度相近时, 根据施扰建筑的位置, 对顺风向风荷载可在 1.00~1.10 范围内选取, 对横风向风荷载可在 1.00~1.20 范围内选取; 其他情况可参照类似条件的风洞试验资料确定, 必要时宜通过风洞试验确定。

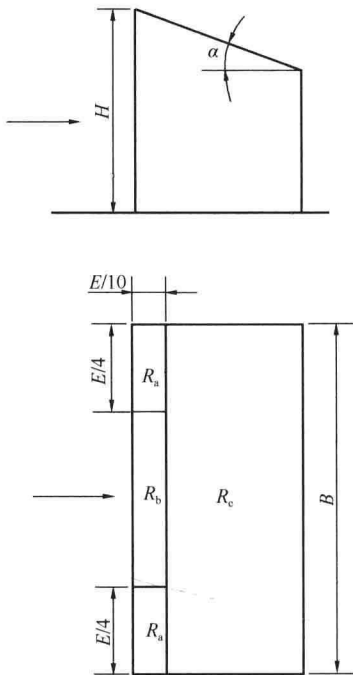
6) 局部体型系数

细化了第 8.3.3 条屋面和墙面的局部体型系数, 反映了位置与尺度对局部体型系数的影响, 具体见表 1.4.7-3。

封闭式矩形平面房屋的局部体型系数

表 1.4.7-3

项次	类别	体型及局部体型系数	备注																																																																		
1	封闭式矩形平面房屋的墙面	 <table border="1" data-bbox="631 850 888 1023"> <tr> <td>迎风面</td> <td></td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">侧面</td> <td>S_a</td> <td>-1.4</td> </tr> <tr> <td>S_b</td> <td>-1.0</td> </tr> <tr> <td>背风面</td> <td></td> <td>-0.6</td> </tr> </table>	迎风面		1.0	侧面	S _a	-1.4	S _b	-1.0	背风面		-0.6	E 应取 2H 和迎风宽度 B 中较小者																																																							
迎风面		1.0																																																																			
侧面	S _a	-1.4																																																																			
	S _b	-1.0																																																																			
背风面		-0.6																																																																			
2	封闭式矩形平面房屋的双坡屋面	 <table border="1" data-bbox="592 1178 1004 1738"> <tr> <td rowspan="2">R_a</td> <td>α</td> <td>≤ 5</td> <td>15</td> <td>30</td> <td>≥ 45</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">$H/D \leq 0.5$</td> <td>-1.9</td> <td>+1.5</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">$H/D \geq 1.0$</td> <td>0.0</td> <td>+0.2</td> <td>-1.5</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">R_b</td> <td>-2.0</td> <td>-2.0</td> <td>+0.7</td> <td>+0.7</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.0</td> <td>+0.2</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">R_c</td> <td>-1.8</td> <td>-1.5</td> <td>-1.5</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.0</td> <td>+0.2</td> <td>+0.7</td> <td>+0.7</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">R_d</td> <td>-1.2</td> <td>-0.6</td> <td>-0.3</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.0</td> <td>+0.2</td> <td>+0.4</td> <td>+0.6</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">R_e</td> <td>-0.6</td> <td>-1.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.3</td> </tr> <tr> <td></td> <td>+0.2</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">R_e</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.4</td> <td>-0.2</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> </table>	R _a	α	≤ 5	15	30	≥ 45	$H/D \leq 0.5$	-1.9	+1.5	—	—	$H/D \geq 1.0$	0.0	+0.2	-1.5	0.0	R _b	-2.0	-2.0	+0.7	+0.7		0.0	+0.2	—	—	R _c	-1.8	-1.5	-1.5	0.0		0.0	+0.2	+0.7	+0.7	R _d	-1.2	-0.6	-0.3	0.0		0.0	+0.2	+0.4	+0.6	R _e	-0.6	-1.5	-0.5	-0.3		+0.2	0.0	0.0	0.0	R _e	-0.6	-0.4	-0.4	-0.2		0.0	0.0	0.0	0.0	<p>1 E 应取 2H 和迎风宽度 B 中较小者;</p> <p>2 中间值可按线性插值法计算 (应对相同符号项插值);</p> <p>3 同时给出两个值的区域应分别考虑正负压的作用;</p> <p>4 风沿纵轴吹来时, 靠近山墙的屋面可参照表中 $\alpha \leq 5$ 时的 R_a 和 R_b 取值</p>
R _a	α	≤ 5		15	30	≥ 45																																																															
	$H/D \leq 0.5$	-1.9	+1.5	—	—																																																																
$H/D \geq 1.0$		0.0	+0.2	-1.5	0.0																																																																
	R _b	-2.0	-2.0	+0.7	+0.7																																																																
		0.0	+0.2	—	—																																																																
R _c	-1.8	-1.5	-1.5	0.0																																																																	
		0.0	+0.2	+0.7	+0.7																																																																
R _d	-1.2	-0.6	-0.3	0.0																																																																	
		0.0	+0.2	+0.4	+0.6																																																																
R _e	-0.6	-1.5	-0.5	-0.3																																																																	
		+0.2	0.0	0.0	0.0																																																																
R _e	-0.6	-0.4	-0.4	-0.2																																																																	
		0.0	0.0	0.0	0.0																																																																

项次	类别	体型及局部体型系数	备注																				
3	封闭式矩形平面房屋的单坡屋面	 <table border="1" data-bbox="727 454 1049 627"> <thead> <tr> <th>α</th> <th>≤ 5</th> <th>15</th> <th>30</th> <th>≥ 45</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>R_a</td> <td>-2.0</td> <td>-2.5</td> <td>-2.3</td> <td>-1.2</td> </tr> <tr> <td>R_b</td> <td>-2.0</td> <td>-2.0</td> <td>-1.5</td> <td>-0.5</td> </tr> <tr> <td>R_c</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-0.8</td> <td>-0.5</td> </tr> </tbody> </table>	α	≤ 5	15	30	≥ 45	R_a	-2.0	-2.5	-2.3	-1.2	R_b	-2.0	-2.0	-1.5	-0.5	R_c	-1.2	-1.2	-0.8	-0.5	<p>1 E 应取 $2H$ 和迎风宽度 B 中的较小者；</p> <p>2 中间值可按线性插值法计算；</p> <p>3 迎风坡面可参考第 2 项取值</p>
α	≤ 5	15	30	≥ 45																			
R_a	-2.0	-2.5	-2.3	-1.2																			
R_b	-2.0	-2.0	-1.5	-0.5																			
R_c	-1.2	-1.2	-0.8	-0.5																			

增加第 8.3.4 条，非直接承受风荷载的围护结构的局部体型系数可按构件的从属面积折减，局部体型系数按面积折减的范围由 10m^2 增加到 25m^2 ，最小折减系数取值由 0.8 减小到 0.6。具体规定为：计算非直接承受风荷载的围护构件风荷载时，局部体型系数 μ_{sl} 可按构件的从属面积折减，折减系数按下列规定采用：当从属面积不大于 1m^2 时，折减系数取 1.0；当从属面积大于或等于 25m^2 时，对墙面折减系数取 0.8，对局部体型系数绝对值大于 1.0 的屋面区域折减系数取 0.6，对其他屋面区域折减系数取 1.0；当从属面积大于 1m^2 小于 25m^2 时，墙面和绝对值大于 1.0 的屋面局部体型系数可采用对数插值，即按下式计算局部体型系数：

$$\mu_{sl}(A) = \mu_{sl}(1) + [\mu_{sl}(25) - \mu_{sl}(1)] \log A / 1.4 \quad (1.4.7-2)$$

7) 内部压力系数

增加第 8.3.5 条，考虑了开洞对内压系数的影响。具体规定为：计算围护构件风荷载时，建筑物内部压力的局部体型系数可按下列规定采用：封闭式建筑物，按其外表面风压的正负情况取 -0.2 或 0.2 。仅一面墙有主导洞口的建筑物，按下列规定采用：①当开洞率大于 0.02 且小于或等于 0.10 时，取 $0.4\mu_{sl}$ ；②当开洞率大于 0.10 且小于或等于 0.30 时，取 $0.6\mu_{sl}$ ；③当开洞率大于 0.30 时，取 $0.8\mu_{sl}$ 。其他情况应按开放式建筑物的 μ_{sl} 取值。

主导洞口的开洞率是指单个主导洞口面积与该墙面全部面积之比，系数 μ_{sl} 应取与主导洞口对应位置的值。

8) 风洞试验

增加了有关风洞试验要求的第 8.3.6 条，规定建筑结构的风洞试验，其试验设备、试

验方法和数据处理应符合相关规范的规定。目前正由中国建筑科学研究院主编行业标准《建筑工程风洞试验方法标准》，将对此做出具体规定。在该标准发布前，可参考国外有关资料。

9) 阵风系数

新规范中的阵风系数，采用了更直观和国际通用的表达方式。在阵风系数的应用中，不再区分幕墙门窗与其他围护结构，统一都要考虑阵风系数。修改后的阵风系数表达式为：

$$\beta_{gz} = 1 + 2gI_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{-\alpha} \quad (1.4.7-3)$$

式中： g ——峰值因子，取 2.5；

I_{10} ——10m 高名义湍流强度，新旧规范大致的数值变化见表 1.4.7-4。

新旧规范名义湍流强度 I_{10} 的数值变化

表 1.4.7-4

地面粗糙度类别	A	B	C	D
原规范	0.088	0.114	0.167	0.278
新规范	0.12	0.14	0.23	0.39

10) 高层建筑和高耸结构顺风向风振

以第一振型为主的悬臂型高层建筑和高耸结构，顺风向风振响应的等效静力风荷载可由静力风荷载乘以风振系数得到。原规范采用以脉动增大系数为主要参数的风振系数简化表达方式，本次规范修订改用了以背景分量和共振分量为主要参数的表达方式，这两种方式在理论上是一致的。修改后的风振系数表达式为：

$$\beta_z(z) = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2} \quad (1.4.7-4)$$

式中： g ——峰值因子，由原规范的 2.2 增加到 2.5；

R ——脉动风荷载的共振分量因子；

B_z ——脉动风荷载的背景分量因子。

脉动风荷载的共振分量因子可按下列公式计算：

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\xi_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \quad (1.4.7-5)$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, x_1 > 5 \quad (1.4.7-6)$$

式中： f_1 ——结构第 1 阶自振频率 (Hz)；

k_w ——地面粗糙度修正系数，对 A 类、B 类、C 类和 D 类地面粗糙度分别取 1.28、1.0、0.54 和 0.26；

ξ_1 ——结构阻尼比，对钢结构可取 0.01，对有填充墙的钢结构房屋可取 0.02，对钢筋混凝土及砌体结构可取 0.05，对其他结构可根据工程经验确定。

脉动风荷载的背景分量因子经拟合计算，采用下列经验公式计算：

$$B_z = kH^{\alpha_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z} \quad (1.4.7-7)$$

式中： $\phi_1(z)$ ——结构第 1 阶振型系数；

H ——结构总高度 (m), 对 A、B、C 和 D 类地面粗糙度, H 的取值分别不应大于 300m、350m、450m 和 550m;

ρ_x, ρ_z ——分别为脉动风荷载水平方向和竖直方向的相关系数;

k, a_1 ——分别为拟合系数。

计算风振系数时仍采用 Davenport 风速功率谱, 空间相关性系数保持不变, 由于调整了的风剖面、名义湍流强度和峰值因子的取值, 风振系数将普遍有所提高。

11) 大跨度空间结构风振响应

增加第 8.4.2 条, 对大跨结构的风振单独作出规定。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。屋盖结构的风振响应, 宜依据风洞试验结果按随机振动理论计算确定。

12) 高层建筑横风向和扭转风振

新规范通过第 8.5.1~8.5.4 条, 对考虑高层建筑以及细长圆形截面构筑物的横风向风振和扭转风振的条件、处理原则作了原则规定。

13) 顺风向风荷载与横风向以及扭转风振等效风荷载的组合工况

规范第 8.5.6 条对风荷载的组合工况作出规定。顺风向风荷载、横风向风振等效风荷载及扭转风振等效风荷载, 宜按表 1.4.7-5 考虑风荷载组合工况。

风荷载组合工况

表 1.4.7-5

项次	顺风向风荷载	横风向风振等效风荷载	扭转风振等效风荷载
1	F_{Dk}	—	—
2	$0.6F_{Dk}$	F_{Lk}	—
3	—	—	T_{Tk}

表 1.4.7-5 中的单位高度风力 F_{Dk} 、 F_{Lk} 及扭矩 T_{Tk} 标准值应按下列公式计算:

$$F_{Dk} = (\omega_{k1} - \omega_{k2})B \quad (1.4.7-8)$$

$$F_{Lk} = \omega_{Lk}B \quad (1.4.7-9)$$

$$T_{Tk} = \omega_{Tk}B^2 \quad (1.4.7-10)$$

式中: F_{Dk} ——顺风向单位高度风力标准值 (kN/m);

F_{Lk} ——横风向单位高度风力标准值 (kN/m);

T_{Tk} ——单位高度风致扭矩标准值 (kN·m/m);

ω_{k1}, ω_{k2} ——迎风面、背风面风荷载标准值 (kN/m²);

ω_{Lk}, ω_{Tk} ——横风向风振和扭转风振等效风荷载标准值 (kN/m²);

B ——迎风面宽度。

14) 高层建筑横风向风振和扭转风振等效风荷载

新增附录 H, 依据我国近几年的研究成果并借鉴先进国家的规范, 新规范对满足一定条件的矩形截面高层建筑, 规定了横风向风振等效风荷载的计算方法。矩形截面高层建筑横风向风振等效风荷载标准值按下列公式计算:

$$\omega_{Lk} = g\omega_0\mu_z C'_{L}\sqrt{1+R_L^2} \quad (1.4.7-11)$$

式中: C'_L ——横风向风力系数;

R_L ——横风向共振因子。

对满足一定条件的矩形截面高层建筑，规定了扭转风振等效风荷载的计算方法。扭转风振等效风荷载标准值可按下式计算：

$$w_{Tk} = 1.8g\omega_0\mu_H C'_T \left(\frac{z}{H}\right)^{0.9} \sqrt{1+R_T^2} \quad (1.4.7-12)$$

式中： μ_H ——结构顶部风压高度变化系数；

C'_T ——风致扭矩系数；

R_T ——扭转共振因子。

规范给出了具体的计算公式和图表，针对常见的角部有变化的高层建筑，规范还提供了角沿修正系数，使得适用范围大大扩展。

15) 高层建筑顺风向和横风向风振加速度计算

新增附录 J，体型和质量沿高度均匀分布的高层建筑，顺风向风振加速度可按下列式计算：

$$a_{D,z} = \frac{2gI_{10}\omega_R\mu_s\mu_z B_z \eta_a B}{m} \quad (1.4.7-13)$$

式中： $a_{D,z}$ ——高层建筑 z 高度顺风向风振加速度 (m/s^2)；

ω_R ——重现期为 R 年的风压 (kPa)；

m ——结构单位高度质量 (t/m)；

η_a ——顺风向风振加速度的脉动系数。

体型和质量沿高度均匀分布的高层建筑， z 高度处的横风向风振加速度 $a_{L,z}$ (m/s^2) 可按下列式计算：

$$a_{L,z} = \frac{2.8g\omega_R\mu_H B}{m} \phi_{L1}(z) \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm}}{4(\zeta_1 + \zeta_{al})}} \quad (1.4.7-14)$$

1.4.8 温度作用

1) 温度作用一般规定

本节共 3 条，分别对温度作用的定义，温度作用效应计算的线膨胀系数以及温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数作出规定。

引起温度作用的因素主要包括气温变化、太阳辐射及使用热源等。荷载规范本次仅对气温变化引起的温度作用作规定。温度作用是指结构或构件内温度的变化。

计算结构或构件的温度作用效应时，应采用材料的线膨胀系数 α_T 。常用材料的线膨胀系数见《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012 表 9.1.2。

温度作用视为可变作用，其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.5 和 0.4。

2) 基本气温

本节共 2 条，规定了建筑设计所用的基本气温和基本气温调整。

与基本雪压和风压一样，基本气温是气温的基准值，是确定温度作用所需最主要的气象参数。荷载规范将基本气温定义为当地 50 年一遇的月平均最高气温 T_{max} 和月平均最低气温 T_{min} 。根据全国各基本气象台站最近 30 年历年的最高温度月和最低温度月的月平均最高、月平均最低气温为样本，经统计（假定其服从极值 I 型分布）得到各地的基本气

温值。根据统计结果，给出全国各城市的基本气温值，此外还首次绘制了全国基本气温分布图。对当地没有气温资料的场地，可通过与附近地区气象和地形条件的对比分析，按气温分布图确定基本气温值。

对于热传导速率较快的金属结构或体积较小的混凝土结构，它们对气温的变化比较敏感，需要考虑昼夜气温变化的影响，必要时应对基本气温进行修正。气温修正的幅度大小与地理位置相关，应根据工程经验及当地极值气温与基本气温的差值酌情确定。

3) 均匀温度作用

本节共设3条，分别规定了均匀温度作用标准值的计算表达式、结构平均温度和结构初始温度取值的原则。

均匀温度作用是影响结构性能的主要因素，以结构的初始温度（合拢温度）为基准，结构的温度作用效应考虑温升和温降两种工况。这两种工况产生的效应和可能出现的控制应力或位移有所不同，温升工况会使构件膨胀，而温降则会使构件收缩。

结构最大温升工况的均匀温度作用标准值按下式计算：

$$\Delta T_k = T_{s,\max} - T_{0,\min} \quad (1.4.8-1)$$

式中： ΔT_k ——均匀温度作用标准值（℃）；

$T_{s,\max}$ ——结构最高平均温度（℃）；

$T_{0,\min}$ ——结构最低初始平均温度（℃）。

气温和结构温度规定零上为正，零下为负；温度作用标准值以温升为正，温降为负。

结构最大温降工况的均匀温度作用标准值按下式计算：

$$\Delta T_k = T_{s,\min} - T_{0,\max} \quad (1.4.8-2)$$

式中： $T_{s,\min}$ ——结构最低平均温度（℃）；

$T_{0,\max}$ ——结构最高初始平均温度（℃）。

合理确定结构的平均温度和初始温度，是保证结构在温度作用下的安全性和经济性的关键。从结构表面气温到结构的平均温度，是一个温度传递的过程，应按热力学的原理确定。对于有围护的室内结构，结构平均温度应考虑室内外温差的影响；对于暴露于室外的结构或施工期间的结构，尚应依据结构的朝向和表面吸热性质考虑太阳辐射的影响。

确定结构的初始平均温度情况更为复杂，原则上应根据结构实际的合拢或形成约束时的气温来确定。混凝土结构的合拢温度一般可取后浇带封闭时的月平均气温。钢结构的合拢温度一般可取合拢时的日平均温度。结构设计时还应考虑施工期间的不确定性，应依据结构合拢可能出现的温度按不利情况确定。

1.4.9 偶然荷载

1) 偶然荷载一般规定

本节共3条，分别就偶然荷载的定义和范围、偶然荷载设计原则以及偶然荷载设计值作出规定。

产生偶然荷载的因素很多，如由炸药、燃气、粉尘、压力容器等引起的爆炸，机动车、飞行器、电梯等运动物体的撞击，其他还包括火灾、罕遇出现的灾害性天气及地震灾害等等。爆炸和撞击是作用于建筑结构最主要的偶然荷载。限于目前对偶然荷载研究和认知水平以及设计经验，荷载规范仅对炸药及燃气爆炸、电梯及汽车撞击等较为常见且有一定研究资料和设计经验的偶然荷载作出规定。

2) 爆炸荷载

本节分别对爆炸荷载的取值原则、炸药爆炸和燃气爆炸荷载作出规定。

爆炸荷载属于动力荷载,但如果按动力方法直接进行结构分析和设计,不仅计算过程复杂,而且有些设计参数很难确定,因此,荷载规范规定按等效静力荷载采用。

由炸药、燃气、粉尘等引起的爆炸荷载的等效均布静力荷载标准值 q_{ce} 按式 (1.4.9-1) 计算。

$$q_{ce} = K_{dc} p_c \quad (1.4.9-1)$$

式中: p_c ——作用在结构构件上的均布动荷载最大压力,可按国家标准《人民防空地下室设计规范》GB 50038—2005 有关规定确定;

K_{dc} ——动力系数,根据构件在均布动荷载作用下的动力分析结果,按最大内力等效的原则确定。

对具有通口板(玻璃窗)的房屋结构,其燃气爆炸等效静力均布荷载取按下列公式计算的较大值:

$$p_k = 3 + p_v \quad (1.4.9-2)$$

$$p_k = 3 + 0.5 p_v + 0.04 \left(\frac{A_v}{V} \right)^2 \quad (1.4.9-3)$$

式中: p_v ——通口板的额定破坏压力 (kN/m^2);

A_v ——通口板面积 (m^2);

V ——爆炸空间的体积, m^3 。

3) 撞击荷载

本节分别对电梯、汽车和直升飞机的撞击荷载作了规定。

规范规定电梯竖向撞击荷载标准值可取电梯总重力荷载的 4~6 倍。主要依据部分电梯厂家提供的样本计算的不同的电梯品牌、类型的撞击力与电梯总重力荷载的比值。

顺行方向的汽车撞击力标准值 p_k (kN) 可按式 (1.4.9-4) 计算:

$$P_k = \frac{mv}{t} \quad (1.4.9-4)$$

式中: m ——汽车质量,可取 15t;

v ——车速,可取 22.2m/s;

t ——撞击时间,可取 1.0s。

垂直行车方向的撞击力标准值可取顺行方向撞击力标准值的 0.5 倍,二者不考虑同时作用。

直升飞机非正常着陆时引起的竖向等效静力撞击力标准值 p_k (kN) 按下式计算:

$$P_k = C \sqrt{m} \quad (1.4.9-5)$$

式中: C ——系数,取 $3\text{kN} \cdot \text{kg}^{-0.5}$;

m ——直升机质量 (kg)。

竖向撞击力的作用范围包括停机坪及停机坪边缘线 7m 之内的屋顶结构;竖向撞击力的作用区域一般取 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 。

参 考 文 献

[1] A. H. Ang, M. Amin. Reliability of structure and structural systems[J]. Journal Engineering

- Mech. Div. ASCE, 94(1968) 671-691.
- [2] C. A. Cornell. A probability-based structural code[J]. Journal of American Concrete Institute 66 (12) (1969) 974-985.
- [3] A. H. Ang, C. A. Cornell. Reliability bases of structural safety and design[J]. Journal of Structures, 100(1974) 1755-1769.
- [4] A. H. Ang, H. F. Ma. On the reliability analysis of framed structures[C]. Proc. of ASCE special conference, Tucson Arizona, USA, 1979.
- [5] N. C. Lind, Formulation of probabilistic design[J]. Journal of Engineering Mech. Div. ASCE, 103 (1977) 273-284.
- [6] H. O. Madsen, First order VS. Second order reliability analysis of series structures[J]. Structural Safety, Vol. 2 No. 3 (1985) 207-214.
- [7] A. M. Hasofer. Reliability index and failure probability[J]. Journal of Structures, 3-1 (1974) 25-27.
- [8] X. Chen, N. C. Lind. Fast probability integration by three parameter normal tail approximation[J]. Structural Safety, Vol. 1 (1983) 269-276.
- [9] Xinyang Jin, Zhijun Chen. Revision of China national standards for design of building structures-An Overview on the Adjustment of Reliability Level[C]. APEC workshop on alignment of standards in the building industry, Hanoi, Vietnam, 2001.
- [10] Xinyang Jin, Yalin Yan, Wind Disasters and Mitigation Activities in China[J]. Global Environmental Research, 13(2)-2009, 133-140.
- [11] Xinyang Jin, Jida Zhao. Development of design code for building structures in China[J]. Structural Engineering International, SEI Volume 22, Number 2, (2012)195-201.
- [12] 建筑结构设计统一标准 GBJ 68—84[S]. 北京: 中国计划出版社, 1984.
- [13] 赵国藩. 影响工程结构可靠度的主要问题及对微调的建议[J]. 建筑科学, Vol. 15 No. 5, 1999, 5-8.
- [14] 容柏生. 对建筑结构可靠度的我见. 建筑科学, Vol. 15 No. 5, 1999, 8-11.
- [15] 李明顺, 胡德妍. 我国建筑结构设计可靠度设定水平的分析与改进意见. 建筑科学, Vol. 15 No. 5, 1999, 26-29.
- [16] 金新阳, 程志军. 我国建筑结构设计国家标准的修订情况[J]. 工程建设标准化, No. 84, 2001 (4), 35-37.
- [17] 金新阳. 《建筑结构荷载规范》修订原则与要点[J]. 建筑结构学报, Vol. 32 No. 12, 2011. 12, 79-85.
- [18] 金新阳, 陈凯, 唐意. 国家标准《建筑结构荷载规范》修订概要[J]. 建筑结构, Vol. 41 No. 11, 2011. 11, 12-15.

第二章 荷载的代表值及荷载组合

建筑结构作为一个实体，在建造和使用过程中会受到建筑物本身和外来的各种作用。建筑物本身的作用是建筑物自身的重量，例如结构构件和装饰层的自重，建筑的自重往往是其主要荷载。外来的作用包括建筑结构楼面上的人群和各种物品的重量、工业厂房中的设备重量、风压、雪压以及温度变化、基础不均匀沉降等。

国际标准《结构可靠性总原则》ISO 2394：2008^[1]和我国《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 将施加在结构上的集中力或分布荷载以及引起结构外加变形或约束变形的原因统称为作用，而其中的集中力或分布荷载称为直接作用或荷载，引起结构外加变形或约束变形的原因称为间接作用。直接作用是以外力的形式体现的，一般与结构本身没有直接关系；间接作用尽管也使结构产生了内力或变形，但不是直接以外力的形式体现的，且产生的内力或变形与结构本身有密切的联系，如温度作用等。照顾到工程设计人员的习惯，荷载规范不再区分作用和荷载，统一称为荷载^[3]。

2.1 荷载的代表值与统计参数

2.1.1 荷载类型

作用在结构上的荷载是不同的，根据荷载的形式和特点，有几种分类方法。如按时间变异分类可分为永久作用、可变作用和偶然作用；按空间位置变异分类可分为固定作用和自由作用；按结构反应分类可分为静态作用和动态作用；按有无界限分类可分为有界作用和无界作用。其中按时间变异的分类是最常用的分类方法，在分析结构可靠度时，它关系到概率模型的选择；在按各类极限状态进行设计时，它还关系到荷载代表值及其组合形式的选择。本规范荷载规定采用按时间变异分类。

按时间的变异进行分类时，荷载的具体分类和定义如下。

(1) 永久荷载

永久荷载是指在设计使用基准期内其量值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计或其变化是单调的并能趋于某个限值的荷载。包括结构构件自重（包括楼面找平层重量、屋面保温层和防水层重量）、楼面上固定设备的重量、土压力、预应力等。

土压力和预应力作为永久荷载是因为它们都是随时间单调变化而能趋于限值的荷载。在建筑结构设计时，会遇到有水压力和地下水压力作用的情况，对水位不变的地下水压力可按永久荷载考虑，而水位变化的地下水压力应按可变荷载考虑。

(2) 可变荷载

可变荷载是指在设计基准期内其量值随时间变化，且变化与平均值相比不可忽略不计的荷载。包括楼面活荷载（持久性活荷载和临时性活荷载）、屋面活荷载、施工安装荷载、吊车荷载、积灰荷载、雪荷载、风荷载、温度作用等。

(3) 偶然荷载

偶然荷载是指在设计使用基准期内不一定出现，而一旦出现其量值很大，且持续期在多数情况下很短的荷载。它的出现带有偶然性。例如爆炸力、撞击力、龙卷风、火灾、洪水等。

在上面各种荷载的称谓中，永久荷载和可变荷载类同于以往规范或工程中所称谓的恒荷载和活荷载，而偶然荷载也相当于 20 世纪 50 年代规范中的特殊荷载。

除上述三种荷载的定义外，我国《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 专门对地震作用（包括地震力和地震加速度等）进行了定义。地震作用同时具有可变荷载和偶然荷载的特点。在对建筑结构进行多目标的抗震设计时，往往采用不同的地震烈度。众值烈度和设防烈度的地震作用按可变荷载考虑，罕遇烈度的地震作用按偶然荷载考虑。地震作用由《建筑抗震设计规范》GB 50011 具体规定，这里不再作详细讨论。

2.1.2 荷载代表值

虽然不同的荷载都具有不同的性质和不同的变异性，但在结构设计中，不可能直接引用反映荷载统计特性的各种参数，通过复杂的概率运算进行具体设计。因此，在设计时，除了采用能便于设计者使用的设计表达式外，对荷载仍应赋予一个规定的量值，称为荷载代表值。荷载可根据不同的设计要求，规定不同的代表值，以使之能确切反映其在设计中的特点。

1) 永久荷载

永久荷载采用其标准值作为代表值。

自重是建筑结构最主要的永久荷载。结构自重的标准值 G_k 一般按结构设计图纸规定的尺寸和材料的平均重量密度进行计算。当自重的变异性很小时，可取其平均值。对某些自重变异性较大的材料或结构，当其增加对结构不利时，采用高分位值作为标准值；当其增加对结构有利时，采用低分位值作为标准值。当结构的安全性受其自重控制且受变异性的影响非常敏感时，即使变异性很小也应采用两个标准值。所谓变异性很小一般是指变异系数不超过 0.05~0.1。

自重一般服从正态分布，当需要使用两个标准值时，可分别采用概率为 0.05 和 0.95 的分位值。这样低分位值 $G_{k,inf}$ 和高分位值 $G_{k,sup}$ 可分别表示为：

$$G_{k,inf} = \mu_G (1 - 1.645\delta_G) \quad (2.1.2-1)$$

$$G_{k,sup} = \mu_G (1 + 1.645\delta_G) \quad (2.1.2-2)$$

式中： μ_G ——自重 G 的平均值；

δ_G ——自重 G 的变异系数， $\delta_G = \frac{\sigma_G}{\mu_G}$ ， σ_G 为均方差。

土压力和预应力的标准值为其随时间单调变化而能达到的最大值。

预应力荷载可采用两个标准值，即高分位值和低分位值（图 2.1.2-1），分别用于起不利作用和起有利作用的情况，两个值均应考虑时间因素。对于承载能力极限状态，可采用平均值。

因施工方式、材料收缩或膨胀引起的外加变形可采用某个指定值，因收缩或膨胀引起的变形宜考虑时间因素。

2) 可变荷载

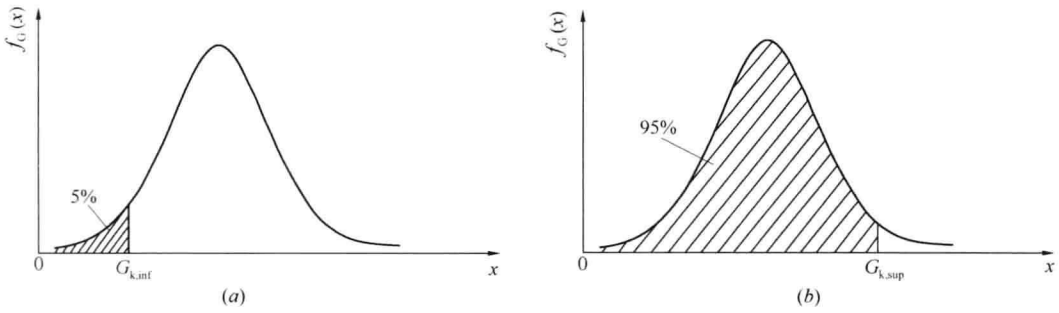


图 2.1.2-1 结构或结构构件自重低分位值和高分位值的定义

(a) 低分位值 $G_{k,inf}$; (b) 高分位值 $G_{k,sup}$

可变荷载的代表值包括标准值、组合值、频遇值和准永久值。可变荷载的标准值是确定其他荷载代表值的基础，其他代表值是以标准值为基础乘以适当的系数后得到的。在概念上，我国规范的荷载标准值与国外规范的荷载特征值 (characteristic value) 是相对应的。

(1) 标准值

图 2.1.2-2 所示为可变荷载在一段时间内的变化历程。当用随机过程理论描述可变荷载时，这一变化历程称为荷载随机过程的一个实现，在未来的给定时间段中，荷载的变化过程是未知的，但服从其本身的统计规律。结构的安全性与所取时间段内荷载的最大值有关，时间段越长，荷载出现更大值的机会越大。所以，定义可变荷载的标准值，首先需要规定一个固定的时间段，这一时间段称为结构设计基准期 T 。如果将整个时间段划分为若干个小的时间段 τ (称为时段)，且这些时间段足够长，使得不同时间段内的荷载最大值不相关，如图 2.1.2-2 所示，则在每一时段内荷载都会有一个极值，这样可得到一个极值荷载序列 $Q_{1,max}$ 、 $Q_{2,max}$ 、 \dots 、 $Q_{n,max}$ ，根据荷载的最大值原理可得到设计基准期 T 内可变荷载最大值 $Q_{max} = \max(Q_{1,max}, Q_{2,max}, \dots, Q_{n,max})$ 的概率分布 $F_{Q_{max}}(Q)$ 或 $F_{Q_T}(Q)$ ，进而根据概率分布的统计特征值定义可变荷载的标准值 Q_k 。最常用的统计特征值有平均值、中值 (一组数中间的值) 和众值 (概率密度函数最大值对应的值)，也可采用其他的指定概率 p 的分位值，即：

$$F_{Q_T}(Q_k) = 1 - p \quad (2.1.2-3)$$

此时， Q_k 在设计基准期内最大值分布上的超越概率为 p 。当可变荷载作为不利作用出现时，其标准值一般取较高的分位值。

按上述方法定义荷载标准值时需要有足够的可变荷载统计资料，但一些荷载的统计资料很难获得或无法获得，在这种情况下，荷载标准值是根据经验确定的，称为荷载的名义值。按统计方法和经验方法确定的荷载值统称为可变荷载的标准值。

在很多情况下，特别是对于自然荷载，如风、雪、洪水等，采用统计理论的重现期 T_R 表达可变荷载的标准值 Q_k 可能更为方便，工程中习惯上称为“ T_R 年一遇”。如荷载规范在附录 E 给出了重现期为 50 年的基本风压和基本雪压，及重现期为 10 年和 100 年的风压和雪压，可称为“50 年一遇的基本风压和基本雪压”或“10 年和 100 年一遇的风压和雪压”。按重现期定义的标准值 Q_k 与重现期 T_R 具有下式的关系：

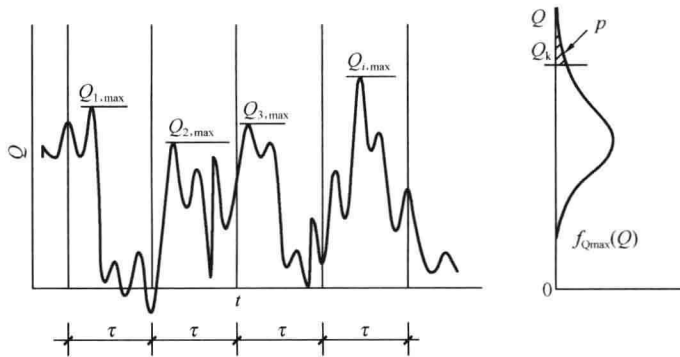


图 2.1.2-2 设计基准期及可变荷载标准值的定义

$$F_{Q_T}(Q_k) = 1 - \frac{1}{T_R} \quad (2.1.2-4)$$

由上可见，设计基准期和重现期均是定义结构荷载标准值的时间参数，但这两个时间参数在概念上是完全不同的。设计基准期是规定的一个时间段，一般采用一个固定值，如建筑结构和港口结构的设计基准期均采用 50 年，桥梁结构采用 100 年。按设计基准期定义荷载标准值 Q_k 时，还要规定概率 p ，当 p 小时 Q_k 大，当 p 大时 Q_k 小。对于所考虑的荷载随机过程，重现期 T_R 是指荷载值连续两次达到或超过 Q_k 的平均时间间隔，此时荷载年超过 Q_k 的概率为 $1/T_R$ 。对于一具体的可变荷载，当 T_R 小时 Q_k 小，当 T_R 大时 Q_k 大。当用设计基准期和重现期定义同一荷载的标准值 Q_k 时，两者具有如下的关系：

$$R_R = -\frac{T}{\ln(1-p)} \quad (2.1.2-5)$$

式中： p ——概率值。

显然，这意味着按重现期 T_R 和设计基准期 T 相等确定的荷载标准值是不同的，将设计基准期与重现期概念等同是错误的。另外，还需要说明，对于荷载而言，重现期虽然指的是时间，但描述的是荷载的大小，这也是重现期与设计基准期的一个重要区别。

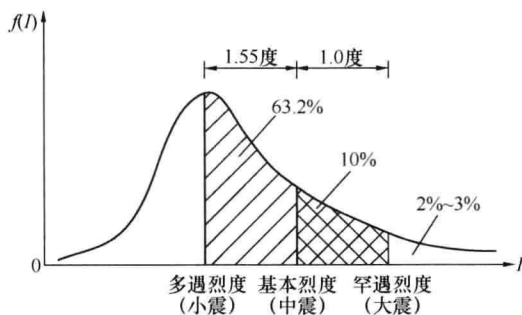


图 2.1.2-3 各种地震烈度的定义

说明荷载重现期与设计基准期不同的一个典型例子是我国建筑抗震设计规范中对地震强度“小震（众值烈度）”、“中震（基本烈度）”和“大震（罕遇烈度）”的定义，如图 2.1.2-3 所示。“中震”是我国建筑抗震规范中采用的设防烈度或基本烈度，50 年设计基准期内的超越概率为 10%，根据式 (2.1.2-5)，对应的重现期为 $T_R = -50 / \ln(1-0.1) = 475$ 年；“小震”为烈度小于基本烈度约一度半的地震（众值烈度），50 年设计基准期内的超越概率为 63%，对应的重现期为 $T_R = -50 / \ln(1-0.63) = 50$ 年；“大震”为烈度约大于基本烈度一度的地震（罕遇烈度），50 年设计基准期内的超越概率为 2% ~ 3%，对应的重现期为 $T_R = -50 / \ln(1-0.03) \sim -50 / \ln(1-0.02) = 1640 \sim 2475$ 年。由此可见，即使设计基准期均为 50 年，但地震烈度在设计基准期内的超越概率不同，对应的重现期也是不同的。

由此可见，即使设计基准期均为 50 年，但地震烈度在设计基准期内的超越概率不同，对应的重现期也是不同的。

除设计基准期和重现期外，结构设计中与时间有关的概念还有结构设计使用年限。结构设计使用年限与设计基准期和重现期的区别和联系在本书第 2.2 节说明。

(2) 组合值

如前所述，可变荷载以不利作用出现时，其标准值取设计基准期内最大值概率分布的较高分位值。但当两个或两个以上的可变荷载同时出现时，这些可变荷载同时达到设计基准期最大值（即标准值）的概率不大。在这种情况下，所有可变荷载均取标准值进行组合将会使设计过于保守，经济上是不合理的。为此，在设计中需要按照一定的规则对其中一些可变荷载的标准值进行折减，折减后的荷载值称为组合值。理论上，可变荷载的组合值可按概率方法确定，使组合后荷载效应的超越概率与该荷载单独出现时其标准荷载效应的超越概率趋于一致，或组合后使结构具有规定的可靠指标；当没有统计资料时，通常按经验方法确定。荷载规范中给出了不同可变荷载的组合值系数 ψ_c ，将荷载组合值系数 ψ_c 乘以标准值 Q_k 即得到可变荷载的组合值，即 $\psi_c Q_k$ 。组合值除用于承载能力极限状态设计外，也用于不可逆正常使用极限状态（图 2.3.3）的验算。

(3) 频遇值

顾名思义，可变荷载的频遇值为结构设计基准期内会经常出现的值，其值显然比对应于设计基准期内最大值的标准值小。规范中给出了不同可变荷载的频遇值系数 ψ_f ，将频遇值系数 ψ_f 乘以标准值 Q_k 即得到荷载的频遇值，即 $\psi_f Q_k$ 。在结构设计中，频遇值主要用于正常使用极限状态中的频遇组合，也用于承载能力极限状态的偶然设计状况。在这两种情况下，频遇值系数 ψ_f 都作为主导可变荷载的系数出现。

可变荷载频遇值 $\psi_f Q_k$ 的确定是使 $Q > \psi_f Q_k$ 的总平均时间（即超越时间）只占某一选定时间段很小的比例， $\psi_f Q_k$ 的总超越时间等于时间段 $\Delta t_1, \Delta t_2, \dots$ 的总和，如图 2.1.2-4 (a) 所示，或者将 $Q > \psi_f Q_k$ 的概率限定在某一给定的值内。按此定义荷载频遇值的两种方法如下：

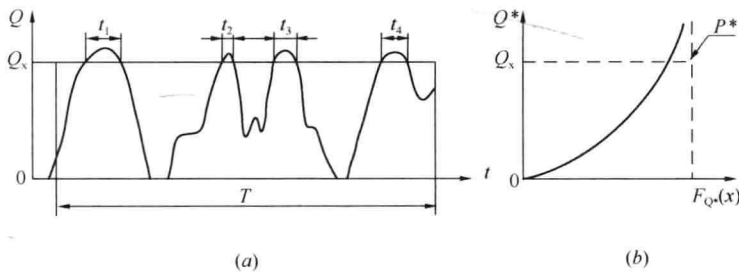


图 2.1.2-4 荷载超越频遇值的时间和概率

(a) 超过时间；(b) Q^* 的分布

①按荷载值被超越的总持续时间与设计基准期的规定比率确定

在可变荷载随机过程的分析中，用荷载值超过某水平 Q_x 的总平均时间 $T_x = \sum \Delta t_i$ ，或与设计基准期的比率 $\mu_x = T_x/T$ 表征频遇值作用的短暂程度。图 2.1.2-4 (b) 给出的是可变荷载 Q 在非零时域内任意时点荷载值 Q^* 的概率分布函数 $F_{Q^*}(x)$ ，超过 Q_x 水平的概率 p^* 可按下式确定：

$$p^* = 1 - F_{Q^*}(Q_x) \quad (2.1.2-6)$$

对于各态历经的平稳随机过程（对于平稳随机过程，只要观测的时间足够长，统计平

均可用样本函数的时间平均代替), μ_x 可按式确定:

$$\mu_x = p^* q \quad (2.1.2-7)$$

式中: q ——荷载 Q 的非零概率。

当 μ_x 为规定值时, 相应的荷载水平 Q_x 可按式确定:

$$Q_x = F_Q^{-1} \left(1 - \frac{\mu_x}{q} \right) \quad (2.1.2-8)$$

对于与时间有关的正常使用极限状态, 荷载的频遇值可考虑按这种方式取值。例如当允许某些极限状态在一个较短的持续时间内被超越, 或在总体上不长的时间内被超越, 就可采用较小的 μ_x 值 (建议不大于 0.1), 按式 (2.1.2-8) 计算荷载的频遇值作为荷载的代表值。

②按荷载值被超越的总频数或单位时间平均超越频数 (跨阈率) 确定

在可变荷载随机过程的分析中, 用荷载值超过某水平 Q_x 的次数 n_x 或单位时间内的平均超越次数 $\mu_x = T_x/T$ (跨阈率) 表征频遇值出现的疏密程度 (图 2.1.2-5)。

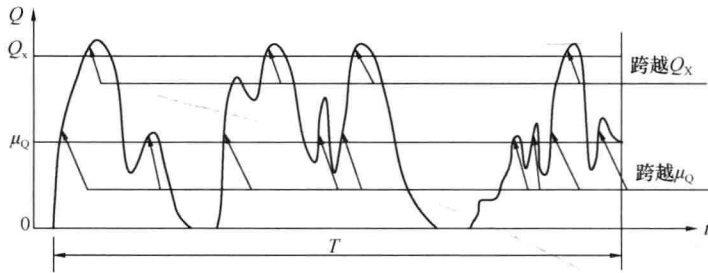


图 2.1.2-5 按单位时间平均超越频数确定荷载频遇值

跨阈率可通过直接观察确定, 也可应用随机过程的某些特性 (例如其谱密度函数) 间接确定。当其任意时点荷载的平均值 μ_{Q^*} 及其跨阈率 ν_m 为已知, 且荷载是高斯平稳各态历经随机过程时, 对应于跨阈率 μ_x 的荷载水平 Q_x 可按式确定:

$$Q_x = \mu_{Q^*} + \sigma_{Q^*} \sqrt{\ln(\nu_m/\mu_x)} \quad (2.1.2-9)$$

对于与荷载超越次数有关的正常使用极限状态, 荷载的频遇值可考虑按这种方式取值。例如当结构振动时涉及人的舒适性、影响非结构构件的性能和设备使用功能等的极限状态, 都可采用按这种方式确定的频遇值来衡量结构的正常使用性能。

(4) 准永久值

可变荷载时时刻刻或分阶段变化, 如果考虑结构的长期性能, 有必要将可变荷载折合为一个等效的永久荷载考虑, 相应的荷载值称为可变荷载的准永久值。可变荷载的准永久值为准永久值系数 ψ_q 乘以标准值 Q_k 得到的值, 即 $\psi_q Q_k$ 。准永久值除主要用于结构长期效应的评估外, 也用于偶然和地震组合作用 (承载能力极限状态) 下可变荷载的代表值以及正常使用极限状态下频遇组合和准永久组合作用 (长期效应) 的验算。

准永久值按 $Q > \psi_q Q_k$ 的总时间段在指定的时间段内所占的比例达到一个相当可观的数值 (一般取 0.5) 确定。该值也可以用在指定的时间段内的平均值表示。对于不易判别的可变荷载, 可以按荷载值被超越的总持续时间与设计基准期的规定比率确定, 此时比率可取 0.5。当可认为可变荷载是各态历经的随机过程时, 准永久值可直接按式 (2.1.2-8) 确定。对于一些可变荷载, 系数 ψ_q 的值可能很小, 如不上人的屋面。

图 2.1.2-6 所示为文献 [5] 根据楼面活荷载的统计参数建立的办公楼和住宅楼面活荷载的频遇值系数和准永久值系数与比率 $\mu_x = T_x/T$ 的关系。当 μ_x 分别取 0.05 和 0.5 时, 得到的楼面活荷载的频遇值系数和准永久值系数如表 2.1.2 所示。

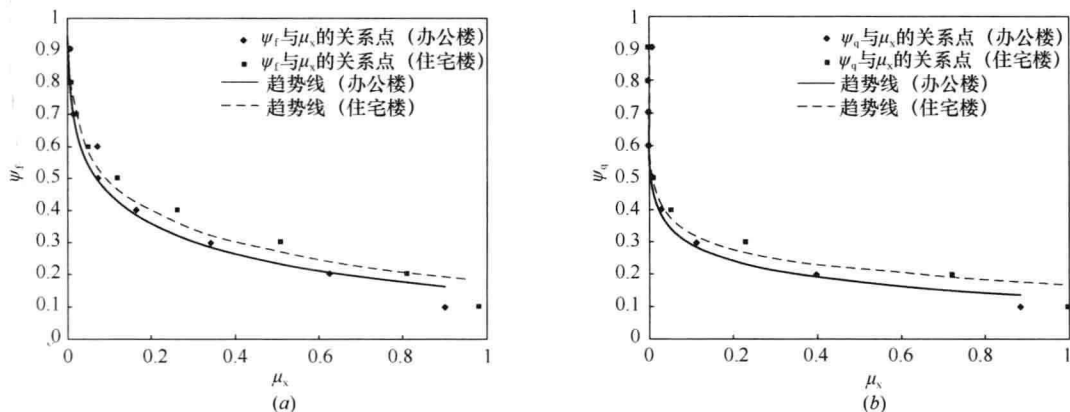


图 2.1.2-6 楼面活荷载 μ_x 与频遇值系数和准永久值系数的关系
(a) ψ_f 与 μ_x 的关系; (b) ψ_q 与 μ_x 的关系

楼面活荷载的频遇值系数和准永久值系数

表 2.1.2

系数		楼面活荷载	
		办公楼	住宅
频遇值系数 ψ_f	计算	0.55	0.59
	荷载规范 GB 50009—2012	0.5	
	欧洲规范 EN1990: 2002	0.5	
准永久值系数 ψ_q	计算	0.18	0.22
	荷载规范 GB 50009—2012	0.4	
	欧洲规范 EN1990: 2002	0.3	

图 2.1.2-7 表示了可变荷载标准值、组合值、频遇值和准永久值之间的关系, 即标准值 > 组合值 > 频遇值 > 准永久值, 就组合值系数、频遇值系数和准永久值系数而言, 有 $1 \geq \psi_c \geq \psi_f \geq \psi_q$ 。图 2.1.2-7 也给出了可变荷载的设计值 $\gamma_Q Q_k$ 。可变荷载设计值不属于可变荷载的代表值, 因为可变荷载设计值是将可变荷载分项系数 γ_Q 乘以荷载标准值 Q_k 得到的, 可变荷载分项系数 γ_Q 与可变荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数不同, 它不是单独根据可变荷载统计特性和设计中对荷载取值的要求确定的, 而是决定于规定的

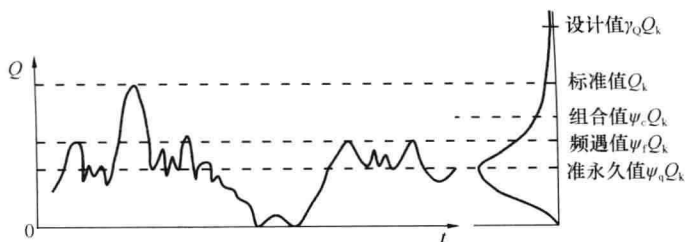


图 2.1.2-7 可变荷载的代表值和设计值图示

结构目标可靠指标，即取决于结构设计的安全水平。当结构设计的可靠指标变化时，荷载分项系数也要变化，从而设计值也发生变化，而荷载的代表值是不变的。由此可见，荷载设计值并不一定是一个固定的值，所以不属于荷载代表值。

上面从统计上论述了可变荷载的代表值及确定方法，实际工程中除住宅、办公楼、风荷载、雪荷载、厂房积灰荷载等有一定的统计数据外，其他可变荷载基本上没有统计资料。所以，建筑荷载规范中的大部分可变荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数是根据工程经验确定的。《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012 第 5 章~第 9 章在给出各可变荷载标准值的同时，也给出了这些荷载组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的值。

2.1.3 荷载统计参数

荷载具有非常明显的随机性，在现行建筑结构设计规范中，基于概率的极限状态设计表达式的分项系数，就是在对荷载和抗力统计分析的基础上，经过可靠度计算并结合以往工程经验确定的。所以，在有条件的情况下，实测和收集荷载的资料并进行统计分析是非常重要的。

永久荷载不随时间发生变化或随时间发生变化的程度很小，所以可以采用随机变量模型描述，如图 2.1.3-1 所示。结构或结构构件的自重一般认为服从正态分布。可变荷载随时间不断变化，需采用随机过程概率模型描述。建筑结构活荷载的概率模型理论上可用泊松方波过程模型或滤过泊松过程模型描述。由于两种随机过程模型比较复杂，实际中应用的是进一步简化的平稳二项随机过程模型，如图 2.1.3-2 所示。平稳二项随机过程模型将设计基准期 T 划分为若干个时段 τ ，荷载在每一个时段以一定的概率出现或不出现，如出现则持续时间为一个时段的长度；各时段出现的荷载服从相同的概率分布，且相互独立。一般认为各时段的荷载服从极值 I 型分布，根据概率理论可以推得，设计基准期内的荷载最大值也服从极值 I 型分布。设计基准期 T 内荷载最大值的平均值 μ_{Q_T} 和标准差 σ_{Q_T} 与时段 τ 内荷载的平均值 μ_{Q_τ} 和标准差 σ_{Q_τ} 具有如下关系：

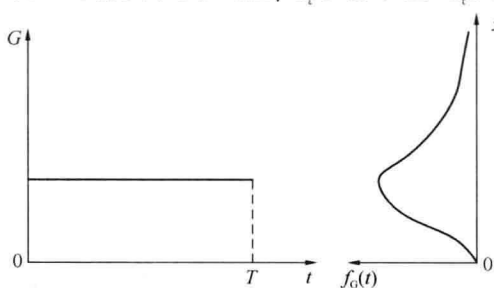


图 2.1.3-1 永久荷载概率模型

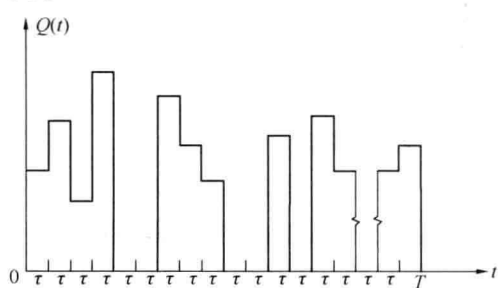


图 2.1.3-2 可变荷载平稳二项随机过程的样本

$$\mu_{Q_T} = \mu_{Q_\tau} + \frac{\sigma_{Q_\tau}}{1.2826} \ln m, \sigma_{Q_T} = \sigma_{Q_\tau}$$

式中， $m = T/\tau$ ，划分时段时要求 m 为整数。

在编制《建筑结构设计统一标准》GBJ 68—84 的过程中，标准编制组曾在全国范围内对一些代表性地区的结构或构件自重、楼面活荷载、风荷载、雪荷载、积灰荷载等进行了统计分析，得到了这些荷载的统计参数（即荷载平均值与标准值的比值，荷载变异系

数)和概率分布类型。20世纪90年代末和21世纪初,在修订我国《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001中对一些可变荷载的标准值进行了调整,办公楼和住宅楼面活荷载标准值从原来的 1.5kN/m^2 提高到 2.0kN/m^2 ;风荷载、雪荷载标准值由原来的“30年一遇”值提高到“50年一遇”值。如果假定可变荷载的统计规律没有变化,由于对荷载标准值进行了调整,而此后的结构设计采用的是标准值调整之后的荷载标准值,所以荷载统计参数也做了相应调整。表2.1.3为荷载标准值调整后的荷载统计参数,其中 k_G 表示恒荷载的平均值与标准值的比值, δ_G 表示恒荷载的变异系数; k_{Q_i} 表示可变荷载时点值的平均值与标准值的比值, δ_{Q_i} 表示可变荷载时点值的变异系数; k_{Q_T} 表示设计基准期内可变荷载的平均值与标准值的比值, δ_{Q_T} 表示设计基准期内可变荷载的变异系数。

建筑结构荷载统计参数

表 2.1.3

荷载种类	<i>m</i>	荷载标准值调整后				
		任意时点或时段荷载		设计基准期内最大荷载		
		k_G, k_{Q_i}	δ_G, δ_{Q_i}	k_G, k_{Q_T}	δ_G, δ_{Q_T}	
恒荷载	1	1.060	0.070	1.060	0.070	
持久性楼面活荷载	办公楼	5	0.193	0.406	0.305	0.212
	住宅	5	0.252	0.471	0.353	0.229
临时性楼面活荷载	办公楼	5	0.178	0.441	0.331	0.369
	住宅	5	0.234	0.523	0.392	0.322
风荷载	不按风向	50	0.413	1.109	1.007	0.193
	按风向	50	0.372	0.999	0.907	0.193
雪荷载	50	—	0.712	—	0.225	

2.2 可变荷载设计使用年限调整系数

2000年,国务院发布了《建设工程质量管理条例》(中华人民共和国国务院第279号令),首次以政令形式规定了“设计文件应符合国家规定的设计深度要求,注明工程合理使用年限”,“建设工程实行质量保修制度……基础设施工程……最低保修期限为设计文件规定的该工程的合理使用年限”;2001年,《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068—2001首次明确了建筑结构的设计使用年限;2005年,《民用建筑设计通则》GB 50352—2005对民用建筑的设计使用年限做出了规定;2008年,《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008进一步针对各种不同类型结构(建筑结构、公路桥梁结构、港口结构、铁路结构)的设计使用年限进行了规定。国外标准早就有了结构设计使用年限的概念,如50多年前英国标准就规定了不同类型结构的设计使用年限。按照《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008的定义,设计使用年限为“设计规定的结构或结构构件不需进行大修即可按预定目的使用的年限”。其他标准也有关于结构设计使用年限的定义,尽管文字描述不同,但含义是一致的。这里难以对“大修”进行明确的定义,一般是指对结构的修复会影响结构的使用,如停工、停产,停止使用等。

由上面结构设计使用年限的定义可知,结构使用年限是设计中对结构规定的目标使用年

限（不同于结构的使用寿命，使用寿命是结构的实际使用年限）。从目前对结构服役情况的调查结果来看，决定结构使用寿命的不只是安全问题，更为显著的是随着结构使用年限的增长，受外界环境因素和材料自身老化因素的影响，结构使用性能的降低和外观的变化，即耐久性问题，特别是一些工业建筑。所以保证结构设计使用年限的手段应从结构材料、设计、施工、维护、采取附加措施等方面入手，增强结构抵抗外界环境影响的能力。由于我国在 20 世纪 80 年代引入结构可靠度的概念时最先采用了设计基准期（如第 2.1.2 节所述，为确定可变荷载等的取值而选用的时间参数）的概念，而当时并没有专门对设计使用年限进行定义，一些人含糊地将设计基准期当作设计使用年限看待，发生了概念上的混淆。

尽管结构设计使用年限与结构设计基准期含义上是不同的，但两者有着一定的联系。设计基准期规定了可变荷载取值时所针对的时间段，当结构设计使用年限与这一时间段不同时，显然采用针对这一时间段的荷载值是不合理的，必须将荷载值调整到设计使用年限所对应的值。在规范编制组“荷载效应组合—荷载调整系数和偶然组合”专题研究的基础上，荷载规范修订采用了《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 的建议，引入了考虑设计使用年限的可变荷载调整系数 γ_L 。

确定考虑设计使用年限的可变荷载调整系数 γ_L 可采用两种方法：（1）使结构在设计使用年限 T_L 内的可靠指标与在设计基准期 T 内的可靠指标相同，（2）使可变荷载按设计使用年限 T_L 定义的标准值 Q_{kL} 与按设计基准期 T （50 年）定义的标准值 Q_k 具有相同的超越概率。按第二种方法确定 γ_L 比较简单，当可变荷载服从极值 I 型分布时，得到下面 γ_L 的表达式：

$$\gamma_L = 1 + 0.78k_{Q_T}\delta_{Q_T}\ln\left(\frac{T_L}{T}\right) \quad (2.2)$$

式中，参数 k_{Q_T} 和 δ_{Q_T} 如表 2.1.3 所示。

表 2.2-1 给出了按式（2.2）计算的不同设计使用年限时楼面活荷载、风荷载和雪荷载的荷载调整系数，与《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 附录 A1 中的值相比，基本偏于保守。因此，荷载规范采用了统一标准中的可变荷载调整系数 γ_L ，如表 2.2-2 所示。

对于吊车荷载，由于其有效荷载是核定的，与结构使用时间长短没有太大关系，荷载标准值不需进行调整。对于温度作用，由于是本次规范修订新增内容，尚没有太多的设计经验，考虑设计使用年限的调整尚不成熟，标准值暂不做调整。

对于雪荷载和风荷载，由于是自然荷载，其标准值一般采用重现期定义。由于荷载规范并没有按设计基准期规定雪压和风压，一般认为对应于设计基准期的雪压和风压就是重现期 50 年的雪压和风压。荷载规范表 E.5 分别给出了国内不同城市 10 年、50 年和 100 年重现期的雪压和风压。重现期 100 年的雪压和风压与重现期 50 年的雪压和风压的比值大致为 1.1，重现期 10 年的雪压和风压与重现期 50 年的雪压和风压的比值大致为 0.5~0.8，这些与表 2.2-1 中设计使用年限为 10 年和 100 年的可变荷载调整系数接近。所以荷载规范规定，当根据设计使用年限调整雪荷载和风荷载的值时，取重现期作为设计使用年限。但需要注意的是，这只是设计中的一种操作方法，并不代表设计使用年限与重现期在概念上是相同的。实际上，重现期是针对荷载的，而结构设计使用年限是针对结构的。

可变荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L

表 2.2-1

设计使用年限 (年)	5	10	20	30	50	75	100
办公楼活荷载	0.839	0.858	0.919	0.955	1.000	1.036	1.061
住宅活荷载	0.798	0.859	0.920	0.955	1.000	1.036	1.061
风荷载	0.651	0.756	0.861	0.923	1.000	1.061	1.105
雪荷载	0.713	0.799	0.886	0.936	1.000	1.051	1.087

荷载规范中楼面和屋面活荷载考虑使用年限的调整系数 γ_L

表 2.2-2

结构设计使用年限 (年)	5	50	100
γ_L	0.9	1.0	1.1

注: 1. 当设计使用年限不为表中数值时, 调整系数 γ_L 可线性内插确定;

2. 对于荷载标准值可控制的活荷载, 设计使用年限调整系数 γ_L 取为 1.0。

最后还需要重申一下, 本节阐述了荷载规范引入考虑设计使用年限的荷载调整系数的目的, 即该系数是用来解决可能存在的设计使用年限与设计基准期不一致产生的荷载代表值不一致的问题, 而不是解决结构耐久性问题。耐久性问题需要根据结构设计规范通过专门的耐久性设计和使用中的维护来解决。

2.3 荷载组合及其应用

2.3.1 结构极限状态及荷载组合规则

当整个结构或结构的一部分超过某一特定状态, 而不能满足设计规定的某一功能要求时, 此特定状态为结构对该功能的极限状态。结构设计中的极限状态是以结构的某种荷载效应, 如内力、应力、变形、裂缝等超过相应规定的标志值为依据的。根据设计中要求考虑的结构功能, 结构的极限状态分为两大类, 即承载能力极限状态和正常使用极限状态。对承载能力极限状态, 一般是以结构的内力超过其承载力为依据的; 对正常使用极限状态, 一般是以结构的变形、裂缝、振动等参数超过设计允许的限值为依据的, 有时也通过结构应力的控制来保证结构满足正常使用的要求, 例如地基承载力的控制。美国混凝土设计规范和桥梁设计规范为减少计算裂缝宽度带来的麻烦, 采用了通过验算构件受拉区最外层钢筋间距来控制裂缝的方法。

对于所考虑的极限状态, 在确定结构的荷载效应时, 应对所有可能同时出现的诸荷载加以组合, 求得组合后的总效应。这里荷载组合是指将那些在同一设计状况中可能同时出现的荷载放在一起考虑, 而不是将荷载按代数规则叠加在一起。对于所考虑的设计状况, 进行荷载组合时, 除考虑将哪些荷载进行组合在一起外, 还需考虑这些荷载以多大的值出现, 显然全部荷载以标准值出现组合在一起是很保守的。如上所述, 当可变荷载起不利作用时, 标准值为其概率分布的某一高分位值 (概率为 95% 或 99%), 结构使用中两个或两个以上可变荷载以这样高的值相遇的概率很小。荷载组合是一个复杂的概率问题, 理论分析比较复杂, 有时也缺乏可靠的统计参数, 工程中往往采用简单实用的组合规则进行荷载组合。目前已经提出了多个简单荷载组合规则, 常用的组合规则有结构安全度联合会提出的 JCSS 组合规则和澳大利亚学者提出的 Turkstra 组合规则。其中 Turkstra 组合规则比较实用, 为多个规范采用。

当结构荷载效应与荷载呈线性关系时，Turkstra 组合规则可表述为：可变荷载效应中的一个达到设计基准期内的最大值，而其他可变荷载效应则采用时点值（或相遇时刻的值），则荷载效应出现最大值。当有 n 个可变荷载参与组合时，这 n 个可变荷载均可取设计基准期内的最大值，这样 n 个可变荷载轮流取设计基准期内的最大值，其余 $n-1$ 个可变荷载均取时点值。因此，共有 n 个组合方式，设计中取其中最不利的组合。 n 个组合方式为

$$\left. \begin{aligned} S_{T_1} &= \max_{t \in [0, T]} S_{Q_1}(t) + S_{Q_2}(t_0) + \cdots + S_{Q_n}(t_0) \\ S_{T_2} &= S_{Q_1}(t_0) + \max_{t \in [0, T]} S_{Q_2}(t) + \cdots + S_{Q_n}(t_0) \\ &\dots\dots \\ S_{T_n} &= S_{Q_1}(t_0) + S_{Q_2}(t_0) + \cdots + \max_{t \in [0, T]} S_{Q_n}(t) \end{aligned} \right\} \quad (2.3.1)$$

式中： $\max_{t \in [0, T]} S_{Q_i}(t)$ ——设计基准期 T 内荷载效应 S_{Q_i} 的最大值；

$S_{Q_i}(t_0)$ ——荷载效应 S_{Q_i} 的时点值。

图 2.3.1 为 Turkstra 组合规则的示意图。

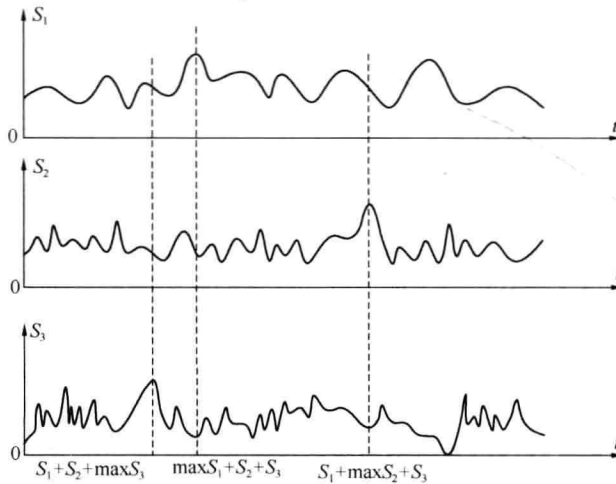


图 2.3.1 Turkstra 组合规则示意图

2.3.2 承载力极限状态

承载力极限状态为结构达到极限承载力或丧失稳定等的状态，相应于结构的安全性。承载力极限状态设计的基本表达式为

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (2.3.2-1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，按各有关结构设计规范的规定采用；

S_d ——荷载组合的效应设计值；

R_d ——结构构件抗力的设计值，按各有关结构设计规范的规定确定。

图 2.3.2-1 示出了在给定的可靠度下，结构抗力设计值与荷载效应设计值的关系。

对于承载力极限状态，《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 规定了三

种荷载组合，即基本组合（包括持久组合和短暂组合）、偶然组合和地震组合；规定了四种设计状况，即持久设计状况、短暂设计状况、偶然设计状况和地震设计状况。对于持久和短暂设计状况，采用基本组合；对于偶然设计状况，采用偶然组合；对于地震设计状况，采用地震组合。荷载规范只给出了基本组合和偶然组合的组合表达式，对于地震组合，见《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的规定。下面给出基本组合的设计表达式，偶然组合在第 2.4 节给出。

当结构荷载效应与荷载呈线性关系时，承载能力极限状态采用的基本组合的表达式为：

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} S_{Q_i,k} \quad (2.3.2-2)$$

式中： γ_{G_j} ——第 j 个永久荷载的分项系数；

γ_{Q_i} ——第 i 个可变荷载的分项系数，其中 γ_{Q_1} 为主导可变荷载 Q_1 的分项系数；

γ_{L_i} ——第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，按表 2.2-2 采用，其中 γ_{L_1} 为主导可变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数；

$S_{G_j,k}$ ——按第 j 个永久荷载标准值 $G_{j,k}$ 计算的荷载效应值；

$S_{Q_i,k}$ ——按第 i 个可变荷载标准值 $Q_{i,k}$ 计算的荷载效应值，其中 $S_{Q_1,k}$ 为诸可变荷载效应中起控制作用者；

ψ_{c_i} ——第 i 个可变荷载 Q_i 的组合值系数；

m ——参与组合的永久荷载数；

n ——参与组合的可变荷载数。

预应力一般只影响预应力混凝土构件正常使用极限状态的变形、裂缝等，不影响构件的抗弯、抗剪等极限承载力，但对于验算预应力混凝土梁端部局部承压的情况，在式 (2.3.2-2) 中，预应力应按永久荷载考虑，并采用预应力的分项系数。

式 (2.3.2-2) 可认为是式 (2.3.1) 表示的荷载组合的体现，其中设计基准期内的某个可变荷载效应的最大值取为标准值 $S_{Q_i,k}$ ，为主导可变荷载效应，是诸可变荷载效应中的最不利者，其余可变荷载效应的时点值取为 $\psi_{c_i} S_{Q_i,k}$ ，为非主导可变荷载的效应。然后再乘以各可变荷载的分项系数和考虑设计使用年限的荷载调整系数。在应用式 (2.3.2-2) 时，如果不能确定所考虑的可变荷载中哪个起控制作用时，可逐个取作主导可变荷载并计算荷载效应 $S_{Q_i,k}$ ，其余的取作非主导可变荷载并计算荷载效应 $S_{Q_i,k}$ ，通过试算，选择其中最不利结果的组合为设计依据。

式 (2.3.2-2) 中的荷载分项系数是根据结构上的不同荷载、不同抗力的统计特性和

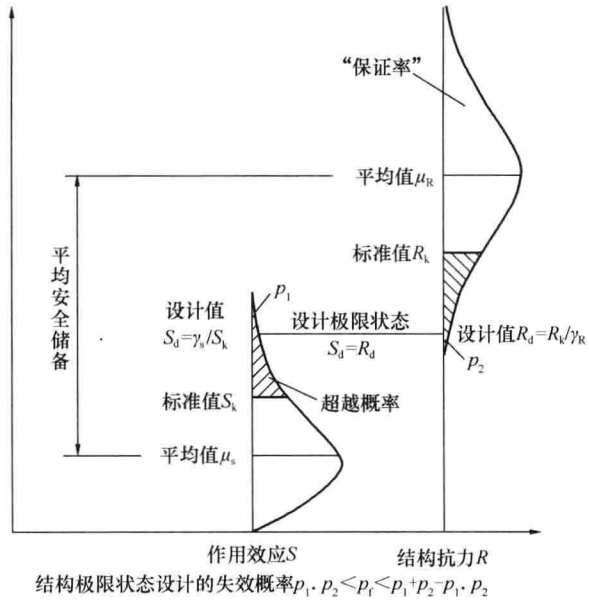


图 2.3.2-1 结构抗力设计值与荷载效应设计值的关系

荷载组合情况以及规定的目标可靠指标确定的。荷载标准值乘分项系数得到的是荷载的设计值。如前所述，当荷载起不利作用时，荷载标准值为荷载概率分布的高分位值，超过该值的概率已经很小。为了达到规定的目标可靠指标值，分项系数的含义是考虑荷载超过其标准值的可能性而对标准值采用的提高系数。确定荷载分项系数的方法有两种，即设计值法和优化方法。设计值法直接给出了用荷载统计参数和目标可靠指标表达的分项系数计算公式，分项系数与荷载统计参数和目标可靠指标的关系非常直观。优化方法是通过可靠度分析，使在不同情况下（不同构件，同一构件不同可变荷载效应标准值与永久荷载效应标准值的比值）的结构可靠指标与目标可靠指标趋于一致，分析中相同的荷载采用相同的荷载分项系数（与结构无关），不同的结构或结构构件采用不同的抗力分项系数（与荷载无关）。具体做法是先确定永久荷载和一种可变荷载组合时的分项系数 γ_G 和 γ_Q ，在荷载标准值已给定的前提下，使不同荷载效应比下按极限状态设计表达式设计的各类结构构件的可靠指标与规定的目标可靠指标总体上误差最小优化得到抗力分项系数，然后在若干 γ_G 和 γ_Q 的组合中，优选可靠指标误差最小的 γ_G 和 γ_Q 值。

《建筑结构设计统一标准》GBJ 68—84 编制组曾选择了 14 种具有代表性的钢筋混凝土结构、钢结构、薄壁型钢结构、砌体结构和木结构的构件，恒荷载与办公楼活荷载、恒荷载与住宅活荷载以及恒荷载与风荷载三种简单组合情况进行分析，并在 $\gamma_G=1.1、1.2、1.3$ 和 $\gamma_Q=1.1、1.2、1.3、1.4、1.5、1.6$ 共 3×6 组方案中，选得一组最优方案为 $\gamma_G=1.2$ 和 $\gamma_Q=1.4$ 。但考虑到前提条件的局限性，允许在特殊情况下作合理的调整，例如对于标准值大于 4kN/m^2 的楼面活荷载，其变异系数一般较小，从经济上考虑，可取 $\gamma_Q=1.3$ 。

分析表明，当永久荷载效应与可变荷载效应相比很大时，若仍采用 $\gamma_G=1.2$ ，则结构的可靠度达不到目标值的要求，因此规范给出由永久荷载效应控制的荷载组合效应值为：

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} S_{Q_i,k} \quad (2.3.2-3)$$

式中，取 $\gamma_G=1.35$ ， $\gamma_Q=1.4$ 。图 2.3.2-2 示出了取 $\gamma_G=1.35$ （永久荷载起控制作用）时按式 (2.3.2-3) 和 $\gamma_G=1.2$ （可变荷载起控制作用）时按式 (2.3.2-2) 计算的钢筋混凝土受剪构件的可靠指标。由图 2.3.2-2 可以看出，当永久荷载起控制作用时，永久荷载分

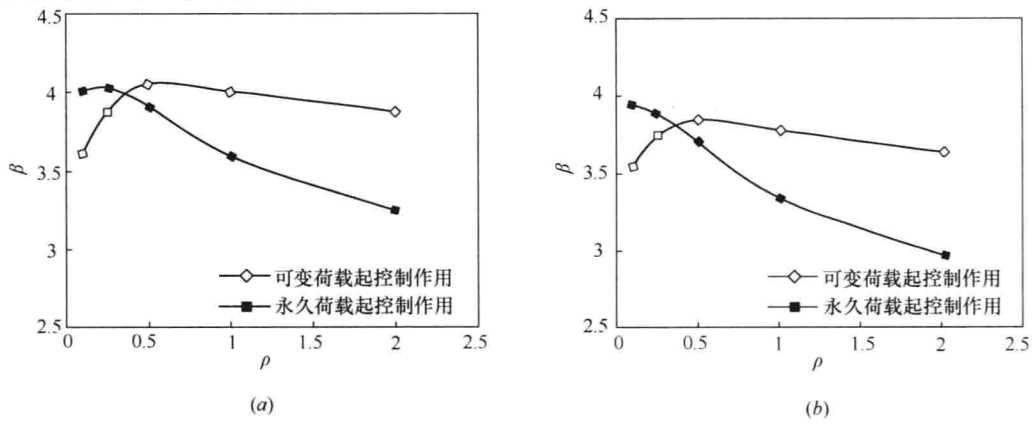


图 2.3.2-2 钢筋混凝土受剪构件的可靠指标比较
(a) 办公楼；(b) 住宅

项系数采用 1.35 比采用 1.2 可靠指标有所提高。虽然过去在第 3 代结构设计规范中,也曾为此专门给出某些补充规定,例如对某些以自重为主的构件采用提高重要系数、提高屋面活荷载的设计规定,但在实际应用中,总不免有挂一漏万的顾虑。故在第 4 代规范中专门给出了永久荷载效应控制的设计组合。

式(2.3.2-2)中的荷载组合值系数 ψ_c 是在前面永久荷载分项系数和可变荷载分项系数已经确定的前提下,考虑多个可变荷载组合通过可靠指标一致的原则优化确定的。在修订荷载规范 GB 50009—2001 时,摒弃了之前规范“遇风组合”的惯例,即只有在可变荷载包含风荷载时才考虑组合值系数的方法,而要求基本组合中所有可变荷载在作为非主导可变荷载时,都必须以其组合值为代表值。对组合值系数,除风荷载取 $\psi_c=0.6$ 外,对其他可变荷载,目前建议统一取 $\psi_c=0.7$;对于荷载较大的情况,取的还要大,如民用建筑中书库、档案库、储藏室、密集柜书库、通风机房、电梯机房的楼面活荷载,工业建筑的屋面积灰荷载、硬钩吊车及工作级别 A8 的软钩吊车荷载。

分析还表明,当永久荷载效应与可变荷载效应异号时,若仍采用 $\gamma_G=1.2$,则结构的可靠指标会随永久荷载效应所占比例的增大而严重降低,此时, γ_G 宜取不大于 1.0 的系数。但考虑到经济效果和应用方便,规范中建议取 $\gamma_G=1.0$ 。地下水压力由于受地表水位的影响,可视为有界作用,其值不再具有超过标准值的可能性,所以设计中分项系数也可取 1.0。

另外,与 GB 50009—2001 规范不同的是,基本组合设计表达式(2.3.3-2)和式(2.3.2-3)均引进了可变荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L ,目的是考虑结构设计使用年限与结构设计基准期不同而对可变荷载标准值进行调整,这已在第 2.2 节进行了说明。

GB 50009—2001 规范第 3.2.4 条规定了一般排架、框架结构基本组合的简化规则。考虑到简化规则缺乏理论依据,现在结构分析及荷载组合基本由计算机完成,简化规则已经用得很少,本次修订取消了 GB 50009—2001 规范第 3.2.4 条的简化规则。在方案设计阶段,当需要手工进行初步荷载效应组合计算时,仍允许采用对所有参与组合的可变荷载的效应设计值,乘以一个统一的组合系数 0.9 的简化方法。

在倾覆、滑移或漂浮等有关结构整体稳定性的验算中,永久荷载效应一般对结构是有利的,荷载分项系数应取小于等于 1.0 的值。但是,目前在大部分结构设计规范中,实际上仍沿用经验的单一安全系数进行设计,即使采用分项系数,在取值上也不能做到采用统一的系数。因此,在规范中对此原则上不规定与此有关的分项系数的取值,以免发生矛盾。当在其他结构设计规范中对结构倾覆、滑移或漂浮的验算有具体规定时,应按结构设计规范的规定执行,当没有具体规定时,对永久荷载分项系数按工程经验采用。

2.3.3 正常使用极限状态

正常使用极限状态是结构在使用过程中外观、功能和耐久性不受影响的状态,主要涉及结构的裂缝、变形、局部损坏及影响使用的振动等。与结构的承载能力极限状态不同,不满足正常使用极限状态要求不会导致结构破坏或倒塌,引起生命安全和财产的巨大损失,只是引起结构使用上的问题,如漏水、漏气、门窗关闭不严、大风时高层建筑摆动过大等,所以正常使用极限状态的可靠度水平比承载能力极限状态低。《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 将正常使用极限状态分为可逆的正常使用极限状态和不可逆的正常使用极限状态,如图 2.3.3 所示的结构变形。可逆的正常使用极限状态的可靠指

标约为 0，失效概率约为 0.5；不可逆的正常使用极限状态的可靠指标约为 1.5，失效概率约为 0.067。

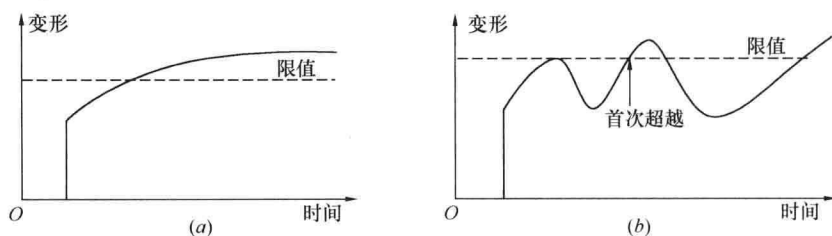


图 2.3.3 正常使用极限状态
(a) 不可逆；(b) 可逆

正常使用极限状态按下面的设计表达式进行设计：

$$S_d \leq C \quad (2.3.3-1)$$

式中：C——结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，例如变形、裂缝、振幅、加速度、应力等的限值，按有关结构设计规范的规定采用。

按照《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 的规定，荷载规范正常使用极限状态计算采用了标准组合、频遇组合和准永久组合三种组合，其设计表达式如下：

(1) 标准组合

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{\zeta_i} S_{Q_i,k} \quad (2.3.3-2)$$

(2) 频遇组合

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \psi_{f_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (2.3.3-3)$$

(3) 准永久组合

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (2.3.3-4)$$

在结构设计中，正常使用极限状态三种组合的选取与结构的反应是可逆的还是不可逆的，及考虑短期或长期状况有关。如果结构反应是不可逆的或是短期效应，宜采用标准组合，这时主导可变荷载采用标准值，非主导可变荷载采用组合值；如果结构反应是可逆的，宜采用频遇组合，这时主导可变荷载采用频遇值（按荷载频遇值的定义，此时荷载频遇值超越的时间约占总时间的一小部分），非主导可变荷载采用准永久值；如果关心的是结构的长期性能，则采用准永久组合，这时所有可变荷载均采用准永久值（按荷载准永久值的定义，此时荷载准永久值超越的时间约占总时间的一半）。

结构正常使用极限状态的可逆与不可逆不能只按所验算构件的情况确定，而要与周边构件联系起来考虑。以钢梁的挠度为例，钢梁的挠度本身当然是可逆的，但如钢梁下有隔墙，钢梁与隔墙之间又未作专门处理，钢梁的挠度会使隔墙损坏，则仍认为是不可逆的，应采用标准组合进行验算；如钢梁的挠度不会损坏其他构件（结构的或非结构的），只影响到人的舒适感，则可采用频遇组合进行验算；如钢梁的挠度对各种性能要求均无影响，只是个外观问题，则可采用准永久组合进行验算。在《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 中，对于裂缝控制，普通钢筋混凝土构件采用了准永久组合，预应力混凝土

构件采用了标准组合。

2.4 偶然组合

本书第 2.1.1 条给出了偶然荷载的定义。对于建筑结构,比较常见的偶然荷载是车辆撞击、炸药爆炸和室内可燃物或粉尘引起的爆炸。常见的室内爆炸包括粉尘爆炸和燃气爆炸,即空气中粉尘、可燃气体或蒸汽的快速化学反应,产生高温与超高压,爆炸压力以压力波的形式向外迅速传播,遇到障碍时则产生作用力。室内爆炸产生的压力主要取决于粉尘、可燃气体或蒸汽的类型,空气中灰尘、可燃气体或蒸汽的百分比,粉尘、可燃气体或蒸汽、空气混合物的均匀性,火源、封闭区内是否有障碍物,发生爆炸封闭区的大小、形状和强度,以及所具有的排气量或压力释放量。偶然荷载的特点是出现或发生的概率很小,而一旦出现或发生,其量值很大,往往具有很大的破坏作用,甚至引起与起因不成比例的结构连续倒塌。所以,当需考虑偶然荷载时,抗连续倒塌设计是结构设计的一项重要内容。

抗连续倒塌设计最早出现于 1968 年的英国规范,起因于 1968 年伦敦发生的罗兰点 (Ronan Point) 煤气爆炸事件,该事件引起一个 22 层预制钢筋混凝土结构的角部从 18 层连续垮塌至地面。我国近年也发生了多起因可燃物爆炸而使建筑物受损的事件,如 2006 年 11 月 17 日凌晨 2 时 50 分,大连市甘井子区山日街 60 号居民楼一住宅的住户发生液化气泄漏爆炸事故。经现场勘查判断,这是一起由居民个人过失引发灾害殃及邻居的事故。发生燃气爆炸楼房的二、三层楼板严重坍塌,楼外墙体裂开一道长约 8m、宽约 0.5m 的口子。这起事故造成 9 死 1 重伤的严重后果。2010 年 2 月 24 日 16 时,河北省秦皇岛骊骅淀粉股份有限公司淀粉 4 号车间发生粉尘爆炸事故,造成 19 人死亡,49 人受伤,厂房严重破坏。由此可见,在我国,加强建筑物的抗连续倒塌设计已刻不容缓。

目前,美国、欧洲、加拿大、澳大利亚等国家和地区的建筑设计规范都有关于建筑结构抗连续倒塌设计的规定,美国有专门的建筑抗连续倒塌设计标准,多侧重于恐怖袭击引起的爆炸。荷载规范针对偶然事件发生时结构承载力验算和偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算分别给出了偶然组合效应设计值的计算公式。

承载能力极限状态的效应设计值按下式计算:

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + S_{A_d} + \psi_{r_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (2.4-1)$$

式中: S_{A_d} ——按偶然荷载设计值 A_d 计算的荷载效应值;

ψ_{r_1} ——第 1 个(主导)可变荷载的频遇值系数;

ψ_{q_i} ——第 i 个(非主导)可变荷载的准永久值系数。

偶然事件发生后受损结构整体稳固性的效应设计值按下式计算:

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \psi_{r_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (2.4-2)$$

偶然荷载效应组合的表达式主要考虑了下面几个方面:①由于偶然荷载的确定往往带有经验和主观臆测因素,因而设计表达式中不再考虑荷载分项系数,而直接采用规定的设计值 A_d ;②对偶然设计状况,偶然事件本身属于小概率事件,两种不相关的偶然事件同

时发生的概率更小，所以不必同时考虑两种偶然荷载同时出现；③偶然事件的发生是一个强不确定性事件，偶然荷载的大小也是不确定的，所以实际情况下偶然荷载值超过规定设计值的可能性是存在的，按规定设计值进行设计的结构仍然存在破坏的可能性；但为保证人的生命安全，设计还要保证偶然事件发生后受损的结构能够承担对应于偶然设计状况的永久荷载和可变荷载（主导可变荷载采用频遇值，非主导可变荷载采用准永久值）。所以，表达式分别给出了偶然事件发生时承载力计算和发生后整体稳定性验算两种不同的情况。

对于处于偶然荷载环境下的建筑物，首先要控制偶然荷载的发生或减小偶然荷载的强度，其次才是进行抗连续倒塌设计。控制偶然荷载的发生可通过加强各种防范措施来实现，如为避免煤气爆炸，需加强对居民使用煤气安全的教育，规范煤气使用的管理，安装煤气泄漏报警装置等。抗连续倒塌设计主要从结构方面考虑，目前有多种方法，如直接设计法和间接设计法。直接设计法包括替代路径法和特定区域局部加强法，替代路径法是指当移除结构的某些构件后，结构可能发生局部破坏，但跨越该构件的部分仍然能够连接，保持结构的整体性。局部加强法则通过专门的设计使结构重要部分具有抵抗破坏的能力。间接设计法包括为结构或结构构件提供强度、冗余度、连续性和延性等，如为建筑物设置水平拉杆、竖向拉杆和周边拉杆，通过这些拉杆的拉结作用保持结构的整体性。无论采用直接方法还是采用间接方法，均需要验算偶然荷载下结构的局部强度及偶然事件发生后结构的整体稳定性。根据不同的要求，计算可以采用动力弹性分析法、静力弹塑性分析法或动力弹塑性分析法，不同的情况采用不同的荷载组合。

对于偶然荷载发生后结构剩余部分整体稳定性的验算，一般采用拆除杆件法，即按照一个规则拆除结构体系中的某些杆件，然后验算剩余结构的抗倒塌能力。抗倒塌能力计算可采用弹性分析法和弹塑性分析法。国外标准或规范允许采用不同的分析方法。美国标准 UFC4-023-03 规定，当采用静力法进行分析时，除水平方向的风荷载外，竖向荷载取为动力分析荷载的 2 倍，这是因为结构发生局部破坏、丧失某个构件后，向下的重力产生动力冲击效应，而静力分析虽然简单，但不能考虑这种冲击效应，所以分析中人为采用放大的荷载值。图 2.4 所示为对一 6 层钢筋混凝土框架结构进行分析得到的结果，其中线性静力

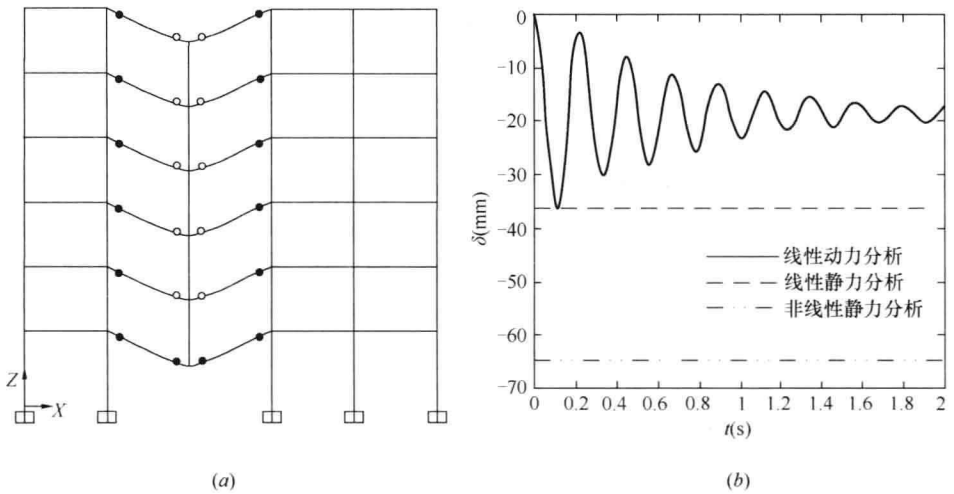


图 2.4 钢筋混凝土框架移除一根底层柱后的变形分析
(a) 移除一根底层柱后的变形；(b) 采用不同方法计算的变形

分析采用的荷载为 $2 \times$ (恒荷载 + 0.25 活荷载), 线性动力分析采用的荷载为 (恒荷载 + 0.25 活荷载)。从结构的局部变形看, 按上述荷载线性静力分析得到的最大变形与线性动力分析得到的最大变形相近; 采用 (恒荷载 + 0.25 活荷载) 的荷载进行非线性静力分析得到的变形约为相同荷载线性动力分析得到的变形的 2 倍。

荷载规范第 10 章给出了偶然荷载 (爆炸、撞击) 的取值。《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 规定了混凝土结构抗连续倒塌设计的原则。我国结构抗连续倒塌设计研究尚处于起步阶段, 设计经验还不多, 更多资料可参见美国标准和欧洲规范。

2.5 非线性荷载组合与非线性设计

第 2.3 节论述的荷载组合原理和方法, 是针对荷载效应 (结构内力、变形等) 与荷载保持线性关系的结构的, 即可按线弹性方法设计的结构, 其特点是对于结构使用中能够相遇的荷载, 先进行结构分析计算每个荷载的效应然后对每个荷载效应乘分项系数进行叠加, 与先对每个荷载乘各自的分项系数后全部施加在结构分析模型上进行结构分析得到的效应是相同的。如果荷载组合数目很多, 显然按前者进行组合比较方便。当结构荷载效应与荷载之间呈现明显的非线性关系 (包括材料非线性和几何非线性) 时, 单个荷载效应的叠加与将全部荷载放在一个模型中进行分析得到的效应是不同的。在这种情况下, 荷载线性组合方法不再适用, 必须将全部荷载放在一个结构分析模型中进行分析, 这时的荷载组合称为非线性荷载组合。

对于可进行线弹性分析的结构, 除其荷载效应具有可加的特点外, 另一个特点是材料弹性模量或构件刚度不随加载进程而变化, 荷载效应与加载路径无关。而需要进行非线性分析的结构则不然, 材料 (或构件) 本构关系中包含了强度 (或承载力) 参数, 即使采用同一种本构关系但不同的材料强度或构件承载力, 加载到相同的荷载时计算得到的荷载效应也是不同的, 反映了结构抗力与结构反应的耦合性。另外, 非线性结构的荷载效应与加载路径有关。

第 2.3 节说明了荷载分项系数的含义。同样, 对于结构材料, 强度设计值是将按材料强度概率分布的低分位值确定的强度标准值除以按可靠指标确定的材料分项系数得到的, 即材料分项系数是进一步考虑材料强度存在低于强度标准值的可能性, 为达到目标可靠指标而对材料强度标准值降低的系数。在质量有保证的前提下, 出现如此低强度值的情况是由于结构材料不均匀, 是结构中的局部现象, 结构作为一个整体不会如此。所以, 一般而言, 结构的抗力取决于结构某一薄弱环节 (低强度处), 而结构的内力分布主要取决于结构整体刚度。因此, 直接采用相应于材料强度设计值的本构关系进行结构分析得到的内力是偏离实际情况的, 导致不合理的结构内力重分布。由此可见, 结构非线性分析和设计应采用合理的材料 (或构件) 本构模型。

尽管一些规范规定结构可以按非线性分析方法进行设计, 但由于结构非线性分析及结构安全判别准则的复杂性, 这一方面的研究尚不十分成熟。所以, 荷载规范暂没有做出荷载非线性组合的规定。《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 给出了结构非线性设计的荷载组合表达式 (也适用于线性设计), 《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 给出了混凝土结构非线性分析和设计采用的混凝土和钢筋的应力—应变关系, 但并

没有给出结构安全验算的表达式，设计人员操作起来还有一定困难。本节首先介绍欧洲规范中有关结构非线性分析和设计的规定，然后对结构非线性分析和设计问题进行讨论。

2.5.1 欧洲规范的规定

1) 荷载效应设计值

欧洲规范《结构设计基础》EN 1990: 2002 给出了结构设计中有关荷载组合的规定。在欧洲规范 EN 1990: 2002 中，荷载效应（用 E 表示，为与我国规范的表示符号统一，本书改用 S 表示）设计值表示为

$$S_d = \gamma_{Sd} S(\gamma_{F,i} F_{rep,i}) \quad (2.5.1-1)$$

式中： γ_{Sd} ——荷载效应分析模型分项系数，考虑了结构分析模型的不准确性；

$\gamma_{F,i}$ ——第 i 个荷载的特征值；

$F_{rep,i}$ ——第 i 个荷载的代表值。

一般情况下，式 (2.5.1-1) 也可表示为下面的形式：

$$S_d = S(\gamma_{F,i} F_{rep,i}) \quad (2.5.1-2)$$

其中

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \gamma_{F,i} \quad (2.5.1-3)$$

下面以永久荷载与一种可变荷载组合的情况为例说明欧洲规范 EN 1990: 2002 中荷载组合表达式的应用。对于一般的情况或当荷载效应与荷载呈线性关系时，荷载效应可直接按下式计算：

$$S_d = S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k) = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \quad (2.5.1-4)$$

式中： γ_G 、 γ_Q ——按式 (2.5.1-3) 确定的永久荷载和可变荷载分项系数；

S_{Gk} 、 S_{Qk} ——永久荷载和可变荷载的效应特征值。

对于荷载效应与荷载呈非线性关系的情况，欧洲规范再分为两种情况考虑，如图 2.5.1 所示。假定荷载按比例逐渐增大，当荷载效应的增大速度快于荷载的增大速度时 [图 2.5.1 (a)]，采用下式计算荷载效应：

$$S_d = S(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \quad (2.5.1-5)$$

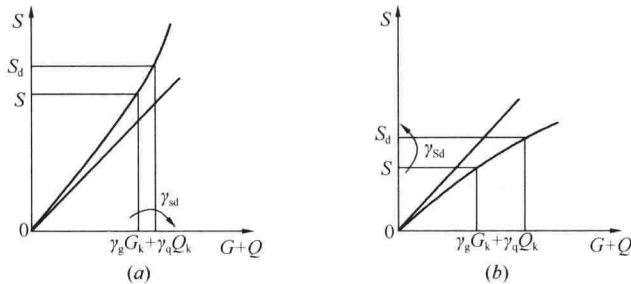


图 2.5.1 欧洲规范中非线性分析结构荷载效应的计算

(a) 效应增长快；(b) 荷载增长快

当荷载的增大速度快于荷载效应的增大速度时 [图 2.5.1 (b)]，则采用下式计算荷载效应：

$$S_d = \gamma_{Sd} S(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \quad (2.5.1-6)$$

关于分项系数的取值，欧洲规范规定，对于永久荷载， $\gamma_G = 1.125$ ， $\gamma_{Sd} = 1.20$ ，这样

$\gamma_G = \gamma_{Sd} \gamma_G = 1.20 \times 1.125 = 1.35$; 对于可变荷载, $\gamma_Q = 1.35$, $\gamma_{Sd} = 1.10$, 这样 $\gamma_Q = \gamma_{Sd} \gamma_Q = 1.35 \times 1.10 = 1.50$ 。

2) 抗力设计值

在欧洲规范 EN 1990: 2002 中, 抗力设计值的一般表达式为:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R(X_{d,i}; a_d) = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R\left(\eta_i \times \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right) \quad (i \geq 1) \quad (2.5.1-7)$$

式中: γ_{Rd} ——抗力计算模型分项系数, 考虑了抗力模型的不确定性 & 实际结构构件与所设计的标准构件之间的几何偏差;

η_i ——转换系数, 考虑了试件尺寸及试验时加载速度、湿度和温度的影响;

$X_{k,i}$ ——第 i 种结构材料的强度特征值;

$\gamma_{m,i}$ ——第 i 种结构材料分项系数;

a_d ——结构或结构构件尺寸设计值。

式 (2.5.1-7) 的简化形式为:

$$R_d = R\left\{\eta_i \times \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \quad (i \geq 1) \quad (2.5.1-8)$$

其中

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \gamma_{m,i} \quad (i \geq 1) \quad (2.5.1-9)$$

欧洲规范《混凝土结构设计 第 2 部分: 混凝土桥梁—设计与细部规定》EN 1992-2: 2005 给出了混凝土结构非线性分析的规定。当对钢筋混凝土和预应力混凝土结构进行非线性分析时, 要求材料应力—应变关系中的材料强度分别取为:

$$\tilde{f}_y = 1.1 f_{yk} \quad (\text{普通钢筋}) \quad (2.5.1-10)$$

$$\tilde{f}_p = 1.1 f_{pk} \quad (\text{预应力筋}) \quad (2.5.1-11)$$

$$\tilde{f}_c = 1.1 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \alpha_{cc} f_{ck} \quad (\text{混凝土}) \quad (2.5.1-12)$$

式中: f_{yk} ——普通钢筋屈服强度的特征值;

f_{pk} ——预应力筋屈服强度的特征值;

f_{ck} ——混凝土抗压强度的特征值;

γ_s ——钢筋材料分项系数, 取 1.15;

γ_c ——混凝土材料分项系数, 取 1.5;

α_{cc} ——考虑混凝土长期性能和荷载作用方式的系数, 欧洲规范建议取 1.0。

在欧洲规范《混凝土结构设计 第 1-1 部分: 一般规定和对建筑结构的的规定》EN 1992-1-1: 2004 中, 规定普通钢筋、预应力筋和混凝土强度的设计值分别按下面的公式确定:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s}, f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.5.1-13)$$

这样由式 (2.5.1-10) ~ 式 (2.5.1-13) 可以得出

$$\tilde{f}_y = 1.1 \times 1.15 f_{yd} = 1.27 f_{yd} \quad (\text{普通钢筋}) \quad (2.5.1-14)$$

$$\tilde{f}_p = 1.1 \times 1.15 f_{pd} = 1.27 f_{pd} \quad (\text{预应力筋}) \quad (2.5.1-15)$$

$$\tilde{f}_c = 1.1 \times \frac{1.15}{1.5} \times 1.0 \times 1.5 f_{cd} = 1.27 f_{cd} \quad (\text{混凝土}) \quad (2.5.1-16)$$

取 $\gamma_{Rd}=1.06$, $\gamma_0=1.2$, $\gamma_{0'}=\gamma_{Rd}\gamma_0=1.06 \times 1.2=1.27$, 欧洲规范 EN 1992-2: 2005 规定结构或结构构件的抗力设计值按下式计算:

$$R_d = R\left(\frac{q_{uq}}{\gamma_{0'}}\right) \text{ 或 } R\left(\frac{q_{uq}}{\gamma_{Rd}\gamma_0}\right) \quad (2.5.1-17)$$

式中: q_{qu} ——荷载按比例增大时计算的结构承载力。

如果考虑混凝土徐变的影响, 则将混凝土应力—应变关系中的混凝土应变 ϵ 乘以 $1+\varphi_{ef}$, 其中 φ_{ef} 为混凝土的徐变系数。

3) 设计表达式

仍以永久荷载和一种可变荷载组合的情况为例说明。按照欧洲规范 EN 1992-2: 2005 的规定, 进行非线性分析的钢筋混凝土或预应力混凝土结构, 安全性应符合下列表达式之一:

$$\gamma_{Rd}S(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq R\left(\frac{q_{uq}}{\gamma_0}\right) \quad (2.5.1-18)$$

或

$$S(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq R\left(\frac{q_{uq}}{\gamma_{0'}}\right) \quad (2.5.1-19)$$

或

$$\gamma_{Rd}\gamma_{Sd}S(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq R\left(\frac{q_{uq}}{\gamma_0}\right) \quad (2.5.1-20)$$

根据力学原理, 在结构破坏之前, 结构或结构的单元要符合静力平衡原理和变形协调条件。实际上, 对结构进行非线性分析时, 并不能如同式 (2.5.1-18) ~ 式 (2.5.1-20) 那样将结构荷载效应与结构抗力左右分开, 式 (2.5.1-18) ~ 式 (2.5.1-20) 只是一种表述形式。具体分析时, 可按比例系数 k_R 对结构进行逐级加载, 对应于式 (2.5.1-18) 当满足 $k_R \geq \gamma_{Rd}\gamma_0$ 时, 或对应于式 (2.5.1-19) 当满足 $k_R \geq \gamma_{0'}$ 时, 或对应于式 (2.5.1-20) 当满足 $k_R \geq \gamma_{Rd}\gamma_{Sd}\gamma_0$ 时, 结构是安全的。

2.5.2 关于结构非线性分析和设计的讨论

前面介绍了欧洲规范中荷载非线性组合和结构非线性设计的方法。可以看出, 在欧洲规范中, 进行结构非线性分析和设计时, 钢筋、预应力筋和混凝土应力—应变关系中的材料强度采用式 (2.5.1-10) ~ 式 (2.5.1-12) 表示的强度; 计算抗力设计值时, 将钢筋和混凝土的材料分项系数转化为统一的抗力系数 γ_0 或 $\gamma_{0'}$ 。下面对欧洲规范中钢筋和混凝土材料分项系数的转化进行分析。

在欧洲规范中, 确定钢筋强度时, 模型不确定性系数的变异系数 $V_\theta=0.025$, 几何尺寸的变异系数 $V_g=0.05$, 材料性能的变异系数 $V_f=0.04$, 这样钢筋强度的变异系数为 $V_{f_y} = \sqrt{V_\theta^2 + V_g^2 + V_f^2} = 0.0687$; 确定混凝土强度时, 模型不确定性系数的变异系数 $V_\theta=0.05$, 几何尺寸的变异系数 $V_g=0.05$, 材料性能的变异系数 $V_f=0.15$, 这样混凝土强度的变异系数为 $V_{f_c} = \sqrt{V_\theta^2 + V_g^2 + V_f^2} = 0.1658$ 。从而可以计算得到钢筋和混凝土强度特征值与平均值的关系

$$y_{yk} = (1 - 1.645V_{f_y})f_{ym} = (1 - 1.645 \times 0.0687)f_{ym} = 0.8870f_{ym}$$

$$\text{即} \quad f_{ym} = 1.1f_{yk} \quad (2.5.2-1)$$

$$f_{ck} = 1.15 \times (1 - 1.645V_{f_c})f_{cm} = 1.15 \times (1 - 1.645 \times 0.1658)f_{cm} = 0.8363f_{cm}$$

即

$$f_{cm} = 1.1956f_{ck} \neq 1.1 \times \frac{1.15}{1.5}f_{ck} = 0.8433f_{ck} \quad (2.5.2-2)$$

混凝土特征值计算中的系数 1.15 考虑了构件强度与试件强度的差别。

将式 (2.5.2-1) 与式 (2.5.1-10)、式 (2.5.2-2) 与式 (2.5.1-12) 进行对比可以看出, 在欧洲规范 EN 1992-2: 2005 中, 进行结构非线性分析时, 钢筋应力-应变关系中钢筋的屈服强度采用的是平均值, 而混凝土应力-应变关系中混凝土的抗压强度采用的不是平均值, 其目的是得到一个统一的系数 $\gamma_0 = 1.27$ 作为抗力系数由式 (2.5.1-17) 计算抗力的设计值。很显然这种将多个不同材料分项系数转化为一个抗力系数的方法并不完善。例如, 钢筋混凝土偏心受压构件有大偏心受压和小偏心受压两种破坏方式, 大偏心受压构件破坏属于延性破坏, 承载力决定于钢筋的强度, 抗力系数接近于钢筋的材料分项系数; 小偏心受压构件破坏属于延性破坏, 承载力决定于混凝土的强度, 抗力系数接近于混凝土的材料分项系数。欧洲规范 EN 1992-2: 2005 采用一个抗力系数并不能反映钢筋混凝土构件的这一特点。针对欧洲规范结构非线性分析和设计存在的这一问题, 一些文献提出了新的计算方法, 如文献 [20] 提出钢筋和混凝土强度分别采用平均值, 结构抗力系数采用 $\gamma_R(x/d)$, 其中 x 为钢筋混凝土构件截面受压区高度, d 为截面有效高度; 文献 [21] 建议钢筋和混凝土强度分别采用 $1.1f_{yk}$ (平均值) 和 $1.1\alpha_{cc}f_{ck}$, 结构抗力系数采用 $\gamma_R(\epsilon_1, \rho_{tot}, \rho_2/\rho_1)$, 其中 ϵ_1 为受拉钢筋或压应力较小钢筋的应变, ρ_{tot} 为钢筋总配筋率, ρ_2/ρ_1 为压应力最大钢筋与压应力最小钢筋层的钢筋面积之比; 文献 [22] 建议钢筋和混凝土强度分别采用平均值, 假定抗力服从对数正态分布, 在分析不同钢筋混凝土构件抗力变异性的基础上, 提出采用可靠度理论确定抗力系数 $\gamma_R(V_f)$ 的方法, 其中 V_f 为构件抗力的变异系数。

美国规范《建筑对结构混凝土的要求》ACI 318-08 的设计方法和表达式与我国规范和欧洲规范不同, 可以表示为

$$U \leq \phi R_n \quad (2.5.2-3)$$

式中: U ——荷载效应设计值, 不同的荷载组合表达式不同;

R_n ——由材料强度规定值 (相当于我国材料强度的标准值) 计算的构件强度名义值;

ϕ ——构件强度折减系数。

在美国规范 ACI318-08 中, 不同构件采用的强度折减系数 ϕ 不同。对于钢筋混凝土偏心受压构件, 美国规范 ACI318-08 采用了根据纵向钢筋拉应变调整强度折减系数 ϕ 的方法。图 2.5.2 所示为 60 级钢筋 (屈服强度规定值为 420MPa) 的强度折减系数 ϕ 取值方法, 纵向钢筋拉应变为 $\epsilon_1 \leq 0.002$ 时取轴心受压构件的系数

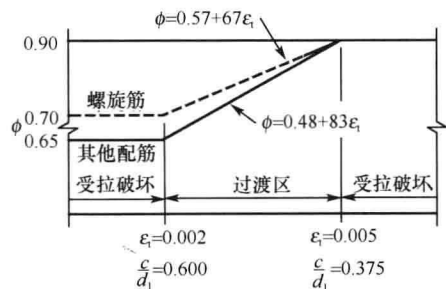


图 2.5.2 采用 60 级钢筋时 ϕ 随 ϵ_1 的变化

$\phi=0.65$ 或 0.70 ; $\epsilon_t \geq 0.005$ 时取受弯构件的系数 $\phi=0.9$; 其他情况内插计算。

由于美国规范 ACI318 不采用材料强度分项系数, 而对构件抗力只采用一个系数 ϕ 。这样, 进行结构非线性分析和设计, 不涉及如何将材料分项系数转化为构件抗力系数的问题。

我国《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 给出了荷载组合的一般表达式, 即

$$S_d = S\left(\sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} G_{jk} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} Q_{ik}\right) \quad (2.5.2-4)$$

式中: G_{jk} ——第 j 个永久荷载的标准值;

Q_{1k} ——主导可变荷载的标准值;

Q_{ik} ——第 i (≥ 2) 个非主导可变荷载的标准值;

$S(\cdot)$ ——荷载效应函数。

其余参数的意义同式 (2.3.2-2)。注意此时式 (2.5.2-4) 中的“+”表示将不同的荷载放在一个计算模型中考虑, 而不是各种荷载设计值的代数和。

由于我国规范中结构荷载效应设计值的计算不像欧洲规范那样包括荷载效应模型系数, 所以进行非线性分析时, 按比例增大荷载不需考虑荷载与荷载效应哪个增长快的问题, 直接将荷载设计值施加在同一个结构分析模型上进行非线性分析即可。对于材料的应力—应变关系, 我国《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 附录 C 规定钢筋强度和混凝土强度均采用平均值。

对于钢筋混凝土结构非线性分析中的抗力, 我国规范没有规定。《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 的结构抗力设计值表达式为

$$R_d = R(f_d, a_d) \quad (2.5.2-5)$$

式中: $R(\cdot)$ ——结构抗力函数;

f_d ——材料强度设计值;

a_d ——结构尺寸设计值, 可取为平均值 a_m 。

对于钢筋混凝土结构, 有

$$R_d = R(f_y, f_c, a_d) = R\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, a_m\right) = R\left(\frac{f_{ym}}{\gamma_{rs}}, \frac{f_{cm}}{\gamma_{rc}}, a_m\right) = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{ym}, f_{cm}, a_m) \quad (2.5.2-6)$$

其中

$$\gamma_{rc} = \frac{\gamma_c}{1 - 1.645\delta_{t_c}}, \gamma_{rs} = \frac{\gamma_s}{1 - 1.645\delta_{t_y}} \quad (2.5.2-7)$$

式中: f_y 、 f_{yk} 、 f_{ym} ——钢筋屈服强度的设计值、标准值和平均值;

f_c 、 f_{ck} 、 f_{cm} ——混凝土抗压强度的设计值、标准值和平均值;

δ_{t_y} 、 δ_{t_c} ——钢筋和混凝土强度的变异系数;

γ_s 、 γ_c ——钢筋和混凝土的材料分项系数。

式 (2.5.2-6) 将钢筋混凝土构件抗力的设计值用钢筋和混凝土强度的平均值表示, 这时需要确定抗力系数 γ_R 与系数 γ_{rs} 和 γ_{rc} 的关系。确定抗力系数 γ_R 除需考虑系数 γ_{rs} 和 γ_{rc} 外, 还需考虑结构非线性分析时抗力模型的不准确性。由于问题比较复杂, 需要进行专门

的研究,本章不再做详细讨论。

参 考 文 献

- [1] General principles on reliability for structures ISO 2394: 2008. [S]. 1998.
- [2] 工程结构可靠性设计统一标准 GB 50153—2008[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [3] 建筑结构荷载规范 GB 50009—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [4] 贡金鑫, 魏巍巍. 工程结构可靠性设计原理[M]. 北京: 机械工业出版社, 2007.
- [5] 冯云芬, 贡金鑫, 王建超. 楼面活荷载、风荷载的频遇值和准永久值的确定[J]. 工业建筑, 2012, (7).
- [6] 建筑结构设计统一标准(试行)GBJ 68—84[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1984.
- [7] 建筑结构荷载规范 GB 50009—2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [8] 建筑结构可靠度设计统一标准 GB 50068—2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [9] 民用建筑设计通则 GB 50352—2005[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [10] 史志华, 贡金鑫, 李云贵, 陈基发. 中美欧房屋建筑钢筋混凝土基本构件设计安全度比较[J]. 建筑结构, 2012, 42(10), 87-97.
- [11] 混凝土结构设计规范 GB 50010—2010[J]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] UFC 4-023-03. Unified Facilities Criteria, Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[S]. Department of Defense, 2005.
- [13] Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines For New Federal Office Buildings and Major-Modernization Projects[S]. General Services Administration, 2003.
- [14] New York City Building Code, Chapter 18[S]. Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads, 1998.
- [15] EN 1991-1-7: 2006. Eurocode 1: Actions on structures-Part 1-7: General actions-accident action [S]. CEN, Brussels, 2006.
- [16] EN 1992-1-1: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings[S]. CEN, Brussels, 2004.
- [17] EN 1990 ; 2002. Eurocode 0: Basis of structural design[S]. CEN, Brussels, 2002.
- [18] 贡金鑫, 车轶, 李荣庆. 混凝土结构设计(按欧洲规范). 北京: 中国建筑工业出版社, 2009
- [19] EN 1992-2: 2005. Design of Concrete Structures. Part 2: Concrete bridges-Design and detailing rules[S]. CEN, Brussels, 2005.
- [20] Henriques AAA, Calheiros F and Figueiras J A. Safety format for the design of concrete frame[J]. Engineering Computations, 2002, 19(3): 346-363.
- [21] Six M. Sicherheitskonzept für nichtlinear Traglastverfahren im Betonbau[D]. PhD thesis, Technical University Darmstadt, Germany, 2001.
- [22] Hendrik Schlune, Kent Gylltoft, Mario Plos. Safety formats for non-linear analysis of concrete structures[J]. Magazine of Concrete Research, 2012, 64(7): 563-574.
- [23] ACI 318—08. Building Code requirements for Structural Concrete (ACI 318—08) and Commentary [S]. American Concrete Institute, 2008.

第三章 楼面与屋面活荷载

3.1 楼面活荷载的统计及分级

3.1.1 楼面活荷载调查统计

在编制《建筑结构设计统一标准》GBJ 68—84 期间，结合“建筑结构可靠度和荷载组合”课题的研究，对楼面活荷载的统计方法、概率分布模型以及楼面荷载值和变异间隔等开展了大规模的理论研究。楼面活荷载的调查主要针对住宅、办公室和商店开展，在全国 25 个城市实测了 133 栋办公楼共 2201 间办公室，总面积为 63700m²，同时调查了 317 家用户的搬迁情况；在全国 10 个城市实测了 556 间住宅，总面积为 7000m²，同时调查了 229 户的搬迁情况；在全国 10 个城市实测了 21 家百货商店共 214 个柜台，总面积为 23700m²。这些调查研究为本规范楼面活荷载按统计方法确定其荷载标准值奠定了基础。楼面活荷载的随机变异性体现在空间和时间两个维度，考虑到活荷载随空间的随机变异非常复杂，对概率分布模型和参数的研究很难，因此调查中直接采用按房间面积平均的荷载来代替等效均布荷载，即不考虑活荷载的空间随机变化，这在理论上虽然不很严格，但调查和统计工作得到很大的简化，统计结果也不会有大的影响。这样，在楼面活荷载统计时仅近似考虑其随时间的随机变异特性。

楼面活荷载按其随时间变异的特点，可分为持久性和临时性两部分。持久性活荷载是指楼面上在某个时段内基本保持不变的荷载，例如住宅内的家具、物品，工业建筑内的机器、设备和堆料，还包括常住人员自重。这些荷载，除非发生一次搬迁，一般变化不大。临时性活荷载是指楼面上偶尔出现的短期荷载，例如聚会的人群、维修时工具和材料的堆积、室内扫除时家具的堆集等。

对持续性活荷载 L_t 的概率统计模型，可根据调查给出荷载变动的平均时间间隔 τ 及荷载的统计分布，采用等时段的二项平稳随机过程（图 3.1.1-1）。

对于临时性活荷载 L_r ，由于持续时间很短，要通过调查确定荷载在单位时间内出现次数的平均率及其荷载值的统计分布，实际上是有困难的。为此，提出一个可以操作的方法，就是通过对用户的查询，了解到最近若干年内一次最大的临时性荷载值，以此作为时

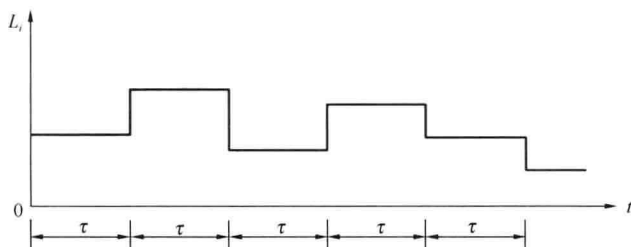


图 3.1.1-1 持续性活荷载随时间变化示意图

段内的最大荷载 L_{rs} ，并作为荷载统计的基础。对 L_r 也采用与持久性活荷载相同的概率模型（图 3.1.1-2）。

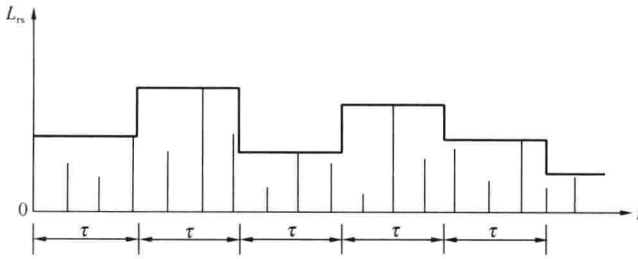


图 3.1.1-2 临时性活荷载随时间变化示意图

出于分析上的方便，对各类活荷载的分布类型采用了极值 I 型。根据 L_r 和 L_{rs} 的统计参数，分别求出 50 年最大荷载值 L_{rT} 和 L_{rsT} 的统计分布和参数。再根据 Tukstra 的组合原则，得出 50 年内总荷载最大值 L_T 的统计参数。《建筑结构荷载规范》GBJ 9—87 版本中给出的活荷载的标准值就是按上述统计方法和调查得到的参数确定的。活荷载标准值应为设计基准期 50 年内荷载最大值分布的某一个分位值。对办公室而言，取标准值 $1.5\text{kN}/\text{m}^2$ 相当于其均值 μ_{Lr} 加 1.5 倍的标准差 σ_{Lr} ，其中 1.5 系数指保证率系数 α 。若假设 L_T 的分布仍为极值 I 型，则与 α 对应的保证率为 92.1%，也即 L_K 取 92.1% 的分位值。而住宅的活荷载标准值也采用 $1.5\text{kN}/\text{m}^2$ ，其保证率就偏低较多。

《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 修订时，基于当时学术界和工程界开展的关于提高建筑结构可靠度的大讨论，以及适当提高结构可靠度的结论和共识，认为对于建设工程量比较大的住宅和办公楼来说，其荷载标准值与国外相比显然偏低，民用建筑的楼面活荷载今后的变化趋势也难以预测，最终将楼面活荷载的最小值规定为 $2.0\text{kN}/\text{m}^2$ 。

除了基于概率统计确定楼面活荷载的方法外，对以相对固定的设备自重为主的工业建筑楼面，楼面活荷载主要依据定值等效的方法来确定，即通过调查代表性设备自重，根据不同用途楼面设备的典型布置，按等效均布的方法确定活荷载的标准值。停车库和消防车活荷载标准值主要也是依据等效均布的方法确定的。采用上述楼面活荷载标准值必须注意等效均布计算时典型设备或车辆的型号和自重，如果实际使用的设备或车辆自重超出计算型号，活荷载标准值必须相应增加。如消防车荷载，等效均布计算时考虑的自重最大的型号是重型消防车，最大总质量 30t，现在部分大城市正在考虑引进更大吨位的消防车，其活荷载标准值就应增加。

此外，另有部分楼面活荷载和屋面活荷载，是根据设计和使用中积累的经验或广泛认可的数据来确定的。

3.1.2 楼面活荷载分级及比较

对民用建筑楼面活荷载，除了按强条 5.1.1 各项规定的用途来选用外，也可根据在楼面上活动的人和设施的不同状况，按不同的活荷载分档来选用活荷载标准值。楼面活荷载标准值可以粗略分成以下七个档次：

- (1) 活动的人很少 $L_K = 2.0\text{kN}/\text{m}^2$
- (2) 活动的人较多且有设备 $L_K = 2.5\text{kN}/\text{m}^2$
- (3) 活动的人很多且有较重的设备 $L_K = 3.0\text{kN}/\text{m}^2$

(4) 活动的人很集中,有时很挤或有较重的设备 $L_K=3.5\text{kN/m}^2$

(5) 活动的性质比较剧烈 $L_K=4.0\text{kN/m}^2$

(6) 储存物品的仓库 $L_K=5.0\text{kN/m}^2$

(7) 有大型的机械设备 $L_K=6\sim 7.5\text{kN/m}^2$

为了解和比较我国规范楼面活荷载的取值水平,表 3.1.2 列出了我国和美国、欧洲和日本等发达国家规范就常用楼面规定的活荷载标准值,从中可以看出我国规范的取值水准与发达国家是相当的。

主要国家荷载规范楼面活荷载标准值

表 3.1.2

楼面用途	活荷载标准值 (kN/m ²)			
	中国	美国	欧洲	日本
	GB 50009—2012	ASCE 7-10	BS EN1991: 2002	AIJ (2004)
办公室	2.0	2.40	2.0~3.0	2.56
教室	2.5	1.92	2.0~3.0	2.88
百货商场	3.5	3.59	4.0~5.0	3.78
礼堂	3.0	2.87	3.0~4.0	2.88

3.2 楼面活荷载的修订

3.2.1 教室活荷载

原规范教室活荷载标准值取值偏小,在本次修订中,提高了教室活荷载标准值。目前教室除传统的讲台、课桌椅外,投影仪、计算机、音响设备、控制柜等多媒体教学设备显著增加;班级学生人数可能出现超员情况。本次修订将教室活荷载取值由 2.0kN/m^2 提高至 2.5kN/m^2 ,组合值系数 0.7,频遇值系数 0.6,准永久值系数 0.5。

对多媒体教室设备重量还需要做进一步调研,以确定多媒体教室活荷载是否需要进一步增大。按目前多媒体教室的配置大体上可分三个基本类型:①一台多媒体计算机、一台多媒体液晶投影机式的简易多媒体教室模式;②一人一台计算机式的网络多媒体教室模式;③一台多媒体计算机、一台多媒体液晶投影机台视频展示台、一台录放机、一台影碟机、一套音响、一套中央控制器与校园网联网综合多媒体教室模式。其中第三种类型是目前高校多媒体教学较理想的配置,但还应根据教学需要和环境特点,优化出不同设备组合的实用的多媒体教室。

3.2.2 运动场和屋顶运动场地活荷载

原规范中未包括体育馆中运动场的活荷载标准值。运动场设有跑道垫层、沙坑等比赛专用设施,除应考虑举办运动会、开闭幕式、大型集会等密集人流的活动外,还应考虑跑步、跳跃以及球类运动等冲击力的影响(动力系数),保证楼板刚度与自振频率、加速度等满足要求。本次修订增加运动场活荷载标准值取为 4.0kN/m^2 ,组合值系数 0.7,频遇值系数 0.6,准永久值系数 0.3。

随着城市建设的发展,人们的物质文化生活水平不断提高,受到土地资源的限制,出

现了屋面作为运动场地的情况。屋顶运动场地的使用频度低于体育馆的运动场，一般不能进行跳高、跳远这样剧烈的体育活动和篮球、排球等大型球类运动，其活荷载标准值取为 3.0kN/m^2 ，组合值系数 0.7 ，频遇值系数 0.6 ，准永久值系数 0.4 。若屋顶运动场地使用功能与楼地面运动场相同，则其活荷载标准值也应取为 4.0kN/m^2 。

3.2.3 浴室和卫生间活荷载

近年来，在浴室、卫生间中安装浴缸、坐便器等卫生设备的情况越来越普遍，故在本次修订中，将浴室和卫生间的活荷载标准值从 2.0kN/m^2 提高到 2.5kN/m^2 ，组合值系数 0.7 ，频遇值系数 0.6 ，准永久值系数 0.5 。

原规范中浴室、厕所、盥洗室的活荷载标准值为 2.0kN/m^2 ，对于住宅、旅馆设浴缸、坐厕的卫生间荷载取值可能严重不足，对有分隔的蹲厕公共卫生间的活荷载标准值可能不足。近年来我国人民生活水平不断提高，城市居民家中浴室厕所的设备越来越多，购置浴缸非常普遍。安装时浴缸有时要砌砖墙，浴缸下铺设垫层。由于卫生间面积较小，浴缸占的比例很大，活荷载取 2.0kN/m^2 不能满足要求。

《全国民用建筑工程设计技术措施（2003版）》第2.1.2-5条规定，设浴缸、坐厕的卫生间活荷载取 4.0kN/m^2 ，有分隔的蹲厕公共卫生间（包括填料、隔墙）活荷载取 8kN/m^2 。有分隔的蹲厕公共卫生间楼面活载 8.0kN/m^2 ，取值偏大的原因是因为蹲厕有台阶，但由于蹲厕位置与隔墙的位置是固定的，因此该部分荷载应按恒载考虑，不应计入活荷载。卫生间一般均应降板，建筑找坡、防水做法、结合层与地砖等重量均应计入恒荷载。对于住宅的厕所，一般结构降板 350mm ，根据实际建筑做法计算得到恒荷载约为 10kN/m^2 ，活荷载为 2.5kN/m^2 。

3.2.4 楼梯活荷载

在发生特殊情况时，楼梯对于人员疏散与逃生的安全性具有重要意义。汶川地震后，楼梯的抗震构造措施已经大大加强。目前楼梯活荷载取值仍然偏小，需要考虑适当增加。此外，原规范中的“人流可能密集时”的概念过于模糊，实际操作区分困难。

在本次修订中，将楼梯活荷载单列一项。除了使用人数较少的多层住宅楼梯活荷载标准值仍按 2.0kN/m^2 取值外，其余楼梯活荷载取值均改为 3.5kN/m^2 。多层住宅的组合值系数 0.7 ，频遇值系数 0.5 ，准永久值系数 0.4 ，其他情况的组合值系数 0.7 ，频遇值系数 0.5 ，准永久值系数 0.3 。

3.2.5 栏杆活荷载

住宅、宿舍、办公楼、旅馆、医院、托儿所、幼儿园的楼梯、看台、阳台和上人屋面等的栏杆顶部水平荷载从 0.5kN/m 提高至 1.0kN/m ；学校、食堂、剧场、电影院、车站、礼堂、展览馆或体育场等的栏杆顶部的活荷载，除了水平荷载从 0.5kN/m 提高至 1.0kN/m 外，增加竖向荷载 1.2kN/m ，水平荷载与竖向荷载应分别考虑。

学校栏杆水平荷载取值偏小。中小学校楼梯的宽度一般在 1.5m 左右，现行建筑荷载规范中尚未规定人群拥挤荷载的计算方法，仅根据人体尺度、体重、踏步宽度确定。在突发情况下，宽度 1.5m 左右的楼梯在每级上会有四至五人拥挤，每米按4级计算，平均每人按 30kg 计算，即水平荷载为 $5\sim 6\text{kN/m}$ 。参照《城市桥梁设计荷载标准》CJJ 77对桥上人行道栏杆的规定，计算桥上人行道栏杆时，作用在栏杆扶手上的竖向荷载采用 1.2kN/m ，水平向外荷载采用 1.0kN/m 。两者应分别考虑，不应同时作用。

3.2.6 其他活荷载

1) 施工活荷载

原荷载规范对施工荷载的规定不是十分明确，原因是施工荷载主要属于临时荷载，仅存在于施工阶段。但是，施工和维修作为建筑建造和使用全寿命周期中不可或缺的重要工况，考虑其荷载对于工程建造的顺利进行有很大作用。地下室顶板作为地面建筑的楼地面，施工时往往堆放建筑材料，设置施工机具，甚至行驶车辆，施工荷载有时远大于楼面活荷载标准值。

地下室顶板等部位在建造施工和使用维修时，堆放建筑材料与施工机具等施工超载是引起楼板出现裂缝的原因之一。在进行首层地下室顶板设计时，施工活荷载一般不小于 4.0kN/m^2 ，但可以根据情况扣除尚未施工的建筑地面做法与隔墙自重，并在设计文件中给出相应的详细规定。附建于高层建筑旁的较低建筑屋面也常有这种情况。近年来，建筑物楼、屋面板出现裂缝成为人们投诉的焦点之一，施工荷载超过楼板材料强度值是个重要原因之一。设计人员应该予以重视，根据实际情况选用合适的荷载值，并在施工图上给予说明。对于施工荷载较大的楼层，在进行楼盖结构设计时，宜考虑施工阶段荷载的影响。当施工荷载超过设计荷载时，应按实际情况验算，并采取设置临时支撑等相应措施。完全以施工阶段的活荷载代替使用阶段的活荷载进行结构设计是不可取的，但在设计中也应充分考虑施工的可行性。

2) 超市活荷载

各类超市的荷载情况差异很大，荷载值根据货物的品种、摆放方式、货架高度与间距等的不同存在较大差异。本次修订在送审稿中原补充了经营百货食品的大中型超市，活荷载标准值取为 5.0kN/m^2 ，组合值系数 0.9 ，频遇值系数 0.9 ，准永久值系数 0.8 。该荷载值适用于普通的货架高度与间距，不包括生鲜货物的冷藏设备、水族箱等重量。其他类型的超市，如带有大型货架的仓储式超市、建材超市等，活荷载应按实际情况取值。该项规定最终未被审查会专家所接纳，主要原因是超市种类及荷载情况太复杂，目前作为强制性规定尚不成熟。

3) 机房活荷载

在《全国民用建筑工程设计技术措施—结构》第2章中，补充了部分机房类型的楼面活荷载标准值，如表3.2.6所示，可供参考。

民用建筑机房楼面均布活荷载标准值

表 3.2.6

序号	楼面用途	均布活荷载标准值 (kN/m^2)	组合值系数 Ψ_c	准永久值系数 Ψ_q
1	制冷机房	8	0.9	0.7
2	水泵房	10	0.9	0.7
3	变配电房	10	0.9	0.7
4	发电机房	10	0.9	0.7
5	管道转换层	4	0.6	0.7
6	电梯井道下有人到达房间的顶板	≥ 5	0.5	0.7

3.3 活荷载折减与不利布置

在均布活荷载统计时，结构构件所承受的来自不同空间域的活荷载不可能同时达到其设计基准期内的最大值，存在空间组合问题。同时，其均值和方差与统计面积相关，一般来说房间面积越大均值和方差越小。因此，在确定活荷载标准值时应该考虑空间的变异性 and 不同构件的受荷面积大小的影响，对活荷载标准值进行适当的折减。

活荷载的折减是一个非常复杂的问题，很难从理论分析或工程实测得到比较确切的方法和数据，主要依靠设计经验来近似确定。国际标准化组织发布的标准《居住和公共建筑的使用荷载》ISO 2103 建议按构件荷载从属面积进行如下折减：

当计算梁时：

1) 对住宅、办公楼等房屋或其房间按下式计算：

$$\lambda = 0.3 + \frac{3}{\sqrt{A}} (A > 18\text{m}^2) \quad (3.3-1)$$

2) 对公共建筑或其房间按下式计算：

$$\lambda = 0.5 + \frac{3}{\sqrt{A}} (A > 36\text{m}^2) \quad (3.3-2)$$

式中：A——所计算梁的从属面积，指向梁两侧各延伸 1/2 梁间距范围内的实际楼面面积。

当计算多层房屋的柱、墙和基础时：

1) 对住宅、办公楼等房屋按下式计算：

$$\lambda = 0.3 + \frac{0.6}{\sqrt{n}} \quad (3.3-3)$$

2) 对公共建筑按下式计算：

$$\lambda = 0.5 + \frac{0.6}{\sqrt{n}} \quad (3.3-4)$$

式中：n——所计算截面以上的楼层数， $n \geq 2$ 。

规范中基本按上述方法规定了具体的折减系数，为了设计方便，而又不明显影响经济效果，作了一些合理的简化。在设计柱、墙和基础时，对第 1 (1) 建筑类别采用的折减系数改用 $\lambda = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{n}}$ 。对第 1 (2) ~ 8 项的建筑类别，直接按楼面梁的折减系数，而不另考虑按楼层的折减。

由于活荷载在空间上和时间里都具有很大的随机性，因此结构设计时需要考虑活荷载的不利布置。通常采用影响线理论确定活荷载的最不利分布模式。对于实际工程，活荷载的不利布置工况可能极其繁多，在设计中一般通过计算机软件加以实现。如果计算机软件不具备考虑活荷载不利分布的功能，也可采用放大系数的方法近似考虑活荷载不利布置的影响，并建议放大系数可取为 1.1~1.3。活荷载不利布置的影响程度与结构的跨度、高度、活荷载相对大小等因素相关。因此对于活荷载较大、跨度较大的工程，如果采用放大系数近似考虑活荷载不利布置的影响，可能会带来结构安全隐患，应真实分析活荷载不利

布置对结构内力的影响。对于一般多层民用建筑，其活荷载与恒载作用下的内力相比，活荷载产生的内力较小，工程中也可不考虑活荷载的不利布置，而与恒载一样均按满载计算内力。对于高层建筑结构，随着层数增加活荷载的不利分布对梁端弯矩的影响程度显著增大，工程设计中应给予考虑。

对于多层工业厂房，其活荷载较大（一般大于 4kN/m^2 ），活荷载对构件的内力影响较大，需考虑活荷载的不利布置。对于大跨度钢桁架结构，活荷载不利布置对于杆件内力有较大影响，放大系数可能大于 1.3。因此在计算中应真实考虑活荷载不利布置，并详细分析荷载不利布置对结构构件设计的影响。

3.4 消防车等效均布活荷载与覆土厚度影响研究

消防车荷载是地下室顶板及消防通道结构设计的主要荷载，由于荷载数值很大，其取值对结构设计安全影响重大。本次修订对消防车荷载进行了补充研究，针对跨度为 $2\sim 4\text{m}$ 的单向板与短边跨度为 $3\sim 6\text{m}$ 的双向板，综合考虑消防车台数、楼板跨度、板长宽比、覆土厚度、动力系数等因素的影响，按照荷载最不利布置原则确定消防车的轮压位置，采用有限元分析程序，得到了在消防车轮压作用下不同板跨单向板和双向板在有覆土条件下的等效均布活荷载取值。

3.4.1 消防车荷载与几何尺寸

消防车对楼面的荷载作用，主要包括车辆满载重量和汽车轮压的动荷载效应，《建筑结构荷载设计手册》（第二版）附录三车辆荷载中详细介绍了我国现有汽车荷载主要技术指标及纵横向排列布置，如图 3.4.1-1 所示。以 300kN 级消防车为研究对象，全车总重为 300kN ，2 个前轮重各为 30kN ，4 个后轮重各为 60kN ，轮胎着地尺寸均为 $0.2\text{m}\times 0.6\text{m}$ 。为了安全起见，需要考虑多台消防车的影响。由于楼板跨度、长宽比、消防车台数等因素，楼板与消防车的相对几何关系极为复杂，在本次修订时考虑了 2 台消防车可能的不利排列形式，如图 3.4.1-2 所示。

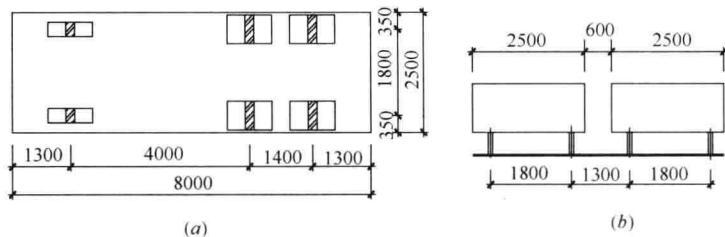


图 3.4.1-1 消防车的几何尺寸

(a) 300kN 汽车的尺寸；(b) 两台 300kN 汽车并排的横向布置图

3.4.2 消防车等效活荷载计算原理

1) 车轮扩散原理

参考《城镇供热管网结构设计规范》CJJ 105—2005 附录 C 中的规定，轮压在混凝土板中的扩散角为 45° ，考虑覆土深度对轮胎的扩散作用，在土中的扩散角取为 35° ，假定楼板厚度 $h_0 = 100\text{mm}$ ，通过下面的公式可以算出轮压扩散后受力面积的边长，如表

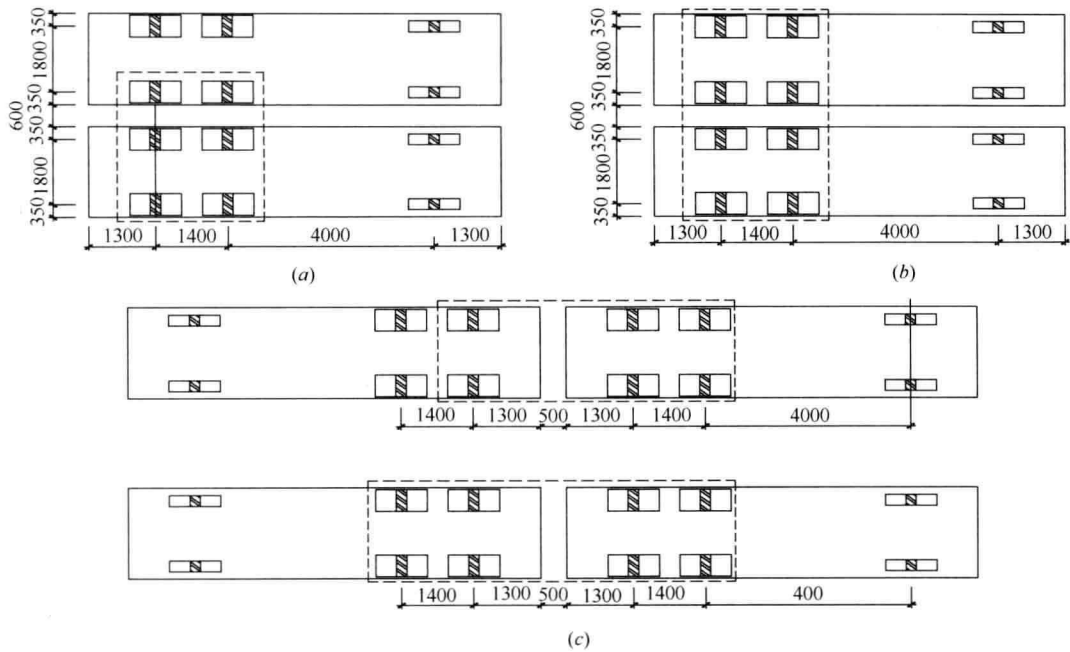


图 3.4.1-2 两台消防车的平面排列

- (a) 两台消防车并排 6 个轮在板内；(b) 两台消防车并排 8 个轮在板内；
 (c) 两台消防车单排 6 个轮在板内；(d) 两台消防车单排 8 个轮在板内

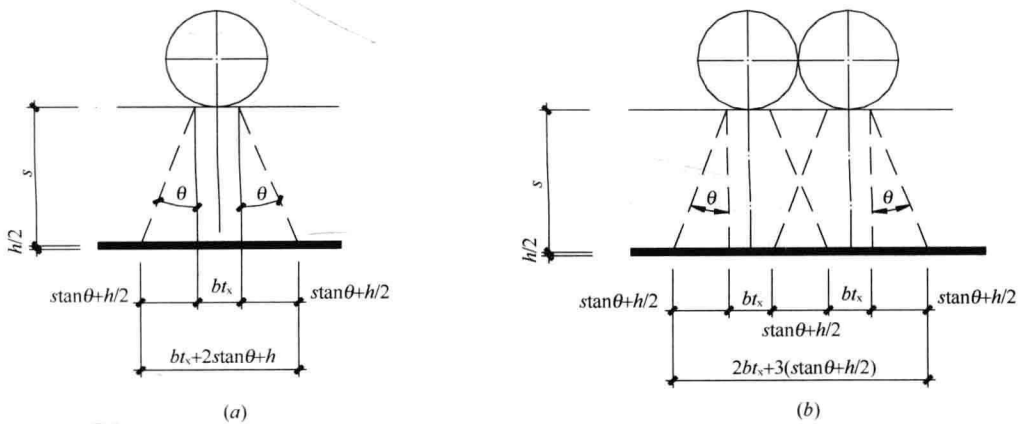


图 3.4.2-1 轮压扩散示意

- (a) 单个车轮；(b) 两个车轮

3.4.2-1 所示，轮压扩散如图 3.4.2-1 所示。

轮压作用的宽度与长度 b_{cx} 和 b_{cy} 按下式计算：

$$b_{cx} = b_{tx} + 2s \times \tan\theta + h \quad (3.4.2-1)$$

$$b_{cy} = b_{ty} + 2s \times \tan\theta + h \quad (3.4.2-2)$$

式中： b_{tx} 、 b_{ty} ——分别为轮压着地面积的宽度与长度；

s ——建筑面层与覆土厚度。

不同覆土深度对应的轮压扩散尺寸

表 3.4.2-1

覆土 (m) \ 轮压尺寸 (m)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
b_{cx}	0.30	1.00	1.70	2.40	3.10	3.80	4.50
b_{cy}	0.70	1.40	2.10	2.80	3.50	4.20	4.90

为了适应不同厚度楼板的消防车等效均布活荷载取值, 提出折算覆土厚度的概念, 即设计时可根据实际楼板厚度 h 折算为相应的覆土厚度, 通过插值对等效活荷载进行折减。折算覆土厚度和轮压作用的宽度与长度按下式计算:

$$\bar{s} = s + \frac{h - h_0}{2 \tan \theta} \quad (3.4.2-3)$$

$$b_{cx} = b_{tx} + 2\bar{s} \tan \theta + h_0 \quad (3.4.2-4)$$

$$b_{cy} = b_{ty} + 2\bar{s} \tan \theta + h_0 \quad (3.4.2-5)$$

式中: h ——板的厚度, $h_0 = 100\text{mm}$;

\bar{s} ——板上折算的覆土厚度;

s ——覆土(垫层)厚度。

单轮压力 P 作用下的轮压应力 q 可按下式计算:

$$q = \frac{P}{b_{cx} \cdot b_{cy}} \quad (3.4.2-6)$$

随着覆土厚度加大, 轮压范围不断扩大, 轮压应力逐渐减小, 当扩散至一定深度后, 相邻轮压扩散范围逐渐重叠, 轮压应力叠加, 最多可叠加 6 次。一台消防车在不同覆土厚度下所对应的轮压尺寸如图 3.4.2-2 所示, 其中灰色的部分表示应力扩散后相叠加的部位, 颜色越深, 说明叠加次数越多。

两台消防车车头同向并排, 8 轮在板内时的轮压情况如图 3.4.2-3 所示。

2) 楼面等效活荷载的等效原则

首先应根据汽车轮压扩散原理计算轮压作用在楼板上的局部荷载(荷载数值及作用面积), 然后根据楼面等效均布活荷载的计算原则(见荷载规范附录 C)将轮压局部荷载等效为楼面均布荷载。

3) 动力系数

消防车荷载应考虑动力系数的影响。在进行结构设计时, 建议动力系数取值参照《给水排水工程埋地玻璃纤维增强塑料夹砂管管道结构设计规程》CECS 190: 2005 第 4.2.5

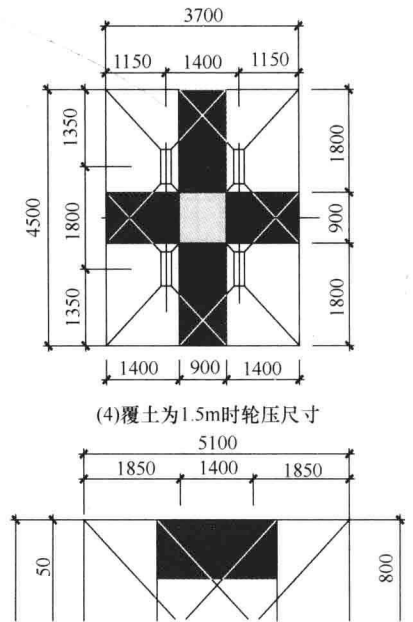


图 3.4.2-2 一台消防车在不同覆土厚度下所对应的轮压尺寸

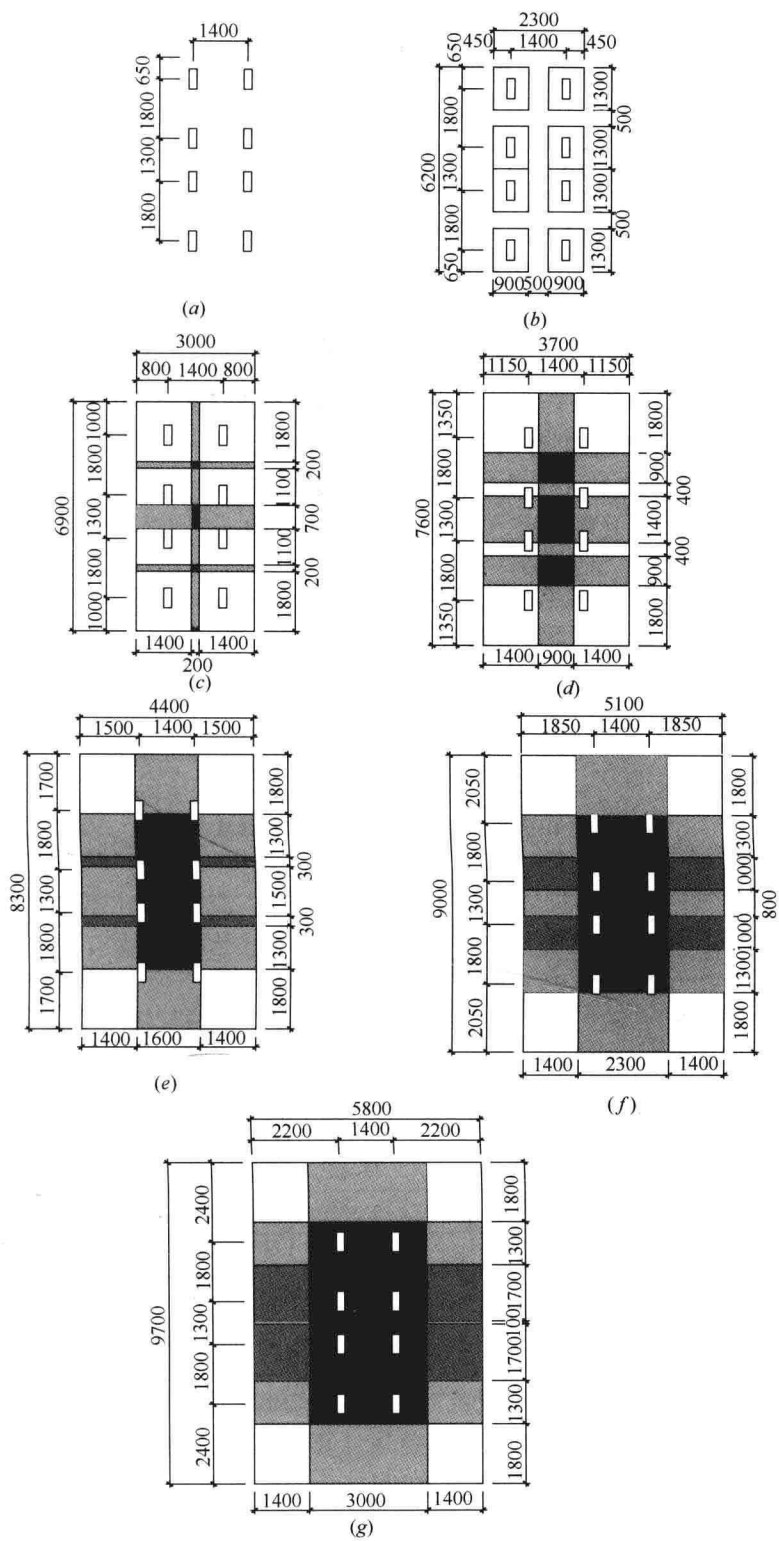


图 3. 4. 2-3 两台消防车并排，8 轮在板内时的轮压情况

条的规定，如表 3.4.2-2 所示。从表中可知，当覆土深度大于 0.7m 时，可不考虑动力系数的影响。为说明方便起见，以下结果均假定动力系数为 1.0。

不同覆土厚度下的动力系数

表 3.4.2-2

覆土深度 (m)	≤0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	≥0.70
动力系数	1.30	1.25	1.20	1.15	1.05	1.00

4) 轮压作用下板的有限元计算

采用 ABAQUS 有限元分析软件中的 S4R 壳元来模拟双向板，单元网格尺寸为 0.05m × 0.05m，计算出不同板跨、不同覆土厚度下单向板和双向板等效均布活荷载值。计算模型为钢筋混凝土板，泊松比取 0.2 计算，假定楼板厚度为 100mm，轮压在混凝土板中的扩散角为 45°，在土中的扩散角为 35°，动力系数为 1.0。

3.4.3 单向板消防车均布活荷载与覆土厚度影响研究

2~4m 跨度单向板，长宽比 3.0，在板面上施加 1N/m² 的面荷载，得到板中最大弯矩 M_{max} ，根据附录 C，可计算得到等效荷载值 $q_e = \frac{M_{max}}{bl^2}$ 。

以 2m 跨度单向板为例，两台消防车在各种覆土厚度下所对应的荷载最不利布置如图 3.4.3-1 所示。

依据消防车轮压的最不利布置，得出不同覆土厚度作用下的等效荷载值如表 3.4.3-1 所示。消防车等效荷载值与覆土厚度的关系如图 3.4.3-2 所示。

消防车等效荷载值 (kN/m²) 与覆土厚度的关系

表 3.4.3-1

楼板跨度	2m×6m		3m×9m		4m×12m	
	一台车	两台车	一台车	两台车	一台车	两台车
覆土厚度 (m)						
0.0	36.56	44.1	21.35	29.00	15.98	23.52
0.5	24.04	32.05	18.13	26.57	14.1	22.06
1.0	22.99	30.63	18.17	26.38	13.58	21.93
1.5	22.28	28.84	16.56	23.93	13.02	20.15
2.0	18.28	24.35	14.17	20.94	11.19	17.70
2.5	13.81	19.65	11.66	18.00	9.513	15.45
3.0	10.52	16.24	9.388	15.17	8.017	13.55

由图 3.4.3-2 可以看出，随着单向板跨度增大，其等效荷载值逐渐减小；随着覆土深度增加，等效荷载值逐渐减小；随着覆土厚度的增加，跨度较小单向板的等效荷载下降较快；两台消防车时的等效荷载明显大于一台消防车。

依据 2006 年版《建筑结构荷载规范》的规定，2m 跨单向板消防车等效活荷载值为 35kN/m²，在本次修订时保持不变。根据前述计算结果，为使用方便进行取整处理后，得到 3m 跨单向板消防车等效活荷载值为 30kN/m²，4m 跨单向板消防车等效活荷载值为 25kN/m²。从图 3.4.3-2 可以看出，2m 跨单向板在覆土深度在 0~1.5m 范围内的等效荷载下降很快，可能存在一定的安全隐患，故对其 0.5m 与 1.0m 覆土厚度的等效荷载进行调整，用覆土厚度 0 与 1.5m 时的插值得到，如表 3.4.3-2 中的黑体所示。对 3m 跨单向

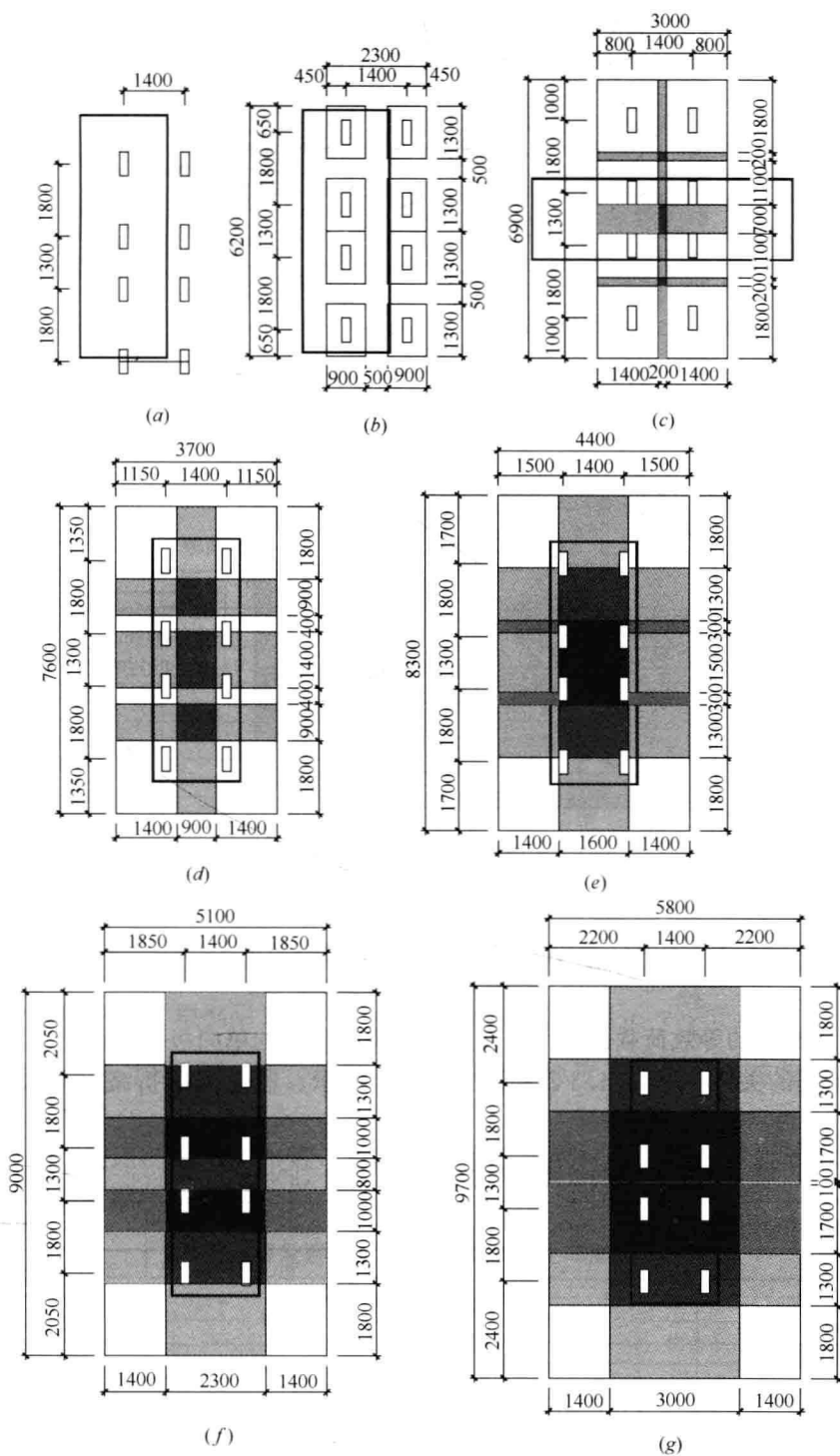


图 3.4.3-1 2m 跨度单向板在消防车作用时的最不利布置
 (a) 覆土为 0; (b) 覆土为 0.5m; (c) 覆土为 1m; (d) 覆土为 1.5m;
 (e) 覆土为 2m; (f) 覆土为 2.5m; (g) 覆土为 3.0m

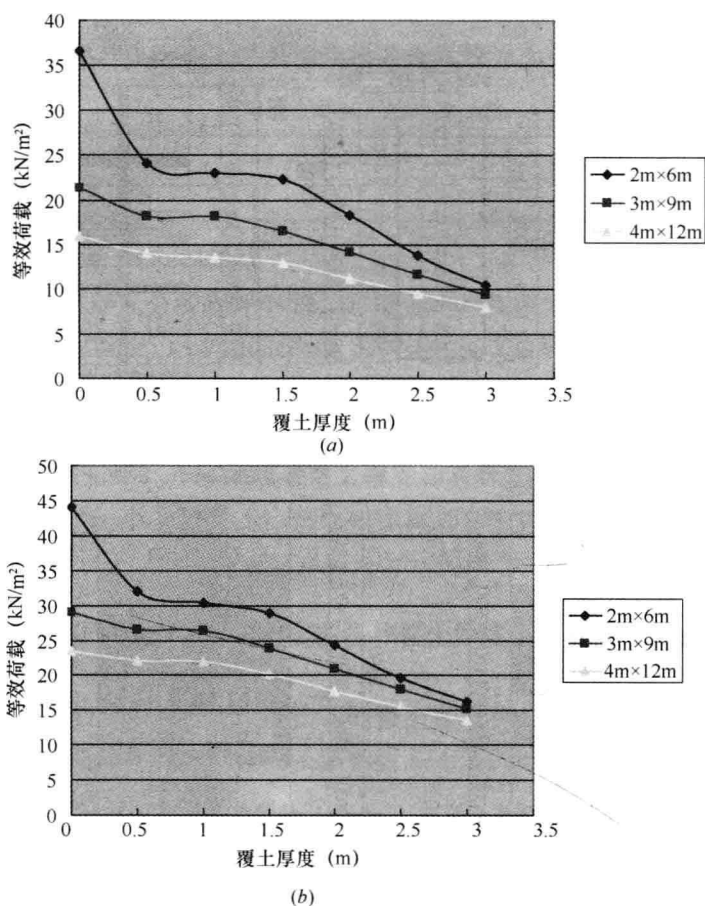


图 3.4.3-2 单向板消防车等效活荷载值与覆土厚度的关系
(a) 一台消防车; (b) 两台消防车 (m)

板 0.5m 覆土深度的等效荷载也进行类似处理。规范采用的单向板楼面消防车等效活荷载值与覆土厚度的关系如表 3.4.3-2 和图 3.4.3-3 所示, 覆土深度折减系数如表 3.4.3-3 所示。

单向板楼面消防车等效活荷载 (kN/m²)

表 3.4.3-2

覆土厚度 \bar{s} (m)	2m×6m	3m×9m	4m×12m
0.0	35	30	25
0.5	32.81	28.19	23.465
1.0	30.63	26.38	21.93
1.5	28.84	23.93	20.15
2.0	24.35	20.94	17.7
2.5	19.65	18	15.45
3.0	16.24	15.17	13.55

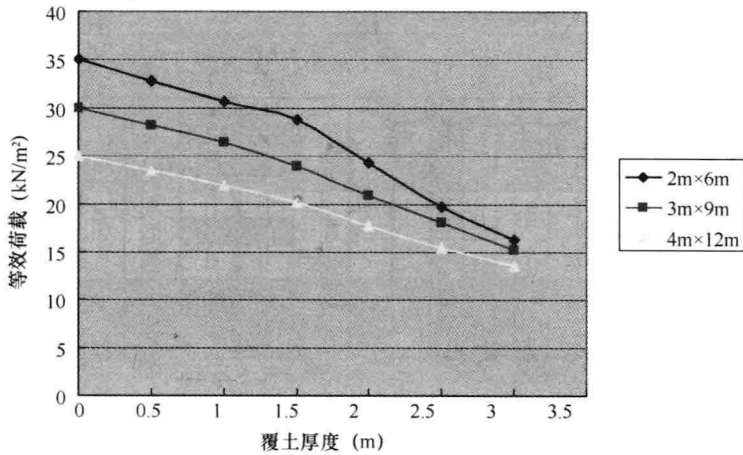


图 3.4.3-3 规范采用的消防车等效活荷载值与覆土厚度的关系

单向板楼面消防车等效活荷载覆土深度折减系数

表 3.4.3-3

覆土厚度 \bar{s} (m)	2m×6m	3m×9m	4m×12m
0.0	1.00	1.00	1.00
0.5	0.94	0.94	0.94
1.0	0.88	0.88	0.88
1.5	0.82	0.80	0.81
2.0	0.70	0.70	0.71
2.5	0.56	0.60	0.62
3.0	0.46	0.51	0.54

3.4.4 双向板消防车活荷载与覆土厚度影响研究

3m~6m 跨度四边简支板双向板，长宽比 1.0，在板面上施加 $1\text{N}/\text{m}^2$ 的面荷载，得到的板中最大弯矩 M_{\max} ，根据附录 C，可计算得到等效荷载值 $q_e = \frac{M_{\max}}{bl^2}$ 。

以 $6\text{m} \times 6\text{m}$ 双向板为例，两台消防车在各种覆土厚度下所对应的荷载最不利布置如图 3.4.4-1 所示。

依据消防车轮压的最不利布置，得出不同覆土厚度时的等效荷载值如表 3.4.4-1 所示。消防车等效荷载值与覆土厚度的关系如图 3.4.4-2 所示。

消防车等效荷载值 (kN/m^2) 与覆土厚度的影响

表 3.4.4-1

覆土厚度 \bar{s} (m)	3m×3m		4m×4m		5m×5m		6m×6m	
	一台车	两台车	一台车	两台车	一台车	两台车	一台车	两台车
0.0	37.95	42.88	27.74	33.70	22.28	28.71	18.13	24.10
0.5	23.98	33.21	22.39	27.37	18.81	23.99	15.72	21.70
1.0	24.72	30.88	21.95	27.82	18.86	24.38	15.76	21.68
1.5	23.32	27.65	19.74	24.78	17.21	23.17	14.62	20.39
2.0	19.26	23.52	15.14	21.62	14.45	20.28	12.67	18.37
2.5	15.09	19.83	12.63	18.64	11.87	17.57	10.68	16.28
3.0	11.36	16.71	10.57	16.06	9.730	15.22	8.900	14.26

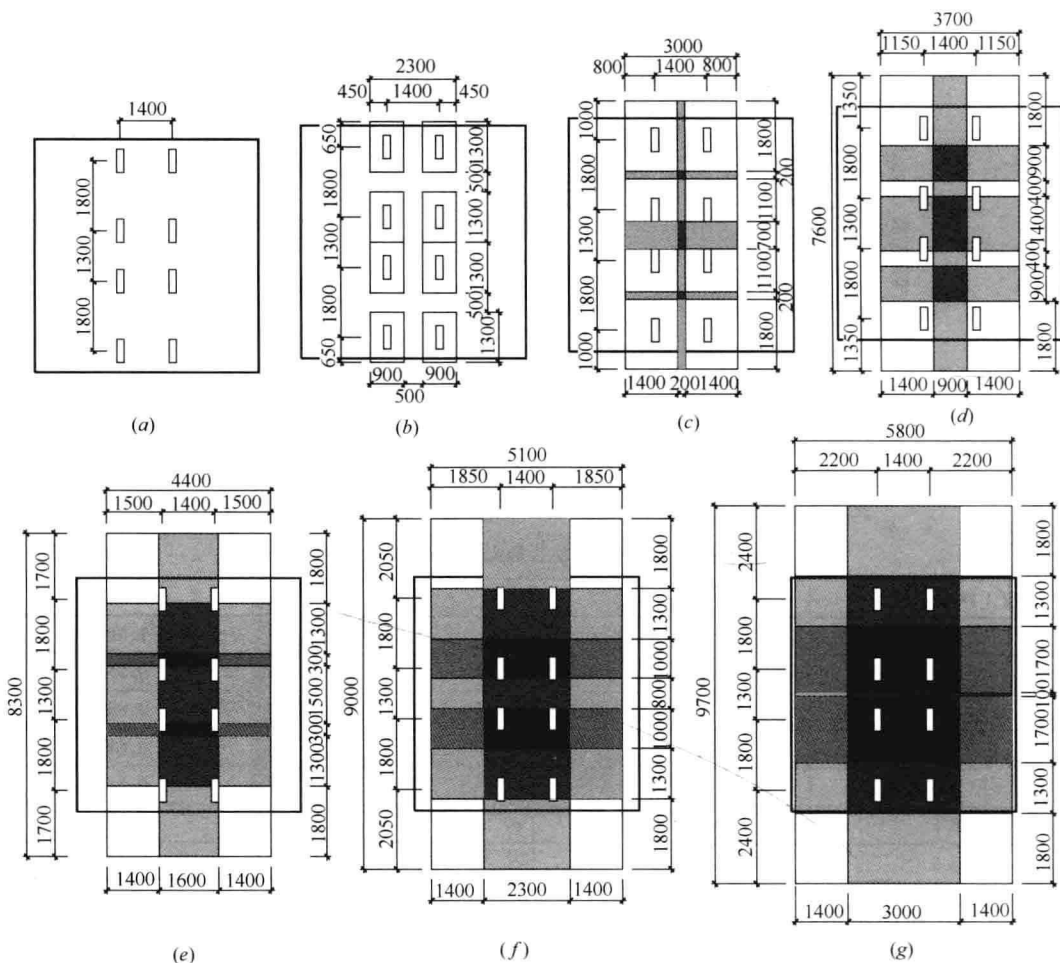


图 3.4.4-1 6m×6m 板在两台消防车作用时的最不利布置

(a) 覆土为 0; (b) 覆土为 0.5m; (c) 覆土为 1m; (d) 覆土为 1.5m 时;

(e) 覆土为 2m; (f) 覆土为 2.5m; (g) 覆土为 3.0m

从图 3.4.4-2 可以看出, 两台消防车的等效荷载均大于一台消防车时的情况; 3m×3m 板的等效荷载最大, 随着板跨度增大, 等效荷载值逐渐减小; 随着覆土深度增加, 等效荷载逐渐减小, 板跨度较小双向板的等效荷载下降较快。

根据 2006 年版《建筑结构荷载规范》的规定, 消防车等效活荷载最小值为 20kN/m², 最大值不大于 35kN/m²。故此, 6m 跨双向板消防车等效活荷载值取为 20kN/m²。综合一台和两台消防车的计算结果, 并作取整处理后得 5m 跨双向板等效活荷载值为 25kN/m², 4m 跨双向板等效活荷载值为 30kN/m², 3m 跨双向板消防车等效活荷载值为 35kN/m²。覆土深度在 0~0.5m 范围内, 消防车等效荷载下降很快, 可能存在安全隐患, 故对 0.5m 覆土厚度的等效荷载进行调整, 采用 0 与 1.0m 覆土厚度的插值, 如表 3.4.4-2 中黑体字所示。对于 6m×6m 双向板, 由于消防车等效荷载最大值不超过 20kN/m², 因此板跨大于该值时均按 20kN/m² 取值。规范采用的消防车等效活荷载值与覆土厚度的关系如表 3.4.4-2 和图 3.4.4-3 所示, 覆土深度折减系数如表 3.4.4-3 所示。

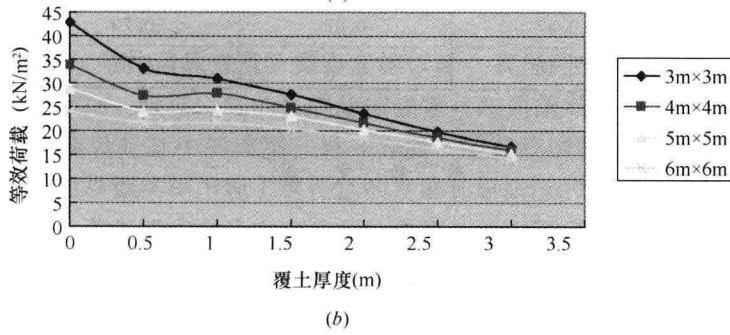
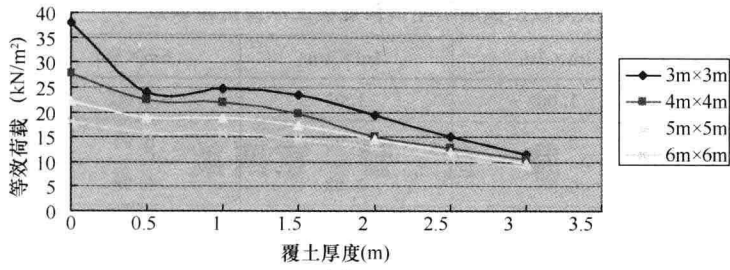


图 3.4.4-2 消防车等效活荷载值与覆土厚度的关系
(a) 一台消防车; (b) 两台消防车

楼面消防车活荷载计算值 (kN/m^2)

表 3.4.4-2

覆土厚度 \bar{s} (m)	3m×3m	4m×4m	5m×5m	6m×6m
0.0	35	30	25	20
0.5	33.21	28.91	24.69	20
1.0	30.88	27.82	24.38	20
1.5	27.65	24.78	23.17	20
2.0	23.52	21.62	20.28	18.37
2.5	19.83	18.64	17.57	16.28
3.0	16.71	16.06	15.22	14.26

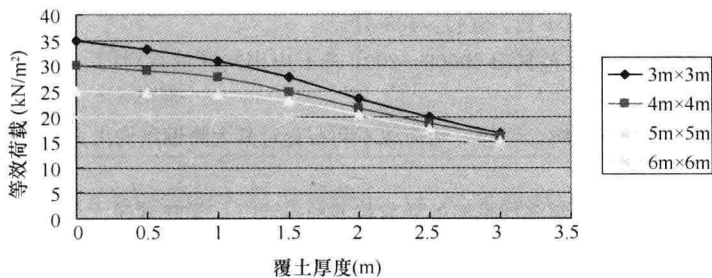


图 3.4.4-3 设计采用的消防车等效活荷载值与覆土厚度的关系

双向板楼面消防车活荷载覆土深度折减系数

表 3.4.4-3

覆土厚度 \bar{s} (m)	3m×3m	4m×4m	5m×5m	6m×6m
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.95	0.96	0.99	1.00
1.0	0.88	0.93	0.98	1.00
1.5	0.79	0.83	0.93	1.00
2.0	0.67	0.72	0.81	0.92
2.5	0.57	0.62	0.70	0.81
3.0	0.48	0.54	0.61	0.71

参 考 文 献

- [1] 建筑结构荷载规范 GB 50009—2001(2006 年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 陈基发, 沙志国编著. 建筑结构荷载设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [3] 《全国民用建筑工程设计技术措施》(结构)[S]. 中国建筑标准设计研究院, 2003 版.
- [4] 《城镇供热管网结构设计规范》CJJ 105—2005[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [5] 公路桥涵设计通用规范 JTG D60—2004[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [6] 北京市市政工程设计研究总院. 给水排水工程埋地玻璃纤维增强塑料夹砂管管道结构设计规程 CECS 190: 2005[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [7] 混凝土结构设计规范 GB 50010—2002(2006 年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [8] 周军文, 鲁良辉. 无梁楼盖地下室顶板消防车活荷载取值探讨[J]. 四川建筑, Vol28.6, 2008.12.
- [9] 杨宏. 消防车等效均布荷载的计算[J]. 四川建筑, Vol28.3, 2008.06.
- [10] 邹海莉, 郑妮娜, 陈昌松. 地下室顶板上消防车活荷载合理取值的探讨[J]. 四川建筑, 2006(1).
- [11] 李永康, 马国祝. 足够覆土下车库顶板消防车活荷载合理取值[J]. 结构工程师, 2008.10.
- [12] 马宗玺, 刘爱娟, 江奎一. 关于地下室顶板上消防车活荷载设计值的探讨[J]. 青岛理工大学学报, 2009(3).
- [13] 朱炳寅. 汽车等效均布荷载的简化计算. Building Structure, 2009.
- [14] 肖梅玲, 叶燎原, 缪升, 刘本玉, 罗克农. 教学楼楼梯护栏的设计问题探讨. 工程抗震与加固改造, Vol. 27, 2005
- [15] 陈企奋. 荷载取值费思量——《荷载规范》学习心得[J]. 工程建设与设计, 2006.
- [16] 谭树深, 呼汉卫, 任文涛, 李竹林, 蔡明知. 高等学校多媒体教室设计与应用实践. 沈阳农业大学学报(社会科学版), 2004-12, 6(4): 408-411.
- [17] 祝东红. 《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 若干应用问题的探讨[J]. 工程建设标准化, 2006 (5).
- [18] 魏勇, 柯江华, 韩巍, 朱鸣, 张徐. 活荷载不利布置对某大跨钢结构内力的影响分析[J]. 建筑结构, 2011.
- [19] 邹胜斌, 白绍良. 工业建筑多层框架的活荷载不利布置[J]. 重庆建筑大学学报, 2002.
- [20] 赖海斌, 尹凌峰, 董威. 荷载不对称分布对网壳稳定性的影响[J]. 江苏建筑, 2010.
- [21] 王进, 高轩能. 荷载效应最不利组合的判别条件[J]. 南昌工程学院学报, 2008.
- [22] 石骁. 基于区间方法的活荷载不利分布计算[J]. 工程建设与设计, 2012.
- [23] 蒋友宝. 雪灾下轻钢结构大面积破坏的概率成因[J]. 土木建筑与环境工程, 2012.

第四章 雪 荷 载

4.1 冰 雪 灾 害 调 查

自 2001 版《建筑结构荷载规范》颁布实施以来,我国建筑结构在冰雪防御方面遇到了不少新挑战。一方面,极端天气的出现愈加频繁,对建筑结构的安全造成了极大威胁,2008 年南方冰雪灾害就是其中的典型。另一方面,随着我国社会经济的发展,大跨度结构、轻型钢结构和简易钢结构出现了更长足的发展和更广泛的应用;这些建筑结构对屋面雪荷载都较为敏感,若不能在设计中正确评估雪荷载的作用,极有可能带来结构坍塌事故的发生和生命财产的损失,这是我们要极力避免的。不幸的是,近几年来发生的雪致工程事故数量并不少,这些事故应引起我们的足够重视和认真反思。

2004 年 12 月下旬,湖南地区普降大雪,湖南某水泥厂 37m×297m 的原料堆棚厂房(拱桁架结构)在积雪的作用下,在 2 天时间内相继倒塌,造成了较大的直接经济损失。

2005 年 12 月,山东烟台、威海等地区连日降雪,因积雪作用而造成屋盖大变形、个别构件破坏、局部结构坍塌的轻钢工程达 100 余栋,发生整体倒塌的则达 20 余栋;21 日,烟台某 30m×180m 的双跨轻钢门式钢架厂房发生了整体倒塌,倒塌时屋面积雪深度达 800mm,屋面积雪成为其倒塌的主要诱因。

表 4.1-1 列出了公开文献中报道的若干雪致工程事故。

2001 年以来我国因雪发生的若干结构坍塌事故

表 4.1-1

时间	地点	建筑性质	面积(尺寸)	结构形式
2004	山东济南	厂房	24m×60m	平面桁架
2004	湖南	厂房	37m×300m	拱桁架
2004	安徽池州	厂房	45m×105m	平面拱桁架
2004	江南	厂房	50.18m×120m	两跨薄壁钢管排架
2005	山东烟台	厂房	30m×180m	双跨门式钢架
2007	辽宁沈阳	厂房	72m×147m	八跨门式钢架
2008	湖南湘潭	厂房	90m×504m	三跨门式钢架
2008	安徽南陵	厂房	50.4m×72m	门式钢架
2008	安徽无为	厂房	12m×约 100m	单层砖柱-轻型屋盖

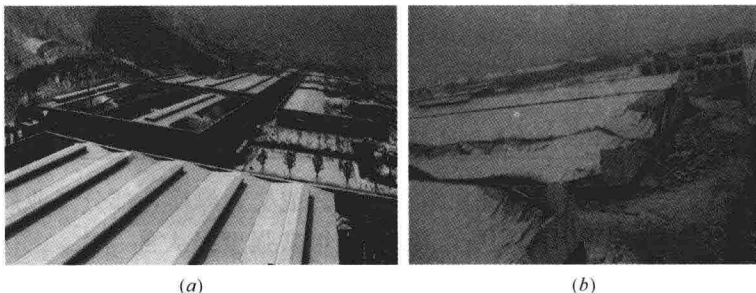
2007 年 3 月,辽宁省遭受特大暴风雪袭击,造成交通瘫痪,部分工业厂房受损倒塌,致使企业停产或半停产。这次暴风雪是当地 56 年来强度最大的一次,平均积雪厚度达 36cm,最大阵风达 9~10 级。暴雪加上强风,使积雪在女儿墙、高低跨、雨篷等部位大量堆积,最大积雪深度达 1.5m~2.0m。局部雪荷载过大,是厂房损毁的主要原因。表 4.1-2 列出了这次暴风雪中发生坍塌的典型结构。

建筑名称	结构形式	积雪情况	损伤情况
沈阳某机床厂车间	五跨门式刚架	积雪 1~1.2m	屋面压型钢板压折, 搭接处拉开
沈阳某公司 4 栋厂房	五跨门式刚架	积雪在女儿墙处堆积, 屋面严重超载	整个屋面压塌, 刚架梁严重变形或倒塌
鞍山某钢构厂厂房	五跨门式刚架	积雪在女儿墙处堆积, 高度达 3.6m	屋面板被压折塌陷, 檩条失稳弯折
沈阳某机械厂仓库	门式刚架	积雪深度超过女儿墙高度 (1.5m)	南坡沿女儿墙处大面积坍塌, 檩条失稳
沈阳鼓风机厂厂房	门式刚架	积雪 1~2m	屋面压折
鞍山某不锈钢厂	三跨门式刚架	女儿墙处大量积雪	一半屋面板及檩条坍塌, 其余屋面严重变形
沈阳某摩托车厂	三跨门式刚架	大量积雪	全部倒塌

2008年1月10日起, 南方各省经历了50年一遇的特大冰雪冻雨天气, 持续时间达到二十多天, 给各省造成了严重的经济损失。大量的钢结构厂房, 铁塔, 仓库及临时建筑物倒塌或发生不同程度破坏, 造成了人员及财产的巨大损失。在这次冰雪灾害中, 湖南湘潭的轻型钢结构厂房部分受损倒塌, 其中单是九华工业园区内, 倒塌的厂房面积便高达7万多平方米, 其中最大的一栋厂房面积积达4万多平方米, 雪荷载过大成为导致厂房倒塌的直接原因。据统计: 截至2008年2月12日, 仅中国南方低温雨雪冰冻灾害已造成倒塌房屋35.4万间, 损坏房屋140.8万间, 紧急转移安置151.2万人, 受灾人口达1亿之多, 间接影响的人口难以计数。因灾造成直接经济损失约1111亿元。这场冰雪灾害给我国带来空前的影响。

从以上各个例子可以看到(图4.1-1~图4.1-4), 雪致工程事故的分布范围极广, 除华南地区外, 几乎全国各地均有分布, 显示这是一个全国性的问题。其次, 发生事故的结构, 其体系多为网架结构、平面及立体桁架、门式刚架及简易钢结构等。这些结构质量轻, 对雪荷载敏感, 在设计中更应注意对雪荷载进行正确取值。如果能够充分考虑雪荷载的作用, 尤其是不均匀雪荷载的影响, 这样的事故是完全可以避免的。

在国外, 屋面积雪也曾带来过灾难性的后果(以下案例资料来源于网络)。



(a)

(b)

图 4.1-1 雪致工程事故实例—工业厂房

(a) 浙江某集团 7 栋厂房; (b) 合肥瑶海工业园某仓库厂房

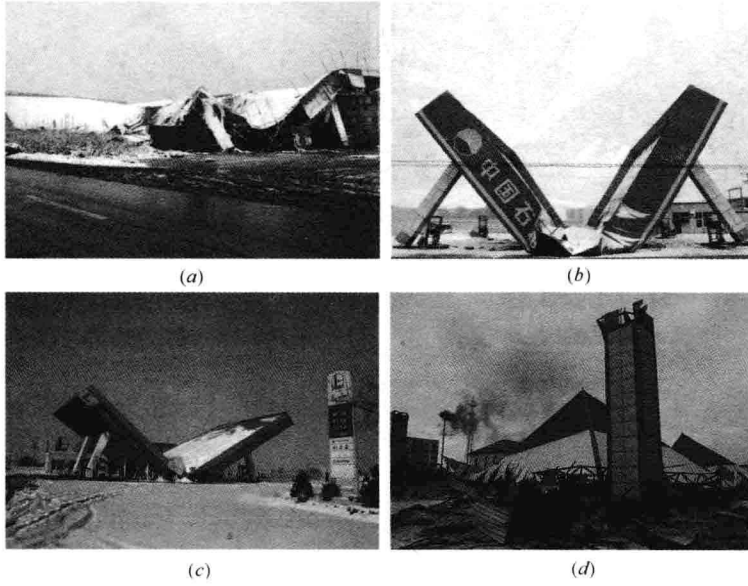


图 4.1-2 雪致工程事故实例—加油站罩棚

(a) 武汉岳皇加油站；(b) 邢台南石门加油站；(c) 长治市郊某加油站；(d) 哈尔滨红旗加油站

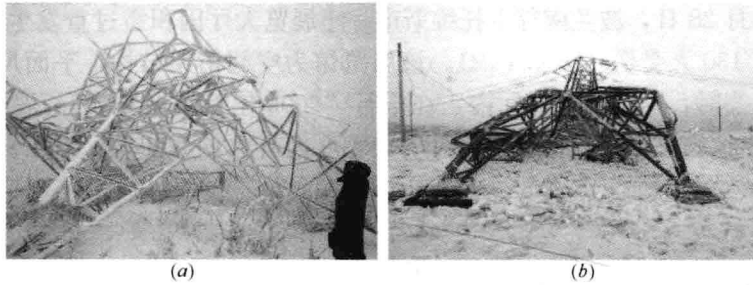


图 4.1-3 雪致工程事故实例 - 输电铁塔

(a) 大别山区某输电塔；(b) 贵州丹寨县某输电塔

2004年2月，莫斯科一家名为“特朗斯瓦里”的水上乐园，发生玻璃屋顶坍塌事故(图4.1-5a)。“特朗斯瓦里”是莫斯科最大的水上乐园，2002年建成，位于莫斯科西南方。建筑总面积为20200m²，能容纳2000人。在第一层有一个有50个座位的餐厅，前台，咖啡厅等。第二层有衣帽间，能容纳一百人的快餐厅，商店，储存室，在第三层还有美容美发厅等设施。事故发生时现场有426人，其中有很多儿童。共有28人在这次事故中丧生，另有110多人受伤。事故发生的原因很复杂，但显然，厚重的积雪和巨大的室内外温差，是造成事故的一个重要诱因。

2006年1月2日，德国东南部小镇巴特赖兴哈尔(BadReichenhall)一座溜冰馆在积雪作用下轰然倒塌，长60m、宽30m的屋顶将50多人埋在瓦砾之中，造成15人死亡，30多人受伤(图4.1-5b)。事发后的测量表明当时屋顶上的积雪厚度约为20cm，仍在结构的承受范围之内，但该溜冰馆年久失修，最终导致惨剧的发生。积雪再次成为事故发生的诱因。

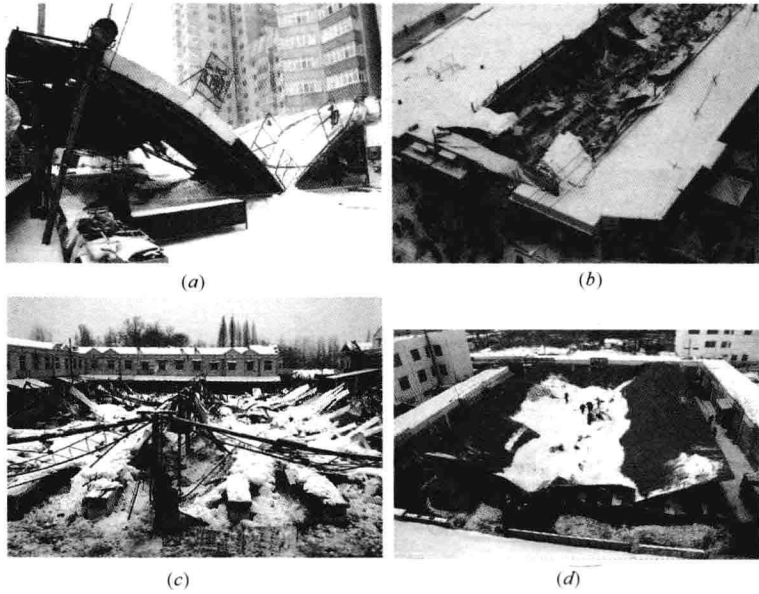


图 4.1-4 雪致工程事故实例 - 集市顶棚

(a) 哈尔滨道里区某菜市场; (b) 武汉青山区某菜市场; (c) 安徽舒城某农贸市场; (d) 河南鹤壁某农贸市场

2006年1月28日,波兰南部卡托维斯市一座展览大厅因积雪过重发生坍塌,造成至少65人死亡,130人受伤(图4.1-5c)。该展览馆为空间桁架结构,平面尺寸为96.36m×102.875m。当时,这座展览大厅内正在举行“2006年信鸽展览会”。展览会设有超过120个展台。当地警方估计,事故发生时展览大厅内有大约500人。当地警方分析认为,事故原因是展览大厅屋顶积雪过多,屋顶不堪重负。

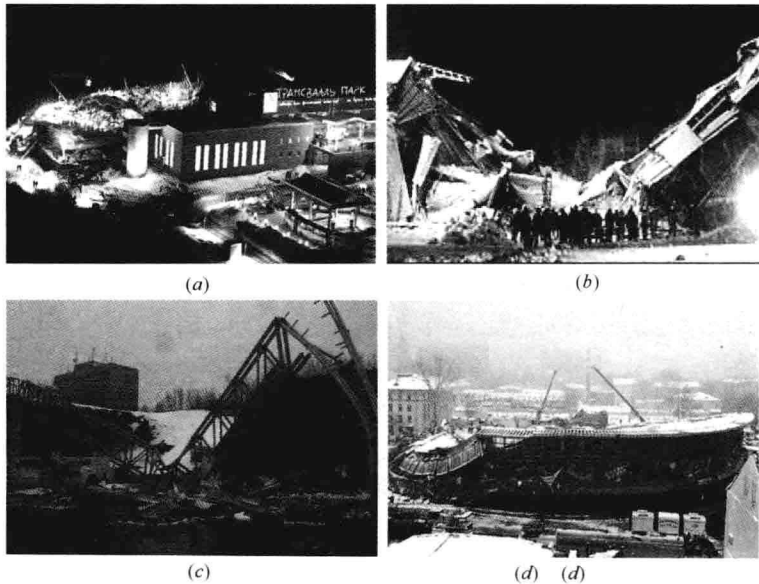


图 4.1-5 国外雪致工程事故实例 (本节图片均来源于网络)

(a) 莫斯科 Transvaal 水上乐园; (b) 德国巴特赖兴哈尔溜冰馆; (c) 波兰卡托维斯展览馆; (d) 莫斯科鲍曼市场

2006年2月23日,因屋顶积雪过重,莫斯科东部的鲍曼(Bauman)市场发生屋顶坍塌,造成56人死亡,另有32人受伤(图4.1-5d)。该市场建于20世纪70年代,建筑面积约为2000m²。积雪过重是事故主因。

2010年12月12日,美国中西部地区遭遇暴风雪,明尼苏达州局部地区的积雪达到61cm,美国橄榄球职业队明尼苏达维京人队的主场体育馆顶棚在积雪作用下发生坍塌,比赛被迫转移到其他球场进行,所幸无人员伤亡。

4.2 中、美、加、欧雪荷载规范对比

与欧、美、加等发达国家和地区的规范进行对比,可以吸收他们的先进经验。为此,我们选取了美国ASCE规范Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures(ASCE/SEI 7-05)(简称ASCE规范),加拿大国家建筑规范National Building Code of Canada 2005(简称NBC规范)和EU规范Eurocode1-Actionson Structures-Part 1-3: General actions-Snow loads(BS EN 1991-1-3: 2003)(简称EU规范),与我国规范的雪荷载取值规定进行对比,为我国荷载规范的修订提供参考。

4.2.1 雪荷载的基本计算公式

我国规范、ASCE规范、NBC规范和EU规范的雪荷载基本计算公式分别如式(4.2.1-1)~(4.2.1-4)所示。

$$s_k = \mu_r s_0 \quad (4.2.1-1)$$

$$P_s = 0.7C_s C_e C_i I P_g \quad (4.2.1-2)$$

$$S = I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r] \quad (4.2.1-3)$$

$$S = \mu_i C_e C_i S_k \quad (4.2.1-4)$$

式中 s_k , P_s , S ——屋面雪荷载;

s_0 , P_g , S_s , S_k ——基本雪压;

μ_r ——雪荷载分布系数;

C_s ——倾斜系数,反映屋面坡度的影响;

C_e ——遮挡系数,反映周围环境对建筑的遮挡效应;

C_i ——热力系数,反映建筑采暖情况的影响;

I , I_s ——建筑重要性系数;

C_b ——屋面雪荷载基本系数,除大跨度屋面有特殊规定外,一般情况下均取0.8;

C_w ——风力系数;

C_a , μ_i ——屋面形状系数;

S_r ——50年一遇的关联雨水荷载,不大于 $S_s(C_b C_w C_s C_a)$ 。

可以看到,四本规范的基本计算公式的结构形式都是一样的,即屋面雪荷载等于基本雪压乘以一系列相关系数。但很明显,我国规范的计算公式是四本规范中最为简略的,其中只包含一个系数(该系数主要反映屋面坡度的影响,与其他规范里的倾斜系数相当)。而其他三本规范所考虑的因素都比较多。以ASCE规范为例,它根据建筑物发生结构破坏时所造成后果的严重程度,将建筑物划分为I~IV四个等级,分别赋予0.8~1.2不等的重要性系数。我国规范虽然没有单独立出重要性系数,但规定了雪荷载敏感建筑的基本

雪压要取 100 年重现期。其次, 根据建筑物所处环境的空旷程度不同, 赋予 0.7~1.2 不等的遮挡系数。另外, 建筑物的采暖情况, 在其计算公式中也有所体现, 对不同的建筑物, 其采暖系数取值 0.85~1.2 不等。我国规范则规定了山区雪荷载的调整。根据平时对生活的认识, 我们不难理解这些系数的意义所在。但是, 由于缺乏相应的基础研究工作, 我国规范雪荷载基本公式相对比较笼统。调研采暖措施、环境空旷度等因素对屋面雪荷载的影响, 将可能成为荷载规范修订工作的一个努力方向。

4.2.2 单坡屋面

对于坡度为 α 的单坡屋面, 四本规范均只考虑均匀荷载的作用, 而不考虑非均匀荷载。表 4.2.2-1 至表 4.2.2-4 是四本规范中主要参数的取值规定。ASCE 规范和 NBC 规范把屋面分光滑和非光滑两种, 此处给出的是对非光滑屋面的规定。

我国规范中 μ_r 与屋面坡度 α 的关系			表 4.2.2-1
α	≤ 25	$(25^\circ, 50^\circ)$	$\geq 50^\circ$
μ_r	1.0	$2 - \alpha/25$	0

ASCE 规范中 C_s 与屋面坡度 α 的关系 ($C_t \leq 1.0$ 时)			表 4.2.2-2
α	≤ 30	$(30^\circ, 70^\circ)$	$\geq 70^\circ$
C_s	1.0	$7/4 - \alpha/40$	0

NBC 规范中 C_s 、 C_a 与屋面坡度 α 的关系			表 4.2.2-3
α	$\leq 30^\circ$	$(30^\circ, 70^\circ)$	$\geq 70^\circ$
C_s	1.0	$7/4 - \alpha/40$	0
C_a	1.0	1.0	1.0

EU 规范中 μ_1 与屋面坡度 α 的关系			表 4.2.2-4
α	$\leq 30^\circ$	$(30^\circ, 60^\circ)$	$\geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8(60 - \alpha)/30$	0
μ_2	$0.8 + 0.8\alpha/30$	1.6	—

注: μ_1 用于计算均匀荷载, μ_2 用于计算非均匀荷载。

若 ASCE 规范中的 C_e 、 C_t 与 I , NBC 规范中的 I_s 、 C_w , EU 规范中的 C_e 、 C_t 均假设为 1.0, NBC 规范中的 C_b 取 0.8, 考虑屋面雪荷载与基本雪荷载的比值可以看到, 我国规范在 $\alpha \leq 30^\circ$ 时要明显偏大、而在 $\alpha \geq 30^\circ$ 时小于另外三本规范。另外, 我国规范认为在屋面坡度大于等于 50° 时, 屋面雪荷载为 0, EU 规范认为这个临界坡度是 60° , ASCE 规范和 NBC 规范则认为认为是 70° 。可见, 在坡度多大时屋面可以免于雪荷载的问题上, ASCE 规范与 NBC 规范更为保守, EU 规范次之, 而我国规范规定的坡度最小。

4.2.3 双坡屋面

对于双坡屋面, 四本规范均要求考虑非均匀雪荷载。而均匀雪荷载的计算方法与单坡屋面相同, 故本小节只讨论非均匀雪荷载。以后各小节也将专注于非均匀雪荷载的对比。

我国规范对这种工况的计算方法非常简单, 迎风面取 $0.75\mu_r$, 背风面取 $1.25\mu_r$ 。EU 规范与此相似, 迎风面取 $0.5\mu_1$, 背风面取 μ_1 。而 NBC 规范则规定迎风面为 0, 背风面取

(1.0~1.25) 倍均匀荷载不等, 具体如表 4.2.3 所示。

ASCE 规范根据屋面平面尺寸的大小, 将屋面分为 $W \leq 6.1\text{m}$ (20ft) 和 $W > 6.1\text{m}$ 两种。取值规定如图 4.2.3 所示; 其中 L 为屋面升高 1 个单位时对应的水平方向上的长度, h_d 为堆雪高度 (ft), γ 为积雪密度 (pcf)。

NBC 规范中非均匀分布荷载的形状系数

表 4.2.3

α	[15°, 20°]	[20°, 90°]
C_u	$0.25 + \alpha/20$	1.25

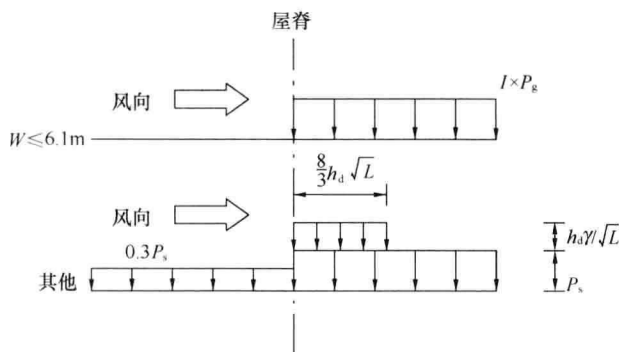


图 4.2.3 ASCE 规范中双坡屋面的雪荷载取值示意图

从上述对比可以看到, 对于双坡屋面的非均匀分布积雪荷载, 尽管四本规范的主要思想是一致的, 都认为迎风面积雪荷载有所减小, 而背风面则有所增加。但是, 在具体到有多少积雪从迎风面转移到背风面及在背风面上如何重分布的问题上, 四本规范却不尽相同。我国规范认为在风的作用下, 原来均匀分布在迎风面上的积雪有 25% 被吹走, ASCE 规范、NBC 规范和 EU 规范分别认为是 70%、100% 和 50%。显然, 我国规范对风的作用的估计是最小的。在背风面上, 除 ASCE 规范认为从迎风面吹来的积雪集中在靠近屋檐一定距离内的矩形范围之内之外, 其他三本规范都认为积雪是均匀分布的。

4.2.4 拱形屋面

对于拱形屋面, 我国规范只考虑均匀分布的情况, 雪荷载分布系数 $\mu_r = l/(8f)$ 且 $0.4 \leq \mu_r \leq 1.0$ 。同坡型屋面一样, 当屋面切线角达到 50° 时雪荷载为 0。

ASCE 根据屋檐处的切线角不同, 分为三种情况, 若以 α_e 表示屋檐处的切线角, 则这三种情况分别为 $\alpha_e < 30^\circ$, $30^\circ \leq \alpha_e \leq 70^\circ$ 和 $\alpha_e > 70^\circ$ 。图 4.2.4-1 给出了 $\alpha_e > 70^\circ$ 时的取值情况。可以看到, ASCE 认为堆雪荷载在屋面切线角等于 30° 时取最大值, 其峰值为 $2P_f C_s^*/C_e$, 其中 C_s^* 是指屋面切线角为 30° 时对应的倾斜系数。此峰值约为平屋面雪荷载的两倍。

NBC 规范把拱形屋面也分为光滑和非光滑两种。如前所述, 我们只讨论针对更具广泛性的非光滑屋面的规定。同 ASCE 规范一样, NBC 规范也认为雪荷载在屋面切线角等于 30° 时取得最大值, 其值如图 4.2.4-2 所示。其中情况 (II) 直接给定了峰值的具体数值, 情况 (III) 的峰值为地面雪荷载的两倍。

EU 规范的取值如图 4.2.4-3 所示, 两个三角形的荷载峰值分别为 $0.5\mu_3$ 和 μ_3 , 其中 μ_3 的计算公式为:

情况3: 屋檐处坡度 >70°

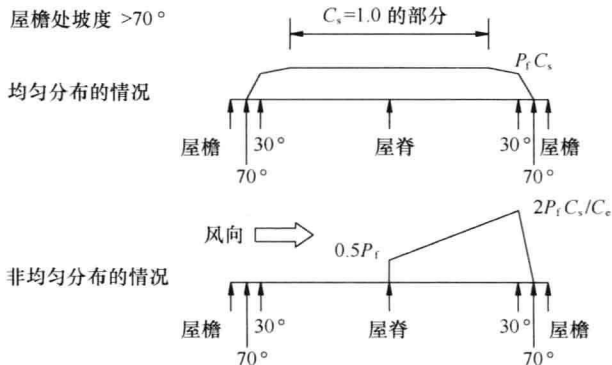


图 4.2.4-1 ASCE 规范中拱形屋面的雪荷载取值示意图

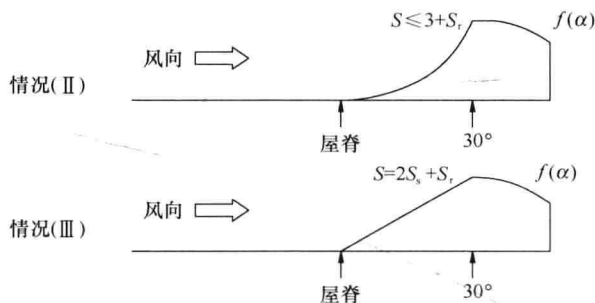


图 4.2.4-2 NBC 规范拱形屋面非均匀雪荷载取值示意图

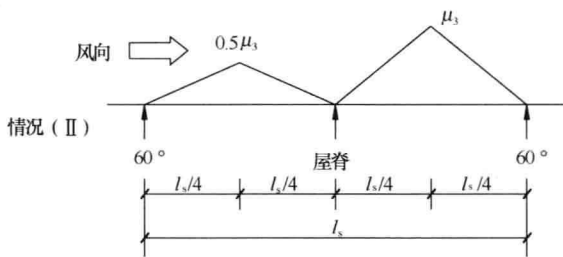


图 4.2.4-3 EU 规范拱形屋面非均匀雪荷载取值示意图

当 $\beta > 60^\circ$ 时, $\mu_3 = 0$;
 当 $\beta \leq 60^\circ$ 时, $\mu_3 = 0.2 + 10h/b$,
 且 $\mu_3 \leq 2.0$ 。

其中 β 为屋面切线角, h 为矢高, b 为跨度。按常见矢跨比 $1/8 \sim 1/5$ 计算, 其雪荷载峰值约为 1.45~2 倍的基本雪压。

由以上对比可以看出我国规范明显不同于另外三本规范的地方: 我国

规范没有考虑非均匀分布的工况。对于非均匀分布的情况, ASCE 规范、NBC 规范和 EU 规范也不尽相同。ASCE 规范认为迎风面上雪荷载为 0, 背风面荷载峰值出现在屋面切线角等于 30° 的地方。NBC 规范与之类似。而 EU 规范则认为迎风面和背风面都有三角形荷载, 峰值出现在屋脊两侧各自中点处, 迎风面的峰值是背风面峰值的 50%。另外一个区别是, 正如前面已经提及的那样, 我国规范认为屋面切线角达到 50° 时雪荷载为 0, ASCE 规范与 NBC 规范认为是 70° , 而 EU 规范认为是 60° 。

4.2.5 高低屋面

我国规范在高低屋面中考虑了堆雪效应的影响, 并假定堆雪荷载为矩形, 高度为 $2.0s_0$, 长度为 $a=2h$ (且 $4m \leq a \leq 8m$), 其中 h 为屋面高差 (图 4.2.5-1)。在此范围之

外,雪荷载分布系数均为 1.0。这些分布系数均与上层屋面的尺寸和形状无关,后面我们将会看到,这是我国规范有别于其他三本规范的地方之一。

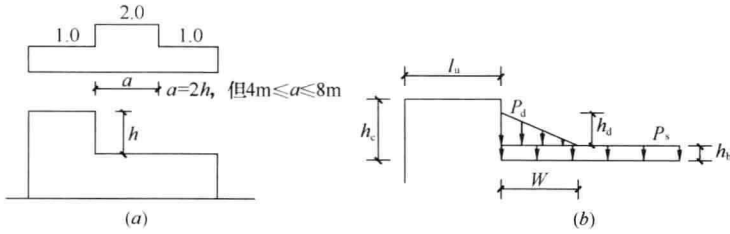


图 4.2.5-1 我国规范 (a) 和美国 ASCE 规范 (b) 高低屋面雪荷载取值示意图

ASCE 规范认为不管下层屋面处于上风向还是下风向,屋面雪荷载均受堆雪效应的影响,并假设堆雪荷载为三角形(图 4.2.5-1)。当下层屋面处于下风向时,有:

$$h_d = 0.43(l_u)^{1/3}(p_g + 10)^{1/4} - 1.5 \quad (4.2.5-1)$$

其中 h_d 为堆雪高度 (ft), l_u 为上层屋面的宽度 (ft) (当 $l_u < 25\text{ft}$ 时取 $l_u = 25\text{ft}$)。当下层屋面处于迎风面时,堆雪高度取上式的 3/4,或将下层屋面的宽度代替上式的 l_u 进行计算(取两者中的较大值)。

对于堆雪长度 W 则有:当 $h_d \leq h_c$ 时, $W = 4h_d$; 当 $h_d > h_c$ 时, $W = 4h_d^2/h_c$, 且堆雪高度取 h_c 。并且任何情况下均应满足 $W \leq 8h_c$, 其中 h_c 为屋面高差 (ft)。

NBC 规范根据上层屋面是平屋面还是坡屋面,分为两种情况,两种情况下堆雪荷载均为三角形。当上层屋面是平屋面时,峰值处的形状系数为 $C_a(0)$, 并线性减小至 1.0。倾斜系数 C_s 则仍然按照表 4.2.2-3 进行计算。峰值 $C_a(0)$ 与堆雪长度 X_d 的计算方法如下:

$$C_a(0) = \max(h/C_b S_s, F/C_b) \quad (4.2.5-2)$$

$$X_d = \max[5(h - C_b S_s / \gamma), 5(S_s / \gamma)(F - C_b)] \quad (4.2.5-3)$$

$$F = \max[2, 0.35(\gamma l_c / S_s - 6(\gamma h_p / S_s)^2)^{0.5} + C_b] \quad (4.2.5-4)$$

上述三式中, h 为屋面高差, h_p 为上层屋面的女儿墙高度, $l_c = 2w - w^2/l$ 为上层屋面的特征长度, w 为上层屋面宽度, l 为上层屋面长度。

当上层屋面是坡屋面时,在上述规定的基础上,还应增加一部分由于积雪滑落所引起的雪荷载。对于这部分荷载, NBC 规范规定取上层屋面朝向下层屋面这一侧积雪总量的一半,按照三角形分布在下层屋面上的堆雪影响范围内。

EU 规范则规定,高低屋面中的上层屋面,根据其屋面形式按照相应的计算方法进行雪荷载计算。而对于下层屋面,其雪荷载形状系数在原有的 μ_1 的基础上,还应考虑堆雪效应的影响, EU 规范假定堆雪形状为三角形,长度为 $l_s = 2h$ ($5\text{m} \leq l_s \leq 15\text{m}$)。峰值处雪荷载形状系数为 $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$, 其中 μ_s 为考虑上层屋面积雪滑落的形状系数, μ_w 为考虑风的作用的形状系数,各自的取值规定如下:

μ_s 的取值: 当 $\alpha \leq 15^\circ$ 时, $\mu_s = 0$; 当 $\alpha > 15^\circ$ 时, μ_s 等于上层屋面形状系数的一半。

μ_w 的取值: $\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / s_k$, γ 可以取 2kN/m^3 。

由以上对比可以看到,对于高低屋面,四本规范中只有我国规范对堆雪荷载取矩形,

其他三本都是取三角形。而且我国规范中的堆雪荷载的分布系数要求取 2.0，而没有考虑上层屋面的大小、坡度等因素，另外三本规范则都考虑了上层屋面的影响；其中，NBC 规范和 EU 规范都将堆雪荷载分为风力所致和滑落所致两部分。

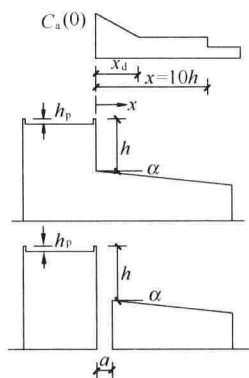


图 4.2.5-2 加拿大 NBC 规范高低屋面雪荷载取值示意图

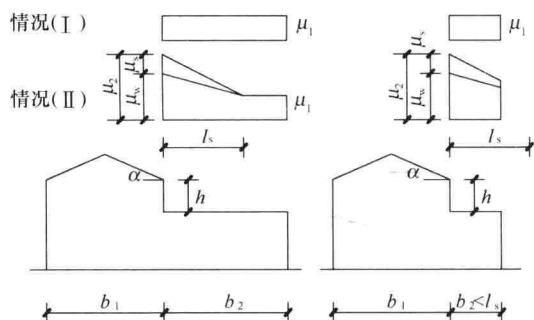


图 4.2.5-3 欧洲 EU 规范高低屋面雪荷载取值示意图

4.2.6 对比小结

通过对比，发现我国规范与 ASCE 规范、NBC 规范、EU 规范在雪荷载取值方面有如下主要差异：

1. 其他三本规范在确定屋面雪荷载时考虑了诸如环境遮挡、建筑采暖和建筑物的重要性程度等因素。进一步调研这些因素对屋面雪荷载的影响，应成为我国今后的一个努力方向。

2. 考虑屋面雪荷载与基本雪荷载的比值可见，屋面坡度小于 30° 时，我国规范要明显大于另外三本规范，而在坡度大于 30° 时小于它们。我国规范认为屋面坡度小于 30° 时，屋面上的雪荷载等于当地的基本雪压。但由于受到风和其他相关因素的作用，屋面上的雪压要比地面上的小，这几乎已经成为共识。但如果想更改这方面的条款，还需要对我国建筑上的雪压做大量的实地测量与统计分析。

3. 我国规范认为屋面坡度达到 50° 时，就可以不用考虑雪荷载的作用。相比之下，EU 规范认为是 60° ，而 ASCE 规范和 NBC 规范则认为是 70° ，我国规范在这方面取值偏向不安全。建议将这一临界值提高到 60° 。

4. 对于双坡屋面，我国规范在迎风面上的取值是最大的。鉴于四本规范对该屋面形式下的雪荷载取值规定差异较大，应开展相应的调查研究与模拟计算，以确定适合我国实际情况的取值规定。

5. 在四本规范中，只有我国规范没有考虑拱形屋面的非均匀分布荷载。从直观上来说，这是十分危险的。文献显示，拱形屋面上的堆雪效应是不可忽略的。因此我国规范的这一条款需要修订。

6. 对于高低屋面，我国规范假设堆雪荷载为矩形，其峰值为一确定的数值，而与上层屋面的尺寸、形状无关。这些假设均有别于其他三本规范。因此可以考虑将我国规范的堆雪荷载形状也修改成三角形荷载，并适当考虑上层屋面的影响。

4.3 积雪分布系数相关研究

4.3.1 女儿墙内侧积雪分布

2010年年初，在哈工大校园内选取了两座建筑（分别为住宅和办公楼），分别选取了六个典型剖面 and 四个典型剖面进行了屋面积雪的实地测量（图 4.3.1-1，图 4.3.1-2）。测量结果如表 4.3.1 所示。

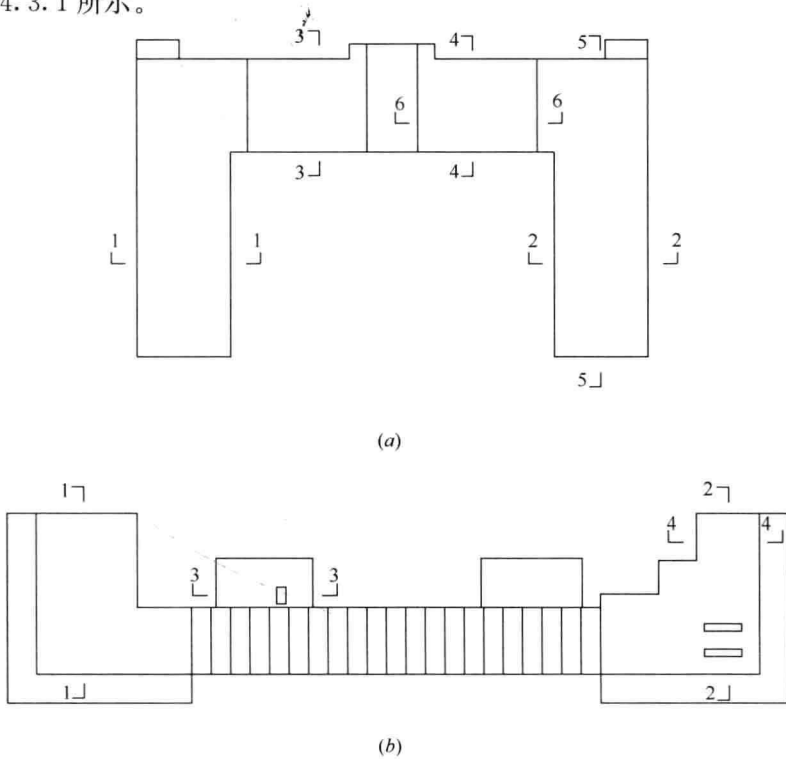


图 4.3.1-1 屋面积雪深度实地测量目标建筑平面示意图

(a) 某宿舍楼；(b) 某办公楼

对实测结果的统计发现，堆雪高度与女儿墙高度的比值，在两座建筑上分别为 0.82 和 0.71（平均值），而最大值则分别为 1.00 和 0.90，均达到了很高的水平。一般来说，在屋面有高差的地方，堆雪的高度与屋面高差、屋面宽度和当地的基本雪压、降雪及之后若干时间内的风速都有关系。考虑到进行实地测量时的降雪并不是很大（如某宿舍楼的 1-1 剖面，其平均积雪深度约为 0.15m），但是在部分区域，堆雪高度便已经达到了女儿墙的高度。因此，在屋面高差较小（如 1~2m）的屋面，当发生 50 年一遇的降雪时，堆雪高度达到屋面高差的水平，是十分有可能的。

从表 4.3.1 还可看到，在某宿舍楼屋面，堆雪长度与女儿墙高度的比值，普遍在 3.5 至 4.0 之间，平均值为 3.57；而在某办公楼屋面，这个值则介于 1.50 到 3.33 之间，平均值为 2.25。实测中堆雪长度都超过了屋面高差（女儿墙高度）的两倍。

鉴于以上实测结果，并参考欧洲统一规范，我们对女儿墙、高低屋面、锯齿形屋面等出现屋面高差的地方，进行了条文的相应修订。

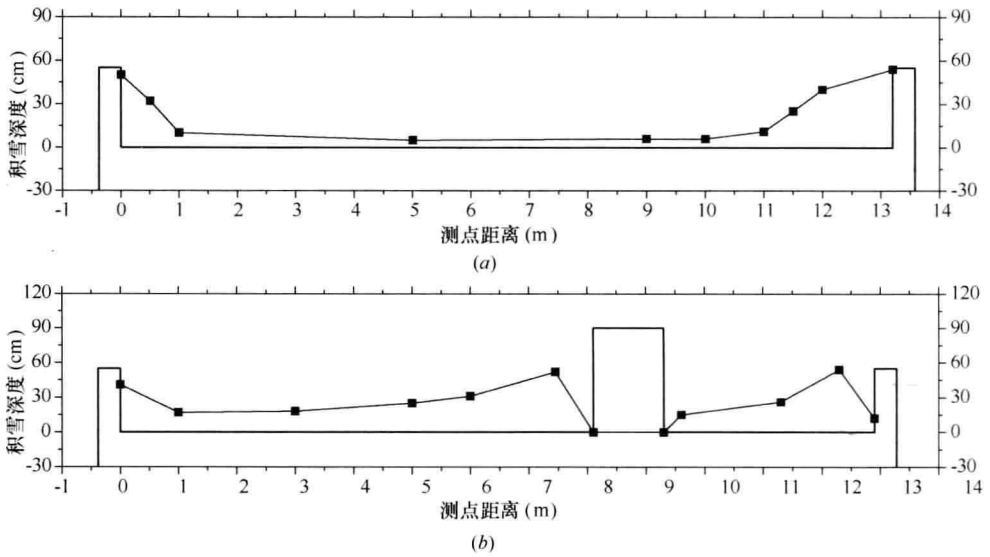


图 4.3.1-2 屋面积雪深度实地测量结果举例
(a) 某宿舍楼 2-2 剖面; (b) 某办公楼 3-3 剖面

女儿墙内侧积雪分布实测结果

表 4.3.1

建筑	女儿墙高度 h (m)	剖面号	雪深峰值 h_m (m)	h_m/h	堆雪长度 a (m)	a/h
某宿舍楼	0.55	1-1	0.53	0.96	2.0	3.64
			0.42	0.76	2.2	4.00
		2-2	0.50	0.91	1.0	1.82
			0.54	0.98	2.2	4.00
		3-3	0.55	1.00	2.0	3.64
			0.30	0.55	2.2	4.00
		4-4	0.51	0.93	2.2	4.00
			0.27	0.49	2.0	3.64
		5-5	0.50	0.91	2.0	3.64
		—	—	—	—	—
6-6	0.50	0.91	1.8	3.27		
	0.32	0.58	2.0	3.64		
		平均值	0.45	0.82	1.96	3.57
某办公楼	0.60	1-1	0.49	0.82	1.6	2.67
			—	—	—	—
		2-2	0.44	0.73	1.0	1.67
			—	—	—	—
		3-3	0.41	0.68	1.0	1.67
			0.54	0.90	1.6	2.67
		4-4	0.44	0.73	2.0	3.33
	0.24	0.40	0.9	1.50		
		平均值	0.43	0.71	1.35	2.25

4.3.2 雪荷载临界屋面坡度

如前所述,我国规范认为雪荷载临界坡度为 50° ,而美国 ASCE 规范和加拿大国家建筑规范认为是 70° ,欧洲统一规范认为是 60° ,我国规范雪荷载临界屋面坡度是最小的。为此,我们制作了三个单坡屋面模型,置于室外,并对其上的积雪深度进行跟踪测量,以对该临界坡度进行考察与验证。

如图 4.3.2 所示,三个模型屋面的尺寸均为 $2\text{m}\times 2\text{m}$ (柱距为 $1.5\text{m}\times 1.5\text{m}$),檐高为 1m ,以确保屋面离地面有足够距离让积雪自由下滑,屋面材料均为压型彩钢板,三个屋面的坡度分别为 50° 、 60° 和 70° ,放置于室外且周围有建筑物围挡的地方,以尽可能减少风的影响。在 2010~2011 年度冬季,在每一场明显降雪之后,均对该模型屋面上的积雪深度和同一天的地面积雪深度进行了测量。

由测量结果(表 4.3.2)可以看出,尽管模型屋面较为光滑,滑落条件较好, 50° 和 60° 这两个模型屋面上仍然有一定量的积雪, 50° 屋面上的积雪有时甚至能与地面积雪深度相当(2010 年 11 月 28 日)。因为实际中的建筑屋面滑落条件一般均没有本试验所采用的模型好,因此可以推断,当屋面坡度在 60° 以下时,屋面积雪都是不可忽略的。而对于坡度为 70° 的模型屋面,可以看到,其上自始至终都没有积雪,因此,当屋面坡度大于 70° 时,可以不考虑雪荷载。

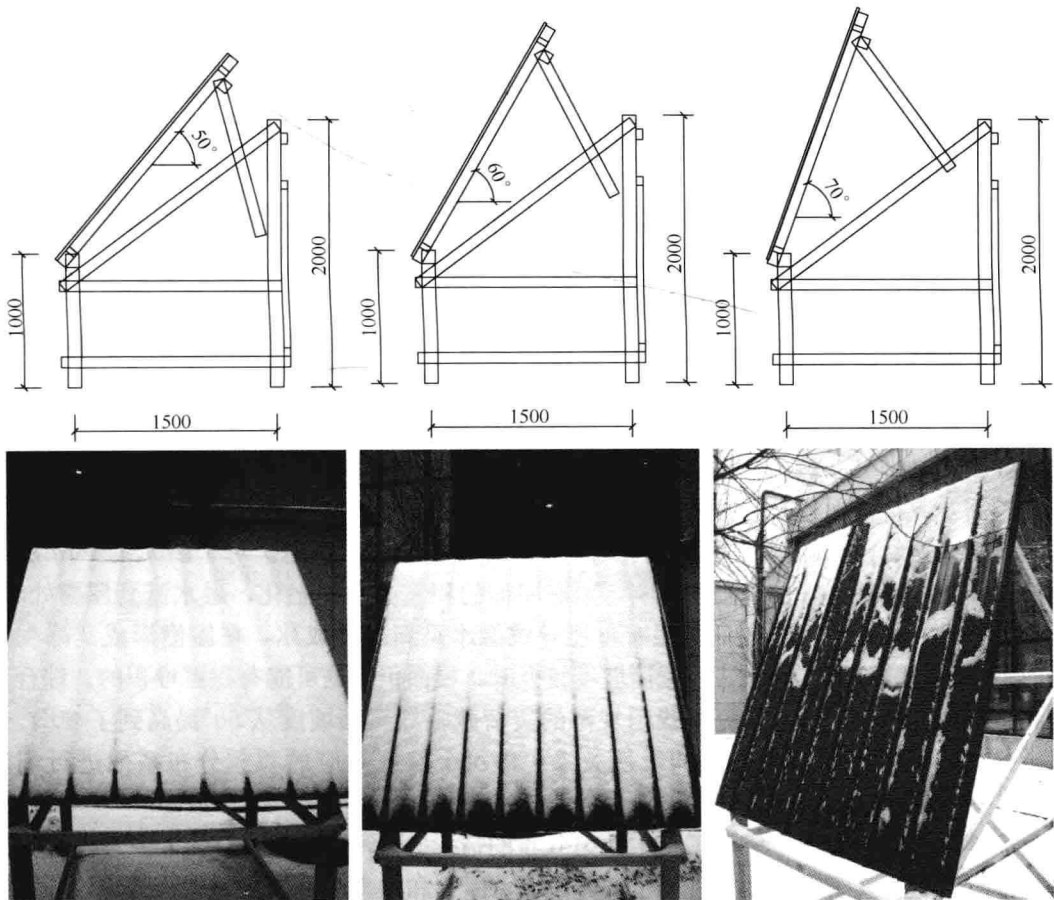


图 4.3.2 模型尺寸示意图和积雪情况示例

雪荷载临界屋面坡度验证试验结果

表 4.3.2

日期	地面雪深 h_g (mm)	50°模型屋面		60°模型屋面		70°模型屋面	
		雪深 h_r (mm)	h_r/h_g	雪深 h_r (mm)	h_r/h_g	雪深 h_r (mm)	h_r/h_g
2010.11.12	73	52	0.71	45	0.62	0	0
2010.11.13	143	0	0.00	0	0.00	0	0
2010.11.28	33	33	1.00	13	0.39	0	0
2010.12.11	118	28	0.24	17	0.14	0	0
2010.12.28	180	47	0.26	22	0.12	0	0
2010.12.31	210	70	0.33	57	0.27	0	0

基于以上验证试验的结果，我们建议将我国雪荷载临界屋面坡度从 50° 提高到 60° ，各屋面坡度对应的 μ_r 值按线性关系进行相应调整。

4.4 条文修订说明及应用实例

4.4.1 条文修订说明

本次修订，除了补充全国各台站自1995年至2008年的年极值雪压数据，调整部分城市雪压值并绘制新的全国基本雪压图以外，我们还在前述工作的基础上，对原有的屋面积雪分布系数进行了局部调整，并针对我国建设领域所出现的新形势，增加了两个款项。为让广大设计工作者更好的理解和应用这些新系数，现对这些修订进行逐一说明。

第1项，单跨单坡屋面。这一款项确立了屋面积雪分布系数和屋面坡度的基本关系，是屋面积雪分布系数的基础。但通过对比我们发现，国外一些主要发达国家的规范，其临界屋面坡度（不再考虑雪荷载作用的最大屋面坡度，屋面坡度小于该临界值时，需要考虑雪荷载作用，大于时则无需考虑）均大于我国规范所规定的 50° ；从这个角度来看，我国规范原有的规定偏于不安全。4.3.2小节所阐述的试验，尽管模型屋面所使用的压型彩钢板十分光滑，并且屋檐处没有任何阻挡，屋面积雪可以十分自由的下滑，但 60° 模型屋面上仍然能观察到积雪现象，说明当屋面坡度为 60° 时，雪荷载是可以存在的。当积雪的下滑条件较差时，可以预想，积雪只会更多。如图4.4.1-1中**b**、**c**所示屋面，因为修建雨水沟的需要或构造上的其他原因，屋檐处可能是水平的，没有坡度，屋面上的积雪并不能顺利下滑；这时候，即使屋面坡度再大，也是需要考虑雪荷载的。对于图4.4.1-1a所示的屋面，在采暖地区，由于温度影响，紧贴屋面的积雪会发生融化，融水流到屋檐处时，由于屋檐没有供暖，气温较低，很有可能导致融水重新凝结成冰，在屋檐形成“冰坝”，从而阻碍积雪的下滑；因此，当屋面坡度较大时，屋面仍然是可能有积雪堆积的。综合上述几个方面的考量，本次修订将我国规范的雪荷载临界屋面坡度从 50° 提高到了 60° ，并保持分布系数和屋面坡度之间的线性关系，将每个坡度对应的积雪分布系数进行相应调整。

第3项，拱形屋面，增加了“不均匀分布的情况”。原规范在表6.2.1中只有均匀分布的情况，尽管在第6.2.2条进行了补充说明“屋架和拱壳可分别按积雪全跨均匀分布情况、不均匀分布的情况和半跨的均匀分布的情况采用”，“半跨的均匀分布的情况”已经考

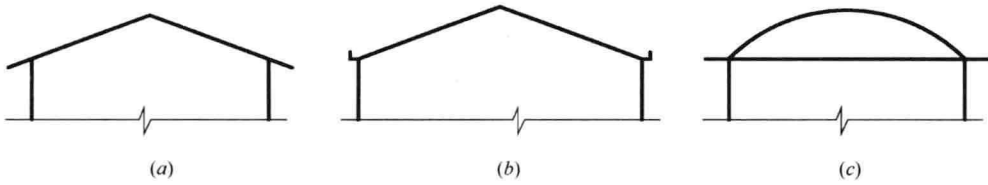


图 4.4.1-1 几种可能的屋盖形式

虑了积雪局部堆积，我们仍然认为应该增加一种非均匀分布的情况，以便更全面的覆盖可能的积雪堆积情况。很可惜，目前国内还没有相关的研究。考虑到科学研究的可移植性，我们认为，在拥有自己的研究成果之前，可以参考国外规范的取值。由于美国 ASCE 规范和加拿大 NBC 规范对拱形屋面非均匀分布雪荷载的取值规定（图 4.2.4-1 和图 4.2.4-2）与我国的“半跨的均匀分布的情况”类似，故不再采用，最终参考欧洲统一规范，采用了“双峰式”分布。如图 4.4.1-2 所示。实际上，在风的作用下，迎风面的积雪是很难被全部清空的；因此，迎风面也有一个峰值，是十分容易理解的。另一方面，双峰式分布的两个峰值都较为靠近跨中，不排除在某种情况下，该工况下的结构内力大于“半跨的均匀分布的情况”。因此，在设计中应对新增加的工况多加注意，确保安全。

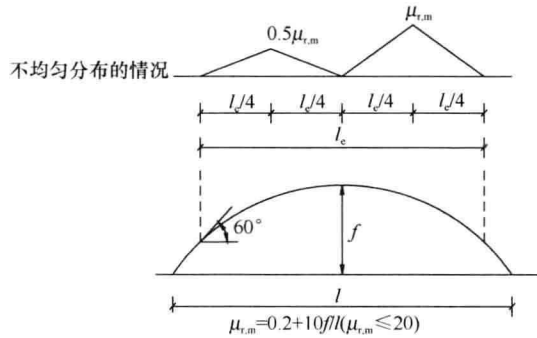


图 4.4.1-2 拱形屋面非均匀分布雪荷载

第 6 项和第 7 项，多跨单坡屋面和双跨双坡（或拱形）屋面，参考欧洲统一规范（图 4.4.1-3a）和美国 ASCE 规范（图 4.4.1-3b），增加了第二种非均匀分布的情况，屋面波谷处采用更符合实际的三角形荷载（图 4.4.1-4），同时保留了原有规定。设计时应按照三种情况分别进行计算，按照最不利工况进行构件截面设计。欧洲统一规范的峰值 μ_2 根据屋面坡度的不同而介于 0.8~1.6 之间，而美国 ASCE 规范的峰值 $(2/C_e)$ 根据建筑周围空旷程度不同而介于 1.67 和 2.86 之间 (C_e 介于 0.7 和 1.2 之间)。现阶段我国规范还不能考虑诸多因素的影响，故取统一的峰值，以简化计算。再考虑到我国原规范所有屋面

情况(1) $\mu_1(\alpha_1)$ $\mu_1(\alpha_2)$ $\mu_1(\alpha_1)$ $\mu_1(\alpha_2)$
 情况(II) $\mu_1(\alpha_1)$ $\mu_2(\bar{\alpha})$ $\mu_1(\alpha_2)$
 $\bar{\alpha} = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$

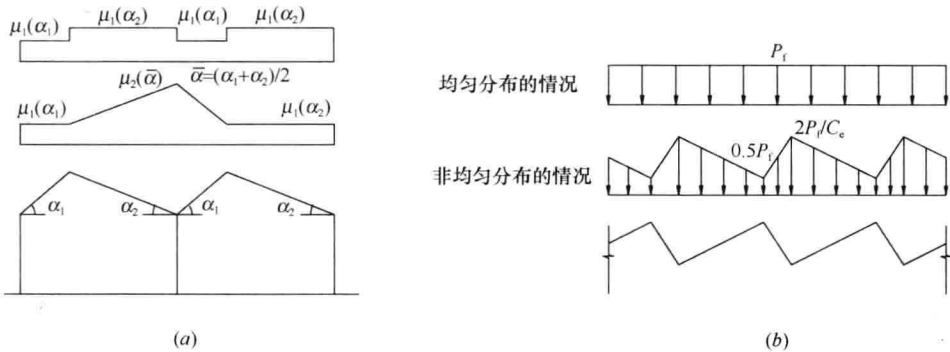


图 4.4.1-3 美国和欧洲规范

(a) 美国 ASCE 规范；(b) 欧洲统一规范

类型中积雪分布系数的最大值为 2.0，故此处也将该峰值系数取为 2.0，以确保新规范安全水准不低于原规范，2.0 的取值也与美国 ASCE 的取值相当。

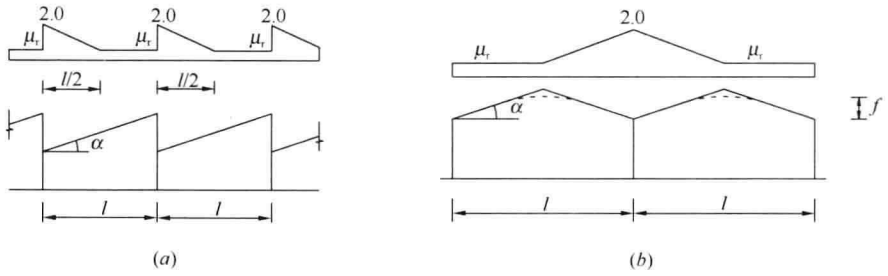


图 4.4.1-4 多跨单坡屋面和多跨双坡（或拱形）屋面新增荷载工况

第 8 项，高低屋面（图 4.4.1-5），在原有矩形荷载的基础上，增加了三角形荷载的工况，并补充说明了当下屋面的宽度 b_2 小于 a 时的荷载取值方法。高低屋面中转角处的雪荷载取值主要是考虑到在风的作用下，积雪会集中堆积在屋面转角处。原规范对此取矩形荷载，并不十分确切，三角形荷载更贴近实际。积雪的局部堆积跟很多因素有关，其中起主要作用的，除风速和建筑的气动外形外，还跟积雪的来源面有关。 b_1 和 b_2 越大，可能发生局部堆积的积雪源就越多。因此，三角形堆积荷载的峰值 $\mu_{r,m}$ 跟 b_1 和 b_2 有关，该取值也是参考了欧洲统一规范的规定。 a 的取值则保留了原规范的规定。

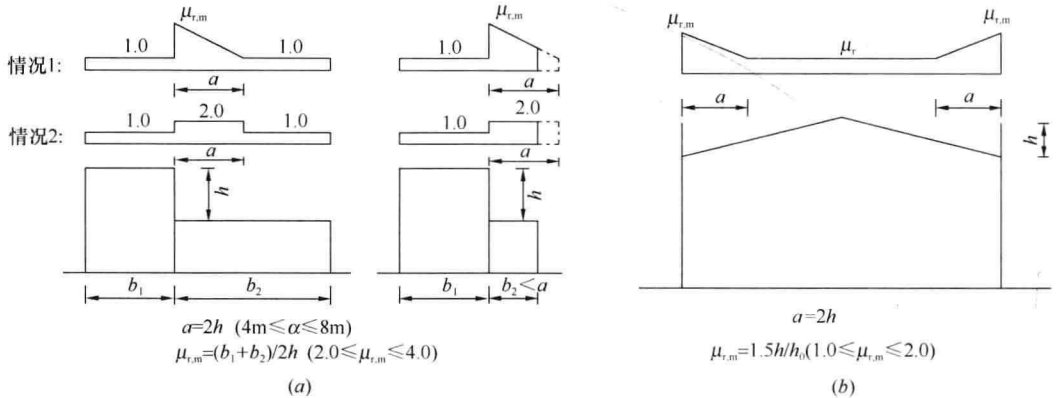


图 4.4.1-5 高低屋面和有女儿墙的屋面
(a) 高低屋面；(b) 有女儿墙或其他凸起物的屋面

第 9 项，有女儿墙或其他凸起物的屋面，这是本次修订中新增加的项次。4.3.1 小节所述实测工作，是该修订的基础。该项次针对所有类型屋面的女儿墙和其他凸起物，而不局限于双坡屋面；只要屋面有女儿墙或者类似的凸起物（在屋面周围或者屋面内部），均应按照本项次规定进行雪荷载设计。当凸起物不在屋面外沿时，其四周均应考虑堆积荷载的作用。图 4.4.1-6 两个图分别是女儿墙和屋面凸起物周围积雪堆积的例子。

第 10 项，大跨屋面，也是本次修订新增加的项次。随着我国社会经济和建设技术的发展，大跨度建筑正在越来越多地出现在我们的生活中。这些大跨度建筑多为重要的公共建筑，一旦发生事故，各方面影响都十分巨大，因此其安全应引起我们的格外关注，以确保无虞。我们知道，随着尺寸的增加，建筑周围的流场分布会呈现不同的特点；当尺寸增

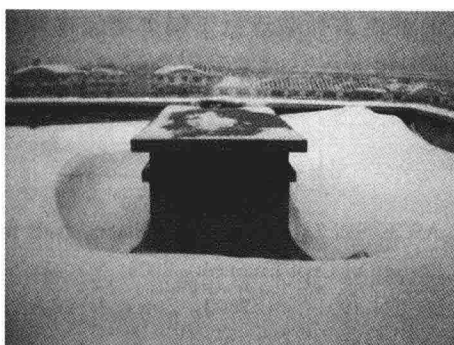
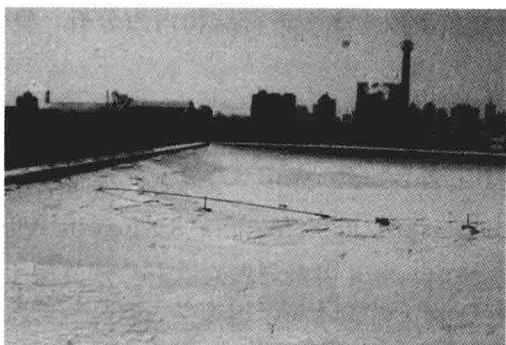


图 4.4.1-6 女儿墙及屋面凸起物周围积雪堆积实例

加到一定程度时，这些区别变得不可忽视。当屋面尺寸较小时，被风扬起的积雪落到屋面以外的可能性较大；当屋面尺寸较大时，这些被刮起的积雪则很有可能仍落在屋面范围内，引起局部堆积。因此，针对跨度超过 100m 的建筑，我们专门列了一条，以考虑这种区别的影响，主要手段则是提高跨中区域的积雪分布系数，如图 4.4.1-7 所示。除此以外，大跨度屋面还应根据具体屋面形式，选择规范表 7.2.1 中的对应规定进行设计。

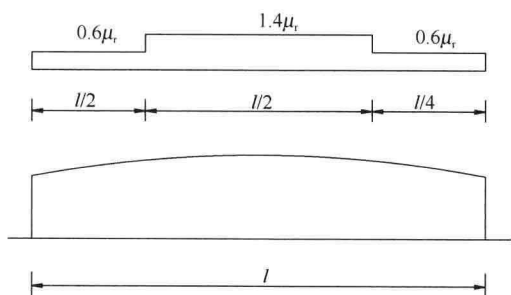


图 4.4.1-7 大跨度屋面 ($l > 100\text{m}$)

4.4.2 应用实例

哈尔滨国际会议展览体育中心总建筑面积 440000m²，是集会议、展览和体育功能于一体的综合型公共设施，由中央主馆、会议中心和五万人体育场组成。其中，中央主馆总长度为 618m，宽为 128m（主跨大厅）+ 20m（附属玻璃长廊），中部由相同的 35 榀 128m 跨张弦桁架构成，桁架间距为 15m。在进行结构设计时，考虑到大跨度建筑与普通跨度建筑的不同特点，除按规范规定的拱形屋面进行雪荷载设计外，尚在 4 分区（图

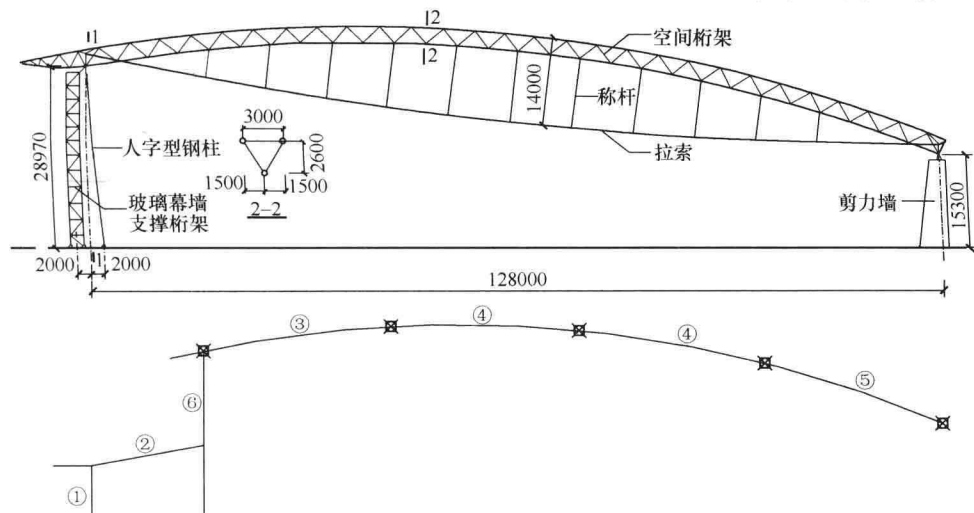


图 4.4.2 张弦桁架结构简图（上）与风、雪荷载分区图（下）

4.4.2) 内对雪荷载进行了局部增强,取积雪分布系数为 1.6 进行结构内力分析,确保了结构不因屋面积雪而发生安全问题。

参 考 文 献

- [1] ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures [S]. Reston: American Society of Civil Engineer, 2006.
- [2] BS EN 1991-1-3: 2003, Eurocode 1- Actions on Structures-Part 1-3: General actions-Snow loads [S]. London: BSI, 2003.
- [3] NRCC 47666, National Building Code of Canada 2005 [S]. Ottawa: National Research Council of Canada, 2005.
- [4] National Research Council of Canada. User's Guide-NBC 2005 Structural Commentaries (part 4 of Division B) [M]. Ottawa: NRCC, 2005.
- [5] D. A. Taylor. Roof snow loads in Canada [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1980, 7: 1-18.
- [6] Michael ORourke, Charles De Angelis. Snow Drifts at Windward Roof Steps [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(10): 1330-1336.
- [7] Michael ORourke, Michael Auren. Snow Loads on Gable Roofs [J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(12): 1645-1651.

第五章 风荷载 (一) ——静力风荷载

风荷载是作用在建筑结构上的一种主要的可变荷载。在荷载规范中,垂直于建筑物表面的风荷载标准值由以下两个表达式规定:

1) 计算主要受力结构时:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (5-1)$$

2) 计算围护结构时:

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 \quad (5-2)$$

式中: w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2);

β_z ——高度 z 处的风振系数;

μ_s ——风荷载体型系数;

μ_z ——风压高度变化系数;

w_0 ——基本风压 (kN/m^2);

β_{gz} ——高度 z 处的阵风系数;

μ_{s1} ——风荷载局部体型系数。

式 (5-1) 和式 (5-2) 的基本参数大致相同。区别有两点:一是计算围护结构所采用的阵风系数只和风的脉动特性有关,而计算主要受力结构采用的风振系数不但和风的脉动特性有关,还和结构自身的动力特性有关;二是计算围护结构所采用的是局部体型系数,强调的是风压的局部特征,而计算主要受力结构采用的是体型系数,反映的是大面积范围风压的整体平均特征。

从另一个角度看,计算风荷载标准值的几个参数中,除了风振系数与结构动力特性有关之外,其他参数都只和风特性、建筑外形等因素有关。因此,本章首先就风荷载计算中与结构动力特性无关的因素进行讨论,下一章再讨论顺风向、横风向及扭转风振响应问题。

5.1 基本风速和基本风压

衡量风的强度最直接的参数是风速,不同的风速作用在建筑物表面引起的风压是不相同的。因此,有必要按照统一的标准对各地区的气象资料进行统计,得出该地区的基本风速,以便工程应用。荷载规范定义的基本风速是“按当地空旷平坦地面上 10m 高度处 10min 平均的风速观测数据,经概率统计得出 50 年一遇最大值确定的风速”。该定义包含了 3 个要素:气象站的环境标准(空旷平坦地面 10m 高度)、风速的平均时距(10min 平均)和概率统计方法(50 年一遇的最大值)。以下逐条讨论这三个要素对基本风速的影响。

5.1.1 气象站的环境标准

近地面的风速大小受离地高度和地貌的影响。大气在运动过程中，受到地球表面的植被、建筑、起伏不平的地貌等施加的阻力，使得风速越接近地面越小。因此规范规定在统计基本风速时，应当取离地面 10m 高度的风速数据。这个高度和我国气象站风速仪的标准安装高度一致，也和国际标准一致。当风速仪的观测高度不是标准高度时，应当根据下式将风速观测数据换算到 10m 标准高度，

$$v_{10} = v_z \left(\frac{10}{z} \right)^\alpha \quad (5.1.1-1)$$

式中 z 为风速仪的实际高度， v_z 为风速仪观测到的风速值， α 为空旷平坦地区的地面粗糙度指数（新修订的荷载规范中，该值为 0.15）。

另一方面，地表状况对风速也有较大影响。地面建筑物越多、植被越厚越密集，风的能量消耗就越大，因此高空处的风接近地面时减速就更多；反之风的能量消耗就较少，接近地面时风速减小的幅度就较小。因而，即使在 10m 高度，不同的环境条件下测得的风速也是各不相同的。荷载规范规定观测数据应来自“空旷平坦地貌”，这和我国对气象台站建设的场地要求相同。

在统计基本风速时经常遇到的问题就是气象台站的地貌变化。近年来，随着城市建设的迅速发展，国内的不少气象台站已经不能满足原来的标准地貌条件，造成观测数据发生非气象因素的系统偏移，观测到的最大风速逐年下降。已有研究表明，地貌变迁造成的这种年最大风速失真，会对基本风速的统计造成极大影响。

对于这类在非标准地貌下获得的风速数据，如果能够准确判断各年份的地貌类别，可根据下式将其转换为标准地貌的数据：

$$v = \frac{v_{10}}{\sqrt{\mu_{z_g}}} \left(\frac{10}{z_g} \right)^{-\alpha} \quad (5.1.1-2)$$

式中 v_{10} 为气象站观测到的最大风速值， μ_{z_g} 为梯度风高度的风压高度变化系数（新修订的荷载规范中，该值为 2.91）， z_g 为气象台站实际地貌的梯度风高度，而 α 则为气象台站实际地貌的地面粗糙度指数。

当无法准确判断气象台站不同时期的地貌特点时，一般采用较早年份的风速数据进行统计，以保证不会低估基本风速值。

5.1.2 风速的平均时距

风速是随时间波动的随机变量。采用不同的时间长度对风速进行平均，得出的平均风速最大值各不相同。平均时距短，就会将风速记录中最大值附近的较大数据都包括在内，平均风速的最大值就高；而平均时距长，则会将风速记录中较长时间范围的风速值包含在内，从而使离最大值较远的低风速也参与平均，平均风速的最大值就会有所降低。

图 5.1.2-1 给出了 10 分钟时间长度的风速记录。若以 3s 为平均时距，则可得到该时段内 3s 平均风速的最大值为 21.0m/s；而若以 1min 为平均时距，则可得出平均风速最大值下降为 15.9m/s。而 10min 的平均风速值则是 14.2m/s。由此可见，平均时距越长，得出的平均风速最大值将会越低。因此，为了取得可以相互比较的平均风速记录值，应该规定一个统一的平均时距。

平均时距在各个国家的风荷载标准中取值并不一致，这一方面是历史传统的原因，另

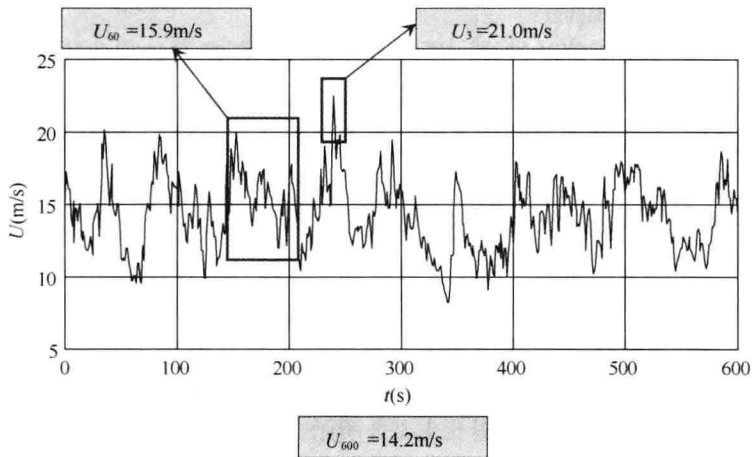


图 5.1.2-1 Van der Hoven 观测到的风速曲线

一方面也和各国的风气候类型有关。如美国、澳大利亚等规定的基本风速按 3s 阵风的最大值取值；欧洲、日本和中国按 10min 平均风的最大值计算基本风速；加拿大则取 1h 作为平均风速时距。

图 5.1.2-2 是 Van der Hoven 在美国纽约 Brook-haven 100m 高度测量所得的风速谱线。风速谱线的横坐标为小时波数 (cyc/h)，即 1 小时内的周期数。横坐标采用的是对数坐标，因此横坐标 -2 表示 1 小时 10^{-2} 个周期（即脉动周期为 100 小时）。纵坐标则反映了不同周期数包含的脉动能量，其值越大，表示风速以该周期脉动所包含的能量越高。

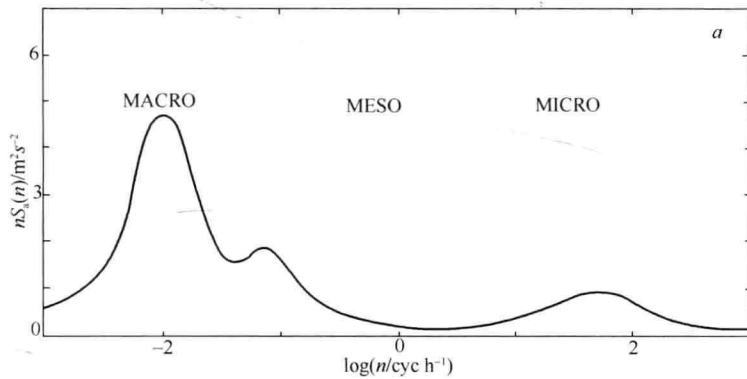


图 5.1.2-2 Van der Hoven 观测到的风速谱线

该风速谱线可分为三个区间：

1. 大尺度 (MACRO) 区：在 0.001~0.3 范围，其中 0.01 和 0.1 附近出现较为明显的峰值。这两个峰值分别对应 4 天和 12 小时一个周期，与充分发展的天气系统有关，反映了大尺度气候背景下风的变化规律；

2. 中尺度 (MESO) 区：在 0.3~10 范围，即 3h~6min 的时间周期内，脉动风谱值较低，因此脉动能量较小。该段称为谱鞍区，也是中尺度区；

3. 小尺度 (MICRO) 区：在 10~700 范围，即 6min~5s 的时间周期内，风谱值相对中尺度区更高。并且这一区间的脉动能量与大气湍流有关，因此也称为小尺度阵风区，

峰值周期大约在 1~2min 范围。

在其他地区观测到了类似的谱线，说明上述谱线特征具有较强的代表性。从谱线值的绝对大小来看，大尺度区的谱线值最高，说明风速以大尺度（4 天或 12 小时）为周期的脉动能量最高。但对于建筑设计来说，并不关心这么大尺度的风速脉动，小尺度阵风区的风速脉动特性对于结构设计来说更为重要。

从风谱线的基本规律可知，如果在谱鞍区选取平均时距，由于它们都包含了能量最大的阵风区，可以反映若干个小尺度脉动周期的平均特性，因此得出的平均风速值将比较稳定。

不同时距得出的风速统计值各不相同，在进行比较时需要将其转换为相同的平均时距。风速大小、风气候类型等因素对转换系数都有影响，但工程应用上大致可按 ASCE7-10 给出的建议值进行调整换算，如图 5.1.2-3 所示。

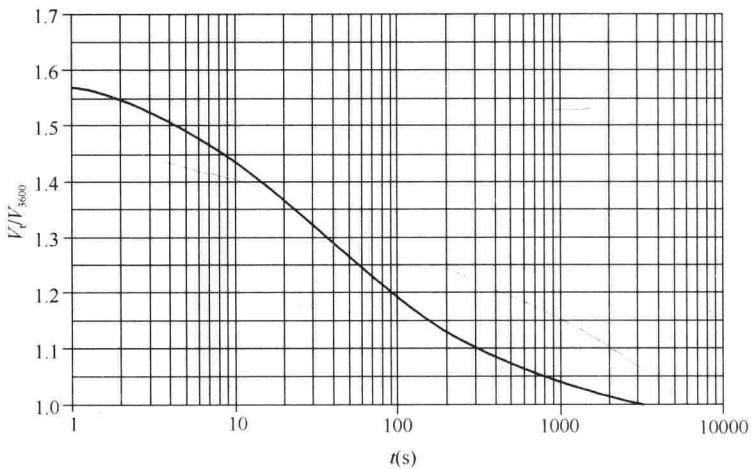


图 5.1.2-3 t 秒时距平均最大风速与 1 小时时距平均最大风速的比值

5.1.3 概率统计方法

气象站的观测资料包含了各种时间长度的风速记录，从这些风速记录中可以计算得出 10min 平均最大风速的日极值、月极值和年极值等。根据结构设计的需要，并考虑到气象变化的周期，世界各国都是以最大风速的年极值为样本，对基本风速进行统计分析。

年最大风速也是随机变量，满足特定的概率分布。荷载规范过去沿用苏联标准，按 Person III 型曲线来拟合。从统计理论的角度可证明，独立同分布随机变量的最大值服从广义极值分布（Generalized Extreme Value Distribution, GEV 分布）。因此以 GEV 分布来描述年最大风速更为合理。GEV 分布的数学表达式为：

$$F(v) = \exp \left\{ - \left[1 + \xi \left(\frac{v - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-1/\xi} \right\}, \quad (5.1.3-1)$$

$$\{v : 1 + \xi(v - \mu)/\sigma > 0\}$$

式中， ξ ， μ 和 σ 分别是分布函数的形状参数、位置参数和尺度参数。当形状参数大于和小于 0 时，该函数分别对应极值 II 型（Frechet）和极值 III 型（Weibull）分布。而当 ξ 趋近于 0 时，GEV 收敛于极值 I 型（Gumbel）分布函数，即

$$F(v) = \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v-\mu}{\sigma}\right)\right]\right\}, \quad (5.1.3-2)$$

$$-\infty < v < \infty$$

图 5.1.3 给出了形状参数分别取 0.2、0 和 -0.2 时的 GEV 分布函数曲线。由图可见，极值 I 型分布为一直线，极值 II 型有下界 $U_{\min} = \mu - \sigma / |\xi|$ 而无上界，而极值 III 型则是有上界 $U_{\max} = \mu + \sigma / |\xi|$ 而无下界。从物理上讲，年最大风速既应有上界，也应有下界，因此这三种极值分布各有其优缺点。在统计分析时，可基于年最大风速样本，根据一定的概率统计方法（如最大似然估计法）得出最适合样本的 GEV 分布函数参数。

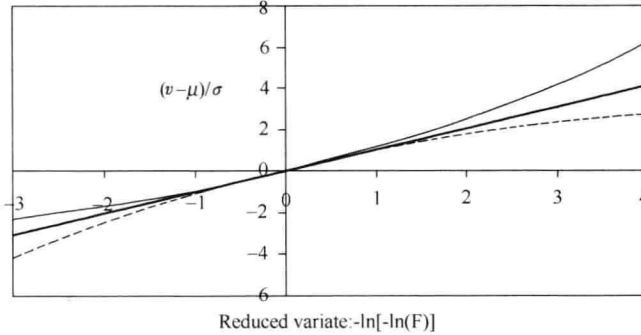


图 5.1.3 GEV 分布函数族（从上至下分别为：极值 II 型、极值 I 型和极值 III 型）

工程上常采用重现期或多少年一遇来描述基本风速值。所谓重现期是指风速连续两次超过给定值 v_0 的时间间隔（以年为单位）。若重现期 $R=N$ ，则表示连续 $N-1$ 年未出现高于特定风速 U_0 的情况，直到第 N 年才首次出现，这种情况的概率为：

$$P(R=N) = [P(v \leq v_0)]^{N-1} [P(v > v_0)]$$

$$= [F(v_0)]^{N-1} [1 - F(v_0)] \quad (5.1.3-3)$$

上式为重现期 R 的概率分布函数，由该函数可求得 R 的数学期望值：

$$E(R) = \sum_{N=1}^{\infty} NP(R=N) = [1 - F(v_0)] \sum_{N=1}^{\infty} N[F(v_0)]^{N-1}$$

$$= \frac{1}{1 - F(v_0)} \quad (5.1.3-4)$$

因此，用重现期规定基准值，相当于在年最大风速的概率分布曲线上规定相应的分位值。若将重现期规定为 50 年（或称 50 年一遇），则对应的风速值相当于在年最大风速的概率分布曲线上概率为 98% 的分位值（也即风速的年超越概率 2%），这也是荷载规范对基本风速的取值标准。

应当注意的是，重现期只是风速年超越概率的另一种说法，表征了风速取值的安全水准。当需要获得更高的保证率时，可降低年超越概率取值，风速的重现期也会相应提高。

从基本风速取值水平可推算出在结构设计使用年限内，年最大风速超过基本风速的概率。当结构设计使用年限为 T 年、而重现期为 R 年时，这一概率 r 可由下式进行计算：

$$r = 1 - \left[1 - \left(\frac{1}{R}\right)\right]^T \quad (5.1.3-5)$$

因此，当设计使用年限为 50 年时，在这 50 年的周期内，年最大风速至少有一次超过

基本风速的概率约为 63.6%。

荷载规范现在采用的是极值 I 型分布，并应用 Gumbel 方法对年最大风速样本进行统计分析。

设有 N 年的年最大风速样本，将这些样本按由小到大排序，即令 $v_1 \leq v_2 \leq \dots \leq v_N$ ，可得年最大风速的经验分布函数为：

$$F^*(v_i) \approx \frac{i}{N+1} \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (5.1.3-6)$$

定义序列：

$$y_i = -\ln\{-\ln[F^*(v_i)]\} \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (5.1.3-7)$$

进而可得出极值 I 型分布参数 μ 和 σ 的估计值为：

$$\hat{\sigma} = \frac{S_y}{S_v} \quad \hat{\mu} = \bar{v} - \hat{\sigma} \bar{y} \quad (5.1.3-8)$$

式中 S 代表样本均方根，上划线代表样本均值。序列 y_i 只和样本数量有关，而和年最大风速样本值无关，因此荷载规范附录中将不同样本数量时 y 的均值和均方根制作为表格，方便计算时采用。

在得出极值 I 型分布的参数后，即可根据选用的重现期（也即 $F(v)$ 的值），根据式 (5.1.3-2) 求出对应的风速值。荷载规范已将式 (5.1.3-2) 进行改写，以便于计算。

5.1.4 风速与风压的转换

工程应用中，实际作用在结构表面的是风压，因此需要将风速转换为对应的风压。这种转换是根据贝努利方程进行的，如下式：

$$p + \frac{1}{2}\rho v^2 = \text{const} \quad (5.1.4-1)$$

式 (5.1.4-1) 的第一项 p 为流体静压，第二项是流体动压， ρ 和 v 分别是空气密度和气流速度。该式适用于没有能量损失的理想流体流动。

速度为 v 的风，当其速度降为 0 时，动压将全部转化为静压，造成流体静压增加。通常将风速 v 对应的动压定义为风速压，因此基本风速 v_0 对应的基本风压为：

$$w_0 = \frac{1}{2}\rho v_0^2 \quad (5.1.4-2)$$

5.2 风压高度变化系数

5.2.1 大气边界层与风压高度变化系数

粗略地讲，自然界中的风是由于太阳对地球大气加热不均匀引起的，加热不均匀造成的压力梯度驱动空气运动就形成了“风”。而地球表面对大气运动施加了水平阻力，使靠近地面的风速减慢。这种影响通过湍流掺混一直扩展到几百米到几公里的范围，形成所谓的“大气边界层”。边界层内的风速随高度增加，其顶部的风速通常称为梯度风速。在边界层外，风大致沿等压线以梯度风速流动。

由于地貌特征各不相同，来流特性也有所不同，大气边界层的厚度和气流统计参数根据具体条件而变化。荷载规范规定的基本风压是根据标准地貌下 10m 高度的风速资料得出的，因此在计算其他地貌、其他高度的风速压时，尚需考虑不同地面粗糙度类别的风压高度变化系数。

风压高度变化系数与平均风速剖面有关, 根据贝努利关系式 (5.1.4-1), 只要得出了风速沿高度的变化规律, 就可以确定风压沿高度的变化。以往的研究表明, 大气边界层在接近地面的下部区域, 切应力大致为常数, 在可忽略分子黏性应力的前提下, 可以推导出平均风速剖面的对数律分布:

$$v(z) = \frac{v_*}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5.2.1-1)$$

其中 v_* 为摩擦速度, k 是 Karman 常数, z_0 为地面粗糙长度。以往的观测表明大气边界层厚度可达数百米到数公里, 但对数律的适用范围是从 $50z_0$ 左右的近地面到 10% 的边界层厚度, 该区域也常称为大气表面层。在更接近地面的区域, 由于分子黏性应力起控制作用, 速度分布已不能用对数律描述; 而在高于表面层的高度, 速度梯度和雷诺应力都趋于减小, 等切应力层假定不适用, 因此速度分布也不服从对数律。

由于对数律适用的高度范围有限, Deaves 和 Harris 提出了对数律修正模型 (D&H 模型), 在充分发展的大气平衡边界层内均适用:

$$v(z) = \frac{v_*}{k} \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 5.75\left(\frac{z}{h}\right) - 1.88\left(\frac{z}{h}\right)^2 - 1.33\left(\frac{z}{h}\right)^3 + 0.25\left(\frac{z}{h}\right)^4 \right] \quad (5.2.1-2)$$

式中 h 为边界层厚度 (也可称为梯度风高度), 它和摩擦速度及科里奥利参数有关:

$$h = \frac{cv_*}{f} \quad (5.2.1-3)$$

式中, 科里奥利参数 $f = 2\omega \sin\varphi$, ω 和 φ 分别为地球自转角速度和当地纬度; c 为常数, 其值不同文献报道有不同的值, 大致在 0.1~0.5 之间。根据式 (5.2.1-3), 梯度风高度和地面摩擦速度、纬度都有关, 且其计算值通常都在千米量级, 例如, 利用北京市区 325m 气象台观测数据, 根据 D&H 模型推算的梯度风高度甚至超过了 3000m。

欧洲规范仍沿用传统的对数律平均风速剖面, 并规定其适用范围的高度上限为 200m; 地面粗糙度长度 z_0 则分为五类, 见表 5.2.2。

对数律在较高区域不适用, D&H 模型的表达形式又比较复杂, 因此目前大部分国家的规范都倾向于用指数律描述平均风速沿高度的变化:

$$v(z) = v_{\text{ref}} \left(\frac{z}{z_{\text{ref}}}\right)^\alpha \quad (5.2.1-4)$$

式中 z_{ref} 和 v_{ref} 分别为参考高度和参考高度的风速, α 为风剖面指数。指数律形式简单, 具有自相似特性, 在工程应用上非常方便。对于非标准地貌下的剖面, 可根据梯度风高度风速相同的假定, 反推得出其参考高度风速。

不少文献比较了对数律 (包括 D&H 模型) 和指数律的区别, 证明二者可以良好吻合。不过, 与自相似的指数剖面不同, 对数律剖面在参考风速不同的情况下有不同的形状。因而相同地貌下的对数剖面, 当其参考风速不同时, 用指数剖面逼近得出的指数也各不相同, 风速越高, 对应的剖面指数越低, 一些观测资料也得出了相似的结果。各国规范仅对一般情形作出规定, 因而只将地面粗糙度类别作为划分风剖面的依据。

5.2.2 中国、日本和欧洲规范关于风剖面的规定

平均风速剖面的形状与风速的平均时距有关。中国、日本和欧洲规范的基本风速都取 10min 平均最大风速, 因此风速剖面具有可比性。

中国和日本规范采用的是指数律形式描述风剖面，而欧洲规范采用的是对数律，三种规范规定的不同地貌下的风剖面参数列于表 5.2.2。原荷载规范风剖面 and 其余两种规范 的比较可参见图 5.2.2-1。通过这三种规范 的比较，可以看出：

1. 日本和我国规范规定的海洋类，相当于欧洲规范的 I 类，即大面积水域。欧洲规范的 0 类海洋地貌，用于海洋或者海岸，较为保守。

2. 日本和欧洲规范的三类地貌（海洋、开阔地、城市）平均风剖面较为接近。我国规范规定的四类风剖面，在区分度上则要小于日本和欧洲规范。另外，日本多了一类大城市中心区类别，而欧洲则多了一类海洋类别。

3. 标准地貌的梯度风高度我国和日本取值相同。但由于风剖面指数略有差别，我国规范的梯度风高度风速是基本风速的 1.77 倍，而日本是 1.7 倍。但其他类别的剖面，我国规范的高度变化系数又偏高。根据高度变化系数的比值图，A 类和 B 类地貌的高度变化系数与日本、欧洲区别不大，但 C 类和 D 类高度变化系数相比日本和欧洲规范偏高。

新的荷载规范调整了标准地貌的风剖面指数；并考虑到国内城市的不断扩张使地貌影响的范围更广，适当提高了 C 类、D 类地貌（城市和大城市中心）的梯度风高度。调整前后的平均风剖面见图 5.2.2-2。

中国、日本和欧洲规范对于平均风速剖面的规定

表 5.2.2

地面粗糙度类别		0	I	II	III	IV	V
中国	梯度风高度 z_g (m)	—	300	350	400	450	—
	指数 α	—	0.12	0.16	0.22	0.30	—
中国（修订）	梯度风高度 z_g (m)	—	300	350	450	550	—
	指数 α	—	0.12	0.15	0.22	0.30	—
日本	梯度风高度 z_g (m)	—	250	350	450	550	650
	指数 α	—	0.10	0.15	0.20	0.27	0.35
欧洲	地面粗糙长度 z_0 (m)	0.003	0.01	0.05	0.3	1.0	—

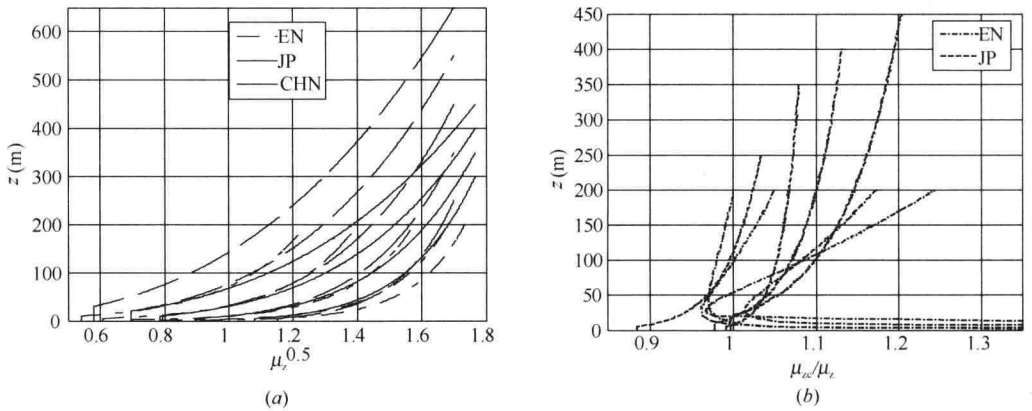


图 5.2.2-1 中国、日本和欧洲规范平均风剖面的比较

(a) 平均风剖面；(b) 中国规范高度变化系数与日本、欧洲的比值

风压高度变化系数的主要作用是将基本风压（也即标准地貌下 10m 高度的风速压）

转换为不同地貌上空任意高度的风速压。根据平均风速剖面的指数律公式 (5.2.1-4) 和风速与风速压的转换关系, 可得:

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho v^2(z) = \frac{1}{2} \rho [v_g (z/z_g)^a]^2 \quad (5.2.2-1)$$

其中 z_g 和 v_g 分别为梯度风高度和梯度风高度的风速。同一地区不同地貌上空的梯度风速 v_g 可认为是相同的, 从而有:

$$v_g = v_z (z_g/z)^a = v_0 (350/10)^{0.15} = 1.705 v_0 \quad (5.2.2-2)$$

代入式 (5.2.2-1), 得

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho v_0^2 [1.705 (z/z_g)^a]^2 = 2.91 (z/z_g)^{2a} \tau w_0 \quad (5.2.2-3)$$

因此可得出高度变化系数的计算公式为

$$\mu_z = 2.91 \left(\frac{z}{z_g}\right)^{2a} = 2.91 \left(\frac{10}{z_g}\right)^{2a} \left(\frac{z}{10}\right)^{2a} = k_a \left(\frac{z}{10}\right)^{2a} \quad (5.2.2-4)$$

式中的 k_a 可根据不同地貌下的梯度风高度和风剖面指数进行计算, 由此即可得出四类剖面的风压高度变化系数:

$$\begin{aligned} \mu_z^A &= 1.286 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.24} \\ \mu_z^B &= 1.000 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.30} \\ \mu_z^C &= 0.545 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.44} \\ \mu_z^D &= 0.263 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.60} \end{aligned} \quad (5.2.2-5)$$

另外考虑到近地面风速的不确定性, 规范还分别规定了这四类地貌的风压高度变化系数计算公式的适用范围, 对应 A、B、C、D 类地貌高度上限为各自的梯度风高度, 而下限则分别取 5m、10m、15m 和 30m, 即高度变化系数取值最高均为 2.91, 而最小则分别不小于 1.09、1.00、0.65 和 0.51。

总的来看, 本次修订后不同地貌的风压高度变化系数普遍下降 (图 5.2.2-2); C 类和 D 类地貌下降的幅度相对更大。但由于本次规范修订还统一了风振系数和阵风系数采用的湍流度表达式, 并提高了其取值水平, 因此总的风荷载标准值并未因风压高度变化系数的调整下降过多, 不少结构的风荷载值还有不同程度的增加。

5.2.3 关于平均风剖面的讨论

关于平均风剖面, 尚有以下几个问题需补充说明。

1) 关于地貌分类

规范中的地貌分类是对已有的实地观测资料进行统计分析, 总结出几类较为典型的地貌, 便于工程应用。但是, 由于实测结果和地面粗糙长度估算方法都存在较多不确定性,

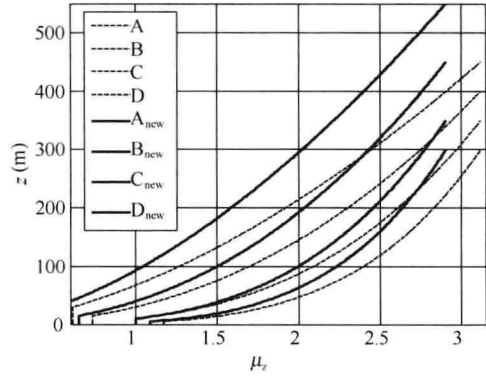


图 5.2.2-2 修订前后的平均风剖面

准确的分类需要严谨细致的研究工作才能得出可靠的结论。但在工程上，往往难以进行准确的估算，针对此问题，规范的条文说明中根据风能耗散的经验公式，给出了地貌分类的近似确定方法。

2) 关于风场实测

风场实测对于了解风特性具有重要意义，现有的各国规范都是建立在过去进行的大量实测研究工作的基础之上。但是要获得可靠的实测结果具有相当的难度，原因主要在于实测环境条件的局限性和不可控性。比如，Businger 等人曾通过实测得出 Karman 常数为 0.35 的结论，并引发广泛讨论。但进一步研究表明该结果是因为受到观测塔架影响造成的。再如，大气温度层结状态对风剖面的影响非常显著。从物理角度考虑，稳定层结状态不利于不同高度空气的动量交换，从而增大了速度梯度，对应的剖面指数将更大；而不稳定层结状态正好相反，剖面指数将趋小。大风天气时以中性层结状态居多，因而各国规范给出的风剖面均对应中性层结状态。如果观测时忽略大气层结状态的影响，也可能得出片面的结论。

因此，对于实测成果的工程应用必须谨慎，只有在经过深入细致的调查分析，并获得其他旁证资料的情况下，才能将相关结果应用于实际工程。

3) 关于台风条件下的平均风剖面

风速剖面主要与地面粗糙度和风气候有关。根据气象观测和研究，不同的风气候和风结构对应的风速剖面是不同的。主导我国设计风荷载的极端风气候为台风或冷锋风。

与冷锋风形成的普通大气边界层相比，台风条件下的平均风速剖面更为复杂。Powell 等综合了 1997~1999 年间美国观测到的 331 个台风数据，在《Nature》上发表文章指出，200m 以下的台风剖面与对数律较为吻合，风速随高度递增，在 500m 高度左右达到最大值；而在 500m 以上，由于水平压力梯度减弱，风速随高度降低。这种风速随高度增加而减小的变化特性，和普通大气边界层的“自由大气”有显著区别。Powell 还发现台风剖面的“地面粗糙度”与风速存在较大关联，并分析了其物理原因。

国内的台风观测资料近年也逐渐增多。现有的观测表明在一定高度范围内，用对数律或指数律描述台风剖面是适用的。但与普通大气边界层相比，台风剖面的风速垂直切变较小，而风速的脉动性更强。鉴于台风的复杂性，有待积累更多系统、可靠的观测数据进行统计分析，因此各国规范都未将其剖面单独考虑。

但另一方面，在建筑结构关注的近地面范围，冷锋风和台风形成的风速剖面大致都符合指数律。因此从工程应用的角度出发，采用统一的风速剖面表达式也是可行和合适的。新修订的荷载规范在规范风剖面 and 统计各地基本风压时，对风的性质并不加以区分，因此在规范给出的各地基本风压值中也反映了台风的影响。

5.3 风荷载体型系数

5.3.1 体型系数的定义

风速压仅代表自由气流所具有的动能，不能直接作为风荷载的取值。为获得作用在建筑物表面的平均风压值，需根据气流在受到阻碍后的运动情况，用风速压乘上体型系数。

设 H 高度处的来流风速为 v_H ，静压为 p_H ，则建筑物 H 高度 i 点处的风压 p_i 通常以

无量纲系数的形式表达，即“点体型系数”：

$$\mu_{si} = \frac{p_i - p_H}{\frac{1}{2} \rho v_H^2} \quad (5.3.1-1)$$

对于贝努利关系式 (5.1.4-1) 成立的区域，易推导出：

$$\mu_{si} = \frac{p_i - p_H}{\frac{1}{2} \rho v_H^2} = 1 - \left(\frac{v_i}{v_H} \right)^2 \quad (5.3.1-2)$$

由上式可知，当自由来流吹到建筑物迎风面受到阻滞时，风速 v_i 变为 0，此时体型系数等于 1.0。虽然由式 (5.3.1-2) 得出的体型系数最高不会超过 1.0，但当高处来流在压力梯度作用下，向下运动受到阻滞时，建筑物表面的局部体型系数可能高于 1.0。这种现象对于高层建筑的近地面位置尤为常见。

对于流动速度大于 v_H 的区域，体型系数将为负值。严格讲，流动分离区和背风区存在较大的流动能量损失，贝努利方程一般不适用。但其定性分析得出的结果通常仍是正确的。如图 5.3.1 给出了封闭式坡屋面房屋，其体型系数的分布规律。

在迎风墙面，由于气流受到阻碍，流速降低，体型系数为正；而在屋檐处，流动发生向上分离，且流线变密、速度增加，体型系数为负值。

式 (5.3.1-1) 给出的是点体型系数，在主要受力结构设计取值时关心的是结构整体风荷载值。因此可以对较大面积范围的体型系数进行加权平均，得出某个受风面的整体体型系数，即：

$$\mu_s = \frac{\sum_i A_i \mu_{si}}{\sum_i A_i} \quad (5.3.1-3)$$

例如，对于低矮封闭式房屋，其迎风面的体型系数分布并不均匀，迎风面的中间部分体型系数大多在 1.0 左右，但两侧则逐渐减小；规范将迎风面的体型系数加权平均后，给出了 0.8 的体型系数值，作为主要受力结构设计时的风荷载取值。对于屋面也是如此，主要受力结构设计时，体型系数可简单的取单一数值（如 -0.6），代表了整个屋面的平均风荷载值；但在屋面的局部风压值往往会比该数值更高。

规范表 8.3.1 给出的“风荷载体型系数”都是指整体体型系数，适用于主要受力结构设计时的风荷载取值。

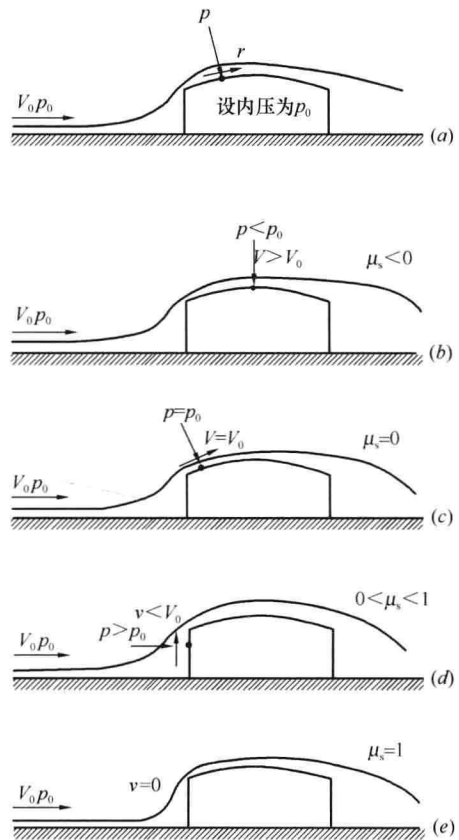


图 5.3.1 封闭式坡屋面房屋体型系数分析图

5.3.2 风洞测压试验

由于建筑绕流包含了旋涡脱落、流动分离、流动再附等复杂流动现象，风压分布无法得出解析解，因此往往需要借助风洞试验确定其体型系数。规范中给出的大部分建筑结构的体型系数，都是参考国内风洞试验结果和国外规范的相关资料确定的。

风洞试验是物理缩尺试验，其试验结果的准确性受到多种因素影响。根据量纲分析和相似性原理，对于以获取建筑物表面风压为目的的风洞测压试验来说，应当满足的相似条件主要包括：

1) 几何相似

几何相似条件是要求试验模型和实际建筑在几何外形上完全一致，并且周边影响较大的建筑物也应按实际情况进行模拟。在研究中，通常是根据风洞试验段尺寸以及风洞阻塞度的要求，把建筑结构按一定比例缩小，加工制作成试验模型，以确保几何相似条件得到满足。

2) 动力相似

在诸多的动力相似参数中，比较重要的是雷诺数 (Reynolds Number)，雷诺数是流动控制方程的一个重要参数，表征了流体惯性力和黏性力的比值。其定义为：

$$Re = \frac{UL}{\nu} \quad (5.3.2)$$

式中 U 为来流风速， L 为特征长度， ν 为空气的运动学黏性系数。

Re 数是影响建筑结构表面压力分布的重要参数。以二维光滑圆柱为例，其表面压力分布对雷诺数非常敏感。根据雷诺数不同，其流动形态大致可分为三个阶段：亚临界、超临界、跨临界，其基本流动状态如图 5.3.2-1 所示。

亚临界和超临界的圆柱表面压力分布曲线大致如图 5.3.2-2 所示。由图可见，在亚临

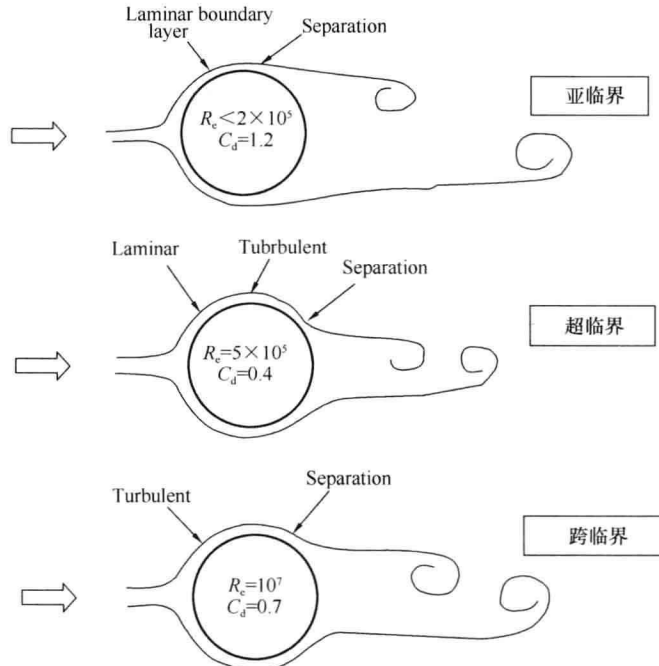


图 5.3.2-1 二维光滑圆柱在均匀流中的流动形态

界状态下圆柱表面发生层流分离，最低负压约-1.0，而背压值也相对较低，因此整体阻力系数较高（约 1.2）；而在超临界状态下，圆柱表面流动形态较为复杂，分离区附近处于层流、湍流转捩状态，最强负压系数在-2.0 以上，但背压值则减弱至-0.5 左右，整体效果将使阻力系数降低到 0.4 左右。

欧洲规范综合了以往的实验和实测数据结果，给出了二维圆柱表面压力分布的参考曲线，如图 5.3.2-3 所示。图

5.3.2-2 和图 5.3.2-3 说明，圆柱表面的最强负压系数在亚临界状态绝对值较小（约-1.0），在超临界状态则大大增强，可达-2.2；而随着流动状态进入完全湍流状态，最强负压逐渐减弱，在雷诺数达到 10^7 时，最强负压系数约为-1.5，背压系数约-0.5。

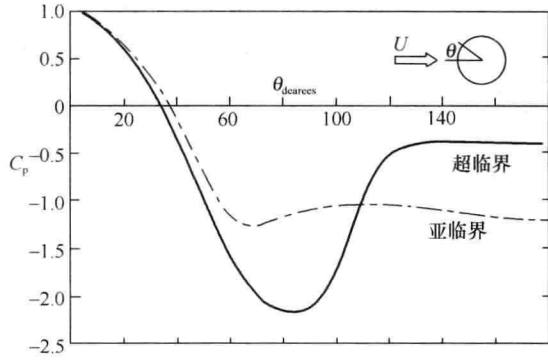


图 5.3.2-2 亚临界和超临界状态下圆柱表面压力系数

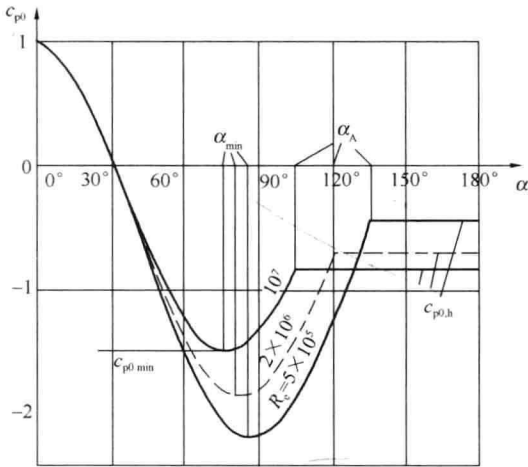


图 5.3.2-3 欧洲规范建议的圆柱表面压力系数值

5.3.2-2 和图 5.3.2-3 说明，圆柱表面的最强负压系数在亚临界状态绝对值较小（约-1.0），在超临界状态则大大增强，可达-2.2；而随着流动状态进入完全湍流状态，最强负压逐渐减弱，在雷诺数达到 10^7 时，最强负压系数约为-1.5，背压系数约-0.5。

一般的风洞试验模型缩尺比通常在百分之一以下，而风洞中的风速和自然风速接近，因此，在通常的风洞模拟试验中， Re 数都要比实际 Re 数低两到三个数量级。 Re 数的差别是试验中必须考虑的重要问题。

从二维圆柱的例子可以看出， Re 数的影响主要反映在流态（层流还是湍流）和流动分离上。对于表面是连续曲面的结构物（如二维圆柱）， Re 数的影响非常明显。在风洞试验时，对于有实测数据可供参考的建筑物，可以通过增加表面粗糙度的办法，降低临界雷诺数，使流动提前进入湍流状态，并保证模型表面压力分布数据

和实际条件下一致。而对没有实测数据可供比较的建筑物，则只能根据实践经验对表面粗糙度进行调整，以达到降低临界雷诺数的效果。

3) 来流条件相似

对于锐缘建筑物，其分离点是固定的，流动状态受 Re 数的影响比较小。因此，一般的结构风工程试验中，如果模型具有棱角分明的边缘，则通常不考虑 Re 数差别所带来的影响。

由于真实的建筑物是处在大气边界层中的，因而要真实再现风与结构物的相互作用，就必须在风洞中模拟出和自然界大气边界层特性相似的流动。以往很多研究也证明，在均匀流和模拟大气边界层流动中得出的建筑结构表面风压分布有较大区别。

对于一般的刚性模型测压试验来说，来流条件相似最主要的是要模拟出大气边界层的平均风速剖面和湍流度剖面。

5.3.3 体型系数与平均压力系数

在风洞测压试验中，通常取一个和来流动压有关的量作为参考基准，将作用于模型表面的风压无量纲化，由此得到的无量纲数称为压力系数。最常见的是将平均风压无量纲化，得出平均压力系数：

$$C_p = \frac{p_i - p_0}{f\left(\frac{1}{2}\rho v^2\right)} \quad (5.3.3)$$

式中 p_0 为来流静压， $f\left(\frac{1}{2}\rho v^2\right)$ 表示来流动压的某一线性函数。平均压力系数在一定风速范围是一个恒定值，因此根据平均压力系数和来流风速可以方便地求出作用在建筑物表面的风压值。

对比“点体型系数”定义式 (5.3.1-1) 和式 (5.3.3)，可以发现体型系数是一类特殊的平均压力系数，其参考基准取与测压点同高度的来流动压。

不同国家规范对于参考基准有不同的取值方法。例如，欧洲规范给出的屋面和背风墙面的平均压力系数，统一以檐口高度的来流动压作为参考压力，迎风墙面则根据高度，按条带取定参考压力；日本规范中的高层建筑，不论是迎风面、侧面还是背风面，都统一以建筑的总高度作为参考压力的取值高度。在对不同规范进行对比分析或者取值时，尤需注意参考压力的取值问题，避免混淆。

在建筑工程的风洞试验中，不同风洞实验室取定的风压参考基准可能各不相同，但都将试验得到的无量纲数称为风压系数。因此在使用风洞试验报告时，应根据报告给出的压力系数的说明，明确其物理含义，正确计算风荷载值。

各种各样的风压系数往往给设计人员造成困扰，也为数据的分析比较造成一定困难。即将实施的行业标准《建筑工程风洞试验方法标准》对于风洞试验应当满足的条件和数据处理方法等都进行了详尽的规定，可使风洞试验标准化、规范化。本次规范修订也特别增加了 8.3.6 条，对风洞试验做出原则性要求，以突出风洞试验在确定风荷载过程中的重要性。

5.3.4 体型系数的修订内容

荷载规范中给出的风荷载体型系数 (表 8.3.1) 共列出了 39 项不同类型的建筑物和各类结构体型及其体型系数，这些都是根据国内外的试验资料和国外规范中的建议性规定整理而成的。

本次修订对体型系数表进行了局部补充和完善。主要有 3 个方面：

(1) 增加了第 31 项“高度超过 45m 的矩形截面高层建筑”。与原规范相比，补充考虑了深宽比 D/B (D 为顺风向长度， B 为迎风面宽度) 对背风面体型系数的影响。当平面深宽比 $D/B \leq 1.0$ 时，背风面的体型系数由 -0.5 增加到 -0.6 ，矩形高层建筑的风力系数也将由 1.3 增加到 1.4。这是参考了大量风洞试验结果和有关文献作出的调整，使得高层建筑的风力系数更符合实际情况。

(2) 在第 2 项“封闭式双坡屋面”和第 4 项“封闭式拱形屋面”的体型系数规定中，增加了一条备注： μ_s 的绝对值不小于 0.1。增加这条备注的主要原因在于按照原规范规定得出的屋面体型系数可能为 0，根据风荷载标准值的计算公式，风荷载将等于 0，即可以

不考虑风荷载作用，这和实际情况是不相符的。

如前所述，体型系数代表的是平均风压的大小。对于屋面结构而言，在某些情况下风压平均值可能正好等于 0，但风压是随时间变化的物理量，尽管其平均值为 0，但仍存在向上或向下的瞬时风压作用。为避免体型系数为 0 时带来的计算问题，本次修订规定体型系数的绝对值不能小于 0.1。换言之，当按照规范规定的计算方法得出的体型系数绝对值小于 0.1 时，在计算风荷载标准值时体型系数也应当按照 ± 0.1 取值；尤其是由于平均风压接近 0，还应当考虑出现反方向风压作用的情形（即分别取 0.1 和 -0.1 进行计算）。

(3) 在第 27 项的备注 2 “本图屋面对风作用敏感” 之后补充说明 “风压时正时负”。原规范的备注已经指出 “本图屋面对风作用敏感”，但不少设计人员对 “敏感” 的具体含义存在疑问，因此本次修订进一步明确所谓 “敏感” 指的是流动情况的微小变化（屋面倾角的小幅变化、来流方向的微小改变或风速脉动强度的变化等各种因素）就可能造成风荷载作用方向的改变。

例如，图 5.3.4 给出了某屋面整体风荷载的作用时程，尽管平均风荷载体现为风吸力 ($F_z < 0$)，但在某些时刻，可能会出现反向作用的风荷载 ($F_z > 0$)。因此，设计时应考虑 μ_s 变号的情况。

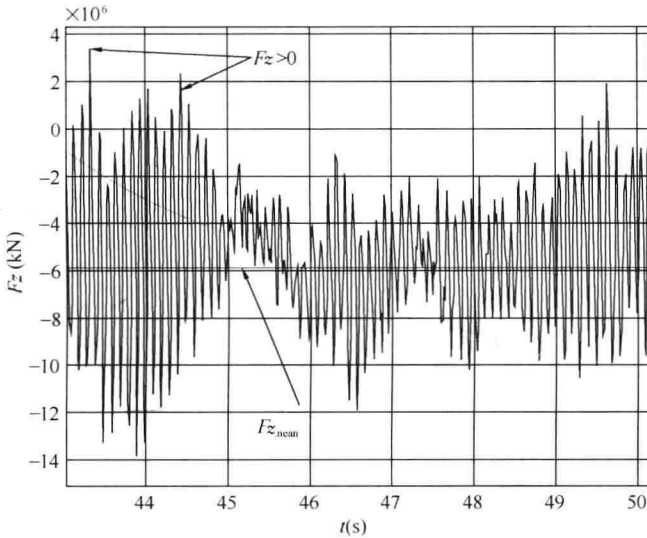


图 5.3.4 屋面风荷载时程样本

由此带来的问题是 μ_s 变号后如何取值。由图 5.3.4 可知，风荷载反向的主要原因是风荷载脉动幅度过大，超过了平均风荷载。因此， μ_s 变号只是为了获得反向风荷载的技术处理，其取值水平应当小于表征平均风压大小的真实的 μ_s 值。以屋面倾角为 15° 时的情况为例，此时根据线性插值可知其迎风屋面的体型系数 μ_{s1} 应当取 -0.6 ；在考虑向下作用的风荷载时， μ_s 的取值应在 $0 \sim 0.6$ 之间（一般可取 0.2）。

鉴于反向作用的风荷载情况较为复杂，规范并没有对 μ_s 变号后的取值方法做出明确规定，应用中可根据屋面的体型特征、结合工程经验适当取值。基本原则是：表征平均风压大小的真实的 μ_s 值绝对值越高，则考虑反向作用的风荷载时，取定的 μ_s 的绝对值应当越小。

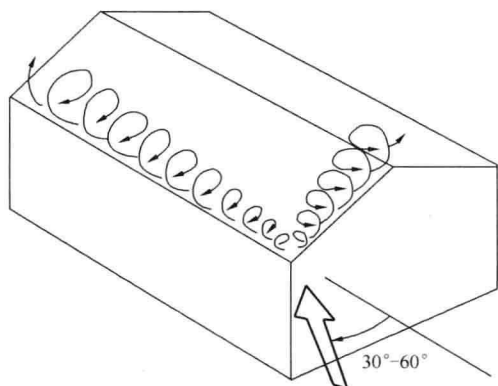
还要说明的是，表 8.3.1 中的系数是有局限性的，风洞试验仍应作为抗风设计重要的辅助工具，尤其是对于体型复杂、周边干扰显著而且重要的房屋结构，更应该通过风洞试验确定其风荷载取值。

5.4 风荷载局部体型系数与内压系数

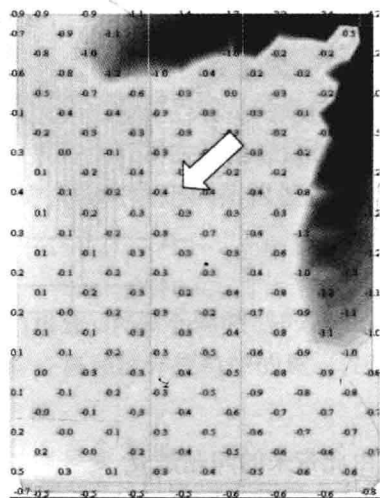
5.4.1 局部体型系数

在主要受力结构设计时，可根据规范的 8.3.1 条取定体型系数值。但如前所述，体型系数是一定面积范围内点体型系数的加权平均值。当进行门窗、幕墙、屋面等围护构件设计时，其承受的是较小范围内的风荷载，若直接采用体型系数，则可能得出偏小的风荷载值。因此，规范规定在进行围护结构设计时，应采用“局部体型系数”。所谓的“局部体型系数”相当于式 (5.3.1-1) 给出的“点体型系数”，差异在于局部体型系数反映的仍是较小面积范围（如 1m^2 ）的平均风压大小，而非数学意义上的无面积的“点”。

流动状态对局部体型系数的影响很大。通常在产生涡脱落或者流动分离的位置，都会出现极高的负压系数。图 5.4.1 给出了风斜吹时，屋面锥形涡的流动形态示意图及实验得出的风压系数分布。由图可见，在产生锥形涡的房屋边缘，负压系数最高可达 -4.2 （对应体型系数约 -2.7 ）；但在其他区域，负压系数仅 -0.3 左右（体型系数约 -0.2 ）。因此平均后的体型系数绝对值将较小，可用于主体结构设计；但若将该体型系数用于屋面板或檩条设计，将导致不安全的结果。



(a)



(b)

图 5.4.1 屋面锥形涡

(a) 流动形态示意图；(b) 表面平均压力系数分布

原荷载规范对局部体型系数的规定较为笼统，分别规定了墙面、墙角边、屋面局部部位和檐口等突出构件的局部体型系数。各国规范对局部体型系数的处理方式也各不相同。如欧洲规范对表面的同一区域，按面积不同分别给出两个压力系数，一个用于较大面积的

荷载取值，相当于我国规范的体型系数；而另一个用于较小面积的荷载取值，相当于我国的局部体型系数；日本规范则直接给出极值压力系数用于围护结构设计。

本次规范修订细化了原规范对局部体型系数的规定，补充了封闭式矩形平面房屋的墙面及屋面的分区域局部体型系数，反映了建筑物高宽比和屋面坡度对局部体型系数的影响，并直接给出了屋面在 μ_s 变号时的取值方法。

另外对于未给出具体体型的建筑，规定可按主要受力结构的体型系数放大 25% 取值，这样就保证了迎风墙面的局部体型系数取值为 1.0，且负风压区的取值也有所放大。但应注意的是，这种取值方法对于局部风压绝对值较高的区域（边缘、尖角等流动分离位置）仍存在低估风荷载的可能性。因此，对于体型复杂、存在强负压区的建筑物，仍建议通过风洞试验确定准确的风荷载取值。

5.4.2 面积折减系数

风压在空间的分布是不均匀的，尤其风压值很高的区域压力梯度很大。从图 5.4.1 (b) 中也可发现，当和屋面尖角的距离增大时，负压值显著减弱。因此，当檩条等围护构件的从属面积较大时，再按照尖角处的局部体型系数取值，就过于保守了。

为了考虑这种风压分布的空间不均匀性，在围护结构设计时引入了面积折减系数。原规范给出的面积折减系数主要是参考了欧洲规范的规定（图 5.4.2），并将局部体型系数乘以 0.8 作为从属面积为 10m^2 时的局部体型系数取值。换言之，围护结构设计时体型系数的取值最多可减小到原值的 80%。

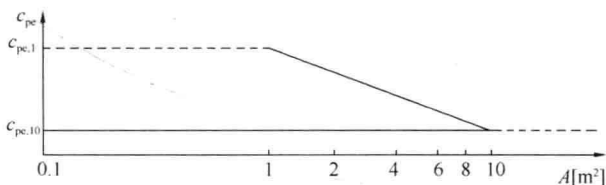


图 5.4.2 欧洲规范的面积折减系数

本次规范修订中，对国内一些风洞试验结果进行试算，并参考了国外规范，对面积折减系数进行了调整。主要包括：

(1) 将最大从属面积调整到 25m^2 。对于风压梯度很高的区域，围护构件的从属面积越大，相应的折减系数应越小。这是由于工程中某些围护构件的尺寸较大，从属面积可能会超过 10m^2 ，因此提高了最大从属面积，以适应工程需要。

(2) 按照风压的不同特性给出面积折减系数。墙面的风压分布与屋面相比，其梯度较小，因此折减系数仍维持原来规定的 0.8。屋面的风压较为特殊，对于边角区域，负压很强（绝对值往往大于 1.0）但压力梯度较高，进行面积平均后负压折减较多，因此对这些区域的折减系数可取到 0.6；而屋面负压绝对值小于 1.0 的区域，往往是处于尾流控制区或背风区，压力梯度较小，因此规范规定不予折减。

(3) 将面积折减系数的使用范围限定在“非直接承受风荷载的围护构件”。在幕墙、屋面板及其连接件等直接承受风荷载的围护结构设计时，即使其面积较大，但局部的强压也可能导致其局部损毁，进而改变表面风压分布导致连续的破坏。近年来屋面板的风致破坏时有发生，因此规范的面折减系数将“直接承受风荷载的围护结构”排除在外，以保

证安全性。

5.4.3 内压体型系数

建筑结构不但外表面承受风压，其内表面也会有压力作用。建筑的外部压力主要受体型的影响，而内部压力的影响因素则更为复杂，包括背景透风率、内部结构布局等。

若将问题简化，仅考虑空气质量守恒和贝努利方程式，可建立内压应当满足的方程式：

$$\sum_{j=1}^N A_j \sqrt{|p_{e,j} - p_i|} = 0 \quad (5.4.3-1)$$

式中， A_j 是外表面第 j 个开口的面积（流入时其值为正，流出时其值为负）， $p_{e,j}$ 为开口处的风压值，而 p_i 为内压。

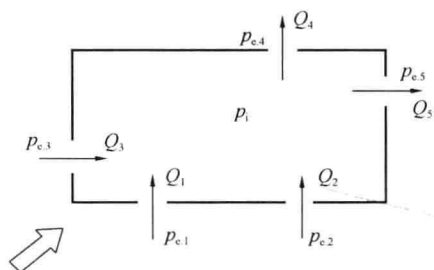


图 5.4.3 多开口房屋的人流与出流

根据贝努利方程， $\sqrt{|p_{e,j} - p_i|}$ 就是第 j 个开口处的流动速度，因此上式表示流入建筑内部的空气量应当等于流出的空气量，如图 5.4.3 所示。

由式 (5.4.3-1) 不难得出，当仅考虑房屋迎风面和背风面有开口时，内部风压体型系数值为

$$\mu_{si} = \frac{\mu_{sw}}{1 + \left(\frac{A_L}{A_w}\right)^2} + \frac{\mu_{sl}}{1 + \left(\frac{A_w}{A_L}\right)^2} \quad (5.4.3-2)$$

式中 μ_{si} 、 μ_{sw} 和 μ_{sl} 分别为内部风压体型系数、迎风面体型系数和背风面体型系数； A_w 和 A_L 分别是迎风面和背风面的开口面积。当迎风面和背风面的开口面积相等时，可得出内压系数约为 0.15。实际上建筑的四面都有程度不同的开口，对于只考虑背景透风率的封闭式房屋，内压系数通常在 $-0.2 \sim 0.2$ 之间，这也是原来规范规定的数值。

对于有主导洞口的建筑物，内部压力系数和开口处的体型系数值直接相关。考虑到设计工作的实际需要，参考国外规范规定和相关文献的研究成果，本次修订对仅有一面墙有主导洞口的建筑物内压做出了简化规定。对于更复杂的情况一般需要通过风洞试验确定内部风压值。

5.5 高层建筑群相互干扰

当建筑群（尤其是高层建筑群）房屋相互间距较近时，由于旋涡的相互干扰，房屋某些部位的局部风压和结构的风振响应会显著增大。对比较重要的高层建筑，通常应通过风洞试验确定其体型系数，以考虑周边建筑物的干扰。

荷载规范中增加的矩形平面高层建筑的相互干扰系数取值是根据国内大量风洞试验研究成果给出的。本节对这些试验成果进行简单介绍。

5.5.1 试验概况

采用被动模拟方法，按荷载规范要求，分别模拟了 B 类和 D 类两类地貌下的大气边界层流场。模型的几何缩尺比统一取为 1:400。

试验采用高频底座天平技术，测试模型为一 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 600\text{mm}$ 的正方形截面

的高层建筑简化模型，如图 5.5.1-1 所示。动力响应分析时假定其原型的基阶固有频率均为 0.17Hz，相应的模态阻尼比取为 0.02，基阶振型系数沿高度线性分布。试验中，建筑模型的相对位置见图 5.5.1-2。

在风致干扰研究中，考虑由邻近建筑物所引起的受扰结构静力（包括平均风压）变化（即所谓静力干扰效应）相对较为简单，不同研究所得到的静力干扰效应的变化规律也较为一致。采用干扰因子 IF 来评估平均干扰效应：

$$IF = \frac{\text{受扰时的顺风向平均基底弯矩}\overline{M}_y}{\text{无扰时的顺风向平均基底弯矩}\overline{M}_y} \quad (5.5.1)$$

这里主要分析平均基底弯矩所受影响。由于对称性，单体正方形截面高层建筑的横风向平均荷载和响应均为 0，不能根据上述干扰因子定义评估横风向的干扰效应。因此以下只分析顺风向干扰效应。

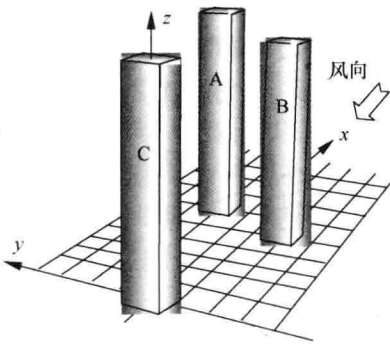


图 5.5.1-1 试验坐标系

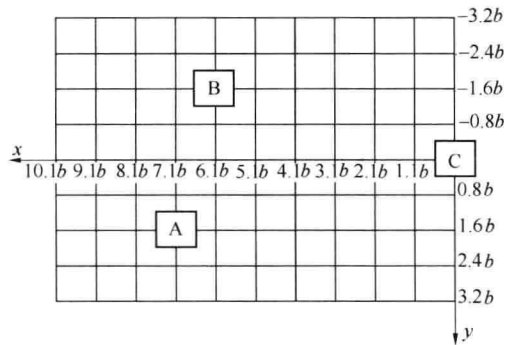


图 5.5.1-2 试验移动网格划分图

5.5.2 结果与分析

已有研究表明，高层建筑的静力干扰效应主要表现为“遮挡效应”，即当目标建筑物上风向存在其他建筑时，干扰因子一般小于或等于 1.0，且建筑物相距越近，遮挡效应越显著。

但是，在某些情况下静力干扰的干扰因子仍可能大于 1.0。比如当目标建筑物正好处于上游两幢高层之间的通道后方时，由于气流通过该通道时往往会加速，形成所谓的“狭管效应”，因此会使得目标建筑物的风荷载增加。

1. 两建筑物试验结果与分析

取串联布置的 B、D 类和均匀流场结果与 English (1990) 提出的回归经验公式比较，结果见图 5.5.2-1 (x/b 为建筑物的距离与边长之比)。由图中可见 D 类地貌的结果和 English 的经验公式接近，但其他两种地貌类型的结果则显示有一定程度的偏差。并且地貌越开阔，建筑物的遮挡效应越明显。

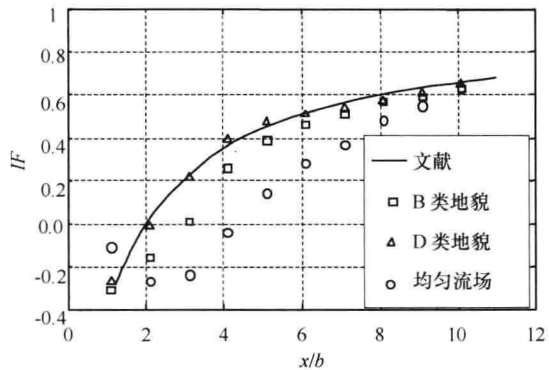


图 5.5.2-1 串联时试验结果和文献的比较

从图中还可以看到，干扰因子的零点的出现位置分别为 $2b$ 、 $3b$ 、 $4b$ 左右，其中 B 类地貌的零点大致出现在间距为 $3b$ 处。这也说明不同地貌间的静力干扰效应存在区别。

图 5.5.2-2 分别给出在均匀流场、B 类和 D 类流场下顺风向平均基底弯矩的干扰因子的等值分布曲线。

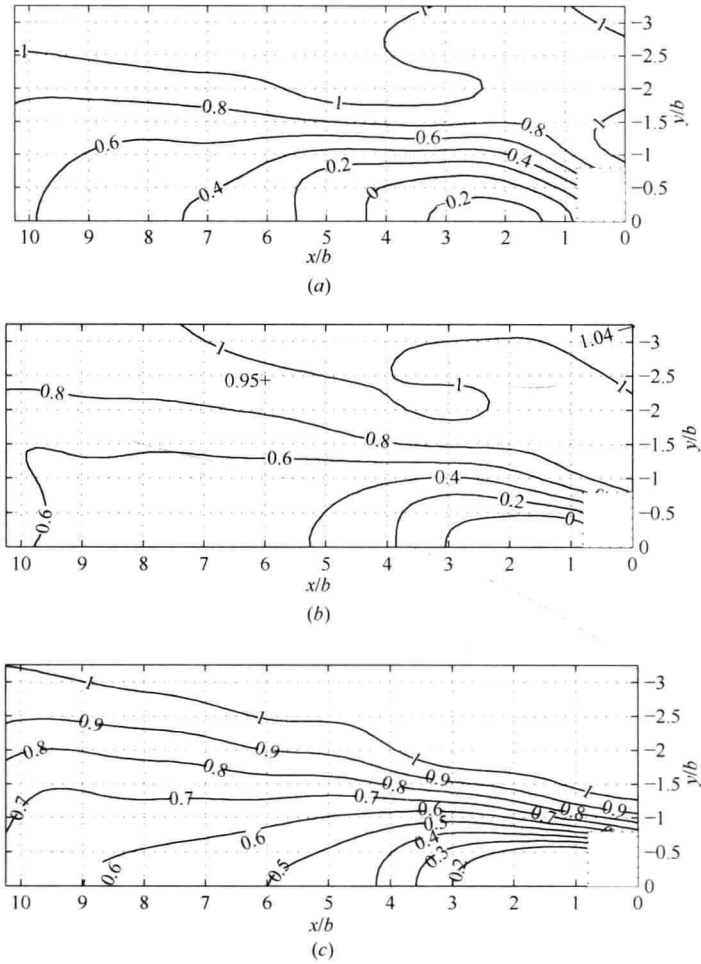


图 5.5.2-2 顺风向平均基底弯矩干扰因子
(a) 均匀流场；(b) B 类地貌；(c) D 类地貌

不同地貌下的试验结果从定性上看基本一致，但从定量上看干扰效应还是有一定的差别。

另外，以上三种地貌中均存在干扰因子小于零的区域，且该区域随着地貌的平坦化而增大，出现负值的干扰因子意味着受扰建筑受到逆风向阻力，这主要是受扰建筑在与施扰建筑相距较近时其迎风面吸力大于背风面吸力所引起的。

为了便于以下的分析和比较，将干扰因子的等值线分布按其大小分为三类干扰区域：区域 $IF \leq 0.6$ 称为显著遮挡区域； $0.6 < IF \leq 0.8$ 为中度遮挡区域； $0.8 < IF \leq 1$ 为小遮挡区域。

2. 三建筑物试验结果分析

三建筑物情况，只讨论 B 类地貌的试验结果。首先分析三建筑物串、并列情况，再讨论一般情况。

1) 串列布置

考虑三建筑物之间的相互影响，情况较为复杂，干扰因子分布特性不可能用一张等值分布曲线表示。由于两建筑物情况的串列布置的遮挡效应最显著，故先考虑串列布置情况，这时两个干扰建筑物模型的 S_y 坐标值均为零。

图 5.5.2-3 表示两个施扰建筑在不同间距下对受扰建筑的遮挡影响，由图可见，遮挡效应主要受最近的施扰建筑控制，两个建筑物离受扰建筑越远，遮挡效应越小。和图 5.5.2-2 (b) 比较可以发现，间距较大时的干扰效应与两建筑物的情况相似；而当间距小于 $5b$ 时，三建筑物串列的最小干扰因子在 0 左右，未出现两建筑物配置中的负值。

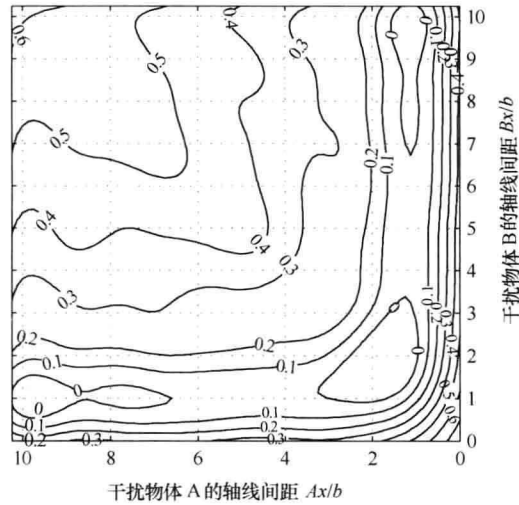


图 5.5.2-3 三建筑物串列布置的遮挡因子分布 (B 类地貌)

2) 并列布置

表 5.5.2 列出了三建筑物并列时的干扰因子，此时两个施扰建筑的纵向间距 A_x 和 B_x 均为零。

并列建筑物的顺风向干扰效应

表 5.5.2

A_y/b	B_y/b	IF	A_y/b	B_y/b	IF
-3.2	-1.6	0.94	-2.4	1.6	1.04
-3.2	1.6	1.04	-2.4	2.4	1.06
-3.2	2.4	1.09	-1.6	1.6	1.04
-3.2	3.2	1.10			

由表 5.5.2 可见，当两个施扰建筑物处于受扰建筑的同一侧时（即 A_y 和 B_y 同号），干扰效应较弱。而当它们分处受扰建筑的两侧时，则会产生大于 1 的干扰因子，也即干扰放大作用，且试验所研究的范围内， IF 值随着间距的增加而增大。当两个施扰建筑分置两边且间距为 $3.2b$ 时，干扰因子值达到 1.10，这意味着受扰建筑物的平均顺风向风荷载会比孤立状态时高出 10%；在两建筑物的同样位置情况，对应的干扰因子为 1.04（见图 5.5.2-2 (b)）。

3) 任意排列

三建筑物任意排列时，干扰变化因素有 4 个（即反映两个施扰建筑物相对位置的 4 个坐标值），难以直接采用图形方法表示各参数对干扰因子的影响。因此可首先固定施扰建筑 A，再考虑另一施扰建筑 B 处于不同位置时的干扰因子分布。

当施扰建筑 A 固定于 $[6.1b, -2.4b]$ 时，如无其他干扰建筑，则由图 5.5.2-2 (b) 可知该位置干扰因子为 0.95，处于小遮挡区域。而当存在 B 建筑时，干扰因子分布见图 5.5.2-4，和图 5.5.2-2 (b) 比较可知：A 建筑的存在扩大了原 $IF \leq 0.4$ 的显著干扰区域，其纵向间距由原来的 $5b$ 左右加大到 $6b$ 左右，同时外围 $0.8 < IF \leq 1$ 的小干扰区域亦有所扩大。

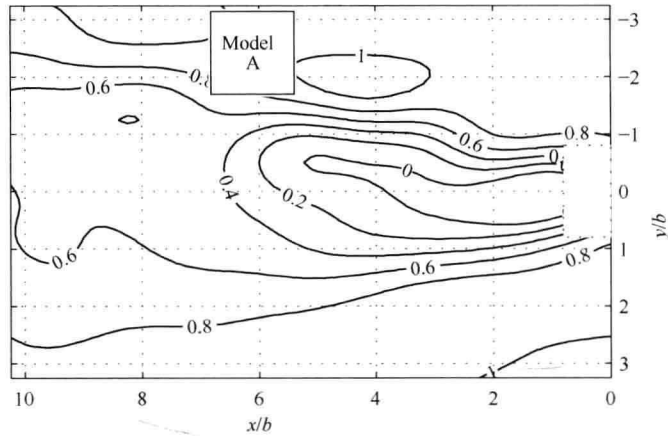


图 5.5.2-4 施扰建筑 A 固定于 $[6.1b, -2.4b]$ 的干扰因子分布

当施扰建筑 A 固定于 $[5.1b, 0]$ 位置时，如无其他干扰建筑，则由图 5.5.2-2 (b) 可知该位置干扰因子为 0.39，为显著遮挡。干扰因子随另一施扰建筑 B 位置变化的分布图示于图 5.5.2-5。由图可见增加施扰建筑 B 之后，干扰因子值均在 0.4 以下，并且 A、B 协同作用的结果扩大了 $IF < 0.2$ 的区域。

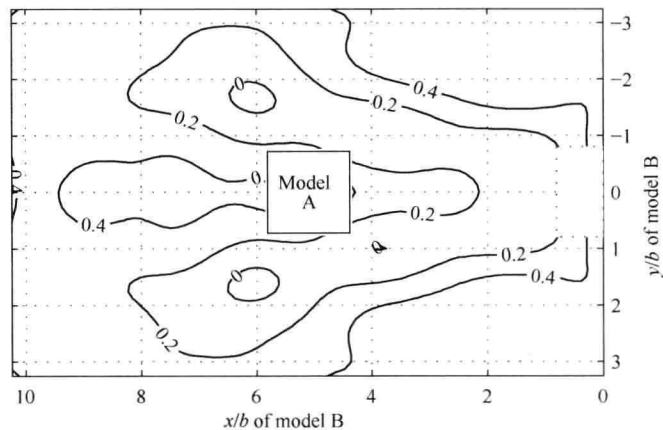


图 5.5.2-5 施扰建筑 A 固定于 $[5.1b, 0]$ 的干扰因子分布

由以上结果也可以得出结论，三建筑工况下，干扰效应主要取决于离受扰建筑较近且接近 x 轴的施扰建筑。

用统计方法中的分布函数分析比较两建筑物和三建筑物配置方案的干扰因子分布，如图 5.5.2-6 所示。图中条状图表示不同的干扰因子 IF 所对应的干扰位置占干扰位置总数的比例。由图可见，在两建筑物情况下，有近 35% 的位置的干扰因子在 1.0 左右，相应三建筑物情况的对应值只有 13%。而在 $IF < 0.9$ 的各个分档，三建筑物对应的比例值

均高于两建筑物情况，这说明与两建筑配置相比，三建筑物情况在总体上是降低了受扰建筑的顺风向荷载。

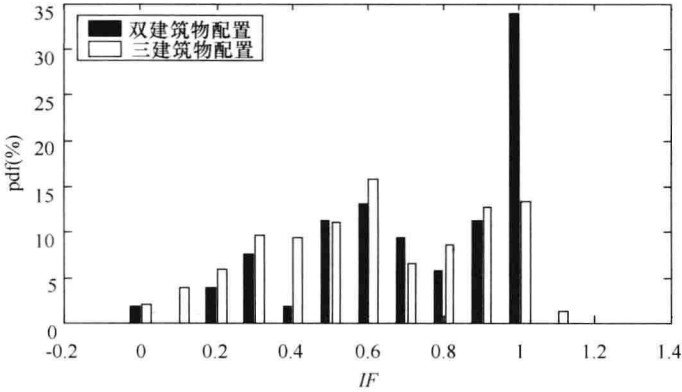


图 5.5.2-6 两建筑物和三建筑物干扰因子分布 (B类地貌)

但仍应注意，三建筑物时有约 2% 排列方式的干扰因子值在 1.1 左右。它代表三建筑物干扰带来的静力放大效应，这也是一个不容忽视的问题。

3. 狭管效应分析

有很多文献都提及并强调狭管效应，但在已有的文献中却很少有此项内容和详细的专门论述，这大概是在已有的两个建筑物的干扰模式研究中，狭管效应引起的静力放大效应没有遮挡效应显著的缘故。

由试验结果发现，当两个施扰建筑位于偏离来流方向一定距离的两侧时，由于狭管效应会产生对受扰结构不利的静力放大作用，且最大 IF 值发生在三建筑物处于对称并列布置时。图 5.5.2-7 给出了两施扰建筑分别在 $y = \pm 3.2b$ ，而 x 取不同值时的干扰因子。

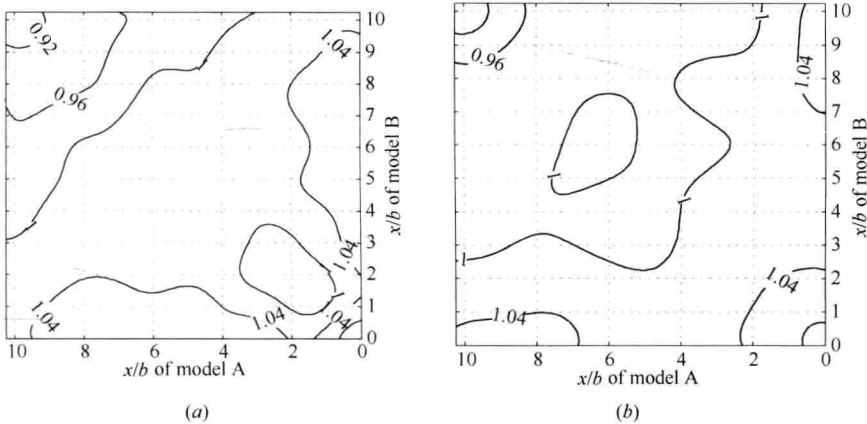


图 5.5.2-7 两施扰建筑分置 $y = \pm 3.2b$ 时的干扰因子分布
(a) B类地貌；(b) D类地貌

由图可见，在 B、D 两类地貌下，最大干扰因子均出现在两个施扰建筑的 x 坐标为 0 即两个施扰建筑和受扰建筑并列的时候，这是狭管效应最为显著的配置。在所考察的范围内，当两个施扰建筑均处于上游位置时，静力放大效应会显著降低，只有当一个施扰建筑和受扰建筑并列时的 IF 值才比较大。由图中还可以看出，在 B 类地貌下 $IF \geq 1.04$ 的区

域要比 D 类地貌的大，这意味着平坦化地貌的狭管效应会更加显著。

需说明的是，以上分析都是基于顺风向平均风荷载的分析结果；横风向的情况将更为复杂，此处不再展开叙述。

考虑到干扰效应的复杂性，本次规范修订仅概要性的规定了干扰系数的取值范围，即对顺风向风荷载在 1.0~1.1 之间选取；对横风向风荷载在 1.0~1.2 之间选取。尽管干扰效应有时体现为风荷载的减小，但考虑到风向因素，规范未规定选取小于 1.0 的干扰系数。在使用时还需要注意该条文的适用条件是“矩形平面高层建筑”且“单个施扰建筑与受扰建筑高度相近”，即不考虑存在两个以上施扰建筑的情形。

最后，由于规范建议的干扰系数是基于“高频底座天平试验”得到的，因而仅适用于主体结构，不能用于围护结构的风荷载取值。由于通常的高层楼群不一定都能满足规范条文的使用条件，因此建议在条件许可的情况下，高层楼群最好通过风洞试验确定其准确的风荷载取值。

5.6 阵风系数

5.6.1 风压脉动特性和极值风压

自然界的风都是脉动的，其作用在建筑表面的风压也是脉动的。图 5.6.1 给出了一段典型的压力系数时程曲线。由这段时程可得出一个平均值（即平均压力系数）；而由于风压是脉动的，在曲线中会有最高压力和最低压力。

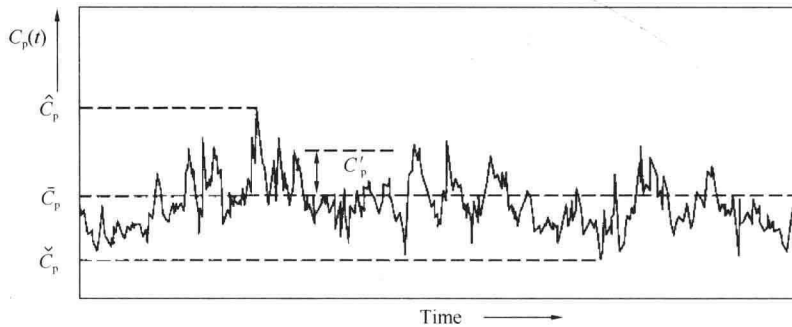


图 5.6.1 典型的压力系数时程曲线

由体型系数直接计算得出的值是平均风压，将其直接作为围护结构设计时的风荷载标准值显然是不合适的，应当采用具有一定保证率的极值风压。根据表达方式的不同，可用两种方法计算极值风压，即：

$$\hat{p} = \bar{p} \pm g_1 \sigma_p \quad (5.6.1-1)$$

$$\hat{p} = \beta_{gz} \bar{p} \quad (5.6.1-2)$$

式中 \hat{p} ， \bar{p} ， g_1 ， σ_p 分别为极值风压、平均风压、峰值因子和脉动风压（风压均方根）。式 (5.6.1-1) 的正负号应根据平均风压的方向确定。平均风压为正，应取正号，反之则取负号，以获得绝对值较高的极值风压。这两个计算式本质上是等价的，但从规范规定的角度，采用阵风系数乘以平均风压的形式规定极值风压更为方便。

另外根据式 (5.6.1-1) 也可发现，当脉动风压幅度超过一定程度后，将可以抵消平

均风压值，使得该式取正负号时得出的极值风压具有不同的符号（即不同的作用方向）。前文已经述及，对于某些屋面应考虑 μ_s 变号的情况。根据此计算公式可更好的理解该规定的物理原因。

5.6.2 准定常假定

为了从风的脉动特性得出表面风压脉动特性，进而得出阵风系数，各国规范普遍引入了“准定常假定”。所谓的准定常假定，即假定建筑结构表面风压和来流的风速压同步脉动。换言之，就是认为体型系数不随时间变化。在此前提假定下，表面风压随时间的变化 $p(t)$ 可以表示为：

$$p(t) = \mu_s \frac{1}{2} \rho v^2(t) = \mu_s \frac{1}{2} \rho [\bar{v} + v'(t)]^2 = \mu_s \frac{1}{2} \rho [\bar{v}^2 + 2\bar{v}v'(t) + v'(t)^2] \quad (5.6.2-1)$$

其中 \bar{v} 和 $v'(t)$ 分别是平均风速和脉动风速。对上式取均值，可得平均风压为：

$$\bar{p} = \mu_s \frac{1}{2} \rho [\bar{v}^2 + \sigma_v^2] \quad (5.6.2-2)$$

其中 σ_v 为风速均方根。定义湍流度：

$$I_v = \frac{\sigma_v}{\bar{v}} \quad (5.6.2-3)$$

一般情况下，风速的均方根与平均风速相比是小量，即湍流度不大，因而平均风压中的风速方差项可忽略，则有

$$\bar{p} = \mu_s \frac{1}{2} \rho \bar{v}^2 \quad (5.6.2-4)$$

从式 (5.6.2-1) 减去式 (5.6.2-4) 后，可得脉动风压值为：

$$p'(t) = \mu_s \frac{1}{2} \rho [2\bar{v}v'(t) + v'(t)^2] \approx \mu_s \rho \bar{v} v'(t) \quad (5.6.2-5)$$

从而风压的均方根可表示为

$$\sigma_p = \sqrt{\overline{p'^2}} \approx |\mu_s| \rho \bar{v} \sigma_v \quad (5.6.2-6)$$

结合式 (5.6.2-6) 和式 (5.6.2-4)，可得

$$\frac{\sigma_p}{|\bar{p}|} = \frac{|\mu_s| \rho \bar{v} \sigma_v}{|\mu_s| \frac{1}{2} \rho \bar{v}^2} = \frac{2\sigma_v}{\bar{v}} = 2I_v \quad (5.6.2-7)$$

因此，在准定常假定下，通过一系列推导可以建立风压脉动与风速脉动的关系。从而可以用风速脉动的度量（湍流度）来定量描述风压脉动。

5.6.3 阵风系数与湍流度剖面

由前可知，在准定常假定下，脉动风压与平均风压的比值等于湍流度的 2 倍。将式 (5.6.2-7) 代入极值风压的计算公式 (5.6.1-1)，可得

$$\hat{p} = \bar{p} + \text{sign}(\bar{p}) g_1 \sigma_p = \bar{p} (1 + 2g_1 I_u) \quad (5.6.3-1)$$

其中 $\text{sign}()$ 为符号函数， $\text{sign}(\bar{p})$ 表示取平均风压的符号。从而阵风系数可表示为

$$\beta_{gz} = \frac{\hat{p}}{\bar{p}} = 1 + 2g_1 I_u \quad (5.6.3-2)$$

根据式 (5.6.3-2) 可知，决定阵风系数取值的主要是两个参数：峰值因子和湍流度。

从随机过程角度看，峰值因子反映的是一定时间长度内极值的期望值与其平均值的偏离程度，和取定的时间长度和穿越率有关；而从概率分布的角度看，峰值因子的取值则主要取决于预定的风压保证率，取值越大则保证率越高。综合考虑我国规范的历史沿革和工程建设的实际情况，荷载规范将峰值因子取为 2.5。

湍流度是影响阵风系数大小的另一个重要因素。但影响湍流度的因素很多，除了地貌和高度之外，风速大小、风气候类型也对湍流度的大小有影响。但在工程应用上，只能采用统一的表达形式进行计算。综合以往研究成果，荷载规范根据下式定义湍流度剖面：

$$I(z) = I_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{-\alpha} \quad (5.6.3-3)$$

式中 z 为离地高度， α 为风剖面指数， I_{10} 则为各地貌下 10m 高度的湍流度，A、B、C 和 D 四类地貌分别取 0.12、0.14、0.23 和 0.39。另外，由于近地面风的不确定性较高，湍流度剖面也和平均风速剖面一样规定了截止高度，即四类地貌高度取值分别不应小于 5m、10m、15m 和 30m，也即阵风系数分别不大于 1.65，1.70，2.05 和 2.40。

本次规范修订中，阵风系数和风振系数都采用相同的湍流度表达式 (5.6.3-3)。而修订后的阵风系数与原规范相比，A 类和 B 类大致相当，C 类和 D 类则有不同程度的增加 (图 5.6.3-1)。由于风压高度变化系数下降了，因而总的效果应当根据风压高度变化系数和阵风系数的乘积 (也可称为极值风速压系数) 来判断。修订后的极值风速压系数与修订之前的比值如图 5.6.3-2 所示。

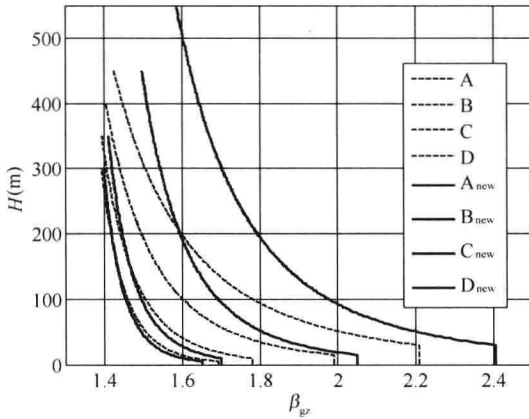


图 5.6.3-1 修订前后阵风系数的比较

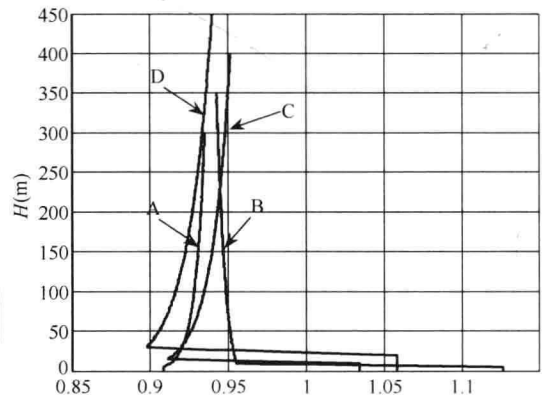


图 5.6.3-2 极值风速压系数之比 (修订后/修订前)

由图 5.6.3-2 可见，修订后的极值风速压系数与原来相比在 25m 高度以上有所下降，下降幅度在 5%~10% 之间。也即在局部体型系数和基本风压值不变的前提下，根据新规范计算得出的围护结构风荷载标准值将下降 5%~10%。

本次荷载规范修订另一个重要变化是不再区分幕墙和其他围护构件，在围护结构设计时都需要考虑阵风系数。从物理背景角度看，不管是作用在幕墙上还是在屋面上，风压值都是随时间变化的，应当采用风压极值进行结构设计；从工程实践的角度看，近年来轻型屋面围护结构风灾破坏的情况时有发生，虽然并不全是因为风荷载取值偏低造成的，但仍有必要调整其风荷载取值水平，提高屋面围护结构的安全冗余度。

对幕墙以外的其他围护结构，由于原规范不考虑阵风系数，所以本次修订后其风荷载

标准值会有明显提高。但对低矮房屋非直接承受风荷载的围护结构,如檩条等,由于其最小局部体型系数由-2.2修改为-1.8,按面积的最小折减系数由0.8减小到0.6,因此整体取值与原规范相当。

参 考 文 献

- [1] British Standard, BS6399 Loading for Buildings. Part 2: Code of Practice for Wind Loads[S]. BSI, 2002.
- [2] Australian/New Zealand Standard, Structural design actions, Part 2: Wind Action[S]. 2002.
- [3] European Standards, Eurocode 1: Actions on structures - General actions - Part 1 - 4 Wind actions [S]. 2004.
- [4] ASCE/SEI 7 - 10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures[S]. ASCE, 2010.
- [5] Architectural Institute of Japan, Recommendations for loads on buildings[S]. 2005.
- [6] ISO/FDIS 4354: 2008, Wind Actions On Structures[S]. 2008.
- [7] NBC 2005, Part 4 of Division B[S]. 2005.
- [8] Homels J. D. Wind Loading of Structures[J]. Spoon Press. 2001.
- [9] Deaves DM and Harris RI, A mathematical model of the structure of strong winds[C]. Construction Industry Research and Information Association, Rep. 76, 1978.
- [10] Wieringa J, Representative roughness parameters for homogeneous terrain[J]. Boundary Layer. Meteorology, 63: 323 - 363, 1993.
- [11] Arya S P. Micrometeorology and atmospheric boundary layer[J]. Pure and applied geophysics, 162: 1721 - 1745, 2005.
- [12] Verkaik J. W. and Holtslag A. A. Wind profiles, momentum flux and roughness lengths at Cabauw revisited[J]. Boundary Layer Meteorology, 122: 701 - 719, 2007.
- [13] Powell M. D. , Vickery PJ, Reinhold TA. Reduced drag coefficient for high wind speeds in tropical cyclones[J]. Nature, 422: 279 - 283, 2003.
- [14] Li Q S, Zhi L, Hu F. Boundary layer wind structure from observations on a 325m tower[J]. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, 98: 818 - 832, 2010.
- [15] 建筑结构荷载规范 GB 50009—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [16] 陈基发. 围护结构的风荷载[J]. 建筑科学, 16(6): 26 - 31, 2000.
- [17] 金新阳, 陈凯, 唐意, 顾明, 王国砚. 建筑结构风荷载规范修订原则和要点[C]. 第十五届全国结构风工程学术会议论文集. 北京: 人民交通出版社, 2011. 8, 杭州, 330 - 333.
- [18] 金新阳 陈凯 唐意 杨易. 建筑风工程研究与应用的新进展[J]. 建筑结构, Vol. 41 No. 11, 2011. 11, 111 - 117.
- [19] 陈凯, 金新阳, 钱基宏. 考虑地貌修正的基本风压计算方法研究[J]. 北京大学学报(自然科学版), 48(1): 13 - 19, 2012.
- [20] 谢壮宁, 顾明. 任意排列双柱体的风致干扰效应[J]. 土木工程学报, 38(10): 32 - 38, 2005.
- [21] 唐意 金新阳 杨立国. 错列布置超高层建筑群的干扰效应研究[J]. 土木工程学报, Vol. 45No. 8, 2012. 8, 97 - 103.
- [22] 杨立国 唐意 金新阳. 错列超高层建筑群风荷载静力干扰效应的试验与数值模拟研究[J]. 建筑结构, Vol. 41 No. 11, 2011. 11, 118 - 120.

第六章 风荷载（二）——风振响应

6.1 结构顺风向风振计算的基本理论

工程结构在自然环境中不免要受到风的作用。在风力作用下，结构将产生振动；振动着的结构又会改变其表面风荷载分布，即和风力之间产生了相互耦合作用。风对结构的动力作用可用空气动力学方法进行描述，而结构和风力之间的耦合作用可用气动弹性力学方法进行描述。

当结构振动幅度不大时，结构和风力之间的耦合作用可以忽略不计。此时，可将风对结构的作用理解为是一种理想动力荷载作用。由于风是具有随机性的空气流动，因而其对结构的动力作用也具有随机性，由此产生的结构振动也具有随机性。从这个意义上讲，结构风振问题可以归结为在随机动力荷载作用下的结构动力学问题。

对结构风振问题进行理论计算，主要涉及计算模型和计算方法两个方面。

计算模型包括了风荷载模型和结构模型。由于实际工程结构以及风荷载的复杂性，目前还不能用准确的解析方法描述它们，必须作一系列的近似和简化。就计算方法而言，受制于目前的理论发展水平，对所建立的复杂运动方程的求解也难以做到尽善尽美，因而也必须引入一些近似和简化。

所有这些近似和简化，都不免会产生一定的误差，使得理论计算结果难以十分准确地反映实际问题的本质。产生误差是在所难免的，但只要能对产生误差的来源和误差的可能范围胸中有数，就有把握将理论计算的结果应用于工程实际问题中。

因此，本节主要从计算模型和计算方法两个方面对本次荷载规范修订中涉及的结构顺风向风振计算的基本原理和计算方法作简要介绍。

6.1.1 计算模型

按照目前的结构风工程理论，结构风振问题可划分为顺风向风振、横风向涡激风振、扭转风振，以及耦合风振等几类问题。所谓顺风向风振，一般是指结构在沿着风流动方向产生的振动。

本节以矩形等截面高层建筑顺风向风振问题为例介绍结构顺风向风振的基本原理和计算方法。为便于分析，本节采用等截面匀质竖向悬臂梁作为该高层建筑的计算模型，且假定其为线弹性结构、忽略与风产生的耦合作用，结构计算简图如图 6.1.1-1 (a) 所示。事实上，目前各国在风荷载规范的理论分析部分大都采用这种计算模型。

在顺风向风振的情况下，作用在建筑物表面上的风荷载，应垂直于迎风面和背风面且对称于结构主轴（设为 X 轴），以致不产生扭转风荷载。至于建筑物两个侧面的风荷载，认为两侧面风荷载对称且反向，因而相互抵消，故不予考虑（事实上，这部分合力未必为零，但按目前的结构风工程理论，将其归入横风向风振问题考虑）。

至于迎风面和背风面上的风荷载，一般认为它们之间存在不完全相关性。国际上一些

研究者对此做过一系列研究，也提出了不尽相同的相关性理论模型。但不同之处不外乎是采用迎风面、背风面风载完全相关和不完全相关两种选择。

本节作为对结构风振基本原理和计算方法的介绍，拟不对此问题作深入探讨，而是简单地按完全相关模型考虑，即：将作用在结构迎风面和背风面上的风压代数相加，得到作用在结构上的总风压 $w(y, z, t)$ ，其中的坐标 (y, z) 表示风荷载是沿迎风面分布的。必要时，可针对迎风面和背风面上风荷载的不完全相关性通过引入修正系数的方法予以修正。于是，可将迎风面的风压 $w(y, z, t)$ 在 z 高度处积分，得到线分布荷载 $q(z, t)$ ：

$$q(z, t) = \int_{-B/2}^{B/2} w(y, z, t) dy \quad (6.1.1-1)$$

式中， B 为结构迎风面宽度，如图 6.1.1-1 (a) 所示。

这样，就得到了图 6.1.1-1 (b) 所示的结构模型和风荷载模型，以此作为本节分析的基础。为简单起见，这里假设结构是全封闭的，即不考虑建筑物开敞部分产生的内压影响。

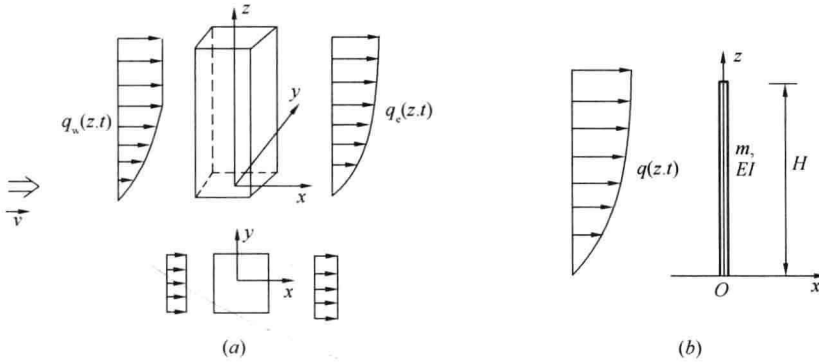


图 6.1.1-1 结构顺风向风振计算模型

(a) 建筑物受风荷载模型；(b) 简化后的悬臂梁计算模型

由于风荷载 $q(z, t)$ 具有动力性质且具有随机性，故应视其为随机过程，其随机性既体现在空间上（即 y, z 坐标）也体现在时间上（即变量 t ）。根据随机过程理论，任何随机过程都有均值函数（即数学期望）。对于风荷载 $q(z, t)$ 而言，其均值函数是 $\bar{q}(z, t)$ 。在一般情况下，均值函数应是时间 t 的函数，但目前的结构风工程理论假定：风荷载 $q(z, t)$ 为平稳随机过程（定常过程）。这样，均值 q 将不再是时间的函数，而成为仅随高度 z 变化的函数 $\bar{q}(z)$ 。

于是，可以将原来的风荷载分成两部分表示：均值 $\bar{q}(z)$ 和在均值 $q(z)$ 附近随时间显著变化的动力荷载 $\tilde{q}(z, t)$ 。 $\tilde{q}(z, t)$ 的特点是均值为零。这样，风荷载 $q(z, t)$ 可表达为：

$$q(z, t) = \bar{q}(z) + \tilde{q}(z, t) \quad (6.1.1-2)$$

这样处理的物理含义可理解为：实际测到的风荷载时程曲线的某一样本 $q(z, t)$ 如图 6.1.1-2 所示，在 $q(z, t)$ 为平稳过程

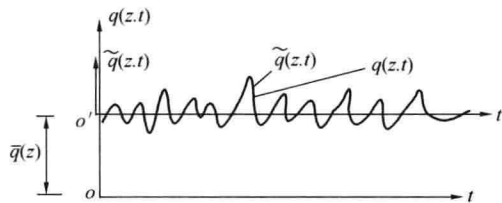


图 6.1.1-2 平均风载、脉动风载和总风载之间的关系

的假定下, 可以将坐标系 $q(z, t) \sim t$ 变换到 $\tilde{q}(z, t) \sim t$ 。其中 $q(z)$ 就是由通常所说的平均风压 $w(y, z)$ 积分而成的线分布力, 且视其为静力荷载; $\tilde{q}(z, t)$ 就是由通常所说的脉动风压 $\tilde{w}(y, z, t)$ 积分而成的线分布力, 且视其为动力荷载。其中, $\tilde{q}(z, t)$ 为零均值平稳随机过程。

根据式 (6.1.1-2), 由式 (6.1.1-1) 不难得出:

$$\bar{q}(z) = \int_{-B/2}^{B/2} \bar{w}(y, z) dy \quad (6.1.1-3a)$$

$$\tilde{q}(z, t) = \int_{-B/2}^{B/2} \tilde{w}(y, z, t) dy \quad (6.1.1-3b)$$

6.1.2 运动方程及其求解

针对图 6.1.1-1 所示的结构模型和荷载模型, 可以按结构动力学理论建立其运动方程。为便于推导算式和便于比较, 本节假定所讨论的高层建筑可用 Euler-Bernoulli 梁 (简称 E-B 梁) 进行比拟, 从而容易得到其运动方程。为简单起见, 假设建筑物的线分布质量 m 和抗弯刚度 EI 均为常数, 由此得到如下运动方程:

$$m \frac{\partial^2 x(z, t)}{\partial t^2} + C \frac{\partial x(z, t)}{\partial t} + C_s I \frac{\partial^5 x(z, t)}{\partial z^4 \partial t} + EI \frac{\partial^4 x(z, t)}{\partial z^4} = q(z, t) \quad (6.1.2-1)$$

式中的阻尼项包括结构的内阻尼 (C_s) 和介质的黏滞阻尼作用 (C); $x(z, t)$ 是在风荷载作用下结构轴线的顺风向水平位移, 即挠曲线。根据材料力学, 有:

$$EI \frac{\partial^4 \bar{x}}{\partial z^4} = \bar{q}(z) \quad (6.1.2-2)$$

其中 $\bar{x}(z)$ 是在平均风荷载 $\bar{q}(z)$ 作用下结构的顺风向水平“静”挠曲线。

注意到 $\ddot{\bar{x}}(z) = \dot{\bar{x}}(z) = 0$ 和 $\dot{\bar{x}}''' = 0$, 于是方程 (6.1.2-1) 可改写为:

$$m[\ddot{x}(z, t) - \ddot{\bar{x}}(z)] + C[\dot{x}(z, t) - \dot{\bar{x}}(z, t)] + C_s I[\dot{x}'''(z, t) - \dot{\bar{x}}'''(z, t)] + EI[x'''(z, t) - \bar{x}'''(z, t)] = q(z, t) - \bar{q}(z) \quad (6.1.2-3)$$

其中, $\ddot{x} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$, $x''' = \frac{\partial^3 x}{\partial z^3}$ 。令

$$x(z, t) = \bar{x}(z) + \tilde{x}(z, t) \quad (6.1.2-4)$$

其物理意义如图 6.1.2 所示, 即: $\tilde{x}(z, t)$ 可理解为是在脉动风荷载作用下结构的水平动位移, 而 $\bar{x}(z)$ 和 $x(z, t)$ 分别是平均位移和总位移。由此, 方程 (6.1.2-3) 可改写为如下形式:

$$m \ddot{\tilde{x}}(z, t) + C \dot{\tilde{x}}(z, t) + C_s I \dot{\tilde{x}}'''(z, t) + EI \tilde{x}'''(z, t) = \tilde{q}(z, t) \quad (6.1.2-5)$$

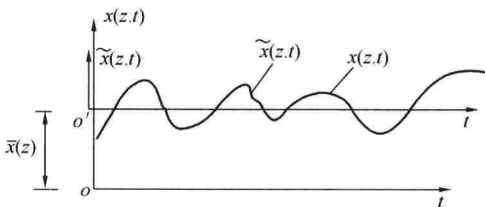


图 6.1.2 平均风位移、脉动风位移和总位移之间的关系

这样, 就可以通过求解方程 (6.1.2-5) 而获得结构在脉动风力作用下的水平动位移 $\tilde{x}(z, t)$; 通过求解方程 (6.1.2-2) 而获得结构在平均风力作用下的水平“静”位移 $\bar{x}(z)$; 最后通过式 (6.1.2-4) 而求出结构的水平总位移 $x(z, t)$ 。

然而, 由于脉动风荷载具有随机性, 故脉动风位移也具有随机性。又由于已假定

$\tilde{q}(z, t)$ 为零均值平稳随机过程、结构为线弹性结构, 故由随机振动理论知, 位移 $\tilde{x}(z, t)$ 也为零均值平稳随机过程。由于 $\tilde{x}(z, t)$ 的随机性, 无法求出其具体的解析时程表达式, 只能给出其统计值, 即 $\sigma_{\tilde{x}}(z)$, 可称之为均方振幅。在保证率为 g 的条件下, $x(z, t)$ 的统计最大和最小值为:

$$x_{\max}(z) = \bar{x}(z) + g\sigma_{\tilde{x}}(z) \quad (6.1.2-6a)$$

$$x_{\min}(z) = \bar{x}(z) - g\sigma_{\tilde{x}}(z) \quad (6.1.2-6b)$$

显然, 结构位移响应的统计幅值为:

$$A(z) = |\bar{x}(z)| + g\sigma_{\tilde{x}}(z) \quad (6.1.2-7)$$

这就是我们通常所说的: 对于线弹性结构, 平均风响应可通过静力计算完成; 脉动风响应可运用随机振动理论计算; 总响应为两者之叠加。

以上是结构位移响应的计算。对于本节所讨论的以竖向悬臂梁为计算模型的高层建筑, 求出动位移统计值和静位移后, 容易求出结构的其他响应, 如各截面的弯矩、剪力、结构各点的加速度等。根据结构力学, 结构各高度处截面的弯矩、剪力, 以及各点的加速度等, 与结构各高度处的位移之间有如下关系:

$$\begin{cases} \widetilde{M}(z, t) = EI \tilde{x}''(z, t), \bar{M}(z) = EI \bar{x}''(z) \\ \widetilde{Q}(z, t) = EI \tilde{x}'''(z, t), \bar{Q}(z) = EI \bar{x}'''(z) \end{cases} \quad (6.1.2-8a)$$

$$\ddot{\tilde{x}}(z, t) = \frac{d^2}{dt^2}[\tilde{x}(z, t)], \ddot{\bar{x}}(z) = 0 \quad (6.1.2-8b)$$

据此, 不难求出它们的根方差和统计幅值。所以, 一般可以统一地将高层建筑的风振响应用 $r(z, t)$ 、 $\tilde{r}(z, t)$ 、 $\bar{r}(z, t)$ 表示; 相应地, 根方差用 $\sigma_{\tilde{r}}$ 表示, 统计幅值用 r_{\max} 表示, 并且有:

$$r_{\max}(z) = |\bar{r}(z)| + g\sigma_{\tilde{r}}(z) \quad (6.1.2-9)$$

式中, g 为保证率, 也称峰值因子。该值由结构安全度所控制。

求出以上各响应幅值后, 即可进行结构的抗风设计, 并与其他荷载进行组合, 从而完成结构的最终设计。

以上就是以竖向悬臂梁为计算模型的高层建筑顺风向风振计算的基本原理。对于其他空间结构, 其风振计算的原理与此基本一致。

6.1.3 响应根方差的计算

响应根方差 $\sigma_{\tilde{r}} \sim (z)$ 是通过按随机振动理论求解方程 (6.1.2-5) 而求得的。方程 (6.1.2-5) 是一个线弹性结构动力学方程, 但由于其中的变量 \tilde{q} 和 \tilde{x} 均为随机函数, 所以只能求出 \tilde{x} 的统计值, 进而求出响应 \tilde{r} 的统计值。

方程 (6.1.2-5) 可以通过两种途径求解: 第一种途径是采用频域方法, 这也是目前结构风工程理论和各国规范中普遍采用的方法, 我国规范也是如此; 第二种途径是采用时域方法。本节仅采用频域方法进行阐述。

1. 脉动风荷载的模型

为求解方程 (6.1.2-5), 首先需要知道线分布脉动荷载 $\tilde{q}(z, t)$ 的一些主要统计特性, 实质上也就是脉动风压 $\tilde{w}(y, z, t)$ 的统计特性, 如概率分布、相关函数、功率谱密度函数等。然而, 由于风的复杂性和观测技术手段及成本的限制等, 目前对风的这些统计特性尚不能说研究得很完善。在我国, 由于观测统计资料较少, 到目前为止仍主要是采用国际

上主流的、被普遍认可的脉动风统计模型。

关于脉动风的统计特性，目前国际上主要有以下几方面的模型：

(1) 概率分布：目前普遍接受的观点是脉动风速可假定为服从高斯分布（即正态分布），所以一般是将脉动风假定为零均值平稳（各态历经）的高斯过程。

需要指出的是，结构风工程界最近的研究表明，建筑物表面（尤其是背风面分离区）的脉动风压未必服从高斯分布。所以，建筑物表面风荷载的非高斯特性研究是目前结构风工程界研究的热点之一，但尚未取得成熟的进展。

(2) 功率密度函数：国际上广泛认可的几个主要风速谱模型是：Von Karman 谱、修正的 Kaimal 谱、Davenport 谱、Harris 谱等。其中，日本、澳大利亚和新西兰等国的风荷载规范采用 Von Karman 谱；美国和欧洲规范采用修正的 Kaimal 谱；加拿大和我国规范采用 Davenport 谱。我国规范采用的 Davenport 风速谱可按下式计算：

$$S_v(n) = 4K \bar{v}_{10}^2 \frac{x_0^2}{n(1+x_0^2)^{4/3}} \left(x_0 = \frac{L_x n}{v_{10}}, L_x = 1200 \right) \quad (6.1.3-1)$$

式中：K——与地面粗糙度有关的常数；

\bar{v}_{10} ——离地 10m 高处的平均风速。

由式 (6.1.3-1) 可见，Davenport 风速谱是沿高度不变的谱。需要说明的是，式 (6.1.3-1) 给出的 Davenport 谱是指空间任意一点风速的自谱，且应理解为是单边谱，即 $0 \leq n \leq +\infty$ 。

(3) 频域空间相关性函数：它是指空间任意两点的脉动风速之间在频域内的相关关系；一般认为，它随两点之间距离的增加而呈指数衰减趋势。被国际上普遍认可的几个空间相关性模型有：Davenport 的与频率有关的模型、Shiotani 的与频率无关的模型、ECCS（欧洲钢铁建造工程协会）的与频率无关的模型等。其中，以 Shiotani 的与频率无关的模型计算最为简便，且在我们感兴趣的范围内与 Davenport 模型的结果相近。我国规范采用的是 Shiotani 的频域空间相关性模型，其表达形式如下：

$$\rho(y_1, z_1; y_2, z_2) = \exp \left[-\sqrt{\frac{(y_1 - y_2)^2}{L_y^2} + \frac{(z_1 - z_2)^2}{L_z^2}} \right] (L_y = 50, L_z = 60) \quad (6.1.3-2)$$

式中， (y_1, z_1) 和 (y_2, z_2) 表示结构迎风面上的两点。可见， $\rho(y_1, z_1; y_2, z_2)$ 是与频率 n 无关的函数。

(4) 湍流度和湍流积分尺度：这是风作为大气边界层以内空气流动特性的又一组特征参数，它们一般是根据所采用的风谱模型而确定。我国采用的 Davenport 风速谱中反映湍流积分尺度的参数为 $L_x = 1200\text{m}$ [见式 (6.1.3-1)]。

湍流度被定义为脉动风速根方差与平均风速之比，反映的是空气流动紊乱的程度。湍流度随高度是变化的，其沿高度变化的规律也被称为湍流度剖面。一般而言，越是接近地表，风流动因受到障碍物的阻碍而越紊乱，因而湍流度越大；越接近高空，障碍物越少，风流动越接近平稳，因而湍流度越小；当达到梯度风高度以上时，可认为已进入平流层，风的流动状态接近层流。我国规范在以前的版本中并没有明确给出湍流度的计算式，本次修订版给出如下的湍流度计算式：

$$I(z) = \frac{\sigma_v(z)}{\bar{v}(z)} = I_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{-\alpha} \quad (6.1.3-3)$$

式中： α ——地面粗糙度指数；

I_{10} ——10m 高度处的名义湍流度，对应于 A、B、C 和 D 类地面粗糙度，可分别取 I_{10} 为 0.12、0.14、0.23 和 0.39。

2. 计算方法一：基于随机振动理论的方法

当脉动风压的上述统计特性确定后，也就可以确定与此对应的线分布力 $\tilde{q}(z, t)$ 的统计特性；通过求解方程 (6.1.2-5)，可获得脉动风响应 $\tilde{r}(z, t)$ 的统计值 $\sigma_r(z)$ 。

理论上讲， $\sigma_r(z)$ 的计算可采用概率统计方法利用响应 \tilde{r} 的概率分布函数计算，但尽管结构风工程理论假定脉动风服从高斯分布，若按这种方法计算 $\sigma_r(z)$ 却是异常困难，目前几乎未见这种做法。目前计算 $\sigma_r(z)$ 的主要方法是基于上述脉动风谱和空间相关性模型的频域方法。

根据结构随机振动理论和上述脉动风荷载的解析模型，在假定阻尼也符合主振型正交性的前提下（一般是指小阻尼情形），可采用振型分解法计算结构的动位移响应根方差 $\sigma_{\tilde{x}}(z)$ 。首先，根据式 (6.1.3-1) 给出的 Davenport 风速谱和第 5 章 5.6.2 节“准定常假定”给出的脉动风压和脉动风速之间的关系式 (5.6.2-5)，可以推导得出脉动风压谱 $S_w(y, z, \omega)$ 的算式，并据此求出线分布力 $\tilde{q}(z, t)$ 的谱 $S_{\tilde{q}}(z, \omega)$ ；进而，根据结构随机振动理论可推导出 $\sigma_{\tilde{x}}(z)$ 的计算式如下：

$$\sigma_{\tilde{x}}^2(z) = \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \phi_k(z) \phi_l(z) \int_{-\infty}^{\infty} H_{qk}^*(i\omega) H_{ql}(i\omega) S_{f_k f_l}(\omega) d\omega \quad (6.1.3-4)$$

式中： $\phi_k(z)$ ， $\phi_l(z)$ ——结构第 k 阶和第 l 阶固有振型函数，可按结构动力学方法求出；

q_k 和 q_l 为对应于第 k 阶和第 l 阶振型的广义坐标； $H_{qk}^*(i\omega)$ 和 $H_{ql}(i\omega)$ 是第 k 和第 l 阶振型广义坐标的频率响应函数，它们互为共轭复函数（* 表示复共轭）；而 $S_{f_k f_l}(\omega)$ 则为第 k 阶和第 l 阶振型广义力的互谱，可通过 $\tilde{q}(z, t)$ 计算； m 为所截取的振型数。由于方程 (6.1.2-5) 所对应结构为连续体力学模型，属无限自由度体系，因而有无穷多个固有频率和振型。在实际计算中，一般只能截取前 m 阶振型；由此所产生的计算误差属于截断误差。

由式 (6.1.3-4) 给出的 $\sigma_{\tilde{x}}(z)$ 计算式在所取的 m 个振型的范围内可认为是精确的，一般称之为完全二次型组合法（即 CQC 法）。虽然该算法比较精确，但计算起来却十分复杂。在高层建筑风振响应计算中一般是对其作一定的简化。

当满足：① 固有频率 ω_k 和 ω_l 相差较大、② 结构的振型阻尼比 ζ_k 和 ζ_l 较小、③ 振型广义力互谱的模 $|S_{f_k f_l}(\omega)|$ 在 ω_k 和 ω_l 的一定范围内比较平坦时，可以略去式 (6.1.3-4) 中不同振型之间的交叉项，即略去 $k \neq l$ 的项，从而得到如下比较简单的算式：

$$\sigma_{\tilde{x}}^2(z) = \sum_{j=1}^m \phi_j^2(z) \sigma_{q_j}^2 \quad \text{或：} \quad \sigma_{\tilde{x}}(z) = \sqrt{\sum_{j=1}^m \phi_j^2(z) \sigma_{q_j}^2} \quad (6.1.3-5)$$

其中，

$$\sigma_{q_j}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_{q_j}(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} |H_j(i\omega)|^2 S_{f_j}(\omega) d\omega \quad (6.1.3-6)$$

$$|H_j(i\omega)|^2 = \frac{1}{(\omega_j^2 - \omega^2)^2 + (2\zeta_j \omega_j \omega)^2} \quad (6.1.3-7)$$

而 $S_{f_j}(\omega)$ 可按下式计算:

$$\begin{aligned} S_{f_j}(\omega) &= \frac{1}{(M_j^*)^2} \int_0^H \int_0^H \phi_j(z_1) \phi_j(z_2) S_{\tilde{q}}(z_1, z_2, \omega) dz_1 dz_2 \\ &= \frac{1}{(M_j^*)^2} \int_0^H \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \int_{-B/2}^{B/2} \phi_j(z_1) \phi_j(z_2) S_{\tilde{w}}(y_1, z_1; y_2, z_2, \omega) dy_1 dy_2 dz_1 dz_2 \\ &= \frac{1}{(M_j^*)^2} \int_0^H \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \int_{-B/2}^{B/2} \phi_j(z_1) \phi_j(z_2) \sqrt{S_{\tilde{w}}(y_1, z_1, \omega)} \sqrt{S_{\tilde{w}}(y_2, z_2, \omega)} \\ &\quad \rho_{yz}(y_1, z_1; y_2, z_2, \omega) dy_1 dy_2 dz_1 dz_2 \end{aligned} \quad (6.1.3-8)$$

其中,

$$M_j^* = \int_0^H m \phi_j^2(z) dz \quad (6.1.3-9)$$

是结构相应于第 j 振型的广义质量。

由于本节已采用图 (6.1.1-1a) 所示的一维悬臂梁模型作为高层建筑的计算简图, 所以按理说可依据线分布荷载 $\tilde{q}(z, t)$ 计算 $S_{f_j}(\omega)$ 。然而, 由于一般高层建筑毕竟还是有一定的横向尺寸, 所以在建筑物迎风面的横向不同点之间的风荷载的空间相关性不应忽视。所以, 这里借助于 $\tilde{q}(z, t)$ 的计算式 (6.1.1-3b), 采用脉动风压 $\tilde{w}(y, z, t)$ 来计算 $S_{f_j}(\omega)$ 。因此, 式 (6.1.3-8) 中, $S_{\tilde{w}}(y, z, \omega)$ 是迎风面上 (y, z) 点的脉动风压自谱, $\rho_{yz}(y_1, z_1; y_2, z_2, \omega)$ 则是迎风面上 (y_1, z_1) 和 (y_2, z_2) 两点之间脉动风压的频域空间相关性系数。

上述简化算法就是通常所说的平方总和开方法 (即 SRSS 法)。根据目前的理论研究, 普遍接受的观点是, 对于具有一维悬臂梁特征的高层建筑, 采用 SRSS 法不会产生太大误差; 然而, 对于大跨屋盖等空间结构, 因频谱密集, 前述三个条件不易满足, 此时若采用 SRSS 法计算将产生不可预料的误差。

关于式 (6.1.3-7) 中的阻尼项 ζ_j , 需要作一点说明。在方程 (6.1.2-5) 中, 阻尼项包括结构的内阻尼 (C_s) 和介质中的黏滞阻尼作用 (C)。其中, 结构的内阻尼是指在结构振动过程中结构材料内摩擦产生的阻尼; 而介质中的粘滞阻尼则应理解为是在结构风致振动过程中由空气流动所产生的气动阻尼。然而, 在目前的结构顺风向风振计算中, 并没有刻意区分这两种阻尼, 而是笼统地采用结构工程中普遍使用的结构振型阻尼比 ζ_j 表示。在我国规范中, 结构振型阻尼比的取值一般在 0.01~0.05 范围内。

对于图 6.1.1-1 (a) 所示的计算模型, 为求更一般的响应 r , 可令其第 j 振型脉动风响应根方差为 $\sigma_{\tilde{r}_j}(z)$, 从而推导出:

$$\sigma_{\tilde{r}_j}(z) = \sqrt{\sum_{q=1}^m \sigma_{\tilde{r}_j^q}(z)} \quad (6.1.3-10)$$

其中,

$$\sigma_{\tilde{r}_j^q}(z) = A_j^2(z) \cdot \sigma_{\tilde{q}_j^q} \quad (6.1.3-11)$$

式中的 $\sigma_{\tilde{q}_j}$ 按式 (6.1.3-6) 计算, 而 $A_j(z)$ 按以下各式计算:

$$(1) \text{ 对于动位移响应 } (\tilde{r}(z, t) = \tilde{x}(z, t)): A_j(z) = \phi_j(z) \quad (6.1.3-12a)$$

$$(2) \text{ 对于动弯矩响应 } (\tilde{r}(z, t) = \tilde{M}(z, t)): A_j(z) = EI \phi_j''(z) \quad (6.1.3-12b)$$

$$(3) \text{ 对于动剪力响应 } (\tilde{r}(z, t) = \tilde{Q}(z, t)): A_j(z) = EI \phi_j'''(z) \quad (6.1.3-12c)$$

对于加速度响应：

$$\sigma_{\ddot{x}}(z) = \sqrt{\sum_{j=1}^m \phi_j^2(z) \sigma_{\ddot{q}_j}^2} \quad (6.1.3-13)$$

其中：

$$\sigma_{\ddot{q}_j}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \omega^4 S_{q_j}(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} \omega^4 |H_j(i\omega)|^2 S_f(\omega) d\omega \quad (6.1.3-14)$$

式中的 $S_f(\omega)$ 仍可按式 (6.1.3-8) 计算。

以上是针对以图 6.1.1-1 (a) 为计算模型的高层建筑，严格按结构随机振动理论方法建立的结构顺风向风振各种动力响应的计算式。

对于上述计算过程的计算误差及来源，可作如下分析：

(1) 来自于模型的误差：主要是由于风荷载的理论模型与实际情况之间的差别；基于 E-B 梁的计算模型与实际高层建筑之间的差别。

(2) 来自于计算方法的误差：主要来源于两个方面，一个是由于假定阻尼符合正交性所产生的误差，另一个是由于振型截断和振型交叉项截断（即由 CQC 到 SRSS）所产生的误差。

3. 计算方法二：基于等效风振力的方法

对于以图 6.1.1-1 (a) 为计算模型的高层建筑，因结构简单，按上述方法进行计算尚比较容易。但对于更复杂的结构，往往需要采用离散结构模型，采用有限元法进行计算。此时，在计算出结构的动位移响应后为了计算结构的动内力等，则需要回代到各个单元方程，逐个求解。而这部分计算是无法在目前的有限元法结构分析程序中自动完成的，因而计算十分不便。

为此，在实际计算中，基于 SRSS 方法的计算通常不是采用上述第一种方法进行计算，而是采用等效惯性力法计算。在结构顺风向风振响应计算中，称之为等效风振力法。这种方法的基本思路是：首先，针对每一振型求出对应的等效风振力；其次，将这些等效风振力作为静力荷载施加于结构上每个有质量的结点处，然后进行静力计算，由此可以同时计算出与此振型对应的位移和内力响应幅值等；待将各振型的响应幅值求出后，便可以采用 SRSS 方法求出结构脉动风响应的总幅值（注：加速度响应除外）。

对于图 6.1.1-1 (a) 所示的等截面匀质悬臂梁计算模型，根据等效惯性力法的概念，第 j 振型的等效惯性力（或称为等效风振力）可以表示为如下的线分布力：

$$p_j^{eq}(z) \triangleq m\omega_j^2 \sigma_{\ddot{x}_j} = m\omega_j^2 \phi_j(z) \sigma_{q_j} \quad (6.1.3-15)$$

将 $p_j^{eq}(z)$ 当作静力荷载作用在结构上，进行静力计算，所得到的位移、内力等即为结构第 j 振型的各脉动风响应根方差值。将各振型的脉动风响应根方差值进行“平方-总和-开方”运算，即可求得结构最终的脉动风响应根方差值。

可以证明，这种方法与上述第一种方法所得的结果完全一致。换句话说，用等效风振力法得到的结果在 SRSS 法的意义上是精确的，而不是近似的。事实上，基于等效惯性力的方法本质上就是基于达朗贝尔原理的动力学计算方法，所以在计算原理上是正确的。

6.2 规范的风振系数

6.2.1 风振系数公式推导

1. 风振系数定义

我国荷载规范风振系数定义为总的风荷载与平均风荷载之比：

$$\beta_z(z) = \frac{\overline{q}(z) + g\omega_1^2 m(z)\phi_1(z)\sigma_{q_1}}{\overline{q}(z)} \quad (6.2.1-1)$$

式中： ω_1 ——结构顺风向第一阶自振圆频率；

σ_{q_1} ——顺风向一阶广义位移均方根；

g ——峰值因子。

Davenport 经过研究证明，平稳高斯过程峰值因子存在如下近似关系式：

$$g = \sqrt{2\ln(vT)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\ln(vT)}} \quad (6.2.1-2)$$

其中 v 为二阶谱矩的特征频率， $v = \sqrt{\frac{\int_0^\infty f^2 S_y(z; f) df}{\int_0^\infty S_y(z; f) df}}$ ， $S_y(z; f)$ 为响应谱，若 $S_y(z; f)$ 为

明显的单峰窄带谱，则可近似取 $v = f_1$ ， f_1 为结构基频 ($f_1 = \omega_1/2\pi$)； T 为平均风速统计时距。当 $f_1 T = 100 \sim 10000$ 时， $g = 3.2 \sim 4$ ，国外规范大多取 $3 \sim 3.5$ 。

原规范 g 隐含取为 2.2，此次修订在 2.2 基础上有所提高， g 取为 2.5。应当说明，虽然我国峰值因子的取值与国外相比偏小，但不应就此认为我国规范给出的总风荷载偏小。原因在于式 (6.2.1-2) 的计算式是基于随机过程“首次穿越”的假定得出的，应用于结构设计时偏于保守，而且峰值因子的取法也是和不同国家的规范体系、可靠度指标相匹配的。长期的工程实践表明，在现有规范体系下，荷载规范关于峰值因子的取法基本符合工程实际情况，能够保证结构抗风安全。

根据随机振动理论，结构一阶广义位移均方根 σ_{q_1} 的计算式为：

$$\sigma_{q_1} = \left[\frac{1}{(M_1^*)^2} \int_{-B/2}^{B/2} \int_{-B/2}^{B/2} \int_0^H \int_0^H \phi_1(z_1)\phi_1(z_2) \left[\int_0^\infty |H_{q_1}(i\omega)|^2 \sqrt{S_{\bar{w}}(z_1, \omega)} \sqrt{S_{\bar{w}}(z_2, \omega)} \cdot \right. \right. \\ \left. \left. \text{coh}(z_1, z_2, y_1, y_2, \omega) d\omega \right] dz_1 dz_2 dy_1 dy_2 \right]^{1/2} \quad (6.2.1-3)$$

式中： $S_{\bar{w}}(z_1, \omega)$ ——风压谱； $\text{coh}(z_1, z_2, x_1, x_2, \omega)$ 为风压空间相干函数；

M_1^* ——一阶广义质量， $M_1^* = \int_0^H m(z)\phi_1^2(z) dz$ ；

$|H_{q_1}(i\omega)|^2$ ——频响函数， $|H_{q_1}(i\omega)|^2 = \frac{1}{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\zeta\omega_1\omega)^2}$ 。

对于一般高层和高耸结构的顺风向风振响应，可作如下简化：

(1) 风压谱 $S_{\bar{w}}(z, \omega) \approx \sigma_{\bar{w}}^2(z) S_f(\omega)$ ；

(2) 相干函数采用 Shiotani 与频率无关的函数形式;

(3) 顺风向脉动风压准定常假定: $\sigma_{\bar{w}}(z) = 2\omega_0\mu_s(z)\mu_z(z)I_z(z)$;

(4) 湍流度沿高度分布满足: $I_z(z) = I_{10}\bar{I}_z(z)$, $\bar{I}_z(z) = \left(\frac{z}{10}\right)^{-\alpha}$;

(5) 结构单位长度质量 m 沿高度为常数, 迎风面宽度 B 沿高度不变, 体型系数 μ_s 沿高度不变。

则公式 (6.2.1-3) 可改写为:

$$\sigma_{q_1} = \frac{2\omega_0\mu_s I_{10}}{m} \frac{\left[\int_0^H \int_0^H \mu_z(z_1) \bar{I}_z(z_1) \mu_z(z_2) \bar{I}_z(z_2) \phi_1(z_1) \phi_1(z_2) \text{coh}_z(z_1, z_2) dz_1 dz_2 \right]^{0.5} \left[\int_0^B \int_0^B \text{coh}_x(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \right]^{0.5}}{\int_0^H \phi_1^2(z) dz} \left[\int_0^\infty |H_{q_1}(i\omega)|^2 S_I(\omega) \cdot d\omega \right]^{0.5} \quad (6.2.1-4)$$

上式中, 第一部分是对竖向和水平向尺寸的积分项, 第二部分是对频率的积分项。对这两部分, 分别进行如下处理, 可得到规范的风振系数公式。

2. 竖向和水平尺寸的积分项

对于第一振型系数平方的积分:

$$\int_0^H \phi_1^2(z) dz = cH \quad (6.2.1-5)$$

其中 c 为待定参数, 若采用规范建议的第一阶振型函数, 高层建筑结构 $c=0.347$, 高耸结构 $c=0.257$ 。

对于水平相干函数积分, 可求解得到:

$$\left[\int_0^B \int_0^B \text{coh}_x(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \right]^{0.5} = 10(B + 50e^{\frac{-B}{50}} - 50)^{0.5} \quad (6.2.1-6)$$

类似地, 竖向相干函数积分结果为:

$$\left[\int_0^H \int_0^H \text{coh}_z(z_1, z_2) dz_1 dz_2 \right]^{0.5} = \sqrt{121}(H + 60e^{\frac{-H}{60}} - 60)^{0.5} \quad (6.2.1-7)$$

对于湍流度、高度变化系数、振型系数和竖向相干函数四者乘积的多重积分项, 引入中间变量 $\gamma(H)$:

$$\gamma(H) = \frac{\left[\int_0^H \int_0^H \mu_z(z_1) \bar{I}_z(z_1) \mu_z(z_2) \bar{I}_z(z_2) \phi_1(z_1) \phi_1(z_2) \text{coh}_z(z_1, z_2) dz_1 dz_2 \right]^{0.5}}{c(100H + 6000e^{\frac{-H}{60}} - 6000)^{0.5}} \quad (6.2.1-8)$$

$\gamma(H)$ 随结构总高度的变化可以采用幂指数函数来拟合。采用非线性最小二乘法, 得到了 $\gamma(H)$ 数值解的拟合公式为 $\gamma(H) = kH^{a_1}$, 其中 k 和 a_1 是随地貌类型变化的系数, 按照表 6.2.1 取值。图 6.2.1-1 对比了高层结构 $\gamma(H)$ 的拟合公式计算结果与离散数值结果。

系数 k 和 a_1

表 6.2.1

粗糙度类别		A	B	C	D
高层建筑	k	0.944	0.67	0.295	0.112
	a_1	0.155	0.187	0.261	0.346
高耸结构	k	1.276	0.91	0.404	0.155
	a_1	0.186	0.218	0.292	0.376

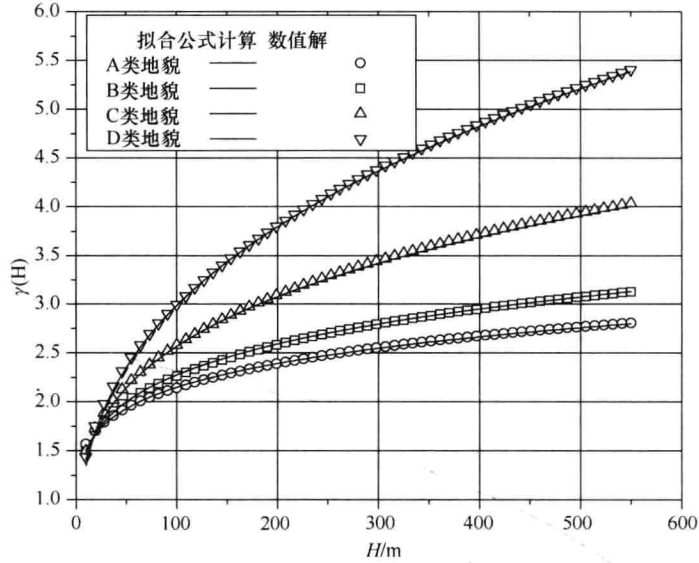


图 6.2.1-1 公式计算结果与数值解对比

综合式 (6.2.1-5) ~ 式 (6.2.1-8), 与高度和水平尺寸的积分项为:

$$\begin{aligned}
 & \left[\int_0^H \int_0^H \mu_z(z_1) \bar{I}_z(z_1) \mu_z(z_2) \bar{I}_z(z_2) \phi_1(z_1) \phi_1(z_2) \text{coh}_z(z_1, z_2) dz_1 dz_2 \right]^{0.5} \left[\int_0^B \int_0^B \text{coh}_x(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \right]^{0.5} \\
 & \int_0^H \phi_1^2(z) dz \\
 = & BkH^{a_1} \rho_x \rho_z \quad (6.2.1-9)
 \end{aligned}$$

式中: $\rho_z = \frac{10(H + 60e^{\frac{-H}{60}} - 60)^{0.5}}{H}$, $\rho_x = \frac{10(B + 50e^{\frac{-B}{50}} - 50)^{0.5}}{B}$ 。

3. 频率积分项

首先介绍背景和共振响应的基本概念。

Davenport 指出, 响应谱可分成背景和共振分量两部分分别计算, 两者按平方和开方 (SRSS) 原则组合得到总脉动响应, 如图 6.2.1-2 所示 (图中 \bar{r} 为平均响应, \bar{r}_B 为背景响应, \bar{r}_{R_i} 为第 i 阶共振响应)。

背景响应反映了脉动风的拟静力作用, 即假定 $|H_{q_1}(i\omega)|^2$ 中 $\omega = 0$, 传递函数为一条直线, 结构没有动力放大作用:

$$\sigma_B = \frac{\sqrt{\int_0^\infty S(\omega) |H_{q_1}(0)|^2 d\omega}}{M_1^*} = \frac{1}{\omega_1^2 M_1^*} \sqrt{\int_0^\infty S(\omega) d\omega} \quad (6.2.1-10)$$

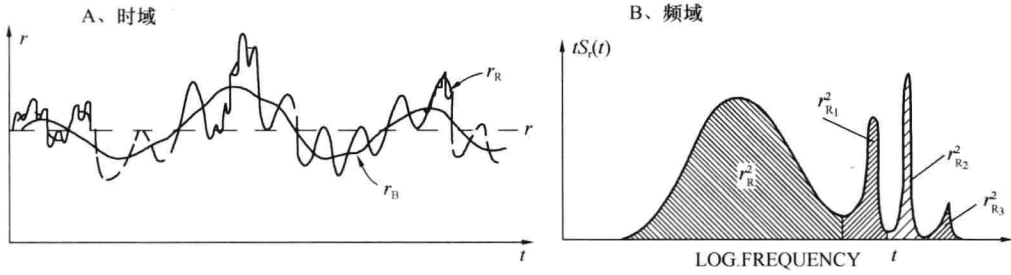


图 6.2.1-2 背景响应和共振响应在时域、频域上的示意图

从上式可看出，背景响应类似于静力响应。但又存在不同之处：作用在结构上的静（平均）风荷载是全相关的，而各点的脉动风荷载存在一定的相关性，这就是背景响应被称为拟静力响应的原因。

共振响应反映了结构对激励的动力放大作用，通常可以用白噪声假定来简化计算。对于一阶位移响应中的共振分量，由图 6.2.1-2 可知，当响应谱中频率接近结构基频时，其所围面积即为共振响应，将它等效为窄带白噪声，其带宽为：

$$\Delta = \frac{\int_0^{\infty} |H_{q_1}(i\omega)|^2 d\omega}{|H_{q_1}(i\omega)_1|^2} = \frac{\int_0^{\infty} |H_{q_1}(i\omega)|^2 d\omega}{4\xi_1^2 \omega_1^4} = \omega_1 \xi_1 / 2 \quad (6.2.1-11)$$

则共振响应的根方差为：

$$\sigma_{R_1} = \frac{\sqrt{S(\omega_1) |H_{q_1}(i\omega_1)|^2 \Delta}}{M_1^*} = \frac{1}{M_1^*} \sqrt{\frac{S(\omega_1)}{8\xi_1 \omega_1^3}} \quad (6.2.1-12)$$

背景与共振分量的平方和开方就得到总响应的近似解：

$$\sigma_r = \frac{1}{M_1^*} \sqrt{\int_0^{\infty} S(\omega) |H_{q_1}(i\omega)|^2 d\omega} = \frac{1}{M_1^*} \sqrt{\frac{\int_0^{\infty} S(\omega) d\omega}{\omega_1^4} + \frac{S(\omega_1)}{8\xi_1 \omega_1^3}} \quad (6.2.1-13)$$

由式 (6.2.1-13)，并注意到公式 (6.2.1-4) 中 $S_f(\omega)$ 为量纲为 1 的风压谱，则式 (6.2.1-4) 中对频率积分项可简化为：

$$\left[\int_{-\infty}^{\infty} |H_{q_1}(i\omega)|^2 S_f(\omega) \cdot d\omega \right]^{0.5} \approx \left[\frac{1}{\omega_1^4} + \frac{S_f(\omega_1)}{8\xi_1 \omega_1^3} \right]^{0.5} = \frac{1}{\omega_1^2} \sqrt{1+R^2} \quad (6.2.1-14)$$

式中 $R^2 = \frac{2\pi f_1}{8\xi_1} \frac{2}{3} \frac{x_0^2}{f_1(1+x_0^2)^{4/3}} = \frac{\pi}{6\xi_1} \frac{x_0^2}{(1+x_0^2)^{4/3}}$

4. 风振系数公式

将式 (6.2.1-14) 和式 (6.2.1-9) 代入式 (6.2.1-4)：

$$\sigma_{q_1} = \frac{2\tau\omega_0\mu_c I_{10}}{\omega_1^2 m} (BkH^{a_1}) \rho_x \rho_z \sqrt{1+R^2} \quad (6.2.1-15)$$

将上式回代入式 (6.2.1-1)，可得：

$$\beta_z(z) = 1 + 2gI_{10} B_z \sqrt{1+R^2} \quad (6.2.1-16)$$

式中 B_z 为背景因子， $B_z = \frac{\phi_1(z) \rho_x \rho_z k H^{a_1}}{\mu_z}$ 。

式 (6.2.1-16) 即规范公式 (8.4.3)，适用于外形、质量比较均匀的结构。对沿高度

分布不均匀的高耸结构，只要结构的深度和迎风面宽度沿高度的变化接近于线性，且质量分布也大致按连续规律分布时， B_z 按原规范乘以系数 θ_B 和 θ_v 进行修正。

6.2.2 基本参数的修订与比较

1. 峰值因子和湍流度

原规范直接采用脉动系数 μ_I

$$\mu_I = 2gI_z = 0.5 \times 35^{1.8(\alpha-0.16)} \left(\frac{z}{10}\right)^{-\alpha} \quad (6.2.2-1)$$

其中峰值因子 g 隐含取为2.2。

新规范中，对应A、B、C和D类地面粗糙度的10m高名义湍流强度，分别取0.12、0.14、0.23和0.39，峰值因子为2.5。

湍流度 I_{10} 和峰值因子比较

表 6.2.2

	峰值因子 g	湍流度 I_{10}			
		A	B	C	D
原规范	2.2	0.077	0.1	0.147	0.245
新规范	2.5	0.12	0.14	0.23	0.39

2. 计算表达式

(1) 原规范脉动增大系数 ξ 与共振因子 R_1

当风谱取 Davenport 谱时，共振因子 $R_1^2 = \frac{\omega_1 S_I(n_1)}{8\zeta_1} = \frac{\pi x^2}{6\zeta(1+x^2)^{4/3}}$ ，原规范 $\xi = \sqrt{1 + \frac{\pi x^2}{6\zeta(1+x^2)^{4/3}}}$ 。对比可知：

$$\xi = \sqrt{1 + R_1^2}$$

即原规范中规定的脉动增大系数与共振因子之间存在一一对应的关系。

(2) 原规范脉动影响系数 v 与背景因子 B_z

原规范脉动影响系数 v 的计算公式：

$$v = \frac{\int_0^H \mu_I \mu_z \varphi_z dz}{\int_0^H \varphi_z^2 dz} \quad (6.2.2-2)$$

其中

$$\eta = \frac{\left(\int_0^H \int_0^H \int_0^B \int_0^B \mu_I(z_1) \mu_z(z_1) \varphi_z(z_1) \mu_I(z_2) \mu_z(z_2) \varphi_z(z_2) \rho_{xz}(x_1, x_2, z_1, z_2) dx_1 dx_2 dz_1 dz_2\right)^{1/2}}{\int_0^H \mu_I(z) \mu_z(z) l_x \varphi_z(z) dz} \quad (6.2.2-3)$$

则

$$v = \frac{\left(\int_0^H \int_0^H \int_0^B \int_0^B \mu_I(z_1) \mu_z(z_1) \varphi_z(z_1) \mu_I(z_2) \mu_z(z_2) \varphi_z(z_2) \rho_{xz}(x_1, x_2, z_1, z_2) dx_1 dx_2 dz_1 dz_2\right)^{1/2}}{B \int_0^H \varphi_z^2 dz} \quad (6.2.2-4)$$

新规范中

$$B_z = \frac{\int_0^B \int_0^B \text{coh}_x(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \int_0^H \int_0^H [\mu_z(z_1) \phi_z(z_1) \bar{I}_z(z_1)] [\mu_z(z_2) \phi_z(z_2) \bar{I}_z(z_2)] \text{coh}_x(z_1, z_2) dz_1 dz_2}{B \int_0^H \phi_z^2(z) dz} \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \quad (6.2.2-5)$$

对比式 (6.2.2-5) 与式 (6.2.2-4) 知, 脉动影响系数 v 与背景因子 B_z 关系如下

$$\frac{\phi_1(z)}{\mu_z} v = 0.5 \times 35^{1.8(\alpha-0.16)} B_z \quad (6.2.2-6)$$

(3) 整体公式对比

将原规范公式按新规范符号表达, 则原规范风振系数为:

$$\beta_z = 1 + \frac{\xi v \phi_z}{\mu_z} = 1 + \frac{0.5 \times 35^{1.8(\alpha-0.16)}}{2gI_{10}} (2gI_{10} B_z \sqrt{1+R_1^2}) \quad (6.2.2-7)$$

从上式可看出, 相对于原规范, 新规范整体公式表示的区别在系数 $\frac{0.5 \times 35^{1.8(\alpha-0.16)}}{2gI_{10}}$ 。

6.3 大跨屋盖结构的等效风荷载

6.3.1 大跨屋盖结构的抗风特殊性和规范规定

规范的抗风理论体系采用的是基于随机振动理论的等效风振力法。其基本思路是首先在振型空间用各阶振型对应的等效风振力计算响应分量, 然后再对响应进行组合 (参见 6.1 节的相关内容)。理论上讲, 等效风振力法可以应用于多阶振型的情况, 但由于各阶振型上的风振力不能直接叠加作为等效静风荷载来使用, 因此需要考虑多振型时, 不能得到明确的等效荷载计算公式。

荷载规范依照等效风振力法, 在只考虑一阶振型的前提下给出了等效荷载的计算公式, 并据此计算出风振系数。但对于大跨空间结构而言, 往往振型密集、阻尼小, 高阶振型不能忽略, 因此其等效静风荷载不能按照规范给出的风振系数取值, 也很难依照等效风振力法给出具体的计算公式。

而从国外情况看, 美国、欧洲等国外规范大多采用阵风荷载因子方法进行计算。其基本思路是: 选取关键的响应目标 r , 计算其在风荷载作用下的极值 \hat{r} 和平均值 \bar{r} , 得出阵风荷载因子 G_r , 并将平均荷载按此比例放大得出等效静风荷载, 即

$$\{P_{\text{eswl}}\} = G_r \{\bar{P}\} = (\hat{r}/\bar{r}) \{\bar{P}\} \quad (6.3.1)$$

容易验证, 线性结构体系在 $\{P_{\text{eswl}}\}$ 的作用下, 将实现响应目标 r 的等效。但很明显, 对于其他响应, $\{P_{\text{eswl}}\}$ 的作用值并不一定等于其极值。换言之, 不同响应目标的阵风荷载因子并不一定相等。

阵风荷载因子法只能保证特定的响应等效, 而大跨空间结构一般没有明显的具有全局性的控制响应, 不能像高层 (耸) 建筑一样, 确定一到两个响应 (顶点位移或基底弯矩),

就能保证等效静风荷载取值合理、安全。因此,阵风荷载因子法在实际应用中仍存在一定局限性。目前国外规范并未将这一方法明确用于大跨空间结构的风荷载设计,澳洲规范虽然给出了悬挑屋盖的等效荷载计算公式,但该公式也仅考虑了一阶振型,适用范围有限。

以上分析表明,由于大跨屋盖抗风问题的特殊性和复杂性,很难在规范中给出具有普遍意义的简化计算公式。

本次规范修订时,为进一步强调大跨屋盖结构风荷载计算方法与一阶振型占主导的高层、高耸结构的区别,新增了第 8.4.2 条,规定了柔性屋盖结构抗风设计的基本原则。但由于其抗风问题的特殊性和复杂性,暂不明确等效风荷载的计算方法。

6.3.2 基于风洞试验的大跨结构抗风设计方法

风洞试验是大跨屋盖抗风设计的重要辅助工具。尤其是近年来,随着试验手段和计算分析条件的不断进步,大跨空间结构的风致响应的计算取得了很大进展,因此很多复杂的大跨屋盖结构都根据风洞试验结果进行结构设计。出于使用上的方便,设计人员往往倾向于风洞试验给出等效静风荷载,以便在设计软件中直接加载。

风洞试验报告中,较为常用的仍然是式(6.3.1)所描述的阵风荷载因子法。即选定某特定响应(如屋盖的最大位移响应),将该响应的极值与平均值的放大比例作为平均风荷载的放大因子。

这种方法在特定响应平均值接近 0 时,会得出很高的阵风荷载因子,从而给出很不合理的等效荷载分布。因此也可采用基于响应时程的改进方法进行计算。首先采用风振计算的快速算法计算特定目标响应的时程及其准静态部分(即不考虑动力学方程的加速度和速度项,得出的响应值)的时程,再计算等效静风荷载。具体计算过程如下:

(1) 计算 T 时间长度内(按中国规范通常取 10min)的目标响应时程 $r(t)$ 和准静态响应时程 $r_{qs}(t)$;

(2) 计算该响应对应的动力放大因子 C_{dyn} :

$$C_{dyn} = \max_{t \in [0, T]} \{r(t)\} / \max_{t \in [0, T]} \{r_{qs}(t)\}$$

(3) 以最大准静态响应出现的时刻 t_0 的瞬时风压分布 $\{P(t_0)\}$ 为基础,得出等效静风荷载 $C_{dyn}\{P(t_0)\}$ 。

由于这种方法的计算基准是最大准静态响应产生时刻的风压分布,因此物理意义很明确,而且在共振响应不占主导地位时可以有效避免阵风荷载因子过大的问题。

但是,阵风荷载因子法及其改进方法都只能保证选定的单一目标响应等效。前已述及,大跨结构通常没有明显的具有全局性的控制响应,因而需要选择各种目标响应进行计算。

为了使一种等效静风荷载可以满足多个目标等效,有的研究者采用最小二乘法,给出了可以同时满足多个目标响应等效的风荷载。这种方法可较好的解决小型结构多个控制目标等效的问题。但该荷载只是为了得出多个等效目标推算出来的,物理意义并不明确。尤其是该方法得出的风荷载分布有时和真实情况偏离甚远,根据该荷载计算得出的其他响应存在很大不确定性,因此还有待进一步研究。

对于一些较为简单的结构,也可采用基于荷载效应的抗风设计方法进行结构设计,直接用风荷载作用下的荷载效应包络值与其他荷载效应进行组合,避免了寻求等效静风荷载

的各种麻烦，在物理概念上也更加清晰明确。但是现在的结构设计软件一般并不提供对荷载效应进行组合的接口，因此在操作上还存在较大不便。

总而言之，尽管目前技术的发展使确定大跨结构的各种风振响应并无实质困难，但要使风洞试验与结构设计更为紧密的结合，仍有很多需要深入研究的问题。

6.3.3 大跨屋盖结构的下压风荷载

大跨屋盖结构的抗风设计实践中，必须引起重视的问题是下压风荷载。由于大跨度屋盖结构的坡度通常都比较小，作用在屋盖上的平均风荷载一般都是负压（作用方向向上）。根据荷载规范中风荷载标准值的计算公式，在平均风压为负的情况下，只能得到负的风荷载标准值。

然而作用在屋盖上的瞬时风荷载受到风压脉动、风振等因素的影响，作用方向可能时上时下。考虑到屋盖的永久荷载、活荷载、雪荷载等荷载作用方向都是向下的，因此作用方向向下的风荷载也应引起设计人员的重视。

规范给出的体型系数表中，对于双面开敞及四面开敞式双坡屋面特别说明，其体型系数在“设计时应考虑 μ_s 值变号的情况”，以便设计人员在屋盖结构设计时考虑下压风荷载的影响。另外本次荷载修订中，在体型系数表中特别注明屋盖结构的体型系数取值时，其绝对值不得小于 0.1，以提醒设计人员注意下压风荷载问题。

6.4 顺风向风振算例与结果比较

例题 1: 总高度 H ，高宽比 $H/B=5$ 的超高层建筑，阻尼比 $\zeta=0.02$ ，周期 $T_1=0.02H$ ，以高度 H 为变量，对比不同总高情况下新规范与原规范的基底剪力和基底弯矩（图 6.4-1）。

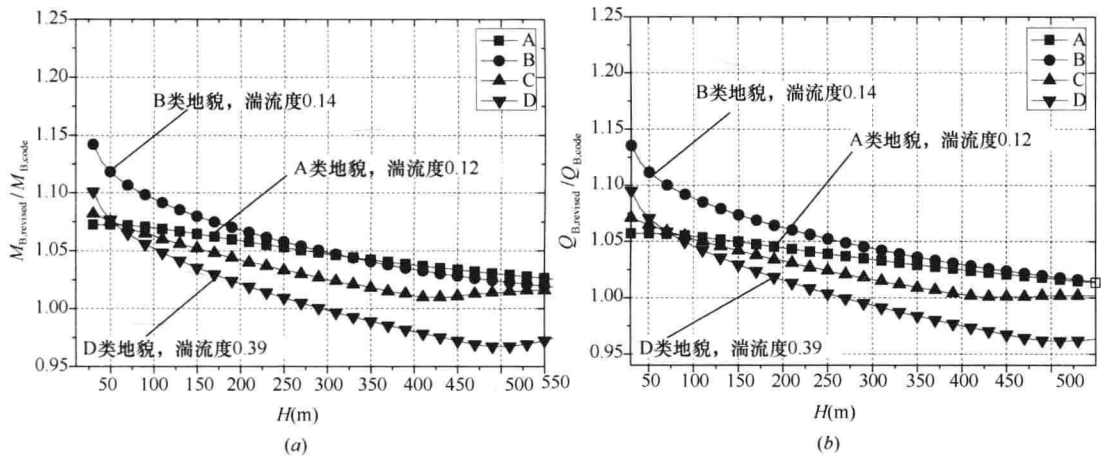


图 6.4-1 新规范与原规范的基底剪力和基底弯矩比值

(a) 新规范与原规范的基底弯矩之比；(b) 新规范与原规范的基底剪力之比

计算结果分析：

(1) 对于 300m 以下的建筑，A 类和 B 类地貌的基底弯矩与基底剪力相比原规范增加约 10% 左右，由于新规范 C 类和 D 类梯度风高度的增加，C 类和 D 类增加较小，基本

约 5%。

(2) 大于 300m 的高层建筑，A 类和 B 类地貌的基底弯矩与基底剪力相比原规范增加在 5% 以内，C 类增加比例小于 5%，而 D 类减小 5%。

例题 2：取四幢不同参数的高层建筑，基本参数见表 6.4，对比风振系数和风压标准值变化（图 6.4-2 及图 6.4-3）。

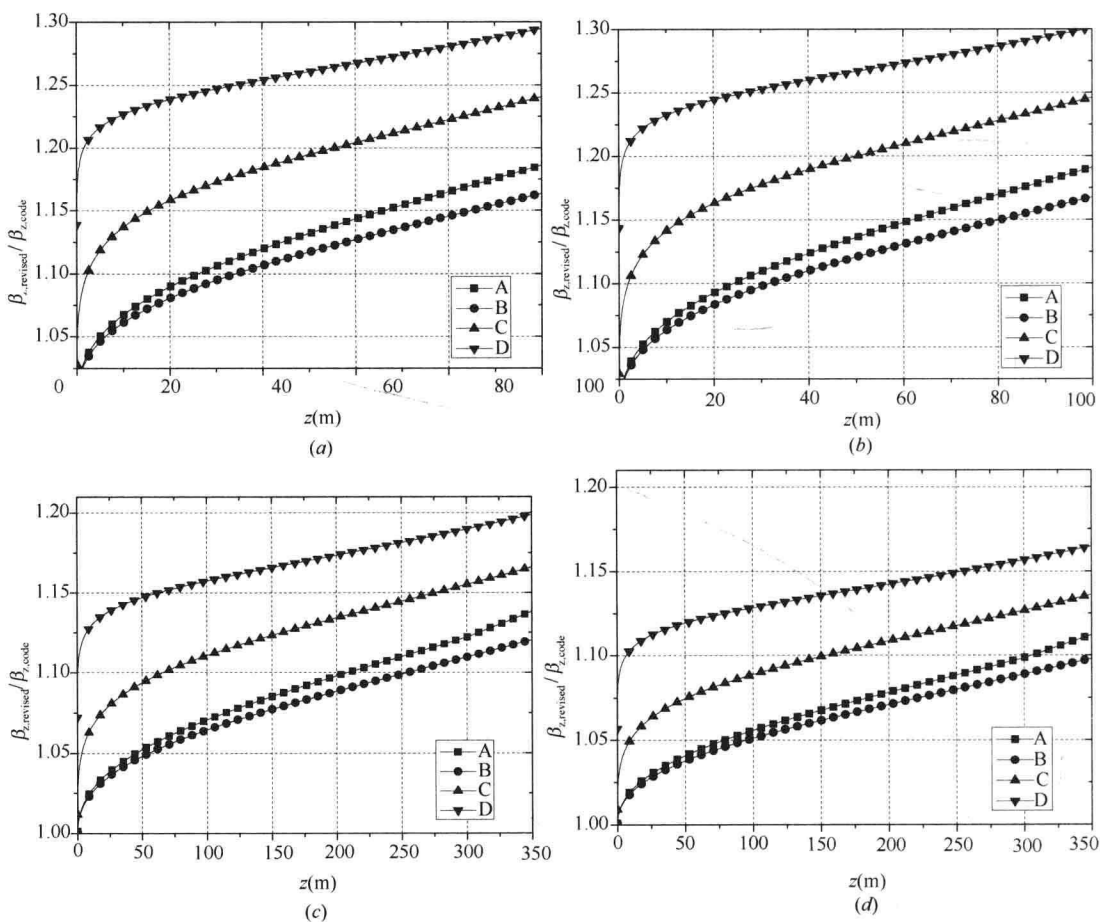


图 6.4-2 新规范与原规范风振系数比值
(a) 算例 1；(b) 算例 2；(c) 算例 3；(d) 算例 4

结果分析：

(1) 从风振系数计算结果来看，由于新规范湍流度的增加，风振系数比原规范增大。由表 6.4 知，C 类和 D 类地貌由原规范的 0.147 和 0.245 分别增加到 0.23 和 0.39，增加幅度较大，所以 C 类和 D 类地貌的风振系数增加比例最大。

(2) 从风压标准值计算结果来看，虽然 C 类和 D 类地貌的风振系数增加较大，但由于梯度风高度相对原规范增加了，造成粗糙度调整系数 k_w 相对于原规范减小，因此算例 1 和算例 2 总的风压标准值相对原规范变化很小，算例 3 和算例 4 的风压标准值相对原规范反而有所减小。

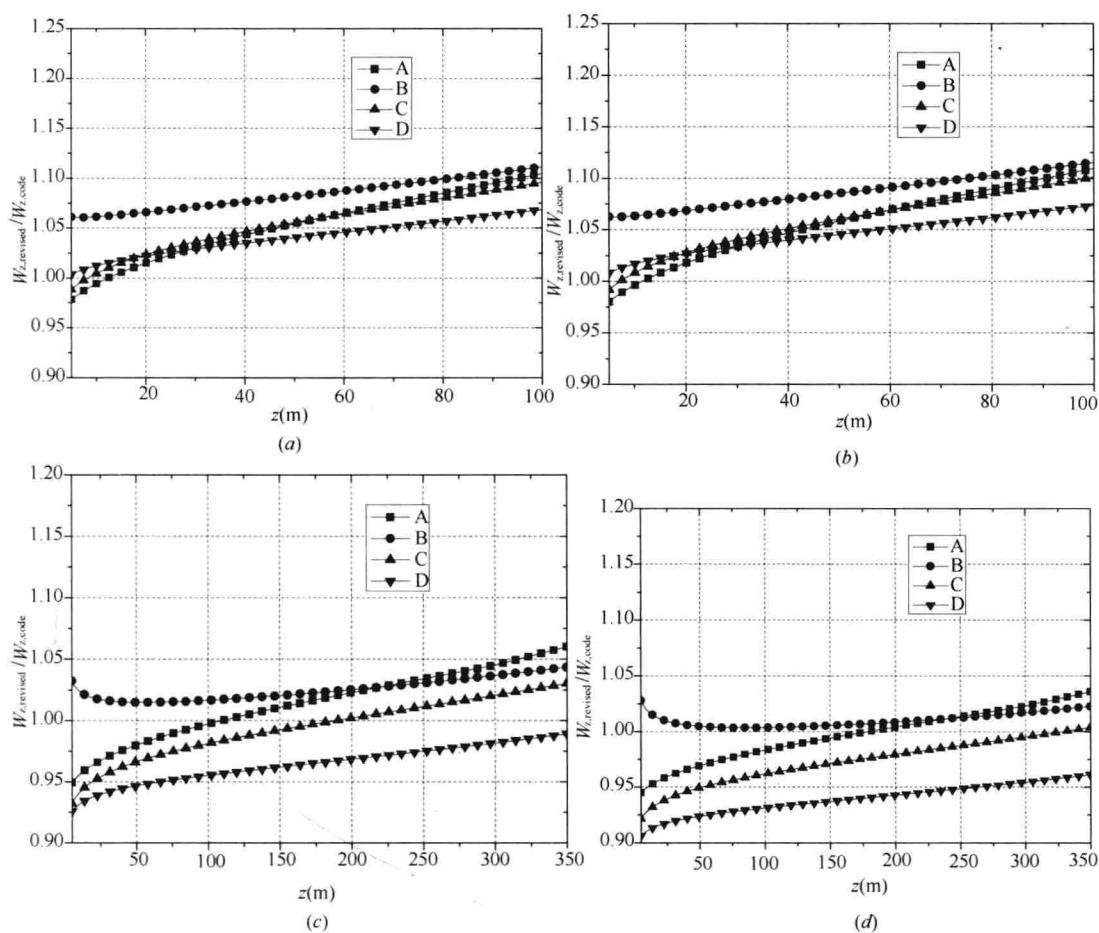


图 6.4-3 新规范与原规范风压标准值比值

(a) 算例 1; (b) 算例 2; (c) 算例 3; (d) 算例 4

数值算例参数 (高层建筑结构)

表 6.4

	高度 (m)	H/B	基本风压	基本周期 (s)	阻尼比
算例 1	100	3	0.5	3	0.02
算例 2	100	5	0.5	3	0.02
算例 3	350	5	0.5	5	0.02
算例 4	350	7	0.5	6	0.05

例题 3 58m 高的砖烟囱, 设烟囱底外径为 5m, 顶部外径为 2.6m, 基本风压 $w_0 = 0.4\text{kN/m}^2$, 地面粗糙度属 C 类, 求沿高度分布的风振系数 β_z (图 6.4-4)。

解: 高度不超过 60m 的烟囱, 其基本自振周期 T_1 可按规范附录 F 公式 (F.1.2-1) 确定, 即

$$T_1 = 0.23 + 0.22 \times 10^{-2} \frac{H^2}{d} = 2.18\text{s}$$

按照规范公式 (8.4.4-2) 计算 x_1 ：

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30}{2.18\sqrt{0.4}} = 21.75 > 5$$

按照规范公式 (8.4.4-1) 计算共振因子：

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = 1.16$$

按照规范公式 (8.4.5) 计算背景因子：

$$B_z = kH^{\alpha_1} \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} = 0.404 \times 58^{0.292} \times 0.787 \frac{\frac{2z^2}{H^2} + \frac{4z^3}{3H^3} + \frac{4z^4}{3H^4}}{\left(\frac{z}{10}\right)^{0.3}}$$

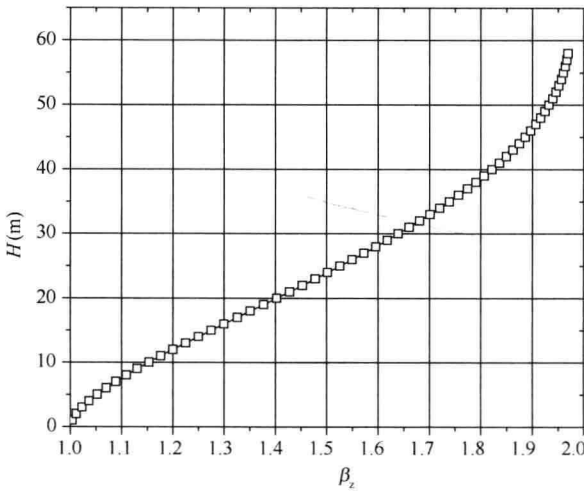


图 6.4-4 烟囱风振系数

θ_B 为构筑物在 z 高度处的迎风面宽度 $B(z)$ 与底部宽度 $B(0)$ 的比值：

$$\theta_B = 1 - 0.0414 \frac{z}{5}$$

查表 (8.4.5-2)，得到修正系数 θ_v 等于 1.7。

按照规范公式 (8.4.3) 计算风振系数

$$\begin{aligned} \beta_z &= 1 + 2gI_{10}\theta_B\theta_v B_z \sqrt{1+R^2} \\ &= 1 + 1.82\theta_B B_z \end{aligned}$$

风振系数随高度变化，下图是 β_z 的曲线。

6.5 横风向及扭转风振的基本原理及试验研究

横风向与扭转气动力主要通过风洞试验来获取。此次规范修订的横风向风振等效风荷载计算方法也是通过高频天平测力风洞试验的结果整理而来的。试验考察了风场类型、模型高宽比和宽厚比的影响，并用闭合拟合公式将高层建筑横风向气动力谱表达为这三个因素的函数形式。高频天平测力风洞试验数据与相关文献给出的结果进行了比较，对拟合公式的精度进行了评估。

6.5.1 风洞试验概况

采用被动模拟方法，按荷载规范要求，分别模拟了 A、B、C、D 四类地貌的大气边界层流场。模型的几何缩尺比取为 1:500。

试验采用高频动态测力天平技术。模型断面外形选自高层建筑的常见形状，共 15 种，如图 6.5.1 所示。模型高度均为 600mm，等效建筑物高度为 300m。考察的主要对象为高宽比分别为 4/1、5/1、6/1、7/1、8/1、9/1 的方柱，宽厚比为 3/1、2/1、3/2、1/1、2/3、1/2、1/3 的矩形建筑及设置有 5%、10% 和 20% 的凹角或削角的方形建筑。

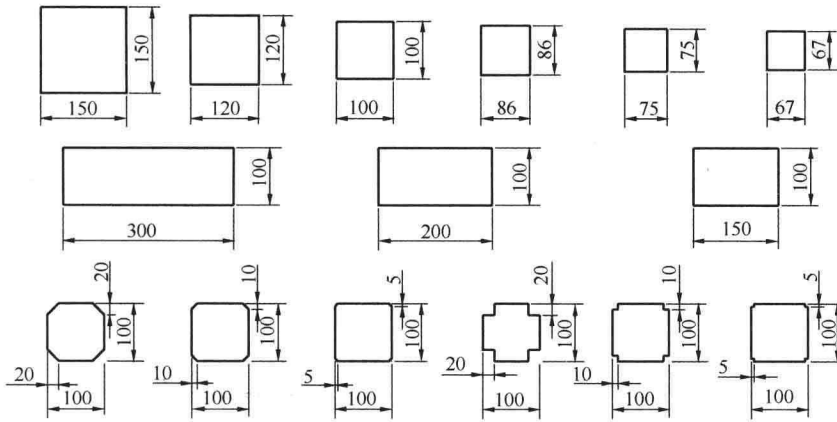


图 6.5.1 模型横断面形式

6.5.2 影响横风向一阶广义气动力的因素

根据试验得到的模型基底弯矩时程响应序列进行谱变换及无量纲化处理，得到了高层建筑横风向无量纲广义气动力谱随无量纲频率变化的曲线。现对高层建筑横风向风振所关心的频段（无量纲频率 0.06~0.5）分析如下。

(1) 风场的影响

图 6.5.2-1 给出了风场对高层建筑横风向气动力谱的影响。风场中紊流的增大将削弱旋涡强度和沿高度的相关性，从而降低横风向一阶广义气动力的强度。同时，风场中紊流强度增加还将使气动力的谱峰变宽。从图中可以看到，风场由 A 类逐渐过渡到 D 类，频谱的峰值下降，带宽增大。同时，由于风场的三维效应，峰值频率也减小了。

从图中还可以看到，在低频区域，力谱值将随风场紊流度的增大而增大，但在高频区，紊流度对谱值的影响就变得很小。

(2) 建筑物高宽比的影响

图 6.5.2-2 给出了 B 类风场下不同高宽比的模型的横风向一阶广义气动力谱。图中，随着建筑高宽比的增大，力谱峰值上升，带宽变窄，峰值频率增大。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。

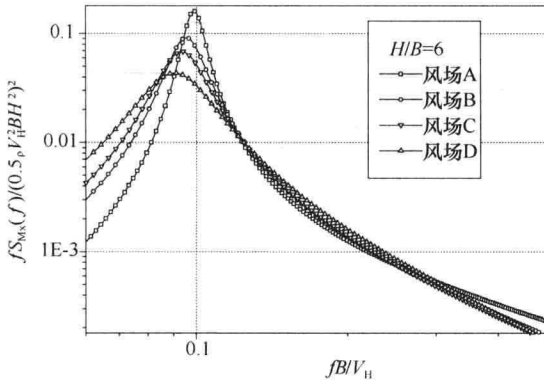


图 6.5.2-1 风场对横风向气动力谱的影响

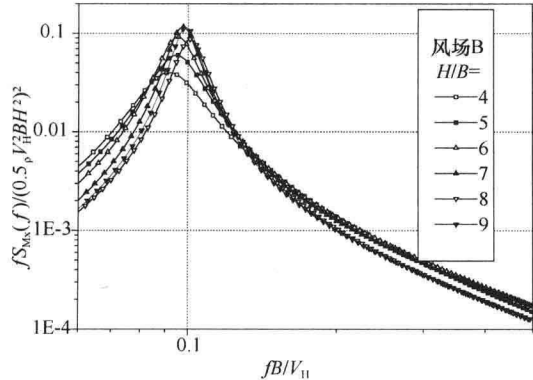


图 6.5.2-2 模型高宽比对横风向气动力谱的影响

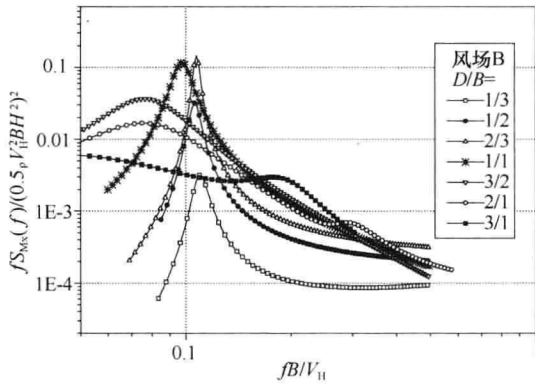


图 6.5.2-3 模型宽厚比对横风向气动力谱的影响

(3) 建筑物断面宽厚比的影响

图 6.5.2-3 给出了 B 类风场不同宽厚比模型的横风向气动力谱。从图中可以看到，当迎风宽度大于结构厚度时，随着结构宽度的减小，横风向折算气动力谱峰值将上升，力谱带宽比方柱的要窄。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，前缘分离将在后缘再附，因而在高频区可能出现由再附产生的第二个峰。当厚宽比达到 3 时，再附峰已经明显出现。

(4) 凹角和削角的影响

图 6.5.2-4 给出了削角及凹角模型的横风向一阶广义气动力谱。总的来说，建筑物角部处理可降低谱峰值。尺寸为宽度的 5% 的削角处理可使建筑物一阶横风向广义力谱的峰值大大减小，但并不减小谱峰以上的谱值。10% 的削角则可在整个频率范围内减小谱值。而 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，但它使主峰频率增大了不少，从而使得在 0.15~0.25 无量纲频率范围内的谱值比 10% 削角模型大得多，而和不做削角处理和 5% 削角的建筑物的谱值相近。这个范围正好是一些超高层建筑设计风速以内的频率范围。

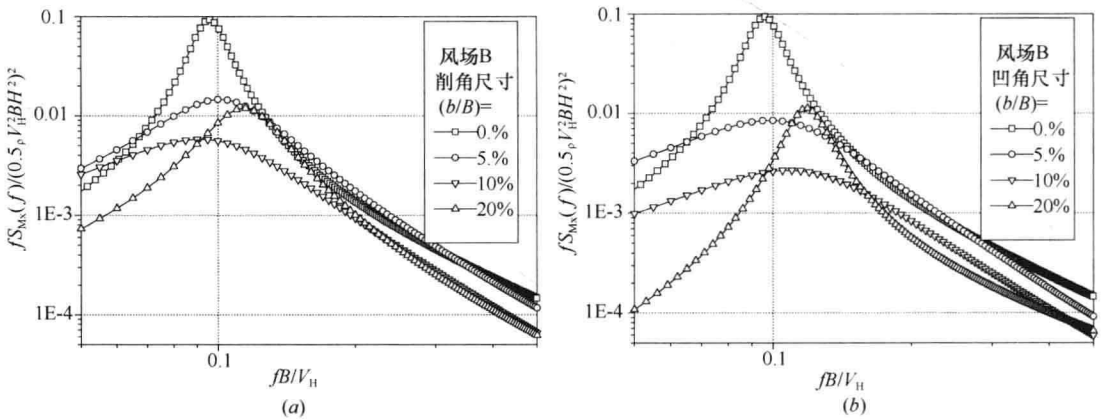


图 6.5.2-4 削角及凹角对横风向气动力谱的影响

不同凹角程度对建筑物一阶横风向广义气动力的影响几乎和削角相同。总体来说，在图中所示频率范围，10% 凹角的谱值最低。

6.5.3 横风向气动力谱的拟合

对实验所得的大量试验结果进行曲线拟合，给出了典型高层建筑一阶横风向广义气动力谱的公式。

考虑到超高层建筑很少出现其断面宽厚比大于等于 3 的情况，本文把拟合的对象确定为在 A、B、C、D 四类风场中，高宽比为 4~9，宽厚比为 1/2~2/1 的规则外形的高层建筑。另外，一般而言，高层建筑横风向振动的无量纲频率范围在 0.06~0.5 以内，这也是

拟合的频率范围。

根据前述结果，经过分析和试算，选用如下表达式来拟合高层建筑一阶横风向广义气动力谱：

$$\frac{nS_{M_x}(n)}{\{0.5\rho V_H^2 BH^2\}^2} = \frac{S_p \beta (f/f_p)^\alpha}{\{1 (f/f_p)^2\}^2 + \beta (f/f_p)^2} \quad (6.5.3-1)$$

其中， $S_{M_x}(n)$ 为横风向基底弯矩功率谱， n 为频率， $f = nB/V_H$ ， V_H 为结构顶部高度处的平均风速。等式的左边为广义气动力谱的无量纲形式。参数 f_p 、 S_p 、 β 、 α 分别为谱峰横坐标、谱峰纵坐标、频谱带宽系数和频谱偏态系数，通过对试验数据的拟合可以得到这四个参数。

利用多参数多变量曲线拟合方法，以等式 (6.5.3-1) 为拟合表达式，对高频天平风洞试验各工况下得到的高层建筑横风向气动力谱进行了拟合，得到各种风场下不同高宽比和宽厚比的模型

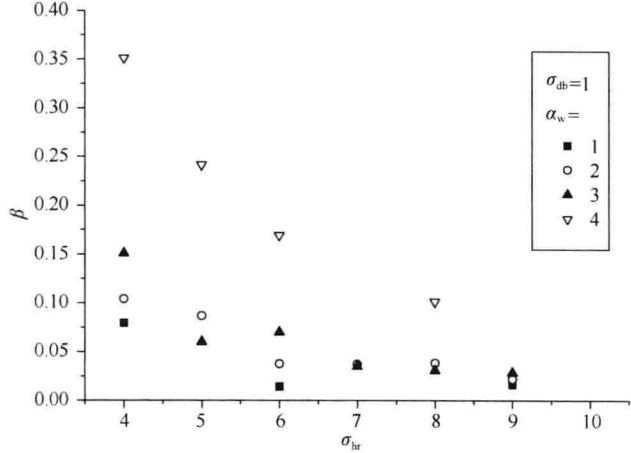


图 6.5.3 方柱模型的参数 β 的拟合结果

对应的四个参数。图 6.5.3 给出了方形截面模型的参数 β 的试验结果。

通过观察参数的曲线图来选定拟合公式的形式，利用上述的多参数多变量曲线拟合程序，以风场类型、模型高宽比和宽厚比为参数，对公式 (6.5.3-1) 的四个参数进行了拟合，得到如下拟合公式：

$$f_p = 10^{-5} (191 - 9.48\alpha_w + 1.28\alpha_{hr} + \alpha_{hr}\alpha_w) (68 - 21\alpha_{db} + 3\alpha_{db}^2) \quad (6.5.3-2)$$

$$S_p = (0.1\alpha_w^{-0.4} - 0.0004e^{\alpha_w}) (0.84\alpha_{hr} - 2.12 - 0.05\alpha_{hr}^2) (0.422 + \alpha_{db}^{-1} - 0.08\alpha_{db}^{-2}) \quad (6.5.3-3)$$

$$\beta = (1 + 0.00473e^{1.7\alpha_w}) (0.065 + e^{1.26-0.63\alpha_{hr}}) e^{1.7-3.44/\alpha_{db}} \quad (6.5.3-4)$$

$$\alpha = (-0.8 + 0.06\alpha_w + 0.0007e^{\alpha_w}) (-\alpha_{hr}^{0.34} + 0.00006e^{\alpha_{hr}}) (0.414\alpha_{db} + 1.67\alpha_{db}^{-1.23}) \quad (6.5.3-5)$$

式中： α_{hr} ——长细比参数， $\alpha_{hr} = H/\sqrt{BD}$

α_w ——风场参数，对应 A、B、C、D 类地面粗糙度取 1、2、3、4；

α_{db} ——宽厚比参数， $\alpha_{db} = D/B$ 。

公式 (6.5.3-2) ~ 公式 (6.5.3-5) 组成高层建筑横风向气动力谱关于风场、模型长细比和宽厚比的闭合表达式。

6.5.4 与日本规范比较

为了校核拟合公式 (6.5.3-1)，将计算结果与日本 AIJ 规范公式进行了比较，图 6.5.4 给出了 C 类风场的比较结果。

从图 6.5.4 可以看到，拟合公式 (6.5.3-1) 与试验结果吻合得比较好。由于 AIJ 方法得到的横风向气动力谱只与结构厚宽比有关，所以对处在不同风场的不同长细比的方柱模型，它给出的横风向气动力谱是相同的，没有变化。这显然与试验结果及实际情况相

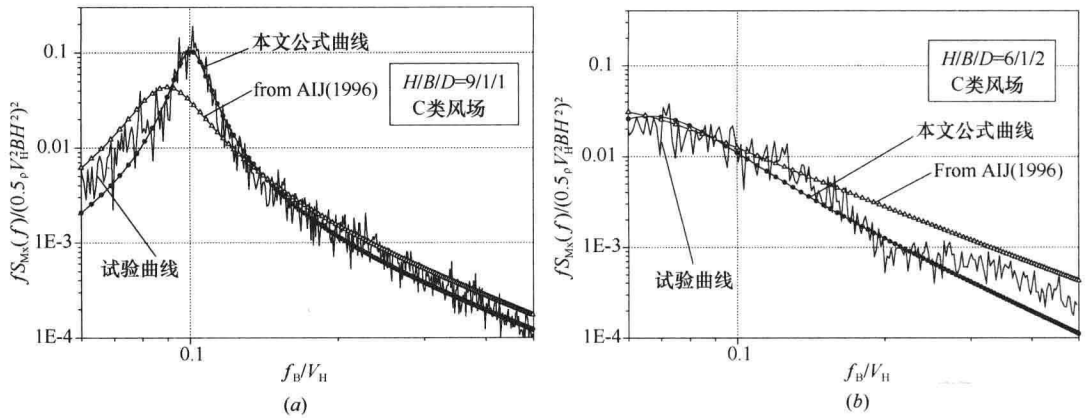


图 6.5.4 计算结果与文献结果的比较

悖。比较结果表明，对于厚宽比为 2 的矩形建筑物，用日本规范所给公式估算的结果与试验结果差别较大，如图 6.5.4 (b) 所示。

总的来说，试验给出的典型高层建筑的一阶横风向气动力谱的计算公式有较高的可信度。和日本规范给出的公式相比，所反映的影响参数多，但表达形式更简单。

6.6 超高层建筑空气动力阻尼试验研究

从工程分析角度来看，结构和风场之间的耦合将产生空气动力阻尼（简称“气动阻尼”）。气动阻尼和结构阻尼共同作用耗散建筑的振动能量。通过典型超高层建筑的气动弹性模型风洞试验，研究超高层建筑的气动阻尼。

6.6.1 试验概况

采用如图 6.6.1 所示的模型基座来模拟建筑的弹性参数，结构阻尼由浸在油池中的阻

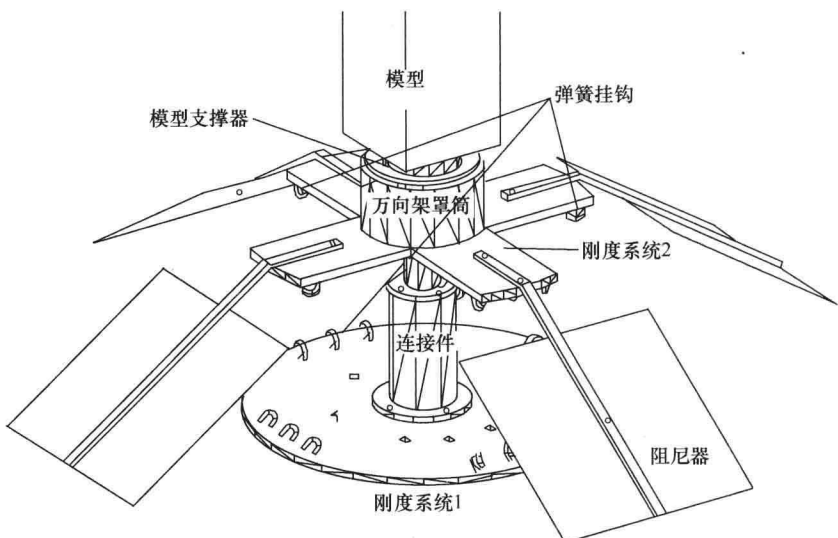


图 6.6.1 单自由度气动弹性模型基座

尼器实现，刚度由弹簧挂钩上安装的弹簧来调节。模型为高 60cm、宽 10cm 的方形建筑模型，密度为 180kg/m^3 ，固有频率的基本值为 12Hz。两个加速度传感器安装在模型顶部两个垂直的水平方向上。

6.6.2 阻尼的识别方法——随机减量技术

随机减量技术的基本思想：对在零平均随机激励作用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，使响应中的零平均随机量及其影响减小为零，得到在初始条件作用下的自由振动响应序列，从此序列中即可方便地识别出系统的频率及阻尼。

在试验数据处理过程中，用随机减量方法对 7500~10000 条样本曲线进行了集合平均，图 6.6.2 给出了其中一条随机减量衰减曲线结果及相应的对数衰减包络线。可以看出，这种方法给出的衰减曲线是比较理想的。

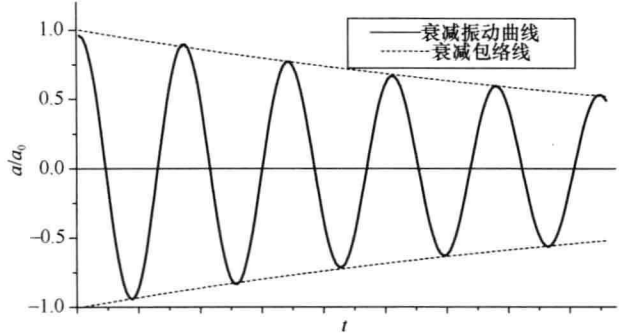


图 6.6.2 随机减量方法得到的衰减曲线结果

6.6.3 气动阻尼比变化规律分析

利用随机减量技术识别出模型在风场中振动的总阻尼比 ζ ，减去模型在无风条件下得到的结构阻尼比 ζ_s ，即可得到气动阻尼比： $\zeta_a = \zeta - \zeta_s$ 。

图 6.6.3-1 和图 6.6.3-2 分别给出了不同风场下和不同结构阻尼比的模型的横风向及顺风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线图。

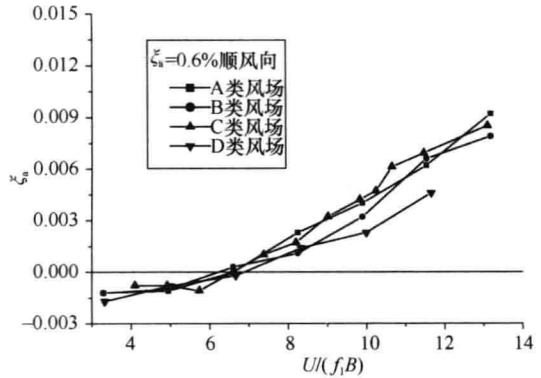
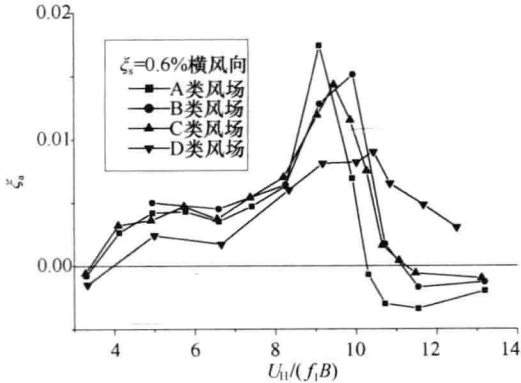


图 6.6.3-1 模型在不同风场中的气动阻尼比随折减风速的变化

(1) 气动阻尼随折减风速的变化

从图 6.6.3-1 和图 6.6.3-2 可以看出，尽管不同结构阻尼比的模型在不同风场中的气动阻尼比随折减风速的变化曲线不同，但它们具有共同的规律性。

横风向 当折减风速为 3 左右时，横风向气动阻尼比是负值，但绝对值很小，对风致振动响应的影响可以忽略。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，曲线斜率开始变小，进入一个平坦的过渡阶段，一直到

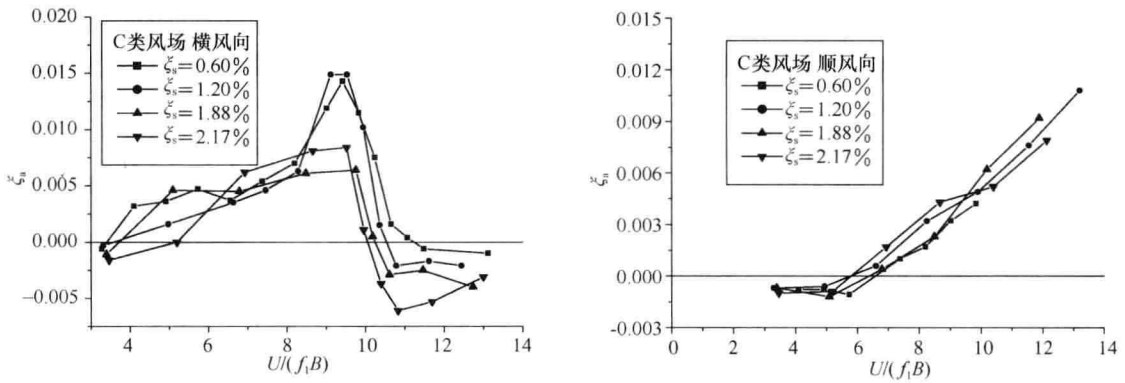


图 6.6.3-2 不同结构阻尼比的模型的气动阻尼比随折减风速的变化

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 9~10 时，气动阻尼比达到最大正峰值。风速继续增大，气动阻尼比急剧回落，到折减风速达到 10 到 11 之间的某个数值时穿过横轴，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。

顺风向 折减风速小于 6 左右时，顺风向气动阻尼比为负值，但绝对值很小，可以忽略其影响。随着折减风速的增大，顺风向气动阻尼比单调增加。当折减风速为 10 时，顺风向气动阻尼比通常达到 0.5% 左右。

(2) 风场类型对气动阻尼比的影响

横风向 从图 6.6.3-1 可以看出，随着风场类别增加，横风向气动阻尼比的变化趋于平缓。A 类风场中的横风向气动阻尼比的正峰值最高，达到了 1.7%，负峰值最低，为 -3.3%。随着风场类别的增加，气动阻尼比的正峰值逐渐降低，负峰值逐渐上升，到 D 类风场时，正峰值为 0.9% 左右，负峰值却没有出现。同时，随着风场类别的增加，出现横风向气动阻尼比正负峰值的折减风速也在上升，A 类风场中正峰值出现在折减风速为 9 左右，负峰值在折减风速 11 左右，但 D 类风场中的正峰值在折减风速 10.5 左右，负峰值却在试验风速范围以外。

顺风向 从图 6.6.3-1 可以看出，顺风向气动阻尼比随折减风速变化的曲线随风场类别的增加趋于平稳，斜率减小。

(3) 结构阻尼比对气动阻尼比的影响

横风向 随着结构阻尼比的增加，建筑的横风向气动阻尼比呈下降趋势，其正负峰值均降低。从图 6.6.3-2 可以看出，横风向气动阻尼比的正峰值在结构阻尼比为 2.17% 时，为 0.7% 左右，结构阻尼比为 0.6% 时，增大到 1.5% 左右。负峰值在结构阻尼比为 2.17% 时为 -0.55% 左右，在结构阻尼比为 1.2% 时为增大到 -0.2% 左右，在结构阻尼比为 0.6% 时没有出现负峰值。

顺风向，结构阻尼比对顺风向气动阻尼比的影响很小，没有明显规律。

6.6.4 气动阻尼比的拟合公式

经过反复试算，选择如下公式可较好地拟合横风向气动阻尼比：

$$\zeta_a = \frac{K_1(1 - (U^*/U_s)^2)(U^*/U_s) + K_2(U^*/U_s)^2}{(1 - (U^*/U_s)^2)^2 + \beta^2(U^*/U_s)^2} \quad (6.6.4-1)$$

式中： $U^* = U_H / (f_1 B)$ 为模型顶部高度处的折减风速。系数 K_1 、 K_2 、 U_s 、 β 通过对试验点的曲线拟合得到。对各试验工况拟合得到表 6.6.4 所示的参数。表中的结果考虑了风场和结构阻尼比的影响。

高层建筑横风向气动阻尼比参数拟合结果

表 6.6.4

风场	结构阻尼比	K_1	K_2	β	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

为了适应工程应用，进一步简化以上结果，可得式 (6.6.4-1) 所示的横风向气动阻尼比的简化实用计算公式：

$$\zeta_a = \frac{0.0025(1 - (U^*/9.8)^2)(U^*/9.8) + 0.000125(U^*/9.8)^2}{(1 - (U^*/9.8)^2)^2 + 0.0291(U^*/9.8)^2} \quad (6.6.4-2)$$

式中： $U^* = U_H / (f_1 B)$ ，为折减风速。

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，拟合得到如下二次函数形式的实用计算公式：

$$\zeta_a = 0.000075U^{*2} - 0.00014U^* - 0.001 \quad (6.6.4-3)$$

图 6.6.4-1 给出了拟合结果与试验结果的比较。需要特别指出的是，为了得到偏安全

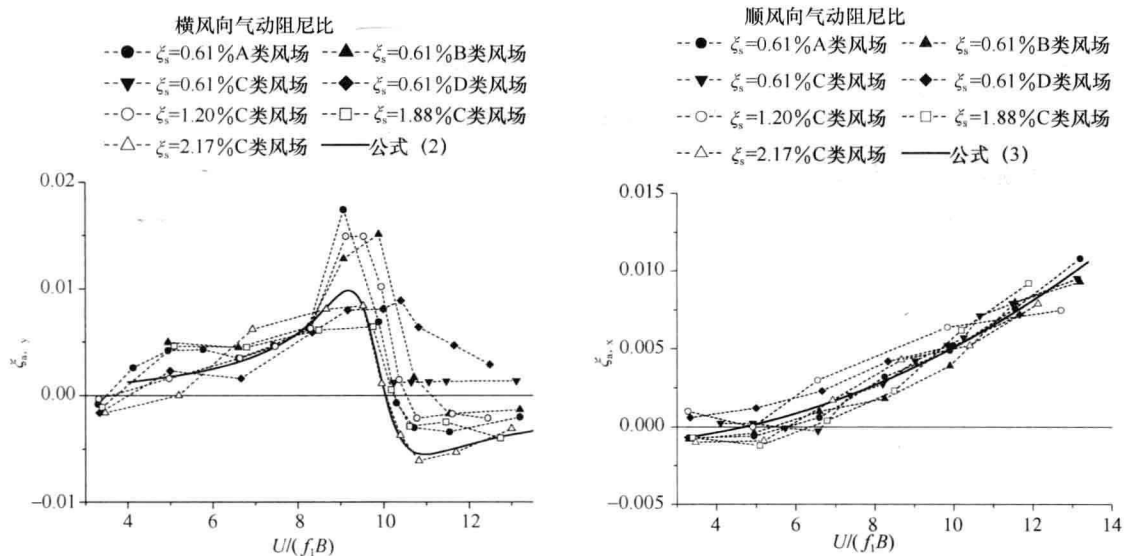


图 6.6.4-1 气动阻尼比的试验结果与拟合公式的比较

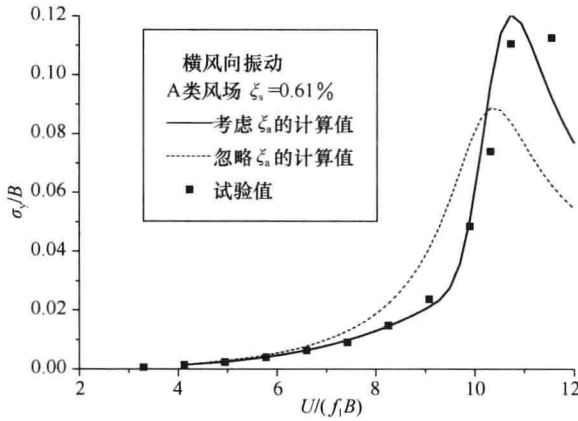


图 6.6.4-2 高层建筑风致振动响应的计算结果与试验结果的比较

的计算结果与气动弹性模型风洞试验结果的比较。可以看出，忽略气动阻尼的计算结果与试验值相差较大，但考虑了气动阻尼后，这种差别大大缩小。

的实用公式，在拟合等式 (6.6.4-2) 的过程中，加大了较小气动阻尼比 (包括负气动阻尼比) 的权重。这样，图 6.6.4-1 中的公式 (6.6.4-2) 作为多个试验结果的包络，明显比多数工况的试验结果偏小，它能够提供偏于安全的结构抗风设计。

利用上述公式得到的气动阻尼，结合高层建筑高频天平测力风洞试验得到的广义气动力谱，计算得到建筑顶部的风致振动响应。图 6.6.4-2 给出了超高层建筑横风向风致振动响应的

6.7 横风向风振等效静力风荷载计算

基于前述高层建筑横风向风力和气动阻尼结果及非理想振型的修正方法，给出了共振响应分量的计算方法；并进一步导出了超高层建筑横风向等效静力风荷载的计算方法。该计算方法克服了日本规范推荐方法的一些不足。

6.7.1 横风向等效风荷载计算理论

(1) 共振响应分量

把高层建筑看作一维连续线性系统，振型分解后可以得到若干个振动模态。在风力 $F(z, t)$ 的作用下，结构的广义坐标运动方程为：

$$\ddot{Y}_i^* + 2(\zeta_{si} + \zeta_{ai})\omega_i \dot{Y}_i^* + \omega_i^2 Y_i^* = F_i^*(t)/M_i^* \quad (6.7.1-1)$$

式中： Y_i^* 为广义坐标； M_i^* 、 ζ_{si} 、 ω_i 和 ζ_{ai} 分别为广义质量，结构阻尼比，圆频率和气动阻尼比； $F_i^*(t) = \int_0^H w(z, t)\varphi_i(z)dz$ 为广义荷载， i 为模态阶数。

在频域求解 (6.7.1-1)，可得结构第 i 阶广义位移的 j 阶导数的响应谱：

$$S_{Y_i^{*(j)}}(f) = \frac{(2\pi f)^{2j} |H_i(f)|^2 S_{F_i^*}(f)}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} \quad (6.7.1-2)$$

式中： $|H_i(f)|^2 = \frac{1}{(1 - (f/f_i)^2)^2 + 4(\zeta_{si} + \zeta_{ai})^2 (f/f_i)^2}$ 为传递函数； $S_{F_i^*}(f)$ 为广义气动力谱。

由等式 (6.7.1-2) 可求得模态广义位移 j 阶导数的均方值为：

$$\sigma_{Y_i^{*(j)}}^2 \approx \int_0^{f_l} \frac{(2\pi f)^{2j}}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} S_{F_i^*}(f) df + \frac{1}{(2\pi f_i)^{4-2j} M_i^{*2}} \frac{\pi f_i S_{F_i^*}(f_i)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})} \quad (6.7.1-3)$$

上式中：当 $j=0$ 时，表示位移响应； $j=1$ 时，为速度响应； $j=2$ 时，为加速度响应。

类似地，取结构响应 r 的影响函数 ψ_{ir} ，则响应 r 的 j 阶导数为：

$$\sigma_{r^{(j)}}^2 \approx \sum_{i=1}^n \int_0^{f_i} \frac{(2\pi f)^{2j} \psi_{ir}^2}{(2\pi f_i)^4 M_i^{*2}} S_{F_i^*}(f) df + \sum_{i=1}^n \frac{\psi_{ir}^2}{(2\pi f_i)^{4-2j} M_i^{*2}} \frac{\pi f_i S_{F_i^*}(f_i)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})} \quad (6.7.1-4)$$

上式右端第一二项分别为背景分量和共振分量。

等截面高层建筑风致响应的基阶模态共振分量通常占到总共振分量的 95% 以上, 用基阶模态响应的共振分量近似表达总的共振分量:

$$\sigma_{R}^{(j)} \approx \frac{(2\pi f_1)^{2j-4} \psi_{1r}^2}{M_1^{*2}} \cdot \frac{\pi f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})} \quad (6.7.1-5)$$

在上式中, 将影响函数取为模态振型函数 $\psi_{1r} = \varphi_1(z)$, 并取 $j=0$, 则可得到高度 z 处结构的位移响应共振分量均方值的近似值:

$$\sigma_{y_{R(z)}}^2 \approx \frac{\varphi_1^2(z)}{M_1^{*2} (2\pi f_1)^4} \cdot \frac{\pi f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})} \quad (6.7.1-6)$$

等效静力风荷载的共振分量可以用惯性力计算如下:

$$\begin{aligned} p_R(z) &\approx g_R m(z) (2\pi f_1)^2 \sigma_{y_{R(z)}} \\ &= g_R \cdot \frac{m(z) \varphi(z)}{M_1^*} \cdot \sqrt{\frac{\pi f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \end{aligned} \quad (6.7.1-7)$$

式中: R_g 为共振分量的峰值因子。

代入横风向力谱的无量纲表达式 $S_{F_L}(f_1) = \frac{f_1 S_{F_1^*}(f_1)}{(\omega_{F_1}^2 B H)^2}$, 并进一步考虑振型修正因子, 则可推出共振等效静力风荷载 $p_R(z)$ 的计算式:

$$p_R(z) \approx \frac{H m(z)}{M_1^*} B \omega_H \varphi(z) \cdot g_R \cdot \sqrt{\frac{\pi \Phi S_{F_L}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (6.7.1-8)$$

式中: ω_H 为建筑顶部高度处的风压; H, B 分别为建筑的高度和宽度。

(2) 背景响应分量

结构的等效静力风荷载的背景分量是与结构的响应种类相关的。不同的响应种类对应的背景等效静力风荷载不同。根据基底弯矩矩阵风荷载因子方法的基本思想, 建立基于基底弯矩响应的等效静力风荷载的计算方法。

根据高频动态测力天平的基本原理, 可将高频天平测得的外加风力的折减基底弯矩看作实际建筑的折减基底弯矩响应的背景分量。定义背景响应在沿高度方向上的相关性折算系数:

$$C_r(h) = \sqrt{\frac{\int_h^H \int_h^H \sigma_{F_y}(z_1) \sigma_{F_y}(z) \psi(h, z) \psi(h, z_1) dz_1 dz}{\left(\int_h^H \sigma_{F_y}(z) \psi(h, z) dz \right)^2}} \quad (6.7.1-9)$$

式中: $\sigma_{F_y}(z)$ 为脉动风力均方根; $\psi(h, z)$ 为外加风力对响应的影响函数, h 为响应位置高度, z 为荷载作用位置高度。 $C_r(h)$ 是考虑脉动风力相关性时计算得到的响应与完全相关时计算得到的响应之比。

在片条理论适用的假设下, 外形沿高度不变化的高层建筑的横风向气动力系数 $C_{F_y}(z) = \sigma_{F_y}(z) / (\omega(z) \cdot B)$ 沿高度近似不变。再假定 $C_r(h)$ 不随高度 h 变化, 基于基

底弯矩响应考虑, 可以导出如下等效静力风荷载 $p_B(z)$ 背景分量的计算式:

$$p_B(z) = w_H(z/H)^\alpha g_B(2 + 2\alpha)G'_L B \quad (6.7.1-10)$$

式中: g_B 为背景分量峰值因子; w_H 为建筑顶部高度处的风压; C'_L 由下式给出:

$$C'_L = (0.002\alpha_w^2 - 0.017\alpha_w - 1.4) \times (0.056\alpha_{db}^2 - 0.16\alpha_{db} + 0.03) \times (0.03\alpha_{ht}^2 - 0.622\alpha_{ht} + 4.357) \quad (6.7.1-11)$$

式中: $C'_L = \sigma_M / (0.5\rho U_H^2 B H^2)$; $\alpha_{ht} = H/T$, ($T = \min(B, D)$)。

利用等式 (6.7.1-10) 计算得到的背景等效静力风荷载对应的响应与基于荷载响应相关法 (L. R. C) 计算得到的结果进行对比 (图 6.7.1) 可知, 两种方法计算得到的等效静力风荷载的分布形式略有不同, 但根据等效静力风荷载计算得到的弯矩响应则非常接近。与 L. R. C 法相比, 式 (6.7.1-10) 大大简化了计算过程。

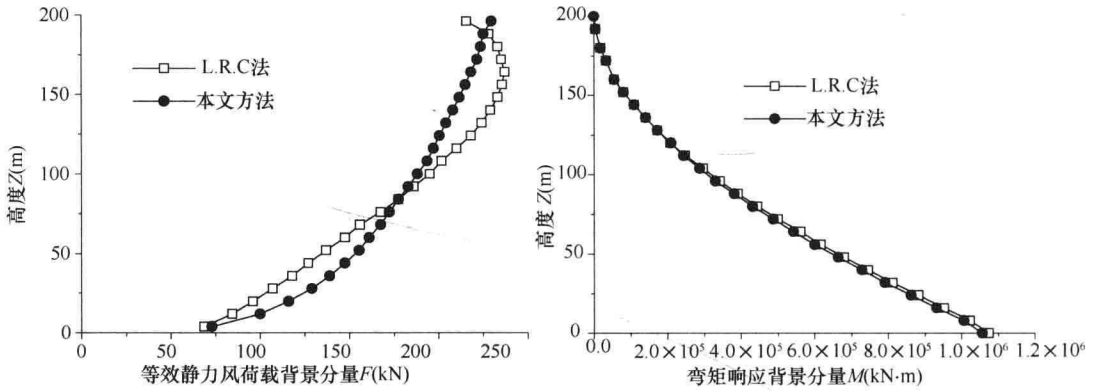


图 6.7.1 L. R. C 法和本研究方法计算得到的等效静力风荷载及响应的背景分量比较

6.7.2 横风向等效风荷载规范计算方法

采用平方和开方的方法近似表示横风向等效静力风荷载:

$$p(z) = \sqrt{p_B^2(z) + p_{Rl}^2(z)} \quad (6.7.2-1)$$

需特别指出的是, 从概念上讲, 上式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是不严密的, 但通过大量试算发现, 当平均风速剖面指数 α 在 0.12~0.30 之间时, 以上式计算均匀体型的超高层建筑的等效静力风荷载, 误差不超过 0.5%。

将式 (6.7.1-8) 和 (6.7.1-10) 代入式 (6.7.2-1), 得到矩形截面高层建筑横风向风振等效风荷载标准值

$$w_{Lk} = w_H g \sqrt{[(2\alpha + 2)(z/H)^{2\alpha} C'_L]^2 + \left[\frac{Hm(z)}{M_1^*} \phi_{1v} \sqrt{\frac{\pi \Phi S_{F_L}(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \right]^2} \quad (6.7.2-2)$$

对式 (6.7.2-2) 进行整理, 并考虑矩形截面边角修正对横风向脉动风力系数 C'_L 及功率谱密度 $S_{F_L}(f_1)$ 的影响后, 就得到规范规定的横风向风振等效风荷载计算公式:

$$w_{Lk} = g w_0 \mu_z C'_L \sqrt{1 + R_L^2} \quad (6.7.2-3)$$

式中: w_{Lk} ——横风向风振等效风荷载标准值 (kN/m^2), 计算横风向风力时应乘以迎风面的面积;

g ——峰值因子, 可取 2.5;

C'_L ——横风向风力系数;

R_L ——横风向共振因子。

横风向风力系数可按下列公式计算：

$$C'_L = (2 + 2\alpha)C_m\gamma_{CM} \quad (6.7.2-4)$$

$$\gamma_{CM} = C_R - 0.019\left(\frac{D}{B}\right)^{-2.54} \quad (6.7.2-5)$$

式中： C_m ——横风向风力角沿修正系数；

α ——风速剖面指数，对应 A、B、C 和 D 类粗糙度分别取 0.12、0.15、0.22 和 0.30；

C_R ——地面粗糙度系数，对应 A、B、C 和 D 类粗糙度分别取 0.236、0.211、0.202 和 0.197。

横风向共振因子可按下列规定确定：

1. 横风向共振因子 R_L 可按下列公式计算：

$$R_L = K_L \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm} / \gamma_{CM}^2}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} \quad (6.7.2-6)$$

$$K_L = \frac{1.4}{(\alpha + 0.95)C_m} \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^{-2\alpha+0.9} \quad (6.7.2-7)$$

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1 - T_{L1}^{*2})T_{L1}^* + 0.000125T_{L1}^{*2}}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291T_{L1}^{*2}} \quad (6.7.2-8)$$

$$T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} \quad (6.7.2-9)$$

式中： S_{F_L} ——为无量纲横风向广义风力功率谱；

C_{sm} ——横风向风力功率谱的角沿修正系数；

ζ_1 ——结构第 1 阶振型阻尼比；

K_L ——振型修正系数；

ζ_{a1} ——结构横风向第 1 阶振型气动阻尼比；

T_{L1}^* ——折算周期。

2. 无量纲横风向广义风力功率谱 S_{F_L} 等价于无量纲横风向基底弯矩谱，可根据深宽比 D/B 和折算频率 f_{L1}^* 按照公式 (6.5.3-1) 确定。折算频率 f_{L1}^* 按下式计算：

$$f_{L1}^* = f_{L1} B / v_H \quad (6.7.2-10)$$

式中： f_{L1} ——结构横风向第 1 阶振型的频率。

3. 通过削角或凹角模型的测压风洞试验，分别得到横风向力系数和功率谱的角沿修正系数 C_m 和 C_{sm} ：

对于横截面为标准方形或矩形的高层建筑， C_m 和 C_{sm} 取 1.0；

对于削角或凹角矩形截面，横风向力系数的角沿修正因子 C_m 可按下列式计算：

$$C_m = \begin{cases} 1.00 - 81.6\left(\frac{b}{B}\right)^{1.5} + 301\left(\frac{b}{B}\right)^2 - 290\left(\frac{b}{B}\right)^{2.5} & 0.05 \leq b/B \leq 0.2 \quad \text{凹角} \\ 1.00 - 2.05\left(\frac{b}{B}\right)^{0.5} + 24\left(\frac{b}{B}\right)^{1.5} - 36.8\left(\frac{b}{B}\right)^2 & 0.05 \leq b/B \leq 0.2 \quad \text{削角} \end{cases} \quad (6.7.2-11)$$

式中： b ——削角或凹角修正尺寸（m）（参见图 6.7.2）。

对于横风向广义风力功率谱的角沿修正，考虑到不同的频率位置的谱值受影响程度各不一样，因此需要以频率为变量给出系数 C_{sm} 。此次规范修正中，对于不同的角沿修正大小，以频率为变量给出了功率谱的修正系数 C_{sm} ，见规范附录 H 中的表 H.2.5。

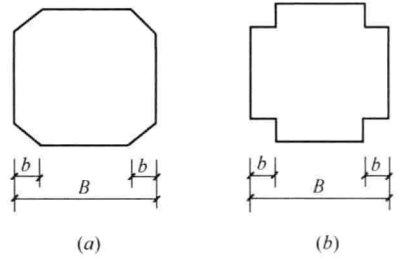


图 6.7.2 截面削角和凹角示意图
(a) 削角；(b) 凹角

6.8 扭转风振等效风荷载计算

6.8.1 扭转风力的产生原因及基本规律

扭转风力是由于建筑各个立面风压的不对称作用产生，与风的紊流及建筑尾流中的旋涡有关。一般认为，对于大多数高层建筑，平均风致扭矩接近 0，可不考虑，但对于有些截面不对称，特别是质心和刚心偏离的结构，扭转风振的影响不可忽略。

风致扭矩谱与顺风向谱相比，有很大不同，随建筑几何尺寸的变化很大，下面介绍风洞试验测量的矩形截面高层建筑扭矩谱的基本规律。

1) 扭矩谱随截面厚宽比变化

如图 6.8.1-1 所示，风致扭矩谱随厚宽比变化的基本情况为：

当厚宽比小于 1 时，扭矩谱在折算频率等于斯脱罗哈数附近出现窄带谱峰，其主要作用机理为背风面尾流区内出现的规则性旋涡脱落；

当厚宽比大于 1 时，窄带谱峰消失，出现了两个宽带谱峰，分别体现了分离流和重附着流在高层建筑两个侧面的非对称作用；随着厚宽比进一步增大，位于低频段的谱峰带宽增加，而高频段的谱峰带宽减小，二个峰值频率相互接近，说明随着厚宽比增加，侧面的

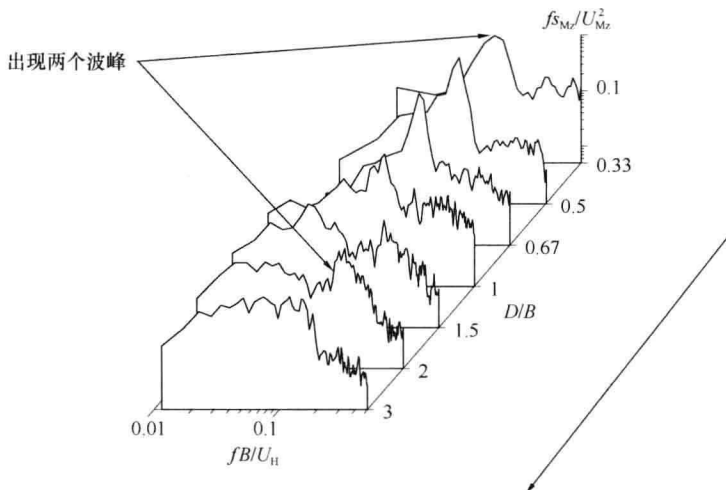


图 6.8.1-1 风致扭矩随厚宽比变化情况

规则性旋涡脱落减弱，而重附着流的作用效果更加显著。

2) 风致扭矩与横风向风力之间存在较强相关性

如图 6.8.1-2 所示，总体上风致扭矩与横风向风力有较强相关性，而风致扭矩与顺风向风力相关性很小，可忽略不计。当高层建筑出现结构偏心，结构振型分量耦合时，扭矩与横风向风力之间相关性对风振结果起很大影响。

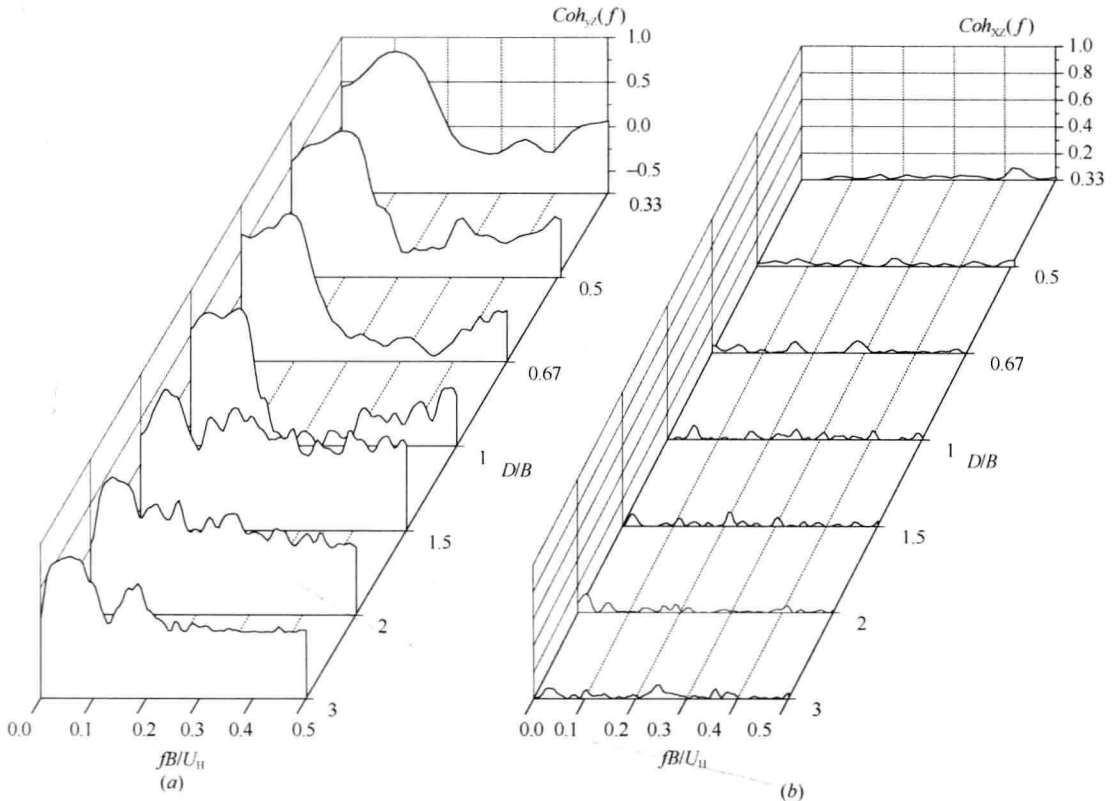


图 6.8.1-2 风致扭转与侧向风力之间的相干函数
(a) 扭矩与横风向风力；(b) 扭矩与顺风向风力

6.8.2 扭转风振计算公式

由于风致扭矩的变化规律比较复杂，很难得到简单的扭矩谱公式。目前国内外有一些研究拟合得到了扭矩谱的经验公式，但还不适合规范应用。

新规范参考日本 AIJ 建筑荷载规范和 ISO 风荷载标准，给出扭转风振计算公式

$$\omega_{Tk} = 1.8g\omega_0\mu_H C'_T \left(\frac{z}{H}\right)^{0.9} \sqrt{1+R_T^2} \quad (6.8.2-1)$$

式中： μ_H 为建筑顶部 H 位置的高度变化系数； g 为峰值因子，取为 2.5。

C'_T 为风致脉动扭矩系数

$$C'_T = \{0.0066 + 0.015(D/B)^2\}^{0.78} \quad (6.8.2-2)$$

R_T 为扭转共振因子，按下式计算

$$R_T = K_T \sqrt{\frac{\pi F_T}{4\zeta_1}} \quad (6.8.2-3)$$

式中： K_T 为扭转振型修正系数。

$$K_T = \frac{B^2 + D^2}{20r^2} \left(\frac{z}{H} \right)^{-0.1} \quad (6.8.2-4)$$

式中: r 为截面回转半径。

F_T 为扭矩谱能量因子

$$F_T = \begin{cases} \frac{0.14J_T^2(U^*)^{2\beta_T}}{\pi} \frac{D(B^2 + D^2)^2}{L^2B^3} & [U^* \leq 4.5 \text{ 或 } 6 \leq U^* \leq 10] \\ F_{4.5} \exp \left[3.5 \ln \left(\frac{F_6}{F_{4.5}} \right) \ln \left(\frac{U^*}{4.5} \right) \right] & [4.5 < U^* < 6] \end{cases} \quad (6.8.2-5)$$

式中 U^* 为顶部折算风速, $U^* = \frac{U_H}{f_{T_L} \sqrt{BD}}$; $F_{4.5}$ 、 F_6 为当 $U^* = 4.5, 6$ 时的 F_T 值; L 为 B 和 D 的大值; J_T 和 β_T 分别是随截面厚宽比变化的参数。

$$J_T = \begin{cases} \frac{-1.1(D/B) + 0.97}{(D/B)^2 + 0.85(D/B) + 3.3} + 0.17 & [U^* \leq 4.5] \\ \frac{0.077(D/B) - 0.16}{(D/B)^2 - 0.96(D/B) + 0.42} + \frac{0.35}{(D/B)} + 0.095 & [6 \leq U^* \leq 10] \end{cases} \quad (6.8.2-6)$$

$$\beta_T = \begin{cases} \frac{(D/B) + 3.6}{(D/B)^2 - 5.1(D/B) + 9.1} + \frac{0.14}{D/B} + 0.14 & [U^* \leq 4.5] \\ \frac{0.44(D/B)^2 - 0.0064}{(D/B)^4 - 0.26(D/B)^2 + 0.1} + 0.2 & [6 \leq U^* \leq 10] \end{cases} \quad (6.8.2-7)$$

下面总结 w_{Tk} 计算过程。

第一步, 计算折算风速 $U^* = \frac{\sqrt{1600w_0\mu_z}(H)}{f_T\sqrt{BD}}$ 。

第二步, 根据 D/B 确定 $J_T(D/B, U^*)$ 和 $\beta_T(D/B, U^*)$ 。

当 $U^* \leq 4.5$ 时, 按照式 (6.8.2-6) 和 (6.8.2-7) 选择对应区间公式计算 $J_T(D/B, 4.5)$ 和 $\beta_T(D/B, 4.5)$;

当 $6 \leq U^* \leq 10$ 时, 按照式 (6.8.2-6) 和 (6.8.2-7) 选择对应区间公式计算 $J_T(D/B, 6)$ 和 $\beta_T(D/B, 6)$;

当 $4.5 < U^* < 6$ 时, 计算 $J_T(D/B, 4.5)$, $\beta_T(D/B, 4.5)$, $J_T(D/B, 6)$, $\beta_T(D/B, 6)$ 。

第三步, 计算 F_T 。

当 $U^* \leq 4.5$ 或 $6 \leq U^* \leq 10$ 时

$$F_T = \frac{0.14J_T^2(U^*)^{2\beta_T}}{\pi} \frac{D \left(1 + \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right)^2}{\max \left[\left(\frac{D}{B} \right)^2, 1 \right]}$$

当 $4.5 < U^* < 6$ 时, 分别计算 $U^* = 4.5$ 时的 $F_{4.5}$ 和 $U^* = 6$ 时的 F_6 。

然后确定: $F_T = F_{4.5} \exp \left[3.5 \ln \left(\frac{R_6}{F_{4.5}} \right) \ln \left(\frac{U^*}{4.5} \right) \right]$

第四步, 计算 R_T , 计算 w_{Tk} 。

上面的计算过程非常复杂, 在规范修订中, 将上述计算过程绘制成等值线图的形式。

F_T 可以根据 D/B 和 $f_{T_L}^* = 1/U^*$ 查等值线图得到。

6.8.3 扭转风振计算公式适用条件

判断高层建筑是否需要考虑扭转风振的影响, 主要考虑建筑的高度、高宽比、深宽比、结构自振频率、结构刚度与质量的偏心等多种因素。

1) 不需要考虑扭转风振的情况

一般情况下, 当迎风宽度 B 小于厚度 D 时, 扭转风荷载主要由横风向风力的不对称作用产生, 此时产生的扭矩较大。当迎风宽度大于厚度时, 扭转风荷载主要由于顺风向风压的不对称作用产生, 此时扭矩相对较小。因此, 新规范在加入扭转风振计算时, 缩小了考虑的截面范围, 即迎风厚度 D 与迎风宽度 B 之比 $D/B < 1.5$ 时, 就不考虑风致扭转作用。另一方面, 对高度低于 150m 或者 $H/\sqrt{BD} < 3$ 或者 $\frac{T_{T1}v_H}{\sqrt{BD}} < 0.4$ 时, 风致扭转效应不明显, 也不考虑扭转风振。

2) 可按照规范公式计算扭转风荷载的情况

截面尺寸和质量沿高度基本相同的矩形截面高层建筑, 当其刚度或质量的偏心率 (偏心距/回转半径) 不大于 0.2, 且同时满足 $\frac{H}{\sqrt{BD}} \leq 6$, D/B 在 1.5~5 范围, $\frac{T_{T1}v_H}{\sqrt{BD}} \leq 10$ 时, 可按荷载规范的附录 H.3 计算扭转风振等效风荷载。

3) 需考虑扭转风振但超过规范公式适用范围的情况

当偏心率大于 0.2 时, 高层建筑的弯扭耦合风振效应显著, 结构风振响应规律非常复杂, 不能采用荷载规范的附录 H.3 给出的方法计算扭转风振等效风荷载。

大量风洞试验结果表明, 风致扭矩与横风向风力具有较强相关性, 当 $\frac{H}{\sqrt{BD}} > 6$ 或

$\frac{T_{T1}v_H}{\sqrt{BD}} > 10$ 时, 两者的耦合作用易发生不稳定的气动弹性现象。规范给出的公式不适宜计算这类不稳定振动。

对于符合上述情况的高层建筑, 规范建议在风洞试验基础上, 有针对性地进行研究。

6.9 顺风向、横风向与扭转风荷载的组合

6.9.1 顺风向、横风向与扭转风振响应的产生机理

新规范在原有顺风向风振基础上, 补充了横风向和扭转风振的计算方法。应当注意, 这三个方向的风荷载无论是从作用机理还是作用效果上, 都有所区别。首先对顺风向、横风向和扭转方向的风振作区别界定。

所谓顺风向响应指的是与来流方向一致的风致响应; 横风向响应指的是垂直于来流方向的响应; 扭转响应指的是绕建筑竖向轴旋转的响应。之所以这样划分, 并不仅仅是为了方便, 更主要的是由于这三个方向的风荷载不同, 由此产生了不同的运动特征。

结构的顺风向动态响应主要是由于来流中的纵向紊流分量引起的, 另外还要加上由于平均风力产生的平均响应。结构的顺风向动态响应计算一般假定脉动风速为平稳高斯过程, 并利用准定常假定建立脉动风速与脉动风压之间的关系。从风工程发展的历史来看,

顺风向风致响应的研究较横风向和扭转响应研究要早，形成了较完整的计算体系。

横风向响应的机理十分复杂，一般将其划分成三种类型。第一种是尾流激励。它指的是与旋涡脱落有关的横风向激励。这种机理导致的横风向气动力往往有明显的由 Strouhal 数确定的周期性。第二种是来流紊流引起的激励。它主要依赖于建筑的气动特性。第三种是结构横风向运动导致的激励。与这种激励机制有关的有“驰振激励”、“颤振”和“锁定”等。一般认为，高层建筑遭受这几种纯粹的激励的可能性不大，实际高层建筑的横风向激励实质是上述机制共同作用的结果。由于这些机理，气流在建筑物表面和周围产生复杂的随时空变化的压力分布。由于机理复杂，影响因素众多，需要借助风洞实验方法来研究横风向风效应问题。

扭转响应主要是由于迎风面、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，但对于不同几何外形的建筑物，主要的影响因素不相同。有文献认为，当矩形建筑物的长宽比 D/B 处在 $1\sim 4$ 之间时，扭矩主要是由涡脱落与流动再附引起横向不对称压力产生，当 $1/4 \leq D/B < 1$ 时，扭矩主要是由顺风向湍流和两侧涡脱落引起，根据长宽比来划分不同影响因素只能针对没有偏心的单体建筑，实际建筑处在复杂周边环境干扰下，建筑物表面风压分布更加复杂，另外气动中心与质心偏离或者结构质心与刚心偏离也会影响扭转响应的大小。

6.9.2 顺风向、横风向与扭转风荷载组合方法

当风作用在结构上时，在三个方向都会产生风振响应，由于产生机理不同，一般说来，这三个方向的最大响应并不是同时发生的。而在单独处理某一个方向（顺风向或横风向或扭转）的风荷载标准值时，是以这个方向的最大风振响应作为目标得到的等效风荷载。因此，若采用规范公式计算的顺风向、横风向和扭转方向风荷载标准值，然后同时作用在结构上，则过于保守。比较合理的做法是，当在结构上施加某个方向的风荷载标准值时，其他两个方向的荷载分别乘以不同的折减系数，折减系数的大小与三个响应之间的统计相关性有关。

目前国外规范采用风振响应的相关系数来进行折减。新规范参考日本建筑物荷载规范的做法来定义折减系数。其基本思路为，当某个方向上的荷载为主荷载（导致的响应最大）时，其荷载的平均值部分和脉动部分都全部施加到结构上进行组合；但某个方向上的风荷载为次要荷载（导致的响应不是最大的）时，其荷载平均值仍然全部施加到结构上进行组合，但脉动部分需要进行折算，折算系数为 $(\sqrt{2+2\rho}-1)$ ，其中， ρ 为次要荷载与主荷载的相关性。

这里，以顺风向和横风向的风荷载组合举例：当长细比大于 3 时，在建筑的风致动力响应中共振分量比较显著，这时可以假定响应的概率分布符合正态分布。假定两个方向的基底弯矩响应 M_x 和 M_y 的联合概率分布服从二维正态分布，则概率等值线图为一与响应间的相关系数 ρ 有关的椭圆线，如图 6.9.2 所示。椭圆线上的每一个点都可以看成一种荷载组合。由于椭圆上可以取出很多个点，直接采用这个椭圆进行荷载组合是不实际的。因此，为了简化计算，可以将椭圆的外切八边形的节点作为荷载组合工况，计算当其中一个方向取得极值时另一个方向的取值。例如：当 M_x 取得极值 $M_{x,max}$ 时， y 方向用于与之组合的基底弯矩 M_{yc} 可以定义为：

$$M_{yc} = \overline{M}_y + m_{y,max}(\sqrt{2+2\rho}-1) \quad (6.9.2)$$

新规范参考日本建筑物荷载规范思路，以下面的原则确定组合系数。

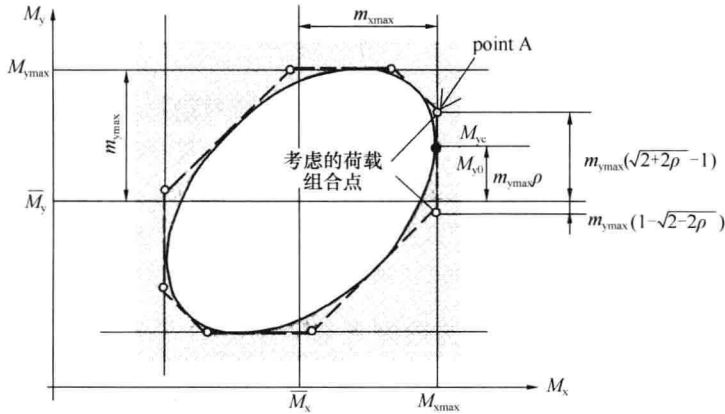


图 6.9.2 两个方向上风致响应的概率等值线示意图

(1) 顺风向与横风向、顺风向与扭转方向的风力的相关性是可以忽略的。因此，当顺风向荷载为主时，不考虑横风向与扭转方向的风荷载。

(2) 当横风向荷载作用为主时，由于横风向和顺风向相关性可忽略，因此，不考虑顺风向荷载的脉动部分，但应将顺风向风荷载的平均值参与组合，简化为在顺风向风荷载标准值前乘以 0.6 的折减系数；对于扭转方向荷载，虽然研究表明，横风向和扭转方向的相关性不可忽略，但影响二者相关性的因素较多，在目前研究尚不成熟情况下，暂不考虑扭转风荷载参与组合。

(3) 扭转方向风荷载为主时，不考虑与另外两个方向的风荷载的组合。

根据上述思路 and 原则，得到规范 8.5.6 条的相关规定。

6.9.3 组合工况示例

某 $H=190\text{m}$, $B_x=50\text{m}$, $B_y=28\text{m}$ 的超高层建筑，定义弱轴方向为 Y 轴，强轴方向为 X 轴（平面示意图见图 6.9.3）。以 Y 方向振动为主的第一自振周期为 6s，以 X 方向振动为主的第一自振周期为 5s，以扭转振动为主的第一自振周期为 4s。设计基本风压为 0.5kN/m^2 ，分析此时需要考虑的风荷载工况。

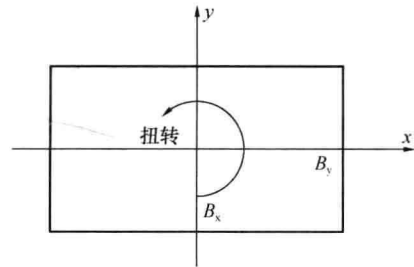


图 6.9.3 主轴定义

1) 计算 $H/\sqrt{DB}=5.1$, $B_y/B_x=0.56$, $B_x/B_y=1.8$

2) 计算顶部设计风速: $V_H = \sqrt{1600 \times k_w \omega_0} \left(\frac{H}{10}\right)^\alpha = \sqrt{1600 \times 0.5} \left(\frac{190}{10}\right)^{0.15} = 44\text{m/s}$

3) 折算风速:

Y 向: $T_{Y1} V_H / \sqrt{DB} = 6 \times 44 / 37.41 = 7.1$

X 向: $T_{X1} V_H / \sqrt{DB} = 5 \times 44 / 37.41 = 5.88$

扭转: $T_{T1} V_H / \sqrt{DB} = 4 \times 44 / 37.4 = 4.7$

4) 工况划分:

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时

顺风向作用沿 X 轴，横风向作用方向为 Y 轴，厚度 D 等于 50m，迎风宽度 B 等于 28m；

横风向： $T_{Yl} V_H / \sqrt{DB} < 10$ ， $0.5 < D/B < 2$ ， $4 < H/\sqrt{DB} < 8$ 可按规范公式计算 Y 轴的横风向荷载；

扭转向： $T_{Tl} V_H / \sqrt{DB} < 10$ ， $1.5 < D/B < 5$ ， $H/\sqrt{DB} < 6$ ，因此需按照规范公式计算扭转荷载。

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时

顺风向作用沿 Y 轴，横风向作用方向为 X 轴，厚度 D 等于 28m，迎风宽度 B 等于 50m；

横风向： $T_{Xl} V_H / \sqrt{DB} < 10$ ， $0.5 < D/B < 2$ ， $4 < H/\sqrt{DB} < 8$ ，可按规范公式计算 X 轴的横风向荷载。

扭转向： $T_{Tl} V_H / \sqrt{DB} < 10$ ， $H/\sqrt{DB} < 6$ 但 $D/B < 1.5$ ，不需考虑扭转荷载。

5) 计算工况表

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时：

基本参数： $B=28\text{m}$ ， $D=50\text{m}$ ， $D/B=1.8$ ， $T_{Dl}=5\text{s}$ ， $T_{Ll}=6\text{s}$ ， $T_{Tl}=4\text{s}$ 。

工况表见表 6.9.3-1。

工 况 表

表 6.9.3-1

	顺风向	横风向	扭转方向
工况 1	F_{Dk}		
工况 2	$0.6F_{Dk}$	F_{Lk}	
工况 3			T_{Tk}

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时：

基本参数： $B=50\text{m}$ ， $D=28\text{m}$ ， $D/B=0.56$ ， $T_{Dl}=6\text{s}$ ， $T_{Ll}=5\text{s}$ ， $T_{Tl}=4\text{s}$ 。

工况表见表 6.9.3-2

工 况 表

表 6.9.3-2

	顺风向	横风向	扭转方向
工况 1	F_{Dk}		
工况 2	$0.6F_{Dk}$	F_{Lk}	

6.10 结构顺风向、横风向风振加速度计算

我国的建筑结构荷载规范给出了风振系数和以风振系数为基础的高层建筑顺风向风振计算方法，其计算方法应理解为等效静风荷载 (ESWL) 的计算方法。

加速度响应是高层建筑舒适度验算的重要依据，我国一些建筑设计专业规范已给出了一些具体的最大加速度计算式，但到目前为止在荷载规范中却尚未给出一个加速度计算的基本算式。国际上一些主要国家的荷载规范中大都提供了加速度计算的基本算式。比

如,在美国规范 ASCE7-05 的风荷载部分的条文说明中,就分别给出了(高层建筑)最大位移和最大加速度的计算式。

由于我国规范采用的是荷载风振系数,利用它可以同时计算出结构的位移和内力等最大值,所以对于最大位移的计算式,在我国规范中已无必要再单独列出。但加速度算式则不然,有必要单独列出。在本次荷载规范修订中,根据结构风振的特点,从随机振动基本理论出发,给出了结构的顺风向和横风向最大加速度基本算式。

本节仍以等截面匀质高层建筑为例对规范修订版中与结构风振加速度计算有关的背景材料作简要介绍。

6.10.1 结构顺风向风振加速度计算

1. 高层建筑顺风向风振加速度的基本算式

在本书的第 6.1 节,已针对等截面匀质高层建筑建立了最大加速度的基本算式。基于这些基本算式,在仅考虑第一振型响应贡献的条件下,可以建立如下的结构顺风向风振最大加速度计算式:

$$\ddot{x}_{\max}(z) = \phi_1(z)(g\sigma_{\dot{q}_1}) \quad (6.10.1-1)$$

式中: $\phi_1(z)$ 是结构顺风向第一阶振型系数; g 为峰值因子,可取 $g=2.5$; $\sigma_{\dot{q}_1}$ 是结构第一振型广义加速度。 $\sigma_{\dot{q}_1}$ 可按下式计算:

$$\sigma_{\dot{q}_1} = \frac{\ddot{\xi}_1}{\omega_1^2} 2I_{10} u_1 w_0 \quad (6.10.1-2)$$

式中: I_{10} 和 w_0 分别为 10m 高度处的湍流度和基本风压; $\ddot{\xi}_1/\omega_1^2$ 可按下式计算:

$$\frac{\ddot{\xi}_1}{\omega_1^2} = \sqrt{\int_0^{\infty} \omega^4 |H_{q_1}(i\omega)|^2 S_{f_1}(\omega) d\omega} \quad (6.10.1-3)$$

其中的 $|H_{q_1}(i\omega)|^2$ 和 $S_{f_1}(\omega)$ 可按式 (6.1.3-7) 和 (6.1.3-8) 计算,而 u_1 可按下式计算:

$$u_1^2 = \frac{\mu_s^2}{(M_1^*)^2} \int_0^H \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \int_{-B/2}^{B/2} [\bar{I}_z(z_1)\mu_z(z_1)\phi_1(z_1)] [\bar{I}_z(z_2)\mu_z(z_2)\phi_2(z_2)] \text{coh}(y_1, z_1; y_2, z_2) dy_1 dy_2 dz_1 dz_2 \quad (6.10.1-4)$$

其中的 μ_s 为体型系数, \bar{I}_z 和 μ_z 分别为湍流度系数和风压高度变化系数, M_1^* 为结构第一振型广义质量, coh 为结构迎风面上两点之间的脉动风压相关函数。

对于可采用竖向悬臂梁作为计算模型的高层建筑而言,在仅考虑第一振型、 $S_{f_1}(\omega)$ 可采用 Davenport 风速谱、 coh 可采用 Shiotani 空间相关性模型条件下,式 (6.10.1-1) 可认为是计算最大加速度的精确解析式。然而,由于式 (6.10.1-2) 和 (6.10.1-3) 中均含有复杂的积分式,且目前仍无法求出它们的解析解,所以只能采用数值积分方法进行计算。所幸的是,依据目前计算数学发展的水平,这类数值积分已可获得令人满意的精度,可作为精确解的良好逼近。

2. 本次规范修订版给出的最大加速度计算式

在本次规范修订版中,采用式 (6.10.1-1) ~ 式 (6.10.1-3) 作为计算高层建筑顺风向最大加速度的基本算式。在此基础上,可以对式 (6.10.1-1) ~ 式 (6.10.1-3) 作如下的进一步整理。

首先,将式 (6.10.1-1) 和式 (6.10.1-2) 合写为:

$$\ddot{x}_{\max}(z) = \frac{\xi_1}{\omega_1^2} 2gI_{10}u_1\phi_1(z)\omega_0 \quad (6.10.1-5)$$

其次, 根据第 6.1~6.2 节中的有关算式可以得出如下关系式:

$$u_1\phi_1(z) = \frac{B_z(z)\mu_z(z)\mu_s B}{m} \quad (6.10.1-6)$$

式中的 B_z 即为第 6.2 节中的背景分量因子, 其余各参数均与第 6.1~2 节中的相应参数一致。此外, 还需注意, 计算结构加速度时所用的基本风压值与计算结构强度时所用的基本风压值有所不同。所以, 这里将 ω_0 改写为 ω_R , 表示是重现期为 R 年的基本风压。

至此, 将式 (6.10.1-5) 代入式 (6.10.1-6), 可得出本次规范修订版附录 J.1 中给出的最大加速度计算式:

$$a_D(z) = \frac{2gI_{10}\omega_R\mu_s\mu_z(z)B_z(z)\eta_a B}{m} \quad (6.10.1-7)$$

式中的 $a_D(z)$ 即为式 (6.10.1-5) 中的 $\ddot{x}_{\max}(z)$, η_a 就是式 (6.10.1-5) 中的 ξ_1/ω_1^2 。

η_a 是按式 (6.10.1-3) 计算的。基于第 6.1~6.2 节中的有关算式, 可以将式 (6.10.1-3) 改写为如下形式:

$$\eta_a = \sqrt{\frac{2}{3}x_1^2 \int_0^\infty \frac{x^5 dx}{[(1-x^2)^2 + (2\zeta_1)^2 x^2](1+x_1^2 x^2)^{3/4}}} \quad (6.10.1-8)$$

其中,

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{\mu_s\omega_0}} \quad (6.10.1-9)$$

需要指出的是, 式 (6.10.1-8) 中的积分式并不能像第 6.2 节中计算荷载风振系数那样, 也采用基于“背景分量+共振分量”的算法进行计算, 目前只能采用数值积分方法进行计算。

在本次规范修订版中, 式 (6.10.1-8) 中的积分是采用高精度的数值积分方法进行计算的。根据计算结果, 整理出 η_a 的计算用表, 具体数值可详见规范修订版附录 J.1 中的表 J.1.2。

6.10.2 结构横风向风振加速度计算

对于等截面高层建筑而言, 横风向加速度计算的基本原理和计算方法与顺风向加速度的计算基本相同。但由于横风向气动力和气动阻尼的复杂性, 结构横风向加速度的计算要比顺风向加速度的计算复杂得多, 更多的是需要依据风洞试验资料进行分析。

第 6.5 和 6.6 节介绍了采用风洞试验方法对方形截面超高层建筑的横风向气动力谱和气动阻尼进行识别, 并建立高层建筑横风向气动力谱和气动阻尼的解析模型的基本过程。可在此研究基础上, 得到高层建筑横风向加速度的计算式:

$$\sigma_a(z) = \frac{H}{M_1^*} B\omega_H \left(\frac{z}{H}\right)^\beta \sqrt{\frac{\pi\Phi S_M^*(f_1)}{4(\zeta_{s1} + \zeta_{a1})}} \quad (6.10.2-1)$$

式中: H 和 B 分别为建筑物的高度和迎风面宽度; M_1^* 为结构横风向第一振型广义质量; ω_H 为屋顶高度处的来流平均风压; ζ_{s1} 为相应于横风向第一振型的结构阻尼比; ζ_{a1} 是得出的相应于结构横风向第一振型的气动阻尼比; $M_M^*(f_1)$ 是拟合得到的高层建筑横风向无量纲基底弯矩功率谱 (相当于理想振型情况下的横风向无量纲一阶广义气动力谱 S_{F_L}), Φ 则是基阶广义气动力谱的振型修正因子; $(z/H)^\beta$ 是假定的高层建筑沿横风向的第一阶振型函数 (按照规范中建议的第一阶倾覆振型系数, $\beta \approx 0.9$)。

本次规范修订版基于上式，给出如下的高层建筑横风向最大加速度计算式：

$$a_{L}(z) = \frac{2.8g\omega_{R}\mu_{H}B}{m}\phi_{L1}(z)\sqrt{\frac{\pi S_{F_L}C_{sm}}{4(S_1+S_{a1})}} \quad (6.10.2-2)$$

式中各项的含义可详见规范修订版附录 J.2。

6.11 横风向及扭转风振等效风荷载工程应用

例题 1：钢结构框筒结构，高度 156.9m（图 6.11-1、图 6.11-2），X 向和 Y 向第一自振周期均为 6s，扭转的第一自振周期为 4.1s，设计风压为 0.35kN/m²，阻尼比取 0.01，地貌类型 B 类，截面长边与短边之比为 49m：29m=1.7，高宽比为 4.17。

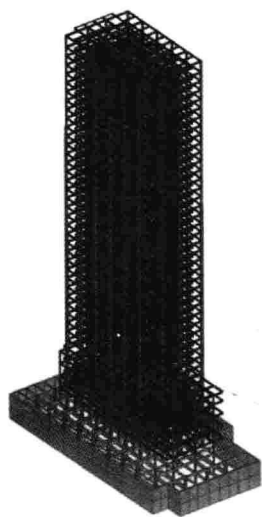


图 6.11-1 PKPM 模型图

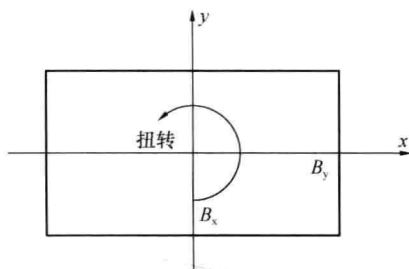


图 6.11-2 标准层平面简图

解：1) 计算 $H/\sqrt{DB} = 4.17, B_y/B_x = 0.59, B_x/B_y = 1.7$

2) 计算顶部设计风速： $V_H = \sqrt{1600 \times k_w \omega_0} \left(\frac{H}{10}\right)^\alpha = \sqrt{1600 \times 0.35} \left(\frac{156.9}{10}\right)^{0.15} =$

35.8m/s

3) 折算风速：

Y 向： $T_{Y1}V_H/\sqrt{DB} = 6 \times 35.8/37.6962 = 5.7$

X 向： $T_{X1}V_H/\sqrt{DB} = 6 \times 35.8/37.6962 = 5.7$

扭转： $T_{T1}V_H/\sqrt{DB} = 4.1 \times 35.8/37.6962 = 3.9$

4) 工况划分：

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时

迎风厚度 D 等于 49m，迎风宽度 B 等于 29m；

横风向： $T_{Y1}V_H/\sqrt{DB} < 10, 0.5 < D/B < 2, 4 < H/\sqrt{DB} < 8$ ，可按规范公式计算 Y 轴

的横风向荷载;

扭转向: $T_{T1}V_H/\sqrt{DB} < 10, 1.5 < D/B < 5, H/\sqrt{DB} < 6$, 因此需按照规范公式计算扭转荷载。

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时

迎风厚度 D 等于 29m, 迎风宽度 B 等于 49m;

横风向: $T_{X1}V_H/\sqrt{DB} < 10, 0.5 < D/B < 2, 4 < H/\sqrt{DB} < 8$, 可按规范公式计算 X 轴的横风向荷载。

扭转向: $T_{T1}V_H/\sqrt{DB} < 10, H/\sqrt{DB} < 6$, 但 $D/B < 1.5$, 不需考虑扭转荷载。

5) 横风向计算

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时, 横风向风力作用方向沿 Y 轴

基本参数: $B=29\text{m}, D=49\text{m}, H=156.9\text{m}, D/B=1.7, T_{L1}=6\text{s}$

① 建筑角部没有削角或凹角, 角沿修正系数及横风向广义风力功率谱的角沿修正系数

$$C_m=1, C_{sm}=1$$

② 计算横风向风力系数

$$\gamma_{CM} = 0.211 - 0.019 \times \left(\frac{D}{B}\right)^{-2.54} = 0.2061$$

$$C'_L = (2 + 2\alpha)C_m\gamma_{CM} = (2 + 2 \times 0.15) \times 1 \times \gamma_{CM} = 0.474$$

③ 计算振型修正系数

$$K_L = \frac{1.4}{(\alpha + 0.95)C_m} \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^{-2\alpha+0.9} = \frac{1.4}{(0.15 + 0.95)} \cdot \left(\frac{z}{156.9}\right)^{-2 \times 0.15 + 0.9} = 0.0613z^{0.6}$$

$$\textcircled{4} T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} = \frac{35.8 \times 6}{9.8 \times 29} = 0.756$$

⑤ 计算气动阻尼比

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1 - T_{L1}^{*2})T_{L1}^* + 0.000125T_{L1}^{*2}}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291T_{L1}^{*2}} = 0.0044$$

⑥ 查图 H. 2. 4 (b) ($f_{L1}B/v_H=0.1350, D/B=1.7$)

$$S_{F_L} = 0.0048$$

⑦ 计算横风向共振因子

$$R_L = K_L \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm} / \gamma_{CM}^2}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} = 0.0613z^{0.6} \sqrt{\frac{\pi \times 0.0048 \times 1 / 0.2057^2}{4(0.01 + 0.0044)}} = 0.1522z^{0.6}$$

⑧ 计算横风向风振荷载标准值

$$\begin{aligned} w_{LK} &= gw_0 \mu_z C'_L \sqrt{1 + R_L^2} = 2.5 \times 0.35 \times \mu_z \times 0.474 \sqrt{1 + 0.1522^2 z^{1.2}} \\ &= 0.4148 \mu_z \sqrt{1 + 0.0232 z^{1.2}} \end{aligned}$$

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时, 横风向风力作用方向沿 X 轴

基本参数: $B=49\text{m}, D=29\text{m}, H=156.9\text{m}, D/B=0.59, T_{L1}=6\text{s}$

① 建筑角部没有削角或凹角, 角沿修正系数及横风向广义风力功率谱的角沿修正系数

$$C_m=1, C_{sm}=1$$

② 计算横风向风力系数

$$\gamma_{CM} = 0.211 - 0.019 \times \left(\frac{D}{B}\right)^{-2.54} = 0.138$$

$$C'_L = (2 + 2\alpha)C_m\gamma_{CM} = (2 + 2 \times 0.15) \times 1 \times \gamma_{CM} = 0.317$$

③ 计算振型修正系数

$$K_L = \frac{1.4}{(\alpha + 0.95)C_m} \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^{-2\alpha+0.9} = \frac{1.4}{(0.15 + 0.95)} \cdot \left(\frac{z}{156.9}\right)^{-2 \times 0.15 + 0.9} = 0.0613z^{0.6}$$

$$\textcircled{4} T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} = \frac{35.8 \times 6}{9.8 \times 49} = 0.447$$

⑤ 计算气动阻尼比

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1 - T_{L1}^{*2})T_{L1}^* + 0.000125T_{L1}^{*2}}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291T_{L1}^{*2}} = 0.0014$$

⑥ 查图 H. 2. 4 (b) ($f_{L1}B/v_H=0.228$, $D/B=0.59$)

$$S_{F_L} = 5 \times 10^{-4}$$

⑦ 计算横风向共振因子

$$R_L = K_L \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm} / \gamma_{CM}^2}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} = 0.0613z^{0.6} \sqrt{\frac{\pi \times 5 \times 10^{-4} \times 1/0.138^2}{4(0.01 + 0.0044)}} = 0.082z^{0.6}$$

⑧ 计算横风向风振荷载标准值

$$\begin{aligned} w_{LK} &= gw_0 \mu_z C'_L \sqrt{1 + R_L^2} = 2.5 \times 0.35 \times \mu_z \times 0.317 \sqrt{1 + 0.082^2 z^{1.2}} \\ &= 0.2774 \mu_z \sqrt{1 + 0.0067 z^{1.2}} \end{aligned}$$

6) 扭转计算

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时

基本参数: $B=29\text{m}$, $D=49\text{m}$, $H=156.9\text{m}$,

$D/B=1.7$, $T_{T1}=4.1\text{s}$

① 计算扭转风力系数

$$C'_T = \{0.0066 + 0.015 (D/B)^2\}^{0.78} = 0.0966$$

② 计算振型修正系数

$$\begin{aligned} K_T &= \frac{B^2 + D^2}{20r^2} \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} \\ &= \frac{29^2 + 49^2}{20 \times 16.4^2} \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} = 0.6 \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} \end{aligned}$$

$$\textcircled{3} U^* = \frac{V_H}{f_{T1} \sqrt{BD}} = 3.89, f_{T1}^* = 1/3.89 = 0.257$$

④ 查图 H. 3. 4 ($f_{T1}B/v_H=0.257$, $D/B=1.7$)

$$F_T = 0.15$$

⑤ 计算扭转共振因子

$$R_T = 0.6 \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} \sqrt{\frac{0.15\pi}{4 \times 0.01}} = 3.41z^{-0.1}$$

⑥ 计算扭转风振荷载标准值

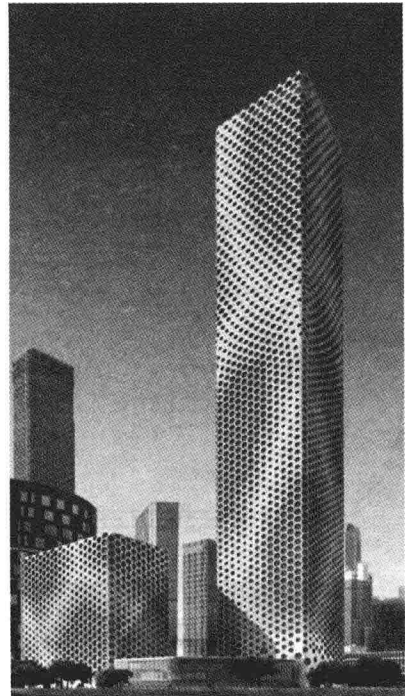


图 6. 11-3 立面效果图

$$\begin{aligned}
 w_{TK} &= 1.8g w_0 \mu_H C_T \left(\frac{z}{H} \right)^{0.9} \sqrt{1 + R_T^2} \\
 &= 1.8 \times 2.5 \times 0.35 \times 2.279 \times 0.0966 \times 0.011(z)^{0.9} \sqrt{1 + R_T^2} \\
 &= 0.0038 z^{0.9} \sqrt{1 + 11.6 z^{-0.2}}
 \end{aligned}$$

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时，不考虑扭转风荷载

例题 2: 基本信息：高度 358m，平面尺寸 53m×53m，角部削角为 5%，B 类地貌，100 年重现期风压 0.6kN/m²，一阶周期：T=5.98s，二阶周期：T=5.95s，阻尼比：0.04。

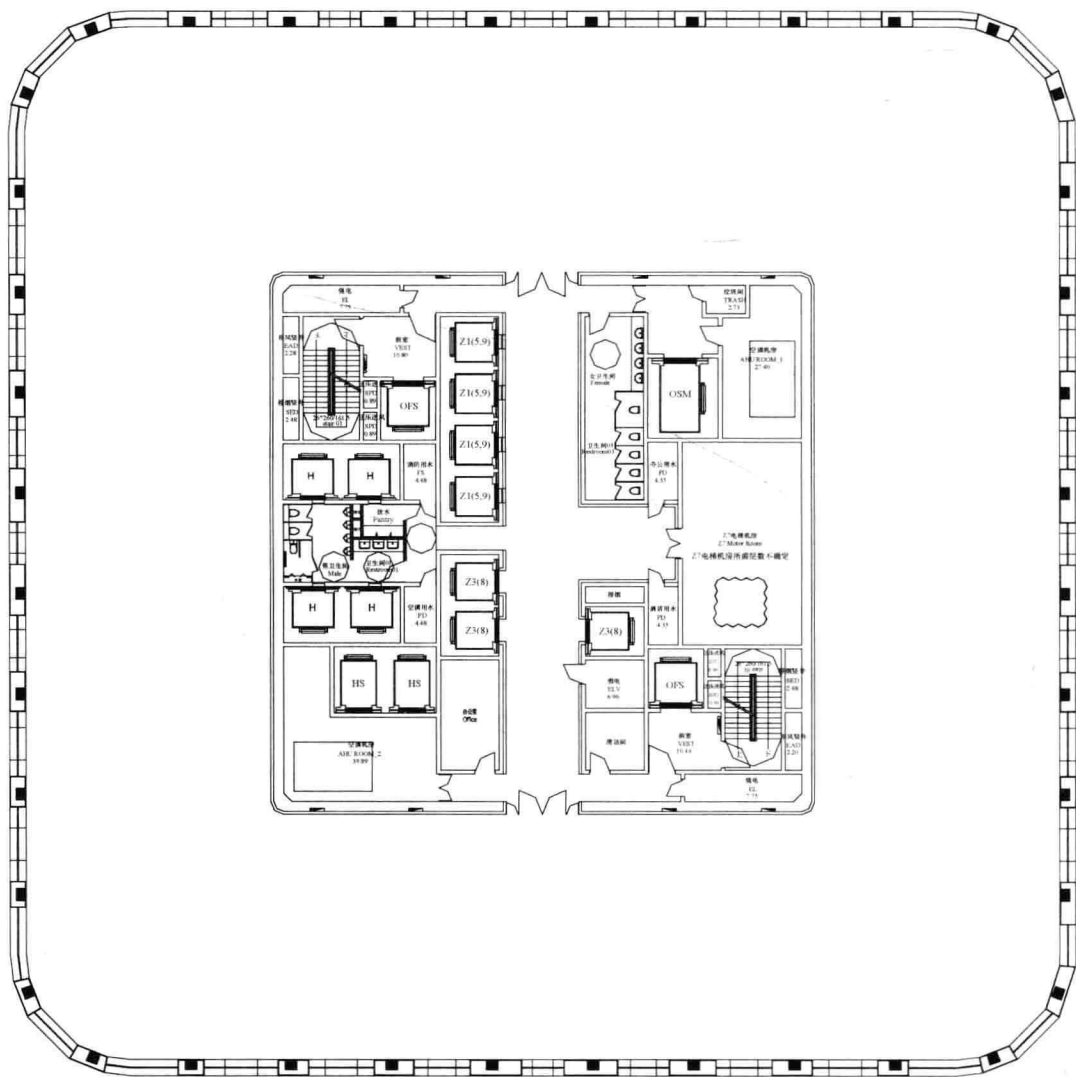


图 6.11-4 标准层平面图

- 1) 计算 $H/\sqrt{DB} = 6.75, B_y/B_x = 1$
- 2) 计算顶部设计风速：

$$H = 358\text{m} > 350\text{m}$$

$$V_H = \sqrt{1600 \times k_w \omega_0} \left(\frac{350}{10} \right)^{\alpha} = \sqrt{1600 \times 0.6} \left(\frac{350}{10} \right)^{0.15} = 52.81 \text{ m/s}$$

3) 折算风速:

$$Y \text{ 向: } T_{Y1} V_H / \sqrt{DB} = 5.98 \times 52.81 / 53 = 5.96, \text{ 折算频率为 } 0.17$$

$$X \text{ 向: } T_{X1} V_H / \sqrt{DB} = 5.95 \times 52.81 / 53 = 5.93, \text{ 折算频率为 } 0.17$$

4) 工况划分:

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时

顺风向作用沿 X 轴, 横风向作用方向为 Y 轴, 厚度 D 等于 53m, 迎风宽度 B 等于 53m;

横风向: $T_{Y1} V_H / \sqrt{DB} < 10$, $0.5 < D/B < 2$, $4 < H/\sqrt{DB} < 8$, 可按规范公式计算 Y 轴的横风向荷载;

扭转向: $D/B=1$, 不满足规范规定的计算条件, 故不计算扭转荷载。

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时

由于该结构两个方向尺寸及结构动力性质相似, 因此, 其计算过程与工况 (1) 完全相同。

5) 横风向计算 (风沿 X 轴以及沿 Y 轴结果一致)

(1) 计算横风向风力系数角沿修正系数:

$$\begin{aligned} C_m &= 1.00 - 2.05 \left(\frac{b}{B} \right)^{0.5} + 24 \left(\frac{b}{B} \right)^{1.5} - 36.8 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \\ &= 1.00 - 2.05 \times 0.05^{0.5} + 24 \times 0.05^{1.5} - 36.8 \times 0.05^2 \\ &= 0.72 \end{aligned}$$

计算谱的角沿修正系数 C_{sm} :

折算频率 $f_{L1} B/v_H = 0.17$, 削角为 5%, 查表 H. 2. 5。得横风向广义风力功率谱的角沿修正系数 $C_{sm} = 1.2$ 。

(2) 计算横风向风力系数

$$\gamma_{CM} = C_R - 0.019 \left(\frac{D}{B} \right)^{-2.54} = 0.211 - 0.019 \times 1 = 0.192$$

$$C'_L = (2 + 2\alpha) C_m \gamma_{CM} = (2 + 2 \times 0.15) \times 0.72 \times 0.192 = 0.318$$

(3) 计算振型修正系数

$$K_L = \frac{1.4}{(\alpha + 0.95) C_m} \cdot \left(\frac{z}{H} \right)^{-2\alpha + 0.9} = \frac{1.4}{(0.15 + 0.95)} \cdot \left(\frac{z}{358} \right)^{-2 \times 0.15 + 0.9}$$

$$(4) T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} = 0.6080$$

(5) 计算结构横风向第一阶振型气动阻尼比

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1 - T_{L1}^{*2}) T_{L1}^* + 0.000125 T_{L1}^{*2}}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291 T_{L1}^{*2}} = 0.0025$$

(6) 根据 D/B 及折算频率 $f_{FL} B/v_H = 0.17$, 查图 H. 2. 4 (b) 得横风向风力功率谱

$$S_{FL} = 0.003$$

(7) 计算横风向共振因子

$$R_L = K_L \sqrt{\frac{\pi S_{F_L} C_{sm} / \gamma_{CM}^2}{4(\zeta_1 + \zeta_{a1})}} = K_L \sqrt{\frac{\pi \times 0.003 \times 1.2 / 0.192^2}{4(0.04 + 0.0025)}} = 1.343 K_L$$

(8) 按照例题 1 公式及取值, 计算横风向风振荷载标准值

$$w_{LK} = g w_0 \mu_z C_L' \sqrt{1 + R_L^2} = 2.5 \times 0.6 \times \mu_z \times 0.318 \sqrt{1 + R_L^2}$$

(9) 计算中间参数及结果如表 6.11-1 所示。

计算中间参数及结果

表 6.11-1

标高 (m)	层高 (m)	振型修正 系数 K_L	横风向共 振因子 R_L	风压标准 值 w_{LK} (kPa)	层力 (kN)
23.3	4.15	0.34	0.46	0.67	148.44
48.5	4.15	0.53	0.72	0.94	206.53
73.7	4.15	0.69	0.92	1.18	258.71
98.8	4.2	0.82	1.10	1.40	312.28
124.2	4.25	0.94	1.26	1.63	366.47
149.3	4.15	1.05	1.40	1.84	405.79
174.4	4.2	1.15	1.54	2.06	458.61
200.4	4.45	1.25	1.68	2.28	537.97
225.6	4.25	1.34	1.80	2.49	561.56
254.9	4.15	1.45	1.94	2.74	602.12
284.3	4	1.54	2.07	2.98	631.93
312.3	6	1.63	2.19	3.21	1021.04
349.6	6.2	1.75	2.34	3.51	1154.98
357.8	11	1.77	2.37	3.56	2074.17
基底剪力: 40611kN					
基底弯矩: 9.25×10^6 kN·m					

6) 扭转计算

扭转向: $D/B=1 < 1.5$, 不满足规范规定的计算条件, 故不计算扭转荷载。

例题 3: 基本信息: 高度 159m, 平面尺寸 $40\text{m} \times 20.2\text{m}$, B 类地貌, 100 年重现期风压 0.75kN/m^2 , 一阶周期: $T = 3.46\text{s}$ (Y 向振动), 二阶周期: $T = 2.87\text{s}$ (Y 向振动), 三阶周期: $T = 1.85\text{s}$ (扭转振动), 阻尼比: 0.05。

分析

1) 计算 $H/\sqrt{DB} = 5.59 < 6, B_y/B_x = 0.5, B_x/B_y = 2$

2) 计算顶部设计风速:

$$V_H = \sqrt{1600 \times k_w \omega_0} \left(\frac{H}{10}\right)^\alpha = \sqrt{1600 \times 0.75} \left(\frac{159}{10}\right)^{0.15} = 52.46\text{m/s}$$

3) 折算风速:

Y 向: $T_{Y1} V_H / \sqrt{DB} = 3.46 \times 52.46 / 28.43 = 6.38$

X 向: $T_{X1} V_H / \sqrt{DB} = 2.87 \times 52.46 / 28.43 = 5.30$

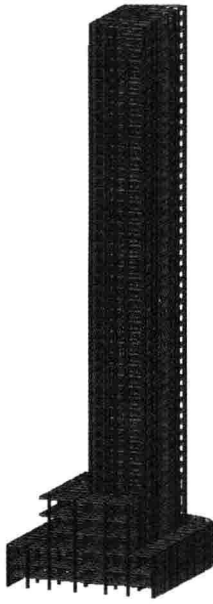


图 6.11-5 PKPM 模型图

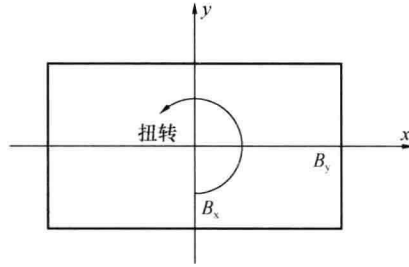


图 6.11-6 标准层平面简图

扭转: $T_{T1}V_H/\sqrt{DB}=1.85\times 52.46/28.43=3.41$

4) 工况划分:

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时

顺风向作用沿 X 轴, 横风向作用方向为 Y 轴, 迎风厚度 D 等于 40m, 迎风宽度 B 等于 20.2m;

横风向: $T_{Y1}V_H/\sqrt{DB}<10$, $0.5<D/B<2$, $4<H/\sqrt{DB}<8$, 可按规范公式计算 Y 轴的横风向荷载;

扭转向: $T_{T1}V_H/\sqrt{DB}<10$, $1.5<D/B<5$, $H/\sqrt{DB}<6$, 因此需按照规范公式计算扭转荷载。

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时

顺风向作用沿 Y 轴, 横风向作用方向为 X 轴, 迎风厚度 D 等于 20.2m, 迎风宽度 B 等于 40m;

横风向: $T_{X1}V_H/\sqrt{DB}<10$, $0.5<D/B<2$, $4<H/\sqrt{DB}<8$, 可按规范公式计算 X 轴的横风向荷载。

扭转向: $T_{T1}V_H/\sqrt{DB}<10$, $H/\sqrt{DB}<6$, 但 $D/B<1.5$, 不需考虑扭转荷载。

5) 横风向计算

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时, 横风向风力作用方向沿 Y 轴

基本参数: $B=20.2\text{m}$, $D=40\text{m}$, $H=159\text{m}$, $D/B=2$, $T_{L1}=3.46\text{s}$

① 建筑角部没有削角或凹角, 角沿修正系数及横风向广义风力功率谱的角沿修正系

数

$$C_m=1, C_{sm}=1$$

② 计算横风向风力系数

$$\gamma_{CM} = C_R - 0.019 \left(\frac{D}{B} \right)^{-2.54} = 0.211 - 0.019 \times 2^{-2.54} = 0.208$$

$$C'_L = (2 + 2\alpha)C_m\gamma_{CM} = (2 + 2 \times 0.15) \times 0.208 = 0.478$$

③ 结构横风向第一阶振型气动阻尼比

$$T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} = 0.9169$$

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1 - T_{L1}^{*2})T_{L1}^* + 0.000125T_{L1}^{*2}}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291T_{L1}^{*2}} = 0.0094$$

④ 根据 D/B 及折算频率, 查图 H. 2. 4 (b) 得, 横风向风力功率谱 $S_{F_L} = 0.0122$

⑤ 参照例题 1 公式参数计算及取值, 则不同层高处的气压标准值及基底力值见表 6. 11-2。

不同层高处的气压标准值及基底力值

表 6. 11-2

标高 (m)	层高 (m)	振型修正系数 K_L	横风向共振因子 R_L	风压标准值 w_{Lk} (kPa)	层力 (kN)
21.9	4.7	0.39	0.75	1.42	134.39
48.85	3.15	0.63	1.21	2.26	144.12
77.2	3.15	0.83	1.60	3.11	198.08
105.55	3.15	1.00	1.92	3.94	250.63
130.75	3.15	1.13	2.19	4.66	296.49
155.95	3.15	1.26	2.43	5.37	341.68
159.1	1.575	1.27	2.46	5.46	173.65

基底剪力: 10136kN

基底弯矩: 1×10^6 kN · m

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时, 横风向风力作用方向沿 X 轴

基本参数: $B=40\text{m}$, $D=20.2\text{m}$, $H=159\text{m}$, $D/B=0.5$, $T_{L1}=2.87\text{s}$

① 建筑角部没有削角或凹角, 角沿修正系数及横风向广义风力功率谱的角沿修正系数

$$C_m = 1, C_{sm} = 1$$

② 计算横风向风力系数:

$$\gamma_{CM} = C_R - 0.019 \left(\frac{D}{B} \right)^{-2.54} = 0.211 - 0.019 \times 0.5^{-2.54} = 0.1005$$

$$C'_L = (2 + 2\alpha)C_m\gamma_{CM} = (2 + 2 \times 0.15) \times 0.1005 = 0.231$$

③ 结构横风向第一阶振型气动阻尼比

$$T_{L1}^* = \frac{v_H T_{L1}}{9.8B} = 0.3841$$

$$\zeta_{a1} = \frac{0.0025(1 - T_{L1}^{*2})T_{L1}^* + 0.000125T_{L1}^{*2}}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0.0291T_{L1}^{*2}} = 0.0011$$

④ 根据 D/B 及折算频率, 查图 H. 2. 4 (b) 得, 横风向风力功率谱 $S_{F_L} = 6 \times 10^{-4}$

⑤ 则不同层高处的气压标准值及基底力值见表 6. 11-3。

不同层高处的风压标准值及基底力值

表 6.11-3

标高 (m)	层高 (m)	振型修正系数 K_L	横向向共振因子 R_L	风压标准值 w_{Lk} (kPa)	层力 (kN)
21.9	4.7	0.39	0.35	0.60	112.31
52	3.15	0.65	0.59	0.85	106.96
80.35	3.15	0.85	0.77	1.05	132.29
108.7	3.15	1.01	0.92	1.24	156.18
133.9	3.15	1.15	1.05	1.40	176.80
155.95	3.15	1.26	1.15	1.54	194.53
159.1	1.575	1.27	1.16	1.56	98.52
基底剪力: 6517kN					
基底弯矩: $6.15 \times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$					

6) 扭转计算

(1) 风沿 X 轴吹向建筑时

基本参数: $B=20.2\text{m}$, $D=40\text{m}$, $H=159\text{m}$, $D/B=2$, $T_{T1}=1.85\text{s}$

① 计算扭转风力系数

$$C'_T = \{0.0066 + 0.015 (D/B)^2\}^{0.78} = 0.12$$

② 计算振型修正系数

$$K_T = \frac{B^2 + D^2}{20r^2} \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} = \frac{20.2^2 + 40^2}{20 \times 15^2} \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} = 0.4462 \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1}$$

$$\textcircled{3} U^* = \frac{V_H}{f_{T1} \sqrt{BD}} = 3.41, f_{T1}^* = \frac{f_{T1} \sqrt{BD}}{v_H} = 0.3$$

④查图 H. 3.4 ($f_{T1} B/v_H = 1.4036$, $D/B=2$)

$$F_T = 0.12$$

⑤计算扭转共振因子

$$R_T = 0.4462 \left(\frac{z}{H}\right)^{-0.1} \sqrt{\frac{0.12\pi}{4 \times 0.05}} = 1.017z^{-0.1}$$

⑥计算扭转风振荷载标准值

$$\begin{aligned} w_{Tk} &= 1.8g\alpha_0\mu_H C'_T \left(\frac{z}{H}\right)^{0.9} \sqrt{1+R_T^2} \\ &= 1.8 \times 2.5 \times 0.75 \times 2.29 \times 0.12 \times \left(\frac{z}{159}\right)^{0.9} \sqrt{1+R_T^2} \\ &= 0.0097z^{0.9} \sqrt{1+1.034z^{-0.2}} \end{aligned}$$

随高度变化的参数及扭矩计算值见表 6.11-4。

随高度变化的参数及扭矩计算值

表 6.11-4

标高 (m)	层高 (m)	K_T	扭转共振因子 R_T	风压标准值 w_{Tk} (kPa)	层扭矩 (kN·m)
21.9	4.7	0.54	0.74	0.19	369.23
52	3.15	0.50	0.68	0.41	523.62
77.2	3.15	0.48	0.65	0.57	738.27
102.4	3.15	0.47	0.63	0.73	944.18
130.75	3.15	0.46	0.62	0.91	1168.43
159.1	1.575	0.45	0.61	1.08	693.36
基底扭矩: 37460kN·m					

(2) 风沿 Y 轴吹向建筑时, $D/B < 1.5$, 不考虑扭转风振。

参 考 文 献

- [1] Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard 7-05, American Society of Civil Engineering, Reston, VA, 2005.
- [2] Kareem, A. . Dynamic response of high-rise buildings to stochastic wind loads[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, 41-44: 1101-1112.
- [3] AIJ. Recommendations for loads on buildings[J]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 2004.
- [4] ISO/FDIS 4354; 2008(E). Wind actions on structures. 2008.
- [5] M. Gu , Y. Quan Across-wind loads of typical tall buildings[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 92 (2004) 1147 - 1165.
- [6] Yi Tang, Xinyang Jin, Equivalent Static Wind Loads of an Asymmetric Building with 3D Coupled Modes[C]. Proceedings of 7th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, November 8-12, 2009, Taipei, Taiwan.
- [7] 建筑结构荷载规范 GB 50009—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [8] 高层民用建筑钢结构技术规程 JGJ 99—98[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [9] 张相庭. 结构风工程——理论、规范、实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [10] 张相庭, 王志培, 黄本才, 王国砚. 结构振动力学(第二版)[M]. 上海: 同济大学出版社, 2005.
- [11] 王国砚. 基于等效风振力的结构风振内力计算—关于我国荷载规范中有关风荷载理论的分析[J]. 建筑结构, 2004, 34(7): 36—43.
- [12] 全涌, 顾明. 方形断面高层建筑的气动阻尼研究[J]. 工程力学, 2004, 21(1): 26—30.
- [13] 全涌, 顾明. 高层建筑横风向风致响应及等效静力风荷载的分析方法[J]. 工程力学, 2006, 23(9): 84-88.
- [14] 唐意, 顾明, 全涌. 矩形截面超高层建筑风致脉动扭矩的数学模型[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(5): 192-198.
- [15] 唐意, 严亚林, 金新阳. 高层建筑风荷载相干性研究[J]. 建筑结构, Vol. 41 No. 11, 2011, 11, 118-120.
- [16] 唐意 顾明 金新阳. 偏心超高层建筑的风振研究[J]. 同济大学学报, 自然科学版, 2010 年第 02 期.
- [17] 金新阳, 唐意. 温州东海广场超高层建筑三维风振分析[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(Suppl. 1): 149-153.
- [18] 金新阳, 陈凯, 唐意, 顾明, 王国砚. 高层建筑风荷载若干问题与荷载规范修订[C]. 第二十一届全国高层建筑结构学术会议论文集, 2010 年 10 月, 南京.
- [19] 严亚林, 金新阳, 唐意, 武林. 高层矩形建筑横风向风力特性试验研究[J]. 建筑结构, Vol. 41 No. 11, 2011, 11, 118-120.
- [20] 陈凯, 符龙彪, 钱基宏, 金新阳. 大跨屋盖结构下压风荷载确定方法与实例分析[J]. 建筑结构, Vol. 41 No. 11, 2011, 11, 118-120.
- [21] 陈凯, 符龙彪, 钱基宏, 金新阳. 基于荷载效应的结构抗风设计方法研究[J]. 建筑结构学报, 33(1): 27-34, 2012.

第七章 温度作用

近年来，国内超长、超大规模建筑工程不断出现，结构设计中考虑温度作用日显重要，因未考虑温度作用分析或未采取构造措施，在遭遇极端气温时导致混凝土结构开裂或者钢结构破坏的事件时有发生。以往由于荷载规范没有对温度作用作明确规定，建筑设计中多是根据设计经验或参考其他行业的标准及国外标准来考虑温度作用，计算方法及各类参数的取值也很不规范和统一，有的甚至发生错误。为此，在荷载规范中增加温度作用十分必要。温度作用初次纳入荷载规范，主要解决温度作用的定义和表达、基本气温、温度作用标准值取值等问题。

7.1 温度作用的定义和表达

引起温度作用的因素主要包括气温变化、太阳辐射及使用热源等。由于建筑物大都暴露于自然环境，气温变化是引起建筑结构温度作用的主要起因；暴露于阳光下且表面颜色较暗、吸热性能好、热传递快的结构，太阳辐射引起的温度作用明显；有散热设备的厂房、烟囱、储存热物的筒仓、冷库等，其温度作用由使用热源引起，应由工艺或专门规范作规定。荷载规范本次仅对气温变化引起的温度作用作规定。

温度作用定义为结构或构件内温度的变化。在欧洲规范（EN 1991-1-5：2003）等文献中，一般将单个结构构件任意截面上的温度分布表示为由四个分量叠加（图 7.1）：

- (1) 均匀温度分量 ΔT_u ；
- (2) 绕 z - z 轴的线性变化温差分量 ΔT_{My} ；
- (3) 绕 y - y 轴的线性变化温差分量 ΔT_{Mz} ；
- (4) 非线性温差分量 ΔT_E 。这个分量引起系统的自平衡应力，在构件内不产生净荷载效应。

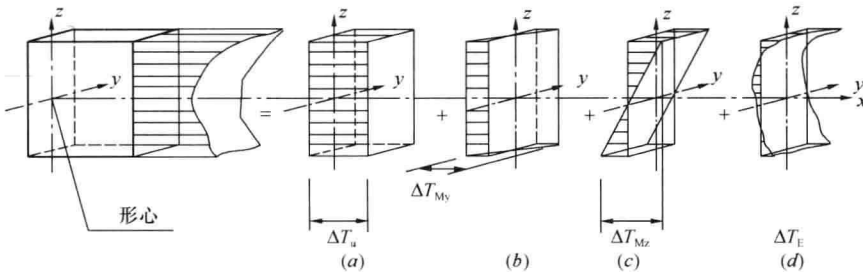


图 7.1 温度分量示意图

均匀温度分量一般主导结构的变形，并有可能控制整体结构设计，是首要考虑的温度作用分量。在建筑结构设计实践中，针对均匀温度作用的取值和结构分析方法已积累了一

定的工程经验,因此本规范优先对均匀温度作用作出规定,并据此规定在计算结构温度作用效应时采用材料的线膨胀系数。虽然有时其他分量的作用不可忽略,如太阳辐射下的大型构件、不同材料部件组成的结构以及大体积混凝土结构等特殊情况,尚需考虑梯度温差或不同结构部件之间的温度变化及整个温度场的变化,但限于目前的技术条件和经验,对此做出统一规定尚不成熟。

本规范把温度作用视为普通的可变作用,因此,作用的分项系数应取 1.4,并应考虑与其他可变荷载的组合。同时规范规定温度作用的组合值系数、频遇值系数以及准永久值系数分别为 0.6、0.5 和 0.4。

温度作用效应首先通过采取结构构造措施来消除或减小。当结构或构件在温度作用和其他可能同时出现的荷载共同作用下,产生的效应可能超过承载能力或正常使用极限状态时,诸如:结构某一方向平面尺寸超过伸缩缝最大间距或温度区段长度、结构约束较大、房屋高度较高、结构内外温差较大等,应在结构设计中考虑温度作用。具体什么结构需要考虑温度作用,问题很复杂,需要由各类材料的结构设计规范来规定,荷载规范不作具体规定。

日本 AIJ 荷载规范第八章温度作用中规定,下列建筑应考虑温度荷载:建设场地室外气温变化大的建筑,长度大的建筑,内部空间大的建筑,受太阳辐射直接影响的建筑(如玻璃房),有内部热源(如烟囪)的建筑,储存热物的筒仓,储热罐,冷库以及电厂等。当采用膨胀节点将建筑物分割为几个小的部分并减小各部分的位移时,或者通过隔热减小结构构件的温度变化时,可以不考虑温度荷载。

7.2 基本气温

与基本雪压和基本风压一样,基本气温是气温的基准值,是确定温度作用所需的最主要的气象参数。基本气温一般以气象台站记录所得历年的气温数据为样本,经统计得到的具有一定年超越概率的最高和最低气温。采用什么样的气温参数作为年极值气温样本数据,目前还没有统一模式。

欧洲规范采用小时最高和最低气温,采用极值 I 型统计所得年超越概率为 0.002 的值为基本气温;我国现行铁路行业标准《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1—2005 采用 7 月份和 1 月份的月平均气温为基本气温;我国公路行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60—2004 则采用有效温度为基本气温,将全国划分为严寒、寒冷和温热三个区来规定。

在以往建筑结构设计实践中,采用的气温也不统一,钢结构一般采用极端最高或最低气温,混凝土结构有采用月平均最高或最低气温(大型构件),也有采用周平均气温(小型构件)。这种情况带来的后果是难以用统一尺度评判温度作用下结构的可靠性水准,温度作用分项系数及其他各系数的取值也很难统一。作为结构设计的基本气象参数,有必要加以规范和统一。

根据国内的设计经验并参考国外规范,荷载规范将基本气温定义为当地 50 年一遇的月平均最高气温 T_{\max} 和月平均最低气温 T_{\min} 。根据全国 600 多个基本气象台站最近 30 年历年的最高温度月的月平均最高气温和最低温度月的月平均最低气温为样本,经统计(假

定其服从极值 I 型分布) 得到各地的基本气温值。例如, 北京市最高温度月为 8 月, 则取 8 月份每天记录得到的最高气温, 平均后就得到月平均最高气温统计样本值, 北京市的最低气温月为 2 月份, 则取 2 月份每天记录得到的最低气温, 平均后就得到月平均最低气温统计样本值。规范附录 E 表 E. 5 中首次给出各城市基本气温的最高和最低温度值。此外还首次绘制了全国基本气温分布图, 对当地没有气温资料的场地, 可通过与附近地区气象和地形条件的对比分析, 按气温分布图确定基本气温值, 见荷载规范附录 E 图 E. 6. 4 和图 E. 6. 5。从我国基本气温分布图可以看出, 由于我国幅员辽阔、地形复杂, 气温变化非常大, 尤其是最低气温可以从 -40°C 一直到 15°C , 变化幅度很大。

对于热传导速率较慢且体积较大的混凝土及砌体结构, 外露结构的平均温度接近当地月平均气温, 规范规定的月平均最高和月平均最低气温作为基本气温一般是合适的。对于热传导速率较快的金属结构或体积较小的混凝土结构, 它们对气温的变化比较敏感, 需要考虑极端气温的影响, 规范规定的基本气温可能偏于不安全, 必要时应对基本气温进行修正。气温修正的幅度大小与围护条件及地理位置相关, 如围护较好的节能建筑, 室内气温受外部气温变化的影响较小。因此应根据工程经验及当地极值气温与基本气温的差值酌情确定。

7.3 均匀温度作用

7.3.1 均匀温度作用标准值

均匀温度作用是影响结构性能的主要因素, 以结构的初始温度(合拢温度)为基准, 结构的均匀温度作用效应考虑温升和温降两种工况。这两种工况产生的效应和可能出现的控制内力或位移有所不同, 温升工况会使构件膨胀, 而温降则会使构件收缩。结构最大温升工况的均匀温度作用标准值按下式计算:

$$\Delta T_k = T_{s,\max} - T_{0,\min} \quad (7.3.1-1)$$

式中: ΔT_k 为均匀温度作用标准值 ($^{\circ}\text{C}$); $T_{s,\max}$ 为结构最高平均温度 ($^{\circ}\text{C}$); $T_{0,\min}$ 为结构最低初始平均温度 ($^{\circ}\text{C}$); 气温和结构温度规定零上为正, 零下为负; 温度作用标准值以温升为正, 温降为负。

结构最大温降工况的均匀温度作用标准值按下式计算:

$$\Delta T_k = T_{s,\min} - T_{0,\max} \quad (7.3.1-2)$$

式中: $T_{s,\min}$ 为结构最低平均温度 ($^{\circ}\text{C}$); $T_{0,\max}$ 为结构最高初始平均温度 ($^{\circ}\text{C}$)。

上述表达式与欧洲规范 EN 1991-1-5: 2003 是类似的, 其规定的结构构件的均布温度分量 ΔT_u 定义为:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (7.3.1-3)$$

式中: T 为在冬季或夏季气候温度和使用温度影响下的结构构件的平均温度。

7.3.2 结构平均温度的取值

合理确定结构的平均温度和初始温度, 是保证结构在温度作用下的安全性和经济性的关键。从结构表面气温到结构的平均温度, 是一个温度传递的过程, 应按热工学的原理确定。确定结构的平均温度要考虑多种因素, 如气温选取、室内外温差、太阳辐射、地下结构等等。

1) 结构材料与尺寸的影响

首先应将气温和结构温度区别开来。气温是室外大气的温度，结构温度是结构内部的温度。气温的变化会通过热传导引起结构温度变化，造成结构温升或温降，即结构温度作用。

结构温度的取值和结构材料的热传导速率有关。热传导速率可用下式表示：

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} = K A \cdot \frac{\Delta T}{h} \quad (7.3.2-1)$$

式中： ΔQ 为传导的总热能； ΔT 为温差； A 为传导所经过的截面积； Δt 为热传导所花的时间； h 为截面厚度； K 为热传导系数（导热系数），混凝土约 $1.5 \text{ (W/m} \cdot \text{}^\circ\text{C)}$ ，钢约 $54 \text{ (W/m} \cdot \text{}^\circ\text{C)}$ ，钢结构的热传导速率远大于混凝土结构，约为 36 倍。

结构内部的温度与单位体积内吸收（或放出）的总热量相关，单位体积内吸收的热量可用下式表示：

$$\frac{\Delta Q}{A h} = K \cdot \frac{\Delta T}{h^2} \cdot \Delta t \quad (7.3.2-2)$$

从上式可以看出，构件尺寸（厚度）越大，单位体积吸收（或放出）的热量越小。

在结构单位体积吸收（放出）的热量一定时，热传导所需时间可用下式表达：

$$\Delta t = \frac{\Delta Q}{A \cdot h} \cdot \frac{h^2}{K \cdot \Delta T} \quad (7.3.2-3)$$

温度传递所需的时间与 K 成反比，与构件尺寸（厚度）的平方成正比。

从结构材料的角度来看，钢结构热传导速率较大，对于室外钢结构其温度变化几乎与气温变化同步，气温代表值可以基本气温为基础，参考极端最高（最低）温度进行适当调整，根据经验适当增大（绝对值）。对于室内有保温隔热围护层的钢结构，温度变化会滞后于气温变化，气温代表值可在基本气温的基础上适当减小（绝对值）。混凝土结构热传导速率约为钢结构的 $1/36$ ，其温度变化明显滞后于气温的变化，外露混凝土结构的温度取为某一时间段的平均气温值（如月平均最高或最低气温）是合理的。

从结构尺寸的角度来看，厚实混凝土构件的热传导时间长一些，细薄混凝土构件的热传导时间短一些。房屋建筑混凝土结构各类构件的尺寸（厚度）差异较大，板、墙类构件较薄小，梁、柱类构件较厚大。因此，对室外板、墙类混凝土构件，结构温度宜在基本气温的基础上适当增大。总体来说，房屋建筑的构件尺寸一般比铁路桥梁要小很多，所以对室外结构，基本气温取比铁路规范偏大的月平均最高气温和月平均最低气温是合理的。由于房屋建筑种类繁多，缺乏结构温度实测资料，因此结构设计人员在选取气温代表值时应以基本温度为基础，根据工程经验予以适当调整。

必须注意到，铁路桥梁采用的最高（最低）月平均气温与本规范的基本气温（月平均最高或月平均最低气温）不一样。铁路桥梁因构件尺度均较大，因此外露结构温度取月平均气温，即每天 24 小时的平均气温为日平均气温，每月 30 天的日平均气温的平均值即为月平均气温；取七月份平均气温为最高气温，一月份月平均气温为最低气温，详见《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1—2005。

本规范的基本气温由月平均最高（最低）气温统计得到。平均最高（最低）气温取每天的最高（最低）气温，每月的平均值即为月平均最高（最低）气温。显然，本规范的基本气温明显大于《铁路桥涵设计基本规范》的最高（最低）月平均气温。如北京市基本气

温为 36℃, -13℃; 而七月份平均气温为 26℃, 一月份平均气温为 -6℃。

2) 室内外温差与地下结构的影响

房屋建筑往往具有外墙(含幕墙)及保温隔热屋面等围护, 节能设计的房屋围护更好。对于这类建筑, 如何由外界气温确定内部结构温度场是进行温度作用分析的关键。

由于房屋建筑千差万别, 缺少各类建筑室内外温差的实测资料, 设计人员可根据围护条件及当地经验选定。一般夏季室内外温差和冬季室内外温差可分开确定。确定室内外温差时一般不宜考虑室内人工环境(如制冷或供热)。因为遇停电或其他事故时, 制冷或供热将停止。

同一栋建筑, 地面上与地下室室内外温差应分开选定。有多层地下室时, 越往下, 温度变化越小。当离土体表面深度超过 10m 时, 土体基本为恒温, 等于年平均气温。

保温隔热围护层不仅造成室内外温差, 还大大降低了室外与室内的热传导速率, 可以选取更长时间区间的平均气温。为统一起见, 规范统一采用了“基本气温”, 设计人员可根据围护的保温隔热性能、结构材料种类和尺寸, 选择合适的室内外温差, 从而将结构温差调整到合适的范围内。

当节能建筑标准能达到欧洲标准时, 也可参考欧洲规范 EN 1991-1-5: 2003 的有关规定。欧洲规范规定, 仅考虑单层材质构件且两面环境相似时, 温度 T 近似得取内外环境温度的平均值。室内的环境温度 T_{in} 应按表 7.3.2-1 确定。室外的环境温度 T_{out} , 对地面上以上构件应按表 7.3.2-2 确定, 对地下部件应按表 7.3.2-3 确定。

内部环境温度 T_{in}

表 7.3.2-1

季 节	温度 T_{in}
夏季	T_1
冬季	T_2

注: T_1 和 T_2 的值可由国家附录规定, 当没有可用的数值时, 建议 $T_1=20^\circ\text{C}$, $T_2=25^\circ\text{C}$ 。

地面上建筑 T_{out}

表 7.3.2-2

季 节	系 数	温度 T_{out}
夏季	浅亮 0.5	$T_{max} + T_3$
	浅色 0.7	$T_{max} + T_4$
	深暗 0.9	$T_{max} + T_5$
冬季		T_{min}

注: 最大 T_{max} 与最小 T_{min} 以及太阳辐射效应 T_3 、 T_4 和 T_5 的值可由国家附录规定, 在纬度 45 到 55 之间的地区, 当没有可用的数值时, 建议东北向构件 $T_3=0^\circ\text{C}$, $T_4=2^\circ\text{C}$, $T_5=4^\circ\text{C}$, 西南向或水平构件 $T_3=18^\circ\text{C}$, $T_4=30^\circ\text{C}$, $T_5=42^\circ\text{C}$ 。

地面以下建筑部件 T_{out}

表 7.3.2-3

季 节	地面以下深度	温度 T_{in}
夏季	小于 1m	T_6
	大于 1m	T_7
冬季	小于 1m	T_8
	大于 1m	T_9

注: T_6 到 T_9 的值可由国家附录规定, 当没有可用的数值时, 在纬度 45 到 55 之间的地区, 建议 $T_6=8^\circ\text{C}$, $T_7=5^\circ\text{C}$, $T_8=-5^\circ\text{C}$, $T_9=-3^\circ\text{C}$ 。

欧洲规范 EN1991-1-5: 2003 还在附录 D 中提供建筑及其他结构的温度剖面计算方法:

(1) 温度剖面可按传导理论确定。在简单多层材质构件中(板、墙、壳),按下式计算离内表面距离为 x 点的温度:

$$T(x) = T_{in} - \frac{R(x)}{R_{tot}}(T_{in} - T_{out})$$

(2) R_{tot} 和 $R(x)$ 的值可利用热传导系数和热容量按下式计算 (ENISO 6946—1996):

$$R_{tot} = R_{in} + \sum \frac{h_i}{\lambda_i} + R_{out}$$

$$R_{tot} = R_{in} + \sum (h_i/\lambda_i) + R_{out}$$

$$R(x) = R_{in} + \sum (h_i/\lambda_i)$$

3) 太阳辐射的影响

夏季太阳辐射对外表面最高温度的影响,与当地纬度、结构方位、表面材料色调等因素有关,不宜简单近似。早期的国际标准化组织曾经发布一份技术文件,名为《结构设计依据—温度气候作用》技术报告 ISO TR 9492,参考该报告中相关的内容,经过计算发现,影响辐射量的主要因素还是结构所处的方位,在我国不同纬度的地方(北纬 $20^\circ \sim$ 北纬 50°)虽然有差别,但不显著。

结构外表面的材料及其色调的影响肯定是明显的。经过计算归纳近似给出围护结构表面温度的增大值。当没有可靠资料时,可参考表 7.3.2-4 确定。

考虑太阳辐射的围护结构表面温度增加

表 7.3.2-4

朝 向	表面颜色	温度增加值 ($^{\circ}\text{C}$)
平屋面	浅亮	6
	浅色	11
	深暗	15
东向、南向和西向的垂直墙面	浅亮	3
	浅色	5
	深暗	7
北向、东北和西北向的垂直墙面	浅亮	2
	浅色	4
	深暗	6

7.3.3 结构初始温度

结构初始温度就是结构形成整体时的温度。对于超长结构,混凝土结构往往设有后浇带,钢结构则有合拢段。

混凝土后浇带从混凝土浇捣到达到一定的弹性模量和强度一般需要半个月至一个月。因此,超长混凝土结构的初始温度(合拢温度)可取后浇带封闭时的月平均气温。

钢结构通过焊接或栓接合拢,时间较短,一般可取合拢时的日平均气温。当合拢时有日照时,应适当考虑日照的影响。

结构设计时,往往不能确定施工工期,即便有预估的工期,亦存在变更的可能。因此,结构初始温度(合拢温度)通常是一个区间值,这个区间值应包括施工可能出现的合拢温度,即保证在一年内大部分时间内结构都可以合拢,要考虑施工的可行性。若指定一

个合拢温度，如在北京市选 15°C 合拢温度，那么在整个夏季结构都无法合拢，实际上做不到，这将对结构带来风险。

7.3.4 均匀温度作用计算示例

以建在北京市的某大型公共建筑工程为例，该工程有室内结构和室外结构，也有混凝土结构和钢结构两种材料。

确定均匀温度作用的步骤和方法如下：

1) 收集气象资料

基本气温：最高 36°C ，最低 -13°C

月平均气温：最高 26°C （七月），最低 -6°C （一月）

历年极端气温：最高 41.9°C ，最低 -17°C

2) 确定结构合拢温度

可定为 $10^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ ，可以保证在一年中的大部分时间均可以合拢，具备施工可行性。

3) 确定室内外温差

夏季室内外温差取 10°C ，冬季室内外温差取 15°C 。不考虑人工制冷或供暖。

4) 确定混凝土收缩等效温降

混凝土结构设置后浇带，收缩等效温降取 -4°C 。

5) 确定结构最高温度，最低温度

结构最高温度 = 最高气温代表值 - 夏季室内外温差

结构最低温度 = 最低气温代表值 - 冬季室内外温差

(1) 室内混凝土结构

大型公共建筑围护保温隔热较好，围护层不仅造成室内外温差，亦导致室内外热传导速率显著降低，气温代表值更接近最高（最低）月平均气温。因此，选择室外气温时，可以基本气温为基础加以调整，可近似取基本气温和经验系数 c_1 （用于最高温）、 c_2 （用于最低温）的乘积。经验系数可参考最高（最低）月平均气温，根据各地的实际工程经验确定。此处暂定 $c_1=0.8$ 、 $c_2=0.6$ 。

最高气温： $36 \times 0.8 \approx 29 (^{\circ}\text{C})$

最低气温： $-13 \times 0.6 \approx -8 (^{\circ}\text{C})$

结构最高温： $29 - 10 = 19 (^{\circ}\text{C})$

结构最低温： $-8 + 15 = 7 (^{\circ}\text{C})$

考虑到收缩等效温降：结构最低温 = $7 - 4 = 3 (^{\circ}\text{C})$

(2) 室内钢结构

由于围护层的存在，室外气温以基本气温为基础，考虑极端气温加以调整。可近似取基本气温和经验系数 c_3 （用于最高温）、 c_4 （用于最低温）的乘积。经验系数可参考最高（最低）月平均气温，根据各地的实际工程经验确定。此处暂定 $c_3=1.08$ 、 $c_4=1.15$ 。

最高气温： $36 \times 1.08 \approx 39 (^{\circ}\text{C})$

最低气温： $-13 \times 1.15 \approx -15 (^{\circ}\text{C})$

结构最高气温： $39 - 10 = 29 (^{\circ}\text{C})$

结构最低气温： $-15 + 15 = 0 (^{\circ}\text{C})$

(3) 室外混凝土结构

混凝土结构柱、梁尺寸较大，而板较薄，气温代表值可近似取基本气温和经验系数 c_5 （用于最高温）、 c_6 （用于最低温）的乘积。经验系数可参考最高（最低）月平均气温，根据各地的实际工程经验确定。此处暂定 $c_5=0.86$ 、 $c_6=0.77$ 。

由于无室外温差，结构温度可取气温代表值。

结构最高温： $36 \times 0.86 \approx 31$ （℃）

结构最低温： $-13 \times 0.77 \approx -10$ （℃）

考虑收缩： $-10 - 4 = -14$ （℃）

(4) 室外钢结构

室外钢结构温度可取历年极端最高（最低）温度。

结构最高温： 41.9 ℃

结构最低温： -17 ℃

对于完全暴露的室外钢结构，最高温还需按荷载规范 9.3 条文说明中的表 7 考虑日照温度。

6) 确定结构最大温升、温降

(1) 室内混凝土结构

结构最大温升： $\Delta T_k = T_{s,\max} - T_{o,\min} = 19 - 10 = 9$ （℃）

结构最大温降： $\Delta T_k = T_{s,\min} - T_{o,\max} = 3 - 25 = -22$ （℃）

混凝土结构温降时，水平构件变为拉弯构件开裂加剧，温度应力释放比温升时更多，可以对温降适当折减，此处取折减系数为 0.85，结构最大温降： $-22 \times 0.85 \approx -19$ （℃）。

(2) 室内钢结构

结构最大温升： $\Delta T_k = 29 - 10 = 19$ （℃）

结构最大温降： $\Delta T_k = 0 - 25 = -25$ （℃）

(3) 室外混凝土结构

结构最大温升： $\Delta T_k = 31 - 10 = 21$ （℃）

结构最大温降： $\Delta T_k = -14 - 25 = -39$ （℃）

混凝土结构温降时，水平构件变为拉弯构件开裂加剧，温度应力释放比温升时更多，可以对温降适当折减，此处取折减系数为 0.85，结构最大温降： $-39 \times 0.85 \approx -33$ （℃）

(4) 室外钢结构

结构最大温升： $\Delta T_k = 42 - 10 = 32$ （℃）

结构最大温降： $\Delta T_k = -17 - 25 = -42$ （℃）

由于气温取值为历年极端气温，温升（温降）变异较小，室外钢结构的温度作用标准值可以适当折减，此处取折减系数为 0.78。折减后室外钢结构温度作用标准值为：

结构最大温升： $32 \times 0.78 \approx 25$ （℃）

结构最大温降： $-42 \times 0.78 \approx -33$ （℃）

7.4 混凝土收缩、徐变及结构刚度折减

7.4.1 混凝土收缩、徐变作用

混凝土收缩、徐变作用与温度作用是相互独立的作用，即使在恒温环境下，收缩、徐

变照样发生。收缩、徐变是永久作用，而温度作用是可变作用。

混凝土收缩应变和徐变系数的定量计算可参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62—2004。

混凝土收缩作用的近似计算可采用等效降温法。在实验室条件下试件的混凝土收缩应变一般为 $(2\sim4) \times 10^{-4}$ ，而在实际工程中构件尺寸较大，由于单位体积的表面面积相对减少，从而减少水分散发，另外施工过程中已逐步完成部分收缩，因此采用的收缩应变为 $1.5 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-4}$ 。混凝土的线膨胀系数为 0.1×10^{-4} ，收缩相当于降低温度 $15^\circ\text{C} \sim 20^\circ\text{C}$ 。因而《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1—2005 中规定：对于整体灌注的钢筋混凝土结构，相当于降低温度 15°C ；对于分段灌注的钢筋混凝土结构，相当于降低温度 10°C 。

混凝土收缩变形在两周内可完成全部收缩的 25%，一个月约可完成 50%，三个月后增长缓慢。

超长混凝土结构一般均设有后浇带，后浇带通常在两侧的混凝土结构浇捣两个月后封闭。假定此时混凝土收缩已完成 70%，那么等效温降应为 $15^\circ\text{C} \times 30\% = 4.5^\circ\text{C}$ 。考虑到永久作用和可变作用分项系数不一样，等效时还可适当折减： $4.5^\circ\text{C} \times \frac{1.2}{1.4} \approx 4^\circ\text{C}$ 。也就是说，对于设置后浇带的钢筋混凝土结构，收缩等效温降可近似取为 -4°C 。

混凝土在压应力的长期作用下随时间而增长的变形就是徐变。徐变系数为徐变应变与弹性应变的比值，通常为 2.0 左右。混凝土受压后前 4 个月徐变增长较快，6 个月可达最终徐变的 70%~80%。

徐变作用可以减小温度应力，但对于温度作用这种拉、压往复变号的作用，建议不宜过多考虑徐变的有利影响。因为不等徐变大部分完成应力可能就已变号。有的文献建议对混凝土结构温度应力乘以 0.3~0.4 的“应力松弛系数”，这么大幅度的折减缺乏实验及分析依据，偏不安全。超长混凝土结构的温度作用实际上是一种自平衡的水平作用，随着一年四季温度变化，这种水平作用“拉、压”循环往复，使构件拉、压循环变化。由于温度作用其引起的构件应力往复拉压变号，而不是单向“加载”，因此温度作用引起的徐变亦难以定量计算。

收缩、徐变、温差均是相互独立的作用，收缩与徐变作为永久作用，不仅仅只和温度作用组合，亦应同恒荷载一起同其他可变作用组合。这一点桥梁设计是必须做到的，建筑结构由于体系较复杂，目前还难以实现，但从概念上要理清相互之间的关系。

7.4.2 混凝土结构刚度折减

混凝土水平构件一般均是带裂缝工作，大偏心受压柱亦带裂缝工作。超长结构温度作用引起温度内力的原因在于水平构件伸缩变形受到约束，这种约束主要取决于梁、柱、墙构件的抗弯刚度，也就是取决于构件的 $E_c I$ 。

受弯构件从弹性工作阶段 I 变到带裂缝工作阶段 II 后，抗弯刚度并没有显著的变化，根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62—2004 第 4.2.1 条，允许开裂的构件可取 $0.8E_c I$ 。

有种观点认为计算温度作用时，混凝土构件开裂后可大幅度释放温度应力，这种观点没有依据。水平构件为受弯构件，其受压区总存在，而受拉区的受拉钢筋位置并未改变，

因此开裂后抗弯刚度并未显著减少，温度应力并不会大幅释放。

7.4.3 温度作用结构分析模型及关注重点

对于超长结构，设计人员在结构设计中往往发现温度作用分析所得内力过大，超出常规。为解决此问题，不少设计人员引入了“应力松弛系数”、“刚度折减系数”等各种折减系数。如果说对混凝土结构还可以以徐变、开裂等理由引入折减系数，那么对钢结构就再没理由引入这类折减系数了。实际上，造成计算温度内力过大的原因主要在于计算模型失真，是模型误差造成的。

通常结构分析计算模型均将地面层（±0.000m层）作为竖向构件的固定端。而实际上，地面层竖向构件底端（如柱底）在温度作用下是可以有一定的水平位移的。如果带地下室，地下室顶板亦可以热胀冷缩，土体约束不了其较小的水平位移。如果无地下室，基础周边的土体亦约束不了基础较小的水平位移。桩基的水平承载力即为桩顶水平位移6mm或10mm时的水平力。因此，对不带地下室的超长结构计算温度作用效应时，其基础水平固定约束应取消，改为水平弹簧约束。对于桩基，水平弹簧约束可参照《建筑桩基技术规范》JGJ 94—2008附录C计算。如果允许基础有6mm~10mm水平位移的话，相当多的温度内力都将释放掉。对带地下室的超长结构，计算温度作用效应时，应带地下室整体计算。地下室顶板亦有结构温差，越往下温差越小，地表面10m以下认为恒温（温差为0）。

建筑结构设计的温度作用分析，关注重点应该是承载能力极限状态而非正常使用极限状态。不少设计人员把温度作用效应计算的重点放在正常使用极限状态，如混凝土梁、板的裂缝问题，这是不恰当的。如对超长结构而言，温度作用对结构危害最大的是首层竖向构件。由于基础或地下室顶板的约束较大，二层水平构件（梁、板）热胀冷缩时，将对低层柱、剪力墙造成较大的附加弯矩和剪力，尤其是建筑长向端部的墙、柱。最不利的是温升下的底层边柱，温升引起柱附加弯矩与竖向荷载下的柱弯矩同号叠加，显著增大了边柱的轴力偏心距。因此，温度作用效应计算关注的重点首先是底层端部的柱、墙，尤其是底层边柱。其次，应关注框架梁。温度变化在建筑长向端部框架梁端产生较大的附加弯矩和剪力，在建筑中部框架梁中产生较大的轴力，尤其是轴拉力，使梁成为拉弯构件。对于混凝土梁中的轴力，当为温升引起的轴压力时，可不考虑轴力仍按纯弯配筋（因压力较小，为小偏压构件）；当为温降引起轴拉力时，应按拉弯构件计算配筋，钢筋应全部配在受拉一侧；不能将轴拉力和弯矩分别计算配筋，那种通过轴拉力单独计算抗拉筋并配在梁腰部的做法是错误的。

关于地震作用组合时温度作用的组合系数，现行抗震规范在地震作用组合中，对风荷载的组合系数有规定（一般结构取0.0，风荷载起控制作用的建筑应采用0.2），对温度作用没有规定。考虑到风荷载持续时间较短，温度作用持续时间较长，因此，建议地震作用组合中，温度作用分项系数可比风荷载略大。

7.5 温度作用工程应用及各种方法的比较

以北京丰台站为例，对温度作用的各种方法的取值结果进行比较（工程背景及数据由中南建筑设计院有限公司提供）。

1. 统一条件

为便于比较,统一以下条件:

- 1) 均不考虑混凝土收缩等效温降;
- 2) 均不考虑混凝土结构刚度折减;
- 3) 统一将温度作用分项系数换算为 1.4;
- 4) 温度作用作为第二活荷载,统一将温度作用组合系数换算为 0.6;
- 5) 对室内结构,室内外温差统一为:夏季室内外温差取 5°C ,冬季室内外温差取 10°C ;
- 6) 结构合拢温度统一为 $10^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ 。

2. 中南院原设计方法

北京气象站气象资料显示:工程场地位于暖温带半湿润季风大陆性气候区。年平均气温 11.8°C 。最热月为七月,月平均气温 26°C 。最冷月为一月份,月平均气温 -6°C 。历年极端最高气温 41.9°C ,历年极端最低气温 -17°C 。

钢结构温度作用的分项系数取 1.1 (因取极端气温,变异较小),混凝土结构温度作用的分项系数为 1.4,但考虑混凝土开裂刚度折减系数 0.8,因此混凝土结构的综合分项系数取 1.1。温度作用基本组合系数取 0.7,同地震作用组合时,组合系数为 0.4。

1) 室外混凝土结构

因结构裸露,室内外温差取 0°C ;

结构最大温升: $26 - 10 = 16^{\circ}\text{C}$,取 16°C ;

结构最大温降: $-6 - 25 = -31^{\circ}\text{C}$,取 -31°C ;

按照组合系数为 0.6 进行折算:

结构最大温升: $16 \times 0.7 / 0.6 = 19^{\circ}\text{C}$;

结构最大温降: $-31 \times 0.7 / 0.6 = -36^{\circ}\text{C}$;

2) 室内混凝土结构

夏季室内外温差取 5°C ,冬季室内外温差取 10°C ;

结构最大温升: $26 - 5 - 10 = 11^{\circ}\text{C}$,取 11°C ;

结构最大温降: $-6 + 10 - 25 = -21^{\circ}\text{C}$,取 -21°C ;

按照组合系数为 0.6 进行折算:

结构最大温升: $11 \times 0.7 / 0.6 = 13^{\circ}\text{C}$;

结构最大温降: $-21 \times 0.7 / 0.6 = -25^{\circ}\text{C}$;

3) 室外钢结构

无保温措施,室内外温差取 0°C ;

结构最大温升: $41.9 - 10 = 31.9^{\circ}\text{C}$,取 32°C ;

结构最大温降: $-17 - 25 = -42^{\circ}\text{C}$,取 -42°C ;

按照分项系数为 1.4 及组合系数为 0.6 进行折算:

结构最大温升: $32 \times 1.1 / 1.4 \times 0.7 / 0.6 = 29^{\circ}\text{C}$;

结构最大温降: $-42 \times 1.1 / 1.4 \times 0.7 / 0.6 = -39^{\circ}\text{C}$;

4) 室内钢结构

有保温措施,夏季室内外温差取 5°C ,冬季室内外温差取 10°C ;

结构最大温升： $41.9-5-10=26.9^{\circ}\text{C}$ ，取 27°C ；

结构最大温降： $-17+10-25=-32^{\circ}\text{C}$ ，取 -32°C 。

按照分项系数为 1.4 及组合系数为 0.6 进行折算：

结构最大温升： $27\times 1.1/1.4\times 0.7/0.6=25^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-32\times 1.1/1.4\times 0.7/0.6=-29$ 。

3. 荷载规范的方法

按照上例相同条件，依据《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012 计算温度作用取值。钢结构温度作用的分项系数取 1.4，混凝土结构温度作用的分项系数为 1.4。温度作用基本组合系数取 0.6。混凝土结构按照《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012，北京市基本气温最高 36°C ，最低 -13°C 。钢结构对气温变化比较敏感，考虑极端气温的影响，基本气温取值为极端气温，即最高 41.9°C ，最低 -17°C ；

1) 室外混凝土结构

因结构裸露、室内外温差取 0°C ；

结构最大温升： $36-10=26^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-13-25=-38^{\circ}\text{C}$ ；

2) 室内混凝土结构

夏季室内外温差取 5°C ，冬季室内外温差取 10°C ；

结构最大温升： $36-5-10=21^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-13+10-25=-28^{\circ}\text{C}$ ；

3) 室外钢结构

无保温措施，室内外温差取 0°C ；

结构最大温升： $41.9-10=32^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-17-25=-42^{\circ}\text{C}$ ；

4) 室内钢结构

有保温措施，夏季室内外温差取 5°C ，冬季室内外温差取 10°C ；

结构最大温升： $41.9-5-10=27^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-17+10-25=-32^{\circ}\text{C}$ 。

4. 公路桥涵设计通用规范方法

按照上例相同条件，依据《公路桥涵设计通用规范》JTG D60—2004 计算温度作用取值。钢结构温度作用的分项系数取 1.4，混凝土结构温度作用的分项系数为 1.4。温度作用基本组合系数取 0.7。

1) 室外混凝土结构

北京市属于寒冷地区，混凝土有效温度标准值最高 34°C ，最低为 -10°C ；

结构最大温升： $34-10=24^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-10-25=-35^{\circ}\text{C}$ ；

按照组合系数为 0.6 进行折算：

结构最大温升： $24\times 0.7/0.6=28^{\circ}\text{C}$ ；

结构最大温降： $-35\times 0.7/0.6=-41^{\circ}\text{C}$ ；

2) 室外钢结构

北京市属于寒冷地区，钢结构有效温度标准值最高 46℃，最低为-21℃；

结构最大温升： $46-10=36℃$ ；

结构最大温降： $-21-25=-46℃$ ；

按照组合系数为 0.6 进行折算：

结构最大温升： $36\times 0.7/0.6=42℃$ ；

结构最大温降： $-46\times 0.7/0.6=-54℃$ 。

5. 三种方法温度作用取值的比较

北京丰台站室外混凝土温度作用比较

表 7.5-1

	中南院	荷载规范		《公路桥涵设计通用规范》	
	温度 (℃)	温度 (℃)	与中南院比值	温度 (℃)	与中南院比值
升温	19	26	137%	28	147%
降温	-36	-38	106%	-41	114%

北京丰台站室外钢结构温度作用比较

表 7.5-2

	中南院	荷载规范		《公路桥涵设计通用规范》	
	温度 (℃)	温度 (℃)	与中南院比值	温度 (℃)	与中南院比值
升温	29	32	110%	42	145%
降温	-39	-42	108%	-54	138%

北京丰台站室内混凝土结构温度作用比较

表 7.5-3

	中南院	荷载规范	
	温度 (℃)	温度 (℃)	与中南院比值
升温	13	21	162%
降温	-25	-28	112%

北京丰台站室内钢结构温度作用比较

表 7.5-4

	中南院	荷载规范	
	温度 (℃)	温度 (℃)	与中南院比值
升温	25	27	108%
降温	-29	-32	110%

参 考 文 献

- [1] Eurocode 1: actions on structures; parts 1-5: general actions—thermal actions EN1991-1-5: 2003, London: British Standards Institution, 2003.
- [2] AIJ Recommendations for Loads on Building AIJ-2004, Tokyo: Architectural Institute of Japan, 2004.
- [3] ISO/TR 9492: 1987, Bases for design of structures—Temperature climatic actions.

- [4] 中华人民共和国行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60—2004. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [5] 中华人民共和国行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTGD 62—2004, 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [6] 中华人民共和国行业标准《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002. 1—2005 J460—2005. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [7] 中华人民共和国行业标准《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB 10002. 3—2005. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [8] 中华人民共和国电力行业标准《水工建筑物荷载设计规范》DL 5077—1997. 北京: 中国电力出版社, 1997.
- [9] 中华人民共和国电力行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191—2008. 北京: 中国电力出版社, 2008.
- [10] 金新阳. 《建筑结构荷载规范》修订原则与要点[J]. 建筑结构学报, Vol. 32 No. 12, 2011, 12: 79~85.

第八章 偶然荷载

8.1 偶然荷载特点及设计原理

8.1.1 偶然荷载特点

产生偶然荷载的因素很多,如由炸药、燃气、粉尘、压力容器等引起的爆炸,机动车、飞行器、电梯等运动物体的撞击,其他还包括火灾、罕见出现的灾害性天气及地震灾害(如按我国抗震规范规定的重现期为2475年的大震)等。随着我国社会经济的发展和全球反恐面临的新形势,恐怖袭击的威胁依然严峻,人们使用燃气、汽车、电梯、直升机等先进设施和交通工具的比例大大提高,在建筑结构设计中考虑偶然荷载作用越来越有必要。偶然荷载具有下述特点:

偶然荷载出现概率较低,但一旦出现其量值较大,破坏作用和危害巨大。偶然荷载的取值目前还无法通过概率统计方法来确定,主要靠经验及权威部门认证来做规定。因此,设计值的确定一般不采用分项系数方法,直接取用荷载标准值。

偶然荷载出现时结构一般还同时承担其他荷载,例如永久荷载、部分活荷载,偶然荷载作用工况设计时结构需要同时承担偶然荷载与其他荷载的组合,考虑到偶然荷载出现概率很小,其他荷载分项系数一般取1.0。

偶然荷载作用工况设计时需要保证结构在偶然荷载作用下及作用后的结构安全,国外规范(美国UFC、欧洲规范EC1)一般强调要求做多条路径设计,即防止连续倒塌设计,我国新版混凝土结构设计规范、高层建筑混凝土结构设计规程等也增加了相关规定。

偶然荷载中爆炸、撞击、火灾具有较为紧密的联系,常常同时或伴随发生。以2001年911事件为例,除了飞机本身撞击大楼外,燃料引起了爆炸和大火,分析研究表明最终主体钢结构在高温作用下丧失承载力造成结构整体倒塌。

8.1.2 设计原理

偶然荷载一旦出现其量值很大,如果要求所有结构在偶然荷载作用下保持弹性状态,既难以实现也不经济。现欧美规范中多对偶然荷载作用工况设计强调保证整体性条件下的非连续倒塌设计,即可以允许局部破坏,但不能整体坍塌。

以现行欧洲规范EN1991-1-7(2003)为例,其设计原理的主要内容如下:

偶然荷载设计:一是设计结构可以承担一定水准的偶然荷载,二是防连续倒塌。将偶然荷载对应的设计对策分为两大类:

1) 一类是偶然荷载设计,例如对爆炸或冲击,其设计策略一是使结构避免承担或减少承担偶然荷载的影响,例如采取防护措施;二是通过合理的结构设计使之能够承担一定水平的偶然作用。

2) 另一类是对局部破坏的设计策略。有三个方向,一是增加冗余度,设计结构具有可替代的传力路径;二是强化关键构件设计使之能够承担一定水平的偶然作用;三是加强

结构的整体性和延性。

欧洲规范规定，分项系数总是取 1.0（恒、活、偶然荷载）。

与此相对应，本规范在偶然设计状况下的偶然荷载组合就是按上述设计思路来规定组合表达式的。

8.2 爆炸荷载

8.2.1 爆炸现象及案例

爆炸产生的巨大能量，可能导致建筑物的倒塌，造成巨大的经济损失的同时还会威胁公众生命安全，甚至对人们的心理产生不可避免的冲击。爆炸现象由来已久，典型爆炸现象主要包括两类：

- 1) 近来愈演愈烈的恐怖袭击，一般由各种类型的炸药爆炸引起；
- 2) 液化气、粉尘等建筑物内部易燃易爆物体引起的爆炸。

根据美国中央情报局统计（图 8.2.1），自 1980 年至 2001 年发生的 482 次有计划恐怖袭击中，有 324 次为炸弹爆炸事件，占比绝大多数，爆炸是恐怖袭击的主要手段。

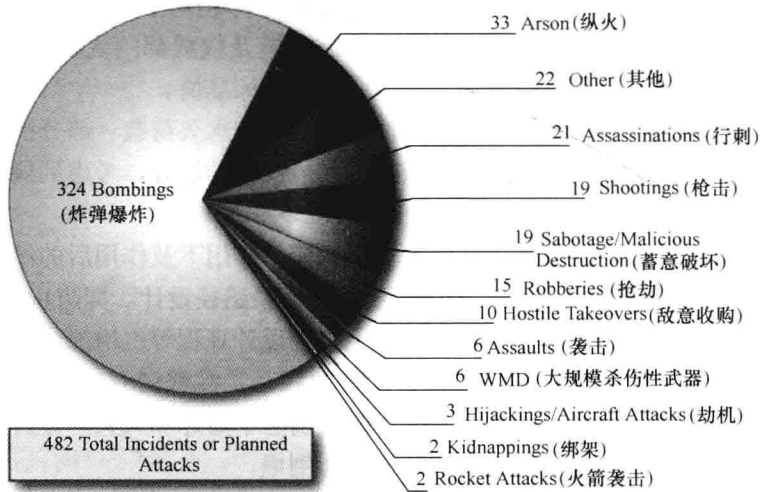


图 8.2.1 美国 FBI 爆炸事件统计

8.2.2 爆炸荷载的作用原理及特点

炸药爆炸时，将会衍生各种有害效应，对结构及内部人员造成轻重程度不一的危害。这些有害效应主要包括爆炸地震动、空气冲击波、散射物、有毒气体、噪声和粉尘等。在各种有害效应中，空气冲击波、爆炸地震动和散射物为三大主要危害，而其余效应的危害程度则相对有限。其中，散射物主要由空气冲击波对结构的破坏作用引起。因此，结构抗爆计算分析主要考虑空气冲击波和爆炸地震动与结构之间的相互作用。图 8.2.2-1 所示为爆炸冲击波的典型波形。

图 8.2.2-2 所示为爆炸对建筑物产生的作用。从常规炸弹对目标的威胁来看，爆炸效应主要取决于炸弹重量和爆炸点到目标的距离。因此，表示爆炸强度的比例距离(Z) 转化为： $Z = R / W^{1/3}$ 。其中， R 为目标距爆炸点的实际距离(m)； W 为爆炸物的 TNT 当量

质量(kg)。基于半球形爆炸波假设的比例法则,在爆炸强度与爆炸物 TNT 当量之间建立了直接关系,比例距离越大,爆炸强度越小。 R 不变, W 越大, Z 越小,爆炸强度越高; W 不变,爆炸强度将随 R 增大而降低。实践中一般将复杂的爆炸波压力-时程曲线即衰减曲线简化为抛物线或直线,现在广泛应用的就是线性衰减的三角形时程曲线。

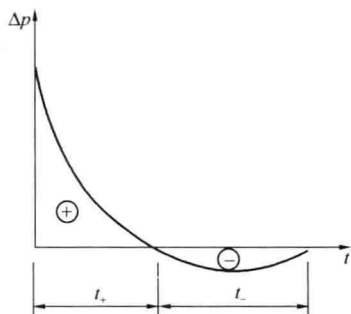


图 8.2.2-1 某点冲击波超压的典型波形

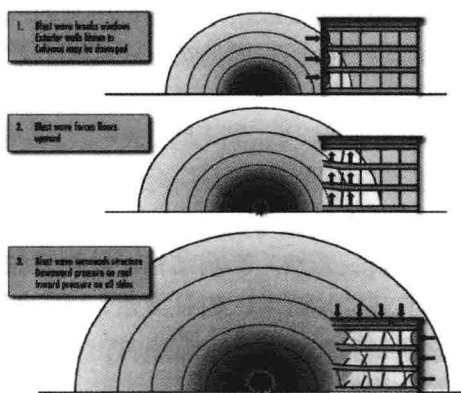


图 8.2.2-2 爆炸对低矮建筑物的破坏作用示意(FMEA426)

与天然地震动相比,爆炸地震动除呈现明显的脉冲特性以外,主要还具有振动频率高、加速度幅值大、空间衰减快以及持续时间短等特点。

爆炸荷载的特点:

一是爆炸荷载对目标建筑物施加的压强通常要远远大于其他灾害的作用。对于路边停放的汽车炸弹来说,爆炸产生的入射冲击波压力有时会超过 100psi (690kPa),在这样的压力水平下(相当于台风的百倍以上量级),建筑物将会遭到严重的损伤和破坏。

二是爆炸产生的冲击波压力随着距爆点径向距离的增加而迅速衰减。因此,爆炸作用产生的破坏范围有限,通常面对爆点的建筑正面所受到的破坏要比背面严重得多。在建筑物密集的场所,建筑背面有时也会因为反射冲击波的作用而遭到破坏。

三是爆炸的持续时间非常短,通常以毫秒来计算。即在几毫秒内,爆炸冲击波从最大值变到零。因此,建筑结构承受的是很大的冲量。

从图 8.2.2-3 所示爆炸的频谱特性可以看出,一般情况下,爆炸强度、频率高于地

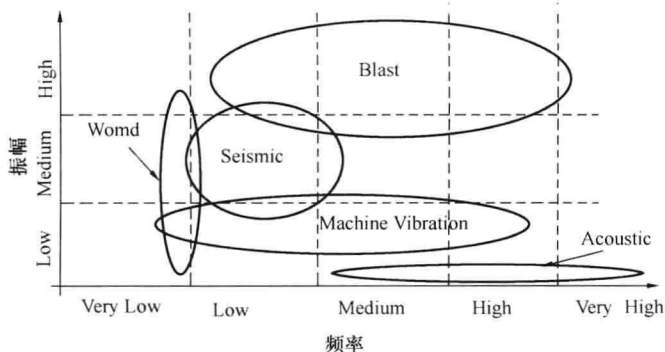


图 8.2.2-3 爆炸的频谱特性

震、飓风，频率较声音略低，与机械振动接近。

8.2.3 爆炸对抗爆防护结构的作用机理

当炸药在抗爆结构表面发生爆炸时，由于爆炸压缩波传至结构内表面时将发生反射，压缩波被反射成拉伸波，致使结构内表面由于受拉破坏而发生震塌破坏，因此，结构内表面的震塌破坏主要取决于抗爆结构材料的动力抗拉强度。

爆炸所产生的的是强荷载，在周围介质中，存在从爆炸冲击波到弹塑性应力波的衰减过程，既有空间扩散产生的衰减，又有热效应、不可恢复变形等产生的物理衰减。爆炸应力波的相互作用使这一进程更加复杂化，必须考虑非线性影响，这是当前应力波研究的难点。

任何一个结构物，在外力作用下，总会在不同程度上产生一定的响应，包括位移响应和速度响应。当然，影响结构对外加荷载响应的因素很多，包括结构的形式、结构材料的性质及其运动情况等。但是无论其响应的形式和大小如何，在外力和结构体之间都是一种能量交换。

结构物对爆炸冲击荷载的响应，就是其吸收、耗散外界能量的过程。它吸收、耗散的能量一部分用来产生宏观运动——以动能形式表现出来，另外一部分能量使其微观结构产生变化，如温度效应等，而这种微观结构变化的一种表现就是应力-应变效应，严重情况下会使结构体内部产生塑性变形。

结构物对爆炸冲击荷载响应的结构参数是结构在冲击荷载作用下表现出来的综合弹塑性特征。其他一些影响因素在不同程度上都可以在应力-应变关系上表现出来。因此，当宏观地研究结构物对冲击荷载的响应时，可以将结构视为一个具有某种阻尼特征和弹性特征的弹塑性系统。

爆炸产生的振动都是在相互正交的三个方向上同时产生。即：垂直方向、水平方向和结构横向。而在结构顶部和侧面一定距离内爆炸的规律是垂直振动大，水平方向次之，横向振动最小。国际上公认的结论性意见为：1) 水平方向振动加速度等于垂直加速度；2) 横向振动加速度等于垂直加速度的 $1/2$ 。有资料认为，水平方向、横向振动参数与垂直振动参数间存在如下关系：水平方向振动加速度大约等于垂直加速度的 $2/3$ ；横向振动加速度大约等于垂直加速度的 $1/3$ 。

8.2.4 结构抗暴研究现状

目前国内外众多学者对结构抗爆已进行了大量的研究，较为成熟的有美国陆军出版的 TM5-855-1 和 TM5-1300 等。近年来，人们越来越重视建筑物的抗爆设计，在爆炸荷载分析、结构爆炸响应、结构设计和加固设计等方面都取得很大进展。

大量学者对爆炸荷载下结构和构件的破坏模式进行了研究，建筑结构破坏模式方面的研究有：1978 年 Elling wood 等对阻止结构的进一步崩溃提出了许多设计方法，有两种方法得到了应用，一种是局部抗力加强法，就是在异常荷载的作用下提供足够的抗力。另一种是多荷载传递路径法，即允许结构局部产生破坏，但破坏时提供其他传力路径能够吸收异常荷载防止倒塌。1979 年 Hawkins 等研究了无梁楼板结构，发现结构倒塌与内部柱子受冲力作用有关，在 Hawkins 的基础上，1984 年 Mitchell 等致力于研究结构破坏后防止进一步倒塌的问题。1994 年 Sucuoglu 等研究了破坏柱子中力的重分布路径，通过对一个受破坏的框架结构建筑的研究，提出了基本结构抵抗机理。1998 年 Gilmour 等使用

PROCSIE 程序, 采用准静态和有限元的方法对钢筋混凝土框架结构的连续倒塌进行分析和模拟框架结构的倒塌过程。近年来, Kraut hammer、Muszynski、Khaiat 和陆新征等用有限元仿真方法分析了整体结构和结构节点在爆炸冲击波荷载作用下的动力特征和破坏模式。

构件破坏模式方面的研究有: 1994 年 Kraut hammer 等开展了钢筋混凝土构件在脉冲荷载作用下的反应机理研究, 基于 Timoshenko 梁理论研究了钢筋混凝土板和梁在瞬时荷载下的反应, 其中包括了应变率效应、荷载反向作用和结构转动机理的研究, 得出了完整的钢筋混凝土构件变形曲线、弯矩和内力分布等数据。2000 年 Williams 等提出了一种研究爆炸荷载对建筑物破坏的简单方法。他指出由于在节点处容易形成塑性铰或产生塑性屈服, 因而钢筋混凝土结构容易在构件节点处发生破坏。在墙体抗爆研究方面, Dennis、Eamon 等通过试验分析和有限元模拟, 详细研究了砌块墙体在爆炸冲击波荷载作用下的动力反应特性、避免脆性断裂的加固方法和已有砌体结构的抗爆加固措施。Mays 和 Hetherington 等分析了带孔洞的混凝土墙板受爆炸冲击加载引起了动力响应问题; 在柱子抗爆研究方面, Lan 等分析模拟了手提炸药爆炸对钢筋混凝土柱的破坏; 清华大学抗震抗爆工程研究室对钢筋混凝土结构构件在冲击荷载下的性能进行了大量试验研究; 杜林和石少卿等对钢管混凝土短柱内部抗爆性能进行了有限元数值模拟。在梁式构件抗爆研究方面, 方秦和柳锦春等基于 Timoshenko 梁理论, 分析了钢筋混凝土梁与钢筋混凝土组合梁的动力响应和弯曲、弯剪及剪切破坏的问题; 张媛媛和焦延平等采用有限元软件 ANSYS 模拟了钢筋混凝土梁在爆炸加载下的动力响应。

近年来, 方秦等也建立了分层 Timoshenko 梁非线性动力有限元分析方法, 对爆炸荷载作用下的钢筋混凝土梁的动力响应和破坏模式进行了分析, 并普遍认为钢筋混凝土构件在较大并且作用时间较短的爆炸荷载下会发生剪切破坏, 而在相对较小并且作用时间较长的爆炸荷载作用下会发生弯曲破坏。

8.2.5 美国规范的有关规定

美国规范对爆炸作用及设计方法有较为明确和详细的规定, 其中: IBC (2006) 中给出了一般规定; FEMA 系列给出了爆炸设计原理及部分爆炸源数据; UFC 中给出了具体的爆炸作用参数、分析方法及具体的混凝土、钢结构分析、设计方法。

1) 设计原则

对战争、恐怖袭击产生的爆炸作用, 国家规范中没有必须进行抗爆设计的专门要求。对大多数结构不要求结构具有抗爆能力, 但对重要结构 (例如大使馆、银行、军事设施等) 或业主有较高要求时可考虑进行抗爆设计。

2) 爆炸压力曲线 (图 8.2.5-1)

由图 8.2.5-1 可知, FEMA426 建议的爆炸压力随距离、炸药当量而变, 其中车辆类型包括轿车、货车和卡车。

3) 破坏爆炸压力值 (图 8.2.5-2)

4) 爆炸源安全距离 (图 8.2.5-3)

5) UFC 中的部分作用参数 (图 8.2.5-4~图 8.2.5-8)

8.2.6 欧洲规范的有关规定

1) 爆炸源及应用领域

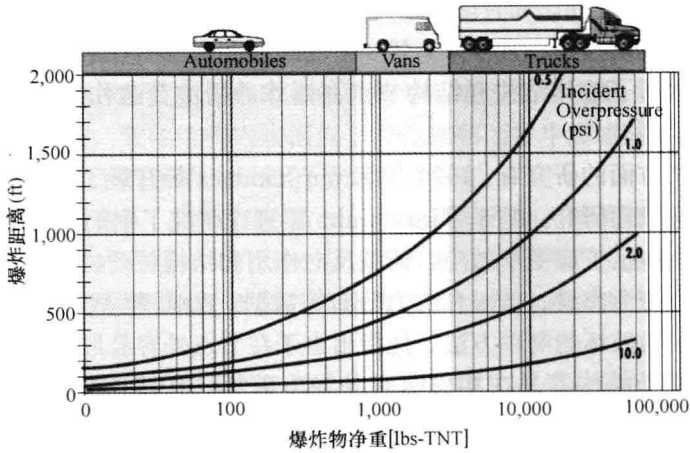


图 8.2.5-1 FEMA426 建议的爆炸压力曲线

Damage	Incident Overpressure (psi)
Typical window glass breakage	0.15-0.22
Minor damage to some buildings	0.5-1.1
Panels of sheet metal buckled	1.1-1.8
Failure of concrete block walls	1.8-2.9
Collapse of wood framed buildings	Over 5.0
Serious damage to steel framed buildings	4-7
Severe damage to reinforced concrete structures	6-9
Probable total destruction of most buildings	10-12

图 8.2.5-2 结构构件及结构破坏时的爆炸压力估计值

Threat Description		Explosives Mass*(TNT equivalent)	Building Evacuation Distance**	Outdoor Evacuation Distance***
High Explosives (TNT Equivalent)	Pipe Bomb	5 lbs 2.3kg	70ft 21m	850ft 259m
	Suicide Belt	10 lbs 4.5kg	90ft 27m	1,080ft 330m
	Suicide Vest	20 lbs 9kg	110ft 34m	1,360ft 415m
	Briefcase/ Suicide Bomb	50 lbs 23kg	150ft 46m	1,850ft 564m
	Compact Sedan	500 lbs 227kg	320ft 98m	1,500ft 457m
	Sedan	1,000 lbs 454kg	400ft 122m	1,750ft 534m
	Passenger/ Cargo van	4,000 lbs 1,814kg	640ft 195m	2,750ft 838m
	Small Moving Van/Delivery Truck	10,000 lbs 4,536kg	860ft 263m	3,750ft 1,143m
	Moving Van/ Water Truck	30,000 lbs 13,608 kg	1,240ft 375m	6,500ft 1,982m
	Semi-trailer	60,000lbs 27,216 kg	1,570ft 475m	7,000ft 2,134m

图 8.2.5-3 FEMA453 给出的几种常用爆炸源的当量 TNT 及室内、室外安全距离

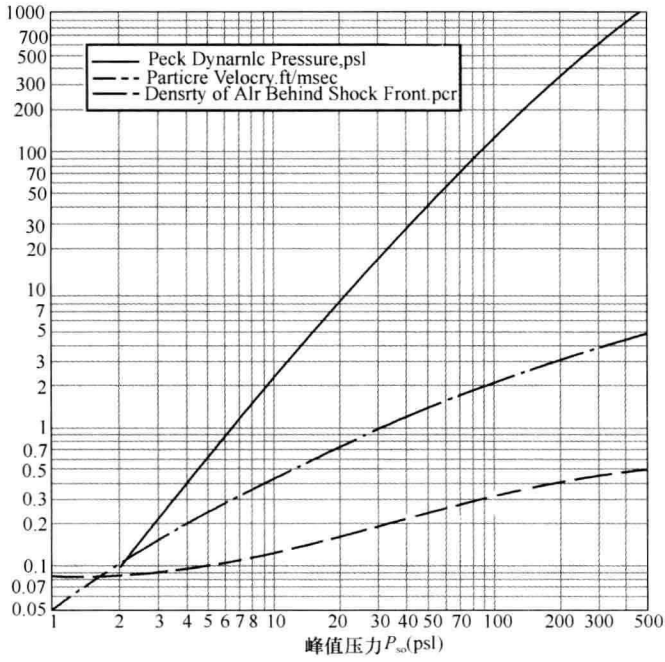


图 8.2.5-4 不同峰值压力条件下的峰值动压力、后空气密度、颗粒速度

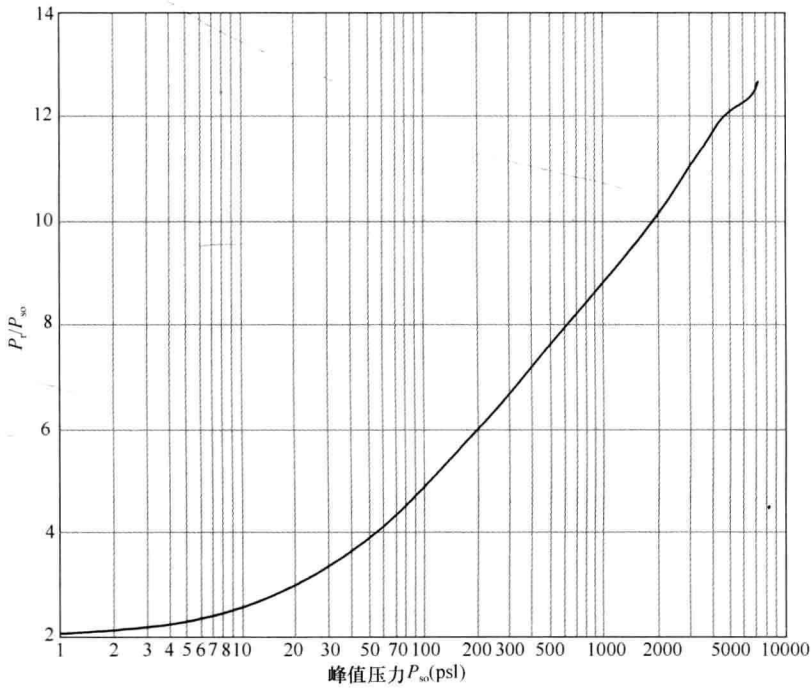


图 8.2.5-5 自由空气中反射波放大系数曲线

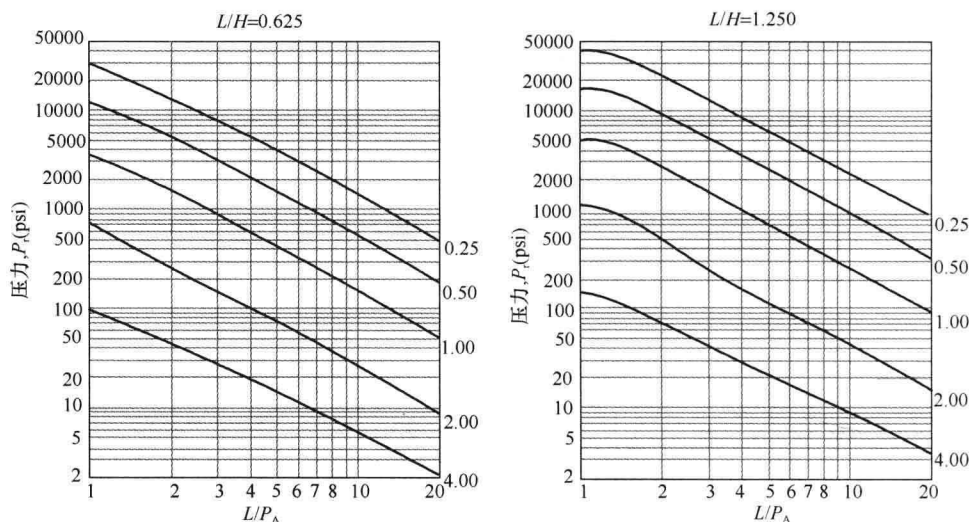


图 8.2.5-6 典型反射压力峰值平均曲线（对不同形状结构、通风状况等）

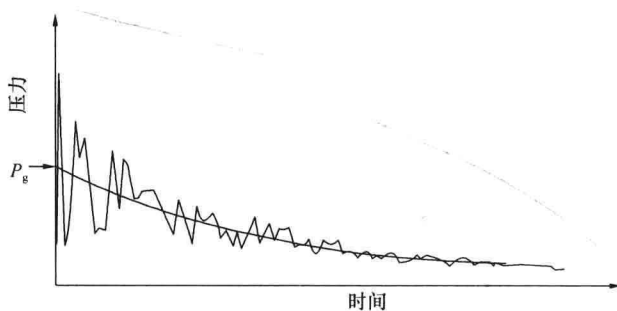


图 8.2.5-7 典型部分通风条件下爆炸压力-时间曲线

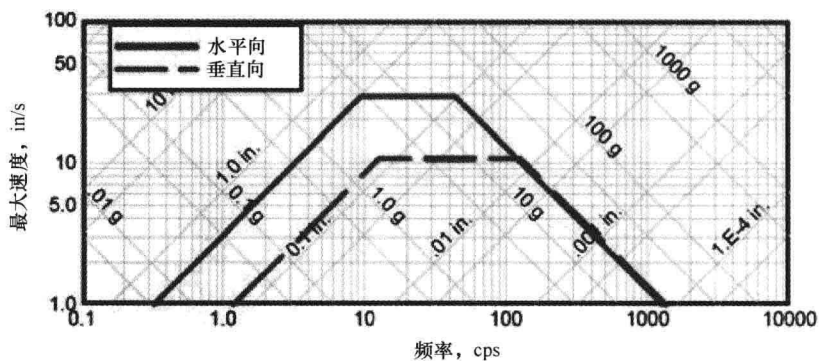


图 8.2.5-8 典型结构竖向、水平振动波谱

EC1-7 对粉尘等引起的内部爆炸 (Internal Explosion) 给出相关规定。适用于具有可燃性气体或其他爆炸性材料 (例如可爆炸的粉尘或液体) 的建筑物。固体高等级炸药不在该规范考虑范围之内。

内部爆炸具体包括：

- 房屋或筒仓内的粉尘爆炸；
- 能源输送管道内的粉尘爆炸；
- 房屋或封闭污水池内的气体或蒸汽爆炸；
- 能源输送管道内的气体或蒸汽爆炸；
- 公路或铁路隧道内的气体或蒸汽爆炸。

爆炸涉及的建筑物或构筑物包括化学设施、污水处理工程、装有管道气体或气罐的建筑物、能源管道、公路和铁路隧道。粉尘、气体、蒸汽爆炸应该在设计中考虑，除非其爆炸的可能性低于可接受的概率。

2) 作用描述

爆炸定义为粉尘、气体或蒸汽在空气中的快速化学反应。爆炸产生高温高压，以压力波的形式在空气中传递。影响爆炸产生压力的主要因素包括：

- 粉尘、气体和蒸汽的类型
- 空气中粉尘、气体和蒸汽含量
- 粉尘、气体和蒸汽混合体的均匀度
- 燃烧源
- 周围环境的障碍物情况
- 周围环境的尺度、形状
- 通风情况等。

对 2 级（中等）重要性结构，给出了单房间内关键构件承担的爆炸等效静力荷载。

对 3 级（高等）重要性结构，建议采用动力分析确定爆炸荷载。

爆炸高级设计可包括如下几个方面中的一个或多个：

- 爆炸压力计算，包括约束及保险板影响
- 动力非线性结构分析
- 概率方面及后果分析
- 减爆措施的经济优化

3) 一般性设计原则

应避免产生由内部爆炸引起的结构连续倒塌（Progressive Collapse）。非关键构件可以破坏，关键构件的破坏程度以不得丧失保持结构整体性为限。

为减小爆炸压力及破坏后果可采取如下措施：

- 结构具有足够承载力，可以承载最大的爆炸压力；
- 采用具有定量通风压力的通风设施；
- 爆炸分区，将爆炸危险区域与结构其他部分分区；
- 限制爆炸危险区域的范围；
- 在爆炸危险区域与其他区域之间设置专门防护和隔离措施。

爆炸压力同时完全作用于封闭结构的所有接触面。通风口应放置在爆炸源或气流发生器附近，其位置应注意避免危及人员安全。通风口应有效固定以免爆炸时飞出。通风板应保证在较低压力下开启并尽可能设计成轻型。如果使用窗户，应避免爆炸后气流碎片及窗户部件伤人。

设计支座时应考虑通风板在爆炸时产生对支座的荷载。爆炸正压后的负压也应在相关

结构设计中考虑。

4) 内部爆炸荷载计算公式

爆炸压力均按等效静压力考虑,按下述方法计算:

(1) 房间及筒仓内的粉尘爆炸:

通风口面积与设计压力的关系按下式确定:

$$A_v = 4.5e-5 \cdot K_{st} \cdot K_{h/d} \cdot V^{0.77} / p_d^{0.57} \quad (8.2.6-1)$$
$$K_{h/d} = \begin{cases} 1 + (h/d)(4 - 0.1 \ln(p_d)) & (\text{当 } 20\text{kN/m}^2 \leq p_d \leq 150\text{kN/m}^2 \text{ 时}) \\ 1 & (\text{当 } 150\text{kN/m}^2 \leq p_d \leq 200\text{kN/m}^2 \text{ 时}) \end{cases}$$

式中: A_v ——通风口面积 (m^2);

K_{st} ——与爆炸有关的材料参数,规范中给出了褐煤、纤维素等材料的相关值,也可通过实验测得;

$K_{h/d}$ ——与筒仓形状和爆炸压力有关的参数;

p_d ——爆炸压力;

h 、 d 、 V ——筒仓单元的高度、直径或等效直径、体积。通过上述两式可直接确定通风口面积,并通过迭代确定爆炸设计压力。

(2) 天然气爆炸

天然气爆炸产生的对周围环境的压力简化为静荷载。天然气爆炸产生于结构的压力可表达为同时作用在结构各个承压面的等效静力 p_d ,按下式计算:

$$p_d = \max \begin{cases} 1.5p_v \\ Cm(A_{tot}/A_v)^2 \end{cases} \quad \text{且 } p_d \leq 50\text{kN/m}^2 \quad (8.2.6-2)$$

式中: p_v ——通风口结构破坏时对应的等效均布静力压力;

A_v ——通风口面积 (m^2);

A_{tot} ——外围环境总面积(包括顶棚、底板、四周墙体面积),包括通风口面积;

m ——通风口构件质量 (kg);

C ——常数,其值为 0.006。

8.2.7 我国规范的规定及应用

1) 炸药与燃气爆炸荷载

爆炸荷载属于动力荷载,但如果按动力方法直接进行结构分析和设计,不仅计算过程复杂,而且有些设计参数很难确定,因此,荷载规范规定由炸药、燃气、粉尘等引起的爆炸荷载按等效静力荷载采用。

常规炸药爆炸动荷载作用下,结构构件的等效均布静力荷载标准值 q_{ce} 按下式计算:

$$q_{ce} = K_{dc} p_c \quad (8.2.7-1)$$

式中: p_c ——作用在结构构件上的均布动荷载最大压力,可按国家标准《人民防空地下室设计规范》GB 50038—2005 有关规定确定;

K_{dc} ——动力系数,根据构件在均布动荷载作用下的动力分析结果,按最大内力等效

的原则确定。

对具有通口板（玻璃窗）的房屋结构，其燃气爆炸的等效静力均布荷载取按下列公式计算的较大值：

$$p_k = 3 + p_v \quad (8.2.7-2)$$

$$p_k = 3 + 0.5p_v + 0.04\left(\frac{A_v}{V}\right)^2 \quad (8.2.7-3)$$

式中： p_v ——通口板的额定破坏压力（ kN/m^2 ）；

A_v ——通口板面积（ m^2 ）；

V ——爆炸空间的体积（ m^3 ）。

2) 确定等效均布静力爆炸荷载的一般步骤

(1) 确定爆炸冲击波波形参数

常规武器地面爆炸空气冲击波波形可取按等冲量简化的无升压时间的三角形，见图 8.2.7-1。

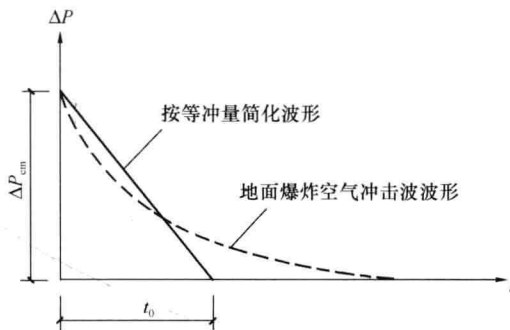


图 8.2.7-1 常规武器地面爆炸空气冲击波简化波形

常规武器地面爆炸冲击波最大超压（ N/mm^2 ） ΔP_{cm} 可按下式计算：

$$\Delta P_{\text{cm}} = 1.316\left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R}\right)^3 + 0.369\left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R}\right)^{1.5} \quad (8.2.7-4)$$

式中： C ——等效 TNT 装药量（ kg ），应按国家现行有关规定取值；

R ——爆心至作用点的距离（ m ），爆心至外墙外侧水平距离应按国家现行有关规定取值。

地面爆炸空气冲击波按等冲量简化的等效作用时间 t_0 （ s ），可按下式计算：

$$t_0 = 4.0 \times 10^{-4} \Delta P_{\text{cm}}^{0.5} \sqrt[3]{C} \quad (8.2.7-5)$$

(2) 按单自由度体系强迫振动的方法分析得到构件的内力

从结构设计所需精度和尽可能简化设计的角度考虑，在常规武器爆炸动荷载或核武器爆炸动荷载作用下，结构动力分析一般采用等效静荷载法。试验结果与理论分析表明，对于一般防空地下室结构在动力分析中采用等效静荷载法除了剪力（支座反力）误差相对较大外，不会造成设计上明显不合理。

研究表明，在动荷载作用下，结构构件振型与相应静荷载作用下挠曲线很相近，且动

荷载作用下结构构件的破坏规律与相应静荷载作用下破坏规律基本一致，所以在动力分析时，可将结构构件简化为单自由度体系。运用结构动力学中对单自由度集中质量等效体系分析的结果，可获得相应的动力系数。

等效静荷载法一般适用于单个构件。实际结构是个多构件体系，如有顶板、底板、墙、梁、柱等构件，其中顶板、底板与外墙直接受到不同峰值的外加动荷载，内墙、柱、梁等承受上部构件传来的动荷载。由于动荷载作用的时间有先后，动荷载的变化规律也不一致，因此对结构体系进行综合的精确分析是较为困难的，故一般均采用近似方法，将它拆成单个构件，每一个构件都按单独的等效体系进行动力分析。各构件的支座条件应按实际支承情况来选取。例如对钢筋混凝土结构，顶板与外墙的刚度接近，其连接处可近似按弹性支座（介于固端与铰支之间）考虑。而底板与外墙的刚度相差较大，在计算外墙时可将二者连接处视作固定端。对通道或其他简单、规则的结构，也可近似作为一个整体构件按等效静荷载法进行动力计算。

对于特殊结构也可按有限自由度体系采用结构动力学方法，直接求出结构内力。

(3) 根据构件最大内力等效的原则确定等效均布静力荷载

等效静力荷载法规定结构构件在等效静力荷载作用下的各项内力（如弯矩、剪力、轴力）等与动荷载作用下相应内力最大值相等，这样即可把动荷载视为静荷载。

3) 梁等效均布静力爆炸荷载计算示例

以一个简支梁的模型，计算其在爆炸冲击均布动荷载作用下的动力响应，以跨中变形为等效得到等效均布静荷载以及动力系数 K_{dc} 。例题中将简支梁简化为连续体系模型，也可简化为单自由度体系。

(1) 爆炸空气冲击波波图形

如图 8.2.7-2 所示，可以得出爆炸冲击均布压力 Δp 与时间 t 的关系为：

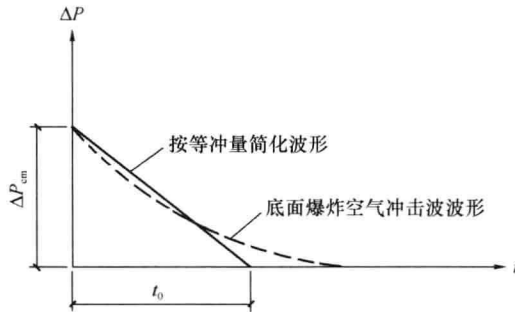


图 8.2.7-2 爆炸空气冲击波波图形

$$\Delta p(t) = -\frac{\Delta p_{cm}}{t_0} t + \Delta p_{cm}$$

其中：

$$\Delta p_{cm} = 1.316 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^3 + 0.369 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^{1.5}$$

$$t_0 = 4.0 \times 10^{-4} \Delta p_{cm}^{0.5} \sqrt[3]{C}$$

(2) 动力分析

采用连续体系，结构动力分析简图如图 8.2.7-3 所示。

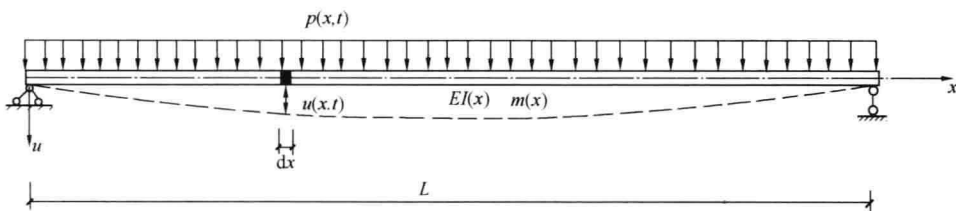


图 8.2.7-3 结构动力分析简图

设该简支梁单位长度质量为 m ，采用振型叠加法可得该简支梁在均布外荷载作用下的强迫振动方程为：

$$\ddot{s}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n \dot{s}_n(t) + \omega_n^2 s_n(t) = \frac{1}{M_n} p_n(t)$$

式中： $s_n(t)$ —— 随时间变化的振幅；

ζ_n —— 各阶振型阻尼比；

ω_n —— 简支梁各阶振型自振频率；

M_n —— 广义质量；

$p_n(t)$ —— 广义力。

对于等截面简支梁，梁的抗弯刚度和质量都为定值，即 EI 和 m ，则自振频率为：

$$\omega_n = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \quad (n = 1, 2, \dots)$$

式中： $\phi_n(x)$ —— 振型函数， $\phi_n(x) = A_n \sin \frac{n\pi x}{L}$ ($n = 1, 2, \dots$)，对于简支梁可取 $A_n = 1$ ；

广义力为：

$$p_n(t) = \int_0^L \phi_n(x) p(x,t) dx = \frac{2L}{n\pi} \Delta p(t) \quad (n = 1, 3, 5, \dots)$$

由于分布荷载不沿梁的长度变化（实际情况一般如此，个别情况略有例外），故振型力可简化为 $p(x,t) = p(t) = \Delta p(t)$ 。

广义质量为：

$$M_n = m \int_0^L \phi_n^2(x) dx = m \int_0^L \sin^2 \frac{n\pi x}{L} dx = \frac{mL}{2} \quad (n = 1, 2, 3, \dots)$$

采用 Duhamel 积分法得到简支梁在均布荷载 $p(t)$ 作用下初始条件为零时强迫振动方程的解为：

$$s_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_{Dn}} \int_0^t p_n(\tau) e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{Dn} (t-\tau) d\tau$$

式中： ω_{Dn} —— 第 n 阶有阻尼自振频率， $\omega_{Dn} = \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}$ 。

将爆炸产生的均布压力表达式代入方程的解，得到：

$$s_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_{Dn}} \int_0^t \left[\frac{2L}{n\pi} \left(-\frac{\Delta p_{cm}}{t_0} \tau + \Delta p_{cm} \right) \right] e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{Dn} (t-\tau) d\tau$$

根据振型叠加原理，得到等截面简支梁在均布动荷载作用下任意截面处的振动位移：

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(x) s_n(t) \\ = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{n\pi x}{L} \frac{1}{M_n \omega_{Dn}} \int_0^t \left[\frac{2L}{n\pi} \left(-\frac{\Delta p_{cm}}{t_0} \tau + \Delta p_{cm} \right) \right] e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{Dn} (t-\tau) d\tau$$

忽略高阶振型的影响, 即取 $n=1$, 即可得到简支梁在 $(0, t_0)$ 时间内在均布动荷载压力下跨中 ($x=L/2$) 竖向位移为:

$$u\left(\frac{L}{2}, t_0\right) = \frac{1}{M_n \omega_{Dn}} \int_0^{t_0} \left[\frac{2L}{\pi} \left(-\frac{\Delta p_{cm}}{t_0} \tau + \Delta p_{cm} \right) \right] e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{Dn} (t_0 - \tau) d\tau$$

(3) 求等效静力荷载

由静力分析可知, 均布荷载 q 作用下简支梁中部竖向位移为:

$$u\left(\frac{L}{2}, t_0\right) = \frac{5qL^4}{384EI}$$

令均布压力作用下简支梁跨中竖向位移与均布静力荷载 q 作用下简支梁中部竖向位移相等, 即可得到等效静力均布爆炸荷载或推导出动力系数 K_{dc} 。

8.3 撞击荷载

8.3.1 撞击荷载作用原理及国外规范有关规定

1) 撞击荷载作用原理

偶然荷载中涉及的撞击主要指运动速度较大物体对建筑结构产生较大的动力冲击作用, 由于速度较大, 可能存在较大的动力荷载作用。

撞击原理较为明确, 主要是考虑动力放大效应, 通过一般的弹塑性时程分析, 理论上可以对撞击作用及效应进行精确模拟, 分析结果经过适当归并和简化后可用于设计。

2) IBC 对撞击荷载的规定

(1) 撞击荷载的撞击源包括

——移动机械

——电梯

——吊车

——车辆

——其他类似的作用力、动荷载、压力及可能的固定和移动超载作用

(2) 撞击荷载与一般活荷载关系

电梯撞击荷载:

——在一般活荷载基础上放大 100% 作为撞击荷载

机器撞击荷载, 在机器或移动荷载自重基础上放大:

——升降机, 放大 100%

——轻型机器 (轴驱动或马达驱动), 放大 20%

——往复机器或电动, 放大 50%

——楼面吊顶或阳台悬挂物, 放大 33%

——如设备生产商有专门规定, 应以专门规定为准

3) 欧洲规范

(1) 撞击源和作用对象

撞击源:

- 车辆撞击
- 升降机撞击
- 火车撞击
- 船舶撞击
- 直升机在屋顶硬着陆

作用对象:

- 停车库
- 升降机库房
- 临近公路或铁路的建筑物
- 桥梁(人行桥、支架、轻型柱等)

(2) 软撞击、硬撞击

撞击分为软撞击(Soft Impact)和硬撞击(Hard Impact)。软撞击的结构设计为通过构件弹塑性变形吸收冲击能量。硬撞击的结构设计为撞击源物体耗散撞击能量。

(3) 具体规定

直升机紧急着陆时引起的竖向等效静力撞击力设计值 F_d 为:

$$F_d = C \sqrt{m} \quad (8.3.1)$$

式中: C 为系数, $3\text{kN} \cdot \text{kg}^{-0.5}$; m 为直升机质量(kg)。

考虑上述荷载的作用包括: ①停机坪内任何区域; ②停机坪边缘线 7m 之内的屋顶结构部分。作用区域面积为 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 。

8.3.2 我国规范的规定与应用

1) 电梯撞击荷载

电梯撞击荷载是指电梯运营中发生非正常事件下可能对结构产生的作用。计算撞击荷载的基本思路是: 当电梯运行超过正常速度一定比例后, 安全钳首先作用, 将轿厢(对重)卡在导轨上; 安全钳作用瞬间, 将轿厢(对重)传来的冲击荷载作用给导轨, 再由导轨传至底坑(悬空导轨除外)。在安全钳失效的情况下, 轿厢(对重)才有可能撞击缓冲器, 缓冲器将吸收轿厢(对重)的动能, 提供最后的保护。

因此, 偶然情况下, 作用于底坑的撞击力存在四种情况: 轿厢或对重由安全钳通过导轨传至底坑; 轿厢或对重通过缓冲器传至底坑。由于这四种情况不可能同时发生, 撞击荷载取值应为这四种情况下的最大值。根据部分电梯厂家提供的常用电梯品牌的规格参数, 计算出不同的电梯品牌、类型的撞击力与电梯总重力荷载的比值(见表 8.3.2, 由中国建筑西南设计院提供)。

根据表 8.3.2 计算结果, 并参考了美国 IBC 96 规范以及我国《电梯制造与安装安全规范》GB 7588—2003, 确定撞击荷载标准值, 规定竖向撞击荷载标准值可取电梯总重力荷载的 4~6 倍。规范值适用于电力驱动的曳引式或强制式乘客电梯、病床电梯及载货电梯, 不适用于杂物电梯和液压电梯。电梯总重力荷载为电梯核定载重和轿厢自重之和, 忽略了电梯装饰荷载的影响。额定速度较大的电梯, 相应的撞击荷载也较大, 高速电梯(额

定速度不小于 2.5m/s) 宜取上限值。

常用电梯品牌撞击力计算结果 (电梯总重力荷载的倍数)

表 8.3.2

电梯类型		品牌 1	品牌 2	品牌 3
无机房	低速客梯	3.7~4.4	4.1~5.0	3.7~4.7
	低速客梯	3.8~3.7	4.1~4.3	4.0~4.8
有机房	低速观光梯	3.7	4.9~5.6	4.9~5.4
	低速医梯	4.2~4.7	5.2	4.0~4.5
	低速货梯	3.5~4.1	3.9~7.4	3.6~5.2
	高速客梯	4.7~5.4	5.9~7.0	6.5~7.1

2) 汽车

规范条文规定顺行方向的汽车撞击力标准值按下式计算：

$$P_k = \frac{mv}{t} \quad (8.3.2-1)$$

式中： m ——汽车质量，可取 15t；

v ——车速，可取 22.2 (m/s)；

t ——为撞击时间，可取 1.0s。

垂直行车方向的撞击力标准值可取顺行方向撞击力标准值的 0.5 倍，二者不考虑同时作用。

条文主要借鉴了《公路桥涵设计通用规范》JTG D60—2004 和《城市人行天桥与人行地道技术规范》CJJ 69—95 的有关规定，基于动量定理给出了撞击力的一般公式，概念较为明确。按上述公式计算的撞击力，与欧洲规范相当。

我国公路上 10t 以下中、小型汽车约占总数的 80%，10t 以上大型汽车占 20%。因此，该规范规定计算撞击力时撞击车质量取 10t。而《城市人行天桥与人行地道技术规范》则建议取 15t。本规范建议撞击车质量按照实际情况采用，当无数据时可取为 15t。又据《城市人行天桥与人行地道技术规范》CJJ 69—95，撞击车速建议取国产车平均最高车速的 80%。目前高速公路、一级公路、二级公路的最高设计车速分别为 120km/h、100km/h 和 80km/h，综合考虑取车速为 80km/h (22.2m/s)。在没有试验资料时，撞击时间按《公路桥涵设计通用规范》的建议，取值 1s。

参照《城市人行天桥与人行地道技术规范》和欧洲规范 EN1991-1-7，垂直行车方向撞击力取顺行方向撞击力的 50%，二者不同时作用。

建筑结构可能承担的车辆撞击主要包括地下车库及通道车辆撞击、路边建筑物车辆撞击等，由于所处环境不同，车辆质量、车速等变化较大，因此在给出一般值的基础上，设计人员可根据实际情况调整。

3) 直升机

规范条文规定直升机非正常着陆时引起的竖向等效静力撞击力标准值按下式计算：

$$P_k = C\sqrt{m} \quad (8.3.2-2)$$

式中： C ——系数，取 $3\text{kN} \cdot \text{kg}^{-0.5}$ ；

m ——直升机质量 (kg)。

竖向撞击力的作用范围包括停机坪及停机坪边缘线 7m 之内的屋顶结构；竖向撞击力的作用区域一般取 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 。

8.4 偶然荷载组合

结构设计中针对偶然荷载应考虑偶然事件发生时和发生后两种设计状况。首先，在偶然事件发生时要保证某些特殊部位的构件具备一定的抵抗偶然荷载的承载能力，结构构件的受损可控，此时结构在承受偶然荷载的同时，还要承担恒荷载、活荷载或其他荷载，要采用结构承载能力设计的偶然荷载效应组合；其次，保证在偶然事件发生后，受损结构能够承担对应于偶然设计状况的永久荷载和可变荷载，保证结构有足够的整体稳固性，不致因偶然荷载引起结构连续倒塌，此时要采用结构整体稳固验算的偶然荷载效应组合。

与其他可变荷载根据设计基准期通过统计确定荷载标准值的方法不同，偶然荷载在设计中所取的代表值是由有关的权威机构或主管人员主观认定，因此不考虑荷载分项系数，设计值与标准值取相同的值。偶然事件本身属于小概率事件，两种不相关的偶然事件同时发生的概率更小，所以不必同时考虑两种偶然荷载。据此分别规定两种设计状况的偶然荷载组合如下：

(1) 偶然事件发生时，结构承载能力极限状态计算的效应设计值，按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + S_{A_d} + \psi_{\eta} S_{Q_1,k} + \sum_{i=1}^n \psi_{q_i} S_{Q_{ik}} \quad (8.4-1)$$

式中： S_{A_d} ——按偶然荷载标准值 A_d 计算的荷载效应值，如内力、位移等；

ψ_{η} ——第 1 个可变荷载的频遇值系数；

ψ_{q_i} ——第 i 个可变荷载的准永久值系数。

(2) 偶然事件发生后，受损结构整体稳固性验算的效应设计值，按下式计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \psi_{\eta} S_{Q_1,k} + \sum_{i=1}^n \psi_{q_i} S_{Q_{ik}} \quad (8.4-2)$$

设计人员和业主首先要控制偶然荷载发生的概率或减小偶然荷载的强度，其次才是进行偶然荷载设计。抗连续倒塌设计有多种方法，如直接设计法和间接设计法等，无论采用直接方法还是采用间接方法，均需要验算偶然荷载下结构的局部强度及偶然荷载发生后结构的整体稳定性，不同的情况采用不同的荷载组合。

参 考 文 献

- [1] Eurocode 1-prEN 1991-1-7 (2003 May) accidental actions.
- [2] FEMA 403 / May 2002, World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations and Recommendations.
- [3] FEMA 426/ December 2003; Risk Management Series; Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings.
- [4] FEMA 428 / Risk Management Series Primer to Design Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks, December 2003.
- [5] FEMA 429 / Risk Management Series; Insurance, Finance, and Regulation Primer for Terrorism

- Risk Management in Buildings, December 2003.
- [6] FEMA 430; Risk Management Series; Site and Urban Design for Security; Guidance Against Potential Terrorist Attacks; December 2007.
- [7] FEMA 452; Risk Assessment: A How-to Guide to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings, January 2005.
- [8] FEMA 453; Risk Management Series; Design Guidance for Shelters and Safe Rooms, May 2006.
- [9] TM5-855-1, Fundamental of protective design for conventional weapons[M]. Waterway Experimental Station, Department of the Army, 1983.
- [10] TM-1300, Structures to Resist the Effects of Accidental Explosion[M]. Department of the Army Technical Manual, Department of the Navy Publication NAVFAC P2397, Department of the Air Force Manual AFM 88222, Department of the Army, the Navy, and the Air Force, June 1969.
- [11] ECCS; Design manual on the European recommendations for the fire safety of steel structures (First edition) [M].
- [12] European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Elsevier, 1985.
- [13] 赵建平, 徐国元. 爆炸波信号识别及其动力学过程的实验研究[J]. 岩土工程学报, 第31卷第5期, 2009年5月.
- [14] 张秀华, 段忠东, 张春巍. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土梁的动力响应和破坏过程分析[J]. 东北林业大学学报, 第37卷第4期, 2009年4月.
- [15] 刘明路, 赵金城, 赖鹏邦, 靳猛. 爆炸荷载作用下工字钢梁非线性有限元分析[J]. 钢结构, 2009年第3期第24卷.
- [16] 钱成, 陈太林, 吴理更. 爆炸荷载作用下抗爆结构的防护机理[J]. 山西建筑, 第35卷第24期, 2009年8月.
- [17] 杨守中. 爆炸与冲击动力学[M]. 北京: 兵器工业出版社, 1993.
- [18] 张玲. 爆炸事故后的建筑物安全鉴定[J]. 低温建筑技术, 2003年第5期(总第95期).
- [19] 宋晓胜, 苏幼坡, 王兴国, 陈明辉. 爆炸与地震作用对钢筋混凝土结构影响的比较[J]. 自然灾害学报, 17卷2期, 2008年4月.
- [20] 杜修力, 廖维张, 田志敏, 石磊. 爆炸作用下建(构)筑物动力响应与防护措施研究进展[J]. 北京工业大学学报, 第34卷第3期, 2008年3月.
- [21] 田贯三, 陈洪涛, 王学栋. 城市燃气爆炸极限计算与分析[J]. 山东建筑工程学院学报, 第17卷第2期, 2002年6月.
- [22] 周浩璋. 城市中爆炸波的传播[J]. 四川建材, 2009年第2期, 2009年4月.
- [23] 张舵, 卢芳云, 王瑞峰. 钢筋混凝土板在爆炸作用下的破坏研究[J]. 弹道学报, 第20卷第2期, 2008年6月.
- [24] 刘晶波, 刘阳冰, 杨建国, 贾群林. 国家地震紧急救援训练基地地震废墟结构设计与爆炸成型研究[J]. 振动与冲击, 第28卷第9期.
- [25] 王秀丽. 建筑结构在爆炸荷载下的破坏模式综述[J]. 安徽建筑工业学院学报, 第17卷第1期, 2009年2月.
- [26] 翟卫斌. 建筑物的动态爆炸分析[J]. 石油化工设计, 2006, 23(1).
- [27] 肖黎, 屈文忠, 余杰. 建筑物内爆流固耦合数值分析[J]. 武汉理工大学学报, 第31卷第10期, 2009年5月.
- [28] 杨润林¹, 唐曹明², 孟霞. 结构抗爆计算分析与防护策略[J]. 建筑科学, 第25卷第9期, 2009年9月.
- [29] 高康华. 可燃性气体在建筑物内爆炸研究进展[J]. 山西建筑, 第35卷第23期, 2009年8月.

- [30] 韩永利, 陈龙珠. 民用建筑抗燃爆研究方法探讨[J]. 工程抗震与加固改造, 第 31 卷第 5 期, 2009 年 10 月.
- [31] 龚顺风, 金伟良. 内部爆炸荷载作用下钢筋混凝土板碎片抛射速度的预测[J]. 工程力学, 第 26 卷第 9 期, 2009 年 9 月.
- [32] 李溪喧, 李传才. 纽约世贸中心坍塌评析[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 第 20 卷第 2 期, 2003 年 6 月.
- [33] 田贯三, 于畅, 李兴泉. 煤气与热力, 第 26 卷第 3 期, 2006 年 3 月.
- [34] 夏志成, 贾蓬, 金丰年. 应对恐怖爆炸袭击建筑物防护的研究现状综述[J]. 防灾减灾工程学报, 第 26 卷第 2 期, 2006 年 5 月.
- [35] 霍静思, 韩林海. ISO- 834 标准火灾作用下钢管混凝土的轴压刚度和抗弯刚度[J]. 地震工程与工程振动, 第 22 卷第 5 期, 2002 年 10 月.
- [36] 栾波, 刘明, 尹晓明. 钢管混凝土在火灾作用下(后)的性能- 理论与发展[J]. 混凝土, 2003 年第 12 期(总第 170 期), Number 12 in 2003 (Total No. 170).
- [37] 何玉红. 火灾作用下钢筋混凝土结构的性能研究[J]. 自然灾害学报, 17 卷 3 期, 2008 年 6 月.
- [38] 李玉强. 火灾作用下钢筋混凝土结构工作性状研究概述[J]. 山西建筑, 第 35 卷第 26 期, 2009 年 9 月.
- [39] 傅传国, 王广勇, 王玉镯. 火灾作用下钢筋混凝土框架结构的损伤机制[J]. 西南交通大学学报, 第 44 卷第 5 期, 2009 年 10 月.
- [40] 赵前程, 陈永强, 刘奕, 袁明武. 火灾作用下体育馆结构破坏数值分析[J]. 应用基础与工程科学学报, 第 16 卷 6 期, 2008 年 12 月.
- [41] 国内防火相关规范标准简介[S]. 公安部消防局, 2009 年 10 月.
- [42] 潘峰, 孙炳楠, 楼文娟, 陈勇. 冲击风作用下大跨屋盖多模态随机风致响应研究[J]. 空气动力学学报, 第 26 卷第 1 期, 2008 年 03 月.
- [43] 林峰, 匡昕昕, 顾祥林. 冲击荷载下混凝土本构模型及损伤延迟指标的参数研究[J]. 振动与冲击, 第 27 卷第 3 期, 2008.
- [44] 戴春军, 贾君. 冲击荷载作用后的钢框架结构抗火承载力研究[J]. 黑龙江科技信息.
- [45] 杜修力, 田瑞俊, 彭一江, 田予东. 冲击荷载作用下混凝土抗压强度的细观力学数值模拟[J]. 北京工业大学学报, 第 35 卷第 2 期, 2009 年 2 月.
- [46] 王政, 倪玉山, 曹菊珍, 张文. 冲击荷载下混凝土本构模型构建研究[J]. 高压物理学报, 第 20 卷第 4 期, 2006 年 12 月.
- [47] 徐定海, 盖京波, 王善. 冲击荷载作用下板壳结构的可靠性研究[J]. 机械设计, 第 26237 卷第 2 期, 2009 年 2 月.
- [48] 张梁娟, 朱昌, 史熙, 张鹏. 电梯蹲底事故中乘客冲击响应研究[J]. 上海交通大学学报, 第 43 卷第 11 期, 2009 年 11 月.
- [49] 赵振东, 钟江荣, 余世舟. 钢混结构物受外来飞射体撞击的破坏效应研究[J]. 地震工程与工程振动, 第 23 卷第 5 期, 2003 年 10 月.
- [50] 宋春明, 赵跃堂, 邓永红. 钢筋混凝土梁在低速撞击下的动力响应[J]. 岩土力学, 第 26 卷增刊, 2005 年 5 月.
- [51] 王华杰, 邬兵. 高层钢结构建筑物受大质量物体纵向撞击破坏的近似分析[J]. 工程建设与设计, 2004 年 3 月.
- [52] 孙刚臣, 王杰光, 肖明贵. 横向撞击对竖直桩的破坏及其预防[J]. 施工技术, 2003 年 1 月, 第 32 卷第 1 期.
- [53] 刘海峰, 刘海燕, 宋卫东. 混凝土材料冲击破坏特性[J]. 中国科学 G 辑: 物理学力学天文学 2009

年第 39 卷第 9 期.

- [54] 顾小成, 黄东阳, 殷尧江, 蒋国平. 混凝土材料冲击性能的数值模拟研究[J]. 科学技术与工程, 第 8 卷第 14 期 2008 年 7 月.
- [55] 王昕, 楼文娟, 徐伟. 雷暴冲击风对输电塔的作用特征, 华中科技大学学报(城市科学版), 第 25 卷第 4 期, 2008 年 12 月.
- [56] 赵杨, 曹曙阳, Yukio Tamura, 段忠东, S. Ozono. 雷暴冲击风模拟及其荷载的风洞试验研究[J]. 振动与冲击, 第 28 卷第 4 期, 2009.
- [57] 金丰年, 蒋美蓉, 王斌, 刘黎, 张丽萍. 美国世贸大厦破坏分析[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 第 4 卷第 4 期, 2003 年 8 月.
- [58] 刘兴远, 刘念念, 程建, 何世兵, 罗堃. 汽车撞击作用对建筑物安全性影响的初步分析[J]. 重庆建筑, 2008 年 No. 12, 总第 62 期.
- [59] 刘海峰, 宁建国. 强冲击荷载作用下混凝土材料动态本构模型[J]. 固体力学学报, 第 29 卷第 3 期, 2008 年 9 月.
- [60] 宋晓滨, 张伟平, 顾祥林. 重物高空坠落撞击多层钢筋混凝土楼板的仿真计算分析[J]. 结构工程师, 2002 (4).

第九章 常见问题解答

9.1 荷载分类与荷载组合

1. 地下水压力属于永久荷载吗？其荷载分项系数怎么取？

一般情况下地下水压力应按永久荷载考虑，规范第 4.0.1 条永久荷载举例中也包含“水压力”，此时，荷载分项系数取 1.2 或 1.0。

当地下水的水位变化较大时，如位于受潮汐影响的海边或海河边的建筑，地下水压力应按可变荷载考虑，尤其是在地下结构抗漂浮验算中，地下水压力是主导荷载，更应慎重。此时，荷载分项系数应取 1.4。但是当建设场地的地下水位较高，接近地表面时，荷载分项系数可根据实际情况酌情考虑。

2. 隔墙荷载属于永久荷载吗？如何确定隔墙荷载？

规范第 4.0.4 条明确规定：固定隔墙的自重可按永久荷载考虑，位置可灵活布置的隔墙自重应按可变荷载考虑。因此，应根据建筑未来可能的使用功能来确定隔墙是固定或是可灵活布置的，再确定其荷载的性质。

一般来说，布置于楼板上的隔墙，应按可灵活布置的隔墙来考虑并计算其活荷载。板上的隔墙活荷载应按等效均布的方法来确定，即将隔墙自重作为线荷载作用在板上，计算出板的跨中和支座内力，再按等效的原则确定均布活荷载；也可依据规范第 5.1.1 条表 5.1.1 注 6 规定的近似方法确定楼面均布活荷载，即取 $1/3$ 的每延米隔墙自重（且不小于 1kN/m^2 ）作为隔墙范围内楼面的附加活荷载。

无论采用等效均布方法或近似方法，隔墙活荷载都要与使用活荷载叠加。当分析软件允许时，也可以在活荷载中直接输入线荷载进行结构分析。

3. 预应力属于永久荷载吗？

在《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153—2008 中，预应力是作为独立的一类荷载出现的。在该标准的附录 A 针对房屋建筑 A1 中规定，预应力作用的分项系数根据其对立结构有利或不利分别取 1.2 或 1.0。

考虑到预应力荷载只是在少部分的建筑结构中出现，为了避免给设计人员带来不必要的麻烦，荷载规范没有在荷载组合表达式中单独列出预应力荷载。考虑到其荷载分项系数取值与永久荷载相同，在工程应用中可将其视为永久荷载来处理。

4. 消防车荷载属于偶然荷载吗？

在本规范中，消防车荷载按可变荷载考虑，不属于偶然荷载。

5. 在荷载组合中如何确定最不利的效应设计值？

由本规范强条第 3.2.3 条规定的组合公式可以看出，确定最不利的荷载效应设计值的关键是要找出哪一组可变荷载或者永久荷载是在结构设计中起控制作用的。事实上这是一件很困难的事，不同的设计目标有不同的答案。不同结构类型、位于不同地区的建筑其控

制的荷载可能不同，同一个结构中的不同构件其控制的荷载可能不同，同一个构件中的不同截面其控制的荷载可能不同，即使是同一截面中的不同内力其控制的荷载也可能不同。因此，确定最不利的荷载效应设计值要针对每一个设计目标分别进行。以最简单的钢筋混凝土框架梁为例，要分别就跨中弯矩和剪力、支座弯矩和剪力找出最不利荷载效应设计值。这一过程一般均由计算机软件通过轮次试算来实现（参见第十章）。

6. 什么情况下活荷载分项系数可以取 1.3?

本规范强条第 3.2.4 条明确规定：对标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面结构的活荷载，可变荷载的分项系数应取 1.3；其他情况，应取 1.4。因此，只有工业厂房中楼面的活荷载标准值大于 4kN/m^2 的那部分楼面，分项系数才可以取 1.3。

7. 如何确定倾覆、滑移以及漂浮验算的荷载分项系数?

在倾覆、滑移以及漂浮验算中，自重产生的永久荷载对验算是有利的，因此永久荷载分项系数应取不大于 1.0。鉴于有些地方标准和结构规范对此有专门规定，因此本规范强条第 3.2.4 条规定“荷载的分项系数应满足有关的建筑结构设计规范的规定”。对倾覆、滑移以及漂浮验算有利的活荷载，一般不予考虑。对倾覆、滑移以及漂浮验算不利的风荷载、水浮力等可变荷载，其荷载分项系数一般应取 1.4。

8. 哪些荷载属于荷载标准值可控制的活荷载?

本规范第 3.2.5 条表 3.2.5 注 2 规定：对于荷载标准值可控制的活荷载，设计使用年限调整系数 γ_L 取 1.0。荷载标准值可控制的活荷载基本包括三类：1) 以储物重量为主的楼面活荷载，如书库、档案库、贮藏室等；2) 以车辆重量为主的、按等效均布方法确定的汽车通道及停车库活荷载；3) 以设备重量为主的、按等效均布方法确定的工业楼面活荷载。其他如吊车荷载等以设备核定参数为主确定的活荷载也属于此类荷载。

应该特别注意的是，设计使用年限调整系数 γ_L 取 1.0 隐含两层意思，即此类活荷载既不能随设计使用年限的增加而增加，也不能随设计使用年限的减小而减小，这一点对厂房设计中的吊车荷载尤为重要。

9. 如何确定雪荷载、风荷载的设计使用年限调整系数?

本规范第 3.2.5 条第 2 款规定：对雪荷载和风荷载，应取重现期为设计使用年限，按本规范第 E.3.3 条的规定确定基本雪压和基本风压，或按有关规范的规定采用。

对一般建筑，可取重现期 R 等于设计使用年限，可按下式确定雪压和风速：

$$x_R = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[\ln \left(\frac{R}{R-1} \right) \right]$$

得到调整的风速后再按有关公式换算为风压。也可以参照本规范第 E.3.4 条，即取重现期 R 等于设计使用年限，按下式直接计算调整后的雪压和风压：

$$x_R = x_{10} + (x_{100} - x_{10})(\ln R / \ln 10 - 1)$$

对于混凝土结构的高层建筑，在高规 JGJ3-2010 第 5.6.1 条的式 5.6.1 的风荷载项中不再出现设计使用年限调整系数，而在强条第 4.2.2 条中规定：“基本风压按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用”。此类结构，应按高规的规定执行。

9.2 活 荷 载

1. 如何理解和执行本规范强制性条文对活荷载标准值取值的规定？

本规范涉及的活荷载标准值及其折减的强条包括 5.1.1、5.1.2、5.3.1、5.5.1 和 5.5.2 共 5 条，在这些强条的条文中都采用了“不应小于”这样的文字，表明本规范规定的活荷载标准值及其折减系数都是建筑结构设计的基本要求。如果建设方有需求，设计人员认为合理，设计中允许采用比规范大的活荷载标准值，允许活荷载标准值少折减甚至不折减。

2. 通风机房和电梯机房活荷载标准值涵盖哪些范围？

本规范表 5.1.1 中规定的通风机房和电梯机房活荷载标准值仅适用于一般住宅和办公楼的空调设备和电梯，对工业用的空调和电梯、超高层建筑及特殊建筑用电梯等特殊设备机房，应根据设备规格按实际情况考虑。

3. 浴室、卫生间、盥洗间活荷载标准值涵盖那些范围？

本规范表 5.1.1 中规定的浴室、卫生间、盥洗间活荷载标准值仅适用于住宅和办公楼的一般用途，卫生间不包含有分隔蹲厕的公共卫生间，浴室不包含装有大型按摩浴缸等设备的公共浴室。

4. 表 5.1.1 中消防车荷载，对于双向板板跨小于 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 的情况，采用多大的荷载？

根据等效均布活荷载计算，当双向板板跨小于 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 时，按各种最不利情况综合考虑得到的等效均布荷载值很高，因此未作为强条列入表 5.1.1，均布荷载与板跨的线性关系也不再适用，因此最好应按实际情况做等效均布计算，但不应小于 $35.0\text{kN}/\text{m}^2$ 。当板跨接近 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 时（比如 2.8m ），也可以近似地按 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 到 $6\text{m}\times 6\text{m}$ 的线性关系适当线性外插确定。

5. 表 5.1.1 中双向板楼盖的消防车荷载，表注 4 “当双向板楼盖板跨介于 $3\text{m}\times 3\text{m}\sim 6\text{m}\times 6\text{m}$ 之间时，应按跨度线性插值确定”，如何理解？

表 5.1.1 中的“不小于 $3\text{m}\times 3\text{m}$ ”和“不小于 $6\text{m}\times 6\text{m}$ ”是指对应板跨的活荷载取值的适用范围。当双向板楼盖的板跨介于 $3\text{m}\times 3\text{m}\sim 6\text{m}\times 6\text{m}$ 之间时，应以板跨的短边为参量，按照 3m 时取 $35.0\text{kN}/\text{m}^2$ ， 6m 时取 $20.0\text{kN}/\text{m}^2$ 进行线性插值，得出消防车活荷载标准值。当然，从规范强条的要求来说，板跨不小于 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 时全部保守地取 $35.0\text{kN}/\text{m}^2$ 也是允许的，但板跨大于 $6\text{m}\times 6\text{m}$ 时，消防车活荷载不得小于 $20\text{kN}/\text{m}^2$ 。

6. 附录 B.0.2 条规定的折算覆土厚度计算公式中，覆土应力扩散角怎么取？

覆土应力扩散角与覆土类型、覆土厚度以及覆土夯实程度等多种因素有关，原则上应将覆土厚度直接作为折算覆土厚度（即假定扩散角为 35° ）；当有较为充分的依据时，扩散角可取较大值，但最大不超过 45° 。土质很疏松时，扩散角应取小于 35° 。

7. 消防车活荷载考虑覆土影响的折减是否包括梁、柱、墙结构？

消防车均布活荷载考虑覆土厚度的折算，同样适用于梁、柱、墙结构，并且可以与第 5.1.2 条规定的折减同时考虑。

8. 主梁、次梁的消防车活荷载如何折减？

本规范第 5.1.2 条对梁上消防车荷载的折减系数有明确规定，即单向板楼盖的次梁和

槽形板的纵肋应取 0.8，单向板楼盖的主梁应取 0.6，双向板楼盖的梁应取 0.8。问题是有主、次梁布置的双向板怎么处理，此时，对次梁不应小于 0.8，对主梁则要根据次梁间距等实际情况而定。一般情况主梁的折减系数与次梁相同，当次梁间距很小时，主梁承担的荷载相当于直接来自双向板，可酌情按主梁跨度的双向板来确定活荷载。

9. 表 5.1.1 中第 11 项走廊、门厅活荷载，除教学楼之外，其他可能出现人员密集的情况具体是指哪些情况？

其他可能出现人员密集的情况是指公共建筑（如会场、影院、剧场、体育馆等）以及与消防疏散楼梯相连接的走廊、门厅。

10. 表 5.1.1 中第 12 项楼梯活荷载，当多层住宅的楼梯作为消防疏散楼梯可能出现人员密集的情况时，如何取值？办公楼电梯间的前室如何取值？

第 12 项“多层住宅”是指六层（或七层）以内的住宅，考虑到其使用功能，即使作为消防疏散楼梯，其荷载值一般也不会超过 2.0kN/m^2 ，仍可按规范取值。而且表 5.1.1 给出的荷载取值是最低要求，因此也可根据实际情况适当提高其取值水平。办公楼电梯间的前室当其消防疏散楼梯连接时，应按“可能出现人员密集的情况”的门厅荷载，取 3.5kN/m^2 ；若仅作为办公楼电梯间的前室，则可按办公楼的门厅荷载，取 2.5kN/m^2 。

11. 表 5.1.1 中第 13 项阳台活荷载，可能出现人员密集的情况具体是指哪些情况？

指学校或公共建筑（参见本节问题 9）中的阳台。

12. 表 5.3.1 注 4 规定“屋顶花园活荷载不应包括花圃土石等材料自重”，花圃土石等自重按何种荷载考虑？

屋顶花园的活荷载主要是考虑进行休闲、聚会等活动时出现的设施及人员等活荷载。对于固定于屋顶的花圃土石，以及自重较大的假山、树木等，应按永久荷载考虑。

屋顶花园活荷载同样适用于地下室顶板的花园，但对可以通机动车的区域，尚应加上机动车荷载。

13. 5.3.3 条规定“不上人屋面的均布活荷载，可不与雪荷载和风荷载同时组合。”如何理解？

不上人屋面的均布活荷载是针对检修或维修而规定的。该条文的具体含义是指不上人屋面（主要是指那些轻型屋面和大跨屋盖结构）的均布活荷载，可以不与雪荷载或者风荷载同时考虑，只要选择活荷载和雪荷载中的较大值，再分别考虑与风荷载组合进行设计。

对于上人屋面，由于活荷载标准值普遍大于雪荷载，一般可不用考虑雪荷载，特种大跨结构由于局部雪荷载较大，需慎重。

14. 表 5.3.1 中规定屋顶运动场地 3.0kN/m^2 与表 5.1.1 第 5 项运动场 4.0kN/m^2 有什么区别？

表 5.1.1 第 5 项运动场适用于各种体育活动和球类，而表 5.3.1 中规定的屋顶运动场地则仅适用于做操、小型球类等低强度运动；当屋顶场地也要用于跑、跳等剧烈运动时，则应按运动场的 4.0kN/m^2 取值（2012 年 9 月版荷载规范书中，第 202 页的规范条文说明中“运动场地”应勘误为“运动场”）。

15. 如何考虑活荷载的最不利分布？

对于按二维分析的结构，如连梁和平面框架，可按梁跨考虑活荷载的最不利分布，即某跨梁上可以布置或者不布置活荷载。对于按三维分析的结构，可以按房间或单块楼板考

考虑活荷载最不利布置,即某一块板上可以布置或者不布置活荷载,也可以按梁考虑活荷载最不利布置。通常,活荷载最不利布置由计算机软件实现,一般要根据截面设计的目标对活荷载作必要的预组合(参见第10章)。

16. 如何正确理解和应用梁、柱、墙的活荷载折减?

根据本规范强条第5.1.2条规定,梁活荷载可根据建筑用途按从属面积进行折减,柱、墙和基础可以按梁的折减系数折减或按楼层数折减,取两者中较小的折减系数,两者不重复折减。

9.3 风、雪荷载

1. 本规范表7.2.1中第9项式中 S_0 是代表基本雪压吗?如何理解7.1.2条雪荷载敏感的结构?

是, S_0 是代表基本雪压。

雪荷载敏感结构一般是指大跨与重度屋面结构,如大型公共建筑的网架、网壳结构、索膜结构等;不包括一般工业厂房结构,如门式刚架、桁架、实腹梁等屋盖结构。

2. 如何考虑屋面结构雪荷载的最不利工况?

屋面结构雪荷载的最不利工况直接关系到屋面结构的安全,必须按规定仔细考虑,从雪灾破坏的调查结果来看,许多工程就是因为没有全面考虑不均匀积雪的情况,引起局部构件失稳或破坏,从而导致整体屋盖结构的倒塌。本规范第7.2.2条对如何考虑屋面结构最不利雪荷载分布做出明确规定,即:

(1) 设计屋面板和檩条等直接承受雪荷载且构件受荷面积较小的结构构件时,按积雪不均匀分布的最不利情况采用;

(2) 设计屋架和拱壳(含网架、网壳)等主体结构时,应分别取全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布按最不利情况采用;

(3) 设计框架结构和其他结构的柱子时,可按全跨积雪的均匀分布情况采用。

3. 如何理解强条第8.1.2条中“对于高层建筑、高耸结构以及对风荷载比较敏感的其他结构,基本风压的取值应适当提高,并应符合有关结构设计规范的规定”?

“对风荷载比较敏感的其他结构”一般是指风在设计中起控制作用的高层建筑、高耸结构以及大跨屋盖结构。对混凝土结构高层建筑,在高规JGJ3-2010第4.2.2条中已经明确,基本风压应乘以1.1倍采用,对其他结构,可取当地100年重现期的风压值采用。

4. 表8.3.1第2项和第4项的注2“ μ_s 的绝对值不小于0.1”如何理解?

体型系数仅代表平均风压的大小。当体型系数取0时,按照风荷载标准值计算公式将得出风荷载为0的结果,这不符合实际情况。因此本条注2强调了体型系数取值的绝对值不能小于0.1,也就是当体型系数插值后得到的结果小于0.1时,应按 ± 0.1 取值;而且平均风压接近0时,瞬时风压会出现时正时负,因此建议对上吸和下压风荷载都要有所考虑。

5. 表8.3.1第27项注2要求“设计时应考虑 μ_s 值变号的情况”,是否将该项的体型系数直接取其相反数?

该项的屋面对风作用敏感,瞬时风压的作用方向可能与平均风压相反;因此在风

荷载取值时要考虑风压作用反向的问题。反向的瞬时风压作用强度较小，如果直接把体型系数取相反号将得出过于保守的风荷载取值。但是鉴于反向的风压对屋面倾角非常敏感，规范没有统一规定反向风压的取值标准，设计时可根据屋面体型特征、结合工程经验适当取值。也可参考表 8.3.3 中第 2 项中的正负风压的局部体型系数进行取值。

6. 表 8.3.1 第 27 项注 3，为何会产生纵向风荷载对屋面所引起的总水平力？ W_h 如何计算？

风吹过屋面时，除了会产生垂直于屋面的风压作用外，还会由于风与屋面的摩擦产生平行于屋面的水平力，其作用方向与风流动方向一致。注 3 即给出了计算该水平力的方法，其中的 W_h 是指 h 高度的高度变化系数和基本风压相乘得出的风压值，一般 h 取檐口高度。

7. 表 8.3.3 中第 1 项，墙边的局部体型系数按 -1.4 取值，而原规范对墙角按 -1.8 取值，幕墙的风荷载标准值是否会降低？

修订后的规范墙边的作用范围和原规范有所不同，其计算基准是迎风面宽度的 20%；原规范则按房屋宽度 10% 计算。强负压作用的范围比原规范有所增加，但作用强度则比原规范有所降低。

8. 表 8.3.3 中第 2 项， R_d 区域是顶部屋脊偏向迎风面还是背风面区域？

是指屋脊区域偏向背风一侧的屋面。

9. 围护结构中，非直接承受风荷载和直接承受风荷载的围护结构如何区分？是否指非迎风面的围护结构即为非直接，而迎风面的围护结构（包括墙板和墙梁）是直接承受风荷载的围护结构？

直接与间接主要根据围护结构承受风荷载的传力过程进行划分，与围护结构是否是迎风面或非迎风面无关。如墙板、屋面板、幕墙板等及其连接件是直接承受风荷载的围护结构；而墙梁骨架、屋面檩条、幕墙骨架等承担由墙板和屋面板传递过来的风荷载，是非直接承受风荷载的围护结构。

10. 第 8.3.4 条公式 (8.3.4)，其中 \log 是指自然对数还是以 10 为底的常用对数？

是以 10 为底的常用对数。

11. 表 8.3.1 第 27 项注 2 以及 8.4.2 条，均有“风敏感”一词，两者的意思是一样的吗？

对顺风向风振加速度计算，两者的含义不相同，表 8.3.1 第 27 项注 2 中的“对风作用敏感”主要指屋面倾角的微小变化将使屋面风压发生较大变化。而 8.4.2 条中“风敏感”是指在风荷载作用下，结构易产生明显的动力响应。

12. 围墙风荷载是按主结构计算或者按围护结构计算？

对于整体的独立围墙，在整体强度验算时应按主结构计算风荷载。若是有立柱和骨架的轻质围墙，立柱和骨架应按主结构计算风荷载，轻质墙面和连接应按围护结构计算风荷载。

13. 屋顶太阳能板风荷载如何确定？

影响屋顶太阳能板风荷载的因素比较多，如房屋本身的体型及檐口高度、太阳能板在屋顶的安装位置离檐口的距离、太阳能板本身安装的角度以及是否与屋面架空等等，有条

件的应通过风洞试验确定风荷载。对位于常见体型的屋顶的太阳能板，其架子和连接设计时可参考荷载规范规定的体型系数确定风荷载，太阳能板设计应按局部体型系数确定风荷载。

14. 荷载规范附录 J 规定的高层建筑风振加速度计算方法与《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定有何不同？

对顺风向风振加速度计算，两者均来自荷载规范采用的随机振动理论与分析方法以及参数，《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 是基于风振响应为窄带过程假定的简化解，荷载规范附录 J 所给计算公式及其计算用表是基于风振响应数值积分的精确解。根据结果比较，在常见的基本风压和结构周期的范围内，两种算法的相对误差在 10% 以内，大致的规律是结构阻尼比 ζ 越小误差越小， $\omega_0 T_1^2$ 越大误差越小，精确解均比近似解要小。

对横风向风振加速计算，荷载规范提供的计算公式基于国内大量风洞试验结果，计算方法与横风向风振等效静力风荷载计算方法一致。JGJ 99—98 主要参考加拿大等国外规范。

第十章 荷载规范在 PKPM 软件中的应用

本章主要讲述《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012 规定的永久荷载（恒荷载）、活荷载、吊车荷载、风荷载以及温度作用在 PKPM 软件中的实现原理和应用。新的荷载规范 GB 50009—2012 改进了顺风向等效风荷载的计算、给出了矩形截面高层建筑的横风向及扭转风振计算公式、增加了温度作用和偶然荷载，凡此种种均在 PKPM 2010 年新规范版本设计软件（V1.3）中作为重点来执行和实现，以期为广大设计人员提供更有力的支持。

10.1 永久荷载

10.1.1 永久荷载（恒荷载）的输入和组合

PKPM 结构软件中的恒荷载包括两大类：一类是在建模程序中由用户指定的构件恒荷载，包括楼板、梁、柱、墙、支撑、节点上的恒荷载；另一类是由结构分析程序自动计算的构件自重，包括梁、柱、墙、支撑构件的自重恒荷载。在结果输出时，统一包含在恒载工况中输出。

在建模程序 PMCAD 或 STS 中，程序在生成计算模型时自动将楼面荷载导算到房间周边的构件上，如果有特殊的附加荷载，如楼梯荷载，设备自重，填充墙自重等，则需以人机交互的方式直接布置到相关构件上。

在 SATWE 和 PMSAP 中，程序读取建模程序的恒荷载，并根据用户指定的混凝土和钢的重度自动计算构件自重，统一作为恒载工况进行后续的内力分析和组合，区别在于 SATWE 不进行楼面荷载导算，从建模程序读取导算后的构件荷载；而 PMSAP 则直接读取楼面荷载，自行进行导算，之所以有这个区别，主要是因为 PMSAP 中楼板设计功能的需要。

规范第 4 章对于永久荷载的确定进行了相关规定，设计人员应根据规范确定合理的恒荷载数值并在软件中输入。

软件根据规范第 3 章的相关规定确定恒荷载与活荷载、风荷载的组合：

对于仅有恒、活荷载参与的组合，程序通过区分恒荷载起控制作用、不起控制作用、有利和不利等情况，考虑下面 3 种组合方式：

1.35 恒荷载 + $\psi_L \gamma_L$ 活荷载

γ_G 恒荷载 + γ_L 活荷载

1.0 恒荷载 + γ_L 活荷载

其中： γ_G 、 γ_L 为恒、活荷载分项系数， ψ_L 为活荷载组合值系数。当风荷载参与组合时，风荷载与活荷载主控轮换，考虑如下组合方式：

γ_G 恒荷载 ± γ_w 风荷载

1.0 恒荷载± γ_w 风荷载

γ_G 恒荷载+ γ_L 活荷载± $\psi_w\gamma_w$ 风荷载

1.0 恒荷载+ γ_L 活荷载± $\psi_w\gamma_w$ 风荷载

γ_G 恒荷载+ $\psi_L\gamma_L$ 活荷载± γ_w 风荷载

1.0 恒荷载+ $\psi_L\gamma_L$ 活荷载± γ_w 风荷载

其中： γ_w 为风荷载的分项系数， ψ_w 为风荷载的组合值系数。

10.1.2 施工模拟

为模拟施工加载过程，SATWE 和 PMSAP 中对恒荷载的计算提供了多种方法，包括“一次性加载”、“模拟施工加载 1”“模拟施工加载 2”和“模拟施工加载 3”，软件选择界面见图 10.1.2-1。

“模拟施工加载 1”与“模拟施工加载 2”算法均采用了一次集成的结构整体刚度，分层施加恒载，只计入加载层以下的节点位移量和构件内力的做法，来近似模拟考虑施工过程的结构受力，二者不同之处在于，“模拟施工 2”在集成总刚时，对墙柱的竖向刚度进行了放大，以缩小墙柱之间的轴向变形差异，更合理地给基础传递荷载。

“模拟施工加载 3”是采用由用户指定施工次序的分层集成刚度、分层加载方式进行恒载下的内力计算。该方法可以同时考虑刚度的逐层形成及荷载的逐层累加。“模拟施工 3”是对“模拟施工 1”的改进，用分层刚度取代了“模拟施工 1”中的整体刚度。

“模拟施工 1”和“模拟施工 3”的加载模式如图 10.1.2-2 和图 10.1.2-3 所示：

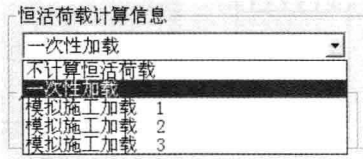


图 10.1.2-1 模拟施工选项

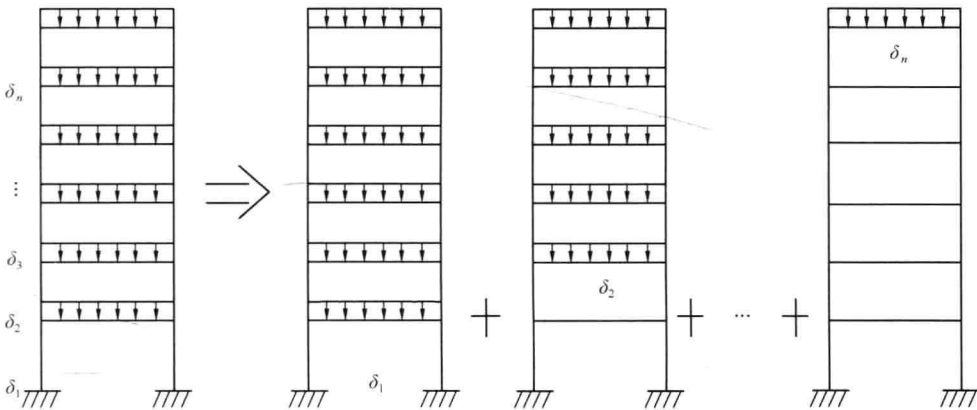


图 10.1.2-2 模拟施工 1 的刚度和加载模式

由图 10.1.2-2 和图 10.1.2-3 可见，模拟施工 1 是集成了整体刚度后分层加载；模拟施工 3 是分层集成刚度、分层施加荷载。对一个 n 层结构，要分成 n 个结构进行计算。这 n 个结构是分别由原结构的第 1 层（承受第 1 层荷载）、第 1 至 2 层（承受第 2 层荷载）、第 1 至第 i 层（承受第 i 层荷载）等组成的部分楼层结构（第 1 至 n 层的结构，是完整结构，但只承受第 n 层荷载）。对这 n 个结构，分别组建刚度，分别求解节点位移量，然后叠加求内力。尽管模拟施工 1 运行速度快，然而模拟施工 3 相对更符合施工过程的实际情

况，内力、配筋计算更为准确。

在模拟施工 3 的计算模式下，程序隐含指定每一个自然层是一次施工（简称为逐层施工），为适应某些复杂结构的需要，程序还提供了自定义施工次序菜单，可以对楼层组装的各自然层分别指定施工次序号，用户可通过施工次序定义连续若干层为一次施工，简称为多层施工，施工次序定义软件界面见图 10.1.2-4。

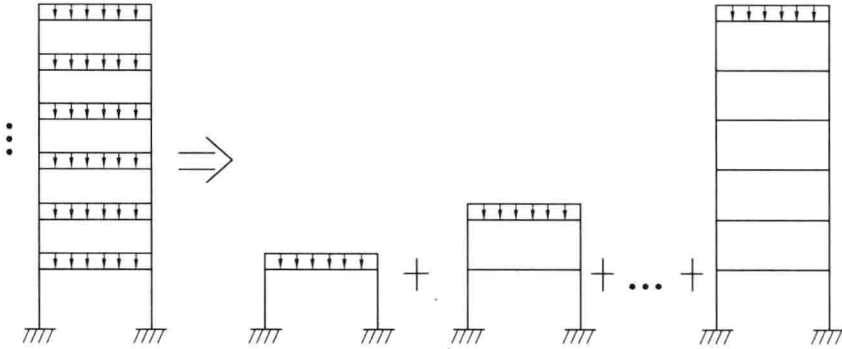


图 10.1.2-3 模拟施工 3 的刚度和加载模式

施工次序	
层号	次序号
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14

图 10.1.2-4 施工次序

10.2 活 荷 载

根据荷载规范 5.1.2 条的规定：民用建筑的楼面梁和柱、墙、基础设计时应根据建筑类别的不同和工程规模不同，对活荷载进行相应的折减。

PKPM 软件可分别实现对梁和柱、墙、基础的活荷载折减功能。

10.2.1 梁活荷载折减的实现

SATWE 中不直接提供梁活荷载效应的折减，设计楼面梁时的活荷载折减需在 PM-CAD 建模中设置，在 PMCAD 的楼面导荷过程中实现，见图 10.2.1-1。需要注意的是，PMCAD 建模中进行了活荷载折减后，后续的竖向荷载导算以及结构内力计算时取用的活荷载均为经过折减的数值，从而对柱、墙设计以及结构动力特性产生影响。

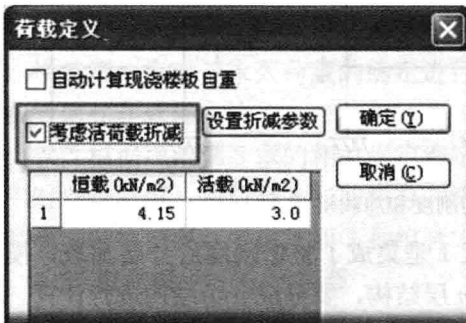


图 10.2.1-1 PMCAD 建模活荷载折减

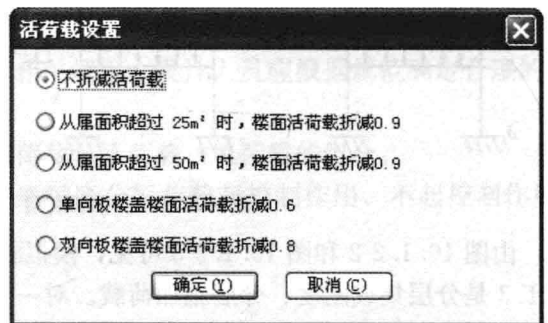


图 10.2.1-2 PMSAP 活荷载折减

PMSAP 则不依赖于 PMCAD 的楼面荷载导算，在 PMSAP 中可以独立指定梁活荷载“效应”折减参数，见图 10.2.1-2。程序自动判断每根梁的从属面积，并根据用户指定的

临界从属面积确定相应的活荷载“效应”折减系数，折减梁的活荷载效应，而不直接折减活荷载，好处是不影响柱、墙设计以及结构动力特性。

10.2.2 柱、墙、基础活荷载折减的实现

对柱、墙、基础设计时的活荷载折减，可在 SATWE、PMSAP 和 JCCAD 里分别设置并实现，如果楼面导荷时已经进行了折减，则此处将在已有基础上再次折减。

PKPM 中，活荷载按楼层折减系数可以在 SATWE、PMSAP、JCCAD 等模块中分别设置，界面如图 10.2.2-1、10.2.2-2 所示。

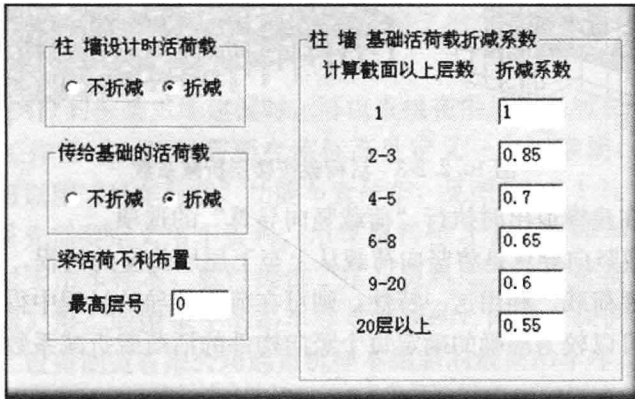


图 10.2.2-1 SATWE、PMSAP 中的活荷折减系数设置

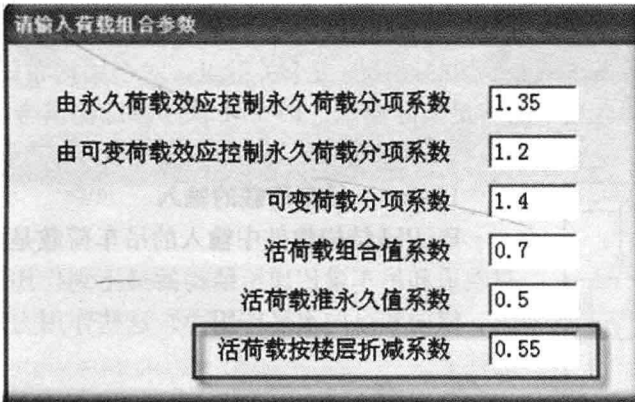


图 10.2.2-2 JCCAD 中的活荷折减系数设置

在软件确定折减系数时，由用户指定计算截面以上不同层数时对应的折减系数，计算截面上方的楼层数则由软件自动搜索确定。

对于一些楼层立面不规则的结构，显然不能简单根据结构总层数和计算截面所在层号来确定其上方的楼层数。例如图 10.2.2-3 所示两工程，很明显，底盘、裙房部分的柱、墙截面都直接按照最高的楼层数取用折减系数是不严谨的，可能造成对活荷载的折减过多。对于各层的柱、墙和基础应该按照它上方实际的楼层数来确定活荷载的折减系数，对各层平面上的每根构件应该分别取值。

软件对于柱、墙、基础计算截面上方楼层数的自动判断，是利用 PMCAD 建模退出时的“荷载竖向导算”功能完成的，也就是说，如果要考虑柱、墙和基础的活荷载按照楼

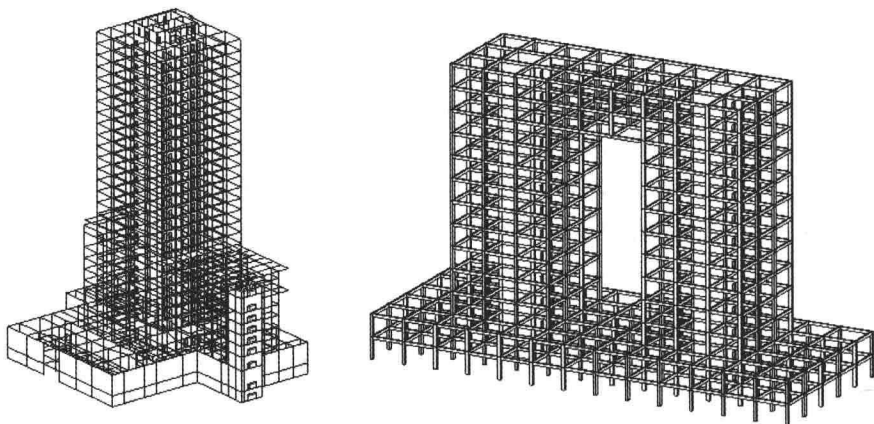


图 10.2.2-3 活荷载按楼层折减系数

层的折减,就应该在建模退出时执行“荷载竖向导算”的选项。

PMCAD 的荷载竖向导算是将竖向荷载从上至下层层传递的过程,上下层之间依靠连接的竖向构件来传递荷载。利用这一特性,则可在荷载传导的过程中得知该柱、墙上方的实际楼层数,从而可以较为准确的确定每个竖向构件的活荷载折减系数。

10.3 吊车荷载

吊车荷载是工业厂房中重要的荷载作用之一。如何更真实准确地计算吊车荷载对结构产生的影响,成为带吊车工业厂房的设计的一个关键点。对于结构布局非常复杂的工程,以往的二维设计方法已经不能满足实际要求,PKPM 软件可以提供带吊车复杂结构的三维设计解决方案。

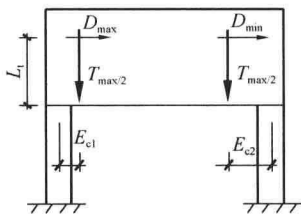


图 10.3.1-1 吊车荷载示意

10.3.1 吊车荷载的输入

PKPM 结构软件中输入的吊车荷载是指吊车工作时,通过轨道和吊车梁传递给结构的最不利作用力,包括竖向作用力,横向和纵向水平作用力。这些作用力加载到支承吊车梁的柱上。

吊车荷载示意图见图 10.3.1-1。吊车荷载包含的参数以及含义见表 10.3.1。

吊车荷载参数

表 10.3.1

参 数	含 义
D_{max}	最大轮压产生的吊车竖向荷载
D_{min}	最小轮压产生的吊车竖向荷载
T_{max}	吊车横向水平荷载(作用在两侧横向水平力的总和)
W_t	吊车桥架重量
E_{c1}	吊车竖向荷载与左(下)柱的偏心距离
E_{c2}	吊车竖向荷载与右(上)柱的偏心距离
L_t	吊车横向水平荷载与节点的垂直距离
T_{zmax}	吊车纵向水平荷载

吊车荷载表示一种荷载形式，一组吊车荷载作用时要考虑多种加载工况及其组合，例如：

- (1) D_{max} 在左, D_{min} 在右
- (2) D_{min} 在左, D_{max} 在右
- (3) T_{max} 沿横向正向、反向作用
- (4) T_{zmax} 沿纵向正向、反向作用
- (5) D_{max} 、 D_{min} 作用和 T_{max} 作用、 T_{zmax} 作用的组合

由于吊车荷载的计算比较复杂，PKPM 软件提供了吊车平面布置，自动生成吊车荷载的功能。

在 PMCAD 和 STS 的框架三维建模时，可以直接在牛腿标高所在的平面内定义吊车工作区域。这就需要在该标高处定义一个标准层，切换到该标准层，可以用“吊车荷载”功能布置吊车，见图 10.3.1-2。

吊车布置时，首先需要定义吊车资料。吊车资料包含了吊车样本信息和位置信息。对于吊车样本，软件提供了吊车资料库，该库是根据《钢结构设计手册》第二版附录中的吊车样本编制的，同时还提供了根据大连博宇重工设备制造有限公司起重机样本编制的最新吊车库。用户可以对程序提供的吊车库进行修改补充，输入界面见图 10.3.1-3、10.3.1-4。

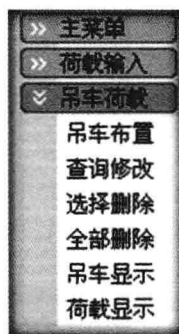


图 10.3.1-2 吊车荷载输入

吊车资料输入 ✕

吊车资料序号列表 (整体结构共用)

序号	吊车跨度	起重量	工作级别	单侧轮数	最大轮压	最小轮压
1	28500	75t	A6 重级软钩	4	35.31	6.16
2	28500	25/5t	A4, A5 中级软钩	2	25.10	7.19

增加<<
删除>>
修改..
导入吊车库

将吊车资料列表中数据存入吊车库

多台吊车组合时的吊车荷载折减系数 (整体结构共用)

2台吊车组合时 4台吊车组合时

吊车工作区域参数输入 (当前楼层)

与第一根网格线的偏心 (mm)	<input type="text" value="1250"/>	吊车台数	<input type="text" value="2"/>
与第二根网格线的偏心 (mm)	<input type="text" value="1500"/>	第一台吊车序号	<input type="text" value="1"/>
水平力刹车力到牛腿顶面的距离 (mm)	<input type="text" value="1200"/>	第二台吊车序号	<input type="text" value="2"/>
考虑空间工作和扭转影响的效应调整系数 f1:	<input type="text" value="1"/>		
吊车桥架引起的地震剪力和弯距增大系数 f2:	<input type="text" value="1"/>		

确定 取消

图 10.3.1-3 吊车资料输入对话框

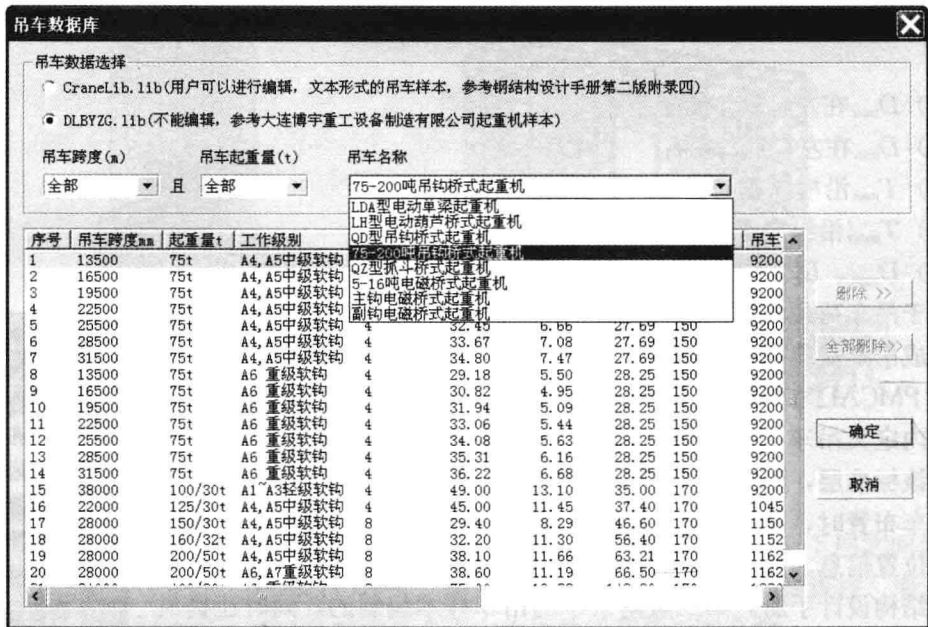


图 10.3.1-4 导入吊车库对话框

进行吊车布置时，要用光标选择两根与吊车轨道平行的网格线，这两根网格线确定了吊车工作的轨迹和范围。所选网格线的4个端点，必须围成一个矩形，边界必须布置有柱。图 10.3.1-5 是吊车布置区域的显示，显示了各区域布置的吊车起重量，吊车跨度等信息。

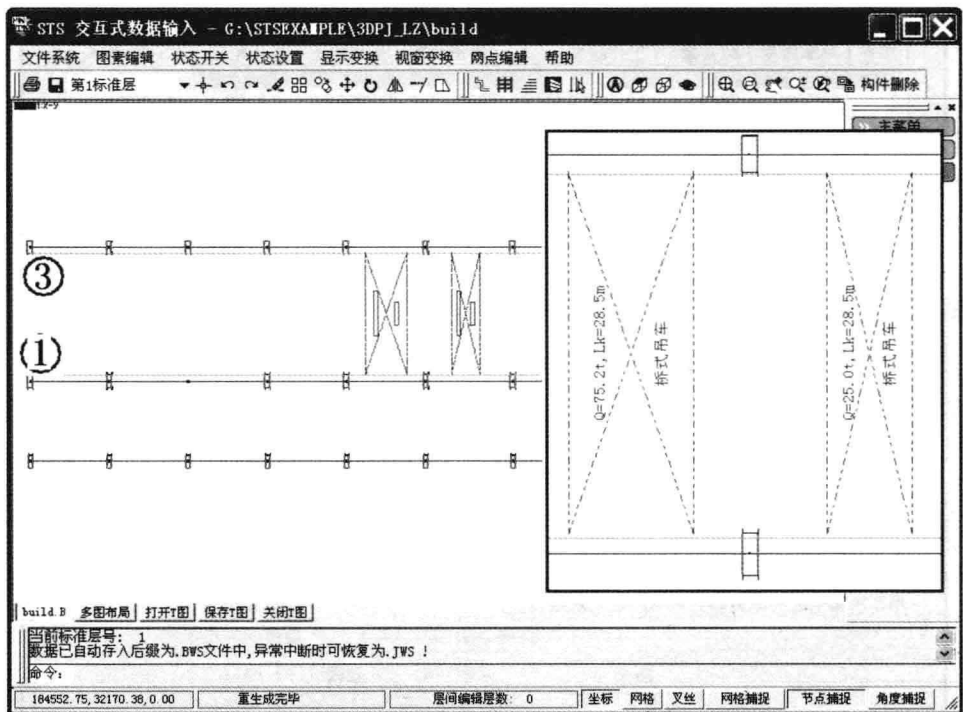


图 10.3.1-5 吊车布置区域显示

PKPM 分析的桥式吊车荷载一般是作用在柱间的。吊车竖向荷载作用于牛腿处，它与柱形心之间有一个偏心，该偏心在布置参数中输入。一般牛腿顶面将排架柱分为下柱和上柱，吊车竖向荷载是作用在下柱顶或上柱底的节点荷载，所以无论二维建模或者三维建模均需在牛腿标高处增加一个节点或者一个标准层，这样每层排架柱都是等截面柱。

一般牛腿上面放置吊车梁，梁上轨道行走吊车，横向水平荷载作用在吊车梁位置，横向水平荷载距牛腿顶面距离也是吊车荷载布置参数之一，因此横向水平荷载是作用于排架上柱柱间的荷载。

在三维计算 SATWE、TAT、PMSAP 中，不考虑吊车荷载对吊车梁的影响，但在三维建模时应输入吊车梁，吊车梁是各榀排架之间必要的连接构件，在结构整体计算中必不可少。吊车梁本身的设计需要考虑吊车移动荷载影响线的计算，在钢结构模块 STS 中有钢吊车梁的计算和绘图内容。

吊车平面布置好后，程序可以根据该区域内吊车资料中包含的最大轮压、最小轮压、吊车宽度和轮距等信息，及吊车工作区域内各柱两侧吊车梁的跨度，自动计算出作用在各柱上的吊车荷载。

10.3.2 吊车荷载计算原理

在 PKPM 计算软件中，选择“吊车荷载计算”后，程序对吊车荷载按如下步骤计算：

(1) 对每组吊车，程序沿吊车移动轨迹求出该跨上的每一对加载节点，每对节点一般是每一对有柱的节点，但在有抽柱的排架部位有一个节点下没有柱。

程序自动对每一对加载节点加载吊车作用。

(2) 对每对节点作用 4 组外力，分别为左点最大轮压、右点最小轮压；右点最大轮压，左点最小轮压；左、右正横向水平荷载（左、右节点各作用一半横向水平荷载）；左、右正纵向水平荷载（左、右节点各作用一半纵向水平荷载）。

对于负方向的横向水平荷载，程序自动取正横向水平荷载计算结果的负值，从而省去了该种工况的计算。同样，对于负方向的纵向水平荷载，程序自动取正纵向水平荷载计算结果的负值。

(3) 程序对每组吊车的每一次加载下的 4 次吊车作用，都分别作为一种荷载工况。在每一组荷载工况下，求出每根杆件的内力。

例如，某工程在两个跨上布置了 2 组吊车，假设每一跨上有 10 对加载节点。由于程序要对每一对加载节点分别作用 4 组外力，则该工程的吊车荷载计算的工况数应该是： $2 \times 10 \times 4 = 80$ 个。如果考虑到省略计算的 2 个横向水平荷载的负方向的工况，则程序组合时要计算的荷载工况数是： $2 \times 10 \times 6 = 120$ 个。

由此可以看出，吊车荷载下计算的荷载工况数量是非常多的。

(4) 按照《荷载规范》规定，在多跨上作用吊车荷载时，应考虑最多两跨吊车荷载的组合。对于程序来说就是布置了多组吊车荷载时，应考虑最多两组吊车荷载之间的不利组合。

因此在多跨布置吊车情况下吊车荷载的组合数将更多更复杂。

(5) 吊车荷载对于地震作用计算的影响：

在地震作用计算中，质量中应包括吊车桥架重量，或硬钩吊车悬吊物重力的 0.3 倍。目前 SATWE 的信息中不包含吊车桥架重量或硬钩吊车信息，并且吊车桥架重和吊重是

移动荷载，因此，SATWE 自动计算的地震作用质量不包含吊车桥架重量或硬钩吊车悬吊物重力。

用户可以利用 SATWE 前处理程序“特殊构件定义”菜单中提供的〈附加质量〉菜单将吊车桥架重及硬钩吊车的吊重输入到相应的节点处，程序在计算地震作用时可以考虑这部分质量对地震作用的影响。如果用户需要考虑桥架位于多个位置时对整体结构的影响，可以建立几个模型，分别在几个位置布置桥架的附加质量，然后进行对比计算，得到一个合理的设计结果。

由于 SATWE 计算地震作用时采用的质量只是根据恒载和活载统计，〈附加质量〉菜单用来给用户输入不包含在恒载、活载中、但规范中规定的地震作用计算应考虑的质量，比如吊车桥架重量、自承重墙等。

10.3.3 吊车荷载的组合

吊车荷载是移动荷载，从上面的分析可以看出，吊车荷载作用下计算的荷载工况数量非常多，在多跨布置吊车荷载时的组合更多更复杂。如果用每一个吊车荷载工况去和其他荷载效应组合，如和恒载、活载、风载、地震作用等去组合，则组合的过程将非常复杂，计算效率也很低。

PKPM 的二维和三维分析软件采用了对吊车荷载预组合的计算方式，吊车荷载预组合以后，再和其他荷载如恒载、活载、风载、地震作用等进行组合。

吊车荷载的预组合的基本原理就是在计算每跨吊车荷载作用的过程中即对每一个构件的吊车内力按照某一目标进行预组合。

对于柱，其预组合目标是轴力最大，轴力最小，弯矩最大，弯矩最小，剪力最大。对于梁，其预组合目标是各个截面弯矩最大，弯矩最小。详细的预组合说明如下。

1) 梁、柱预组合

对于柱作如下 14 项预组合：

- (1) $V_{x\max}$ — x 方向剪力最大时对应的柱内力；
- (2) $V_{y\max}$ — y 方向剪力最大时对应的柱内力；
- (3) $+M_{x\max}$ — x 方向弯矩最大时对应的柱内力；
- (4) $-M_{x\max}$ — x 方向弯矩最小时对应的柱内力；
- (5) $+M_{y\max}$ — y 方向弯矩最大时对应的柱内力；
- (6) $-M_{y\max}$ — y 方向弯矩最小时对应的柱内力；
- (7) N_{\max} 、 $+M_{x\max}$ —最大轴力及相应 x 方向弯矩最大时对应的柱内力；
- (8) N_{\max} 、 $-M_{x\max}$ —最大轴力及相应 x 方向弯矩最小时对应的柱内力；
- (9) N_{\max} 、 $+M_{y\max}$ —最大轴力及相应 y 方向弯矩最大时对应的柱内力；
- (10) N_{\max} 、 $-M_{y\max}$ —最大轴力及相应 y 方向弯矩最小时对应的柱内力；
- (11) N_{\min} 、 $+M_{x\max}$ —最小轴力及相应 x 方向弯矩最大时对应的柱内力；
- (12) N_{\min} 、 $-M_{x\max}$ —最小轴力及相应 x 方向弯矩最小时对应的柱内力；
- (13) N_{\min} 、 $+M_{y\max}$ —最小轴力及相应 y 方向弯矩最大时对应的柱内力；
- (14) N_{\min} 、 $-M_{y\max}$ —最小轴力及相应 y 方向弯矩最小时对应的柱内力；

对于梁作如下 4 项预组合：

- (1) $-M_{\max}$ 、 T —最大负弯矩与扭矩；

- (2) $-V_{\max}$ 、 N —最大负剪力与轴力；
- (3) $+M_{\max}$ 、 T —最大正弯矩与扭矩；
- (4) $+V_{\max}$ 、 N —最大正剪力与轴力；

2) 预组合工况

根据《抗震规范》，在考虑了地震作用的组合中不用考虑吊车的水平荷载，因此，程序自动计算出了两种预组合，预组合 1 和预组合 2。

预组合 1——吊车的“轮压+刹车力”内力组合，用于无地震作用效应参与的内力组合。

预组合 2——吊车的“轮压”内力组合，用于有地震作用效应参与的内力组合。

3) 多跨上作用吊车荷载的预组合

按照《荷载规范》规定，在多跨上作用吊车荷载时，应考虑最多两跨吊车荷载的组合。

当布置了多组吊车荷载，程序在作吊车荷载的预组合时，对于每一个杆件的预组合内力，将自动考虑两跨吊车荷载同时作用的情况找出最不利数值。计算两跨吊车时将乘上用户输入的 4 台吊车作用的组合系数。当布置的吊数组数多于两跨或两组时，程序按照最不利布置的两跨找出预组合内力。

4) 吊车预组合内力与其他荷载效应组合

荷载组合按《荷载规范》3.2.3 条和《抗震规范》5.4.1 条进行。

对有吊车的多层房屋，基本组合如下：

恒、活、吊车荷载：

- (1) $1.35 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1}$
- (2) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1}$
- (3) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1}$
- (4) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \text{活荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1}$
- (5) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1}$
- (6) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1}$
- (7) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \text{活荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1}$

恒、活、吊车、风荷载：

- (1) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times 0.6 \times \text{风力}$
- (2) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times 0.6 \times \text{风力}$
- (3) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times \text{风力}$
- (4) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times \text{风力}$
- (5) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times 0.6 \times \text{风力}$
- (6) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times 0.6 \times \text{风力}$
- (7) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{活荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times 0.6 \times \text{风力}$
- (8) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{活荷载} + 1.4 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times 0.6 \times \text{风力}$
- (9) $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times \text{风力}$
- (10) $1.0 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{活荷载} + 1.4 \times 0.7 \times \text{吊车预组合 1} \pm 1.4 \times \text{风力}$

恒、活、吊车、水平地震作用：

- (1) $1.2 \times [\text{恒荷载} + \varphi_{Ei} (\text{活荷载} + \text{吊车预组合 2})] \pm 1.3 \times \text{水平地震作用}$
 (2) $1.0 \times [\text{恒荷载} + \varphi_{Ei} (\text{活荷载} + \text{吊车预组合 2})] \pm 1.3 \times \text{水平地震作用}$
 其中 φ_{Ei} 为可变荷载组合值系数。

在以上组合中梁吊车预组合 1 和预组合 2 各有 4 组内力，柱吊车预组合 1 和预组合 2 各有 14 组内力，风荷载应包括 x 、 y 两个方向的风荷载，水平地震作用应包括 x 、 y 两个方向的地震作用。

10.3.4 吊车荷载的输出

在 SATWE 后处理中输出了吊车荷载下的预组合内力简图及预组合内力文本文件，见图 10.3.4-1~图 10.3.4-3。

12. 结构整体空间振动简图
13. 吊车荷载下的预组合内力简图
14. 柱钢筋修改及柱双偏压验算
15. 剪力墙组合配筋修改及验算

图 10.3.4-1 吊车荷载内力图

7. 底层最大组合内力	WDCNL.OUT
8. 薄弱层验算结果	SAT-K.OUT
9. 框架柱倾覆力矩及 0.2Q0 调整系数	WV02Q.OUT
10. 剪力墙边缘构件数据	SATEMB.OUT
11. 吊车荷载预组合内力	WCRANE*.OUT

图 10.3.4-2 吊车荷载内力输出

当计算了吊车荷载后，荷载组合数相应增加，其中，吊车荷载组合系数的代表符号是“CRN”。

荷载组合分项系数说明，其中：
 Ncm --- 组合号
 U-D, U-L --- 分别为恒载、活载分项系数
 X-W, Y-W --- 分别为 X 向、Y 向水平风荷载分项系数
 X-E, Y-E --- 分别为 X 向、Y 向水平地震荷载分项系数
 Z-E --- 为竖向地震荷载分项系数
 R-F --- 为人防荷载分项系数
 TEM --- 为温度荷载分项系数
 CRN --- 为吊车荷载分项系数
 SW1~SW5 --- 分别为第 1 组到第 5 组特殊风荷载分项系数

Ncm	U-D	U-L	X-W	Y-W	X-E	Y-E	Z-E	R-F	TEM	CRN
36	1.35	0.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
37	1.20	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
38	1.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
39	1.20	1.40	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
40	1.20	1.40	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
41	1.20	1.40	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
42	1.20	1.40	0.00	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
43	1.20	0.98	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
44	1.20	0.98	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
45	1.20	0.98	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
46	1.20	0.98	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
47	1.00	1.40	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
48	1.00	1.40	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
49	1.00	1.40	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
50	1.00	1.40	0.00	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40
51	1.00	0.98	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
52	1.00	0.98	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
53	1.00	0.98	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
54	1.00	0.98	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98
55	1.20	0.60	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
56	1.20	0.60	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
57	1.20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.60
58	1.20	0.60	0.00	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	0.60
59	1.00	0.50	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
60	1.00	0.50	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
61	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.50
62	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	0.50

图 10.3.4-3 吊车荷载与其他荷载的组合系数

10.4 风 荷 载

风荷载是各种工程结构的重要设计荷载之一，对于高层房屋、高耸结构、轻钢结构等，常常起着主要的控制作用。PKPM 软件可以根据用户输入的风荷载体型系数、修正后的基本风压等参数自动生成作用于各楼层的顺风向风荷载。在 2010 新规范 v1.3 版中还增加了横风向风振和扭转风振等效风荷载的计算功能。

10.4.1 顺风向风荷载

1) 基本参数

根据荷载规范 8.1.1 条，主结构的风荷载标准值按下式计算：

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (10.4.1)$$

式中： ω_k ——风荷载标准值 (kN/m^2)；

β_z ——高度 z 处的风振系数；

μ_s ——风荷载体型系数；

μ_z ——风压高度变化系数；

ω_0 ——基本风压。

SATWE 和 PMSAP 依据上述公式计算风荷载标准值，其中基本风压和体型系数由用户指定，风压高度变化系数和风振系数则由程序根据规范公式自动计算，此时尚需用户指定基本周期、阻尼比、地面粗糙度类别等参数。风荷载参数输入界面见图 10.4.1-1：

图 10.4.1-1 风荷载参数输入

2) 顺风向风荷载计算

根据上述风荷载标准值计算公式，软件按楼层计算各层的顺风向风荷载。第一种方式是以各层平面相应方向最大外轮廓与层高的乘积作为该层的受风面积。软件不区分迎风面和背风面，用户输入的体型系数为迎风面与背风面体型系数之和，软件直接计算该方向迎风面和背风面顺风向风荷载的总值，并作用在该层刚性楼板质心及弹性节点上。侧风面的风荷载不考虑。这种方式适用于大多数的多、高层建筑。

软件中可以查看计算得到的风荷载数值，并且可以通过图形和文本的方式进行修改，见图 10.4.1-2、图 10.4.1-3。

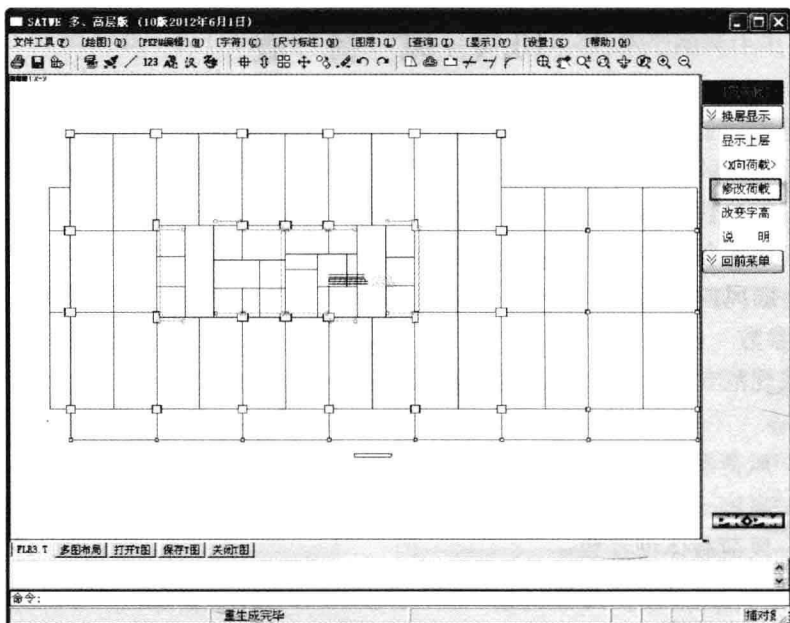


图 10.4.1-2 风荷载图形方式查询和修改

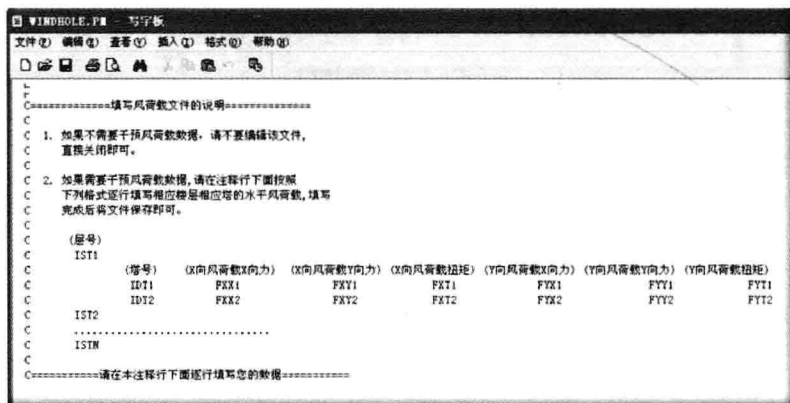


图 10.4.1-3 风荷载文本方式修改

对于空旷结构, 软件还提供了更加详细灵活的第二种输入和计算方式。该方式将按迎风面、背风面和侧风面分别输入风荷载体型系数, 分别计算各受风面的风荷载, 各受风面上的荷载会按照受风面积分配到边界结构的各结点上。

在 SATWE 中以“水平风荷载”和“特殊风荷载”进行区分两种风荷载输入和计算方式, 当选择“计算水平风荷载”时, 软件采用上述第一种方法进行计算, 选择“计算特殊风荷载”并采用“自动生成”功能时 (见图 10.4.1-4), 软件会自动按第二种方式生成风荷载, 这是相比“水平风荷载”更为精细的一种方式。

在 PMSAP 中如选择了“风荷载作用于各楼层的外边界”, 将采用和上述 SATWE 中特殊风荷载相似的处理方式, 见图 10.4.1-5。

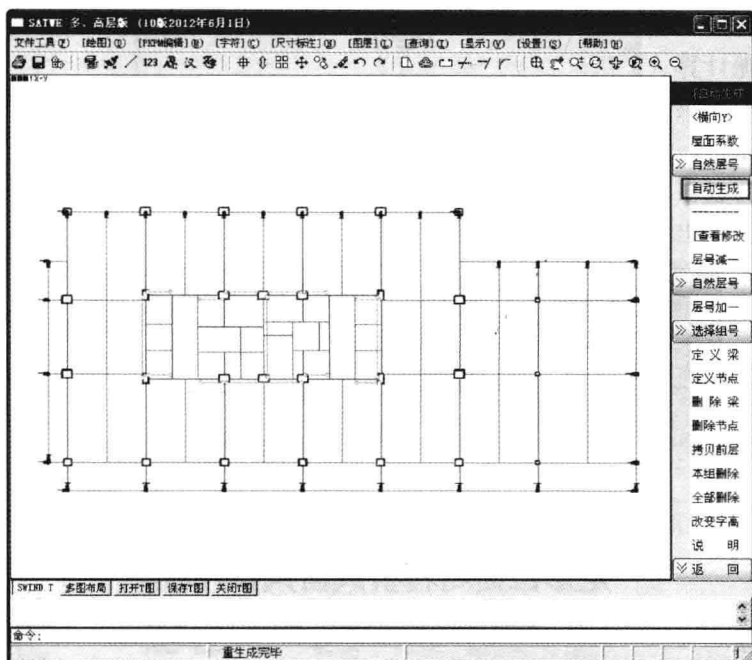


图 10.4.1-4 特殊风荷载计算

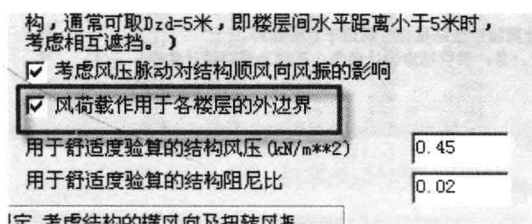


图 10.4.1-5 PMSAP 特殊风荷载计算

10.4.2 横风向及扭转风振等效风荷载

1) 软件实现

根据荷载规范 8.5.1 条,“对于横风向风振作用效应明显的高层建筑以及细长圆形截面构筑物,宜考虑横风向风振的影响。”由于判断是否需要考虑横风向风振的影响比较复杂,涉及建筑的高度、高宽比、结构自振频率及阻尼比等因素,因此条文说明中给出“建筑物高度超过 150m 或高宽比大于 5 的高层建筑可出现较为明显的横风向效应”这一条件。

横风向风振的等效风荷载可以通过风洞试验获得,有关风洞试验的数据可以通过文件的形式接入 PKPM 的计算。新版规范在附录中给出了规则结构的计算方法,也可以通过软件计算获得,软件中采用规范算法时用于横风向风振与扭转风振的参数设置如图 10.4.2-1 所示,

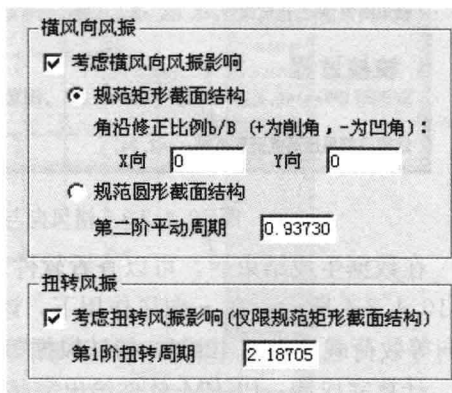


图 10.4.2-1 横风向与扭转风振等效风荷载计算界面

通过简单参数设置，可以分别实现规范中附录 H.1 圆形截面横风向风振计算和 H.2 矩形截面横风向风振计算。

由于规范所提供的计算方法具有明确的适用条件，在应用时应特别注意，为了便于工程师把握这些条件，在软件中提供了较为完整的适用条件校核功能，见图 10.4.2-2。在计算之前应进行校核，下图所示为部分校核的结果，无论是横风向风振还是扭转风振，在校核结果中都会给出校核结论，见图 10.4.2-3。

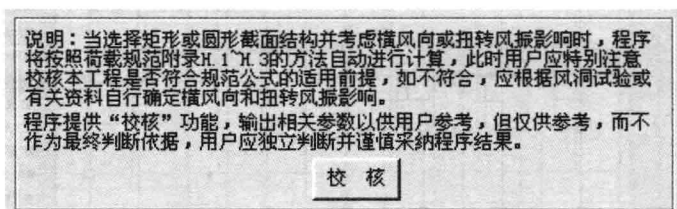


图 10.4.2-2 横风向与扭转风振等效风荷载计算条件校核

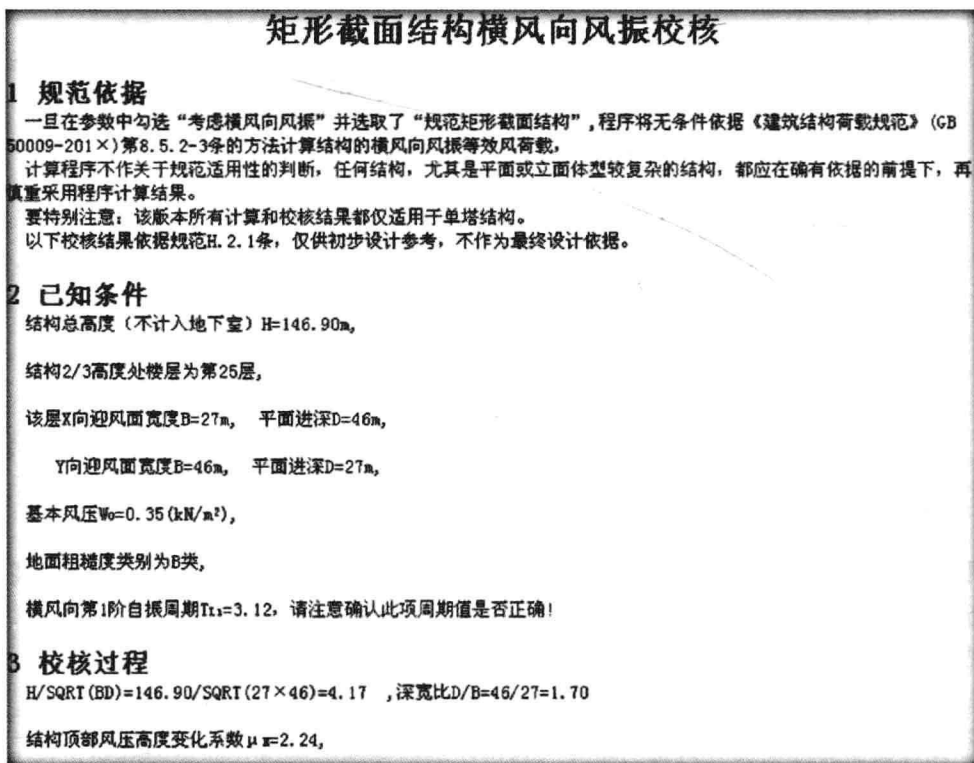


图 10.4.2-3 横风向与扭转风振等效风荷载计算条件校核

在数据生成结束后，可以查看软件计算得到的横风向与扭转风振等效风荷载数值，如图 10.4.2-4 所示，在 x 向风作用下，该楼层顺风向荷载为 150kN，产生的横风向风振即 y 向等效荷载为 106.42kN，扭转风振等效荷载为 909.37kN·m。

计算完成后，PKPM 软件给出完整的位移与内力的文本及图形结果，并自动按规范要求完成配筋设计过程。图 10.4.2-5、图 10.4.2-6 所示为软件给出的横风向风振作用下位移和内力计算结果。

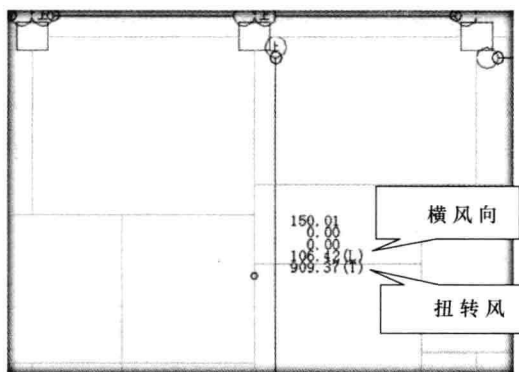


图 10.4.2-4 横风向与扭转风振等效风荷载计算结果

--- 工况 11 --- x 方向风荷载作用下横风向风振x向楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(X)	Ave-(X)	Ratio-(X)	h	Max-Dx/h	DxR/Dx	Ratio_ox
		JmaxD	Max-Dx	Ave-Dx	Ratio-Dx				
41	1	7544	0.50	0.08	6.07	4500.			
		7544	0.01	0.01	1.24	1/9999.	33.9%	1.00	
40	1	7400	0.51	0.09	5.59	3600.			
		7402	0.01	0.00	1.60	1/9999.	99.9%	0.52	
39	1	7272	0.51	0.09	5.08	3600.			
		7304	0.04	0.03	1.16	1/9999.	1.6%	5.46	
38	1	7136	0.48	0.05	9.17	3600.			

--- 工况 11 --- x 方向风荷载作用下横风向风振y向楼层最大位移

Floor	Tower	Jmax	Max-(Y)	Ave-(Y)	Ratio-(Y)	h	Max-Dy/h	DyR/Dy	Ratio_oy
		JmaxD	Max-Dy	Ave-Dy	Ratio-Dy				
36	1	41	7538	128.22	127.57	1.01	4500.		
		41	7656	2.09	2.09	1.00	1/1556.	7.3%	1.00
35	1	40	7402	125.33	124.68	1.01	3600.		
		39	7520	2.49	2.48	1.00	1/1440.	1.2%	0.03
38	1	39	7390	2.52	2.51	1.00	1/1431.	5.1%	0.07
		38	7130	128.35	119.69	1.01	3600.		
37	1	37	7240	2.64	2.64	1.00	1/1362.	0.9%	0.08
		37	6994	117.72	117.05	1.01	3600.		
36	1	36	7110	2.67	2.66	1.00	1/1349.	4.0%	0.07
		36	6850	115.06	114.39	1.01	3600.		
35	1	35	6982	2.80	2.79	1.00	1/1280.	2.2%	0.09
		35	6722	112.28	111.60	1.01	3600.		
		35	6040	2.06	2.05	1.00	1/1259.	3.9%	0.08

图 10.4.2-5 位移图形结果

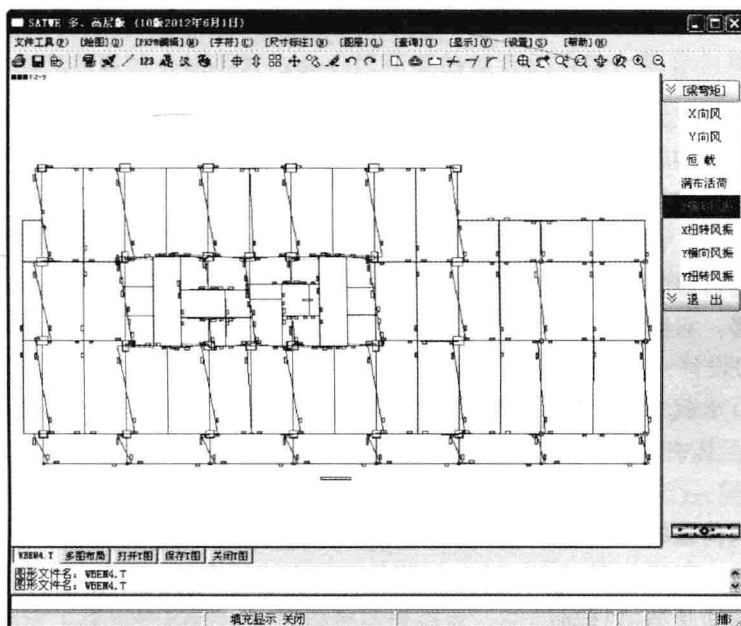


图 10.4.2-6 内力图形结果

2) 横风向风振、扭转风振等效风荷载对结构设计的影响

(1) 基本组合

前面已经提到,按荷载规范及其附录方法计算的顺风向、横风向与扭转三个方向的风荷载均是最大值。但在实际情况中,三个方向的最大值并不一定同时发生,因此应合理考虑三个方向的组合问题。

按照荷载规范表 8.5.6 风荷载组合工况如表 10.4.2 所示。

风荷载组合工况

表 10.4.2

工况	顺风向风荷载	横风向风振等效风荷载	扭转风振等效风荷载
1	F_{DK}	—	—
2	$0.6F_{DK}$	F_{Lk}	—
3	—	—	T_{Tk}

上述组合由软件在设计中自动完成,实际考虑的组合情况包括:

$$\begin{aligned} & \pm F_{DK} \\ & \pm 0.6F_{DK} \pm F_{Lk} \\ & \pm F_{Tk} \end{aligned} \quad (10.4.2)$$

(2) 变形控制

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010 第 4.2.6 规定,考虑横风向风振或扭转风振影响时,结构顺风向及横风向的侧向位移应分别符合 3.7.3 条中有关位移的规定。同时在条文说明中指出:横风向效应与顺风向效应是同时发生的,因此必须考虑两者的效应组合。对于结构侧向位移控制,仍可按同时考虑横风向与顺风向影响后的计算方向位移确定,不必考虑矢量和的方向控制结构的层间位移。

要完全考虑顺风向与横风向的组合,除了原有的顺风向位移结果外,还需要考虑如下四种情况:

$$0.6F_{DK} \pm F_{Lk} \quad -0.6F_{DK} \pm F_{Lk}$$

在软件中,独立给出顺风向与横风向风振两者的位移结果。由于规范提供的计算方法主要是针对规则结构的,因此通常来讲,在顺风向荷载作用下,结构的横风向位移很小;反之在横风向风振作用下,结构在顺风向的位移分量也很小。

应当注意的是,在同时考虑顺风向与横风向的位移角时,不能简单地将软件提供的两个方向位移角进行叠加,这是因为它发生的位置可能不同。在刚性楼板假定时,可以通过具体的结点位移,对顺风向与横风向提供的结点分别进行校核。

(3) 承载力设计

软件在进行承载力设计时,自动考虑上述三种预组合工况,图 10.4.2-7 所示为 PM-SAP 组合列表,其中 WX (WY)、VX (VY)、TX (TY) 分别为顺风向、横风向和扭转工况。

10.4.3 风荷载的工况与组合

对于风荷载,程序分别对 X、Y 向风荷载考虑下述组合:

- (1) γ_G 恒荷载 $\pm \gamma_w$ 风荷载
- (2) 1.0 恒荷载 $\pm \gamma_w$ 风荷载

73	1.20*DL	1.40*LL	0.50*WX	0.84*VX
74	1.20*DL	1.40*LL	0.50*WX	-0.84*VX
75	1.20*DL	1.40*LL	0.84*TX	
76	1.20*DL	1.40*LL	-0.84*TX	
77	1.20*DL	1.40*LL	-0.50*WX	-0.84*VX
78	1.20*DL	1.40*LL	-0.50*WX	0.84*VX
79	1.20*DL	1.40*LL	0.50*WY	0.84*VY
80	1.20*DL	1.40*LL	0.50*WY	-0.84*VY
81	1.20*DL	1.40*LL	0.84*TY	
82	1.20*DL	1.40*LL	-0.84*TY	
83	1.20*DL	1.40*LL	-0.50*WY	-0.84*VY
84	1.20*DL	1.40*LL	-0.50*WY	0.84*VY
85	1.20*DL	0.98*LL	0.84*WX	1.40*VX
86	1.20*DL	0.98*LL	0.84*WX	-1.40*VX
87	1.20*DL	0.98*LL	1.40*TX	
88	1.20*DL	0.98*LL	-1.40*TX	
89	1.20*DL	0.98*LL	-0.84*WX	-1.40*VX
90	1.20*DL	0.98*LL	-0.84*WX	1.40*VX
91	1.20*DL	0.98*LL	0.84*WY	1.40*VY
92	1.20*DL	0.98*LL	0.84*WY	-1.40*VY
93	1.20*DL	0.98*LL	1.40*TY	
94	1.20*DL	0.98*LL	-1.40*TY	
95	1.20*DL	0.98*LL	-0.84*WY	-1.40*VY
96	1.20*DL	0.98*LL	-0.84*WY	1.40*VY
97	1.00*DL	1.40*LL	0.50*WX	0.84*VX
98	1.00*DL	1.40*LL	0.50*WX	-0.84*VX
99	1.00*DL	1.40*LL	0.84*TX	

图 10.4.2-7 PMSAP 荷载组合

- (3) γ_G 恒荷载 + γ_L 活荷载 $\pm \psi_w \gamma_w$ 风荷载
(4) 1.0 恒荷载 + γ_L 活荷载 $\pm \psi_w \gamma_w$ 风荷载
(5) γ_G 恒荷载 + $\psi_L \gamma_L$ 活荷载 $\pm \gamma_w$ 风荷载
(6) 1.0 恒荷载 + $\psi_L \gamma_L$ 活荷载 $\pm \gamma_w$ 风荷载

其中： γ_w 为风荷载的分项系数， ψ_w 为风荷载的组合值系数，隐含为规范取值，可由用户输入。

当考虑地震作用参与组合时，风荷载的组合方式如下：

(1) 不考虑竖向地震作用时：

- 1.2 (恒荷载 + γ_{EG} 活荷载) $\pm 0.2\gamma_w$ 风荷载 $\pm \gamma_{Eh}$ 水平地震作用
1.0 (恒荷载 + γ_{EG} 活荷载) $\pm 0.2\gamma_w$ 风荷载 $\pm \gamma_{Eh}$ 水平地震作用

(2) 考虑竖向地震作用时：

- 1.2 (恒荷载 + γ_{EG} 活荷载) $\pm \gamma_{Ev}$ 竖向地震作用
1.0 (恒荷载 + γ_{EG} 活荷载) $\pm \gamma_{Ev}$ 竖向地震作用
1.2 (恒荷载 + γ_{EG} 活荷载) $\pm 0.2\gamma_w$ 风荷载 $\pm \gamma_{Eh}$ 水平地震作用 $\pm \gamma_{Ev}$ 竖向地震作用
1.0 (恒荷载 + γ_{EG} 活荷载) $\pm 0.2\gamma_w$ 风荷载 $\pm \gamma_{Eh}$ 水平地震作用 $\pm \gamma_{Ev}$ 竖向地震作用

10.4.4 高层建筑风振加速度计算

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010 第 3.7.6 条规定：房屋高度不小于 150m 的高层混凝土建筑结构应满足风振舒适度要求。荷载规范在顺风向和横风向风振等效风荷载计算的前提下，提供了风振加速度的计算方法。即规范附录 J。

1) 顺风向风振加速度

根据规范附录 J. 1. 1 条, 体型和质量沿高度均匀分布的高层建筑, 顺风向风振加速度可按下列公式计算:

$$a_{D,z} = \frac{2gl_{10}W_R\mu_s\mu_zB_z\eta_aB}{m} \quad (10.4.4-1)$$

高钢规第 5. 5. 1 条第四款规定了顺风向顶点最大加速度的计算公式如下:

$$a_w = \xi_D \frac{\mu_s\mu_z\omega_0A}{m_{tot}} \quad (10.4.4-2)$$

荷载规范对于顺风向风振加速度的计算理论与风振系数计算理论相同, 高钢规顺风向顶点最大加速度计算公式是按照《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 中风振系数计算公式经简化后得到的, 可见两种方法对于顺风向风振加速度的计算依据均来源于荷载规范顺风向风荷载的计算理论, 区别在于高钢规做了一定简化。

在软件中, 同时提供了按上述两种方法计算的顺风向风振加速度的结果, 见图 10. 4. 4-1、图 10. 4. 4-2。

(ITEM032) 按照荷载规范附录J计算的结构风振加速度		
WX 风荷载引起的风振加速度 (m/s**2)		
层号	顺风向加速度	横风向加速度
1	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000
3	0.00562	0.01151
.....		
38	0.06615	0.14266
39	0.06790	0.14665
40	0.06968	0.15071
41	0.07195	0.15590
MAX	0.07195	0.15590
WY 风荷载引起的风振加速度 (m/s**2)		
层号	顺风向加速度	横风向加速度
1	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000
3	0.01023	0.00771
.....		
38	0.10450	0.09557
39	0.10679	0.09824
40	0.10910	0.10096
41	0.11201	0.10444
MAX	0.11201	0.10444

图 10. 4. 4-1 PMSAP 风振加速度输出

2) 横风向风振加速度

根据荷载规范附录 J. 2. 1 条, 体型和质量沿高度均匀分布的矩形截面高层建筑, 横风向风振加速度可按下列公式计算:

$$a_{L,z} = \frac{2.8gI_{10}\omega_R\mu_HB}{m}\phi_L(z)\sqrt{\frac{\pi S_{FL}C_{sm}}{4(\zeta_1 + \zeta_{al})}} \quad (10.4.4-3)$$

其依据和方法与横风向风振等效风荷载相似, 软件依据上述公式提供了横风向风振加速度的计算结果, 并与顺风向风振加速度同时输出, 见图 10. 4. 4-1、图 10. 4. 4-2。设计

结构舒适性验算结果	
按高钢规计算X向顺风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.079
按高钢规计算X向横风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.171
按荷载规范计算X向顺风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.108
按荷载规范计算X向横风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.157
按高钢规计算Y向顺风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.079
按高钢规计算Y向横风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.171
按荷载规范计算Y向顺风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.108
按荷载规范计算Y向横风向顶点最大加速度(m/s ²) =	0.129

图 10.4.4-2 SATWE 风振加速度输出

人员应注意，横风向风振加速度的计算方法与横风向风振等效风荷载的计算一样有适用范围，因此应在采用结果前判断其是否符合公式适用条件。

软件同时也提供了按高钢规方法计算的横风向风振加速度的结果，供设计人员参考。其公式如下：

$$a_{tr} = \frac{b_r}{T_1^2} \cdot \frac{\sqrt{BL}}{\gamma_B \sqrt{\zeta_{1,cr}}} \quad (10.4.4-4)$$

10.5 温度作用

荷载规范第 9 章对于温度作用做出了相关规定，其中第 9.3 节规定了均匀温度作用的确定方法，当温度作用确定后，即可以通过软件计算温度应力，并在结构设计时考虑温度作用效应。在 SATWE 和 PMSAP 中均提供了温度应力分析的功能。

10.5.1 指定温度场

温度场的确定是温度应力分析的前提，设计人员应首先根据规范规定确定结构的温度作用，然后在软件中通过指定节点温差的方式来定义温度场。SATWE 中允许“最高升温”和“最低降温”两种工况，PMSAP 中提供“第一温度工况温差”和“第二温度工况温差”两个温度工况，均可实现温升和温降两种工况，见图 10.5.1-1、图 10.5.1-2。

10.5.2 温度作用等效荷载计算原理

定义了温度场后，SATWE 和 PMSAP 均采用有限元法计算温度应力，将构件的温度变化对结构的变形、内力的影响等效为某种荷载的影响。或者说，任意一种温度变化，一定存在一种荷载，二者对结构的变形、内力的影响完全一样，这种荷载就称为“等效荷载”，因此温度应力分析的关键在于确定这种等效荷载。对于多高层建筑而言，基本的构件为梁、柱、支撑、剪力墙和楼板，前面三种可以统一归纳为一维杆件，后两种可以统一归纳为二维壳元，以下为 SATWE 和 PMSAP 中对这两类单元温度作用等效荷载的处理：

(1) 一维杆件的温度等效荷载

对一维杆件，首先定义它的局部坐标系，局部系的 x 轴定义为杆轴， y 轴和 z 轴定义为截面的两个主惯性轴。瞬时温度场在局部系中的分布函数可以一般地表达为： $T=f(x, y, z)$ 。一般而言，自由杆件在 $T=f(x, y, z)$ 的作用下将同时发生伸缩和弯曲。在 PMSAP 中，我们考虑一种最常用的温度分布：温度在同一截面上不变化，只沿着杆轴线变化，也即 $T=g(x)$ ，这种温度分布将使自由杆件只发生伸缩。

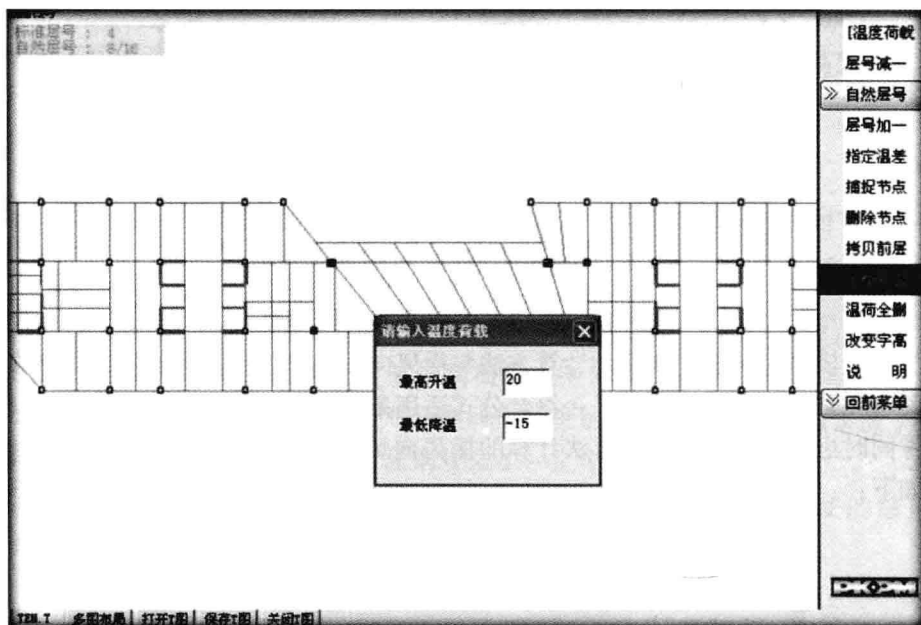


图 10.5.1-1 SATWE 温差定义界面

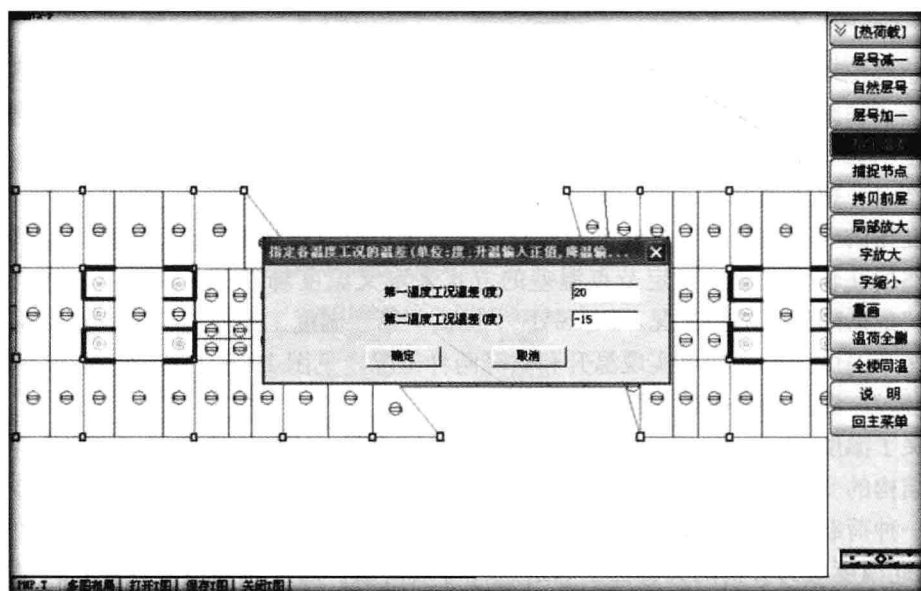


图 10.5.1-2 PMSAP 温差定义界面

设温度沿杆轴线性变化:

$$T = T_1(1 - \zeta) + T_2\zeta \quad \zeta = x/l \quad (10.5.2-1)$$

杆件两端面力导致的等效力:

$$N_{ii} = -\alpha EAT_1 \quad N = \alpha EAT_1 \quad (10.5.2-2)$$

体力导致的等效力:

$$N_{I2} = \int_0^L XA(1-\zeta)dx = \int_0^L \left(-E\alpha \frac{\partial T}{\partial x}\right)A(1-\zeta)dx = \frac{1}{2}EA\alpha(T_1 - T_2) \quad (10.5.2-3)$$

$$N_{J2} = \int_0^L XA\zeta dx = \int_0^L \left(-E\alpha \frac{\partial T}{\partial x}\right)A\zeta dx = \frac{1}{2}EA\alpha(T_2 - T_1)$$

合并之:

$$\begin{aligned} N_I &= N_{I1} + N_{I2} = -EA\alpha \frac{T_1 + T_2}{2} \\ N_J &= N_{J1} + N_{J2} = EA\alpha \frac{T_1 + T_2}{2} \end{aligned} \quad (10.5.2-4)$$

(2) 二维壳元的温度等效荷载

以三角形壳元为例进行说明。设三角壳所在平面为 xy 面，法线为 z 轴，同杆件一样，我们只考虑形如： $T=f(x, y)$ 的温度场，这种温度场不使自由壳元发生弯曲，只使之发生伸缩。

设三角壳的温度分布为：

$$T = L_1T_1 + L_2T_2 + L_3T_3 \quad (10.5.2-5)$$

式中： L_i 是面积坐标。

$$L_i = (\alpha_i + b_ix + c_iy)/(2A) \quad (10.5.2-6)$$

首先计算体力：

$$\begin{aligned} f_x &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \frac{\partial T}{\partial x} = \frac{E\alpha}{2A(1-\mu)} \sum_{i=1}^3 (y_i - y_m)T_i \\ f_y &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \frac{\partial T}{\partial y} = \frac{E\alpha}{2A(1-\mu)} \sum_{i=1}^3 (x_m - x_j)T_i \end{aligned} \quad (10.5.2-7)$$

式中： $j = [i + 1]$ ， $m = [j + 1]$

设三角形面内位移场为线性：

$$u = \sum L_i u_i \quad v = \sum L_i v_i$$

则体力等效力：

$$P_{xi} = \int_A t f_x L_i dA = \frac{1}{3} f_x A t \quad P_{yi} = \int_A t f_y L_i dA = \frac{1}{3} f_y A t \quad (10.5.2-8)$$

下面考虑任意边线 $i \rightarrow j$ 上的面力：

$$\text{边线温度分布:} \quad T = T_i(1-s) + T_j s$$

$$\text{边线正应力:} \quad \sigma_{ij} = \frac{E\alpha}{1-\mu} T$$

边线温度等效力：

$$\begin{aligned} P_i &= L_{ij} \int_0^1 \sigma_{ij} (1-s) ds = \frac{L_{ij} E\alpha t}{1-\mu} \left(\frac{1}{3} T_i + \frac{1}{6} T_j \right) \\ P_j &= L_{ij} \int_0^1 \sigma_{ij} (1-s) ds = \frac{L_{ij} E\alpha t}{1-\mu} \left(\frac{1}{6} T_i + \frac{1}{3} T_j \right) \end{aligned} \quad (10.5.2-9)$$

最后将两部分等效力合并，即得到三角壳的温度等效荷载。

10.5.3 温度作用工况的变形和内力输出

软件采用上述方法得到温度等效荷载并计算等效荷载下的变形和内力结果，在 SAT-

WE 和 PMSAP 中均会输出相应的变形和内力的文本和图形结果，如图 10.5.3-1、图 10.5.3-2、图 10.5.3-3 所示。

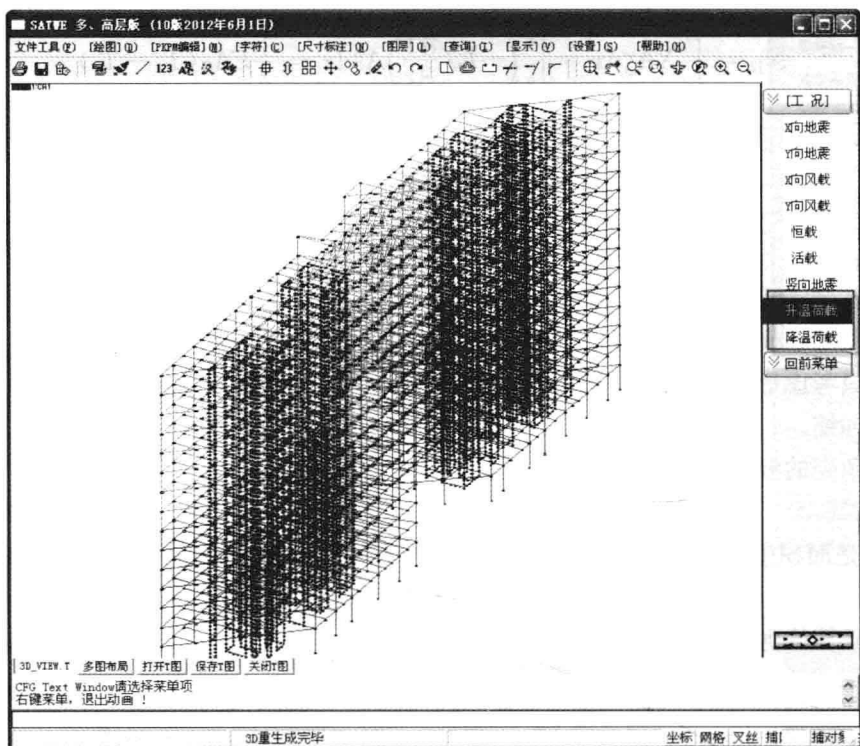


图 10.5.3-1 SATWE 温度作用工况的变形图

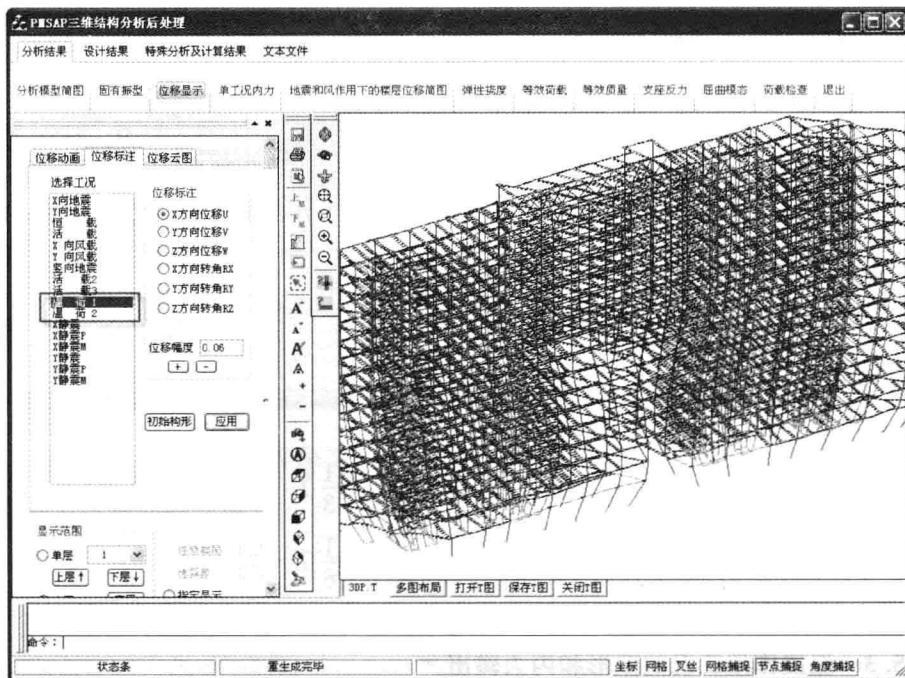


图 10.5.3-2 PMSAP 温度作用工况的变形图

--- 工况 14 --- 温度升高时楼层最大位移			
Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
16	1	9408	11.66
15	1	9285	9.64
14	1	8667	8.85
13	1	7686	7.72
12	1	7158	6.99
11	1	6629	6.34
10	1	6089	5.09
9	1	5548	3.93
8	1	4969	2.94
7	1	4332	3.53
6	2	4366	2.26
6	1	3719	2.77
5	2	3753	1.56
5	1	3183	2.11
4	2	3136	1.00
4	1	2426	0.96
3	2	2466	0.54
3	1	1746	0.31
2	2	1786	0.15
2	1	1066	-0.13
1	2	1076	-0.12
1	1	388	-0.24
1	2	911	-0.48

--- 工况 15 --- 温度降低时楼层最大位移			
Floor	Tower	Jmax	Max-(Z)
16	1	9424	-13.28
15	1	9194	-13.57
14	1	8656	-12.91
13	1	7868	-12.32
12	1	7685	-11.83
11	1	7077	-10.97
10	1	6534	-10.29
9	1	5994	-9.78

工况号: 7 -- X方向风荷载作用下的标准内力
 工况号: 8 -- Y方向风荷载作用下的标准内力
 工况号: 9 -- 恒载作用下的标准内力
 工况号: 10 -- 活载作用下的标准内力
 工况号: 11 -- 竖向地震作用下的标准内力
 工况号: 12 -- 升温工况的标准内力
 工况号: 13 -- 降温工况的标准内力
 工况号: 14 -- 考虑活载随机作用时梁正弯矩包络的标准内力
 工况号: 15 -- 考虑活载随机作用时梁正弯矩包络的标准内力

(iCase)	Shear-X	Shear-Y	Axial	Mx-Btm	My-Btm	Mx-Top	My-Top
N-C = 1	Node-i= 1428,	Node-j= 742,	DL= 4.508(m),	Angle= 0.000			
(1*)	-69.9	37.8	1653.5	-84.8	-170.2	-85.8	144.5
(1)	-118.5	64.1	1653.5	-143.8	-288.7	-145.5	245.1
(2*)	-62.7	39.3	918.9	-88.0	-153.4	-89.3	128.6
(2)	-106.3	66.6	918.9	-149.2	-268.3	-151.5	218.2
(3*)	-59.9	36.3	929.0	-81.8	-147.2	-82.4	122.3
(3)	-101.6	61.6	929.0	-138.8	-249.6	-139.8	207.5
(4*)	39.5	-67.1	1796.0	156.3	93.9	146.3	-84.2
(4)	79.0	-134.3	1796.0	312.7	187.8	292.5	-168.5
(5*)	37.0	-48.1	1327.4	112.9	89.1	183.7	-77.8
(5)	74.1	-96.2	1327.4	225.8	178.2	267.4	-155.7
(6*)	42.9	-70.1	1908.0	165.1	108.8	150.5	-92.9
(6)	85.9	-140.2	1908.0	330.1	201.5	301.0	-185.8
(7)	-7.7	3.4	14.5	-6.9	-18.8	-8.2	16.0
(8)	6.1	-35.2	1003.5	83.8	11.2	74.4	-16.1
(9)	27.0	27.9	-3548.9	-69.3	59.7	-56.3	-61.7
(10)	12.0	9.7	-733.0	-23.1	26.6	-20.3	-27.3
(11)	1.1	-0.8	-221.9	1.6	2.2	1.8	-2.6
(12)	-16.4	45.7	-1014.5	-108.0	-37.7	-97.6	35.9
(13)	12.3	-34.3	760.9	81.0	28.3	73.2	-27.0

图 10.5.3-3 温度作用位移和内力结果

10.5.4 温度应力调整

因温度应力分析采用的是瞬态弹性方法，为考虑混凝土的微裂缝释放、徐变应力松弛，可以对混凝土构件的温度内力进行折减。在 SATWE 和 PMSAP 中均提供了参数“砼构件温度效应折减系数”，软件只对混凝土构件进行折减，钢构件不作折减。

混凝土结构在进行温度作用效应分析时，还可考虑混凝土开裂等因素引起的结构刚度的降低，在 PMSAP 中可指定“砼弹性模量折减系数”来实现，见图 10.5.4。但该参数同时会对恒、活荷载下的结构刚度进行折减，因此应慎用。

温度作用的组合值系数

仅考虑恒、活荷载参与组合

考虑风荷载参与组合

考虑仅地震作用参与组合

砼构件温度效应折减系数

温度荷载参数

砼构件温度效应折减系数

温荷综合组合系数(填写组合值系数与分项系数的乘积)

砼弹性模量折减系数

温度场类型 连续 间断

温荷1 温度 预应力 砼收缩

温荷2 温度 预应力 砼收缩

图 10.5.4 SATWE 与 PMSAP 温度应力折减参数

10.5.5 温度作用效应组合

荷载规范 9.1.3 条规定温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.5 和 0.4，在软件中提供了多种方式以灵活的实现温度效应的组合。

SATWE 在参数中可以分别指定以下三种组合方式下的温度荷载组合值系数，即：温度工况和恒、活荷载组合、温度工况和活荷载组合、温度工况和地震作用的组合。这样可

以灵活的考虑不同类型的组合方式，比如只考虑温度和恒活组合时，可以将另两项组合值系数置为 0，程序即不考虑温度和风、地震的组合，见图 10.5.5-1。

恒荷载分项系数 γ_G 1.2
 活荷载分项系数 γ_L 1.4
 活荷载组合值系数 0.7
 重力荷载代表值效应的活荷载组合值系数 γ_{EG} 0.5
 重力荷载代表值效应的吊车荷载组合值系数 0.5
 风荷载分项系数 γ_W 1.4
 风荷载组合值系数 0.6
 水平地震作用分项系数 γ_{Eh} 1.3
 竖向地震作用分项系数 γ_{Ev} 0.5
 吊车荷载组合值系数 0.7

温度荷载分项系数 1.4
 吊车荷载分项系数 1.4
 特殊风荷载分项系数 1.4

温度作用的组合值系数
 仅考虑恒、活荷载参与组合 0.6
 考虑风荷载参与组合 0
 考虑仅地震作用参与组合 0

砼构件温度效应折减系数 0.3

采用自定义组合及工况 自定义 说明

图 10.5.5-1 温度作用组合系数

在此基础上，如仍不能满足工程需求，还可以自定义组合。SATWE 和 PMSAP 均提供自定义组合的功能，用户可以修改默认的组合，也可以定义新的组合，见图 10.5.5-2。

组合号	恒数	活数	X向风数	Y向风数	X向地震	Y向地震	Z向地震	温度荷载
1	1.350	0.980	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.200	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.200	0.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1.200	0.000	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1.200	0.000	0.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1.200	0.000	0.000	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1.200	1.400	0.840	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1.200	1.400	-0.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1.200	1.400	0.000	0.840	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1.200	1.400	0.000	-0.840	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1.200	0.980	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1.200	0.980	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	1.200	0.980	0.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1.200	0.980	0.000	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
16	1.000	0.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	1.000	0.000	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	1.000	0.000	0.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
19	1.000	0.000	0.000	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000
20	1.000	1.400	0.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	1.000	1.400	-0.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1.000	1.400	0.000	0.840	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1.000	1.400	0.000	-0.840	0.000	0.000	0.000	0.000
24	1.000	0.980	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25	1.000	0.980	-1.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1.000	0.980	0.000	1.400	0.000	0.000	0.000	0.000

增加组合 删除组合 确定 取消

图 10.5.5-2 温度作用荷载组合

10.5.6 考虑温度应力的结构设计

SATWE 和 PMSAP 对梁、柱、支撑、剪力墙均输出温度工况下的内力并参与组合，进行承载力设计，楼板则较为特殊。SATWE 中楼板不作为温度作用的主要分析和设计对象，因此不输出板的应力和配筋结果，在 PMSAP 中则可对楼板进行完整的应力分析和配筋设计，在结果中会输出楼板在温度工况下的位移和内力的等值线，以及考虑温度工况组合后的配筋结果，可以直接用于设计，见图 10.5.6-1~图 10.5.6-3。

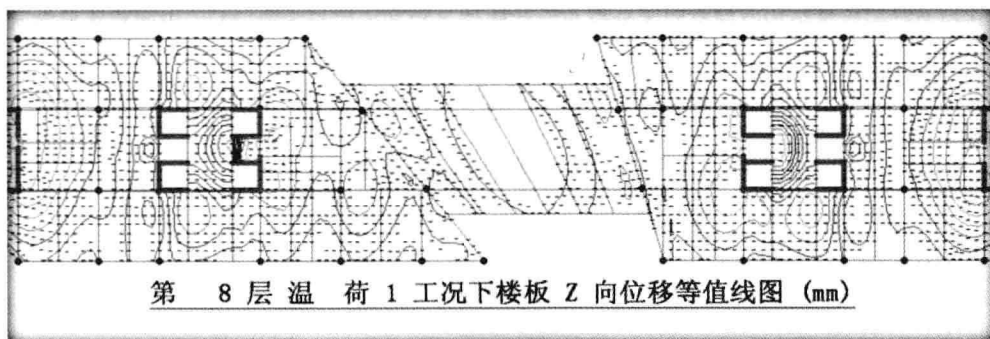


图 10.5.6-1 PMSAP 楼板位移图

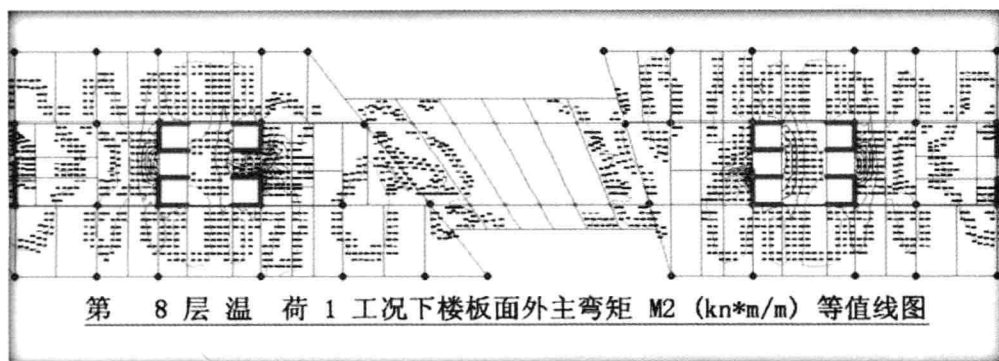


图 10.5.6-2 PMSAP 楼板应力图

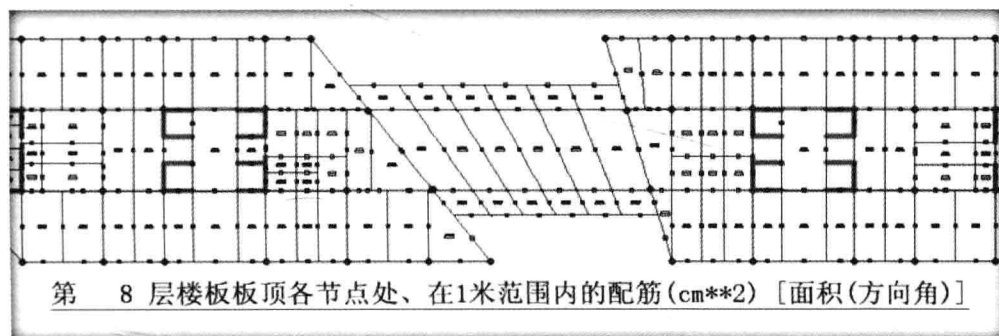


图 10.5.6-3 PMSAP 楼板配筋图

参 考 文 献

- [1] 建筑结构荷载规范 GB 50009—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 黄吉锋, 杨志勇. 建筑结构设计软件中的关键技术问题[J]. 建筑结构, 2011, (11).
- [3] 金新阳, 陈晓明, 肖丽, 杨志勇, 黄吉锋. 新荷载规范中超高层建筑的横风向及扭转风振[C]. 第二十二届全国高层建筑结构学术交流会论文集, 2012.
- [4] 杨志勇, 肖丽, 陈晓明, 黄吉锋, 金新阳. 高层建筑顺风向风荷载新旧规范比较[C]. 第二十二届全国高层建筑结构学术交流会论文集, 2012.

- [5] 多层及高层建筑结构空间有限元分析与设计软件 SATWE 用户手册[M]. 中国建筑科学研究院 PKPM CAD 工程部, 2012.
- [6] 复杂多高层建筑结构分析与设计软件 PMSAP 用户手册[M], 中国建筑科学研究院 PKPM CAD 工程部, 2012.
- [7] 徐芝纶. 弹性力学(上册)[M]. 北京: 高等教育出版社, 1992.