

2009
全国民用建筑工程设计技术措施
结 构
(结构体系)
Structure

住房和城乡建设部工程质量安全监管司
中国建筑标准设计研究院

图书在版编目 (CIP) 数据

全国民用建筑工程设计技术措施: 2009 年版. 结构. 结构体系/住房和城乡建设部工程质量安全监管司, 中国建筑标准设计研究院编. —北京: 中国计划出版社, 2009. 12

ISBN 978 - 7 - 80242 - 472 - 2

I. 全... II. ①住... ②中... III. ①民用建筑—建筑设计 ②民用建筑—建筑结构—结构设计 IV. TU24

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2009) 第 220337 号

全国民用建筑工程设计技术措施 (2009)

结构

(结构体系)

住房和城乡建设部工程质量安全监管司 编
中国建筑标准设计研究院

☆

中国计划出版社出版发行

(地址: 北京市西城区木樨地北里甲 11 号国宏大厦 C 座四层)

(邮政编码: 100038 电话: 63906433 63906381)

北京国防印刷厂印刷

889 × 1194 毫米 1/16 7.75 印张 236.07 千字

2009 年 12 月第 1 版 2009 年 12 月第 1 次印刷

☆

ISBN 978 - 7 - 80242 - 472 - 2

定价: 48.00 元

关于发布《全国民用建筑工程 设计技术措施》（2009年版）的通知

建质〔2009〕124号

各省、自治区住房和城乡建设厅，直辖市建委及有关部门，总后营房部工程局，新疆生产建设兵团建设局，国务院有关部门：

为了进一步贯彻《建设工程质量管理条例》，保证和提高民用建筑工程设计、施工质量，我部组织中国建筑标准设计研究院等单位对《全国民用建筑工程设计技术措施》（2003年版）作了第一次修编。《全国民用建筑工程设计技术措施》（2009年版）包括《规划·建筑·景观》、《结构》、《给水排水》、《暖通空调·动力》、《电气》、《建筑产品选用技术》和《防空地下室》分册，经审查批准，现予以发布。

中华人民共和国住房和城乡建设部
二〇〇九年七月二十日

《全国民用建筑工程设计技术措施》(2009年版)编委会

主任委员:陈重

副主任委员:吴慧娟 孙英

委员:(按姓氏笔画为序)

丁再励	马国馨	于本英	王素英	左亚洲	田有连	刘敏
刘文镔	孙兰	孙国峰	许绍业	何玉如	吴学敏	张宜
张勇	张鹏	张兢	张树君	张路明	张毅刚	李军
李雪佩	杨蔚彪	汪大绥	沈祖炎	陆兴	陆耀庆	陈远椿
林在豪	罗继杰	苑振芳	郁银泉	郎四维	胡天兵	胥正祥
赵锂	赵继豪	贾苇	郭景	曹彬	温伯银	程述成
程懋堃	舒世安	董宇松	詹谊	蔡益燕		

《结构体系》编审名单

编写组负责人:(按姓氏笔画为序)

刘敏 陈远椿

编写组成员:(按姓氏笔画为序)

刘敏 吴耀辉 张作运 张维斌 沙志国 苏幼坡 周建龙
周炳章 高志强 曾德民 程绍革 蒋航军

主审人:(按姓氏笔画为序)

吴学敏 汪大绥

审查组成员:(按姓氏笔画为序)

方鄂华 王卫东 王立军 刘大海 刘玉树 朱丹 齐五辉
吴耀华 李少甫 邱枕戈 邱鹤年 陈正祥 陈富生 范重
郁银泉 周笋 娄宇 柯长华 徐永基 黄志刚 程懋堃
窦南华

参编单位:(按章节先后为序)

中国建筑设计研究院

中元国际工程设计研究院

上海现代建筑设计(集团)有限公司华东建筑设计研究院有限公司

北京市建筑设计研究院

中国建筑科学研究院

中国电子工程设计院

河北理工大学

前 言

《全国民用建筑工程设计技术措施》(2009年版)是由住房和城乡建设部工程质量安全监管司组织中国建筑标准设计研究院等单位编制的一套大型的、以指导民用建筑工程设计为主的技术文件,是对《全国民用建筑工程设计技术措施》(2003年版)的首次修编。在此,特向“2003年版技术措施”的编写组和审查组全体成员以及参编单位致以真挚的敬意,并由衷感谢他们作为“2009年版技术措施”的顾问组成员对本次修编工作所给予的积极支持。

《全国民用建筑工程设计技术措施》(2009年版)共有《规划·建筑·景观》、《结构体系》、《地基与基础》、《砌体结构》、《混凝土结构》、《钢结构》、《给水排水》、《暖通空调·动力》、《电气》、《建筑产品选用技术》及《防空地下室》十一个分册。编制的目的是为了更好地贯彻落实《建设工程质量管理条例》等现行法律、法规以及《工程建设标准强制性条文》等工程建设技术标准,进一步提高建筑工程设计质量和设计效率,供全国各设计单位参照使用,也可供有关建设管理部门、建设单位和教学、科研、施工、监理等人员参考。

本次修编《结构》册共分为五个分册:第一分册《结构体系》、第二分册《地基基础》、第三分册《混凝土结构》、第四分册《砌体结构》、第五分册《钢结构》。

《结构体系》分册是在2003版《全国民用建筑工程设计技术措施》第一章总则和第二章荷载的基础上增加了用于各种结构形式在方案设计阶段的技术内容,供设计人员在确定结构方案及进行方案比较时参考。本分册的内容包括总则,钢筋混凝土结构,多、高层钢结构,钢-混凝土混合结构,砌体结构,门式刚架轻型房屋钢结构,大跨度钢结构等七章。附录A~附录K介绍了常用规范、规程目录,鉴定与加固,消能减震(振),隔震,偏心率的估算,荷载参考资料,温度气候作用,水平风荷载的估算,地震作用估算,钢筋混凝土结构抗连续倒塌设计等内容。

本分册在编制过程中力求通过实践与理论相结合,规定与概念的联系,较为全面、详细地介绍了结构设计概念,希望能为提高结构工程师的设计水平、判断力、创造力提供技术支持,尤其是为刚刚涉足结构设计的年轻技术人员提供一本设计入门指南。

本分册的部分编制内容参照了《建筑抗震设计规范》送审稿及各地区结构设计标准的一些补充规定,设计时,应在满足现行国家标准的前提下,根据工程的具体情况参照使用。

本分册的编制,不仅得到原《措施》编写人员和审查人员的大力支持,同时得到新参与的编写人员和审查人员的通力合作,特别是吸纳了全国各地读者的意见和建议。编制工作凝聚了民用建筑结构专业各个领域老、中、青专家的辛勤劳动,编入的内容是业内有关人士多年共同研究、

创造的成果,是共有的技术结晶和财富。在此,特向各有关单位专家致以真挚的谢意。

由于本分册内容广、工作量大,加之时间仓促,难免存在一些缺点和问题,敬请批评指正,以便不断修正和更新。

联系地址:北京市海淀区首体南路9号

中国建筑标准设计研究院

邮 编:100048

联系电话:010-68799100

联系人:刘 敏

E-mail:lium@chinabuilding.com.cn

网 址:www.chinabuilding.com.cn 国家建筑标准设计网

《结构体系》分册编写组

二〇〇九年八月

目 录

▶	1 总 则	(1)
	1.1 一般规定	(1)
	1.2 常用结构体系的选择	(3)
	1.3 抗震设计基本原则	(5)
	1.4 荷载及作用	(10)
▶	2 钢筋混凝土结构	(13)
	2.1 一般规定	(13)
	2.2 结构缝的设置	(18)
	2.3 楼(屋)盖结构	(21)
	2.4 框架结构	(23)
	2.5 剪力墙结构	(26)
	2.6 框架-剪力墙结构	(29)
	2.7 框架-核心筒结构、筒中筒结构	(30)
	2.8 板柱结构	(32)
	2.9 异形柱结构	(34)
	2.10 不规则建筑结构和复杂高层建筑结构	(36)
▶	3 多、高层钢结构	(41)
	3.1 一般规定	(41)
	3.2 楼(屋)盖板结构及梁、柱截面估算	(43)
	3.3 框架、框架-支撑结构体系	(47)
	3.4 钢框架-核心筒和带伸臂桁架的框架-核心筒体系	(50)
	3.5 筒体结构体系	(50)
	3.6 巨型框架结构体系	(52)
▶	4 钢-混凝土混合结构	(53)
	4.1 一般规定	(53)
	4.2 结构布置	(55)
	4.3 结构设计	(57)

▶	5 砌体结构	(60)
	5.1 一般规定	(60)
	5.2 砌体结构的非抗震设计	(60)
	5.3 多层砌体结构的抗震设计	(61)
	5.4 底部框架 - 抗震墙房屋的抗震设计	(65)
▶	6 门式刚架轻型房屋钢结构	(66)
	6.1 一般规定	(66)
	6.2 屋盖和墙体	(67)
	6.3 支撑布置	(68)
▶	7 大跨度钢结构	(69)
	7.1 网架结构	(69)
	7.2 网壳结构	(72)
	7.3 悬索结构	(73)
	7.4 膜结构	(75)
	7.5 张弦梁结构	(77)
▶	附 录	(80)
	附录 A 常用国家标准、规范、规程	(80)
	附录 B 鉴定与加固	(83)
	附录 C 消能减震(振)	(88)
	附录 D 隔震	(92)
	附录 E 偏心率的估算	(96)
	附录 F 荷载参考资料	(98)
	附录 G 温度气候作用	(108)
	附录 H 水平风荷载的估算	(110)
	附录 J 采用底部剪力法时地震作用估算	(112)
	附录 K 钢筋混凝土结构抗连续倒塌设计	(113)

1 总 则

1.1 一般规定

1.1.1 本分册适用于建筑结构概念设计及方案确定。参照工程实践经验对建筑结构的设计方法给出设计概念及设计建议，供设计人在具体工程设计中参考。

1.1.2 结构设计应遵守国家现行有关标准、规范、规程和规定（见附录 A）及工程所在地的地方标准，并结合工程实际情况，与建筑专业、设备专业紧密合作，精心设计，做到安全适用、耐久舒适、经济合理、技术先进、确保质量。

1.1.3 结构方案的确定应考虑施工技术、材料供应等条件，做到便于施工，符合实际。

1.1.4 凡本措施未涉及的部分或与规范有出入的内容应遵循国家有关标准、规范和规程的规定。

1.1.5 设计基准期

一般工业与民用建筑结构设计规范采用的设计基准期为 50 年。当工程要求设计采用高于 50 年的设计基准期时，必须另行确定在此基准期内荷载及其设计参数的取值，确定可靠度指标。相应地还应确定与结构构件有关的建筑材料乃至设备的性能及其相应的设计参数。有抗震设防要求时，尚应对地震的概率分布以及抗震措施进行专门的研究。

1.1.6 设计使用年限

1 结构设计使用年限又称服务期、服役期等，是在设计时考虑施工完成合格后正常使用、正常维护情况下不需要大修即可完成预定功能要求的使用年限。亦即结构在这期间应具有足够的可靠性（安全性、适用性和耐久性）的功能要求。

2 结构设计使用年限应按表 1.1.6 采用。一般建筑结构设计使用年限取 50 年。对于特殊建筑或业主有特殊要求的建筑，如果要求设计使用年限超过 50 年，应事先取得相应文件。

表 1.1.6 设计使用年限分类

类别	设计使用年限（年）	示例
1	5	临时性结构
2	25	易于替换的结构构件
3	50	普通房屋和构筑物
4	100	纪念性建筑和特别重要的建筑结构

注：1 安全性是指结构在正常设计、施工和使用的条件下，应能承受可能出现的各种作用（各种荷载、外加变形、约束变形等）；在偶然荷载作用下，或偶然事件（地震、火灾、爆炸等）发生时或发生后，结构应能保持必需的整体稳定性，不致倒塌。

2 适用性是指结构在正常使用时，应能满足预定的使用要求，即其变形、裂缝、振动等不超过规定的限值。

3 耐久性是指结构在正常使用和正常维护的条件下，能够正常使用到规定的使用年限。例如钢材或钢筋不发生危及结构安全的锈蚀、混凝土不能因严重碳化、风化、腐蚀而影响结构的耐久性等等。

1.1.7 防空地下室结构的设计使用年限应与上部结构的设计使用年限相同,但不应少于50年。

1.1.8 加固设计的后续使用年限是加固设计规定的结构、构件加固后无需重新进行检测、鉴定就能达到预期使用目的的期限。有关现有建筑的鉴定加固设计的要求见本分册附录B。

1.1.9 建筑结构的等级

1 建筑结构设计时,应根据结构破坏可能产生的后果(危及人的生命、造成经济损失、产生的社会影响等)的严重性,采用不同的安全等级。建筑结构安全等级的划分应符合表1.1.9的要求。

表 1.1.9 建筑结构的等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的房屋
二级	严重	一般的房屋
三级	不严重	次要的房屋

注:1 大多数工业与民用建筑的安全等级可定为二级。对特殊的建筑物,其安全等级应根据具体情况另行确定。

2 地基基础设计安全等级及按抗震设计时建筑结构的等级,尚应符合国家现行有关规范的规定。

2 建筑物中各类结构构件的安全等级,宜与整个结构的等级相同,规范允许对其中部分结构构件采用不同的安全等级,但不得低于三级。

3 现有建筑改扩建或加固后,其安全等级应根据结构破坏后果的严重性、结构的重要性以及改扩建或加固后的使用年限,应由业主和设计单位按实际情况共同商定。

1.1.10 结构重要性系数

1 对安全等级为一级或设计使用年限为100年及以上的结构构件,不应小于1.1;对安全等级为二级或设计使用年限为50年的结构构件,不应小于1.0;对安全等级为三级或设计使用年限为5年的结构构件,不应小于0.9;对设计使用年限为25年的结构构件,应综合考虑材料的性能确定结构重要性系数(《钢结构设计规范》GB 50017-2003规定不应小于0.95)。

2 建筑地基基础设计的结构重要性系数不应小于1.0。

3 抗震设计中不考虑结构重要性系数。

4 对承载能力极限状态,当预应力作为荷载效应参与组合时,预应力效应项的结构重要性系数通常取1.0。

1.1.11 建筑结构地基基础设计时,根据地基复杂程度、建筑规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度,将地基基础设计分为甲、乙、丙三个设计等级(见表1.1.11)。结构设计中,地基基础设计等级主要体现在设计的复杂性、计算内容和采用的措施不同。

1.1.12 结构设计应选择类型合理、受力明确、传力简捷的结构体系;概念设计阶段宜采用受力概念明确而简单、直接的计算方法。

1.1.13 高度超过150m的高层建筑混凝土结构、高层建筑钢-混凝土混合结构,高层建筑钢结构(一般高度100m以上)应具有更好的使用条件,结构设计应满足舒适度的要求。除应满足最大层间位移限值以外,尚应按《建筑结构荷载规范》GB50009规定的10年一遇的风荷载取值验算在风荷载作用下顺风向和横风向结构顶点最大加速度 a_{max} ,其值不应超过表1.1.13的规定。结构顶点最大加速度 a_{max} 可由专门的风洞试验确定或按《高层民用建筑钢结构技术规程》的规定计算。

1.1.14 隔震与消能减震设计,可用于抗震安全性要求较高及使用功能有专门要求的钢、钢筋混凝土、钢-混凝土结构高层建筑。本分册附录C、D提供的结构消能减震(振)及隔震技术措施,可供设计参考。

表 1.1.11 地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基基础类型
甲 级	重要的工业与民用建筑 30 层以上的高层建筑 体型复杂, 层数相差超过 10 层的高低层连成一体的建筑物 大面积的多层地下建筑物 (如地下车库、商场、运动场等) 对地基变形有特殊要求的建筑物 复杂地质条件下的坡上建筑物 (包括高边坡) 对原有工程影响较大的新建建筑物 场地和地基条件复杂的一般建筑物 位于复杂地质条件及软土地区的二层及二层以上地下室的基坑工程
乙 级	除甲级、丙级以外的工业与民用建筑物
丙 级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及一般工业建筑物; 次要的轻型建筑物

表 1.1.13 结构顶点最大加速度限值 α_{\max} (m/s^2)

使用功能	住宅、公寓	办公、旅馆
高度超过 150m 的高层建筑混凝土结构、高层建筑钢 - 混凝土混合结构	0.15	0.25
高层建筑钢结构	0.20	0.28

1.2 常用结构体系的选择

1.2.1 结构设计应根据建筑功能、材料性能、建筑高度、抗震设防类别、抗震设防烈度、场地条件、地基及施工等因素, 经技术经济和适用条件综合比较, 选择安全可靠、经济合理的结构体系。根据规范规定常用结构体系的适用范围见表 1.2.1-1~1.2.1-4。对有抗震设防要求的建筑, 表中所示的值为可采用的范围, 设计时应根据所在地区的抗震设防烈度, 按本措施各相应结构分篇的规定选用其确定值。

表 1.2.1-1 多层砌体房屋的最大适用层数和高度

房屋类型		多层砖房				底部框架 - 剪力墙	
		240mm 普通砖	240mm 多孔砖	190mm 多孔砖	小砌块		
最小墙厚 (mm)		240	240	190	190	240	
最大适用层数和高度	非抗震	层数	≤8				≤7
		高度 (m)	≤24				≤22
	抗震	层数	≤7	≤7	≤7	≤7	≤7
		高度 (m)	≤21	≤21	≤21	≤21	≤22
适宜的高宽比		≤2.5					

注: 190 多孔砖、小砌块和底部框架 - 剪力墙结构不应用于 9 度区。

表 1.2.1-2 高层混凝土结构体系的适用范围

结构体系		框架	框架-剪力墙	剪力墙		框架-核心筒	筒中筒	板柱-剪力墙
				全部落地	部分框支			
适用高度 (m)	非抗震	≤70	≤140	≤150	≤130	≤160	≤200	≤100
	抗震	≤60	≤130	≤140	≤120	≤150	≤180	≤80
适宜的高宽比	非抗震	≤5	≤5	≤6				≤5
	抗震	≤4						≤4

注：1 本表用于 A 级高度的高层建筑混凝土结构体系。对于 B 级高层建筑混凝土结构体系的适用高度及高宽比应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2002 的相关规定。

2 设防烈度为 9 度的建筑不应采用带错层的框架-剪力墙结构。

表 1.2.1-3 高层钢结构体系的适用范围

结构体系		钢框架	钢框架-中心支撑	钢框架-偏心支撑 (延性墙板)	各类筒体
最大适用高度 (m)	非抗震	≤110	≤260	≤260	≤360
	抗震	≤110	≤220	≤240	≤300
适宜的高宽比	非抗震	≤5	≤6	≤6	≤6.5
	抗震	≤5	≤6	≤6	≤6

注：表中各类筒体包括框筒、筒中筒、桁架筒、束筒等。

表 1.2.1-4 高层钢-混凝土混合结构体系的适用范围

结构体系		混合 框架 结构	钢框架- 钢筋混 凝土剪 力墙	型钢混 凝土框 架- 钢筋混 凝土剪 力墙	钢(型钢混 凝土)框 架- 钢筋混 凝土核 心筒	钢(型钢混 凝土)框 架- 钢筋混 凝土核 心筒	
						双重 抗侧力 体系	非双重 抗侧力 体系
最大适用 高度 (m)	非抗震	≤60	≤160	≤180	≤280	≤210 (240)	≤160
	抗震	≤55	≤150	≤170	≤260	≤200 (220)	≤120

注：表中混合框架结构包括钢梁-钢管(钢管)混凝土柱、钢管混凝土梁-钢管混凝土柱、钢梁-钢筋混凝土柱。

1.2.2 高层建筑的高宽比，是对结构刚度、整体稳定、承载能力和经济合理性的宏观控制，满足这一限制的结构方案比较容易满足侧移限值，是比较经济合理的结构方案；高宽比不是必须满足的条件，但超过时需采取可靠的技术措施。

房屋高度是指室外地面至主要屋面高度，不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

房屋的宽度 B，一般取所考虑方向的最小投影宽度，但不考虑突出建筑物平面很小的局部结构（如楼梯间、电梯间等）；对于不宜采用最小投影宽度计算高宽比的情况，应根据实际情况确定合理的计算方法。

对带有裙房的高层建筑，当裙房的面积和刚度相对于其上部塔楼的面积和刚度较大时，计算高宽比的房屋高度和宽度可按裙房以上部分考虑。

1.2.3 结构设计应与建筑师密切合作优化建筑设计和结构布置，采取必要的结构和施工措施，尽量避免设置各类结构缝（伸缩缝、沉降缝、防震缝）。当必须设缝时，应符合现行规范有关设缝的要求，并根据建筑使用要求、结构平面和竖向布置的情况、地基情况、基础类型、结构刚度以及荷载、作用的差

异、抗震要求等条件,综合考虑后确定。各缝宜合并布置,并应按规范的规定采取可靠的构造措施和保证必要的缝宽,防止地震时发生碰撞导致破坏。

1.2.4 结构设计应在满足使用功能和建筑造型要求的基础上布置结构竖向构件和水平构件,例如柱(或墙)、梁、板等,使之成为一个整体的空间结构体系,抵抗竖向力和水平力。竖向力主要由建筑物的自重(永久荷载)和其他竖向可变荷载组成,水平荷载主要由风荷载和地震作用组成。

1.2.5 民用建筑中的构件截面尺寸主要由永久荷载控制,因而在方案设计阶段为了估算建筑结构构件的截面尺寸,可将楼面可变荷载转化为永久荷载,将其与永久荷载合并共同作用在建筑结构上,根据每个构件的从属面积,确定其承受的竖向荷载进行估算。

1.2.6 在方案设计阶段,可将由各个结构构件组成的空间结构体系看作一个支承在基础上的竖向悬臂构件,将作用在建筑物上的水平荷载简化成一个作用在建筑物一定高度 h (h 为力的作用点到基础顶面的距离)处的集中水平力 F ,水平力引起的倾覆力矩 $M = Fh$ 由建筑物的重力 G 平衡。结构平面布置时宜将结构竖向构件布置在远离建筑物中和轴的位置上,以增加抗倾覆力臂,一般控制倾覆力矩产生的偏心距 e ($e = M/G$)不大于 $B/5$ (对于一般建筑, B 为结构底部竖向构件外边缘的距离),见图1.2.6。对于高层建筑宜满足相关规范规定的房屋结构适用的最大高宽比的要求。

1.2.7 合理地布置抵抗水平力的结构构件(抗剪构件),使结构抗侧力的合力中心尽量与水平力合力作用的投影重合或接近,以减少因它们的偏心对建筑物产生的扭矩(图1.2.7)。单片抗侧力构件不能抵抗扭矩,所以剪力墙应设置两片以上,并宜对称布置。

1.2.8 在正常使用条件下,高层建筑结构应具有足够的刚度,避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求。

1.2.9 为减少温度、徐变和收缩产生的内力对结构受力的不利影响,当建筑物较长时,框-剪结构中刚度较大的剪力墙不宜布置在建筑物纵向的两端。

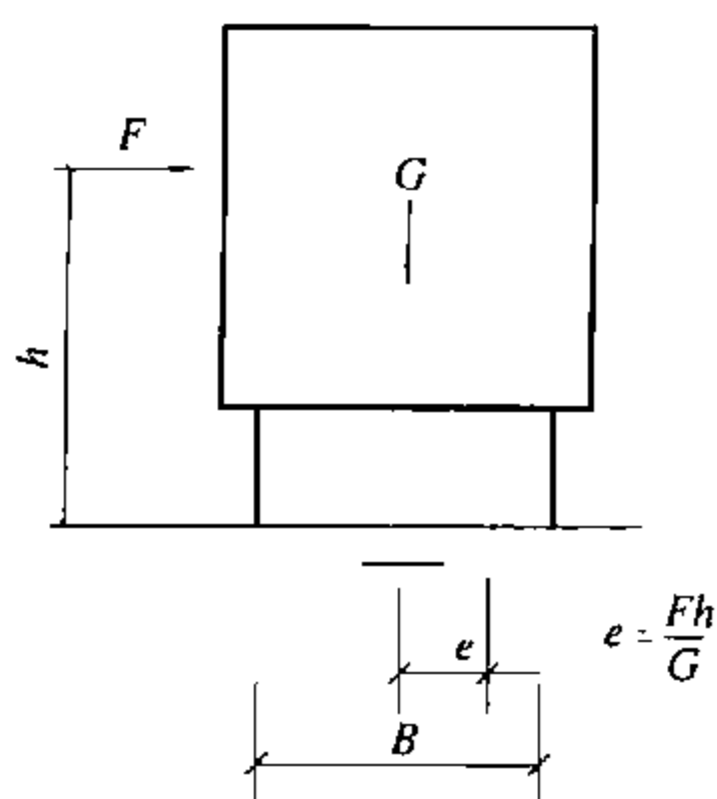


图 1.2.6 倾覆力矩偏心距示意

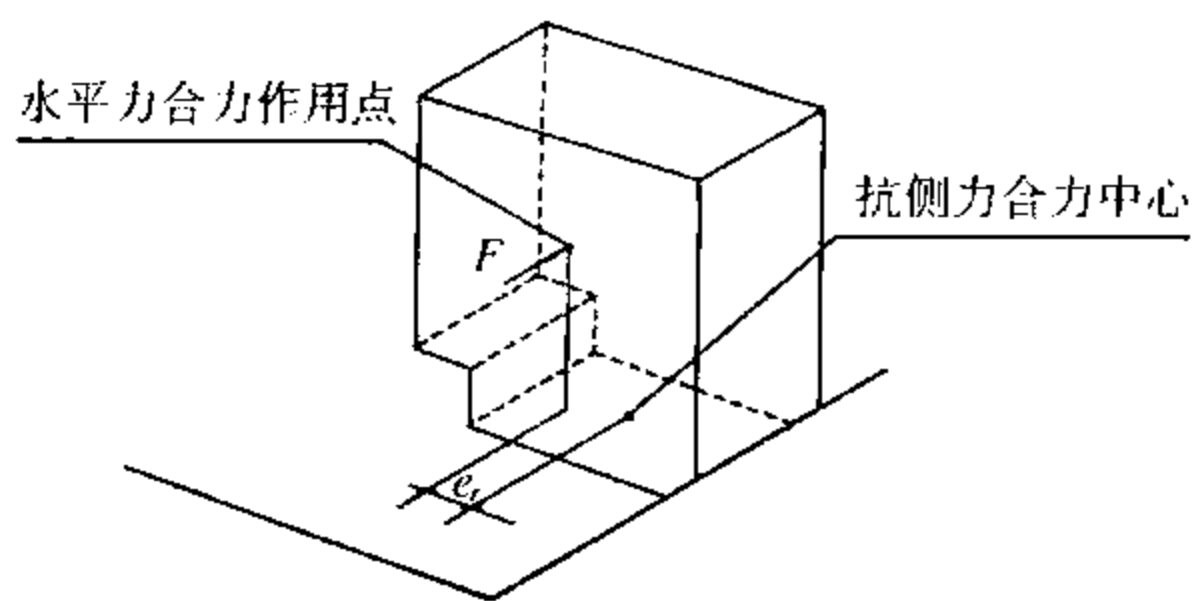


图 1.2.7 抗侧力合力中心与水平力合力作用点示意

1.3 抗震设计基本原则

1.3.1 抗震设计基本规定

1 抗震设防烈度为 6 度及以上地区的建筑,必须进行抗震设防设计。

2 按照《建筑抗震设计规范》GB 50011 进行设计所能达到的抗震设防目标是:“小震不坏,中震可修,大震不倒”。

3 建筑应根据其使用功能的重要性分为特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类四个抗震设防类别。建筑抗震设防类别的划分见《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223—2008。不同抗震设防类别的抗震设防标准及要求见表 1.3.1。

表 1.3.1 抗震设防标准及措施

抗震设防类别	分类标准	地震作用	抗震措施
特殊设防类 (简称甲类)	使用上有特殊设施, 涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果, 需要进行特殊设防的建筑	应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求	本地区设防烈度为 6~8 度时, 应提高一度; 9 度时, 应按比 9 度更高的要求
重点设防类 (简称乙类)	地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑, 以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果, 需要提高设防标准的建筑	应按本地区抗震设防烈度的要求	本地区设防烈度为 6~8 度时, 应提高一度; 9 度时, 应按比 9 度更高的要求
标准设防类 (简称丙类)	除其他三种类别外的大量建筑	应按本地区抗震设防烈度的要求	应按本地区抗震设防烈度的要求
适度设防类 (简称丁类)	使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害, 允许在一定条件下适度降低要求的建筑	应按本地区抗震设防烈度的要求	本地区设防烈度为 7~9 时允许比本地区抗震设防烈度适当降低; 6 度时, 不应降低

注: 1 抗震设防烈度为 6 度时, 除有具体规定外, 对乙、丙、丁类建筑可不进行地震作用计算。

2 建筑场地为 I_0 类时, 甲、乙类建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施; 丙类建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施, 但抗震设防烈度为 6 度时仍应按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施。抗震构造措施是抗震措施中的一部分, 指不需计算而采取的必要的细部作法。

3 建筑场地为 III、IV 类时, 对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区, 除另有规定外, 宜分别按抗震设防烈度 8 度 (0.20g) 和 9 度 (0.40g) 时各类建筑的要求采取抗震构造措施。

4 对于划为重点设防类而规模很小的工业建筑, 当改用抗震性能较好的材料且符合抗震设计规范对结构体系的要求时, 允许按标准设防类设防。

1.3.2 建筑设计应符合抗震概念设计的要求, 不规则的建筑方案应按规定采取加强措施; 特别不规则的建筑方案应进行专门研究和论证, 采取特别的加强措施; 不应采用严重不规则的建筑方案。

1.3.3 结构体系应符合下列各项要求:

- 1 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径;
- 2 应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力;
- 3 应具备必要的抗震承载力, 良好的变形能力和消耗地震能量的能力;
- 4 对可能出现的薄弱部位, 应采取措施提高抗震能力;

1.3.4 结构体系宜有多道抗震防线。

1 一个抗震结构体系, 应由若干个延性较好的分体系组成, 并由延性较好的结构构件连接起来协同工作, 如框架抗震墙体系是由延性框架和抗震墙两个分体系组成。

2 抗震结构体系应有最大可能数量的内部、外部赘余度, 有意识地建立起一系列分布的塑性屈服区, 主要耗能构件应有较高的延性和适当刚度, 以使结构能吸收和耗散大量的地震能量, 提高结构抗震

性能，避免大震时倒塌。

3 适当处理结构构件的强弱关系，同一楼层内宜使主要耗能构件屈服以后，其他抗侧力构件仍处于弹性阶段，使“有约束屈服”保持较长阶段，保证结构的延性和抗倒塌能力。

4 在抗震设计中由于某一部分结构设计过强，可能造成结构的相对薄弱部位，因此在设计中不合理地加强以及在施工中以大代小，改变抗侧力构件的配筋，都需要慎重考虑。

例如，一级抗震框架的梁柱节点处，其柱端弯矩设计值是根据节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值乘以放大系数确定。也即，地震时假如发生过大的塑性变形，应当是梁先于柱出铰。若施工中以大代小，加大梁的配筋而柱配筋不变，则可能造成柱先出铰而不是梁先出铰，因此应当避免。

1.3.5 建筑的平面形状及抗侧力构件的布置对建筑物抵抗地震作用的能力影响很大。有抗震设防要求的建筑，其平面和竖向的布置应符合下列要求：

1 建筑平面宜简单、规则（宜采用方形、矩形、圆形等）；抗侧力构件宜沿两主轴方向对称布置，两方向的刚度宜接近。

2 竖向宜规则，不宜突变；结构的竖向构件宜连续，沿高度变化均匀，楼层刚度宜沿建筑物竖向不变或自下而上逐渐减小。宜采用的形体为柱体、锥体等。

1.3.6 设计中，特别是高层建筑的设计中，结构工程师应与建筑师协商尽量不采用不规则形状的平面和“头重脚轻”、竖向形状突变的立面。不规则平面和立面的建筑会产生过大的扭转效应，形成应力集中，造成结构设计复杂，增加造价。

1.3.7 多高层钢筋混凝土结构和钢结构的不规则性应按下列要求综合判断：

1 下列情况之一应视为平面不规则：

1) 扭转不规则

楼层最大弹性水平位移（或层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（或层间位移）平均值的 1.2 倍。

当结构的质量重心和结构的刚度中心存在偏心时，地震作用下结构将发生扭转。判断扭转不规则需先作结构分析，所得位移值 $\delta_2 > 1.2 \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right)$ 则为扭转不规则。 δ_2 为楼层最大层间位移， δ_1 为楼层另一端的位移（图 1.3.7-1）。

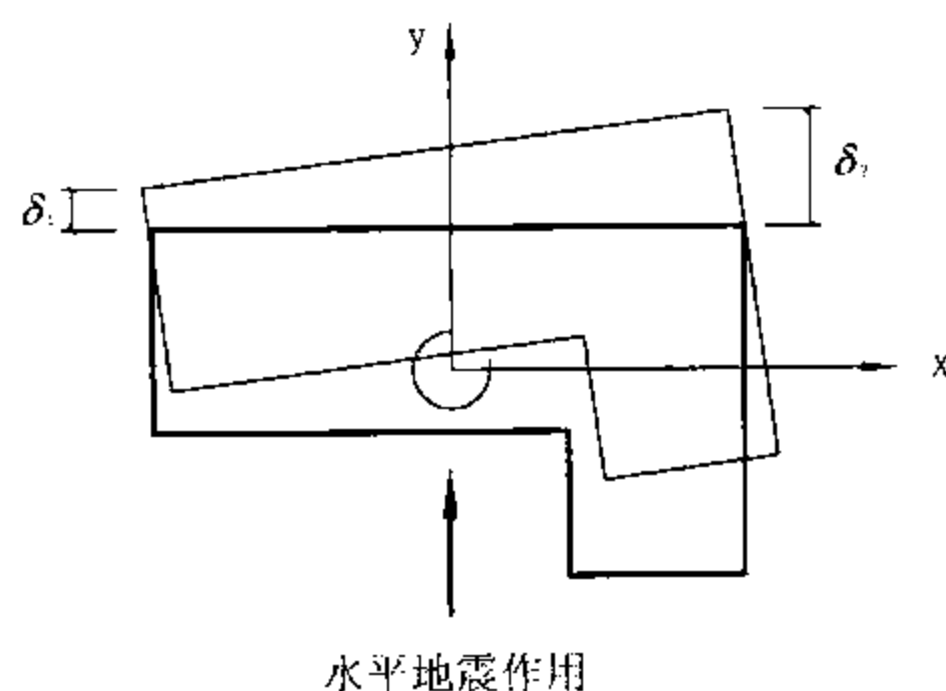


图 1.3.7-1 平面扭转不规则示例

合理地布置结构的抗侧力构件，减小刚心与质心的偏心距可有效地改善扭转不规则。当任一层的偏心率大于 0.15 时为平面不规则。方案设计阶段，可按附录 E 估算偏心率。

2) 平面尺寸不规则

结构的平面凹进一侧的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30% 为平面凹凸不规则（图 1.3.7-2）。高层建筑混凝土结构常用的平面尺寸限值见表 1.3.7。

表 1.3.7 高层建筑混凝土结构平面尺寸限值

设防烈度	L/B	l/B_{\max}	l/b
6、7 度	≤ 6	≤ 0.35	≤ 2.0
8、9 度	≤ 5	≤ 0.30	≤ 1.5

注：本表摘自《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2002。

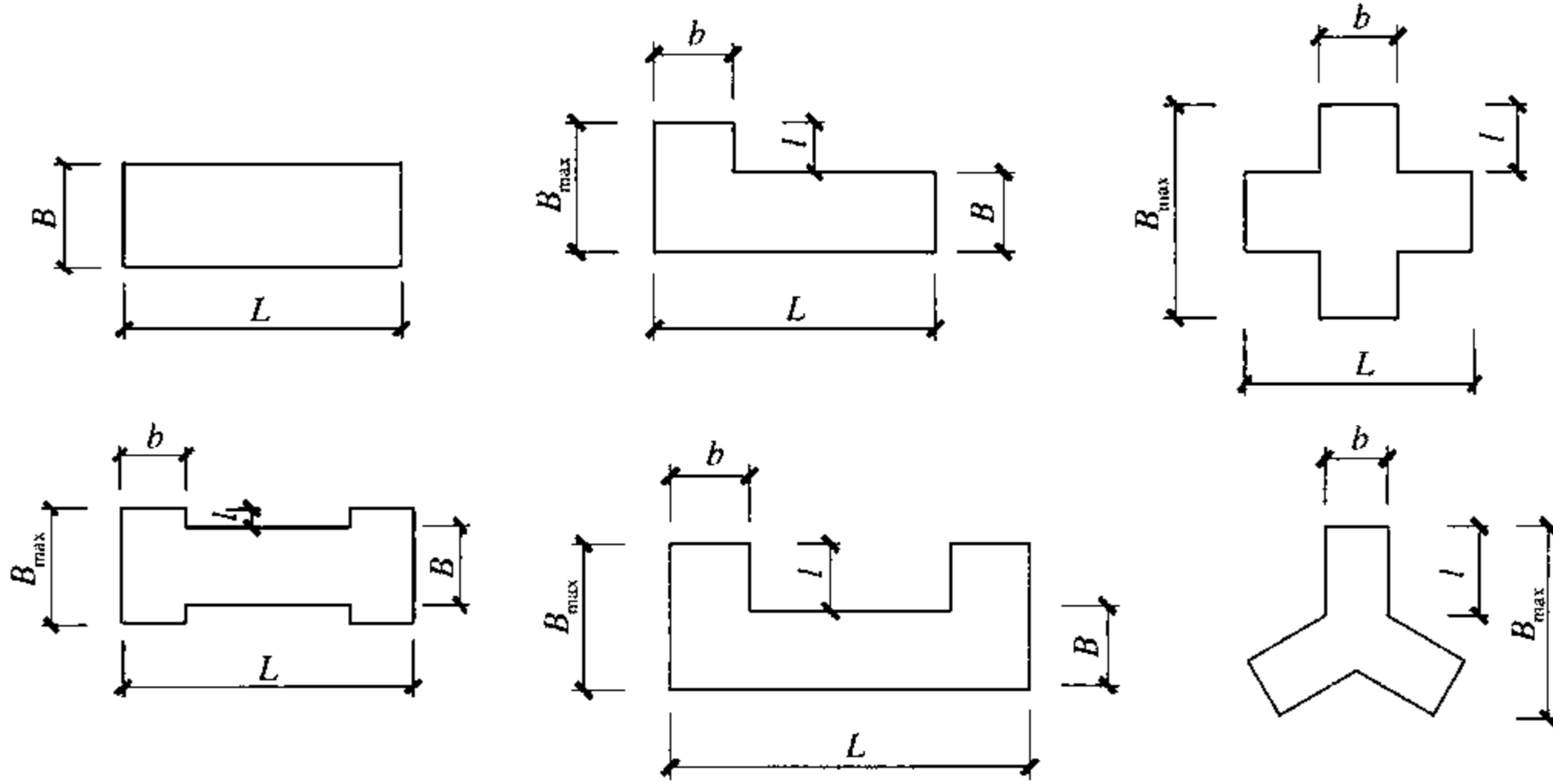


图 1.3.7-2 平面凹凸不规则示例

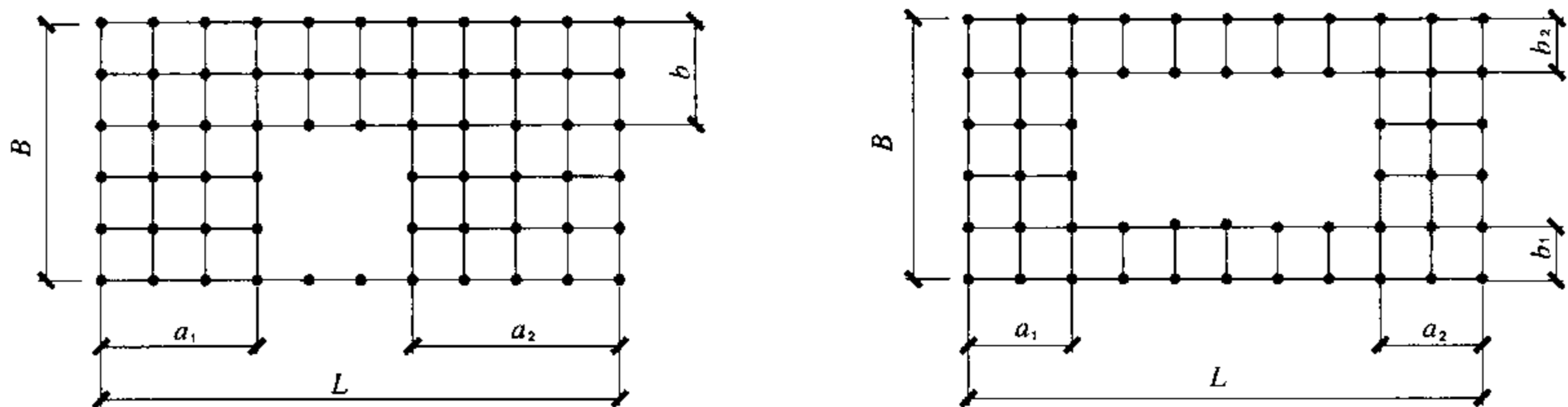
3) 楼板局部不连续

①有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，图 1.3.7-3a 中 $a_1 + a_2 < L/2$ 或 $b < B/2$ ；图 1.3.7-3b 中 $a_1 + a_2 < L/2$ 或 $b_1 + b_2 < B/2$ 。

②开洞面积大于该层楼面面积的 30%，图 1.3.7-3b 中 $A_0 > 0.3A$ ，其中 $A = B \times L$ ， A_0 为开洞面积。

③对于高层建筑，在扣除凹入或开洞后，楼板在任何一方向的最小净宽度小于 5m，洞口任意一边的楼板净宽度小于 2m；图 1.3.7-3 中① $a_1 + a_2 < 5m$ ， $b < 5m$ ， $b_1 + b_2 < 5m$ ；② $a_1 < 2m$ 或 $a_2 < 2m$ ， $b_1 < 2m$ 或 $b_2 < 2m$ 。

④较大的楼层错层，楼板高差大于梁高，错层面积大于该层总面积的 30%。



(a)

(b)

图 1.3.7-3 建筑结构平面局部不连续示例

2 下列情况之一应视为竖向不规则：

1) 侧向刚度有突变

楼层侧向刚度小于相邻上一层楼层侧向刚度的 70%，或小于其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%。

注：当高层建筑带有大底盘裙房，计算裙房与其上塔楼的楼层刚度比时，不可取裙房的所有竖向抗侧力构件的刚度总和，可取其有效影响范围内的竖向构件。对地下室部分也可照此处理，而不能将所有竖向构件、特别是取地下室外墙参与计算。

2) 立面局部收进或外挑

当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋总高度 H 之比大于 0.2 时, 除顶层外, 上部楼层局部收进后的水平尺寸 B_1 小于相邻下一楼层水平尺寸 B 的 0.75 倍 (图 1.3.7-4a、b)。

高层建筑当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时, 下部楼层的水平尺寸 B 小于上部楼层水平尺寸 B_1 的 0.9 倍, 或水平外挑尺寸 a 大于 4m (图 1.3.7-4c、d)。

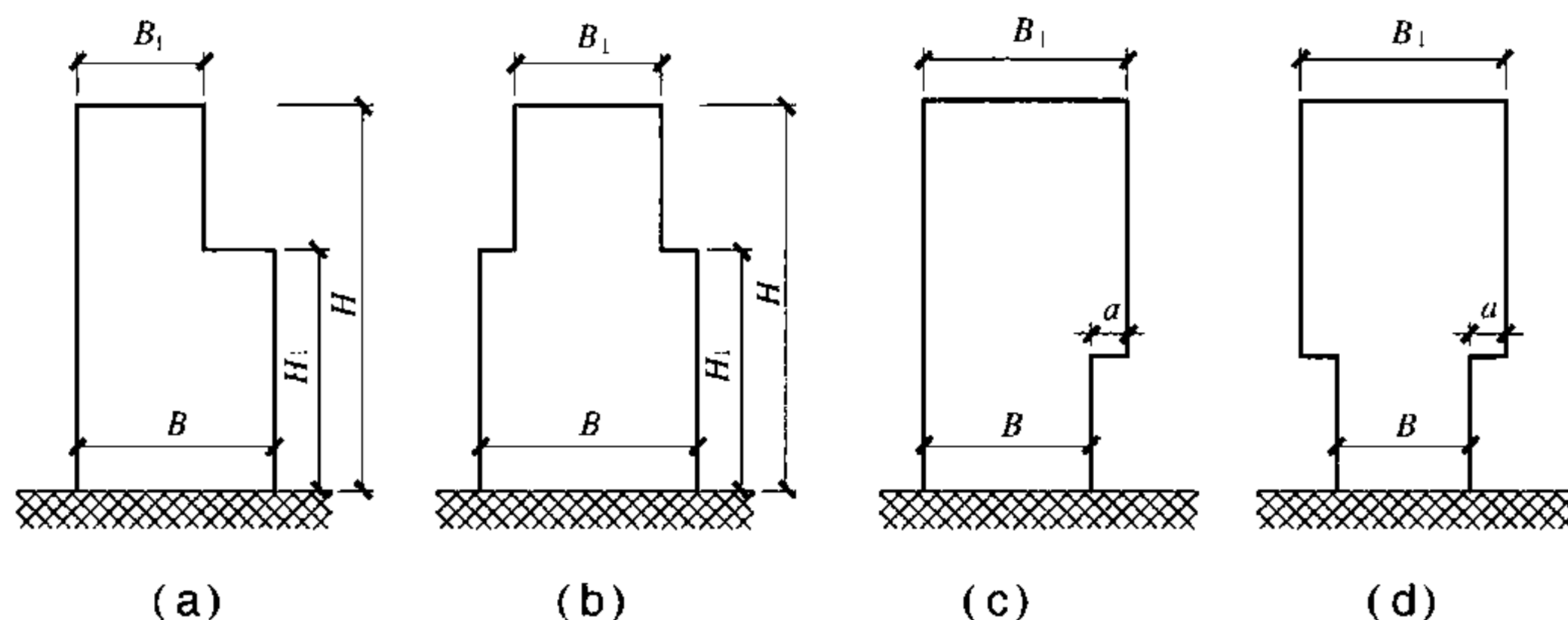


图 1.3.7-4 结构竖向收进和外挑示意

3) 竖向抗侧力构件不连续

竖向抗侧力构件 (柱、剪力墙、抗震支撑) 的内力由水平转换构件 (梁、桁架等) 向下传递及其他竖向传力不直接的情况。

4) 楼层承载力突变

楼层间抗侧力结构的受剪承载力小于其上一层受剪承载力的 80%。

注: 楼层间抗侧力结构受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上, 该层全部柱及剪力墙的受剪承载力之和。

3 超过个别款且超过不多时为一般不规则; 多项均超过或某项超过较多, 具有较明显的抗震薄弱部位, 并将会引起不良后果即为特别不规则; 体型复杂, 多项指标均超过指标上限或某项大大超过规定值, 具有严重的抗震薄弱环节, 地震时将会导致严重破坏即为严重不规则。对于不规则结构应采取相应的设计措施; 采用特别不规则方案的高层建筑工程属于超限高层建筑工程, 应按建设部《超高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》的规定, 申报超限高层建筑工程抗震设防专项审查。

注: 上海市建设和管理委员会发布的《上海市超限高层建筑抗震设防管理实施细则》(沪建建[2003]702号)和“广东省实施《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3-2002)补充规定”对结构的不规则性进行了量化规定, 可作为设计参考。

1.3.8 多层砌体结构应优先采用横墙承重及纵横墙共同承重的结构体系; 纵横墙的布置宜均匀对称, 沿平面内宜对齐, 沿竖向应上下连续; 同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀并满足房屋局部尺寸的限制; 不应设置转角窗; 楼梯间不宜设置在房屋的尽端和转角处。

1.3.9 多层砌体结构的规则性的要求应比混凝土结构更加严格, 现行规范中没有给出具体规定, 建议满足下列要求: 当多层砌体结构的平面为 L 形、U 形或 T、H、E、F 等形时, 平面凸出部分的凸出长度宜满足: $l_1 (l_2) \leq 0.5b$ 和 $l_1 (l_2) \leq 0.3B$ (图 1.3.9), 且满足表 1.3.9 的要求。否则应采取可靠的技术措施或设置防震缝。

表 1.3.9 多层砌体结构平面凸出长度的限值 (m)

条件	抗震设防烈度			
	6	7	8	9
横墙延伸的凸出长度	$l_1 \leq 4$	$l_1 \leq 4$	$l_1 \leq 2$	不宜采用
横墙不延伸的凸出长度	$l_2 \leq 2$	$l_2 \leq 2$	$l_2 \leq 1$	不宜采用

1.3.10 宜具有合理的刚度和承载力分布, 避免因局部削弱或突变形形成薄弱部位, 产生过大的应力集

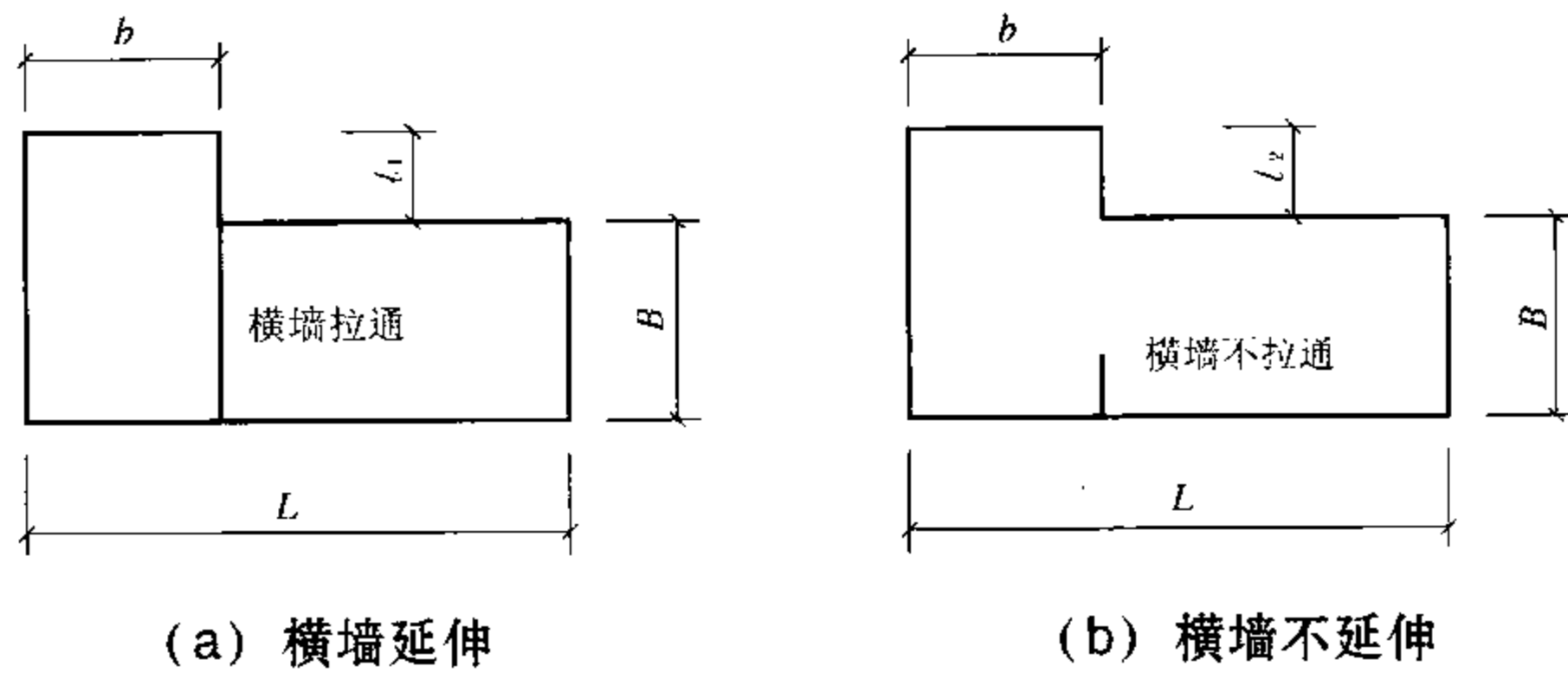


图 1.3.9 多层砌体结构平面布置图

中或塑性变形集中。结构在两个主轴方向的动力特性（周期和振型）宜相近。

1.3.11 对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高抗震能力

- 1 结构在强烈地震下可不考虑强度安全储备，按构件的实际承载力而不按承载力设计值进行分析，以判断薄弱层部位；
- 2 要使薄弱层（部位）的实际承载力和设计计算的弹性受力之比在总体上保持相对均匀。若某部位的这个比例有突变时，会由于塑性内力重分布导致塑性变形的集中；
- 3 要防止在局部加强而忽视整个结构各部位刚度、强度的协调；
- 4 在抗震设计中有意识、有目的地控制薄弱层（部位），使之有足够的变形能力又不使薄弱层发生转移，这是提高结构抗震性能的有效手段。

1.3.12 需要进行抗震设计的建筑，当结构计算结果由风荷载起控制作用时，除按内力计算结果设计外，尚应采取满足抗震设防要求的构造措施。

1.4 荷载及作用

1.4.1 民用建筑设计时，对其承受的永久荷载和可变荷载应按《建筑结构荷载规范》GB 50009 - 2001 (2006 年版) 的有关规定取值。施工过程中的临时荷载可按预期的最大合理值确定。应避免在建筑设计使用年限内由于设计不周发生结构构件不应有的超载。

1.4.2 对重要建筑物、中外合资工程或国外工程，可根据业主要求确定楼面活荷载标准值。设计时宜考虑使用期间设备更新或用途变更的可能，适当增大楼面活荷载标准值。对办公用房一般不宜小于 2.5kN/m^2 。

1.4.3 《建筑结构荷载规范》GB50009 - 2001 (2006 年版) 及其它有关设计规范中未予明确的楼面活荷载标准值，可根据楼面上活动的人数和设备的不同状态将其取值 (L_k) 分为七个类别：

- | | |
|-----------------------|-----------------------------------|
| 1 活动的人数很少 | $L_k = 2.0\text{kN/m}^2$ |
| 2 活动的人数较多且有较轻设备 | $L_k = 2.5\text{kN/m}^2$ |
| 3 活动的人数很多或有较重设备 | $L_k = 3.0\text{kN/m}^2$ |
| 4 活动的人数很集中，有时很挤或有较重设备 | $L_k = 3.5\text{kN/m}^2$ |
| 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 | $L_k = 6.0 \sim 7.5\text{kN/m}^2$ |

设计人员可根据工程的实际情况对照上述类别选用。但当有特别重的设备时（如医院的核磁共振设备室、银行的保管箱用房等），应根据实际情况另行考虑。

1.4.4 确定建筑物的风荷载体型系数 μ_s 时，可采用以下规定：

- 1 当建筑物与《建筑结构荷载规范》GB50009 - 2001 (2006 年版) 表 7.3.1 中的体型类同时，可

按该表的规定采用；

2 当有关设计规范对该类建筑物的风荷载体型系数有明确规定时，可按该规范的规定采用；

3 当建筑物与《建筑结构荷载规范》GB50009-2001（2006年版）表7.3.1中的体型不同且无参考资料可以借鉴时，宜由风洞试验确定；

4 对重要且体型复杂的建筑物应按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2002的规定由风洞试验确定；

5 对群集的高层建筑宜考虑风力互相干扰的群体效应。其风荷载体型系数宜由风洞试验确定，也可参考有关规定或类似条件的试验资料确定。

1.4.5 对特别重要的高层建筑（一般情况其高度大于60m）或对风荷载比较敏感的高层建筑，设计时的基本风压应按100年重现期的风压值取用。

1.4.6 设计屋面结构构件时应按《建筑结构荷载规范》GB50009-2001（2006年版）的规定考虑不均匀积雪分布的不利影响。

1.4.7 计算建筑物地震作用时，应符合《建筑抗震设计规范》GB50011的规定在计算中应考虑楼梯构件的影响。

1.4.8 当建筑物体量过大、体型复杂或平面过长时，由于温度变化、材料收缩和徐变、地基不均匀变形等原因可能对结构产生较大的附加作用力，应根据建筑物的实际情况在适当部位采取后浇带、温度伸缩缝、沉降缝等措施，将建筑物分割成若干单元以减少上述原因产生的结构附加内力；也可通过计算手段估算结构中的附加内力并采取相应设计措施。

1.4.9 附录F中列出了一些有关荷载及作用的资料供设计人员参考。必须指出在引用附录G中摘编的欧洲规范EN1991-1-5有关温度气候作用的计算规定时，应考虑欧洲的温度气候与我国的不同。

1.4.10 进行结构方案设计时，可参考下列单位楼层面积的平均结构自重数据估算结构总自重标准值或竖向构件承受的结构自重标准值。

1 砌体结构、钢筋混凝土结构多层建筑	9 ~ 12kN/m ²
2 钢筋混凝土结构高层建筑	14 ~ 16kN/m ²
3 钢结构房屋	6 ~ 8kN/m ²

1.4.11 结构构件按承载能力极限状态设计时，应按荷载效应的基本组合进行荷载（效应）组合，并应采用下列表达式进行设计

1 无地震作用时

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1.4.12-1)$$

2 有地震作用时

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (1.4.12-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数；

S ——结构构件荷载效应的基本组合设计值；

R ——结构构件抗力的设计值，应按各有关设计规范的规定确定；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数。

1.4.12 结构构件荷载效应的基本组合设计值应按下列公式确定

1 无地震作用时

$$S = \gamma_G S_G + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (1.4.13-1)$$

2 有地震作用时

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{EV} S_{Evk} + \gamma_W \psi_W S_{wk} \quad (1.4.13-2)$$

式中 S_G 、 S_{Q1k} 、 S_{Qik} ——分别为按永久荷载标准值 G_k 、第1个可变荷载标准值 Q_{1k} 、第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值。其中 S_{Q1k} 为诸可变荷载标准值效应中起控制作用

者;

γ_c ——永久荷载的分项系数。对由可变荷载效应控制的组合, 当其效应对结构不利时取 1.2, 当其效应对结构有利时取 1.0; 对由永久荷载效应控制的组合取 1.35。

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第 1 个可变荷载 Q_1 、第 i 个可变荷载 Q_i 的分项系数, 对民用建筑一般取 1.4;
 n ——参与组合的可变荷载数;

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载 Q_i 的组合系数。对雪荷载、屋面活荷载取 0.7, 对屋面积灰荷载取 0.9 ~ 1.0; 对民用建筑楼面活荷载除书库、档案库、贮藏室、通风机房、电梯机房为 0.9 外, 其余均为 0.7;

S_{GE} 、 S_{Ehk} 、 S_{Evk} 、 S_{wk} ——分别为重力荷载代表值的效应、水平地震作用标准值的效应、竖向地震作用标准值的效应、风荷载标准值的效应, 其中 S_{Ehk} 、 S_{Evk} 尚应乘以相应的增大系数或调整系数;

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数;

ψ_w ——风荷载的组合系数。在无地震作用的组合中一般情况取 0.6, 但对风荷载起控制作用的高层建筑 (其高度大于 60m) 中取 1.0; 在有地震作用的组合中, 一般情况取 0, 但对风荷载起控制作用的高层建筑 (其高度大于 60m) 中取 0.2。

1.4.13 当《建筑结构荷载规范》对某些可变荷载的组合值系数、准永久值系数、频遇值系数无明确规定时, 可按下列方法确定其估计值。

1 组合值系数

方法一: 根据工程经验, 偏保守地确定其值;

方法二: 可根据 TURASTRA 规定粗略地确定其值, 该规定认为当两种以上可能同时出现的荷载效应参与组合时, 取其中某一个可变效应为最大值, 其余伴随的可变效应可取对应时点值之和。因而伴随的可变荷载的组合值系数可取该荷载对应时点值与其最大值之比。

注: TURASTRA 为欧洲规范 EN1991-1-5 采用的方法。

2 准永久系数

方法一: 根据工程经验, 偏保守地确定其值。

方法二: 对某一可变荷载 Q_k 进行观测, 确定其变化规律。在每一观测期中, 该可变荷载的准永久值 $\psi_q Q_k$ 可根据超过此值的全部持续时间 $\sum_{i=1}^n t_i$ 占观测期的比率为某个可接受的 μ 值来确定, 即 $\sum_{i=1}^n t_i = \mu t_0$ 。 μ 值通常取 0.5。因而该可变荷载的准永久值系数 $\psi_q =$ 该可变荷载准永久值 ($\psi_q Q_k$) / 该可变荷载标准值 (Q_k)。

3 频遇值系数

虽然《建筑结构荷载规范》已对部分可变荷载规定了频遇值系数, 但由于我国结构设计规范尚未引入有关频遇值系数的计算, 因而尚未积累更多确定其值的设计经验。根据欧洲标准, 其值可采用确定可变荷载准永久值的相同原理确定, 但 μ 值应取相当小的值。因此某可变荷载的频遇值系数必定大于其准永久值系数。此外频遇值尚可根据正常使用极限状态计算需要的不同情况确定其值, 例如为控制可能引起结构构件使用中的舒适度, 则可取最低值, 为控制可能引起构件使用的裂缝出现或开展可取较高值。

2 钢筋混凝土结构

2.1 一般规定

2.1.1 目前国内民用建筑中常用的多层及高层钢筋混凝土结构体系主要有框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构、板柱结构、异形柱结构。

2.1.2 高层钢筋混凝土结构的最大适用高度和高宽比分为 A 级和 B 级。A 级高度是各结构体系比较合适的房屋高度。B 级高度高层建筑其受力、变形、整体稳定、承载能力等要求更高，所以其结构的抗震等级、有关计算和构造措施等要求更加严格。

2.1.3 房屋最大适用高度

1 A 级高度乙类和丙类钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度应符合表 2.1.3-1 的规定。

2 B 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 2.1.3-2 的规定。

3 乙类和丙类钢筋混凝土板-柱结构、板-柱剪力墙结构房屋的最大适用高度应符合表 2.1.3-3 的规定。

4 乙类和丙类钢筋混凝土异形柱结构房屋的最大适用高度应符合表 2.1.3-4 的规定。

表 2.1.3-1 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
			6	7	8 (0.2g)	8 (0.3g)	9
框架		70	60	50	40	35	24
框架-剪力墙		140	130	120	100	80	50
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	80	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	50	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	90	70
	筒中筒	200	180	150	120	100	80

注：1 表中不含异形柱结构；

2 框架-核心筒结构指周边稀柱框架与核心筒组成的结构；

3 甲类建筑，6、7、8 度时宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求，9 度时应专门研究；

4 房屋高度超过本表时，结构设计应有可靠依据，并采取有效措施；

5 7 度和 8 度抗震设计时，剪力墙结构错层高层结构建筑房屋高度分别不宜大于 80m 和 60m；框架-剪力墙结构错层高层建筑房屋高度分别不应大于 80m 和 60m；

6 平面和竖向均不规则的结构或建造于 IV 类场地上的结构，最大适用高度应适当降低。

表 2.1.3-2 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度		
			6	7	8 (0.2g)
框架-剪力墙		170	160	140	120
剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130
	部分框支剪力墙	150	140	120	100
筒体	框架-核心筒	220	210	180	140
	筒中筒	300	280	230	170

- 注: 1 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构;
 2 平面和竖向均不规则的建筑或位于 IV 类场地的建筑, 表中数值应适当降低;
 3 甲类建筑, 6、7 度时宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求, 8 度时应专门研究;
 4 当房屋高度超过表中数值时, 结构设计应有可靠依据, 并采取有效措施;
 5 底部带转换层的筒中筒结构, 当外筒框支层以上采用由剪力墙构成的壁式框架时, 其最大适用高度比表中规定的数值适当降低。

表 2.1.3-3 板柱结构房屋的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6	7	8 (0.2g)	8 (0.3g)
板柱结构		20	-	-	-	-
板柱-剪力墙结构		100	80	70	55	40

- 注: 1 板柱-剪力墙结构指板柱、框架和剪力墙组成抗侧力体系的结构;
 2 板柱-剪力墙结构考虑其墙体承担 100% 的地震作用, 抗震等级不低于二级。设计可根据具体情况适当增加其适用高度。

表 2.1.3-4 异形柱结构房屋的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6	7 (0.10g)	7 (0.15g)	8 (0.20g)
异形柱框架		24	24	21	18	12
异形柱框架-剪力墙		45	45	40	35	28

- 注: 1 异形柱框架-剪力墙结构在基本振型地震作用下, 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时, 其房屋的最大适用高度可比异形柱框架结构适当增加;
 2 平面和竖向均不规则的异形柱结构或位于 IV 类场地的异形柱结构, 适用的房屋最大高度适当降低;
 3 底部带抽柱转换的异形柱结构, 房屋的最大适用高度应符合《混凝土异形柱结构技术规程》附录 A 的要求。

5 几点说明

1) 房屋高度指室外地面至主要屋面板板顶的高度, 不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度; 对带阁楼的坡屋面应算到山尖墙的 1/2 高度处;

2) 对于局部突出的屋顶部分的面积或带坡顶的阁楼的使用部分 (高度 $\geq 1.8\text{m}$) 的面积超过标准层面积 1/2 时, 应按一层计算;

3) 各种结构体系的最大适用高度, 是指根据上述各表确定建筑的结构体系, 按现行规范、规程的各项规定进行设计时, 结构选型是合适的。如果所设计的建筑结构房屋高度超过了上述各表的规定, 仍按现行规范、规程的有关规定设计, 则不完全合适。因此, 该类结构的设计应有可靠依据, 采取有效的加强措施, 并按规定报请有关部门审查。

2.1.4 房屋的高宽比

- 1 A级高度钢筋混凝土高层建筑结构房屋的高宽比不宜超过表2.1.4-1的数值。
- 2 B级高度钢筋混凝土高层建筑结构房屋的高宽比不宜超过表2.1.4-2的数值。
- 3 异形柱结构房屋的高宽比不宜超过表2.1.4-3的数值。

表2.1.4-1 A级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6、7度	8度	9度
框架、板柱-剪力墙	5	4	3	2
框架-剪力墙	5	5	4	3
剪力墙	6	6	5	4
筒中筒、框架-核心筒	6	6	5	4

表2.1.4-2 B级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

非抗震设计	抗震设防烈度	
	6、7度	8度
8	7	6

表2.1.4-3 异形柱结构房屋的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度			
		6度	7度		8度
		0.05g	0.10g	0.15g	0.20g
异形柱框架	4.5	4	3.5	3	2.5
异形柱框架-剪力墙	5	5	4.5	4	3.5

4 高层建筑结构高宽比的规定，是对结构整体刚度、抗倾覆能力、整体稳定、承载能力以及经济合理性的宏观控制指标。实际上当满足高规对侧向位移、结构稳定、抗倾覆能力、承载能力等性能的规定时，高宽比的规定可不作为一个必须满足的条件，也不作为判断结构规则与否及超限高层建筑抗震专项审查的一个指标。

5 高层建筑高宽比的计算：

高层建筑的高宽比为房屋的高度 H 与建筑平面宽度 B 之比。

房屋的高度 H ，对不带裙房的塔楼，即为地面以上高度（不计突出屋面机房、水池、塔架等；对带有裙房的高层建筑，当裙房的面积和刚度超过其上部塔楼的面积和刚度2.5和2.0倍时，可取裙房以上部分的高度作为计算高宽比时房屋的高度 H 。

房屋的宽度 B ，一般矩形平面按所考虑方向的最小投影宽度计算高宽比，对突出建筑物平面很小的局部结构（如楼梯间、电梯间等），一般不作为建筑物计算宽度。

2.1.5 高层建筑在风荷载、多遇地震作用下，结构楼层水平位移应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》的相关规定。

2.1.6 丙类建筑结构抗震的等级见下列各表。

- 1 A级高度的高层建筑结构抗震等级见表2.1.6-1。
- 2 B级高度的高层建筑结构抗震等级见表2.1.6-2。
- 3 板柱-剪力墙结构抗震等级见表2.1.6-3。
- 4 异形柱结构的抗震等级见表2.1.6-4。

表 2.1.6-1 A 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型		抗震设防烈度									
		6 度		7 度			8 度			9 度	
框架结构	高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	
	框架	四	三	三	二	二	—	—			
框架-剪力墙	高度 (m)	≤60	>60	<24	24~60	>60	<24	24~60	>60	<24	24~50
	框架	四	三	四	三	二	三	二	—	二	—
	剪力墙	三		三	二		二		—		—
剪力墙	高度 (m)	≤80	>80	<24	24~80	>80	<24	24~80	>80	<24	24~60
	剪力墙	四	三	四	三	二	三	二	—	二	—
部分框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙	四	三	四	三	二	三	二	不应采用		
	底部加强部位剪力墙	三	二	三	二	二	二	—			
	框支框架	二		二		—	—	—			
筒体	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤70			
	框架-核心筒	框架	四	三	三	二	二	—	—		—
		核心筒	三	二	二	二	—	—	—		—
	筒中筒	外筒	三		二			—		—	
内筒											

- 注：1 建筑场地为 I 类时，除 6 度外应允许按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；Ⅲ、Ⅳ类场地时，7 度 (0.15g) 和 8 度 (0.30g) 应分别按 8、9 度对应的抗震等级确定其抗震构造措施；
- 2 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；
- 3 表中框架结构不包括大跨度框架结构；
- 4 表中框架-剪力墙结构指框架底部所承担的地震倾覆力矩不大于总地震倾覆力矩 50% 的情况。

表 2.1.6-2 B 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型		抗震设防烈度		
		6 度	7 度	8 度
框架-剪力墙	框架	二	—	—
	剪力墙	二	—	特一
剪力墙	剪力墙	二	—	—
框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙	二	—	—
	底部加强部位剪力墙	二	—	特一
	框支框架	—	特一	特一

续表 2.1.6-2

结构类型		抗震设防烈度		
		6 度	7 度	8 度
框架-核心筒	框架	二	—	—
	核心筒	二	—	特一
筒中筒	内筒	二	—	特一
	外筒	二	—	特一

表 2.1.6-3 板柱-剪力墙结构的高层建筑结构抗震等级

结构类型		抗震设防烈度						
		6 度		7 度		8 度		9 度
板柱-剪力墙	高度 (m)	≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35	
	框架、板柱的柱	三	二	二	二	—		
	剪力墙	二	二	二	—	—	—	

表 2.1.6-4 异形柱结构的抗震等级

结构类型		抗震设防烈度						
		6 度		7 度			8 度	
		0.05g		0.10g		0.15g		0.20g
异形柱框架	高度 (m)	≤21	>21	≤21	—	≤18	—	≤12
	框架	四	三	三	—	三(二)	—	二
异形柱框架-剪力墙	高度 (m)	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤28
	框架	四	三	三	二	三(二)	二(二)	二
	剪力墙	三	三	二	二	二(二)	二(一)	—

注：1 对 7 度 (0.15g) 时建于Ⅲ、Ⅳ类场地的异型柱框架结构和异型柱框架-剪力墙结构，应采用表中括号内所示的抗震等级。

2 框架-剪力墙结构，在基本振型地震作用下，当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其框架部分的抗震等级应按框架结构确定。

5 地下结构的抗震等级

1) 当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，且不低于四级。地下室中无上部结构的部分，可根据具体情况采用三级或四级。

2) 当地下室顶层不能作为上部结构的嵌固部位需嵌固在地下其他楼层时，实际嵌固部位所在楼层及以上的地下室楼层（与地面以上结构对应的部分）的抗震等级，可取为与地上结构相同。嵌固部位以下各层可按 1) 采用。

3) 裙房与主楼相连，除应按裙房本身确定抗震等级外，相关范围内不应低于按主楼确定的抗震等级；主楼结构在裙房顶板对应的相邻上下各一层应适当加强抗震构造措施。裙房与主楼分离时，应按裙房本身确定抗震等级（图 2.1.6-1）。

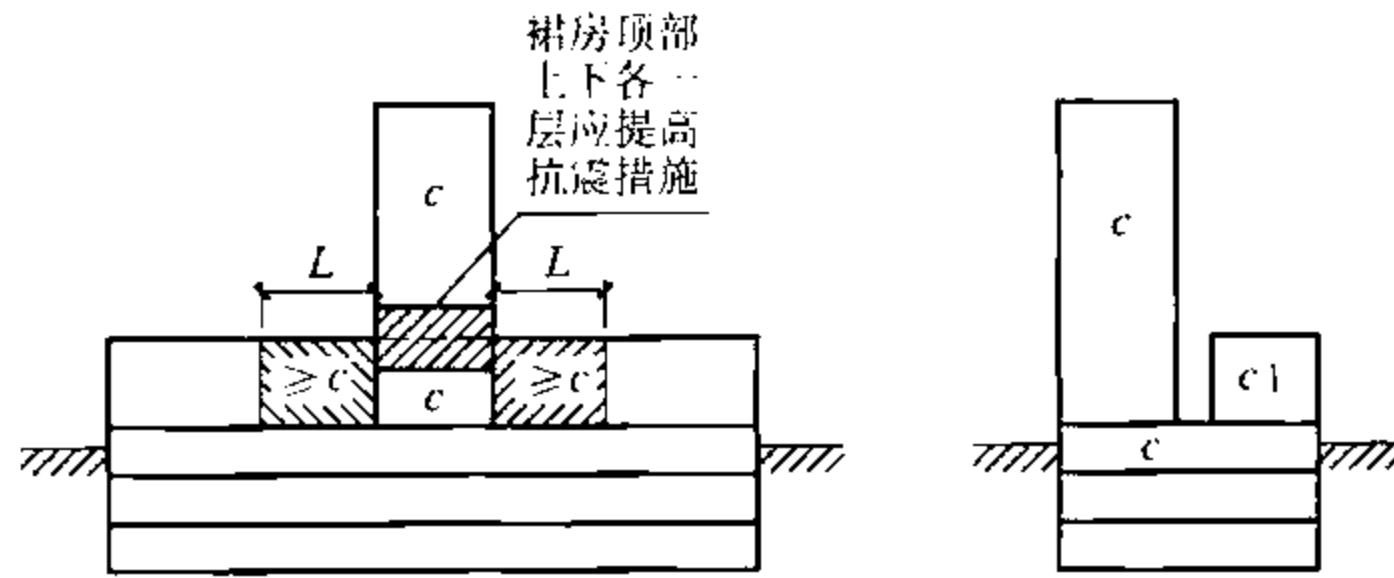


图 2.1.6-1 抗震等级的确定 (一)

c - 表示主楼结构单元抗震等级; $c1$ - 表示裙房结构单元抗震等级;

地下一层以下根据具体情况采用三级或四级; L 取一倍主楼尺寸且不大于 20m。

4) 当地下室为大底盘其上有多个独立的塔楼时,若嵌固部位在地下室顶板,地下一层高层部分及受高层部分影响范围以内部分的抗震等级应与高层部分底部结构抗震等级相同(图 2.1.6-2)。地下一层其余部分及地下二层以下各层(包括地下二层)的抗震等级可按 1) 的方法确定。

注:地下一层高层以外及受高层部分影响范围 L 在规范没有明确规定前,设计可根据工程具体情况考虑取一倍主楼对应尺寸和基础埋深两者中的大值,且不大于 20m。

5) 无上部结构的地下建筑,如地下车库等,其抗震等级按三级或四级采用。

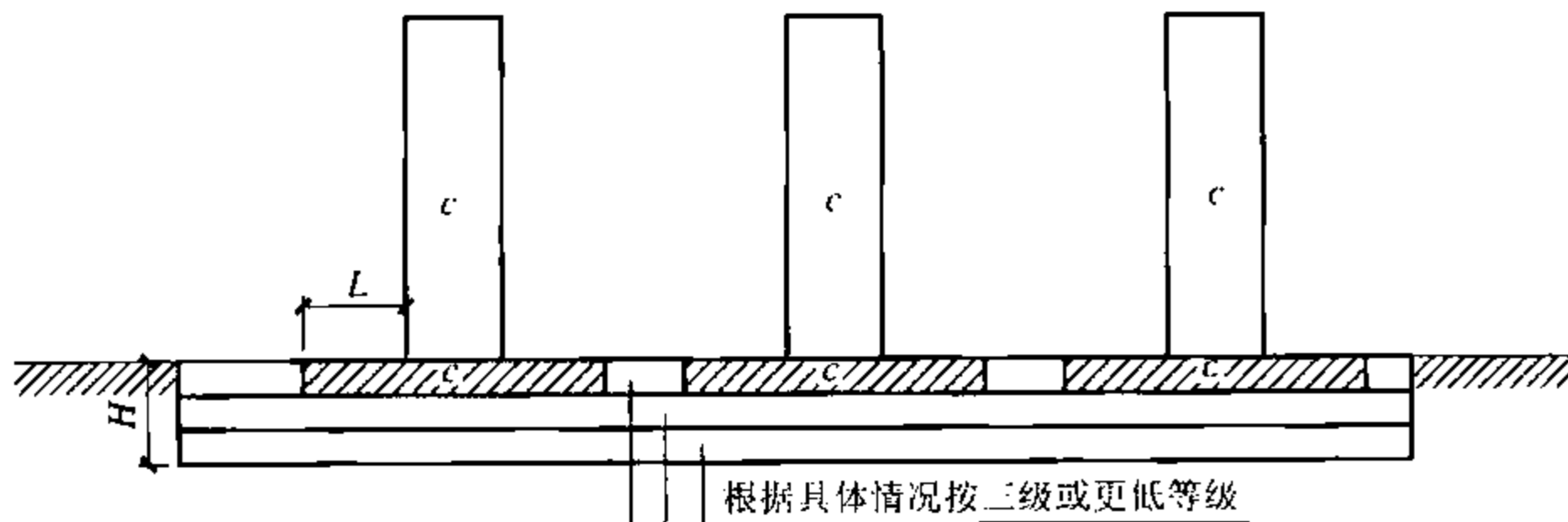


图 2.1.6-2 抗震等级的确定 (二)

c - 表示抗震等级, L 为受高层部分影响范围。

6 几点说明

1) 框架-剪力墙结构,当按基本振型计算地震作用时,若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%,框架部分应按表中框架结构相应的抗震等级设计。剪力墙部分的抗震等级,宜按框架-剪力墙结构中的剪力墙确定。

2) 部分框支剪力墙结构中,当转换层的位置设置在 3 层及 3 层以上时,其框支柱、剪力墙底部加强部位的抗震等级宜按表 2.1.6-1 和表 2.1.6-2 的规定提高一级采用,已经为特一级时不再提高。

3) 高层建筑主楼与裙房相连为一个结构单元,当主楼偏置时,裙房端部的扭转效应很大,需要加强,建议至少比按裙房自身结构类型确定的抗震等级提高一级。

4) 7 度乙类建筑的部分框支剪力墙结构、板柱-剪力墙结构和 8 度乙类建筑高度超过表 2.1.6-1 规定的范围时,应经过专门研究采取比一级更有效的抗震措施。

2.1.7 混凝土强度等级不宜低于 C20;当采用 HRB400 和 RRB400 级钢筋以及承受反复荷载的构件混凝土强度等级不得低于 C25;预应力混凝土结构的强度等级不应低于 C30;当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力钢筋时,混凝土强度等级不宜低于 C40。混凝土强度等级尚应满足耐久性的要求。抗震设计时,混凝土的强度等级,框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区,不应低于 C30。

2.2 结构缝的设置

2.2.1 结构缝(伸缩缝、沉降缝、防震缝)的设置,应根据建筑结构平面和竖向布置的情况、地基情

况、基础类型、结构刚度以及抗震要求和荷载作用的差异等条件综合考虑确定。

2.2.2 设计中应调整建筑平面尺寸和结构布置,采取必要的构造和施工措施,能不设缝就不设缝,能少设缝就少设缝。当必须设缝时,宜使结构缝(伸缩缝、沉降缝、防震缝)三缝合一,并应按规范要求采取可靠的构造措施和保证必要的缝宽,防止地震时发生碰撞破坏。

2.2.3 伸缩缝的设置

1 钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距应符合表 2.2.3 的规定。

表 2.2.3 钢筋混凝土结构伸缩缝最大间距 (m)

结构类别		室内或土中	露天
框架结构	装配式	75	50
	现浇式	55	35
剪力墙结构	装配式	65	40
	现浇式	45	30
挡土墙、地下室 墙壁等类结构	装配式	40	30
	现浇式	30	20

注: 1 装配整体式结构房屋的伸缩缝间距宜按表中现浇式的数值取用或根据结构的具体布置情况取装配式与现浇式中间的数值;

2 框架-剪力墙结构或框架-核心筒结构房屋的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值;

3 当屋面无保温或隔热措施时,框架结构、剪力墙结构的伸缩缝间距宜按表中露天栏的数据取用;

4 现浇挑檐、雨罩等外露结构的伸缩缝间距不宜大于 12m。

2 下列情况,表 2.2.3 中的伸缩缝最大间距宜适当减小:

1) 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构或经常处于高温作用下的结构;

2) 采用滑模类施工工艺的剪力墙结构;

3) 采用混凝土强度等级较高、水泥用量较多、使用各种掺合料或外加剂以改进混凝土性能而导致收缩量增大,施工期结构外露时间较长;

4) 对裂缝控制有严格要求的混凝土结构。

3 采取以下构造和施工措施时,可适当增大伸缩缝间距:

1) 提高温度影响较大部位(顶层、底层、山墙、内纵墙端开间)的构件配筋率;

2) 加厚屋面隔热保温层,或设置架空通风双层屋面;

3) 将顶层分为长度较小的几个区段,如屋面板变标高,在结构顶部采用音叉式变形缝等;

4) 施工中留后浇带;

5) 采取专门的预加应力措施;

6) 在适当部位设置引导缝。

2.2.4 沉降缝的设置

当建筑物体形复杂,各部分之间高度、荷载差异过大、地基不均匀、地基土压缩性差异较大或基础类型不同时,可能会使基础产生显著沉降差异。通常,解决建筑物各部分过大沉降差主要有以下三种方法:

1 “放”——设沉降缝,避免由于出现不均匀沉降使结构产生显著的附加内力。沉降缝位置可考虑设置在以下部位:

1) 高度差异或荷载差异较大处;

2) 地基土的压缩性有显著差异处;

3) 地基类型不同处;

4) 分期建造房屋的交界处。

2 “抗”——采用端承桩或采用刚度较大的基础。前者由坚硬的基岩或砂卵石层来承受, 尽可能避免显著的沉降差; 后者则用基础本身的刚度来抵抗沉降差。

3 “调”——“放”、“抗”结合, 在设计与施工中采取措施, 调整各部分沉降, 减少其差异, 降低由沉降差产生的内力。

采取“调”的办法, 具体有如下措施:

1) 调基底压力差。主、裙楼采用不同的基础形式。主楼部分荷载大, 采用整体箱形基础或筏形基础, 降低基底压力, 并加大埋深, 减小基础底面处的附加压力; 低层部分采用较浅的独立基础加防水(渗)底板或交叉梁基础等, 增加基底压力, 使高低层沉降尽可能接近。

2) 主、裙楼之间设沉降后浇带, 待主、裙楼之间沉降基本稳定后再封闭后浇带, 使两者最终沉降基本相近。有条件时应先施工主楼, 后施工裙房。

3) 调地基刚度。对可能产生较大压缩变形的地基进行处理, 提高此部分地基刚度, 减小其压缩变形, 而对其他部分地基不作处理, 使两者最终沉降基本相近。

2.2.5 当裙房伸出长度不大于底部长度的15% (或10m左右) 时可不设缝。

2.2.6 高层建筑与裙房的基础埋置深度相同或差别较小时, 为保证主楼基础的埋置深度、整体稳定, 加强主楼与裙房的侧向约束, 不宜在高低层之间设置沉降缝(防震缝), (图2.2.6a)。

如高层与裙房必须设缝, 则高层建筑基础埋深宜大于裙房基础埋深不少于2m (图2.2.6b), 并采取措施防止高层基础开挖对裙房地基产生扰动, 或对受到扰动的裙房基础进行处理。

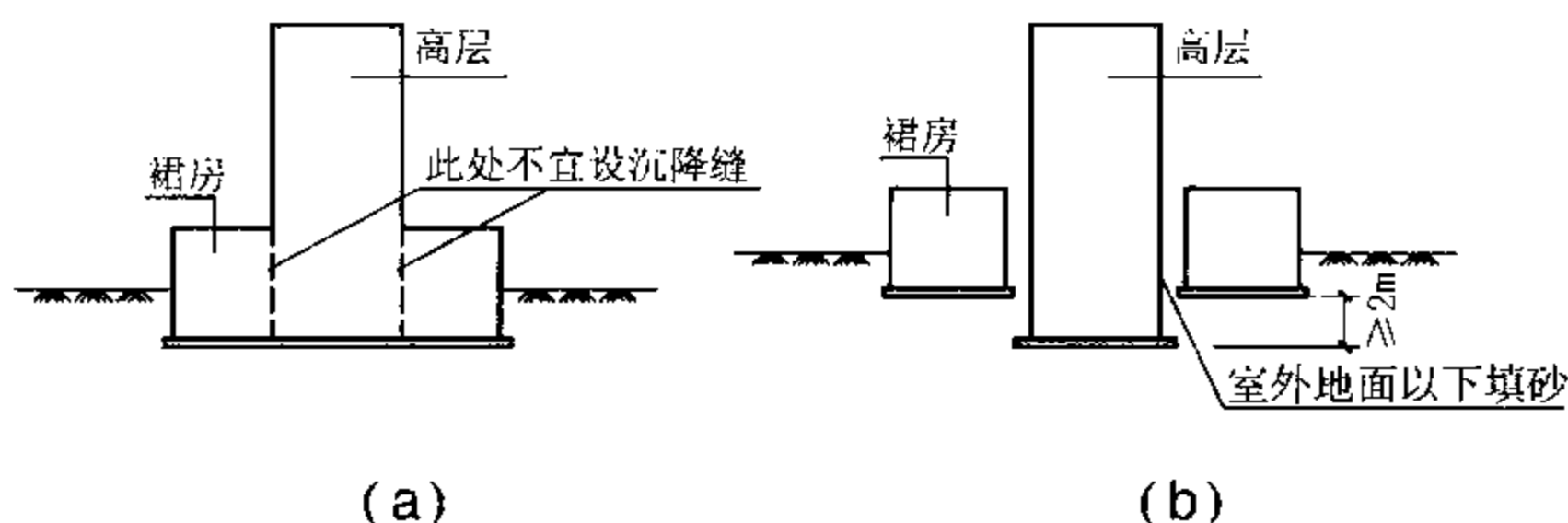


图 2.2.6 主裙楼设缝示意

2.2.7 防震缝的设置

1 抗震设计的建筑结构在下列情况下宜设防震缝:

- 1) 平面长度和外伸长度超出本技术措施第1.3.7条规定的限值又未采取加强措施时;
- 2) 各部分刚度相差悬殊, 采取不同材料和不同结构体系时;
- 3) 各部分质量相差很大时;
- 4) 各部分有较大错层, 不能采取合理的加强措施时。

2 各类房屋的防震缝宽度, 当高度不超过15m时最小缝宽取100mm, 超过15m时应在100mm的基础上按表2.2.7的规定增加缝宽。必要时可按计算校核防震缝的宽度。

表 2.2.7 房屋高度超过15m时防震缝宽度增加值 (mm)

抗震设防烈度		6	7	8	9
高度每增加值 (m)		5	4	3	2
结构类型	框架	20	20	20	20
	框架-剪力墙	14	14	14	14
	剪力墙	10	10	10	10

注: 1 防震缝两侧结构体系不同时, 防震缝宽度按需要设置较宽防震缝的结构体系考虑, 并按较低房屋的高度计算缝宽;

2 当相邻结构基础存在较大沉降差时, 宜适当增大防震缝的宽度。

2.2.8 结构缝宜沿结构平面直线通过，特别是防震缝，不应采用折线防震缝。沉降缝应贯通基础和上部结构，伸缩缝、防震缝在基础和地下室可不设置。

2.2.9 在有抗震设防要求的情况下，设置伸缩缝或沉降缝时应同时兼作防震缝，即必须同时满足防震缝的有关规定。

2.2.10 非抗震设计时，伸缩缝或沉降缝的最小宽度要求，原则上宜大于缝两侧结构允许的风荷载作用下水平位移之和。当相邻结构的基础存在较大沉降差时，宜适当加大缝的宽度。

2.3 楼（屋）盖结构

2.3.1 钢筋混凝土结构常用的楼盖结构，按结构受力有：梁板体系（大板楼盖、主次梁楼盖，井字梁楼盖）、平板体系（无梁楼盖、双向密肋楼盖）；按施工方法有：现浇楼盖（空心楼盖、实心楼盖），预制装配式楼盖，装配式整体楼盖；按预加应力有：预应力楼盖和非预应力楼盖。

2.3.2 楼（屋）盖在竖向荷载作用下应有足够的承载能力和平面外刚度，在水平荷载作用下应有足够的平面内刚度，能可靠地传递水平力，应使楼（屋）盖具有良好的整体性。应尽可能减轻楼盖自重。楼盖结构的混凝土强度等级按计算确定，但不应低于 C20 不宜高于 C40。

2.3.3 有抗震设防要求的多、高层的混凝土楼、屋盖宜优先采用现浇混凝土板。当采用混凝土预制装配式楼（屋）盖时，应从楼盖体系和构造上采取措施确保各预制板之间连接的整体性。楼盖结构选型可按表 2.3.3 确定。

表 2.3.3 楼盖结构选型

结构体系	房屋高度	
	≤50m	>50m
框架结构	现浇（宜）、装配整体式（可）	现浇（宜）
剪力墙结构	现浇（宜）、装配整体式（可）	现浇（宜）
框架-剪力墙结构	现浇（宜）、装配整体式（可）	现浇（应）
板柱-剪力墙结构	现浇（应）	现浇（应）
筒体结构	现浇（应）	现浇（应）

2.3.4 现浇楼板的常用经济跨度及其厚度可参考表 2.3.4。

2.3.5 现浇楼盖

1 现浇混凝土板一般适用于跨度不大于 8m 的楼盖。

2 现浇密肋板的肋距一般为 0.8 ~ 1.2m，肋宽为 60 ~ 120mm，根据模壳的尺寸而定。非预应力密肋板，一般跨度不宜大于 9m。

3 现浇空心板盖适用于较大跨度的楼盖，分为边支承和柱支承两种，内模有圆筒筒芯和箱体筒芯两种。

采用圆筒筒芯的楼板，厚度不宜小于 180mm；采用箱体筒芯的楼板，厚度不宜小于 250mm。

注：对带梁的柱支承板，跨高比介于边支承板与柱支承板之间，可根据实际情况确定。

4 无梁楼盖适用于柱网尺寸接近方形的建筑，可根据荷载大小、抗冲切承载力的要求和建筑要求设计成带柱帽和不带柱帽的楼盖。其跨度不宜大于 9m。地下室顶板不宜采用无梁楼盖。

表 2.3.4 板的厚度与跨度的最小比值 (h/l_0)

板的种类		h/l_0	常见跨度 (m)	适用范围	备注
单向板	简支	1/30	≤4	二级民用建筑的楼板	当 $l_0 > 4\text{m}$ 时应适当加厚
	连续	1/40			
双向板	简支	1/40	≤8	二级民用建筑的楼板	当 $l_0 > 4\text{m}$ 时应适当加厚
	连续	1/50			
无梁楼盖	无柱帽	1/30 ~ 1/40	≤7	二级民用建筑的楼板	二级民用建筑的楼板
	有柱帽	1/35 ~ 1/45	≤9		
密肋板	双向密肋板	1/20 ~ 1/30	7 ~ 10	二级民用建筑的楼板等	-
	单向密肋板	1/18 ~ 1/20	-		-
井字梁楼板		1/35 ~ 1/45	2 ~ 3.5	二级民用建筑的楼板等	小跨取大值, 大跨取小值
现浇空心板	边支承	单向板	1/30	二级民用建筑的楼板等	预应力现浇空心板, 板厚可适当减小
		双向板	1/40		
	点支承	有柱帽	1/35		
		无柱帽	1/30		
悬臂板		1/10 ~ 1/12	≤1.5	雨篷、阳台或其他悬挑构件	当 $l_0 > 1.5\text{m}$ 时宜做挑梁
普通板式楼梯		1/25 ~ 1/28	-	二级民用建筑	l_0 为楼梯水平投影长度
螺旋板式楼梯		1/25 ~ 1/30	-	二级民用建筑	l_0 为计算轴线的展开长度

注: 1 表中双向板、空心板边支承双向板: l_0 为板的短边计算跨度; 无梁楼盖、双向密肋板、井字梁楼板、点支承空心板: l_0 为板的长边计算跨度; 密肋板、井字梁楼板: h 为肋高 (含面层板厚度)。

2 荷载较大时, 板厚另行考虑。

3 板最小厚度不宜小于 60mm, 同时应满足建筑防火、隔声等要求。

2.3.6 预应力楼盖

1 无粘结预应力混凝土现浇板主要用于 7 ~ 12m 跨度的楼盖, 用于框架 - 剪力墙结构时, 跨度不宜大于 10m。

2 预应力混凝土密肋板及预应力无梁楼盖结构的跨度不宜大于 12m。

2.3.7 重要的、受力复杂的楼板, 应比一般层楼板有更高的要求。屋顶、转换层楼板以及开口过大的楼板应采用现浇板以增强其整体性。转换层楼板要在平面内将上层结构水平力向下层结构转移, 楼板在平面内承受较大的内力, 应当加厚, 板厚不宜小于 180mm。

2.3.8 梁的截面高度, 一般可根据高跨比 h/l 估算, 可参照表 2.3.8-1、2.3.8-2 采用。

表 2.3.8-1 钢筋混凝土结构梁截面高度 h (m)

序号	梁的种类		梁截面高度	常用跨度 (m)	适用范围	备注
1	现浇整体楼盖	普通主梁	$l/10 \sim l/18$	≤ 9	民用建筑框架结构、框-剪结构、框-筒结构	-
		框架扁梁	$l/16 \sim l/22$			
		次梁	$l/12 \sim l/20$			
2	独立梁	简支梁	$l/8 \sim l/12$	≤ 12	混合结构	-
		连续梁	$l/12 \sim l/15$			
3	悬臂梁		$l/5 \sim l/7$	≤ 4	-	-
4	井字梁		$l/15 \sim l/20$	≤ 15	长宽比小于 1.5 的楼屋盖	梁距小于 3.6m 且周边应有边梁
5	框支梁		$l/6 \sim l/8$	≤ 9	框支剪力墙结构	-

注： l 为梁的计算跨度。

表 2.3.8-2 预应力梁截面高度与跨度的比值 (h/l)

分类	梁截面高跨比
简支梁	$1/13 \sim 1/20$
连续梁	$1/20 \sim 1/25$
单向密肋梁	$1/20 \sim 1/25$
井字梁	$1/20 \sim 1/25$
框架梁	$1/15 \sim 1/20$
简支扁梁	$1/15 \sim 1/25$
连续扁梁	$1/20 \sim 1/30$
框架扁梁	$1/18 \sim 1/30$

2.4 框架结构

2.4.1 框架结构适用于体型较规则、平面和竖向刚度较均匀的多、高层建筑。由于其抗侧刚度较差，有抗震设防要求时，不宜用于高度较高的建筑。根据工程经验其适宜高度：6度时不宜超过 30m；7度时，不宜超过 7 层（28m）；8度时不宜超过 6 层（22m）。

2.4.2 超过 2.4.1 的规定时宜适当设置剪力墙或设置其他抗侧力构件以减少侧移。框架结构侧移超过规范限制时，可在部分框架柱间设置钢（型钢混凝土或钢筋混凝土）支撑，抗震设计时支撑的构造要求应比框架提高一个抗震等级，节点应加强。也可按 2.4.7 的做法。

2.4.3 框架结构宜采用双向梁柱刚接的抗侧力体系，以承受纵横两个方向的地震作用或风荷载。抗震

设计的高层建筑不应采用单跨框架结构,多层建筑不宜采用单跨框架结构。

注:对于仅一个主轴方向的局部范围为单跨的框架结构,当多跨部分能承担50%的总剪力或倾覆力矩,可不作为单跨框架结构对待。

2.4.4 在复杂平面中,框架梁应尽可能直接支承在框架柱上,使结构传力直接,受力明确,不宜采用“梁搭梁”的做法,并避免多于4根梁交汇于同一框架柱。

2.4.5 大跨度公共建筑(如体育馆,影剧院,礼堂等)应结合建筑功能要求在适当部位设置剪力墙等抗侧力构件,以提高结构的抗侧力刚度。

2.4.6 框架结构按抗震设计时,不应采用部分由砌体承重之混合形式。框架结构中的楼、电梯间及局部突出屋顶的电梯机房、楼梯间、水箱间等,应采用框架承重,不应采用砌体墙承重。

2.4.7 抗震设计中的框架结构,当仅在楼、电梯间或其他部位设置少量钢筋混凝土剪力墙时(一般剪力墙所承担的第一振型底部地震倾覆力矩不大于20%),结构分析计算应考虑剪力墙与框架的协同工作。整个结构按框架结构进行设计,框架部分的抗震等级按框架结构确定,剪力墙部分的抗震等级可随框架确定。若楼、电梯间位置较偏而产生较大的刚度偏心时,宜采取将此种剪力墙减薄、开竖缝、开结构洞、配置少量单排钢筋等措施,减小剪力墙的作用,并宜增加与剪力墙相连的柱子的配筋。

2.4.8 框架结构不宜出现错层结构。当出现个别错层、夹层等情况时,应根据实际情况,在抗震验算和构造上采取加强措施。

2.4.9 框架主梁的截面尺寸,应按《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》进行正截面抗弯承载力、斜截面抗剪承载力计算和挠度、抗裂验算。用于高层建筑尚应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定。

1 框架梁的截面高度 h_b ,可取 $(1/10 \sim 1/18)l_b$, l_b 为梁的计算跨度,且不宜大于 $1/4$ 梁净跨。梁截面宽度 b_b 不宜小于200mm,梁截面高度与宽度比值不宜大于4。

2 对预应力框架梁,截面高度 h_b 宜在 $(1/12 \sim 1/22)l_b$ 范围内选取,梁截面宽度不宜小于250mm。

3 采用宽扁梁时,应采用现浇楼板,梁中线宜与柱中线重合,应双向布置;梁宽大于柱宽的预应力混凝土扁梁,不宜用于一级框架结构。宽扁梁的截面高度,对于非预应力梁取计算跨度 $1/16 \sim 1/22$;对于预应力梁宜取计算跨度的 $1/20 \sim 1/25$ 。

2.4.10 各类结构框架柱和框支柱的截面尺寸应符合下列规定:

1 方形柱和矩形柱的截面宽度和高度:非抗震设计时均不宜小于250mm。抗震设计时,层数不超过两层及抗震等级为四级,不宜小于350mm;抗震等级为一、二、三级且层数超过两层时不宜小于400mm;圆柱截面直径及多边形截面的内切圆直径,层数不超过两层及抗震等级为四级时,不宜小于400mm,抗震等级为一、二、三级且层数超过两层时不宜小于450mm;错层处框架柱的截面高度不应小于600mm。截面高度与宽度的比值不应大于4,剪跨比 λ 宜大于2。

框架柱的截面宜满足 $l_0/b_c \leq 30$; $l_0/h_c \leq 25$; (l_0 为柱的计算长度; b_c 、 h_c 分别为柱截面宽度和高度)。

柱截面可沿竖向改变截面尺寸和混凝土强度等级,但不宜在同一楼层同时改变尺寸和混凝土强度等级。

2 根据柱的受荷面积计算由竖向荷载产生的轴向力标准值 N ,按下式估算柱截面面积 A_c ,然后再确定柱边长。

$$A_c = \zeta N / (\mu f_c) \quad (2.4.10)$$

式中 ζ ——为轴向力放大系数,可根据具体情况取1.3~1.4;

μ ——轴压比,按表2.4.10取用。

表 2.4.10 柱轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架	0.65	0.75	0.85	0.9
板柱 - 剪力墙、框架 - 剪力墙 框架 - 核心筒、筒中筒	0.75	0.85	0.90	0.95
部分框支剪力墙	0.60	0.70	-	-

- 注：1 轴压比 $\mu = N / (f_c A)$ ，指考虑地震作用组合的框架柱和框支柱轴向压力设计值 N 与柱全截面面积 A 和混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘积之比值；对可不进行地震作用计算的结构，取无地震作用组合的轴力设计值；
- 2 当混凝土强度等级为 C65 ~ C70 时，轴压比限值宜按表中数值减小 0.05；混凝土强度等级为 C75 ~ C80 时，轴压比限值宜按表中数值减小 0.10；
- 3 $1.5 \leq \lambda \leq 2$ 的柱，其轴压比限值应按表中数值减小 0.05；对剪跨比 $\lambda < 1.5$ 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；
- 4 沿柱全高采用井字复合箍，且间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍，且螺距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时，轴压比限值均可按表中数值增加 0.10；上述三种配箍类别的含箍特征值 λ_v 均应按增大的轴压比由 GB 50010 - 2002 《混凝土结构设计规范》表 11.4.17 确定；
- 5 当截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8% 时，其轴压比限值可按表中数值增加 0.05。此项措施与注 4 同时采用时，轴压比限值可按表中数值增加 0.15，但箍筋的配箍特征值 λ_v 应按轴压比增加 0.10 的要求确定；
- 6 柱经采用上述加强措施后，其最终的轴压比限值不应大于 1.05；无地震作用组合时不宜大于 1.0。
- 7 剪跨比 $\lambda = M / Vh_0$ 。

2.4.11 框架梁与柱的中心线宜重合。不能重合时，梁、柱中心线之间的偏心距不应大于柱在该方向截面宽度的 1/4，当不能满足时可采用增设梁水平加腋等措施。

2.4.12 框架结构的填充墙、隔墙尽可能选用轻质墙体。抗震设计时，框架结构如采用砌体填充墙其布置应符合下列要求：

- 1 应避免形成上下层刚度差异过大；
- 2 宜避免形成短柱；
- 3 平面布置宜均匀、对称，减少因抗侧刚度偏心所造成的扭转。

当实际工程中不可避免时，设计中应当从概念设计出发，从计算和构造两个方面来考虑；

1) 结构分析时，宜根据填充墙、隔墙的实际布置情况，用较为合理的偏心距来反映平面布置的不均匀，用层刚度增大系数来反映竖向布置的不均匀，并取按此计算的结果和不考虑这些因素的计算结果两者中的最不利情况作为设计依据；

2) 对上下层填充墙、隔墙数量变化很大的框架结构，宜考虑按薄弱层设计；

3) 采取切实可行的构造措施来减小由于填充墙布置的不均匀，不对称而产生的结构偏心或上下层刚度差异过大所造成的不利影响。

4) 当柱上下两端设置的刚性填充墙的约束使框架柱中部形成短柱时，柱剪力设计值应按实际柱净高计算，并按《建筑抗震设计规范》GB50011 第 6.3.10 条第 3 款的规定，柱箍筋应全高加密。

5) 应根据不同的结构类型、不同的材料及填充墙、隔墙数量的多少选用较为符合实际结构刚度的周期折减系数。

2.4.13 砌体填充墙及隔墙应具有自身稳定性,与主体结构应有可靠拉结,应能适应主体结构不同方向的层间位移。

2.4.14 应重视框架结构中由墙身外挑雨篷的设计,采取可靠措施,解决好钢筋混凝土雨篷设计的以下问题:

- 1 雨篷梁(板)的承载能力和变形要求;
- 2 雨篷的整体防倾覆;
- 3 验算雨篷梁(板)支承处墙体的局部受压承载能力。

2.4.15 框架结构构件的抗震设计,应遵循“强柱弱梁”、“强剪弱弯”、“强底层柱底”、“强节点”的原则。

2.5 剪力墙结构

2.5.1 剪力墙宜沿主轴方向或其他方向双向布置。对一般的矩形、L形、T形等平面宜沿主轴方向布置;对三角形、Y形等平面宜沿三个轴线方向布置;对正多边形、圆形及弧形等平面可沿径向及环向布置。内、外剪力墙应尽量拉通、对直。抗震设计时,不应采用仅一个方向布置剪力墙的结构形式。

2.5.2 剪力墙结构中的剪力墙截面的最小厚度应满足表 2.5.2 的规定。

表 2.5.2 剪力墙截面最小厚度

结构类型	抗震等级	剪力墙部位	最小厚度 (mm, 取较大值)	
			有端柱或翼墙	无端柱或翼墙
剪力墙结构	一、二级	底部加强部位	H/16、200	H/12、200
		其他部位	H/20、160	H/16、180
	三、四级	底部加强部位	H/20、160	H/16、180
		其他部位	H/25、160	H/20、160
-	非抗震	-	H/25、140	同左

注: 1 表中符号 H 为层高或无支长度二者中的较大值;

2 翼缘长度小于 3 倍墙厚或端柱截面边长小于 2 倍墙厚时视为无翼缘或无端柱;

3 框支剪力墙结构转换构件上部的剪力墙体厚度不宜小于 200mm;

4 当采用预制楼板时,确定墙的厚度时还应考虑预制板在墙上的搁置长度以及墙内竖向钢筋贯通等构造要求;

5 当剪力墙的最小厚度不满足上述要求时,应按《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 D 验算墙体的稳定;但部分框支剪力墙结构中的落地剪力墙、短肢剪力墙,其截面厚度不应小于表 2.5.2 的规定;

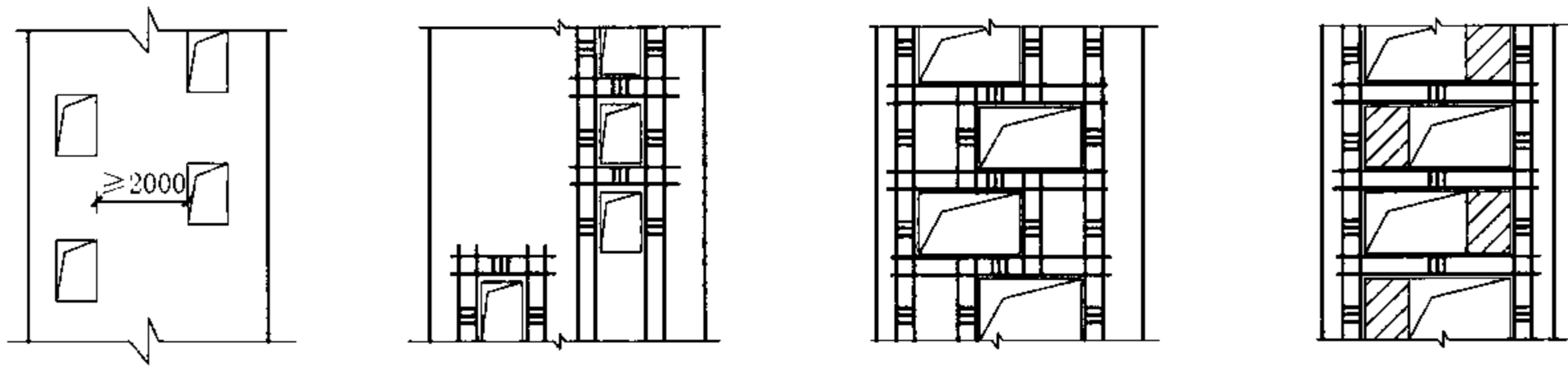
6 电梯井或管井的墙体厚度可适当减小;

7 墙厚与层高的比例的要求为“宜”满足。

2.5.3 剪力墙的门窗洞口宜规则、均匀布置,上下对齐,形成明确的墙肢和连梁,并应避免各墙肢间刚度相差过大。

抗震设计时,一级以上剪力墙底部加强部位不应采用错洞墙,一、二、三级抗震等级剪力墙的底部加强部位不宜采用错洞墙。如无法避免,宜控制错洞墙间的水平距离不小于 2m,并在洞口采取有效的加强措施(图 2.5.3)。

具有不规则洞口布置的错洞墙,可按弹性平面有限元进行应力分析,并加强洞口配筋构造。或结构上设置规则洞口,填充轻质材料形成错洞满足建筑要求(图 2.5.3d)。



(a)一般错洞墙 (b)底部局部错洞墙 (c)叠合错洞墙构造一 (d)叠合错洞墙构造二

图 2.5.3 剪力墙洞口不对齐时的构造措施

2.5.4 剪力墙宜沿结构竖向连续布置，避免刚度突变。剪力墙沿竖向截面尺寸（主要是厚度）和混凝土强度等级宜逐渐减小，截面尺寸和混凝土强度等级不宜在同一层改变，宜相隔 1~2 层。墙肢长度沿墙高不宜有突变；墙的厚度每次宜减少 50~100mm；混凝土强度等级每次宜减小 C5~C10。剪力墙结构中屋顶局部突出部分（如水箱间、电梯机房等）不应采用砌体结构。

2.5.5 较长的剪力墙宜开设洞口，将其分成长度较为均匀的若干墙段，墙段之间宜采用跨高比大于 6 的连梁连接，每个独立墙段的总高度与其截面高度（即墙肢长度）之比不宜小于 3，墙肢截面高度（即墙肢长度）不宜大于 8m（图 2.5.5）。

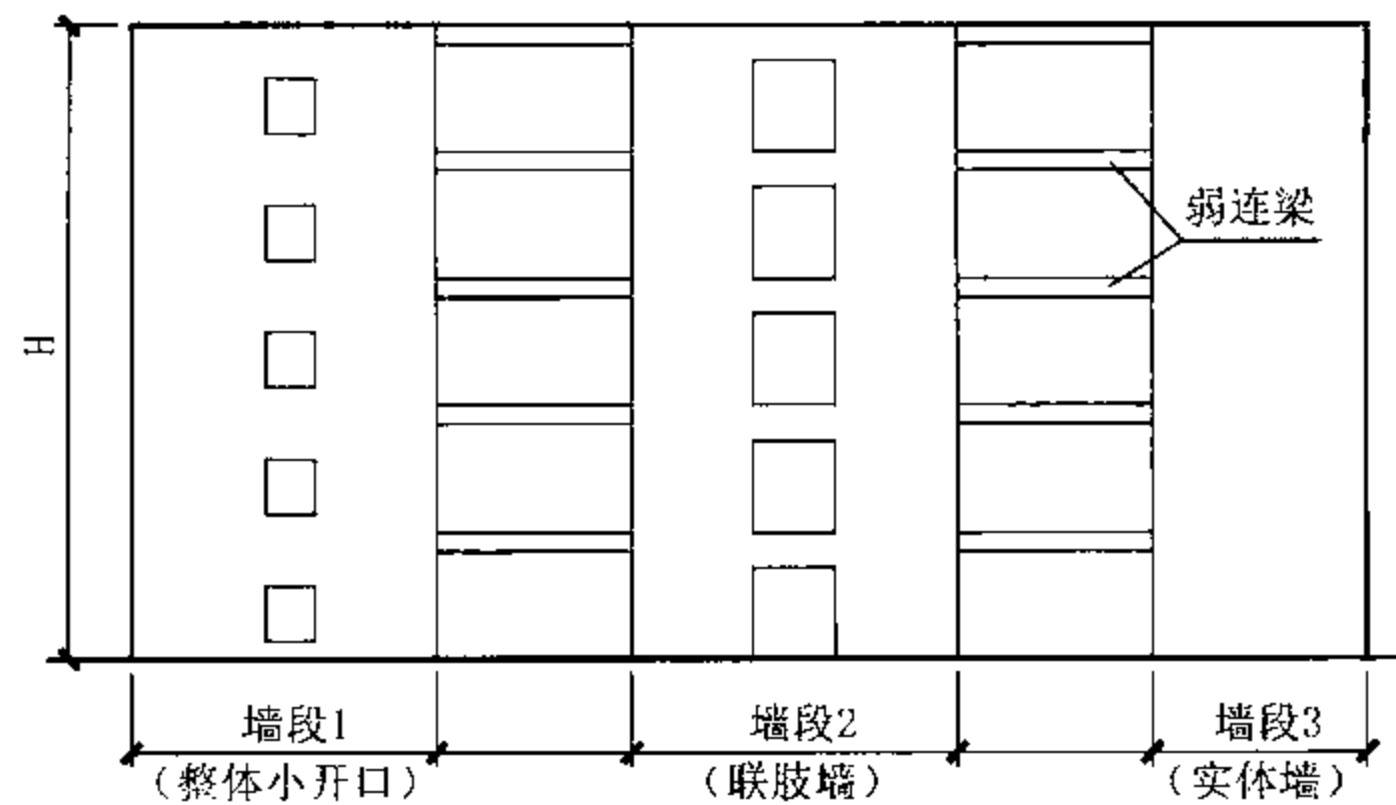


图 2.5.5 剪力墙开结构洞

2.5.6 B 级高度及 9 度设防 A 级高度的高层建筑不应在外墙角部的剪力墙上开设转角窗。

2.5.7 非抗震设计和 6 度、7 度、8 度抗震设计的 A 级高度高层建筑不宜在外墙角部的剪力墙上开设转角窗，必须设置转角窗时，应符合下列要求：

- 1 洞口应上下对齐，洞口宽度不宜过大，连梁高度不宜过小，并应加强角窗窗台连梁的配筋构造；
- 2 洞口附近应避免采用短肢剪力墙和单片剪力墙，宜采用“T”、“L”、“[”形等带翼墙的截面形式的墙体，墙厚宜适当加大，应沿墙全高设置边缘构件；
- 3 转角处楼板应局部加厚，配筋宜适当加大，并配置双向双层的直通受力钢筋，必要时可于转角处板内设置连接两侧墙体的暗梁；
- 4 若内角墙体开洞，楼板凹进尺寸不应过深，否则应在角部设置拉梁；
- 5 结构分析时，应考虑扭转的耦联影响，转角梁的负弯矩调幅系数、扭矩折减系数均应取 1.0。

2.5.8 抗震设计时，剪力墙由于开设门窗洞口等形成的独立小墙肢，其截面高度 h_w 不宜小于截面厚度 b_w 的 5 倍。当无法避免而在结构中有极少数此种墙肢时，宜按不参与结构抗侧的偏心受压柱进行设计。其重力荷载代表值作用下的轴压比应满足表 2.5.8 的要求。当 h_w/b_w 不大于 3 时，应按框架柱进行截面设计。设计轴力取其从属面积的重力荷载代表值，设计弯矩取设计轴力与此柱所在楼层层间位移限值的乘积，并按此弯矩计算柱子的剪力设计值。其底部加强部位纵向钢筋的配筋率不应小于 1.2%，一般部位不应小于 1.0%，箍筋宜沿墙肢全高加密。

表 2.5.8 剪力墙独立小墙肢轴压比限值

抗震等级	一级 (7、8 度)	二级	三级
轴压比	0.4	0.5	0.6

当剪力墙结构中仅有个别这类构件时, 对这类构件应予加强, 但结构最大适用高度等可不降低。

2.5.9 多层建筑钢筋混凝土剪力墙结构, 剪力墙的截面尺寸应符合下列要求:

1 加强部位的墙厚, 不宜小于 180mm, 且不宜小于层高的 1/16, 无端柱或翼墙时不宜小于层高的 1/12; 非抗震和三、四级抗震等级不宜小于 160mm; 其他部位剪力墙的厚度, 二级抗震等级不应小于 160mm, 且不应小于层高的 1/20; 非抗震设计和三、四级抗震等级不应小于 140mm, 且不应小于层高的 1/25; 任何情况下采用双排配筋时, 墙厚不应小于 160mm;

注: 多层剪力墙结构底部加强部位的高度可取墙肢总高度的 1/10 和底部二层二者中较大值, 且不大于 15m, 房屋高度不大于 21m 时, 可取底部一层。

2 承受剪力墙平面外楼面主梁传来的竖向集中荷载的剪力墙和窗间墙, 楼面主梁支座宜设计为铰接, 其墙厚不宜小于 180mm, 并宜设暗柱, 暗柱宽度可取梁宽加 2 倍墙厚;

2.5.10 多层剪力墙结构底部加强部位墙肢底截面在重力荷载代表值作用下的轴压比小于或等于《建筑抗震设计规范》GB50011-2001 表 6.4.6 的规定时, 可不设置约束边缘构件而仅设置构造边缘构件。

2.5.11 多层建筑结构楼层的扭转位移控制条件可适当放宽。

2.5.12 抗震设计时, 高层建筑不应采用全部为短肢剪力墙的剪力墙结构。B 级高度和 9 度抗震设计的 A 级高度的高层建筑, 不应采用有较多短肢剪力墙的剪力墙结构。

2.5.13 短肢剪力墙的判定应同时满足以下两条:

1 墙肢截面高度与厚度之比为 5~8 的剪力墙 (L 形、工字形、T 形的剪力墙, 当有一个方向的墙肢截面高度与厚度之比大于 8 时, 可不作为短肢剪力墙);

2 墙肢两侧均与跨高比大于 2.5 的连梁相连或一端与跨高比大于 2.5 的连梁相连一端为自由端。

注: 当墙肢厚度不小于层高的 1/12 且不小于 400mm 时, 即使墙肢截面高度与厚度之比在 5~8 之间, 也不应判定为短肢剪力墙。

2.5.14 短肢剪力墙较多的剪力墙的定义: 一般情况下, 当剪力墙结构中由短肢剪力墙所承受的第一振型底部地震倾覆力矩占结构底部总地震倾覆力矩的 40%~50% 时, 可认为是短肢剪力墙较多的剪力墙结构。如果结构中仅有少量的短肢剪力墙, 不应判定为短肢剪力墙较多的剪力墙结构。

短肢剪力墙较多时剪力墙结构应特别强调短肢剪力墙布置的均匀性, 避免将短肢剪力墙集中布置在局部。

2.5.15 短肢剪力墙较多的剪力墙结构, 其截面厚度不应小于 180mm, 短肢剪力墙的抗震等级比一般剪力墙结构提高一级。

2.5.16 高层建筑采用短肢剪力墙较多的剪力墙结构时, 应布置筒体 (或一般剪力墙), 形成短肢剪力墙与筒体 (或一般剪力墙) 共同抵抗水平力的剪力墙结构, 并应符合下列规定:

1 最大适用高度宜比本技术措施表 2.1.3-1 的规定适当降低, 建议 7 度不超过 100m, 8 度不超过 60m, 9 度不应采用。

2 各层短肢剪力墙重力荷载代表值作用下产生的轴力设计值的轴压比, 抗震等级为一、二、三级时分别不宜大于 0.5、0.6 和 0.7; 对于无翼缘或端柱的一字形短肢剪力墙, 其轴压比限值相应降低 0.1;

3 除底部加强部分应按本技术措施有关条文调整剪力设计值外, 其他各层短肢剪力墙的剪力设计值, 一、二级抗震等级应分别乘以增大系数 1.4 和 1.2;

4 短肢剪力墙截面的全部纵向钢筋的配筋率, 底部加强部位不宜小于 1.2%, 其他部位不宜小于 1.0%;

5 7 度和 8 度抗震设计时, 短肢剪力墙宜设置翼缘。一字形短肢剪力墙平面外不应布置与之单侧

相交的楼面梁。

2.6 框架-剪力墙结构

2.6.1 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系。抗震设计时，结构两主轴方向均应布置剪力墙。

2.6.2 剪力墙宜采用横向与纵向剪力墙相连组成 L 形、T 形和工形等的布置方案；框架应设计为纵、横双向刚接的框架体系，除个别节点外不应采用铰接。抗震设计时，剪力墙的布置宜使结构各主轴方向的侧向刚度尽可能接近。

梁与柱的中心线或柱与剪力墙的中心线宜重合；当框架梁、柱中心线之间有偏心时，偏心距不宜大于柱截面在该方向边长的 1/4。

2.6.3 框架-剪力墙结构中剪力墙应按“均匀、分散、对称、周边”的基本原则布置，宜符合下列要求：

- 1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近，平面形状变化及静载较大的部位，剪力墙间距不宜过大；楼（电）梯间宜设置剪力墙。
- 2 平面形状凸出部分的端部附近布置剪力墙；
- 3 单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的 40%；
- 4 剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐且洞口面积不宜大于墙面面积的 1/6；
- 5 剪力墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱、翼墙或与另一方向的剪力墙相连；
- 6 楼梯间、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置；
- 7 各片墙的长度不宜相差过大；单片墙肢长度不宜大于 8m；
- 8 房屋纵（横）向区段较长时，刚度较大的纵（横）向剪力墙不宜设置在房屋的端开间；
- 9 剪力墙之间的距离不宜过大。剪力墙之间无大洞口的楼、屋盖长宽比不宜超过表 2.6.3 的要求，当两墙之间的楼、屋盖有较大开洞时，该段楼、屋盖的平面内刚度更差，剪力墙的间距应适当减小。

表 2.6.3 剪力墙的最大间距

楼盖类别	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、7 度	8 度	9 度
现浇	$\leq 5B$ 且 $\leq 60m$	$\leq 4B$ 且 $\leq 50m$	$\leq 3B$ 且 $\leq 40m$	$\leq 2B$ 且 $\leq 30m$
装配整体	$\leq 3.5B$ 且 $\leq 50m$	$\leq 3B$ 且 $\leq 40m$	$\leq 2.5B$ 且 $\leq 30m$	不应采用

注：1 表中 B 为楼面的宽度。

2 装配整体式楼（屋）面的要求应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2002 第 4.5.3 条的要求。

3 现浇层厚度大于 60mm 的叠合楼板可按现浇楼板考虑。

2.6.4 框架-剪力墙结构的剪力墙数量满足以下要求较为合理：

- 1 满足规范所规定的在水平荷载作用下框架-剪力墙结构的侧移限值和舒适度要求；
- 2 对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力 V_f 同时应满足下式要求：

$$V_f \geq 0.2V_0 \quad (2.6.4)$$

此处 V_0 为对框架柱数量从下至上基本不变的规则建筑，应取对应于地震作用标准值的结构底部总剪力；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段最下一层结构对应于地震作用标准值的总剪力。

- 3 在基本振型地震作用下，剪力墙所承担的地震倾覆力矩占结构总地震倾覆力矩的比例，宜控制

3 底层或底部几层的抽柱应结合建筑使用功能与建筑立面设计要求进行。抽柱位置宜均匀对称。抽柱时按“保留角柱(8度宜保留角柱及相邻柱)、隔一抽一”的原则进行;局部抽柱时不宜连续抽去多于2根以上的柱,且其位置应在建筑物中部,对称主轴附近;

4 转换构件的结构形式可采用墙梁、预应力梁、桁架或拱结构等;

5 转换构件上、下层的侧向刚度比 γ 应满足高规附录E的规定;

6 转换层上、下部结构质量中心宜接近重合(不包括裙房);

7 转换层楼板厚度不宜小于180mm,应采用双层双向配筋,除满足受弯承载力要求外,每层每个方向的配筋率不宜小于0.25%。转换层相邻上下一层楼板也应适当加强;

8 转换层在内筒与外框筒之间的楼板不应开设大洞口,较大洞口边应采用边梁或暗梁(平板楼盖,宽度取2倍板厚)对洞口加强。

2.7.15 筒体结构的楼盖应采用现浇钢筋混凝土结构,可采用钢筋混凝土普通梁板、钢筋混凝土平板、扁梁肋形板或密肋板,跨度大于10m的平板宜采用后张预应力楼板。

当采用梁板结构时,角部楼盖梁的布置宜使角柱承受较大的竖向荷载,应避免或尽量减少角柱出现拉力。一般有如图所示的几种布置方式:

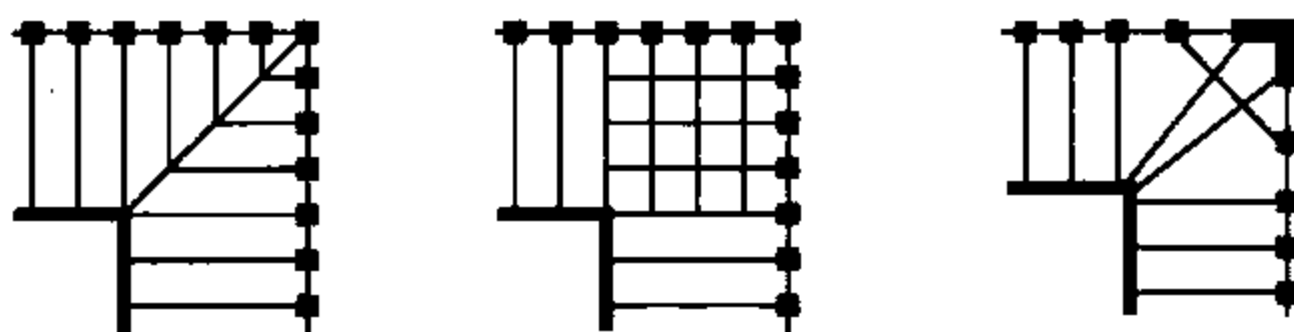


图 2.7.15 转角区楼盖布置示意

1 角区布置斜梁,两个方向的楼盖梁与斜梁相交,受力明确。但斜梁受力较大,梁截面过高,不便机电管道通行;楼盖梁的长短不一,种类较多;

2 双向交叉梁布置,此种布置结构高度较小,有利降低层高;

3 角区布置两根斜梁,外侧梁端支承在“L”形角墙的两端,内侧梁端支承在内筒角部。为了避免与筒体墙角部边缘钢筋交接过密影响混凝土浇筑质量,可把梁端边偏离200~250mm;

4 当采用钢筋混凝土平板结构时,一般在角部沿一个方向设暗梁。

2.7.16 跨高比不大于2的框筒梁和内筒连梁宜设置水平缝形成双连梁和多连梁;截面宽度不小于400mm的连梁也可采用交叉暗柱。

2.7.17 筒体结构的混凝土强度等级不宜低于C30。

2.8 板柱结构

2.8.1 板柱结构适用于多层非抗震设计的建筑;板柱-剪力墙结构适用于多层、高层非抗震设计以及抗震设防烈度不超过8度(0.20g)的建筑。其设计应符合概念设计的要求,不应采用严重不规则的设计方案。其最大适用高度、建筑结构的高宽比应分别符合本措施表2.1.3-3、表2.1.4-1的规定。

2.8.2 板柱结构、板柱-剪力墙结构的平面布置应符合下列要求:

1 结构平面布置宜均匀、对称,刚度中心与质量中心宜重合;

2 板柱结构每方向单列柱数不应少于3根;

3 抗震设计时应采用板柱-剪力墙结构,结构两主轴方向均应布置剪力墙,成双向抗侧力体系;

4 抗震设计时,房屋的周边和楼、电梯洞口周边宜采用有梁框架。疏散楼梯间应设置剪力墙。地下一层顶板,宜采用梁板结构;

2.8.3 板柱-剪力墙结构中剪力墙布置应符合下列要求:

1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近,楼、电梯间、平面形状变化及静载较大的部位,剪力

墙不宜过分集中，刚度较大的纵（横）向剪力墙不宜设置在房屋的端开间；

2 平面形状凸出部分的端部附近宜布置剪力墙；

3 剪力墙不宜过长，墙肢截面高度不宜大于 8m。单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的 40%；

4 剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐，且洞口面积不宜大于墙面面积的 1/6；

5 剪力墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱、翼墙或与另一方向的剪力墙相连；

6 楼梯间、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置；

7 剪力墙之间的距离不宜过大。剪力墙之间无大洞口的楼、屋盖长宽比不宜超过表 2.8.3 的要求，当两墙之间的楼、屋盖有较大开洞时，该段楼、屋盖的平面内刚度更差，墙的间距应适当减小。

表 2.8.3 剪力墙之间楼（屋）盖的长宽比

楼盖形式	非抗震设计	抗震设防烈度	
		6 度、7 度	8 度
现浇	3.0	3	2.0

2.8.4 板柱结构、板柱-剪力墙结构的混凝土强度等级，对于板不应低于 C20，采用无粘结预应力混凝土时，不宜低于 C30。

2.8.5 双向无梁板厚度不宜过小，其厚度与柱网长跨之比，不宜小于表 2.8.5 的规定，平板最小厚度不应小于 150mm。

表 2.8.5 双向无梁板厚度与长度的最小比值

非预应力楼板		预应力楼板	
无柱帽或托板	有柱帽或托板	无柱帽或托板	有柱帽或托板
1/30	1/35	1/40	1/45

2.8.6 板柱结构、板柱-剪力墙结构不应有错层，不应出现短柱。对楼梯间等局部短柱，应采取切实可靠的加强措施。

2.8.7 板柱结构、板柱-剪力墙结构中柱的截面较小边长不应小于 350mm，柱的剪跨比应大于 2，柱截面高度与宽度的比值不宜大于 3。

2.8.8 板柱-剪力墙结构中带边框剪力墙的截面厚度应符合下列规定：

1 抗震设计时，一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于 200mm，且不应小于层高的 1/16；

2 除第一项以外的其他情况下不应小于 160mm，且不应小于层高的 1/20。

2.8.9 无梁板可根据承载力和变形要求采用无柱帽板或有柱帽板，8 度抗震设计时宜采用有柱帽或托板的板柱节点。当采用托板式柱帽时，托板的长度和厚度应按计算确定，且托板每主向的长度不宜小于板跨度的 1/6，托板的厚度不宜小于 1/4 无梁板的厚度；抗震设计时，托板或柱帽根部总厚度（包括无梁板的厚度）尚不宜小于 16 倍柱纵筋直径，托板的边长不宜小于 4 倍板厚和柱截面对应边长之和。当不满足承载力要求且不允许设计柱帽时，可采用剪力架，此时板的厚度，非抗震设计不应小于 150mm，抗震设计时不应小于 200mm。当采用柱顶加托板以减少柱顶的负弯矩配筋时，托板尺寸除符合上述要求外，尚须注意托板厚度不得大于 1/4 托板长度。

2.8.10 采用密肋板时，密肋板的肋净距宜为 800~1200mm，肋宽不宜小于 80mm，肋高（包括面板厚度）不小于密肋板长跨尺寸的 1/30，也不宜大于肋宽的 3 倍。密肋板的面板厚度不应小于 40mm，其板柱节点周围应做成实心板，实心板的长度应由计算确定，并满足托板的构造尺寸要求。

2.8.11 板柱-剪力墙结构中的横向及纵向剪力墙应能承担结构该方向全部地震作用，各层的板柱部

分除应满足计算要求外,还应能承担不少于各层相应方向全部地震剪力的20%。

2.8.12 板柱节点的形式和构造应根据板的受冲切承载力确定。为加强板柱节点的抗冲切承载力,一般可采用以下措施之一:

1 将板柱节点附近板的厚度局部加厚或加柱帽;

2 可采用穿过柱截面布置于板内的暗梁,暗梁由抗剪箍筋与纵向钢筋构成,此时纵筋可与柱上板带暗梁所需纵筋合并考虑,其直径不应小于16mm;

3 可采用抗冲切栓钉。

4 可采用互相垂直并通过柱子截面的型钢(工字钢、槽钢等)焊接而成的型钢剪力架;

在采用上述某种抗冲切措施时,应进行相应的抗冲切承载力计算并应满足有关构造要求。

2.8.13 无梁楼板允许开局部洞口,但应满足承载力及刚度要求。当板柱抗震等级不高于二级,且在板的不同部位开单个洞的大小符合《高层建筑混凝土结构技术规程》图8.2.4的要求时,一般可不作专门分析。若在同一部位开多个洞时,则在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度。所有洞边均应设置补强钢筋。

当抗震等级为一级时,暗梁范围内不应开洞,柱上板带相交共有区域尽量不开洞,各柱上板带与一个跨中板带共有区域也不宜开较大洞。

尽可能避免在剪力墙两侧楼板全部开洞,无法避免时,首先应采取有效的构造措施,保证水平力能可靠地传递至该片剪力墙上,同时应通过正确的计算分析,适当折减其抗侧力刚度。

2.8.14 板柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计、构造要求及水平侧移限值等除应符合本章的规定外,尚应分别符合现行规范框架结构、框架剪力墙结构的有关规定。

2.9 异形柱结构

2.9.1 异形柱结构包括单纯或主要由异形柱构成的现浇钢筋混凝土框架结构和框架-剪力墙结构。根据建筑布置及结构受力的需要,异形柱结构中的框架柱,可全部采用异形柱,也可部分采用一般框架柱。异形柱的截面形状可以为L形、T形和十字形,截面各肢的高厚比不大于4,肢厚不应小于200mm,肢高不应小于500mm。

由于建筑功能需要,底部为大空间时,可通过框架底部抽柱并设置转换梁,形成抽柱转换的异形柱结构,其结构设计应符合《混凝土异形柱结构技术规程》的有关规定。

2.9.2 异形柱结构主要适用于非抗震设计和抗震设防烈度为6度、7度和8度(0.20g)的高度低、柱距小、荷载轻的一般住宅建筑。

2.9.3 异形柱结构宜采用规则的结构设计方案。抗震设计的异形柱结构应符合抗震概念设计的要求,不应采用特别不规则的结构设计方案。

2.9.4 抗震设计时,对不规则异形柱结构的定义和设计要求,除应符合国家现行标准外,尚应符合《混凝土异形柱结构技术规程》的有关规定。

2.9.5 异形柱结构的平面布置应符合下列要求:

1 在一个独立的结构单元内,宜使结构平面形状简单、规则、对称,柱网尺寸力求均匀,纵向及横向柱网尽量对齐拉通。刚度和承载力分布宜均匀,减少偏心,避免扭转对结构受力的不利影响,保证结构的整体受力性能。

2 异形柱框架、异形柱框架-剪力墙结构中的剪力墙应双向设置。异形柱截面肢厚中心线宜与框架梁及剪力墙中心线重合。

3 异形柱框架-剪力墙结构中的剪力墙最大间距不宜超过表2.9.5的限值(取表中两个数值的较小值)。当剪力墙之间的楼盖、屋盖有较大开洞时,剪力墙最大间距应比表中限值适当减小。当剪力墙间距超过表中限值时,结构计算中应计入楼盖、屋盖平面内变形的影响。底部抽柱带转换层异形柱结构

的剪力墙最大间距宜符合《混凝土异形柱结构技术规程》的有关规定。

表 2.9.5 异形柱框架 - 剪力墙结构中的剪力墙最大间距 (m)

楼盖、屋盖类型	非抗震设计	抗震设防烈度			
		6 度	7 度		8 度
		0.05g	0.10g	0.15g	0.20g
现浇	$\leq 4.5B$ 且 ≤ 55	$\leq 4.0B$ 且 ≤ 50	$\leq 3.5B$ 且 ≤ 45	$\leq 3.0B$ 且 ≤ 40	$\leq 2.5B$ 且 ≤ 35
装配整体	$\leq 2.0B$ 且 ≤ 45	$\leq 2.7B$ 且 ≤ 40	$\leq 2.5B$ 且 ≤ 35	$\leq 2.2B$ 且 ≤ 30	$\leq 2.0B$ 且 ≤ 25

注: 1 表中 B 为楼盖的宽度;

2 现浇部分厚度大于 60mm 的预应力或非预应力叠合楼板可作为现浇楼板考虑。

2.9.6 异形柱结构的竖向布置应符合下列要求:

1 竖向体型应力求规则、均匀, 不应有错层, 避免有过大的外挑和内收;

2 结构的侧向刚度沿竖向宜均匀变化, 避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力沿竖向突变, 竖向抗侧力构件的截面尺寸和混凝土强度等级不宜在同一楼层变化;

3 异形柱框架 - 剪力墙结构中的剪力墙应上下对齐连续贯通房屋全高。

2.9.7 异形柱结构除应符合现行规范对一般钢筋混凝土结构的有关要求外, 还应符合下列规定:

1 异形柱结构不应采用部分由砌体墙承重的混合结构形式;

2 抗震设计时, 异形柱结构不应采用大底盘多塔楼、连廊和错层等复杂结构形式, 也不应采用单跨框架结构;

3 异形柱结构的楼、电梯间应根据建筑布置及结构抗侧向作用的需要, 合理地布置剪力墙或一般框架柱;

4 异形柱结构的柱、梁、剪力墙均采用现浇结构;

5 不宜在结构平面的一侧设置过大的楼面挑梁。

2.9.8 异形柱结构的填充墙与隔墙应符合下列规定:

1 填充墙与隔墙应优先采用轻质墙体材料, 根据不同条件选用非承重砌体或墙板;

2 墙体厚度应与异形柱柱肢厚度协调一致, 墙身应满足保温、隔热、节能、隔声、防水和防火等要求;

3 填充墙与隔墙的布置、材料强度和连接构造应符合国家现行标准的有关规定;

4 填充墙与隔墙的设置应避免形成短柱。

2.9.9 不规则的异形柱结构, 其抗震设计尚应符合下列要求:

1 扭转不规则时, 楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移与该楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的比值不应大于 1.45;

2 楼层承载力突变时, 其薄弱层地震剪力应乘以 1.20 的增大系数; 楼层受剪承载力不应小于相邻上一层的 65%;

3 竖向抗侧力构件不连续 (底部抽柱带转换层异形柱结构) 时, 该构件传递给水平转换构件的地震内力应乘以 1.25 ~ 1.5 的增大系数;

4 受力复杂部位的异形柱, 宜采用一般框架柱。

2.9.10 结构基本自振周期应考虑非承重墙体对结构刚度的影响予以折减。折减系数 ψ_T 可按下列规定取值:

框架结构: $\psi_T = 0.6 \sim 0.75$

框架 - 剪力墙结构: $\psi_T = 0.7 \sim 0.85$

2.9.11 框架柱的净高与柱截面长边尺寸之比不宜小于 4, 不应小于 3。剪跨比宜大于 2, 抗震设计时不应小于 1.5。

2.9.12 抗震设计时,异形柱的轴压比不宜大于表 2.9.12 规定的限值。

表 2.9.12 异形柱的轴压比限值

结构体系	截面形式	抗震等级		
		二级	三级	四级
框架结构	L 形	0.50	0.60	0.70
	T 形	0.55	0.65	0.75
	十字形	0.60	0.70	0.80
框架-剪力墙结构	L 形	0.55	0.65	0.75
	T 形	0.60	0.70	0.80
	十字形	0.65	0.75	0.85

注:1 轴压比 $N/(f_c A)$ 指考虑地震作用组合的异形柱轴向压力设计值 N 与柱全截面面积 A 和混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘积的比值;

2 剪跨比不大于 2 的异形柱,轴压比限值应按表内相应数值减小 0.05;

3 框架-剪力墙结构,在基本振型地震作用下,当框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时,异形柱轴压比限值应按框架结构采用。

异形柱、梁、剪力墙和节点的材料应符合下列要求:

1 混凝土的强度等级不应低于 C25,且不应高于 C50;

2 纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB335 级钢筋;箍筋宜采用 HRB335、HRB400、HPB235 级钢筋。

2.9.13 框架梁截面高度可按 $(1/10 \sim 1/15) l_b$ 确定 (l_b 为计算跨度),且非抗震设计时不宜小于 350mm;抗震设计时不宜小于 400mm。梁的净跨与截面高度的比值不宜小于 4。梁的截面宽度不宜小于截面高度的 $1/4$ 和 200mm。梁宽大于柱肢截面厚度时,凸出柱边尺寸不应大于 75mm。

2.10 不规则建筑结构和复杂高层建筑结构

2.10.1 一般规定

1 复杂高层建筑结构主要是指:带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构和多塔楼结构。复杂高层建筑结构一般都不是一个独立的结构体系,而是在建筑结构中加入了复杂的、不规则(或引起结构体系不规则)的子结构(或一部分)。

复杂高层建筑结构传力途径复杂,竖向或平面不规则,属不规则结构。

2 抗震设防烈度为 7 度和 8 度的高层建筑不宜同时采用超过两种上述复杂结构。

3 复杂高层建筑结构,宜采取基于性能的抗震设计方法。根据建筑结构的使用功能类别、重要性和设计地震动参数,确定合理的性能目标,对结构中的重要、复杂部位及重要、复杂构件等应采用更高一级的抗震设计计算及构造措施,满足结构总体性能要求、构件与部件性能要求,满足结构的抗震能力和抗震要求。

2.10.2 带转换层的高层建筑

1 当建筑结构上部楼层部分竖向构件(剪力墙、框架柱)不能直接连续贯通落地时,应设置结构转换层,在转换层布置转换构件。转换结构构件可采用实腹梁、桁架、箱形转换结构、斜撑、搭接柱等。9 度抗震设计时不应采用带转换层的结构,非抗震设计和 6 度抗震设计时可采用厚板转换,7 度、8 度抗震设计的地下室的转换构件可采用厚板。

2 抗震设计时,B 级高度的底部带转换层的筒中筒结构,当外筒框支层上采用剪力墙构成的壁式框架时,其最大适用高度比表 2.1.3-2 中规定的数值适当降低。降低的幅度,可参考抗震设防烈度、

转换层位置高低等具体情况研究确定，一般可考虑降低 10% ~ 20%。

3 底部大空间部分框支剪力墙结构在地面以上的大空间层数，8 度时不宜超过 3 层，7 度时不宜超过 5 层，6 度时其层数可适当增加；底部带转换层的框架 - 核心筒和外框为密柱的筒中筒结构，其转换层位置可适当提高。

4 当一个楼层有多处转换，形成转换层，或结构中有多处转换，致使结构多处不规则，是结构的整体转换；当结构中仅有个别构件进行转换（例如仅个别部位抽柱转换，个别框剪力墙底部开大洞成为框支转换等），且转换层上、下部结构竖向刚度变化不大时，是结构的局部转换。例如由多榀底部开大洞的框支剪力墙和多榀落地剪力墙构成的部分框支剪力墙结构等情况，一般为结构整体转换。采用箱形转换、桁架转换等转换形式的带转换层结构（整个楼层的转换），采用厚板转换形式的带转换层结构（整个楼层的转换），一般也都是结构整体转换；而采用剪力墙结构其中仅有一片墙底部开大洞形成框支剪力墙、由于局部抽柱形成梁托柱、搭接柱、斜撑等形式的局部转换，一般为结构局部转换。对于已经满足在地下室顶板嵌固条件的建筑结构，当地下室仅有个别框支转换结构时，也可按结构局部转换进行设计。

5 当为结构的整体转换时，房屋的最大适用高度、转换结构在地面以上的大空间层数、结构的平面和竖向布置、结构的楼盖选型、结构的抗震等级、剪力墙底部加强部位的规定等均可参考部分框支、剪力墙结构有关规定。而当为结构的局部转换时，则上述要求可根据工程实际情况适当放宽：

1) 房屋的最大适用高度：仅在个别楼层设置转换构件，且转换层上、下部结构竖向刚度变化不大的结构房屋的最大适用高度仍可按表 2.1.3-1、表 2.1.3-2 取用。对转换部位较多但仍为局部转换时，房屋的最大适用高度可比表 2.1.3-1、表 2.1.3-2 规定的数值适当降低。

2) 转换结构在地面以上的大空间层数、结构的转换层位置可适当放宽。例如：采用剪力墙结构其中仅有一片墙在底部开大洞形成一榀框支剪力墙，特别是由于局部抽柱形成的梁托柱、搭接柱、斜撑这一类形式的局部转换，转换层位置更可根据上下层刚度比适当放宽。例如，某工程在 18 层有局部退台，需在此层设置三根单跨的托柱梁，虽然传力间接，但并未使结构的楼层竖向刚度发生较大变化，可不受高规有关高位转换的限制。

3) 结构的平面和竖向布置：满足结构布置的一般要求，注意平面布置的简单、规则、均衡对称，尽可能使水平荷载的合力中心与结构刚度中心接近，减小扭转的不利影响；注意结构竖向抗侧力刚度的均匀性。一般可根据建筑功能要求进行布置。

4) 结构的楼盖选型：转换楼层宜采用现浇式楼盖，转换层楼板可局部加厚，加厚范围不应小于转换构件向外延伸 2 跨，且应超过转换构件邻近落地剪力墙不少于一跨。

5) 结构的抗震等级：除转换结构及结构其他重要构件以外的部分，均可按表 2.1.6-1、表 2.1.6-2 采用。

6) 剪力墙底部加强部位：楼板加厚范围内的落地剪力墙和框支剪力墙应按部分框支剪力墙结构确定其剪力墙底部加强部位，其他部分可按一般剪力墙结构确定其剪力墙底部加强部位。

局部转换虽然在上述一些方面可以适当放宽，但由于转换部位本身受力不合理，故对局部转换部位的转换构件的抗震措施应加强。抗震设计时要注意提高转换构件的承载能力和延性，提高其抗震等级、水平地震作用的内力乘以增大系数、提高构件的配筋率、加强构造措施等。对转换构件相邻的有关构件（如落地剪力墙、楼板等），应在计算及构造上予以加强。其他构造措施亦应加强。

6 为保证底部带转换层的高层建筑结构有合适的刚度、强度、延性和抗震能力，应尽量强化转换层下部的结构刚度，弱化转换层上部的结构刚度，使转换层上、下部主体结构刚度及变形特征尽量接近。应控制转换层上、下刚度的突变。抗震设计时，转换层上下楼层的侧向刚度应满足《高层建筑混凝土技术规程》附录 E 的规定。

7 落地剪力墙（筒体）和框支柱的布置应满足以下要求：

1) 底部必须有落地剪力墙和（或）落地筒体，落地纵横剪力墙最好成组布置，组合为落地筒，在

平面为长矩形、横向剪力墙的片数较多时,落地的横向剪力墙数目与横向剪力墙总数目之比,非抗震设计时不宜少于30%;抗震设计时不宜少于50%。

2) 长矩形平面建筑中落地剪力墙的间距 l 应符合以下规定:

非抗震设计: $l \leq 3B$ 且 $l \leq 36\text{m}$;

抗震设计:底部为1~2层框支层时, $l \leq 2B$ 且 $l \leq 24\text{m}$;

底部为3层及3层以上框支层时, $l \leq 1.5B$ 且 $l \leq 20\text{m}$;

其中 B —楼盖宽度。

3) 落地剪力墙与相邻框支柱的距离,1~2层框支层时不宜大于12m,3层及3层以上框支层时不宜大于10m。

8 框支剪力墙结构剪力墙底部加强部位,墙体两端宜设置翼墙或端柱,抗震设计时尚应按高规的规定设置约束边缘构件。

9 框支梁与框支柱或框支梁与其上的墙体截面中心线宜重合。

2.10.3 带加强层的高层建筑

1 当框架-核心筒结构的侧移不能满足设计要求时,可设置加强层。但在地震作用下,加强层的设置将会引起结构竖向刚度和内力的突变,并易形成薄弱层,结构的损坏机理难以呈现“强柱弱梁”和“强剪弱弯”的延性屈服机制。抗震设计时,框架-核心筒结构采用加强层宜慎重。若采用,则应采取可靠有效的措施。

2 抗震设防烈度为9度时不应采用带加强层结构的高层建筑。

3 加强层的位置和数量是由建筑使用功能和结构的合理有效综合考虑确定。当布置一个加强层时,位置可设在 $0.6H$ 附近;当布置2个加强层时,位置可设在顶层和 $0.5H$ 附近, H 为建筑物高度。当布置多个加强层时,加强层宜沿竖向从顶层向下均匀布置,一般加强层的位置宜与设备层、避难层综合考虑。

4 加强层宜尽可能少设,刚度不宜太大,只要能使结构在地震作用下满足规范规定的侧移限值即可。

5 加强层的水平伸臂构件、周边水平环向构件可采用斜腹杆桁架、实腹梁,整层或跨若干层高的箱形梁,空腹桁架等形式,应尽可能轻质高强,宜优先采用钢结构斜腹杆桁架。

6 水平伸臂构件宜满层设置,平面上应对称布置,一般宜在结构平面两个方向同时设置。设计应保证其与核心筒的刚性连接,宜使水平伸臂构件贯通核心筒,其平面布置宜位于核心筒的转角或“T”字形墙肢处。

水平伸臂构件与周边框架的连接宜采用铰接或半刚接。

结构的内力和位移计算中,对设置水平伸臂桁架的楼层应考虑楼板平面内的变形。

7 抗震设计时,加强层及其相邻层的框架和核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用,一级提高至特一级,若原抗震等级已为特一级的则不再提高。加强层及其上、下相邻一层的框架柱,箍筋应全柱段加密。

当采用C60以上高强混凝土,柱剪跨比小于2、IV类场地结构基本自振周期大于场地特征周期时,轴压比限值还应适当从严;当采用沿柱全高加密井字复合箍、设置芯柱等措施时,轴压比限值可适当放松。

表 2.10.3-1 加强层区间核心筒体轴压比限值

轴压比	抗震设计		
	特一级	一级	二级
$N/f_c A_c$	0.4	0.5	0.6

注: N 为加强层区间核心筒体重力荷载代表值作用轴力设计值, f_c 为加强层区间核心筒体混凝土抗压强度设计值, A_c 为加强层区间核心筒体水平截面净面积。

表 2.10.3-2 加强层区间框架柱轴压比限值

轴压比	抗震设计		
	特一级	一级	二级
$N/f_c A_c$	0.6	0.7	0.8

注: N 为加强层区间框架柱重力荷载代表值作用轴力设计值, f_c 为加强层区间框架柱混凝土抗压强度设计值, A_c 为加强层区间框架柱水平截面净面积。

8 加强层所在楼层上下相连楼盖(屋盖)的板厚不宜小于 150mm, 配筋应适当加强。加强层上、下相邻一层各构件及其节点的刚度和配筋也应适当加强, 且核心筒与框架柱间楼板不宜开大洞。

设计中应采取措施减小结构竖向温度变形及轴向压缩变形对加强层内力的影响。

2.10.4 错层高层建筑

1 抗震设计的高层建筑宜避免错层结构。当房屋不同部位因功能不同而使楼层错层时, 宜采用防震缝划分为独立的结构单元。

2 抗震设防烈度为 9 度时不应采用错层结构。7 度和 8 度抗震设计时, 错层剪力墙结构的高度分别不宜大于 80m 和 60m, 错层框架-剪力墙结构的高度分别不应大于 80m 和 60m。

3 当为满足建筑功能的要求必需设置错层结构时, 结构设计宜符合以下要求:

1) 错层结构两侧的结构侧向刚度和结构布置应尽量接近, 考虑偶然偏心的扭转位移比不宜大于 1.4; 错层处结构地震剪力增大系数不宜小于 3; 避免在错层处结构形成薄弱层;

2) 当采用错层结构时, 错开的楼层不应归并为一层计算楼层侧向刚度, 宜按每个错层作为一个楼层考虑;

3) 错层处框架柱的截面高度不应小于 600mm, 混凝土强度等级不应低于 C30, 抗震等级应提高一级采用, 箍筋应全柱段加密;

4) 错层处平面外受力的剪力墙, 其截面厚度, 非抗震设计时不应小于 200mm, 抗震设计时不应小于 250mm, 并均应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱; 抗震等级应提高一级采用; 错层处剪力墙的混凝土强度等级不应低于 C30, 水平和竖向分布钢筋的配筋率, 非抗震设计时不应小于 0.3%, 抗震设计时不应小于 0.5%;

5) 当错层处混凝土构件(图 2.10.4)不能满足设计要求, 应采取有效措施, 如采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱、剪力墙内设置型钢等。

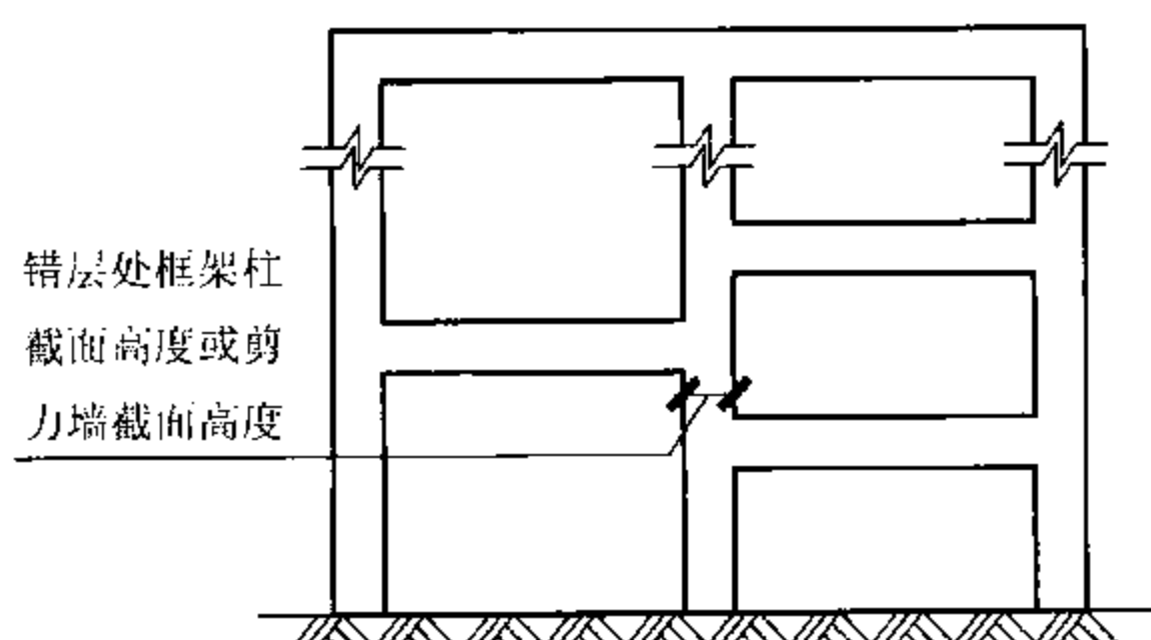


图 2.10.4 错层结构加强部位示意

2.10.5 连体高层建筑

1 抗震设计时, 9 度抗震设计或 B 级高度的高层建筑不应采用连体结构, 7 度、8 度抗震设计时, 层数和刚度相差悬殊的建筑不宜采用连体结构。

2 连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面和刚度。连体结构的整体及各独立部分结构平面布置应尽可能简单、规则、均匀、对称, 减少偏心。抗侧力构件宜沿周边布置。

3 连接体设计应注意以下几点:

1) 应尽量减轻连接体部分结构自重。应优先采用钢结构桁架, 也可采用钢梁、型钢混凝土桁架、

型钢混凝土梁等结构形式。当连接体包含多个楼层时,最下面的一层宜采用钢结构桁架结构形式,并应加强最下面的 1~2 个楼层的设计和构造措施。

2) 连体结构的连接体部分应考虑竖向地震的影响。

3) 连接体部分的楼、屋面板厚度不宜小于 150mm,并应采用双层双向配筋,每层每方向的配筋率不宜小于 0.25%。连接体部分的端跨梁截面尺寸宜适当加大。连接体部分屋面上、下层结构的楼板也应加强构造措施。

当底盘楼层设有转换层时,其底盘屋面楼板的加强措施还应符合转换层楼板的有关规定。

4) 抗震设计时,钢筋混凝土结构的连接体及与连接体相连的两侧结构构件的抗震等级应提高一级采用,一级提高至特一级,如构件原抗震等级已经为特一级则不再提高。

4 连接体两端与两侧结构的连接设计与构造应符合下列要求:

1) 当连接体两端与两侧结构刚接时,连接体结构两端的构件(桁架的上、下弦柱,端跨梁等)应伸入两侧结构并加强锚固。必要时,连接体结构两端的构件可延伸至主体结构的内筒(或内部剪力墙),并与其可靠连接,如无法伸至主体结构的内筒(或内部剪力墙),也可在两侧结构内沿连体方向设置型钢混凝土梁与连接体结构可靠连接。

2) 与连接体相连的内筒、剪力墙或端柱内可设置型钢。型钢宜可靠锚入下部主体结构。

连接体结构的楼板应与两侧结构的楼板可靠连接,并加强配筋构造。

3) 当连接体两端与两侧结构采用滑动支座连接时,支座滑移量应能满足两个方向在罕遇地震作用下的位移要求。滑动支座应采用由两侧结构伸出悬臂梁的做法,而不应采用连接体结构的梁搁置在两侧结构牛腿上的做法。

2.10.6 多塔建筑结构

1 多塔楼建筑结构的各塔楼的层数、高度、质量、刚度和平面宜接近,塔楼对底盘宜对称布置。塔楼结构与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的 20%。剪力墙宜沿大底盘周围布置,以增大大底盘的抗扭刚度。如各塔楼层数和刚度等相差较大时,可将裙房用防震缝自地下室以上分开。地下室顶板应有良好的整体性及刚度。

2 抗震设计时,带转换层塔楼的转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内(图 2.10.5-1),否则应采取有效的抗震措施。包括提高抗震等级、构件内力乘增大系数等。

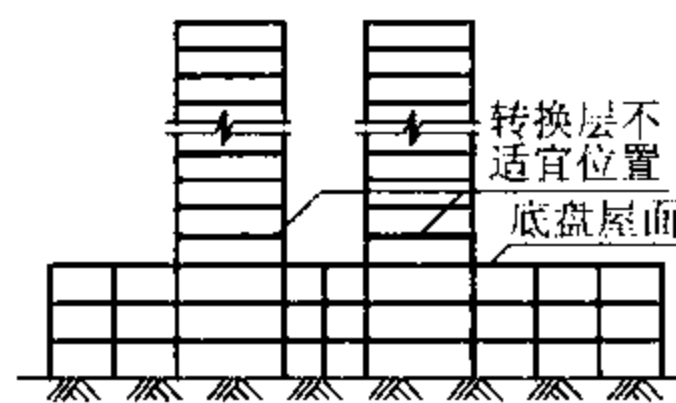


图 2.10.5-1 多塔建筑结构不宜设置转换的位置示意

3 抗震设计时,应特别加强塔楼之间裙房的屋面梁以及塔楼中与裙房相连的外围柱、墙等部位。(图 2.10.5-2)。

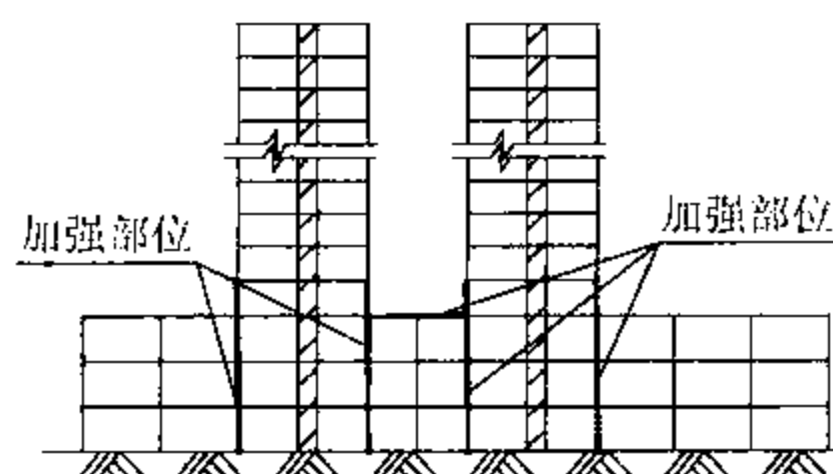


图 2.10.5-2 多塔建筑结构加强部位示意

3 多、高层钢结构

3.1 一般规定

3.1.1 钢结构房屋具有材料强度高、自重轻、结构抗震性能好、但耐火性能和耐腐蚀性能差等特点。钢结构承重构件的设计一般均需满足强度、刚度、整体稳定和局部稳定的要求。

3.1.2 多、高层建筑的钢结构设计，除应遵守现行国家标准、规范、规程相关规定之外，尚应与建筑设计紧密配合，根据所设计房屋的高度和抗震设防烈度，综合考虑其特点和使用功能、荷载性质、材料供应、制作安装、施工条件等因素，选用抗震和抗风性能好且又经济合理的结构体系。

3.1.3 多、高层钢结构房屋，宜按房屋的高度、建筑体型和抗震设防烈度，根据实际需要经方案比较后采用框架体系、框架-中心支撑体系、框架-偏心支撑体系、钢框架-核心筒体系、带伸臂桁架的钢框架-核心筒体系以及筒体体系。各类钢结构体系的最大适用高度应符合表 3.1.3-1 的要求；高宽比限值不宜超过表 3.1.3-2 的规定；丙类建筑的抗震等级按表 3.1.3-3 确定。

表 3.1.3-1 钢结构常用结构体系的最大适用高度 (m)

序号	结构体系	非抗震 设防	抗震设防烈度				
			6 度、7 度 (0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度		9 度
					(0.20g)	(0.30g)	
1	框架体系 (纵、横向刚接框架)	110	110	90	90	70	50
2	框架-中心支撑体系	260	220	200	180	150	120
3	框架-偏心支撑体系 (延性墙板)	260	240	220	200	180	160
4	各类筒体 (框筒、筒中筒、桁架筒、束筒) 和巨型框架	360	300	280	260	240	180

注：1 表中适用高度是指规则结构的高度，为从室外地坪至主要屋面板板顶的高度。

2 非地震区可不采用双重抗侧体系。

3 平面和竖向不规则或建造于 IV 类场地的钢结构，适用的最大高度应适当降低。

4 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，并采取有效的加强措施。

表 3.1.3-2 钢结构民用建筑适用的最大高宽比

抗震设防烈度	6、7 度	8	9
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

注：当塔形建筑的底部有大底盘时，高宽比采用的高度可从大底盘的顶部算起。

表 3.1.3-3 钢结构房屋的抗震等级

房屋高度	烈 度			
	6	7	8	9
≤50m	-	四	三	二
>50m	四	三	二	一

- 3.1.4** 多、高层钢结构房屋,在风荷载作用下质心顶点位移不宜超过建筑高度的1/500,质心层间位移不宜超过楼层高度的1/400,且结构平面端部构件最大侧移不得超过质心侧移的1.2倍。
- 3.1.5** 高层建筑钢结构在风荷载(重现期为10年)作用下的顺风向和横风向顶点最大加速度限值为 0.20m/s^2 (公寓建筑)和 0.28m/s^2 (公共建筑)。
- 3.1.6** 在多遇地震作用下,多、高层钢结构层间位移与层高的比值不应大于1/300。
- 3.1.7** 风荷载起控制作用的高层建筑宜尽量选用引起较小风压的体形,并应考虑邻近高层房屋对该房屋风压的影响,在体型上应力求避免在风作用下的横向振动。建筑平面应优先采用方形、矩形、圆形、正六边形、正八边形、椭圆形及其他形状的对称平面,尽量减小风振效应及避免引起扭转振动的不良影响。
- 3.1.8** 同一层楼面应尽量在同一个标高上,不宜设置错层或局部夹层而使楼面无法有效地传递水平力。
- 3.1.9** 有抗震设防要求时,结构的平立面布置宜对称、简单规整,使各层的抗侧力刚度中心与水平作用的合力中心重合或接近,竖向各层刚度中心在同一直线上或接近同一直线,宜避免采用不规则的建筑结构方案。钢结构的设计除满足本分册1.3节“抗震设计基本原则”的有关规定外,尚宜符合下列各项要求:
- 1 宜有多道抗震防线,采用双重抗侧体系避免因部分结构或构件破坏而导致整个体系丧失抗震能力或丧失对重力荷载的承载能力;
 - 2 钢结构构件应合理控制其截面尺寸,避免局部失稳或整个构件失稳;
 - 3 合理地设计框架、支撑等杆系构件,使其达到强节点弱杆件、强柱弱梁、强支撑的目的;
 - 4 采用具有抗冲击韧性好的节点,设计中应考虑地震时可能出现塑性铰的位置,使其仅发生在节点域以外;构件的拼接位置宜设在梁柱节点之外受力较小的位置;
 - 5 合理的选用节点构造型式,使节点的承载能力高于杆件的承载能力,并允许地震时节点域的板件有一定量的剪切变形,以提高整个框架的延性;
 - 6 “强焊缝、弱板件”,即焊缝的承载力高于被连接钢材板件的承载力,在地震时避免出现焊缝的脆性断裂及钢柱撕裂等现象,提高杆件以至整个构件的延性;
 - 7 螺栓连接的延性和耐震性能优于焊缝连接。高烈度地震区的钢结构,其重要的杆件接头和节点宜采用高强度螺栓连接;
 - 8 宜根据具体情况积极采用轻质高强墙体材料,以减轻结构自重,外墙宜采用活动连接,以避免围护结构产生裂缝并因其侧向刚度的增加对主体结构产生不利影响;
 - 9 采取提高结构阻尼、附设阻尼装置等措施以削减地震效应。
- 3.1.10** 对于由于结构沿竖向采用的材料变化造成的刚度突变,可设置过渡层。例如钢筋混凝土结构与上部的钢结构之间可设置钢骨混凝土结构过渡层。
- 3.1.11** 钢结构房屋在满足建筑结构的规则性要求时一般不设防震缝。结构体型复杂、平立面特别不规则的建筑宜通过防震缝分成几个规则的抗侧力单元。对于由于基础沉降差异较大设置的沉降缝及由于建筑物过长设置的伸缩缝其宽度都应同时满足防震缝的要求。
- 3.1.12** 防震缝宽度:当建筑物高度不超过15m时,防震缝最小宽度为150mm,高度超过15m时,6度、7度、8度、9度相应每增加高度5m、4m、3m、2m时宜加宽30mm。当防震缝两侧分别为钢结构和混凝土结构时,按钢结构的要求设置防震缝。
- 3.1.13** 钢结构建筑的最大伸缩缝区段长度一般可达150m,高层钢结构一般不宜设置温度伸缩缝。当建筑是由高层与低层合在一起太长而需要设缝时,宜将缝设在高低层连接处,其缝宽应同时满足防震缝的要求。当采用混凝土楼面时,应有可靠的防止混凝土楼面开裂的措施。当多层钢结构外墙采用砌体墙时,则宜每隔60~90m在墙上设一道上下贯通的伸缩缝。
- 3.1.14** 钢结构房屋应根据抗震设防烈度、结构类型和房屋高度,采用不同的地震作用调整系数,并采取不同的抗震构造措施。
- 3.1.15** 有抗震设防要求时,宜分别按房屋层数不超过12层(50m)和超过12层(50m)选择结构类型和采取措施。不超过12层(50m)的钢结构可采用框架结构、框架-中心支撑结构或其他结构类型;

超过 12 层的钢结构房屋，8、9 度时，宜采用偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板或其它消能支撑及筒体结构。

3.1.16 高度超过 12 层（50m）的钢结构房屋，宜设置地下室，抗震设防建筑的高层部分，基础埋深宜一致，不宜采用局部地下室。

3.1.17 高层建筑钢结构的基础埋置深度（从室外地坪或通长采光井底面到承台底部或基础底部的深度），当采用天然地基时，不宜小于房屋总高度的 1/15，当采用桩基时，桩承台埋深不宜小于房屋总高度的 1/20。房屋总高度为室外地坪或通长采光井底面至屋顶檐口的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

3.1.18 多、高层钢结构建筑承重构件的钢材宜采用 Q235B、C、D 等级的碳素结构钢和 Q345B、C、D、E 等级的低合金高强度结构钢。其质量标准应分别符合国家现行标准《碳素结构钢》GB/T700 和《低合金高强度结构钢》GB/T1591 的规定；对安全等级为一级和抗震设防类别为甲类的承重钢结构的钢材，其质量等级宜不低于 C 级。在设计中应注明所采用钢材的牌号、等级和对 Z 向性能的附加要求。有抗震设防要求时，钢结构构件的钢材应符合下列规定：

- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 3 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。
- 4 甲、乙类高层建筑钢结构采用的钢材，其屈服点不宜超过其标准值的 10%。

注：由于 Q390 钢（15MnV 或 15MnVq 钢）及桥梁钢的延伸率满足不了上述 2 款的要求，因而不应在有抗震设防要求的高层钢结构中应用。

3.1.19 采用焊接连接的钢结构，当板厚等于或大于 40mm，并承受垂直于板厚方向的拉力作用时，应按现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB5313 规定的受拉试件板厚方向的截面收缩率，并不得小于该标准 Z15 级规定的容许值。

3.1.20 钢材的物理性能和强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》的规定采用。

3.1.21 处于外露情况和低温环境时，钢材的性能尚应按现行国家有关标准，采用符合耐大气腐蚀和避免低温冷脆要求的钢材。

3.1.22 节点采用的连接材料（焊条、螺栓等），应按现行国家标准《高层民用建筑钢结构设计规程》的规定采用。

3.1.23 多、高层建筑钢结构的墙体（含内隔墙）、楼梯、顶棚及非承重构件（包括装修材料等）宜采用轻质高强材料，以减轻自重与地震作用。

3.1.24 多、高层钢结构应有将墙体和幕墙的风力或地震作用传给主体结构的可靠传力体系或墙骨架体系，同时宜妥善处理围护墙与主体结构构件的连接（例如采用柔性连接），以适应变形的需要，使幕墙不致增大主体结构的刚度。

3.2 楼（屋）盖板结构及梁、柱截面估算

3.2.1 多层结构的楼（屋）盖

- 1 对非地震区及 7 度（含 7 度）以下抗震设防区宜采用：
 - 1) 在压型钢板（或预应力混凝土薄板）上现浇混凝土叠合层形成的组合楼板；
 - 2) 在钢梁上现浇混凝土板的组合楼盖。
- 2 对 8 度（含 8 度）以上抗震设防区，宜采用上述 2) 的组合楼盖。

3 楼面板应与楼面钢梁可靠连接，以保持钢梁的稳定和楼面的整体性。对高度超过 50m 的钢结构，必要时可设置水平支撑。

3.2.2 高层建筑的楼（屋）盖一般为钢结构与混凝土结构相结合的结构。楼面梁宜采用钢 - 混凝土组

合梁或钢梁。楼板宜采用压型钢板上现浇混凝土的组合楼板或非组合楼板，不宜采用预制钢筋混凝土楼板。采用组合结构时，楼板与钢梁的连接应采用剪力连接件（设栓钉或抗剪件），以保证两种材料有可靠的连接。常用的连接件为圆柱头栓钉剪力连接件，栓钉直径一般为 13 ~ 25mm，用压型钢板做底模的组合梁，栓钉杆直径不宜大于 19mm。

3.2.3 若楼板开洞较多，对楼层刚度削弱较大时，应采用现浇钢筋混凝土楼板或设水平刚性支撑予以加强。

3.2.4 建筑物中设有较大天井（中庭）时，可在天井上下两端的楼层标高处，设置水平桁架，将楼层开口处连接，或采取其他增强结构抗扭转刚度的有效措施。

3.2.5 地下室顶板以及地上钢结构和地下混凝土结构相衔接的过渡层楼盖，宜采用钢筋混凝土结构。

3.2.6 楼盖的主梁与次梁宜采用平接方案，即主梁和次梁顶部为同一标高；连接一般为铰接构造，当为悬臂梁时，其与主梁的连接构造应为刚接构造。

3.2.7 楼盖梁的布置应考虑下列因素：

1 应有利于结构的整体性和柱的稳定性。

1) 内筒和外筒或外框架的柱子宜直接用钢梁与之对应连接，以使两者更好地共同工作和传递水平力；

2) 宜使每一柱子的侧向（两向）均有梁与其连接，减小柱的长细比，提高柱的承载力和侧向稳定性。

2 合理的布置主次梁，使每个柱子承担的楼面竖向荷载值接近。

1) 外框架 - 内筒体系在四角区域布置次梁时，宜使次梁传递至这个区域柱子上的楼面荷载，尽可能均匀，避免一些柱子因承担过多的楼面荷载而相应地产生较大的轴向变形。为此，可如图 3.2.7-1 所示，采用上下层主次梁的设置方向成交替布置的形式。对于框筒束体系中的次梁布置可采用如图 3.2.7-2 所示的交替布置的形式，以使柱子所承担的楼面荷载均匀些。

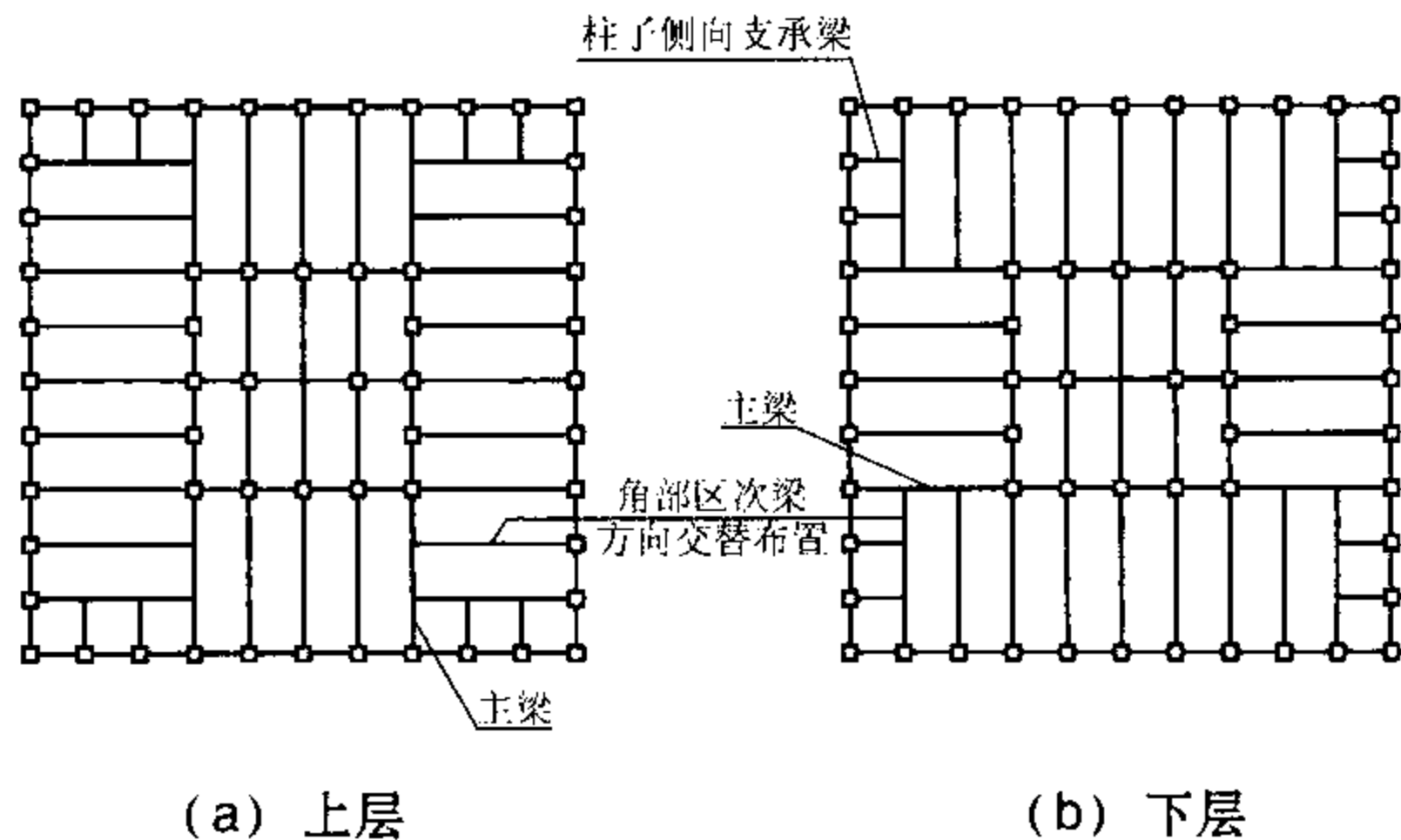


图 3.2.7-1 外框架 - 内筒体系角部区域上、下层主次梁方向交替布置

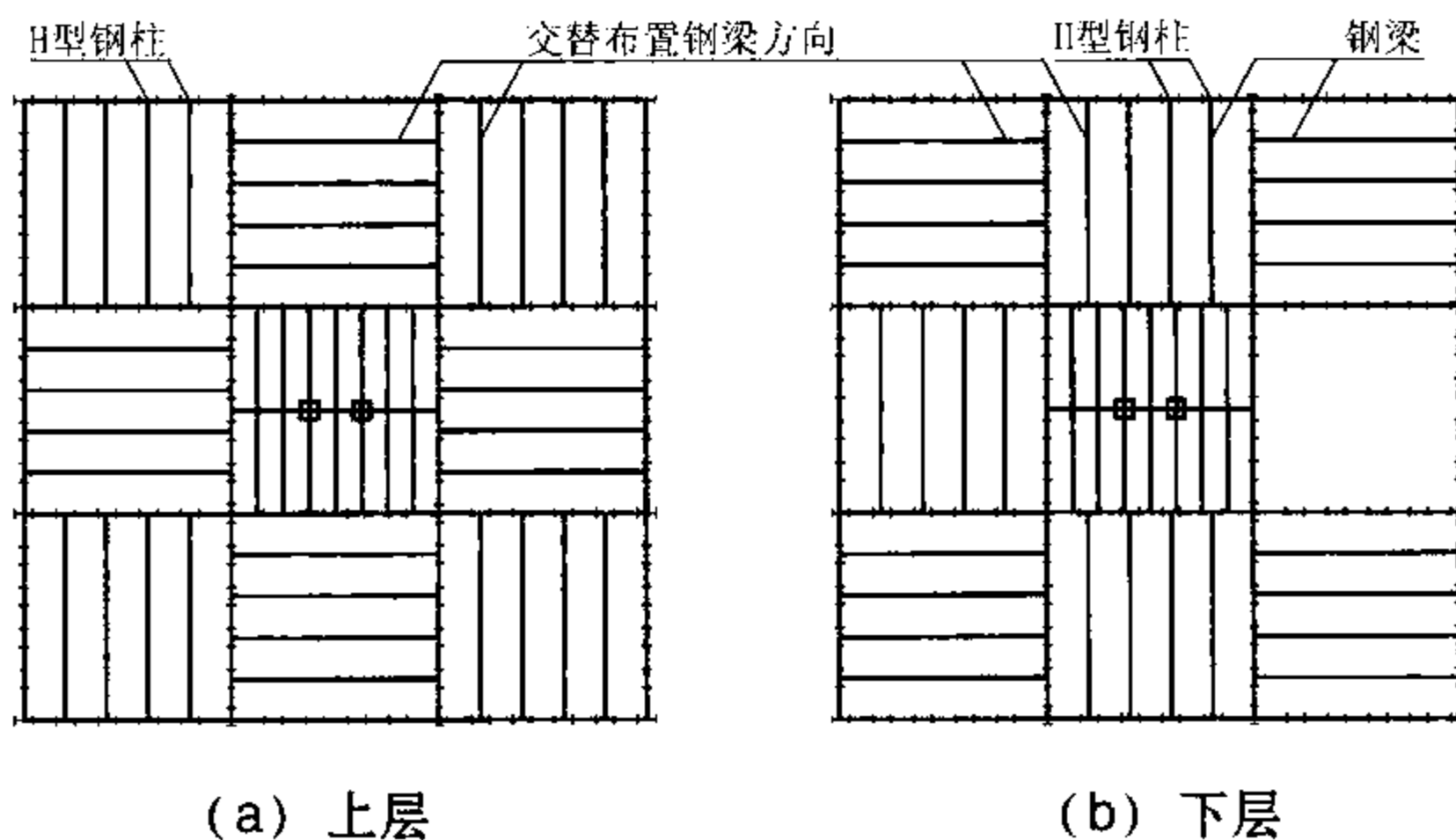


图 3.2.7-2 框筒束体系上、下层楼面钢梁方向的交替布置图

2) 外筒体系和筒中筒体系在四角区域的次梁布置, 也可采用上述方法, 将相邻层次梁方向交替布置。当采用图 3.2.7-3 所示方式布置, 通过加大支承对角线斜梁角柱的轴向压力值, 以平衡一部分水平荷载作用下角柱所产生的拉力, 应考虑水平荷载作用所产生的轴向力不是拉力而是压力时的不利情况; 同时也应考虑斜梁与两端柱子非正交相连时连接构造较复杂的情况, 以及由于斜梁承受的荷载和其跨度均较大, 斜梁的截面高度过高将减小建筑的有效层高度。

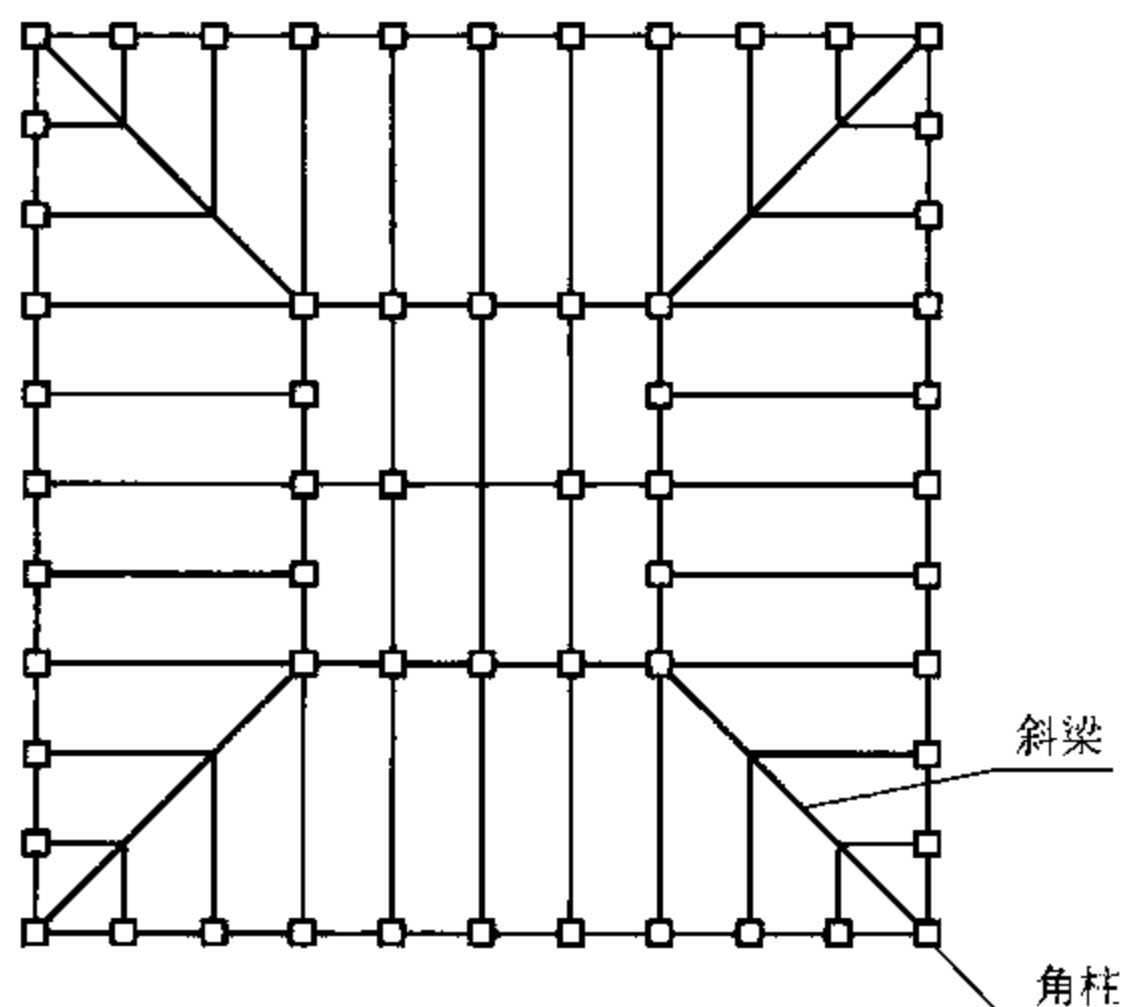


图 3.2.7-3 筒体角部区域采用斜梁

3) 船形平面楼盖 (图 3.2.7-4), 除沿楼盖周边布置钢梁外, 内部的主梁基本上沿横向布置, 使每根框架柱沿纵、横两个主轴方向均有钢主梁与之连接, 次梁则是根据楼板的经济跨度布置。

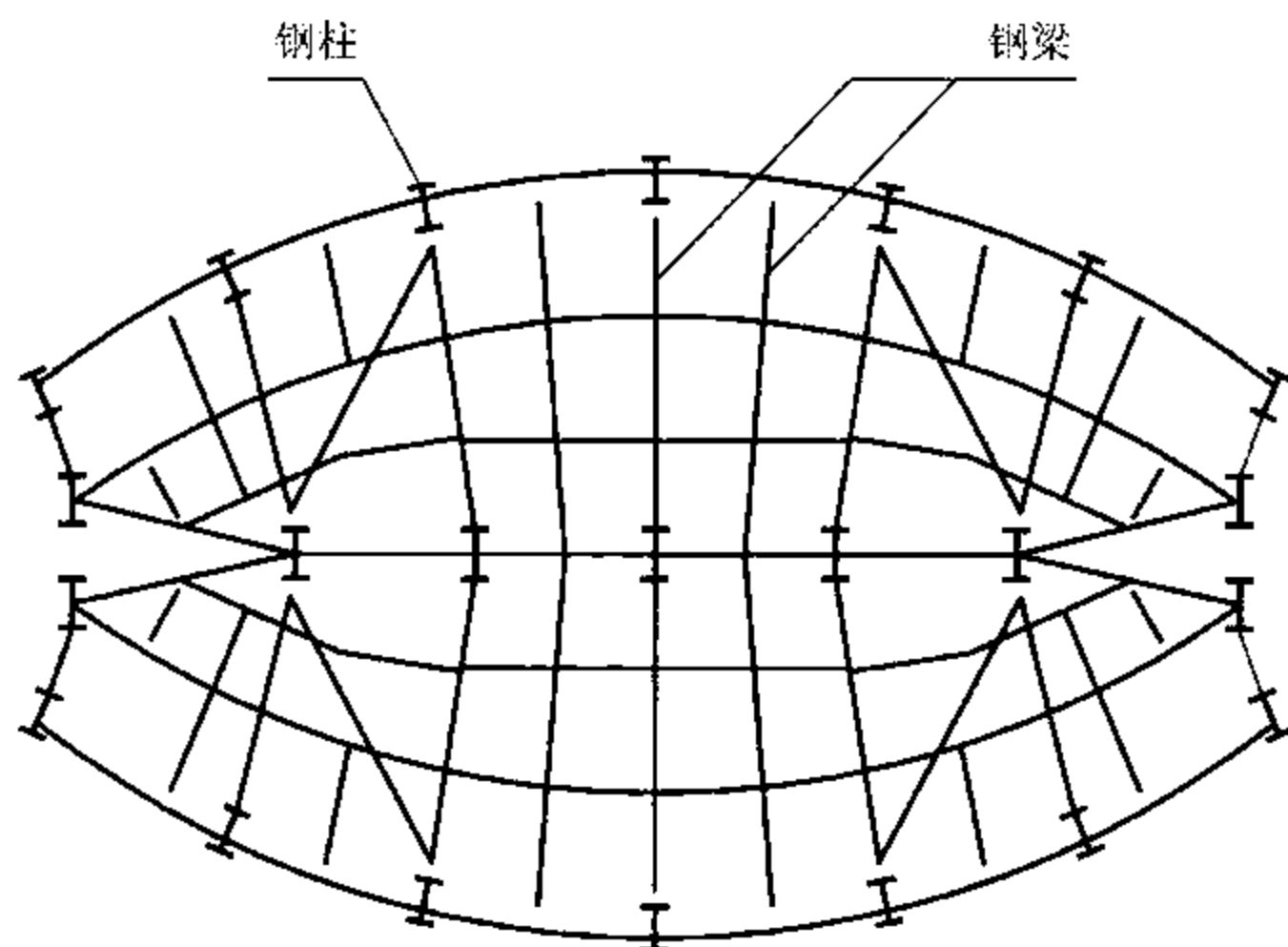


图 3.2.7-4 船形平面楼盖的钢梁布置

4) 三角形平面

①当楼层采用三角形平面时, 宜将尖角切去, 并向内凹进, 以缓解倾覆力矩作用下角柱的高峰轴向应力;

②采用核心式建筑布置方案的三角形楼层平面, 核心部分的钢梁采用正交方式布置; 外圈则沿周边框架所在轴线布置, 核心部位与外圈框架之间的楼面梁沿垂直于外圈框架的方向布置 (图 3.2.7-5)。

3 应有利于简化次梁两端的连接构造。

1) 除一端有悬臂梁外, 次梁一般宜与主梁铰接连接, 并与楼板形成简支组合梁, 以提高梁的承载力和减小梁的挠度。连续的组合梁虽可减小梁的跨中弯距和挠度, 但与主梁的连接按受弯节点要求而采用栓焊法或在钢梁上下翼缘设置钢盖板法相连时, 将增加较多的焊接工作量。

2) 为简化次梁两端与主梁的连接构造, 高层建筑钢结构中的楼盖结构不宜采用网格梁或井字梁结构。

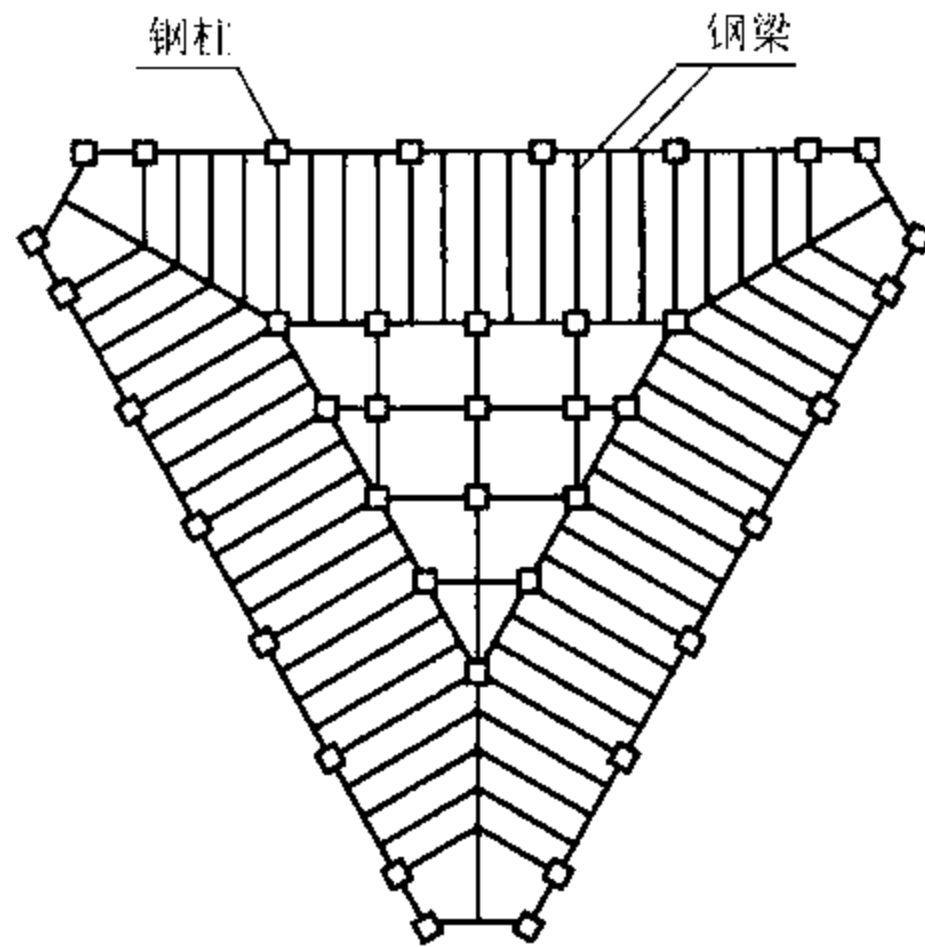


图 3.2.7-5 三角形平面楼盖的钢梁布置

4 次梁的间距

采用压型钢板时,次梁的间距尚应考虑压型钢板在施工阶段的受弯承载力及挠度值。如采用板肋较高的或其它一些平面刚度大的压型钢板,则可增大次梁的间距,次梁的间距一般可取为 2.5~3.5m。

3.2.8 框架梁一般采用 H 形截面,受力很大或高度受限制时,可采用箱形截面。大跨度梁及抽柱楼层的转换梁,可采用桁架式钢梁。

3.2.9 H 形主梁的经济跨度为 6~12m; H 形次梁的经济跨度为 8~15m。

3.2.10 钢柱截面形式

高层建筑需要承担风荷载、地震作用产生的侧向作用力,框架柱在承受竖向重力荷载的同时,还要承受单向或双向弯矩。因此,确定钢柱的截面形式时,应根据它是作为承受侧向力的主框架柱,还是仅承担重力荷载的次框架柱而定。主要有以下几种:

1 轧制宽翼缘 H 型钢是高层建筑框架柱最常用的截面形式。其优点是:

- 1) 轧制成型,加工量少;
- 2) 翼缘宽而等厚,截面经济合理;
- 3) 截面是开口的,杆件连接较容易;
- 4) 规格尺寸多,可直接选用。缺点是截面性能(抗弯刚度和受弯承载力)分强轴和弱轴。

2 焊接 H 形钢柱是按照受力要求采用钢板焊接而成的截面,用于承受不同荷载的柱。《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-98 第 3.2.1 条规定:柱截面的钢板厚度不宜大于 100mm。

3 采用箱形截面。箱形截面的受弯承载力较强,而且截面性能可无强轴、弱轴之分。截面尺寸可以按照两个方向的刚度、强度要求而定,经济、合理,但需要加工、拼装、焊接,工作量较大,工艺要求高。

4 由 4 个角钢拼焊而成的十字形截面,宜用于仅承受较小重力荷载的次框架中的轴向受压柱,特别适用于隔墙交叉点处的柱,与隔墙连接方便。

5 由一个窄翼缘 H 型钢和两个部分 T 型钢拼焊而成的带翼缘十字形截面,多用于型钢混凝土结构,以及由底部型钢混凝土柱向上部钢柱转换时的过渡层柱。

3.2.11 方案或初步设计阶段框架柱的截面尺寸可由一根柱所承受的轴力乘以 1.2 倍,按轴心受压柱估算柱的截面尺寸。估算时,当荷载小于 2000kN 时,可假定其长细比 $\lambda = 80 \sim 100$,当荷载大于 2500kN 时,可假定 $\lambda = 50 \sim 80$ 。

3.2.12 估算框架梁的截面高度应考虑楼层高度限制、刚度要求和经济性,确定梁的翼缘和腹板的尺寸应考虑其局部稳定、经济条件和连接构造等因素。

1 钢梁的截面估算:

- 1) 钢梁的截面高度估算

①按容许挠度估算 H 形钢梁的截面高度 h_{\min}

对于常用的承受均布荷载的简支 H 形钢梁可按表 3.2.12 初步确定 h_{\min} 值。

②梁的经济高度 h_e ：梁的经济高度可根据梁所受弯矩值 M 、钢材强度设计值 f 及截面塑性发展系数 γ_x 按下式估算：

$$h_e = 7 \sqrt[3]{W_x} - 300 \quad W_x = M_x / \gamma_x f$$

③梁的截面高度需满足建筑净空要求，即容许最大截面高度 h_{\max}

表 3.2.12 按相对容许挠度估算的 h_{\min}/l 值

相对容许挠度 $\frac{[v]}{l}$		$\frac{1}{750}$	$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{350}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{150}$
$\frac{h_{\min}}{l}$	Q235	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{17}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{40}$
	Q345	$\frac{1}{5.4}$	$\frac{1}{6.8}$	$\frac{1}{8.2}$	$\frac{1}{10.2}$	$\frac{1}{11.7}$	$\frac{1}{13.6}$	$\frac{1}{16.3}$	$\frac{1}{20.4}$	$\frac{1}{27.2}$

注：1 本表可近似用于跨中有集中荷载作用的简支梁。

2 对于活荷载较小的梁，非简支梁以及不考虑塑性发展的梁， h_{\min}/l 可按比例减小；对于半跨内截面变化一次的梁， h_{\min}/l 应增加 4% ~ 5%。

通常取 $h_{\max} \geq h_e \geq h_{\min}$ 且 $h \approx h_e$ 。

2) 梁的腹板的高度 h_w 及腹板厚度 t_w 的确定

腹板的厚度 t_w 的确定应考虑抗剪强度、构造要求和经济合理三方面的因素：

按经济厚度为 $t_w = \sqrt{h_w} / 11$ (cm) 估算，并不小于 6mm，通常取 6 ~ 22mm。

3) 梁的翼缘宽度 b 和厚度 t 的确定

$b = (1/6 \sim 1/3) h$ 且不宜小于 180mm。

由翼缘面积： $A = bt = W_1/h_w - 0.16h_w t_w$ 代入 b 值可求得 t 值。

t 值宜取为 2mm 的倍数。

2 组合梁的总高度 h 的估算

组合梁的总高度宜为 $h \geq (1/15 \sim 1/16) l$ ，一般不小于 $l/20$ 。组合梁的总高度中，钢梁高度应不小于 $0.4h$ 。

注：抗震设计时，按结构的抗震等级，框架梁的截面尚应符合《建筑抗震设计规范》对框架梁、柱板件宽厚比的规定。

3.3 框架、框架-支撑结构体系

3.3.1 框架结构体系是指房屋的纵向和横向均采用框架作为承重和抵抗侧力的主要构件所形成的结构体系。该体系刚度分布均匀、延性大、侧向刚度小，在水平力作用下的侧移较大，适用于 30 层以下房屋的框架结构。

3.3.2 柱距宜控制在 6 ~ 12m，次梁间距 2.5 ~ 3.5m。

3.3.3 非抗震设计的多层钢结构可采用纯框架体系，柱与梁均采用刚接，当框架计算方向的柱子数较多时，可采用部分铰接。

3.3.4 非抗震设计的多层钢结构，也可采用梁柱均铰接的框架体系，但宜在部分柱间设置中心支撑组成支撑框架。

3.3.5 有抗震设防要求的多层钢结构,可采用两向均为刚接的框架体系。多层及较低的高层钢结构,在低烈度设防地区,框架的部分跨间或某一方向的梁柱之间可采用部分铰接,同时设置中心支撑承担水平力。

3.3.6 中心支撑宜优先采用交叉支撑(图 3.3.6a),也可采用人字形支撑(图 3.3.6b)或单斜杆支撑(图 3.3.6c),抗震设防的结构不应采用 K 形支撑(图 3.3.6d)。支撑的轴线应交汇于框架梁柱轴线的交点,确有困难时偏离节点中心的尺寸不应超过支撑杆件宽度,计算分析时应计入由此产生的附加弯矩。

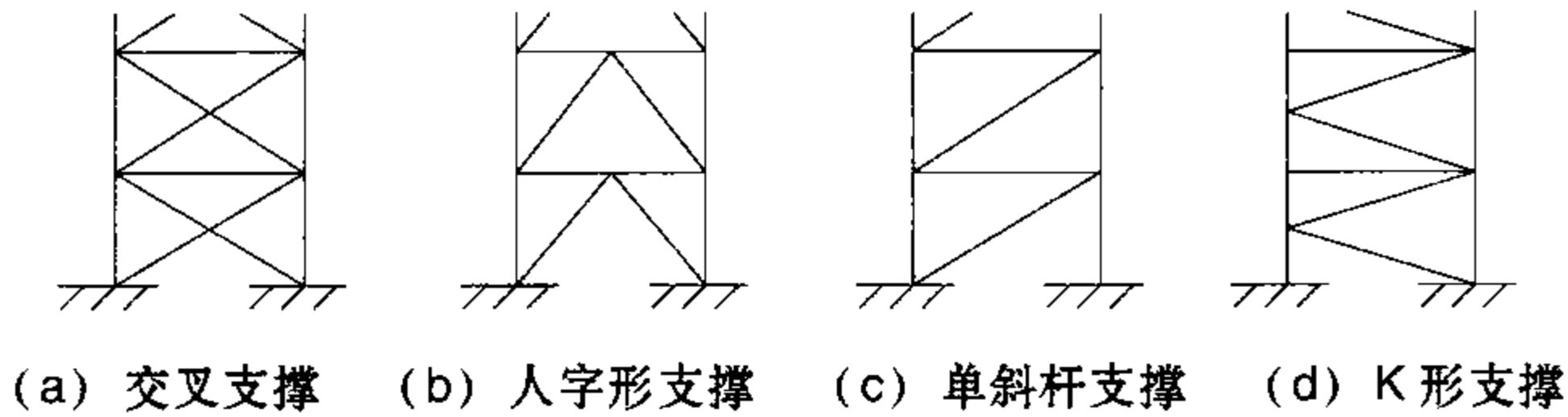


图 3.3.6 中心支撑示意

3.3.7 当中心支撑采用只能受拉的单斜杆体系时,应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆(图 3.3.7,且每组中不同方向单斜杆的截面面积差不得大于 10%。

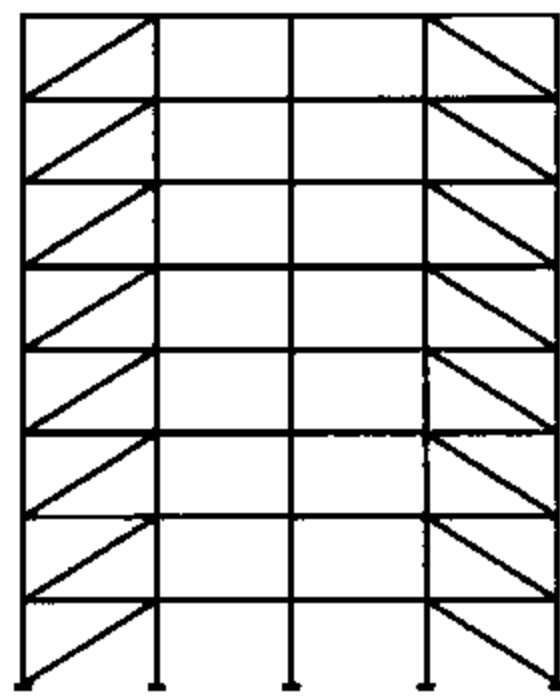


图 3.3.7 单斜杆支撑布置示意

3.3.8 高度超过 12 层(50m)、抗震设防烈度为 8、9 度的钢结构房屋,宜采用框架-偏心支撑结构体系。

3.3.9 偏心支撑的斜杆应至少有一端与梁连接,而不是在梁柱节点处连接或同一跨内的另一支撑与梁的交点处连接;支撑斜杆与梁的交到梁柱节点间的梁段为“耗能梁段”。每根支撑应至少有一端与耗能梁段连接。常用的偏心支撑的类型见图 3.3.9。

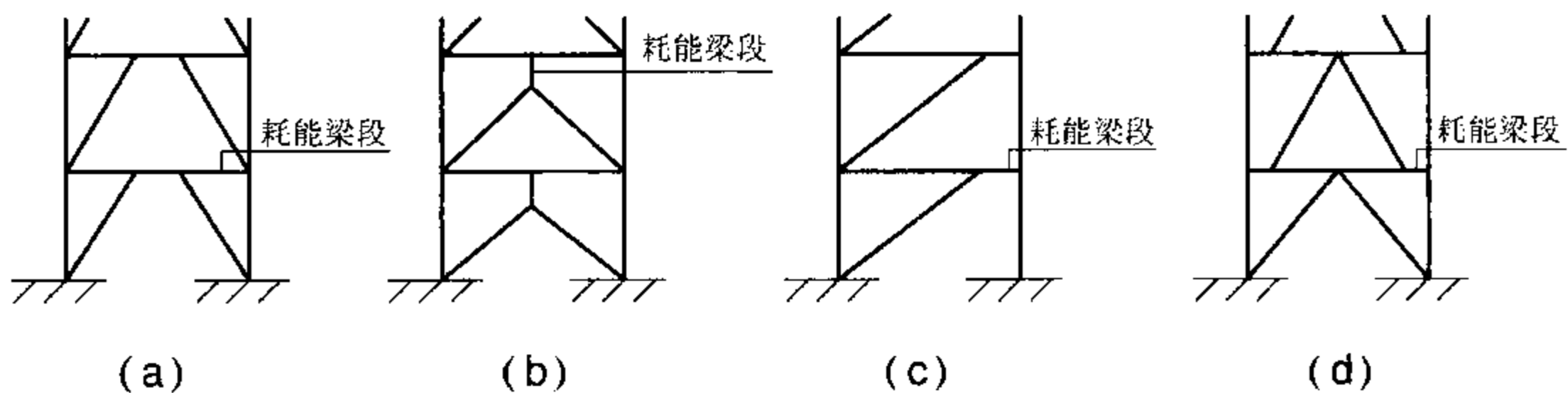


图 3.3.9 偏心支撑的类型

耗能梁段宜设计成剪切屈服型,当其与柱连接时(图 3.3.9c、d),不应设计成弯曲屈服型。

3.3.10 框架-偏心支撑中的框架梁与框架柱为刚性连接,支撑斜杆两端与框架梁、柱的连接,构造上为刚性连接,在内力分析时可假定为铰接。

3.3.11 支撑框架在两个方向的布置宜基本对称，同一方向两相邻支撑框架之间楼盖的长宽比不宜大于3。支撑框架的数量一般满足规范规定的水平位移限值即可。

3.3.12 当建筑平面为方形或接近方形时，支撑宜布置在建筑物中部和四角（图3.3.12a）；当为狭长形柱网时，宜在横向（短边）的两端及中部布置，纵向（长边）宜布置在柱网中部（图3.3.12b），以避免温度变形受到限制。

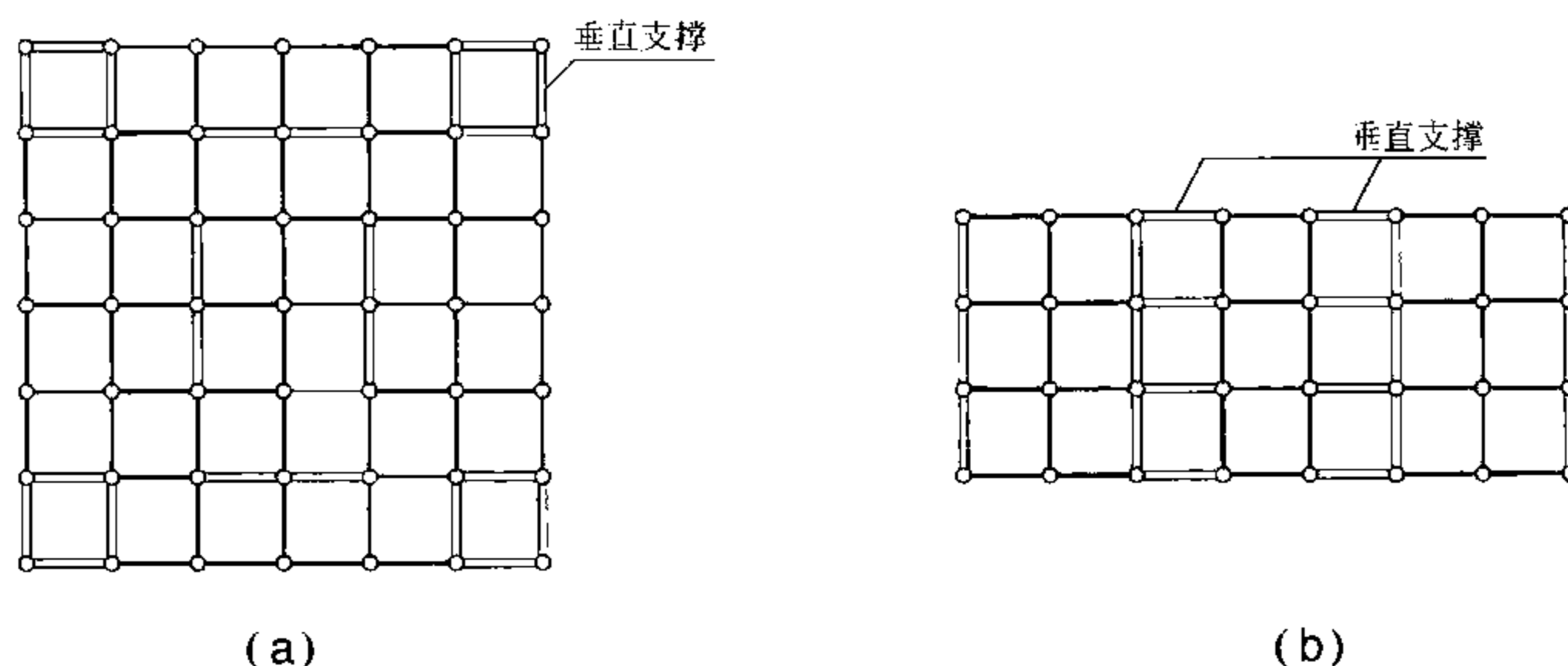


图 3.3.12 垂直支撑平面布置示例

3.3.13 支撑的斜杆与框架横梁之间的夹角宜保持在 35° ~ 60° 之间。

3.3.14 支撑框架沿结构竖向应连续布置，以使层间刚度变化均匀。设有地下室时，支撑框架应延伸至基础，框架柱应至少延伸至地下一层。

3.3.15 竖向支撑在竖向宜采用同一种形式，当竖向支撑无法连续贯通时，应移到相邻柱间，且上下支撑至少应互相搭接一个楼层（图3.3.15）。

3.3.16 对非抗震设计或设防烈度为6度的地区，顶部贯通设置支撑有困难时，可不设支撑而采用梁柱为刚接的框架。

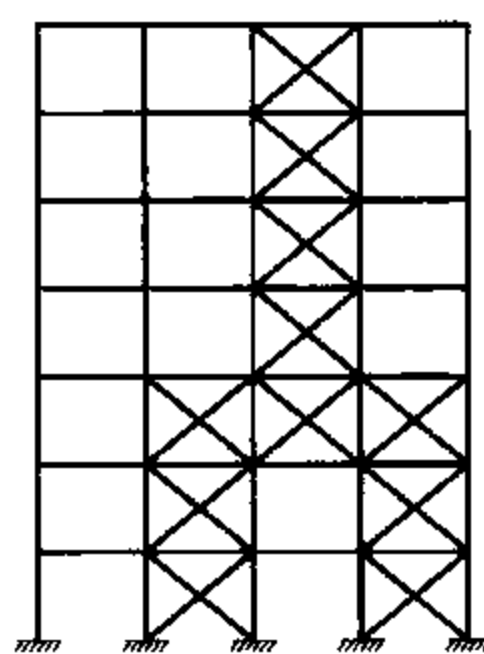


图 3.3.15 垂直支撑竖向错位布置示意图

3.3.17 垂直支撑可在地下室顶板处与钢筋混凝土剪力墙连接，其两侧的钢柱与型钢混凝土柱相连后过渡至基础。

3.3.18 框架柱一般采用热轧或焊接宽翼缘H型钢，并使其强轴（惯性矩较大的轴）对应于柱弯矩或柱计算长度较大的方向；框架柱在纵、横两个方向均与梁刚接时，宜采用箱形截面。

3.3.19 框架梁宜采用热轧窄翼缘H型钢或焊接工字形钢；大跨度梁、承受扭矩的梁以及要求具有很大抗弯刚度的框架梁，宜采用焊接箱形截面。

3.3.20 支撑斜杆宜采用焊接H型钢或轧制H型钢。

3.3.21 框架-支撑体系可将其中的支撑用延性剪力墙板代替，构成框架-剪力墙板结构体系，剪力墙承受水平荷载。延性墙板有以下几种类型：

- 1 带纵、横肋的钢板；
- 2 内埋人字形钢板支撑的钢筋混凝土墙板；
- 3 带竖缝的钢筋混凝土墙板。

3.4 钢框架 - 核心筒和带伸臂桁架的框架 - 核心筒体系

3.4.1 框架 - 核心筒体系是结合建筑使用要求在房屋中部形成一个核心筒，核心筒不宜偏置。核心筒可由钢框筒或钢支撑框架组成，它与外框架组合成框架 - 核心筒体系，并以核心筒作为主要抗侧结构的体系，承受大部分水平荷载及扭转荷载。

3.4.2 外围的框架与内核心筒用梁连接 (图 3.4.2)。角柱宜加强，例如采用组合柱或 L 形截面柱等。

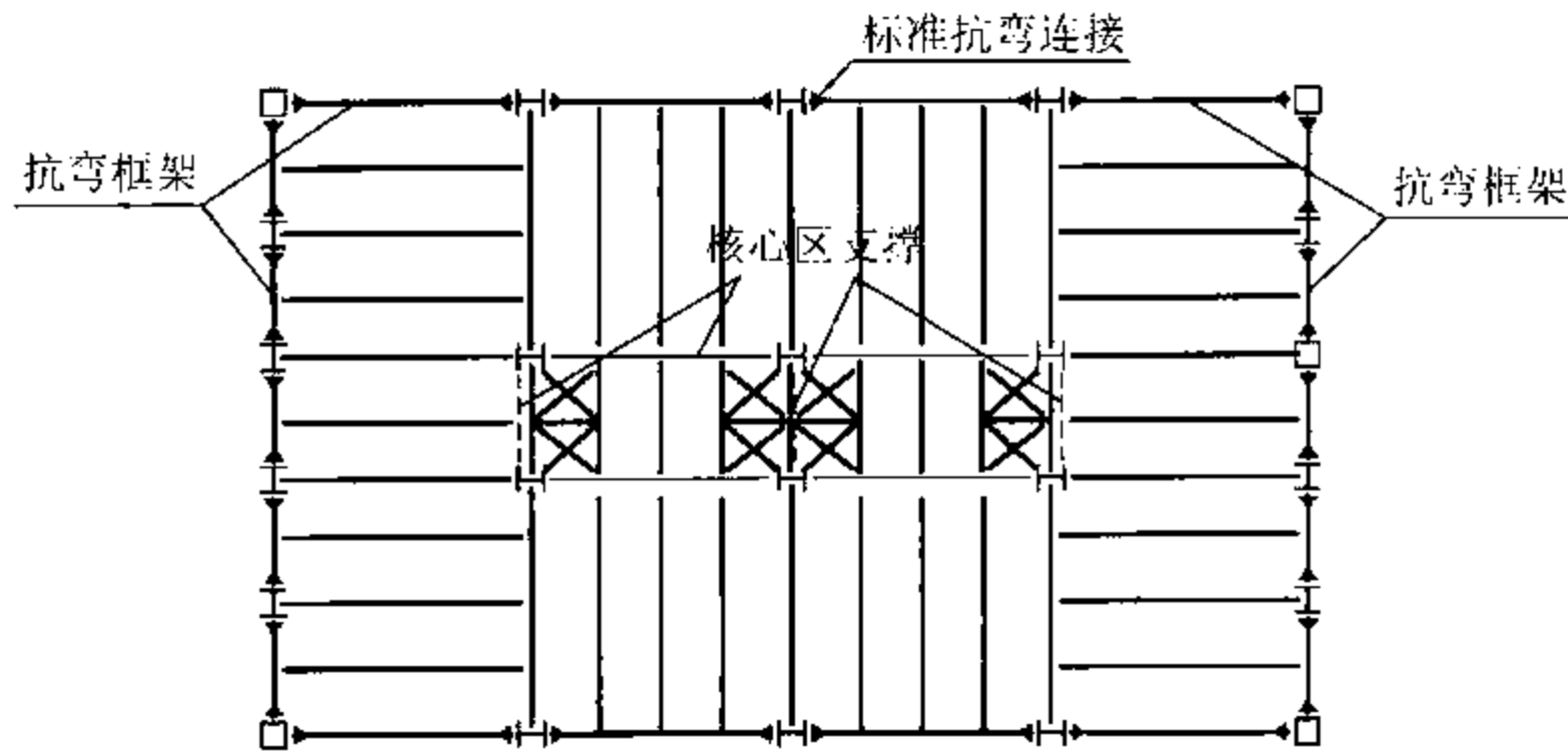


图 3.4.2 框架 - 核心筒结构体系示例图

3.4.3 带伸臂桁架的钢框架 - 核心筒体系 (图 3.4.3)，是在不改变框架 - 核心筒体系结构布置的前提下，在适当楼层设置伸臂桁架，同时设置的腰桁架和帽桁架，形成加强层，使外框架参与整体抗弯作用，从而提高结构侧向刚度，减小结构水平位移，也减少核心筒所承担的在数值上过大的倾覆力矩。

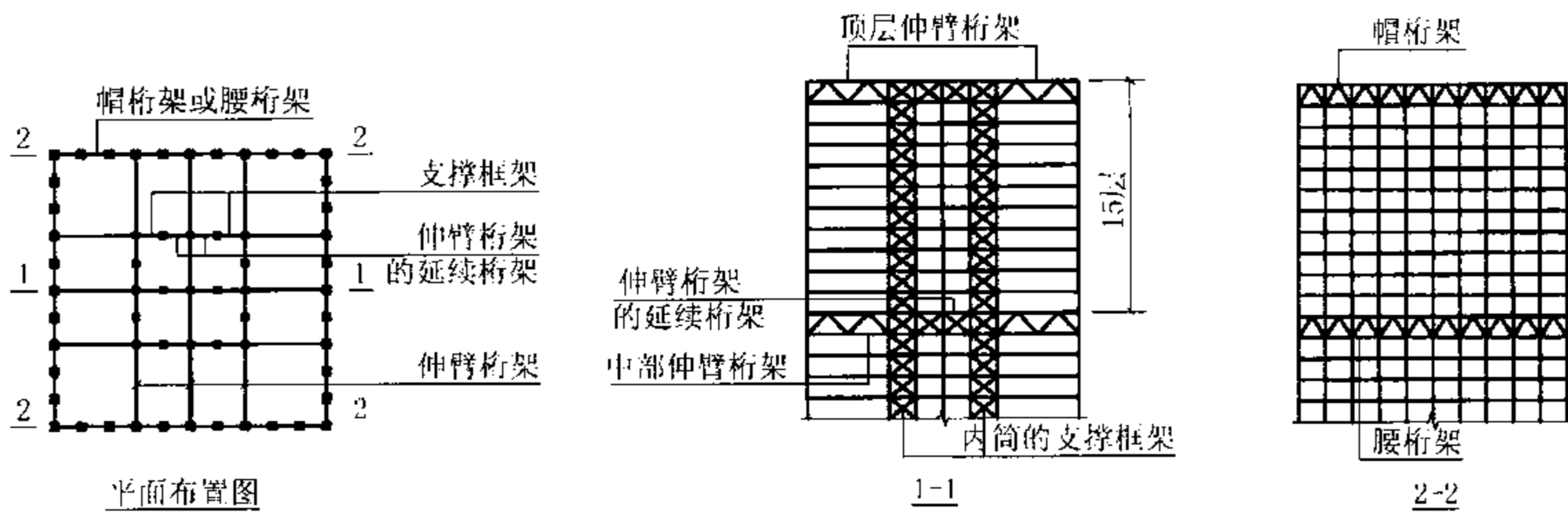


图 3.4.3 带伸臂桁架的钢框架 - 核心筒体系

3.4.4 伸臂桁架设置的层位及间隔的楼层数宜经优化比较确定，可结合设备层及避难层设置，伸臂桁架的间距一般为 12 ~ 15 层。

3.4.5 伸臂桁架应贯通核心筒内。抗震设计中，应考虑设置水平加强层后，其对抗侧力结构产生刚度突变的后果，必要时，宜适当提高相邻层重要构件的承载力和抗震构造措施。

3.5 筒体结构体系

3.5.1 筒体结构体系有以下几种：框筒结构体系、筒中筒结构体系、框筒束结构体系，它们的结构构成不完全相同，但其中筒体的设计要求和构造基本相同。

1 框筒结构体系是由密柱深梁 (较大刚度的窗裙梁) 构成的外框筒结构和梁柱铰接相连的内部结构构成的体系 (3.5.1-1)。外筒承担全部水平荷载，内部结构仅承受竖向荷载，不承担水平荷载。整个结构无须设置支撑等其他抗侧力构件。筒体平面的角部宜做成切角。

2 筒中筒体系是在建筑的内圈和外圈布置间距较小的钢柱，形成同心的内、外框筒，共同承受水平力的结构体系。

3 框筒束体系是由两个以上的框筒连成一体的框筒束及其内部承重框架所组成的结构体系，或在一个大框筒平面内布置一道或多道纵横腹板密柱框架，形成多个框筒成束布置共同承担水平剪力的结构体系（图 3.5.1-2）。任何一个框筒单元可以根据各层楼面的实际需要，在任何高度处终止，而不影响整个结构的体系完整性，在中止的框筒单元的顶层应沿框筒的周边设置圈桁架，形成刚性环梁。

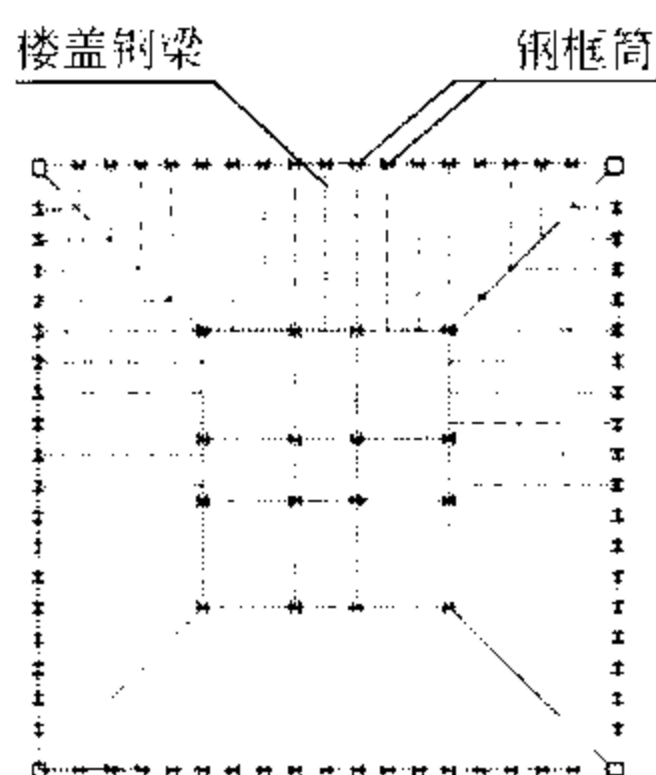


图 3.5.1-1 框筒体系结构平面示例

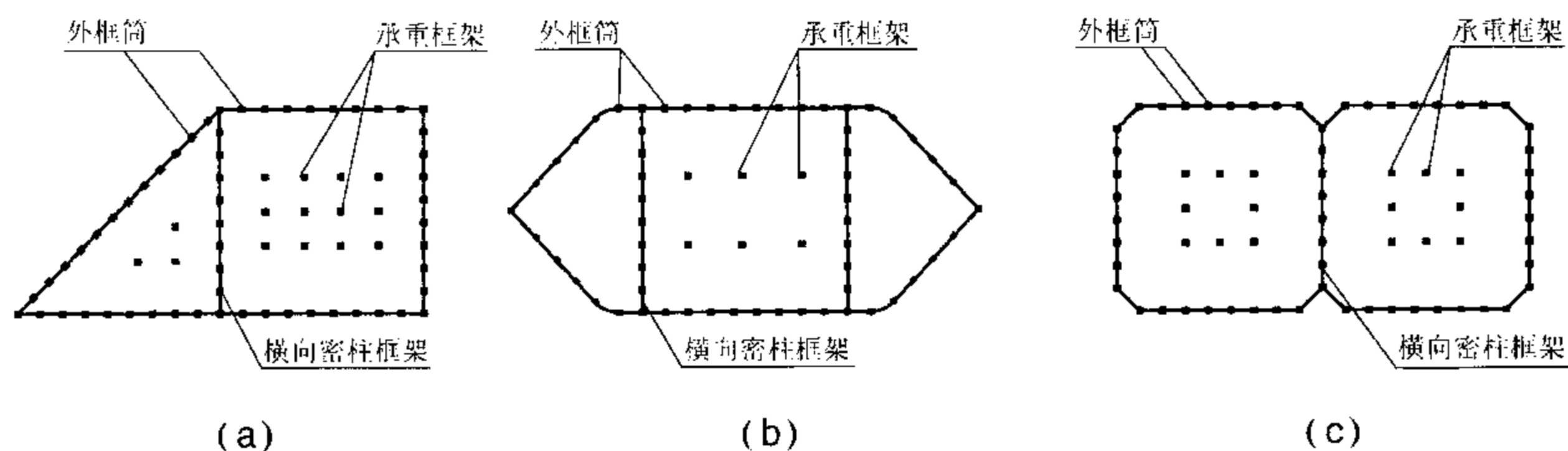


图 3.5.1-2 框筒束结构体系的工程实例

3.5.2 筒体（包括框筒束体系中的子框筒）的平面形状可以是圆形、矩形、三角形、多边形或其它任何适应使用功能要求的形状（对框筒束的筒体还可以是半圆形、弧形），边长不应超过 45m。筒体的抗侧力构件是沿周边布置，具有很大的抗倾覆能力和抗扭能力。

3.5.3 筒体的平面尺寸尚应符合下列要求：

- 1 核心区宽度与总宽度之比一般取 $1/3 \sim 1/2$ ；内外筒之间的跨度一般取 $8 \sim 12\text{m}$ ，不宜大于 16m ；
- 2 筒体的边长不应超过 45m ，矩形筒平面的长宽比不宜大于 1.5 ，否则，筒体将因剪力滞后效应过于严重，而不能发挥其立体构件的功效；
- 3 框筒的高宽比不应小于 4 ，过于矮胖就不能形成有效的抗侧力立体构件；
- 4 框筒应采用密排柱方案，较为适宜的柱距为 $3 \sim 4.5\text{m}$ ；
- 5 钢柱的强轴方向应位于所在框架的平面内。

3.5.4 框筒应采用截面较高的实腹式窗裙梁（外筒）或深梁（内筒），以保证框筒各层钢梁具有足够的竖向抗弯刚度。梁高一般可取 $0.9 \sim 1.5\text{m}$ 。

3.5.5 外框筒立面的开洞率一般可取 30% 左右。开洞率过大，不能充分发挥构件的立体工作性能，且加重剪力滞后效应；开洞率过小，虽有利于减小剪力滞后效应，但可能影响建筑使用功能，也可能因墙面较大，增加不必要的用钢量，不经济。

3.5.6 内外筒之间的跨度或内筒与外筒或外框架之间的跨度一般可取 $8 \sim 12\text{m}$ ，且不宜大于 16m 。办公建筑可采用较大的跨度，旅馆及公寓建筑不宜采用进深太大的跨度。对于上部为旅馆或公寓、下部为办

公的多功能建筑,更宜综合各方面因素,合理地确定内外筒之间的跨度,避免出现上部的外柱向里收进或改变内筒柱位置的情况。

3.5.7 一般情况下,筒体结构外筒的平面尺寸比较大,为增强结构的整体性,使内、外筒共同工作,减小剪力滞后效应,结构设计宜根据具体情况,在建筑的顶层设置周边桁架(帽桁架)和腰桁架加强内外筒的连接。采用矩形平面时,当楼层平面长宽比超过1.5,除顶部设置帽桁架外,尚宜沿建筑高度每隔15层左右(例如在避难层或设备层),顺内框筒的若干榀横向桁架所在平面,各设一道刚性伸臂桁架(钢臂),与外框筒的钢柱相连接,增加整个体系的抗弯能力。

3.6 巨型框架结构体系

3.6.1 巨型框架体系是由立体桁架或框筒组成的巨型柱与立体桁架组成的巨型梁构成的巨型框架以及一些次要框架形成的结构体系(图3.6.1)。巨型框架是主要的抗侧力结构。次框架仅承担它的从属面积内的重力荷载,并将其传到巨型框架上。依其杆件形式巨型框架可分为三种类型:

- 1 支撑型(图3.6.1a)巨型柱是由四片竖向支撑围成的小尺度支撑筒,巨型梁是由两榀竖向桁架和两榀水平桁架围成的立体桁架;
- 2 斜杆型(图3.6.1b)巨型梁和巨型柱均由四片斜格式多重腹杆桁架围成的立体桁架;
- 3 框筒型(图3.6.1c)巨型柱是由密柱深梁围成的小尺度框筒;巨型梁则是采用由两榀竖向桁架和水平桁架围成的立体桁架。

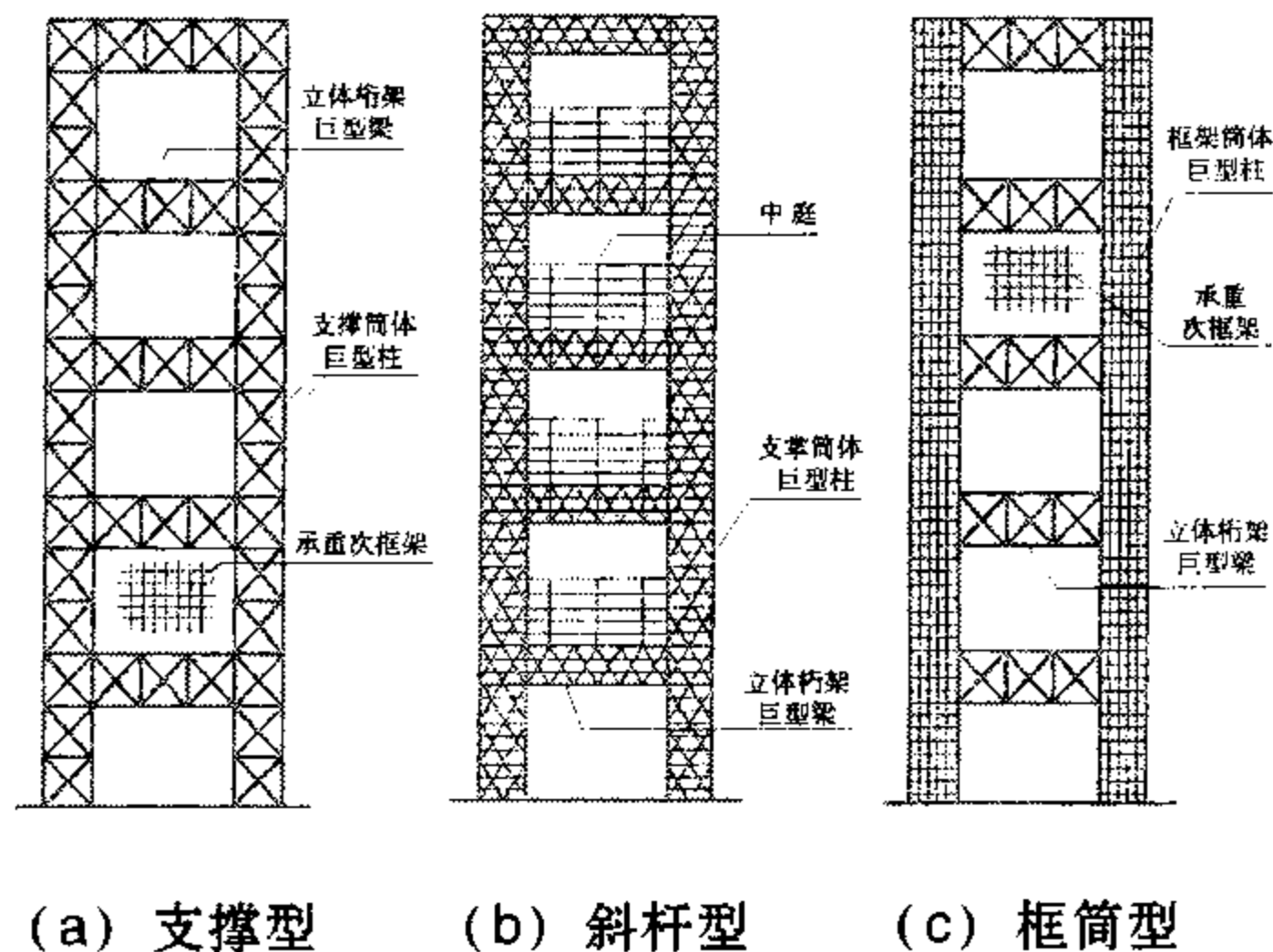


图3.6.1 巨型框架的三种形式

3.6.2 巨型框架的巨型柱,一般布置在建筑物的周边,其纵向和横向跨度根据建筑使用空间的要求而定;巨型梁一般是每隔12~15楼层设一道。

3.6.3 次框架构造同普通的框架,一般情况下,柱采用轧制H型钢,梁采用轧制工字钢。

4 钢—混凝土混合结构

4.1 一般规定

4.1.1 混合结构是指由钢、钢筋混凝土、组合构件三类构件中，任意两种或两种以上构件组成的结构。多层及高层建筑中采用混合结构的主要结构形式有：

1 混合框架结构，包括钢梁—型钢（钢管）混凝土柱混合框架结构、型钢混凝土梁—型钢（钢管）混凝土柱混合框架结构；

2 框架—剪力墙混合结构，包括钢框架—钢筋混凝土剪力墙结构和混合框架—钢筋混凝土剪力墙；

3 框架—核心筒混合结构，包括钢框架—钢筋混凝土核心筒结构和混合框架—钢筋混凝土核心筒结构；

4 筒中筒混合结构，包括钢框筒—钢筋混凝土内筒结构和混合框筒—钢筋混凝土内筒结构。

4.1.2 筒中筒结构体系中的外周的筒体形式可采用框筒、桁架支撑筒或交叉网格筒，钢筋混凝土核心筒也可采用型钢混凝土筒体，以增加其延性。混合框架和型钢混凝土核心筒中的型钢或钢管的延伸高度不应小于结构总高度的60%，为减少柱子尺寸或增加延性而在混凝土柱中设置型钢，而框架梁仍为混凝土梁时，该体系不宜视为混合结构，此外对于体系中局部构件（如框支梁柱）采用钢梁钢柱（型钢混凝土梁柱）也不应视为混合结构。

4.1.3 钢—混凝土混合结构兼有混凝土结构刚度大、材料及施工成本较低、防火性能好的特点及钢结构自重轻、构件截面尺寸小、抗震性能好、施工进度快的特点。混合结构中的型钢混凝土竖向构件中的型钢及钢管混凝土的钢管宜采用强度较高的Q345级及以上的钢材，型钢梁宜采用Q235级和Q345级钢材；型钢混凝土构件的纵向钢筋宜采用HRB335级、HRB400级和HRB500级，梁柱箍筋宜采用HRB335级和HRB400级钢筋，柱子及剪力墙的混凝土宜采用强度等级不低于C30的高性能混凝土，混凝土的强度等级也不宜大于C60（钢管混凝土除外）；如条件容许，楼面宜采用轻质混凝土，其强度等级不宜低于LC20；高层建筑钢—混凝土混合结构的内部隔墙应采用轻质隔墙。

4.1.4 在选择钢—混凝土混合结构体系时，除考虑建筑功能要求、结构体系的受力特性和经济性的因素外，还应考虑型钢混凝土梁柱节点及钢管混凝土梁柱节点的受力可靠性、施工便捷性和质量检测的可行性。

4.1.5 钢—混凝土混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表4.1.5的要求。

4.1.6 钢—混凝土混合结构高层建筑的高宽比不宜大于表4.1.6的规定。

4.1.7 钢—混凝土混合结构在风荷载及多遇地震作用下，按弹性方法计算的最大层间位移角限值不宜超过表4.1.7的规定。

表 4.1.5 钢-混凝土混合结构房屋适用的最大高度 (m)

结构类型		非抗震 设防	抗震设防烈度			
			6	7	8	9
混合框架 结构	钢梁-钢管(钢管)混凝土柱 钢管混凝土梁-钢管混凝土柱	60	55	45	35	25
	钢梁-钢筋混凝土柱	50	50	40	30	—
双重抗侧 力体系	钢框架-钢筋混凝土剪力墙	160	150	130	110	50
	型钢混凝土框架-钢筋混凝土剪力墙	180	170	150	120	50
	钢框架-钢筋混凝土核心筒	210	200	160	120	70
	型钢混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	240	220	190	150	70
	筒中筒 钢框架筒-钢筋混凝土核心筒 型钢混凝土框架筒-钢筋混凝土核心筒	280	260	210	160	80
非双重抗 侧力体系	钢框架-钢筋混凝土核心筒 型钢混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	160	120	100	—	—

- 注: 1 房屋高度指室外地面标高至主要屋面高度, 不包括突出屋面的水箱、电梯机房、构架等的高度。
 2 当房屋高度超过表中数值时, 结构设计应有可靠依据并采取进一步有效措施。
 3 内筒为型钢混凝土核心筒时, 表 4.1.5 的最大适用高度在有可靠依据时可适当增加。
 4 双重抗侧力体系和非双重抗侧力体系应符合 4.1.10 条的规定。

表 4.1.6 适用的最大高宽比

结构体系		非抗震 设防	抗震设防烈度		
			6、7	8	9
框架-筒体	钢框架-钢筋混凝土核心筒	7	7	6	4
	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	8	7	6	4
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	8	8	7	5
	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	9	8	7	5

表 4.1.7 弹性层间位移角限值

结构类型	混合框架结构		其它结构		
	钢梁	型钢混凝土梁	H ≤ 150m	150 < H < 250m	H ≥ 250m
层间位移角限值	1/400	1/500	1/800	1/800 ~ 1/500 线性插入	1/500

注: H 指房屋高度。

- 4.1.8** 在罕遇地震作用下, 按弹塑性方法计算时, 对于混合框架结构弹塑性层间位移角不应大于 1/50, 框架-剪力墙和框架-核心筒混合结构不应大于 1/100, 筒中筒混合结构不应大于 1/120。
4.1.9 高度较高的混合结构应进行风荷载下的舒适度验算, 顶点最大加速度应满足《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》第 4.1.8 条的要求。
4.1.10 多遇地震时, 高层建筑混合框架-剪力墙和框架-核心筒宜设计成双重抗侧力体系, 框架部分的最小地震层剪力应满足式 4.1.10 的要求, 式中框架部分层剪力分担率 β 的最小值应按表 4.1.10 取值; 框架部分的最小地震层剪力也不应小于按结构整体分析得到的框架部分的地震层剪力。

$$V_{fi} \geq \beta V_i \quad (4.1.10)$$

式中 V_{fi} ——第 i 楼层框架部分的地震层剪力;

V_i ——第 i 楼层总地震层剪力；

β ——框架部分的地震层剪力分担率，见表 4.1.10。

当框架部分的地震层剪力按式 4.1.10 调整时，由地震作用产生的该楼层各构件的剪力、弯矩和轴力标准值均应进行相应调整。

表 4.1.10 框架部分层剪力分担率的最小值

结构体系	抗震设防烈度	β 的最小值
双重抗侧力体系	8 度、9 度	18%
	7 度	15%
非双重抗侧力体系	7 度 (0.1g) 及以下	10%

4.1.11 非双重抗侧力体系中，剪力墙或核心筒应承担 100% 的地震剪力。

4.2 结构布置

4.2.1 钢-混凝土混合结构的平面布置应符合下列原则：

1 混合结构房屋的平面宜简单规则，宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则对称的平面，建筑的开间、进深宜统一，减少构件的规格，有利于制作和施工；

2 结构的抗侧力中心与水平合力中心宜接近，在考虑偶然偏心影响的地震作用下，楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移不应大于该楼层平均值的 1.4 倍，以扭转为主的最大周期与以平动为主的最大周期之比不应大于 0.85；

3 筒中筒结构体系中，当采用 H 形截面柱时，宜将柱截面强轴方向布置在外围框架平面内；角柱宜采用方形、十字型或圆形截面；

4 混合结构宜选用风压较小的平面形状，并应考虑邻近高层建筑对该建筑物风压的影响，在体型上宜避免在设计风速范围内出现横风向共振；

5 跨度较大的楼面梁不宜支承在核心筒连梁及剪力墙连梁上，如必须设置时，应在楼面标高墙中设置暗梁或明梁。

4.2.2 钢-混凝土混合结构的竖向布置应符合下列原则：

1 结构的刚度、质量和承载力沿高度变化宜均匀，避免出现软弱层和薄弱层；

2 混合结构沿高度可由钢筋混凝土、型钢混凝土、钢管混凝土和钢结构等不同材料组成，不同材料的框架柱连接处，应设置过渡层；

3 对于刚度突变的楼层，如：转换层、加强层、空旷的顶层、顶部突出部分、型钢混凝土与钢筋混凝土结构的交接层及邻近楼层应采取可靠的过渡加强措施；

4 钢框架部分采用支撑时，支撑宜连续布置，且在相互垂直的两个方向均宜布置，并互相交接；框架支撑在地下室部分宜延伸至基础或采用型钢混凝土结构进行过渡，且延伸至基础；

4.2.3 钢筋混凝土筒体的布置应符合下列原则：

1 高层建筑框架-核心筒混合结构中，核心筒高宽比不宜大于 15；

2 筒体应具有良好的整体性，宜居中布置；周边墙体宜厚一些，而核心筒内部的墙体尽可能采用较薄的墙体，一般情况下，中部墙体不宜大于 300，建筑高度较高时，在重力荷载作用下核心筒墙肢的轴压比应控制在 0.5 以下；

3 宜保证筒体角部的完整性，筒体角部附近宜避免开洞，当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不宜小于 500 和开洞墙截面厚度；

4 8、9 度抗震时，应在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角设置型钢柱；7 度抗震时，宜在上述部位设置型钢柱；

5 外伸臂桁架的根部在核心筒墙体中宜设置构造型钢柱, 钢柱宜至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上下各一层;

6 当核心筒墙体承受的弯矩、剪力和轴力均较大时, 核心筒墙体可采用型钢混凝土剪力墙或钢板混凝土剪力墙; 以提高剪力墙承载力, 减小剪力墙截面, 并改善延性;

7 对部分受力较大的连梁其抗剪截面不足时, 可采用在连梁中埋设型钢或钢板等措施提高连梁的承载力和保证延性。

4.2.4 筒中筒结构体系中的外筒为带斜撑的支撑筒时, 其结构布置宜符合下列原则:

- 1 支撑平面内, 斜撑与水平构件的合适角度为 $40^{\circ} \sim 50^{\circ}$;
- 2 平面的角部宜设置刚度较大的角柱;
- 3 可结合设备层布置周边带状桁架, 形成支撑筒的水平构件;
- 4 应加强斜撑杆件与楼板的连接, 保证斜撑杆件的出平面外稳定。

4.2.5 筒中筒结构体系中的外筒为斜交叉网格筒时, 其结构布置宜符合下列原则:

- 1 支撑平面内, 斜撑与水平构件的合适角度为 $60^{\circ} \sim 70^{\circ}$;
- 2 平面形状宜采用圆形或接近圆形的凸多边形, 多边形平面的角部宜采用圆弧过渡;
- 3 每隔一定楼层在交叉网格节点处应设置封闭的水平杆件, 并与网格节点采用刚性连接;
- 4 交叉斜杆宜采用延性较好的钢结构或钢管混凝土; 水平杆件宜采用钢结构;
- 5 应加强交叉斜杆与楼板的连接, 保证斜杆的出平面外稳定。

4.2.6 钢-混凝土混合结构体系的高层建筑, 应由混凝土核心筒承受主要的水平力, 并应采取有效措施, 保证混凝土核心筒的延性。增加核心筒延性的措施包括:

- 1 底部加强部位四角设置型钢柱或带芯柱的边缘约束构件;
- 2 通过增加墙厚控制筒体剪力墙的剪应力水平, 对建筑高度超过表 4.1.5 的建筑, 一般宜控制剪力墙在中震下的截面的平均剪应力不超过混凝土抗拉强度标准值的 0.4 倍; 但一般剪力墙厚度不宜大于 1400mm;
- 3 采用型钢混凝土核心筒; 在墙体端部暗柱中配置型钢; 楼层标高处配置型钢混凝土或钢筋混凝土暗梁;
- 4 采用两端型钢暗柱、中部钢板的钢-混凝土组合剪力墙;
- 5 采用带暗支撑的钢筋混凝土核心筒;
- 6 跨高比不大于 2 的连梁采用交叉暗撑或配置对角斜筋;
- 7 跨高比不大于 2 的连梁采用钢板梁或型钢钢筋混凝土连梁;
- 8 在跨高比不大于 2 的连梁中设置水平缝, 形成双连梁。

4.2.7 钢-混凝土混合结构中, 外围框架平面内(外围筒体平面内)的梁柱应采用刚性连接; 楼面梁与外围框架柱(筒体柱)的连接可采用刚接或铰接, 钢楼面梁与钢筋混凝土筒体宜采用铰接, 与型钢混凝土核心筒中钢结构骨架的连接可以依具体情况采用刚接或铰接; 伸臂桁架层楼面梁与混凝土筒体及外围框架柱(筒体柱)的连接宜采用刚接。

4.2.8 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性, 确保整个抗侧力结构在任意方向水平荷载作用下能协调工作并符合下列原则:

1 钢框架-钢筋混凝土核心筒或钢筒体-钢筋混凝土核心筒结构的楼盖宜优先采用压型钢板-混凝土组合楼盖, 型钢混凝土框架-钢筋混凝土核心筒或型钢混凝土筒体-钢筋混凝土核心筒可采用现浇混凝土楼盖, 楼板与钢梁应有可靠连接;

2 设备机房层、避难层及外伸臂桁架上下弦杆所在楼层的楼板宜采用钢筋混凝土楼板并进行加强, 楼板厚度一般不宜小于 180mm;

3 对于建筑物楼面有较大开口或为转换楼层时, 应采用现浇楼板。对楼板大开口部位宜设置刚性水平支撑(也可设置楼面钢板)或采用考虑楼板变形的程序进行计算, 并采取加强措施。

4.2.9 高度较高的框架-核心筒结构可采用外伸臂桁架加强层以进一步减少结构的侧移，为增强外伸臂桁架的抗侧力效果，周边最好配合布置带状桁架，并可减少周边柱子的竖向变形差异，筒中筒结构也可仅布置周边带状桁架，外伸臂桁架和周边带状桁架的布置宜符合下列要求：

- 1 外伸臂桁架和周边带状桁架宜采用钢桁架；
- 2 外伸臂桁架高度一般取 2~3 个标准层高，周边带状桁架可取设备层层高；
- 3 外伸臂桁架沿竖向宜均匀布置，其刚度不宜过大，结构设计时应根据设备层的布置情况优化外伸臂桁架和周边带状桁架的数量，以避免加强层范围产生过大的刚度和内力突变；
- 4 外伸臂桁架应与抗侧力墙体刚接且宜伸入并贯通抗侧力墙体，并在与外伸臂桁架连接部位的混凝土墙体内设置竖向型钢，外伸臂桁架与外围框架柱的连接宜采用铰接或半刚接，周边带状桁架与外框架柱的连接宜采用刚性连接；
- 5 当布置有外伸臂桁架加强层时，应采取有效措施，减少由于外柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的桁架杆件内力的变化；在施工期间，可采取斜杆上设长圆孔、斜杆后装等应力释放措施使外伸臂桁架的杆件能适应外围构件与内筒在施工期间的竖向变形差异；
- 6 抗震设计时，应提高加强层及加强层上、下相邻层的竖向构件的抗震能力，加强层及加强层上、下相邻层的构件的抗震等级应较一般楼层提高一级；
- 7 在高烈度设防区，当在较高或特别不规则的高层建筑中设置加强层时，可采用其构件和相邻构件在中震下弹性或中震不屈服等性能设计措施，保证在中震或大震下的安全。

4.2.10 无地下室的钢-混凝土混合结构，钢柱的柱脚应采用埋入式柱脚，型钢混凝土柱的柱脚宜采用埋入式柱脚。柱脚埋入深度不宜小于型钢柱截面高度的 3 倍。

4.3 结构设计

4.3.1 混合结构的混凝土强度等级不应低于 C30，型钢宜采用 Q345 级及 Q235 级钢材。在抗震设防要求时，型钢的含钢率不宜大于 15%，特一级不宜小于 6%，一、二、三级不宜小于 4%，四级不宜小于 2%。

4.3.2 完全包覆于混凝土中的型钢板件的宽厚比宜满足表 4.3.2 的要求。

表 4.3.2 型钢板件宽厚比

钢号	梁		柱		矩形钢管柱	圆钢管柱
	b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	h_w/t_w	D/t_w
Q235	<23	<107	<23	<96	<72	<150
Q345	<19	<91	<19	<81	<61	<109

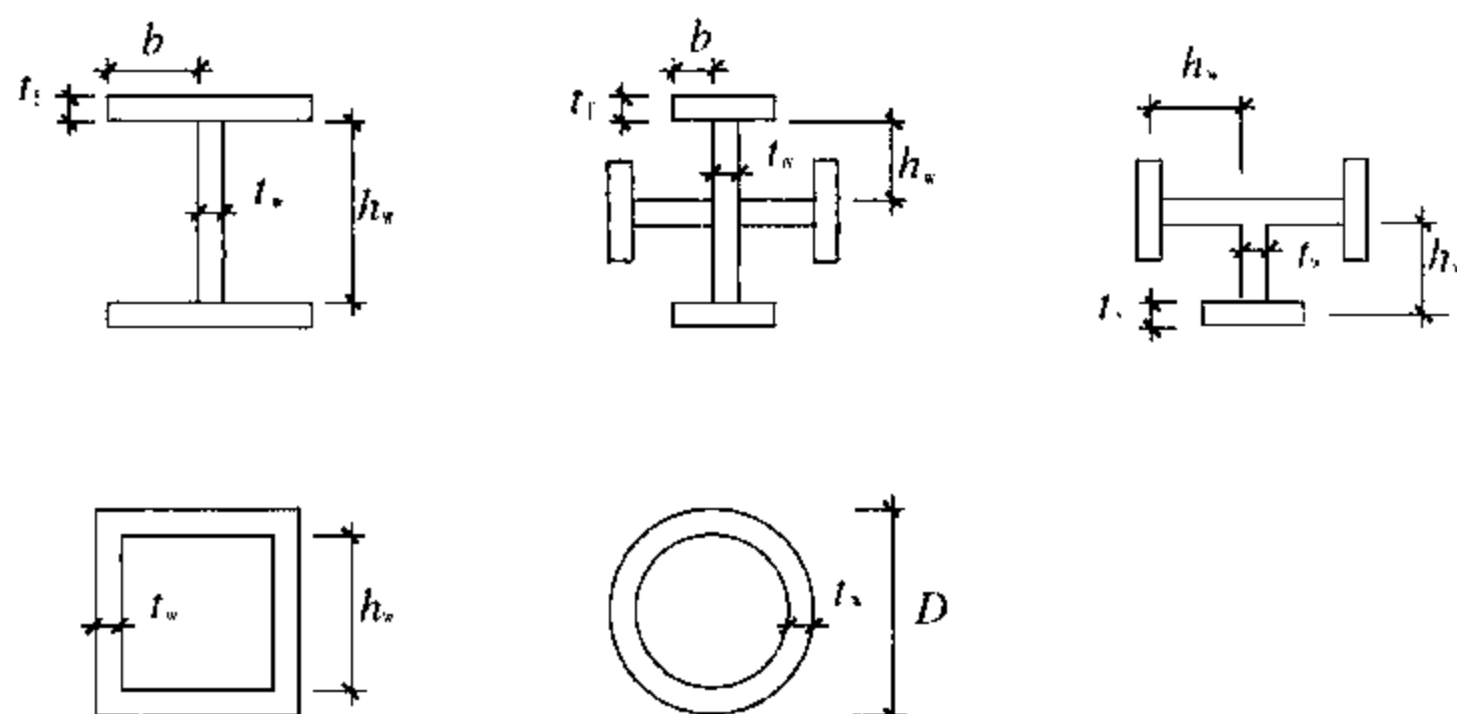


图 4.3.2 型钢板件宽厚比

4.3.3 高层建筑混合结构中钢筋混凝土和型钢混凝土构件的抗震等级应根据烈度、结构类型和房屋高度确定，并应符合相应的计算和构造要求，丙类建筑的抗震等级按表 4.3.3 确定。

表 4.3.3 高层建筑混合结构的抗震等级

结构类型		烈度										
		6			7			8			9	
混合框架结构	高度(m)	≤30	>30		≤30	>30	≤30	>30	≤25			
	框架	四	三		三	二	二	—				
双重抗侧力体系	钢框架— 钢筋(型钢)混凝土剪力墙	高度(m)	≤50	50~130	>130	≤50	50~120	>120	≤50	50~100	>100	≤50
		剪力墙	四	三	二	三	二	—	二	—	特一	—
	钢框架— 钢筋(型钢)混凝土核心筒	高度(m)	≤150		>150	≤130		>130	≤100		>100	≤70
		核心筒	二		—	二		—	—		特一	—
	混合框架— 钢筋(型钢)混凝土剪力墙	高度(m)	≤60	60~130	>130	≤60	60~120	>120	≤60	60~100	>100	≤60
		型钢混凝土框架	四	三	二	三	二	—	二	—	特一	—
		剪力墙	四	三	二	三	二	—	二	—	特一	—
	混合框架— 钢筋(型钢)混凝土核心筒	高度(m)	≤150		>150	≤130		>130	≤100		>100	≤80
		型钢混凝土框架	三		二	二		—	—		特一	—
		核心筒	二		—	二		—	—		特一	—
	筒中筒	高度(m)	≤180		>180	≤150		>150	≤120		>120	≤90
		型钢混凝土外框筒	三		二	二		—	—		特一	—
核心筒		三		二	二		—	—		特一	—	
非双重抗侧力体系	高度(m)	≤80		>80								
	型钢混凝土框架	三		二	二		—					
	核心筒	—			—							

4.3.4 当考虑地震作用组合时，钢—混凝土混合结构中型钢混凝土柱的轴压比 μ_N 不宜大于表 4.3.4 的限值，轴压比可按式 4.3.4 计算

$$\mu_N = N / (f_c A + f_a A_a) \quad (4.3.4)$$

式中 μ_N ——型钢混凝土柱的轴压比；
 N ——考虑地震组合的柱轴向力设计值；

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；
 f_a ——型钢的抗压强度设计值；
 A_a ——型钢的截面面积。

表 4.3.4 轴压比的限值

抗震等级	特级	一	二	三
框架结构	0.60	0.65	0.75	0.85
框架——剪力墙结构 框架——筒体结构 筒中筒结构	0.65	0.70	0.80	0.90

- 注：1 框支层柱的轴压比应比表中数值减少 0.10 采用；
 2 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比应比表中数值减少 0.05 采用；
 3 当采用 C60 以上混凝土时，轴压比宜减少 0.05；
 4 钢管混凝土柱可不受本表的轴压比限制。

5 砌体结构

5.1 一般规定

5.1.1 砌体结构可采用黏土类实心砖和多孔砖、非黏土类(煤矸石、页岩、粉煤灰类)实心砖和多孔砖、蒸压类砖(蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖)以及混凝土小型空心砌块。多孔砖分 KP1 型砖和 M 型砖,规格分别为 $240\text{mm} \times 115\text{mm} \times 90\text{mm}$ 和 $190\text{mm} \times 190\text{mm} \times 90\text{mm}$ 。混凝土小型空心砌块的主规格为 $390\text{mm} \times 190\text{mm} \times 190\text{mm}$ 和与之相配套的辅助砌块。

注:为保护土地资源,在我国部分地区粘土砖已被限用,设计中宜采用新型砌体材料。

5.1.2 砌体块材的强度等级,砖不应小于 MU10;砌块不应小于 MU7.5;砖砌体可采用普通水泥砂浆或混合砂浆;混凝土砌块应采用专用砂浆,其强度应与砌块匹配,采用 Mb5.0 以上的砂浆。

注:对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋,墙、柱所用的材料的最低强度等级应至少提高一级。

5.1.3 砌体房屋根据刚性横墙的布置间距,可分为刚性、弹性和刚弹性三种构造方案,有条件时,设计宜优先采用刚性构造方案。

5.1.4 采用刚性或刚弹性构造方案时,房屋的横墙应符合下列要求:

- 1 横墙中开有洞口时,洞口的水平截面面积不应超过横墙截面面积的 50%;
- 2 横墙的最小厚度不宜小于 180mm;
- 3 单层房屋的横墙长度不宜小于其高度,多层房屋的横墙长度不宜小于 $H/2$ (H 为横墙总高度)。

注:1 当横墙不能同时满足上述要求时,应对横墙的刚度进行验算;若其最大水平位移值 $u_{\max} \leq H/4000$ 时,仍可视作刚性或刚弹性方案房屋的横墙。

2 凡符合注 1 刚度要求的一般横墙或其他结构构件,也可视作刚性或刚弹性方案房屋的横墙。

5.2 砌体结构的非抗震设计

5.2.1 砌体房屋的结构布置宜合理并应符合下列要求:

1 受力明确,传力直接,在满足建筑功能要求的同时,应具有足够的承载力、较好的整体刚度和稳定性。

2 墙体的平面布置宜均匀对称,避免有过多的凹进与凸出;应避免采用只设置两道纵墙的结构方案;

3 多层砌体房屋各层的结构布置宜均匀一致,墙体在竖向宜连续,门窗洞口宜贯通对齐;

4 为防止或减少房屋在正常使用条件下,由温差和砌体干缩引起的墙体竖向裂缝,砌体结构应在墙体中设置温度伸缩缝。伸缩缝应设在因温度和收缩变形可能引起应力集中、砌体产生裂缝可能性最大的部位。伸缩缝间距可按表 5.2.1 采用。

表 5.2.1 砌体房屋伸缩缝的最大间距 (m)

屋盖或楼盖类别		间距
整体式或装配整体式 钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖、楼盖	50
	无保温层或隔热层的屋盖	40
装配式无檩体系 钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖、楼盖	60
	无保温层或隔热层的屋盖	50
装配式有檩体系 钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖	75
	无保温层或隔热层的屋盖	60
瓦材屋盖、木屋盖或楼盖、轻钢屋盖		100

- 注：1 对烧结普通砖、多孔砖、配筋砌块砌体房屋取表中数值；对蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖和混凝土砌块房屋取表中数值乘以 0.8 系数。当有实践经验并采取有效措施时，可不遵守本表规定；
- 2 层高大于 5m 的烧结普通砖、多孔砖、配筋砌块砌体结构单层房屋，其伸缩缝间距可按表中数值乘以 1.3；
- 3 在钢筋混凝土屋面上挂瓦的屋盖应按钢筋混凝土屋盖采用；
- 4 对温差较大且变化频繁地区和严寒地区不采暖的房屋，表中数值应适当减小。

5.2.2 为防止地基不均匀沉降或结构各部分之间高度、荷载差异过大引起墙体开裂或损坏，应在差异部位设置沉降缝，沉降缝和温度伸缩缝宜合并设置，并应保证缝隙的伸缩作用。

5.2.3 为防止在砌体房屋顶层、底层以及一些裂缝敏感部位墙体开裂，结构设计应按《砌体结构设计规范》第 6.3 节的规定采取必要的防止裂缝或加强构造的措施。在寒冷地区，当外墙采用夹心墙作法时，应在夹心墙构造中设置控制缝，防止内、外叶墙之间因温差引起的裂缝，控制缝宽不宜大于 14mm，间距不宜超过 9m，且可做成隐蔽式。

5.2.4 为增强房屋的整体刚度，防止由于地基的不均匀沉降或较大振动荷载等对房屋引起的不利影响，结构设计应按《砌体结构设计规范》第 7.1 节的有关规定，在墙中设置现浇钢筋混凝土圈梁。有错层的多层砌体房屋，也应在错层处设置圈梁。

5.2.5 为增强砌体结构房屋的整体性，宜根据房屋层数、高度和布置等具体情况在墙体中设置构造柱。对于采用混凝土小砌块的房屋，应在墙体中的下列部位设置芯柱：

- 1 在外墙转角、楼梯间四角的纵横交接处的三个砌块孔洞，设置素混凝土芯柱。
- 2 五层和五层以上的房屋应在上述部位设置钢筋混凝土芯柱。
- 3 受力较大的小墙肢、外伸墙的墙端、阳台外挑梁的支承处等部位宜设置钢筋混凝土芯柱。

5.3 多层砌体结构的抗震设计

5.3.1 多层房屋的层数和高度应符合下列要求：

- 1 多层砌体房屋的层数和总高度不应超过表 5.3.1 的规定。
- 2 对医院、教学楼等横墙较少的多层砌体房屋，总高度应比表 5.3.1 的规定降低 3m，层数相应减少一层；各层横墙很少的多层砌体房屋，还应再减少一层（注：横墙较少是指同一楼层内开间大于 4.2m 的房间占该层总面积 40% ~ 80%；横墙很少是指同一楼层内开间大于 4.2m 的房间占该层总面积 80% 以上）。

表 5.3.1 砌体房屋的层数和总高度限值 (m)

房屋类别		最小墙厚 (mm)	抗震设防烈度及设计基本地震加速度											
			6		7				8				9	
			0.05g		0.10g		0.15g		0.20g		0.30g		0.40g	
			高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数
多层 砌体	普通砖	240	21	7	21	7	21	7	18	6	15	5	12	4
	多孔砖	240	21	7	21	7	18	6	18	6	15	5	9	3
	多孔砖	190	21	7	18	6	15	5	15	5	12	4	—	—
	小砌块	190	21	7	21	7	18	6	18	6	15	5	9	3
底部框架-抗震墙砌体房屋	普通砖	240	22	7	22	7	19	6	19	6	13	4	—	—
	多孔砖		22	7	19	6	16	5	16	5	10	3	—	—
	小砌块	190	22	7	22	7	19	6	19	6	13	4	—	—

- 注：1 房屋的总高度自室外地面到主要屋面板板顶或檐口的高度，半地下室从地下室室内地面算起，全地下室和嵌固条件好的半地下室允许从室外地面算起；对带阁楼的坡屋面应算到山尖墙的 1/2 高度处；
- 2 室内外高差大于 0.6m 时，房屋总高度应允许比表中值适当增加，但不应多于 1m；
- 3 乙类设防的多层砌体房屋按本地区的设防烈度查表时，其层数应减少一层且总高度应降低 3m，不应采用底部框架-抗震墙砌体房屋；
- 4 表中小砌块砌体房屋不包括配筋混凝土小型空心砌块砌体房屋。

3 6、7 度且丙类设防的横墙较少的多层砌体房屋，当按规定采取加强措施并满足抗震承载力要求时，其高度和层数应允许仍按表 5.3.1 的规定采用。

4 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的房屋，当砌体的抗剪强度仅达到普通粘土砖砌体的 70% 时，房屋的层数应比普通砖房屋减少一层，高度应减少 3m。

5.3.2 普通砖、多孔砖和小砌块砌体承重房屋的层高不应超过 3.6m；底部框架-抗震墙房屋的底部，层高不应超过 4.5m。

注：当使用功能确有需要时，采用约束砌体等加强措施普通砖墙体的层高不应超过 3.9m。

5.3.3 有抗震设防要求的多层砌体房屋，房屋的总高度和总宽度之比的最大值宜符合表 5.3.3 的要求。

表 5.3.3 多层砌体房屋最大高宽比

抗震设防烈度	6	7	8	9
最大高宽比	2.5	2.5	2.0	1.5

- 注：1 单面走廊房屋的总宽度不包括走廊宽度。
- 2 建筑平面接近正方形时，其高宽比宜适当减小。

5.3.4 有抗震设防的多层砌体房屋，其建筑布置除应满足本章第 5.2 节的规定外，尚应符合下列要求：

- 1 应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。不应采用砌体墙和混凝土墙混合承重的结构体系；不应采用楼梯间为钢筋混凝土筒的砌体结构；
- 2 纵横墙的布置宜均匀对称，沿平面内宜对齐，沿竖向应上下连续；纵横向墙体的数量不宜相差过大。
- 3 同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀；洞口面积，6、7 度时不宜大于墙面面积的 55%，8、9 度时不宜大于 50%；
- 4 当平面轮廓凹凸尺寸超过典型尺寸 25% 时，转角处应采取加强措施；
- 5 楼板局部大洞口的尺寸不宜超过楼板宽度的 30%，且不应在墙体两侧同时开洞；
- 6 横向中部应设置内纵墙，其累计长度不宜少于房屋总长度的 60%（高宽比大于 4 的墙段不计入）。

- 7 在同一结构单元内, 宜避免出现错层、夹层等情况;
- 8 楼梯间不宜设置在房屋尽端及转角处;
- 9 不应在房屋转角处设置转角窗;
- 10 教学楼、医院等横墙较少、跨度较大的房屋, 宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖;
- 11 有条件时宜设置地下室, 但不宜采用局部地下室;
- 12 不宜采用底层为开敞大房间的布置方案, 当必须采用时, 应采用底部框架-抗震墙结构;
- 13 烟道、风道、垃圾道等不应削弱墙体, 若被削弱, 应对墙体采取加强措施; 不应采用无竖向配筋及无基础的附墙烟囱和屋面烟囱。
- 14 不应采用无锚固的钢筋混凝土预制挑檐。8、9 度时不应采用预制阳台。

5.3.5 房屋有下列情况之一时应设置防震缝, 缝两侧均应设置墙体, 缝宽应根据设防烈度和房屋高度确定, 一般可采用 70~100mm:

- 1 房屋立面高差超过 6m 或层数相差 2 层以上;
- 2 房屋有错层, 且楼板高差大于层高的 1/4;
- 3 同一房屋内, 采用不同结构类型, 其刚度、质量截然不同或材料差异很大的各部分;

5.3.6 多层砌体房屋抗震横墙的间距不应超过表 5.3.6 的限值

表 5.3.6 房屋抗震横墙的间距限值 (m)

房屋类别		抗震设防烈度			
		6	7	8	9
多层砌体房屋 楼、屋盖形式	现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖	15	15	11	7
	装配式钢筋混凝土楼、屋盖	11	11	9	4
	木屋盖	9	9	4	—
底部框架-抗震墙砌体房屋	上部各层	同多层砌体房屋			—
	底层或底部两层	18	15	11	—

注: 1 多层砌体房屋顶层 (除木屋盖外) 横墙的间距应允许适当放宽, 但应采取相应的加强措施;

2 多孔砖抗震横墙厚度为 190mm 时, 最大横墙间距应比表中数值减少 3m。

5.3.7 有抗震设防要求的多层砖砌体房屋设置构造柱的原则, 凡墙体的两端均应设置构造柱; 在墙体的交接处, 包括内外墙的交接处, 内墙与外墙、外墙与外墙交接处, 特别是一些地震作用不利的墙段, 如楼梯间墙、大房间墙、错层墙的墙端, 均应设置构造柱。

1 构造柱设置部位, 一般情况下应符合表 5.3.7 的要求。

表 5.3.7 多层砖砌体房屋有抗震设防要求时构造柱的设置部位

房屋层数				设置部位
6 度	7 度	8 度	9 度	
四、五	三、四	二、三	无	楼、电梯间四角。楼梯上下端对应的墙体处; 外墙四角和对应转角; 错层部位横墙与外纵墙交接处; 大房间内外墙交接处; 较大洞口 ($\geq 2.1\text{m}$) 两侧
六	五	四	二	
七	$\geq 六$	$\geq 五$	$\geq 三$	
				隔 12m 或单元横墙与外纵墙交接处; 楼梯间对应的另一侧内横墙与外纵墙交接处 隔开间横墙 (轴线) 与外墙交接处; 山墙与内纵墙交接处 内墙 (轴线) 与外墙交接处; 内墙的局部较小墙垛处; 内纵墙与横墙 (轴线) 交接处

注: 房屋高度和层数接近本节表 5.3.1 的限值时, 纵横墙内的构造柱间距应符合下列要求:

- 1 横墙内的构造柱间距不宜大于层高的二倍; 下部 1/3 楼层的构造柱间距适当减小;
- 2 当外纵墙开间大于 3.9m 时, 应另设加强措施。内纵墙的构造柱间距不宜大于 4.2m。

2 外廊式和单面走廊式的多层房屋, 应根据房屋增加一层后的层数, 按表 5.3.7 的要求设置构造

柱,且单面走廊两侧的纵墙均应按外墙处理。

3 横墙较少的房屋,应根据房屋增加一层后的层数,按表 5.3.7 的要求设置构造柱;当等横墙较少的房屋为外廊式或单面走廊式时,应按 2 款要求设置构造柱,但 6 度不超过四层、7 度不超过三层和 8 度不超过二层时,应按增加二层后的层数对待。

4 各层横墙很少的房屋,应按增加二层的层数设置构造柱。

5 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的房屋,当砌体抗剪强度仅达到普通粘土砖砌体的 70% 时,应按加一层的层数按 1~4 款要求设置构造柱。

5.3.8 多层砖砌体房屋的现浇钢筋混凝土圈梁设置应符合下列要求:

1 装配式钢筋混凝土楼、屋盖或木屋盖的砖房,横墙承重时应按表 5.3.8 的要求设置圈梁;纵墙承重时每层均应设置圈梁,且抗震横墙上的圈梁间距应比表中要求适当加密;

2 现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖与墙体有可靠连接的房屋,应允许不另设圈梁,但楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

表 5.3.8 多层砖砌体房屋现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙类	抗震设防烈度		
	6、7	8	9
外墙和内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	同上;屋盖处间距不应大于 4.5m;楼盖处间距不应大于 7.2m;构造柱对应部位	同上;各层所有横墙	同上;各层所有横墙

注:圈梁设置的间距应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求。

5.3.9 横墙较少的多层砖砌体住宅楼,当其总高度和层数接近或达到表 5.3.1 规定限值时,应按《建筑抗震设计规范》第 7.3.14 条的要求采取加强措施。

5.3.10 多层小砌块房屋应按表 5.3.10 的要求设置钢筋混凝土芯柱,对外廊式和单面走廊式的多层房屋、横墙较少的房屋、各层横墙很少的房屋,尚应分别按 5.3.7 条第 2.3.4 款关于增加层数的对应要求,按表 5.3.10 的设置芯柱。

5.3.11 为提高墙体抗震受剪承载力而设置的芯柱,宜在墙中均匀布置,最大净距不宜大于 2.0m。

5.3.12 小砌块房屋应按表 5.3.12 的要求设置现浇钢筋混凝土圈梁。

表 5.3.10 小砌块砌体房屋芯柱的设置要求

房屋层数				设置部位	设置数量
6 度	7 度	8 度	9 度		
四、五	三、四	二、三	/	外墙转角,楼、电梯间四角;楼梯段上下端对应的墙体处;错层部位横墙与外纵墙交接处;大房间内外墙交接处;隔 12m 或单元横墙与外纵墙交接处	外墙转角处灌实 3 个孔;内外墙交接处灌实 4 个孔;楼梯段上下端对应的墙体处灌实 2 个孔
六	五	四		同上;隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处	
七	六	五	二	同上;各内墙(轴线)与外纵墙交接处;内纵墙与横墙(轴线)交接处和洞口两侧	外墙转角处灌实 5 个孔;内外墙交接处灌实 4 个孔;内墙交接处灌实 4~5 个孔;洞口两侧各灌实 1 个孔
/	七	六	三	同上;横墙内芯柱间距不宜大于 2m	外墙转角处灌实 7 个孔;内外墙交接处灌实 5 个孔;内墙交接处灌实 4~5 个孔;洞口两侧各灌实 1 个孔

注:外墙转角、内外墙交接处、楼、电梯间四角等部位,应允许采用钢筋混凝土构造柱替代部分芯柱。

表 5.3.12 小砌块砌体房屋现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙类	抗震设防烈度	
	6、7	8、9
外墙和内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	同上；屋盖处沿所有横墙；楼盖处间距不应大于7m；构造柱对应部位	同上；各层所有横墙

5.4 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的抗震设计

5.4.1 底部框架 - 抗震墙砌体结构房屋的层数和总高度不应超过表 5.3.1 的规定，其平面布置宜规则、对称，避免有转角和凹凸形状。不规则的平面宜采用防震缝分为规则的独立单元。

5.4.2 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的结构布置应符合下列要求：

1 上部的砌体墙体与底部的框架梁或抗震墙，除楼梯间等处的个别墙段外均应对齐；

2 房屋的底部，应沿纵横两方向设置一定数量的抗震墙，并应均匀对称布置。6 度且总层数不超过五层的底层框架 - 抗震墙房屋，应允许采用嵌砌于框架之间的约束普通砖砌体或小砌块砌体的砌体抗震墙，但应计入砌体墙对框架的附加轴力和附加剪力进行底部抗震验算，且不应同时采用钢筋混凝土抗震墙和约束砌体抗震墙；其余情况，8 度时应采用钢筋混凝土抗震墙，6、7 度时应采用钢筋混凝土抗震墙或配筋小砌块砌体抗震墙；

3 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的纵横两个方向，第二层计入构造柱影响的侧向刚度与底层侧向刚度的比值，6、7 度不应大于 2.5，8 度不应大于 2.0，且均不应小于 1.0；

4 底部两层框架 - 抗震墙砌体房屋纵横两个方向，底层与底部第二层侧向刚度应接近，第三层计入构造柱影响的侧向刚度与底部第二层侧向刚度的比值，6、7 度不应大于 2.0，8 度不应大于 1.5，且均不应小于 1.0；

5 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的抗震墙应设置条形基础、筏式基础或桩基。

5.4.3 底部框架 - 抗震墙砌体房屋结构的底部抗震墙宜采用钢筋混凝土墙，墙体周边应设置梁（或暗梁）和边框柱（或框架柱）组成的边框；边框梁的截面宽度不宜小于墙板厚度的 1.5 倍，截面高度不宜小于墙板厚度的 2.5 倍；边框柱的截面高度不宜小于墙板厚度的 2 倍。墙板厚度不宜小于 160mm，且不应小于墙板净高的 1/20；墙体宜开设洞口形成若干墙段，各墙段的高宽比不宜小于 2。墙体的边缘构件，可按多层混凝土结构的一般部位的规定设置。

5.4.4 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的底部采用约束砖砌体时，砖墙厚不应小于 240mm。墙长大于 4m 时和洞口两侧，应在墙内增设钢筋混凝土构造柱。

5.4.5 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的底部采用约束小砌块砌体时，墙厚不应小于 190mm。门、洞口两侧应设置芯柱，墙长大于 4m 时，应在墙内增设芯柱，其余位置，宜采用钢筋混凝土构造柱代替芯柱。

5.4.6 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的过渡层底板应采用现浇钢筋混凝土板，板厚不应小于 120mm；并应少开洞、开小洞，当洞口尺寸大于 800mm 时，洞口周边应设置边梁。

5.4.7 过渡层应在底部框架柱、混凝土墙或约束砌体的构造柱所对应处设置构造柱或芯柱；墙体内的构造柱间距不宜大于层高；芯柱除按表 5.3.10 设置外，最大间距不宜大于 1m。过渡层的砌体墙体应落在框架梁或底部抗震墙上，对部分无法落在此类构件上的墙体，应在其下设置钢筋混凝土托墙梁，托墙梁的截面宽度不应小于 300mm，高度不应小于跨度的 1/10。

5.4.8 底部框架 - 抗震墙砌体房屋的上部应设置构造柱，并应符合下列要求：

1 构造柱的布置应根据房屋的总层数按本章表 5.3.7 的规定设置。过渡层尚应在底部框架柱对应位置处设置构造柱；

2 构造柱应与每层圈梁连接，或与现浇楼板可靠拉结。

6 门式刚架轻型房屋钢结构

6.1 一般规定

- 6.1.1** 门式刚架轻型房屋钢结构, 必须具有足够的强度、刚度和稳定性, 能抵抗来自屋面、墙面、吊车设备、地震作用等各种竖向及水平荷载的作用。门式刚架体系是由门式刚架、屋盖体系、支撑体系等组成系。
- 6.1.2** 门式刚架轻型房屋钢结构适用于主要承重结构为单跨或多跨实腹式门式刚架、具有轻型屋盖和外墙、无桥式吊车或起重量不大于 20t、工作等级为 A1 ~ A5 (即轻、中级工作制等级) 的桥式或梁式起重机或 3t 悬挂吊车的单层工业厂房和公共建筑。它不适用于强侵蚀性介质作用的房屋。
- 6.1.3** 门式刚架分为单跨、双跨、多跨以及带毗屋的刚架。其房屋宜采用双坡或单坡屋盖。以利于排水。对于多跨刚架房屋必要时可采用由多个双坡组成的多脊多坡屋盖。单脊双坡多跨刚架的中间柱与斜梁的连接可采用铰接。
- 6.1.4** 门式刚架的跨度, 宜采用 9 ~ 36m。其跨度应取横向刚架柱轴线间的距离, 公共建筑的柱轴线可取通过柱下端 (较小端) 中心的竖向轴线; 工业建筑边柱的定位轴线宜取柱外皮。当柱宽度不等时, 其外侧应对齐。
- 6.1.5** 门式刚架的平均高度, 宜采用 4.5 ~ 9.0m; 当有桥式吊车时不宜大于 12m。门式刚架的高度应取地坪至柱轴线与斜梁轴线交点的高度。高度应根据使用要求的室内净高确定; 有吊车大厂房尚应根据轨顶标高和吊车净空要求确定。
- 6.1.6** 门式刚架的柱距宜采用 6 ~ 9m, 最大不宜超过 12m; 跨度不大于 18m 时, 宜为 6.0m, 跨度大于 18m 时, 宜为 7.5m; 跨度较小时, 也可采用 4.5m。
- 6.1.7** 挑檐长度可根据使用要求确定, 宜采用 0.5 ~ 1.2m。其上翼缘坡度宜与斜梁坡度相同。
- 6.1.8** 门式刚架轻型房屋的屋面坡度, 宜取 1/8 ~ 1/20, 多雨地区可取其中较大值。设计中应计入外荷载作用下斜梁产生的挠度的影响, 挠度对斜梁坡度的减少量不宜大于坡度的 1/3。
- 6.1.9** 根据跨度、高度和荷载不同, 门式刚架的柱可采用变截面或等截面实腹式焊接工字形截面或轧制 H 型截面。设有桥式或梁式吊车时, 柱宜采用等截面构件。变截面柱通常通过改变腹板的高度, 做成渐变截面楔形构件, 其最大截面高度宜取最小截面高度的 2 ~ 3 倍, 最小高度不宜小于 200mm。
- 6.1.10** 门式刚架横梁的截面高度, 当为实腹式时, 可取跨度的 1/30 ~ 1/40; 当为格构式时, 可取跨度的 1/15 ~ 1/25。其横梁可采用等高截面 (跨度较小时) 或变高截面形式, 必要时, 宜在节点处或弯矩较大处加腋。
- 6.1.11** 在门式刚架斜梁和钢柱的翼缘板或腹板中, 相邻板厚度级差变化一般以 2mm 至 4mm 为宜。
- 6.1.12** 工字形截面构件腹板的受剪板幅, 当腹板的高度变化不超过 60mm/m 时, 可考虑屈曲后强度; 当利用腹板屈曲后抗剪强度时, 横向加劲肋的间距宜取腹板计算高度 h_w 的 1.0 ~ 2.0 倍。
- 6.1.13** 横梁腹板应在与中间柱连接处、较大集中荷载作用处和翼缘转折处设置横向加劲肋。
- 6.1.14** 门式刚架轻型房屋钢结构的温度区段长度 (伸缩缝间距) 以及缝的构造, 应符合下列规定 (不超过下列规定时, 可不考虑温度应力和温度变形的影响):
- 1 纵向温度区段 (垂直刚架跨度方向) 不宜大于 220m;
 - 2 对柱底铰接的横向温度区段 (沿刚架跨度方向) 不大于 150m;

- 3 对全刚接刚架的横向温度区段（沿刚架跨度方向）不大于 120m；
- 4 采暖地区的非采暖房屋，以上温度区段宜降低 15%；有可靠计算依据时，温度区段可适当加大；
- 5 纵向伸缩缝处可设置双排刚架，或者将在伸缩缝处的檩条、吊车梁等构件与主体结构的连接采用长圆孔的螺栓连接方案，此时应允许屋面板在构造上有涨缩的可能。不论采用何种方案，构件间均应留有足够的伸缩余量。
- 6.1.15 在多跨刚架局部抽掉中间柱或边柱处，宜布置托梁或托架。
- 6.1.16 山墙处宜设刚架，非抗震设计可由斜梁、抗风柱、墙架及其支撑组成的山墙墙架代替。
- 6.1.17 门式刚架柱脚通常采用铰接柱脚，地脚螺栓的数量视柱脚大小而定，可以是一对或两对。高度较高的门式刚架以及设有吊车的工业厂房或抽柱的房屋，宜采用刚接柱脚，也可将柱脚直接埋入基础中，成为埋入式柱脚。
- 6.1.18 门式刚架、吊车梁和焊接的檩条、墙梁等宜采用 Q235B 或 Q345A 以上等级的钢材；非焊接构件可采用 Q235A 级钢；压型钢板应根据板型规定选用钢材；用于承重的冷弯薄壁型钢、轻型热轧型钢和钢板，应采用符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T700 规定的 Q235 钢和《低合金高强度结构钢》GB/T1951 规定的 Q345 钢。
- 6.1.19 跨高比 l/h 不大于 4 的门式刚架应按《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001（2006 年版）计算风荷载标准值 W_k 及风荷载体形系数 μ_s ，不考虑风振系数 β_z ，但当跨高比 l/h 大于 4 的门式刚架及房屋所有围护结构的风荷载标准值 W_k 及风荷载体形系数 μ_s ，宜按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》GECS 102:2002 取用。
- 6.1.20 悬挂在刚架上的附加永久物体重量：如喷淋系统、机械设备、电力系统和吊顶等悬挂荷载应视为恒载，按实际情况取用。
- 6.1.21 竖向荷载通常是设计的控制荷载，但当风荷载较大、房屋较高或轻屋面的屋面坡度小时，尤其是部分封闭式建筑，风荷载的作用不应忽视。对于屋面檩条在上吸风力的作用下，应考虑其下翼缘可能因受压而失稳，应对其进行验算。其次，在轻屋面门式刚架中，设防烈度为 7 度及以下，地震作用一般不起控制作用。当连有一层以上的附属建筑时，应进行抗震验算。
- 6.1.22 轻型钢结构房屋对雪荷载十分敏感，尤其是严寒地区和雪荷载较大的地区。门式刚架的设计应考虑雪荷载的不均匀分布、半跨堆载和高大女儿墙处雪的堆积以及多跨门式刚架天沟处雪的堆积引起的雪荷载的增大。

6.2 屋盖和墙体

- 6.2.1 门式刚架轻型房屋钢结构的屋盖宜采用压型钢板屋面板和冷弯薄壁型钢檩条。檩条可以设计成简支或连续构件。檩条间宜设置拉条或撑杆，檩条跨度大于 4m 设一道，跨度大于 6m，应在三分点处各设一道。
- 6.2.2 檩条设计应符合《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》GECS102:2002 的规定。檩条宜采用实腹式构件，也可采用空腹式构件；跨度大于 9m 时宜采用格构式构件。实腹式檩条宜采用卷边槽形或斜卷边 Z 形冷弯薄壁型钢，也可采用直卷边的 Z 形冷弯薄壁型钢。
- 6.2.3 格构式檩条可采用平面桁架式、空间桁架式或下撑式构件。
- 6.2.4 檩条布置应考虑天窗、通风屋脊、采光带、屋面材料等因素的影响。
- 6.2.5 门式刚架轻型房屋的外墙，当抗震设防烈度为 7 度、8 度时，可采用轻型钢墙板或非嵌砌砌体，9 度时，宜采用轻质钢墙板或与柱柔性连接的轻质墙板。非抗震设计或抗震设防烈度为 6 度时，也可以采用砌体外墙或底部为砌体、上部为轻质材料的外墙。
- 6.2.6 侧墙墙架构件的布置应考虑布置门窗、挑檐、雨蓬等要求。

6.2.7 门式刚架轻型房屋可采用隔热卷材作屋面隔热层和保温层,也可采用带隔热层的板材作屋面。

6.3 支撑布置

6.3.1 门式刚架轻型房屋钢结构,每个温度区段应分别设置支撑体系,使之成为独立的稳定结构体系。

6.3.2 柱间支撑宜设置在每个端部第一开间,当设置在第二开间时,应在第一开间设置刚性系杆。

6.3.3 跨度大于15m或有抗震设防要求时,应按规范规定设置屋盖横向支撑,以组成几何不变体系,在屋盖横向交叉支撑之间应设直的刚性系杆。

6.3.4 单跨门式刚架的边柱和多跨门式刚架的边柱和内柱均宜设柱间支撑。当温度区段较长时,除两端柱间支撑外,尚宜在区段中部设柱间支撑。柱间支撑的间距应根据房屋长度、受力情况和安装条件确定,一般宜取30~45m。

6.3.5 边柱柱顶、屋脊以及多跨门式刚架中间柱柱顶应沿房屋全长设置刚性系杆。

6.3.6 刚性系杆可由檩条兼作,此时檩条应满足对压弯杆的刚度和承载力要求,并使其长细比 $\lambda \leq 200$ 。

6.3.7 无吊车的房屋,可采用单层柱间支撑;有吊车的厂房,两端可采用单层柱间支撑,布置在吊车梁以上部位,厂房中部宜采用双层(上、下层)柱间支撑。当房屋高度相对于柱距较大时,宜采用双层柱间支撑。

6.3.8 一般情况下,柱间支撑可做成单片式,支撑构件可采用型钢或十字交叉圆钢支撑,十字交叉圆钢支撑宜配置花篮螺丝或可张紧装置。支撑与主体构件间的夹角宜接近 45° ,不超出 $30^\circ \sim 60^\circ$ 范围。

6.3.9 当设有起重量不小于5t的桥式吊车时,支撑宜采用型钢;当桥式吊车起重量大于等于10t时,下柱支撑宜设计成双片式;有抗震设防要求时,柱间支撑应符合《建筑抗震设计规范》的要求。

6.3.10 当使用要求不允许在柱间设置交叉支撑时,应设置其它形式的非交叉支撑或设置纵向框架代替支撑。

6.3.11 设有托梁或托架的多跨门式刚架房屋,应在其中一跨斜梁两端沿托架或托梁布置纵向水平支撑。

7 大跨度钢结构

7.1 网架结构

7.1.1 网架结构是由许多杆件按照一定规律布置,通过节点连接成的网格状结构体系。它具有空间受力的性能,是高超静定的空间铰接杆系结构体系。网架结构用钢量省、刚度大、抗震性能好、施工安装方便、产品可标准化生产。

7.1.2 网架结构适用于各种建筑平面,常用的平面形式有方形、矩形、多边形、圆形,也可采用不规则的建筑平面。适用跨度为 20 ~ 100m。

7.1.3 网架的支承可采用以下几种方式:

1 周边支承。网架四周全部或部分边界节点直接支承在周边的柱上,这时网架的网格布置应和柱距相匹配,也可支承在由柱子或外墙支承的圈梁上。

2 多点支承。将网架支承在若干个独立的柱子上,柱子数量一般为 4 ~ 8 根。此时网架周边宜有适当的悬挑,以减小跨中的杆件内力和挠度。悬挑长度一般取跨度的 $1/4 \sim 1/3$ 。当四点支承时,不宜将柱子设置在四角。

3 三边支承,一边自由。由于使用要求(设大门),或以后扩建需要,一些矩形网架需要采取这种支承方式。此时应采取措施加强其开口边的刚度,可采取以下措施:

- 1) 设置边桁架;
- 2) 局部加大杆件截面;
- 3) 跨度较大或平面比较狭长时,可增加开口边附近的几榀网架的层数,形成多层网架;
- 4) 跨度较小时,可适当加大整个网架的高度。

7.1.4 网架结构一般由三种基本单元组成,即 (a) 平面桁架, (b) 四角锥体, (c) 三角锥体 (图 7.1.4-1),利用这几种基本单元构成三大类多种不同的网架结构方案 (表 7.1.4 和图 7.1.4-2)。

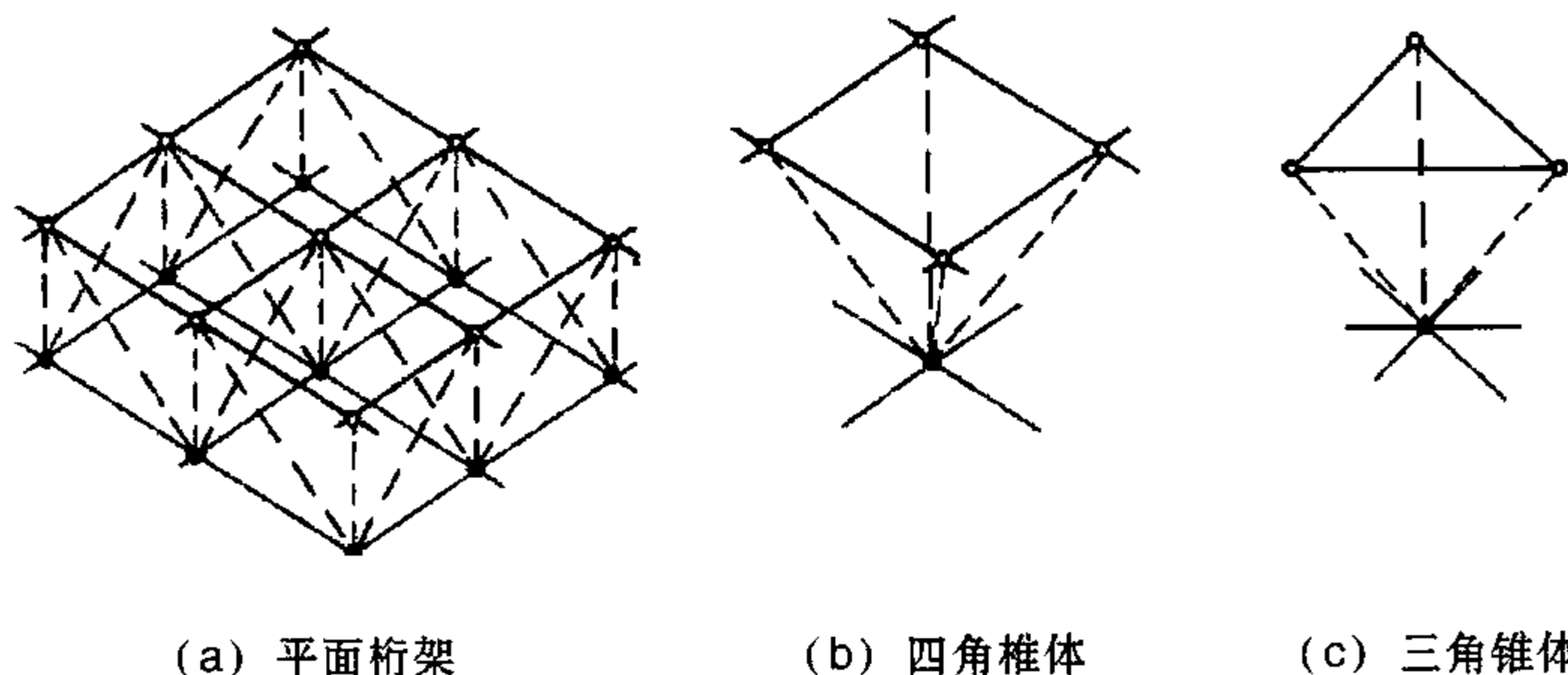


图 7.1.4-1 网架结构的基本单元

表 7.1.4 网架类型

构成类别	网架类型 (图号)	结构特点
由平面桁架组成	两向正交正放网架 (图 7.1.4-2a)	图形与节点连接简单, 两个平面内所有弦杆长度相同并以 90° 相交, 网格空间无斜杆阻挡, 便于布置穿屋面的管道, 空间效果好, 但抗扭刚度差, 周边宜设水平支撑
	两向正交斜放网架 (图 7.1.5-2b)	网格斜放, 与周边以 45° 相交, 两个方向跨度可不同, 刚度随其跨度而变, 较短跨的桁架可视为长跨的支点
	三向网架 (图 7.1.4-2c)	所有弦杆均依 60° 相交形成等边三角形, 刚度较强, 适用于多边形、圆形的平面, 但汇于一个节点的杆件太多, 节点构造较为复杂
由四角锥体组成	正放四角锥网架 (图 7.1.4-2d)	四角锥底边与边界垂直或平行, 上弦与下弦的网格错开半格, 除上下弦杆长相等外, 当腹杆与弦杆平面夹角为 45° 时, 则所有杆件均等长。适用于接近方形的中等跨度网架, 宜采用周边支撑
	正放抽空四角锥网架 (图 7.1.4-2e)	正放四角锥交替地抽去内部的一些四角锥单元, 形成下弦较大的网格, 减轻了重量。由于周边网格不宜抽杆, 两个方向网格数宜取奇数
	棋盘形四角锥网架 (图 7.1.4-2f)	上弦正放, 下弦斜放, 上下两个平面以 45° 斜交, 上弦短杆受压, 下弦长杆受拉。适用于小跨度周边支承情况
	斜放四角锥网架 (图 7.1.4-2g)	由倒置斜放的四角锥体连接组成, 上、下弦的水平投影轴线互成 45° 交角, 下弦杆与边界垂直或平行, 在节点交汇的杆件较少, 节点构造相对简单。适用于中小跨度周边支承, 或周边支承与点支承相结合的矩形平面
由三角锥体组成	三角锥网架 (图 7.1.4-2h)	上、下弦网格均为三角形, 上弦的三角网格与下弦的网格错开, 当网架高度为弦长的 $\sqrt{2/3}$, 则所有杆件等长。适用于平面为多边形的大中跨度建筑
	抽空三角锥网架 (图 7.1.4-2i)	在三角锥网架内部交替地抽去一些三角锥单元, 上弦形成三角形网格, 下弦形成六边形网格。空间美观、轻巧。适用于平面为多边形的中小跨度建筑

注: 大跨为 60m 以上; 中跨为 30 ~ 60m; 小跨为 30m 以下。

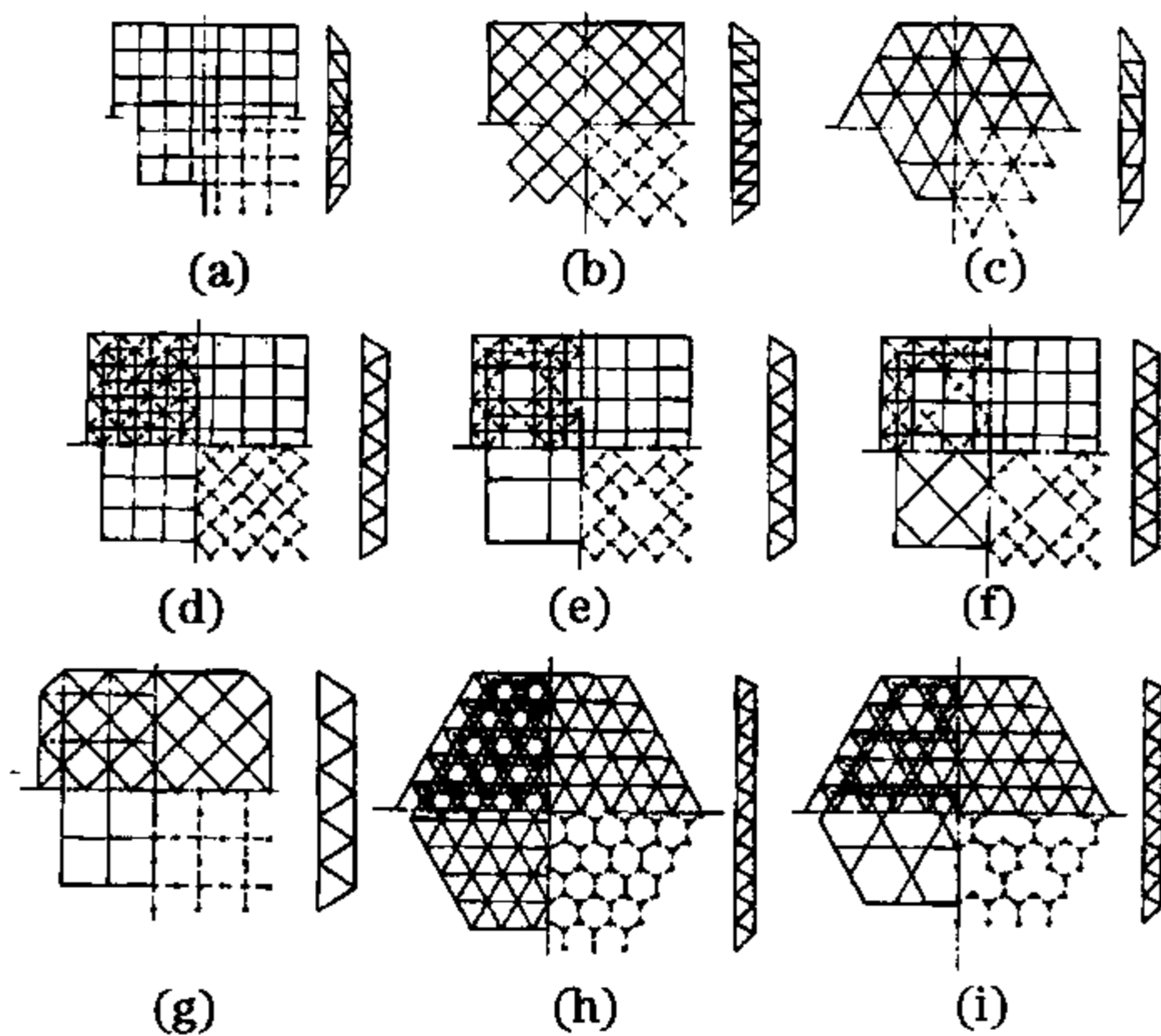


图 7.1.4-2 常用网架结构形式

注: 图中粗线、细线、虚线分别表示上弦、下弦、腹杆, 上弦节点是空心圆点, 下弦节点是实心圆点。

7.1.5 结构设计宜根据建筑平面布置、使用要求、安装方法、荷载情况、刚度要求等因素，经过结构优化以及用钢量和造价比较后确定网架的选型。表 7.1.5 可供选型参考。

表 7.1.5 网架结构选型

平面形状	支承条件	适用的网架形式 (见图 7.1.4-2)
矩形, 边长比 ≤ 1.5	周边支承	(g)、(f)、(e)、(b)、(a)、(d)
矩形, 边长比 > 1.5	周边支承	(a)、(d)、(e); 边长 < 2 时也可用 (g)
矩形	多点支承	(d)、(e)、(a)、如与周边支承结合, 也可用 (b)、(g)
圆形、三角形、六边形	周边支承	(c)、(h)、(i)

注: 1 表中网架形式的顺序基本上是按造价与用钢量排列的。

2 平面形状为矩形, 三边支承一边开口的网架可按表中周边支承条件选型, 其开口边应有足够的刚度, 可采用本章 7.1.3 条的方法处理。

3 跨度不大于 40m 的多层建筑楼盖及跨度不大于 60m 的屋盖, 可采用以钢筋混凝土板代替上弦的组合网架。网架宜采用正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交正放网架、斜放四角锥网架和抽空三角锥网架。

7.1.6 常用的网架节点有板节点和球节点两种, 球节点又分螺栓球节点和焊接球节点两种。当采用角钢杆件时, 应采用板节点。板节点整体性好、刚度大、构造简单、用钢量低。当采用钢管杆件时, 应采用球节点。这种节点传力明确、轻巧美观, 适用于各种类型的网架。螺栓球节点可以系列化并适合在工厂加工, 安装拆卸方便, 但构造复杂、加工精度要求高、用钢量大。焊接球节点能连接各个方向的杆件, 不产生偏心, 但加工需要专门设备, 用钢量大 (占整个网架用钢量的 20% ~ 25%)。当网架的跨度大于 70m 或悬挂有 10t 以上的吊车时, 宜采用焊接球节点。

7.1.7 网格尺寸和网架高度与网架跨度、支承情况、建筑平面、曲面材料及荷载大小等因素有关。当为无檩体系并采用钢筋混凝土板时, 网格尺寸不宜超过 3m, 当为有檩体系时, 网格尺寸应为檩距的倍数并不宜超过 6m。网架上弦网格数和跨高比可参考表 7.1.7-1 选用, 或按经验取值参考表 7.1.7-2 选用。

表 7.1.7-1 网架上弦网格数和跨高比

网架形式	钢筋混凝土屋面体系		钢檩条屋面体系	
	网格数	跨高比	网格数	跨高比
两向正交正放网架、正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架	$(2 \sim 4) + 0.2L_2$	10 ~ 14	$(6 \sim 8) + 0.07L_2$	$(13 \sim 17) - 0.03L_2$
两向正交斜放网架、棋盘形四角锥网架、斜放四角锥网架	$(6 \sim 8) + 0.08L_2$			

表 7.1.7-2 上弦网格尺寸和网架高度 (m)

网架短向跨度 L_2	网格尺寸 s	网架高度 h
< 30	$(1/6 \sim 1/12) L_2$	$(1/10 \sim 1/14) L_2$
30 ~ 60	$(1/10 \sim 1/16) L_2$	$(1/12 \sim 1/16) L_2$
> 60	$(1/12 \sim 1/20) L_2$	$(1/14 \sim 1/20) L_2$

注: 1 当跨度在 18m 以下时, 网格数可适当减少。

2 荷载较大时, 最优高度宜增加 5% ~ 10%。

3 轻屋面的网格数宜取较大值。

7.2 网壳结构

7.2.1 由离散的杆件组成的曲面形网格结构,其表面形状为曲面并具有壳体的特性时即为网壳结构。网壳结构分为单层及双层两大类,可提供各种优美的造型,满足建筑设计和使用功能的要求。单层网壳应采用刚接节点,双层网壳可采用铰接节点。

7.2.2 常用的网壳结构类型及其网格的构成见表 7.2.2-1,形状见图 7.2.2-1~4。

表 7.2.2-1 常用网壳类型及其网格构成

网壳结构类型	网格构成	矢高和适用跨度
圆柱面网壳 (图 7.2.2-1)	由沿单曲柱面布置的杆件组成,网格形式有:单向斜杆正交正放网格、交叉斜杆正交正放网格、联方网格、三向网格(分别见图 7.2.2-1a、b、c、d)柱面的曲线采用圆弧线,也可采用抛物线、椭圆线或悬链线。当 $1.67 < L/R < 5$ 时,称长壳,当 $0.25 < L/R < 1.67$ 称短壳	除采用三向网格外,两端支承在横隔的网壳跨度不宜大于 25m,矢高可取宽度的 $1/3 \sim 1/6$,宽跨比宜小于 1.0;沿纵向边缘落地支承时,跨度不宜大于 30m,矢高可取 $(1/2 \sim 1/5) B$
球面网壳 (图 7.2.2-2)	1 肋环型(图 7.2.2-2a); 2 肋环斜杆型(图 7.2.2-2b),有利于承受不对称荷载,多用于单层网壳; 3 三向网格(图 7.2.2-2-2c),适用于单层及双层网壳; 4 扇形三向网格(图 7.2.2-2d); 5 葵花形三向网格(图 7.2.2-2e); 6 短程线型(图 7.2.2-2f)	矢高可取跨度(平面直径)的 $1/3 \sim 1/7$,沿周边落地支承可放宽至 $3/4$; 双层球面网壳的厚度可取跨度的 $1/30 \sim 1/60$; 单层球面网壳的跨度不宜大于 60m,双层球面网壳的跨度不宜大于 300m
椭圆抛物面网壳 (图 7.2.2-3)	它是以一竖向抛物线为母线,沿着另一相同上凸的抛物线平行移动而形成,一般曲面均较短,又称双曲扁壳,其网格可采用三向(图 7.2.2-3a),也可采用正交正放(图 7.2.2-3b)的形状	椭圆抛物面网壳底边边长比不宜大于 1.5,每个方向的矢高可取短跨的 $1/20 \sim 1/50$; 单层椭圆抛物面网壳的跨度不宜大于 40m,双层椭圆抛物面网壳的跨度不宜大于 300m
双曲抛物面网壳 (图 7.2.2-4)	它是以一竖向下凹的抛物线沿着上凸的抛物线移动而形成。由于其构成的双曲面为马鞍形,因此也称鞍形壳;其网格布置方法可以是三向(图 7.2.2-4a)也可以是两向正交(图 7.2.2-4b);双曲抛物面网壳可以用来覆盖方形、矩形、菱形和椭圆形建筑平面的建筑物;若将其作为单元进行组合,还可以形成无数形式各异的方案	网壳底面对角线之比不宜大于 2;单块双曲抛物线网壳的矢高可取跨度(两对角支承点之间的距离)的 $1/2 \sim 1/4$,四块组合的壳体,每个方向的矢高可取相应跨度的 $1/4 \sim 1/8$;双层网壳的厚度可取短跨的 $1/20 \sim 1/50$;单层网壳的跨度不宜大于 50m,双层网壳的跨度不宜大于 300m

注:1 国内外对网壳的命名不甚统一,本分册采用《网壳结构技术规程》JGJ61-2003 的统一名称。

2 《网壳结构技术规程》没有对其适用跨度做出限制,但根据国内外的经验,网壳可以用于更大的跨度,国外跨度最大的球面网壳已达 213m,我国也已建成 121m 的球面网壳。设计可根据工程具体需要精心设计,确保安全。

3 矢高的考虑:网壳的矢高对受力性能影响较大,矢高较大的球面网壳和圆柱面网壳适用于大跨度结构。而矢高较小的双曲面网壳或落地式双曲面抛物面网壳仅适用于较小跨度的屋顶结构。

4 集中荷载和非对称荷载的考虑:集中荷载和非对称荷载对单层网壳受力不利,往往是引起单层网壳失稳的因素。在此种荷载条件下,宜选用结构稳定性好的网壳。

5 支承结构情况和约束条件的考虑:下部支承结构的刚度大,有利于抵抗上部结构的推力和减少上部结构的内力及挠度。故常将其设计为支承于地面的落地网壳(拱)等。

7.3.3 网壳结构的网格在构造上可采用以下尺寸：当跨度小于50m时，取1.5~3.0m；当跨度为50~100m时，取2.5~3m；当跨度大于100m时，取3.0~4.5m。网壳相邻杆件间的夹角宜大于 30° 。

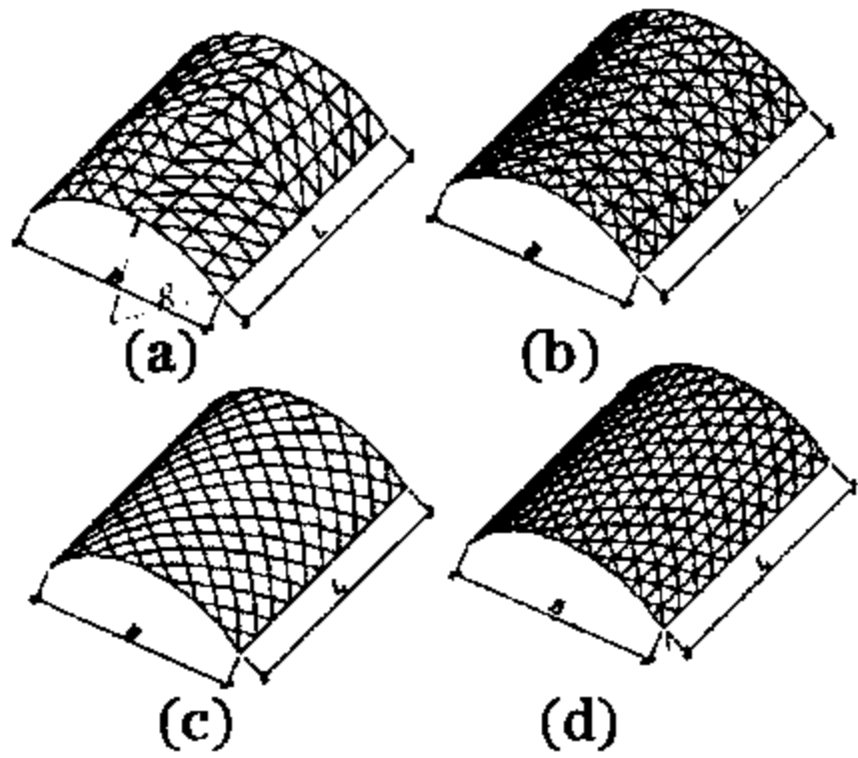


图 7.2.2-1 圆柱面网壳

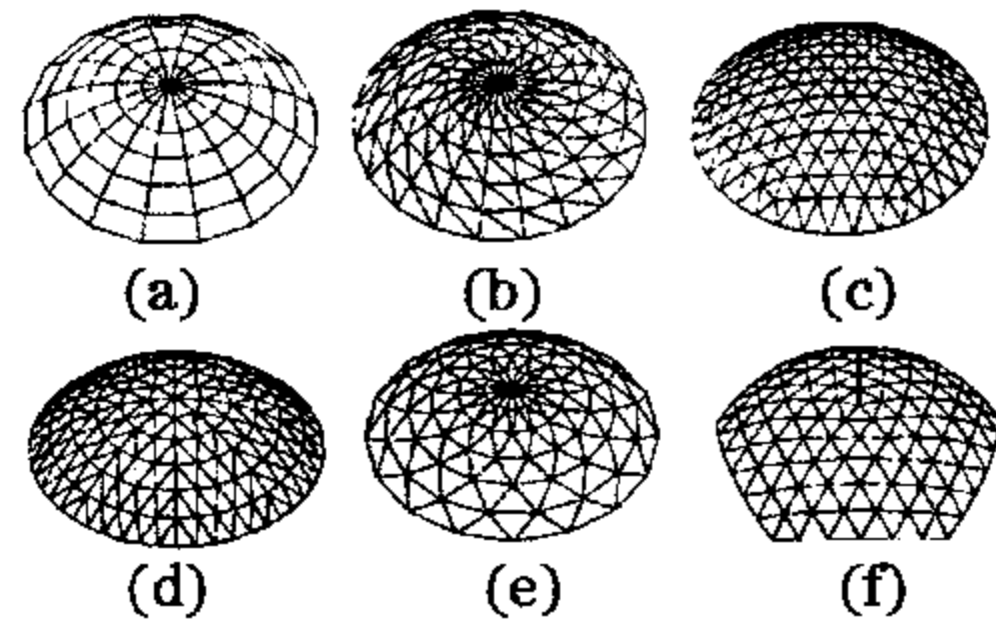


图 7.2.2-2 球面网壳

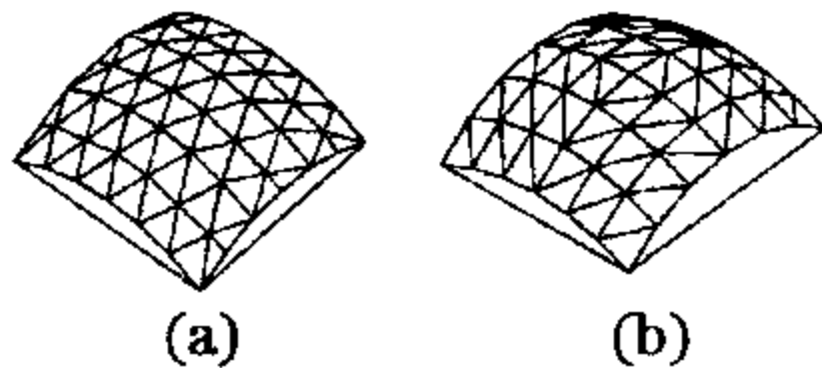


图 7.2.2-3 椭圆抛物面网壳

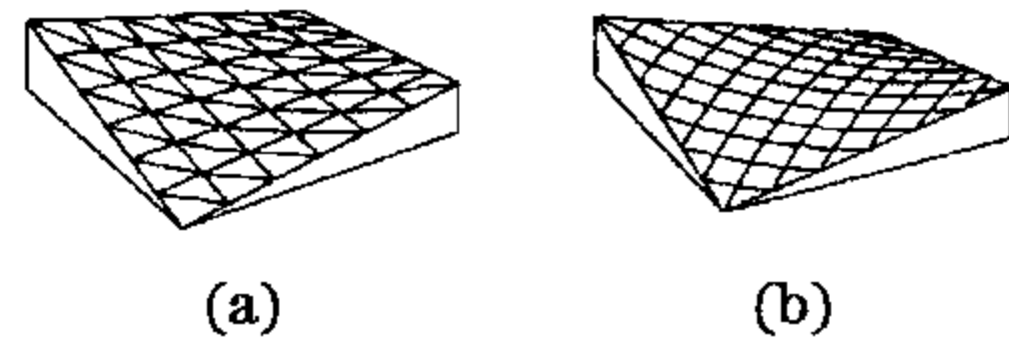


图 7.2.2-4 双曲抛物面网壳

7.3 悬索结构

7.3.1 悬索结构是以受拉钢索为主要承重构件的结构体系，通常由按一定规律组成不同形式的钢索系统、屋面系统、边缘构件和支承系统组成。其特点是钢索只承受拉力，因而能充分发挥钢材的优越性，减轻自重。它适用于不超过300m跨度、多种多样的平面和立面图形的建筑，并能充分满足建筑造型的要求。圆形边缘构件较省，其他平面形式边缘构件相对用料较多，宜优先采用圆形或椭圆形。

7.3.2 悬索结构中的钢索抗弯刚度很小，变形大，对集中荷载、不均匀分布荷载以及风、地震等动力荷载比较敏感，设计中应采取措施，使屋盖具有一定的竖向刚度。

7.3.3 悬索结构均设有支承在下部结构上的边缘构件，它是拉索的锚支，除承受竖向力外还承受拉索传来的横向力。边缘构件的不大变形，可引起接索内力的显著变化，因此要求它具有较强的横向刚度。

7.3.4 屋盖上常用的悬索结构体系有四大类：单层索系、双层索系、横向加劲索系和索网。

1 单层索系（图7.3.4-1）。当平面为矩形时，单层索系由许多平行的单层索构成，形成一个单曲面下凹屋面，悬索挂在水平刚度较大的横梁上（图7.3.4-1a），也可以直接支承在柱上。当为圆形平面时，拉索按辐射状布置，形成一碟形屋面，拉索的周边支承在受压圈梁上，中心或设受拉环（图7.3.4-1b）或设支柱，形成扇形悬索结构（图7.3.4-1c）。

2 双层索系（图7.3.4-2）。其特点是除单层索系所具有的承重索外，还有曲率与之相反的稳定索，两索之间用拉索或受压撑杆相连，其优点是可以对上下索施加预应力，从而提高屋盖的刚度。此索系同样可用于矩形平面（图7.3.4-2a）和圆形平面（图7.3.4-2b），屋面可上凸或下凹。

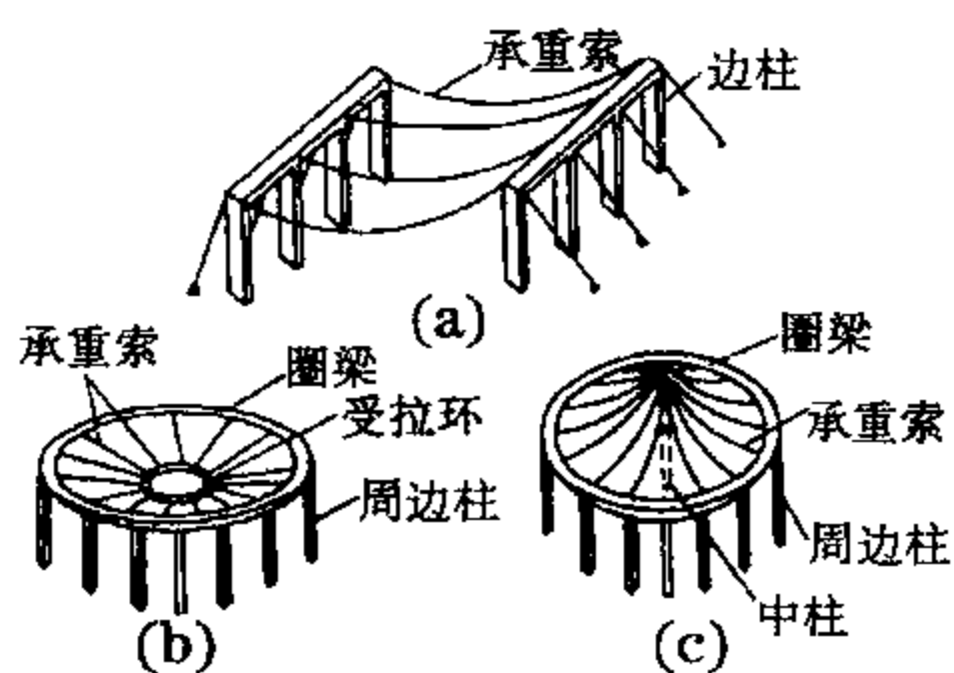


图 7.3.4-1 单层索系

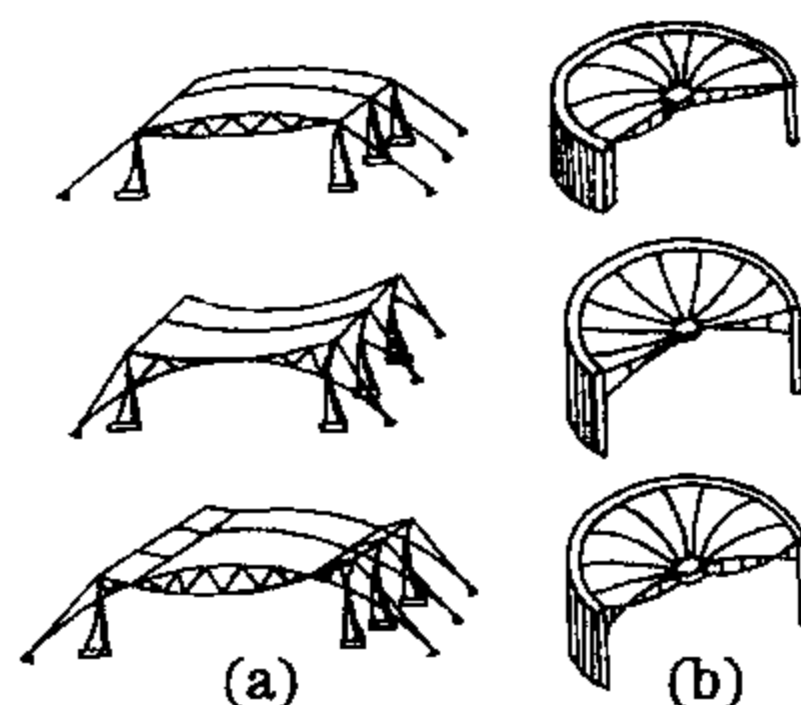


图 7.3.4-2 双层索系

3 横向加劲索系。为了加强单层索系的屋面刚度，以承受不对称荷载或动荷载，可在单层悬索上设置横向加劲构件（桁架或梁），加劲构件与索垂直相交（图 7.3.4-3）。安装时，先将桁架浮搁在索上，两端支座与下面支承柱空开一些距离，然后将其向下压产生强迫位移，从而在索中建立预应力。这种体系特别适合于纵向两端支承结构的水平刚度大，而横向两端支承结构的刚度弱的情况。

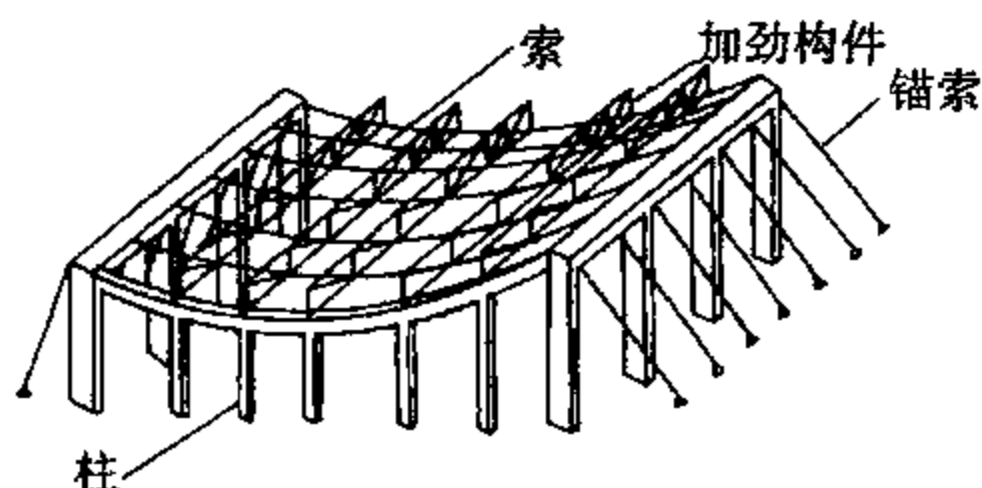


图 7.3.4-3 横向加劲索系

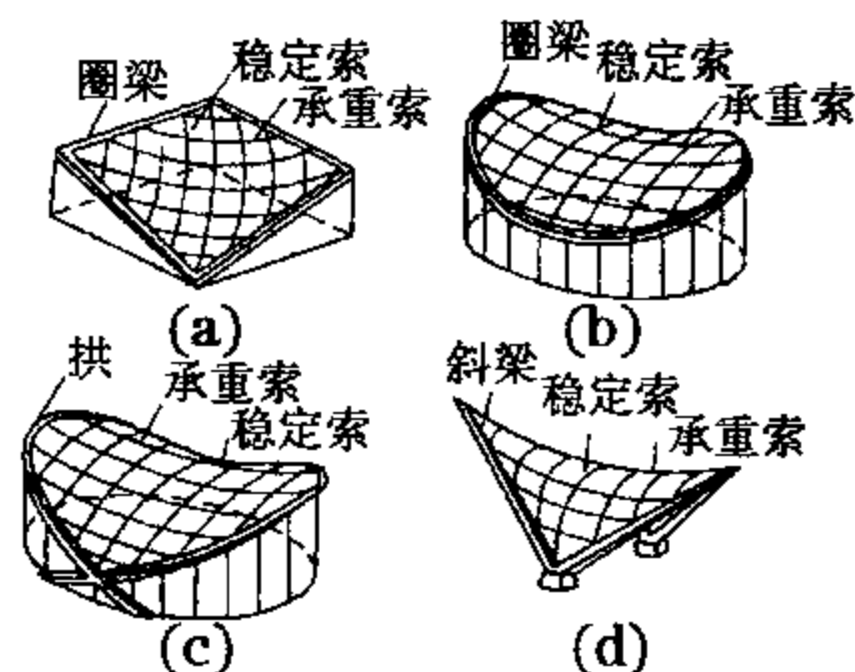


图 7.3.4-4 索网

4 索网也称鞍形悬索。由两组正交的、曲率相反的拉索直接叠交而成，其中下凹的一组是承重索，上凸的一组是稳定索。通常对稳定索施加预应力，从而使承重索张紧，提高屋面刚度。其曲面大都是双曲抛物面，适用于各种形状的建筑平面，为了锚固索网，沿屋盖周边应设置强大的边缘构件（图 7.3.4-4）。

7.3.5 悬索结构的设计要点：

1 悬索结构是通过预应力来保证其结构的形状稳定性，因此预应力就不能随意确定，它必须通过找形来确定其大小。确定预应力值时，应计及温度效应的影响，特别是正温差效应。温差效应产生的应力有可能削弱结构中维持的预应力值，从而降低结构的刚度，增加结构的变形。预应力索的安全系数可取 2.5~3.0（荷载和材料极限抗拉强度均取其标准值）。结构设计应明确规定索的制作和防护措施。

2 根据已建工程的实践经验，悬索结构的垂跨比和矢跨比一般控制在 0.05~0.10 之间。

3 由于悬索的体形往往复杂多样，风荷载下重要悬索结构的体形系数宜通过风洞试验确定，同时尚应考虑周边环境的影响和风振效应。根据国内设计经验，除非跨度不大（短向跨度不大于 60m），基本风压较小（不大于 0.5kN/m^2 ），采用轻屋面的双层悬索屋盖或马鞍形索网，只要承重索的垂跨比大于 0.05，可以不考虑结构的风振效应。

4 考虑到悬索屋盖的曲面形状多种多样，雪压分布系数除规范有规定外，应按所在地区雪荷载的具体情况慎重取值，同时应考虑雪荷载不均匀分布的不利影响。

5 悬索结构的内力分析宜采用有限单元法。

6 悬索结构的承重索跨中竖向位移与其跨度之比不宜超过以下限值：

单层悬索体系：1/200；

双层悬索体系、索网、横向加劲索系 1/250（自预应力状态，即结构施加预应力后所维持的平衡状

态算起)。

7 索结构的节点构造,包括索与索的连接、索的锚固端头构造、索与刚性连杆的连接、索与檩条以及屋面板的连接等构造,应符合结构分析的基本假定和计算简图,并应力求使其构造简洁、传力明确、便于施工和经济合理。

7.4 膜结构

7.4.1 膜结构是以性能优良的织物为材料,或是向膜内充气,由空气压力支撑膜面,或是利用柔性钢索或刚性骨架将膜面绷紧,从而形成具有一定刚度并能覆盖跨度不超过300m的结构体系。其自重轻、造型丰富、透光性好、具有自洁性。但耐久性差、施工较复杂,造价高、保温节能差。各类膜结构以圆形平面最经济,支座受压,环梁用料少。

7.4.2 膜结构按其支承方式不同,分为:空气支承膜结构(充气结构)、整体张拉式膜结构、骨架支承膜结构和索系支承式膜结构。

1 空气支承膜结构系向气密性好的膜材所覆盖的空间输送空气,利用内外空气的压力差,使膜处于受拉状态,结构就具有一定刚度来承受外荷载。空气支承膜结构又分气承式和气胀式两种,两者的区别在于,前者是向膜所覆盖的建筑空间充气(图7.4.2-1a),后者是向膜所形成的封闭体充气(图7.4.2-1b、c)。气承式可用于跨度较大的建筑,气胀式主要用于跨度较小的临时性建筑。

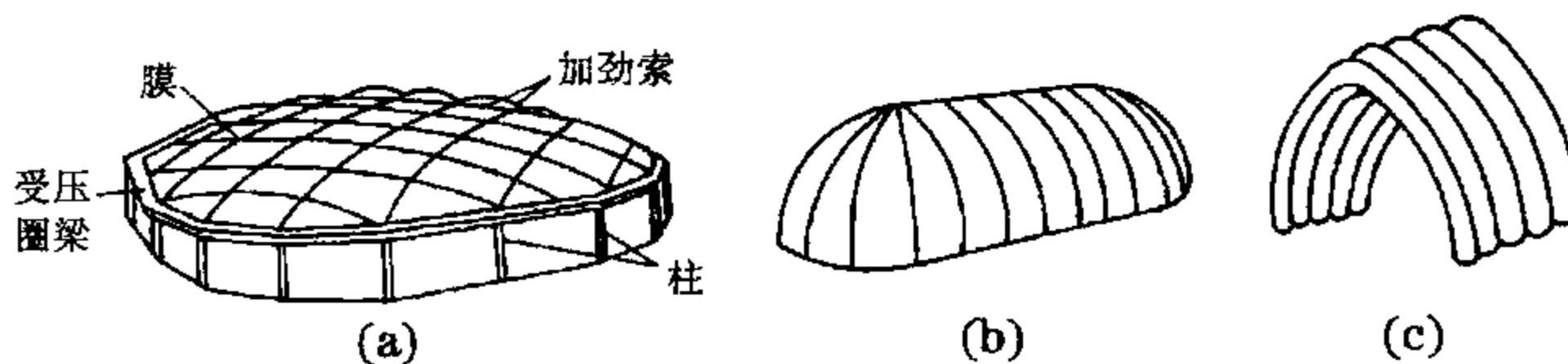


图 7.4.2-1 空气支承膜结构

2 整体张拉式膜结构一般采用独立的桅杆或拱作为支承结构将钢索与膜材悬挂起来,然后利用钢索向膜面施加张力将其绷紧,形成具有一定刚度的屋盖结构(图7.4.2-2)。

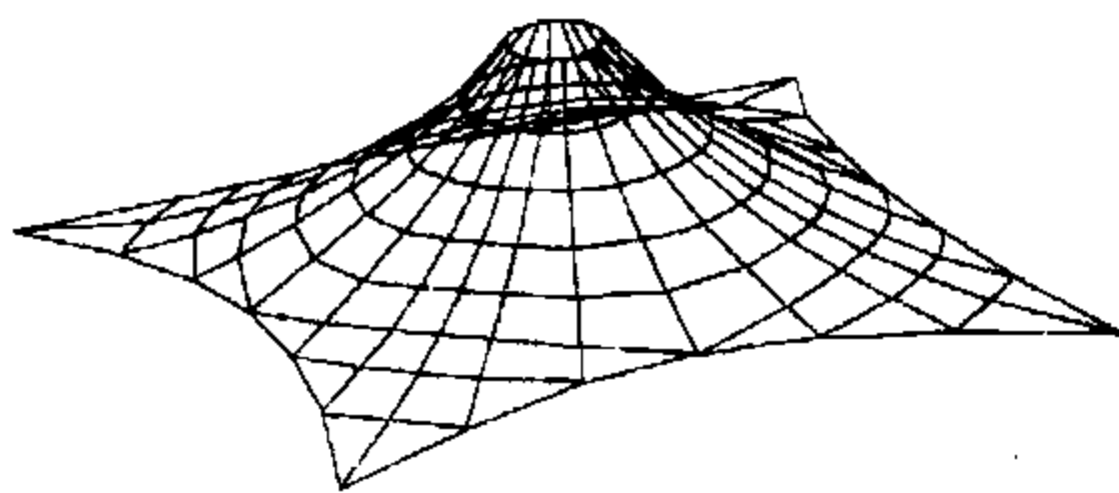


图 7.4.2-2 整体张拉膜结构

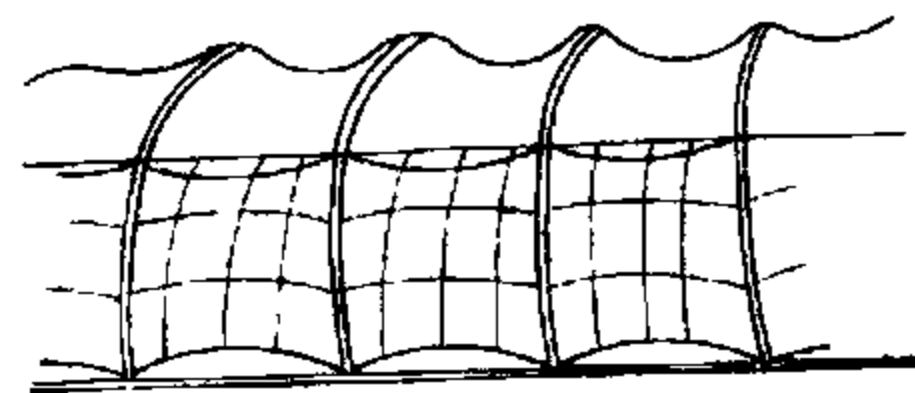


图 7.4.2-3 骨架支承膜结构

3 骨架支承膜结构是以钢骨架作为膜的支撑结构,然后在骨架上敷设膜材并将其绷紧(图7.4.2-3)。骨架可按建筑要求选用拱、网壳等类型的结构。

4 索系支承膜结构,是由钢索、膜材及少量的受压杆件组成,主要用于圆形或椭圆形多边形平面的大跨建筑(目前最大跨度已达200m以上)(图7.4.2-4)。

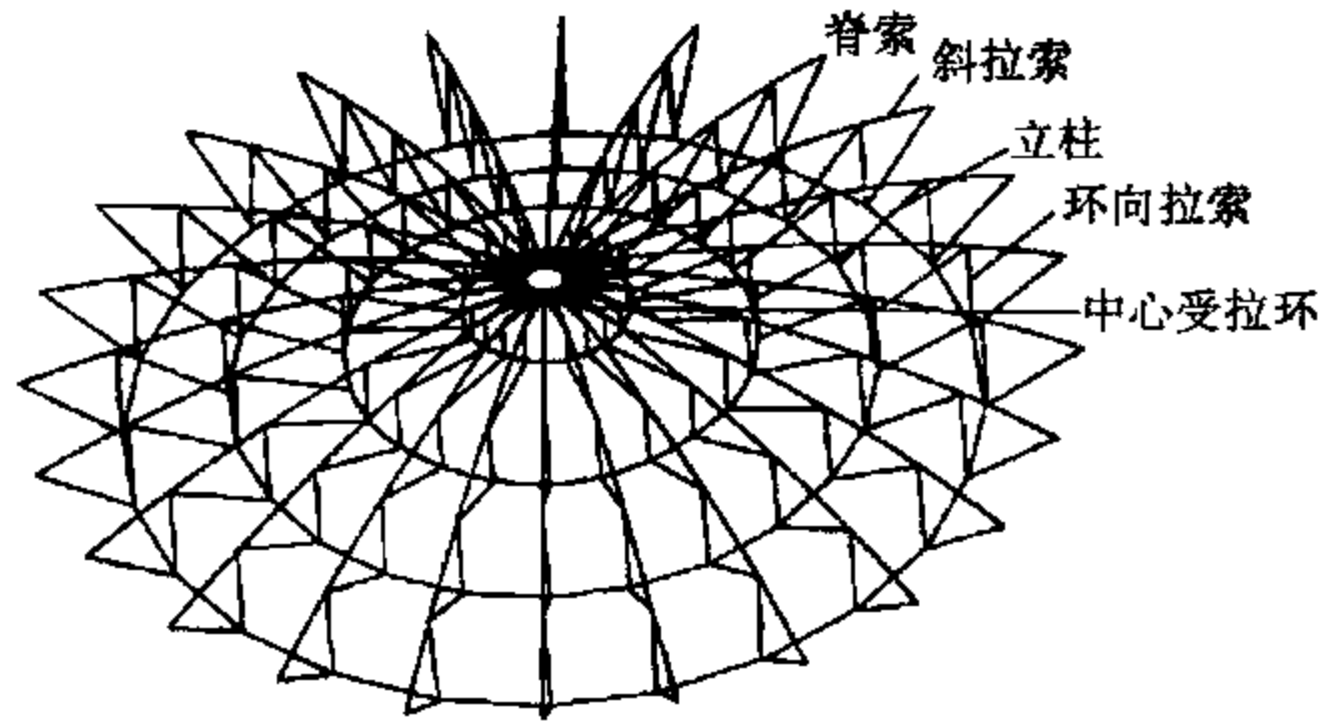


图 7.4.2-4 索系支承膜结构

7.4.3 膜结构应根据防火要求以及隔声、采光、照明等要求选用不同的膜材。膜材是一种以织物基材和外敷涂层组成的复合材料。常用的膜材的质量保证期和使用年限见表 7.4.3。

表 7.4.3 常用膜材及其质量保证期和设计使用年限 (年)

类别	代号	基材	涂层	面层	质量保证期	使用年限
G	GT	玻璃纤维	聚四氟乙烯 PTFE	-10 ~ 15	>25	
P	PCF	聚酯纤维	聚氯乙烯 PVC	聚偏氟乙烯 PVF	10 ~ 15	15 ~ 20
	PCD			聚偏二氟乙烯 PVDF	10 ~ 12	15 ~ 20
	PCA			聚丙烯 Acrylic	5 ~ 10	10 ~ 15

注: 1 G 类为不燃类膜材; P 类为阻燃类膜材。

- 2 P 类膜材采用玻璃纤维为基材, 具有较高的强度, 但弹性模量较低, 尺寸稳定性也差, 使用年限 5 ~ 10 年, 适用于中小跨度的临时性或半临时性建筑。加上面层聚氟乙烯 (PVF) 或聚偏氟乙烯 (PVDF), 则可将其使用年限提高到 15 年。
- 3 G 类膜材基材采用玻璃纤维, 聚四氟乙烯 (PTFE, Teflon) 为涂层。这种膜材强度高, 透光性好, 属不燃材料, 在高应力和温度变化条件下不易伸长或松弛, 又有良好的尺寸稳定性和耐久性, 使用年限可达 25 年以上。适用于大跨度建筑, 缺点是价格昂贵, 加工制作有较高要求。
- 4 膜材的防火性能以及反射率、透光率和保洁效果见中国工程建设标准化协会标准《膜结构技术规程》CECS 158: 2004。

7.4.4 膜结构的设计要点:

表 7.4.4-1 膜结构荷载效应的组合类别

组合类别	参与组合的荷载
第一类组合	$G、Q、P(p)$
第二类组合	$G、W、P(p)$
	$G、W、Q、P(p)$
	其他作用 (与 $G、W$ 等组合)

- 1 表中: G 为永久荷载, W 为风荷载, Q 为可变荷载与雪荷载中的较大者, P 为初始预张力, p 为空气支承膜结构中的空气压力。
- 2 一般情况下, 风荷载的体型系数可按《建筑荷载设规范》采用, 对于形状复杂或重要建筑物, 应通过风洞试验或专门的分析研究后确定。
- 3 组合时应考虑雪荷载不均匀分布的不利影响。
- 4 荷载的分项系数和荷载组合值系数, 应符合《建筑荷载设计规范》的规定; $P、p$ 的荷载分项系数和荷载组合系数可取 1.0。
- 5 “其他作用”是指根据工程具体情况, 确定参与组合的温度作用、支座不均匀沉降或施工荷载等。

1 膜结构设计应按中国工程建设标准化协会标准《膜结构技术规程》CECS 158: 2004 的规定进行初始形态分析、荷载效应分析、裁剪分析, 必要时还应进行施工过程分析。

进行荷载和作用效应分析时, 应采用以概率理论为基础的极限状态设计方法, 以分项系数设计表达式进行计算。设计时, 应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载, 按承载力极限状态和正常使用极限状态进行荷载(效应)组合, 并取各自最不利的效应组合进行设计。

2 作用和荷载效应的计算应考虑表 7.4.4-1 所示的两种组合。荷载的标准值应按现行国家标准《建筑荷载设计规范》GB50009 的规定采用。膜面的荷载标准值可取 0.3kN/m^3 。年温度变化值应按实际情况采用, 若无可靠资料, 可参照玻璃幕墙的有关规程, 取 80°C 。由于膜结构自重很轻, 可不考虑地震作用的影响, 但对其支承结构应按有关规范进行抗震验算。

3 对整体张拉式和骨架支承式膜结构, 设计需确定膜材的初始预张应力值, 以保证膜材在正常使用状态下不会因温度变化、徐变、荷载作用等原因发生松弛而出现褶皱, 同时保证膜材在短期荷载(例如强风作用)作用下的最大应力小于容许应力。结构工程师可根据自己的经验或现有工程的实践经验确定初始的预张应力值。对常用的建筑膜材, 其初始预张应力值不应低于 1.0kN/m 。预张应力值是否合理, 需要由荷载分析结果来衡量, 一般需要几次调整才能获得合理的结果。

4 对空气支承式膜结构, 结构内部的气压起维持结构形状并抵抗外荷载的作用, 同时也是作用在结构上的荷载。通常情况下内压不应低于 0.20kN/m^2 , 并应根据外荷载的情况进行调整。表 7.4.4-2 列出了日本膜结构技术标准在风荷载作用下的内压取值, 表中 w 为风荷载。当雪荷载作用时, 该标准给出的内压值为大于 $(s+0.2)\text{kN/m}^2$ 小于 1.2kN/m^2 , 其中 s 为雪压。

表 7.4.4-2 风荷载作用下空气支承膜结构的内压取值(日本膜结构技术标准)

球面	矢跨比	内压 (kN/m^2)	圆柱面	矢跨比	内压 (kN/m^2)
	0.75	$\geq w$		0.75	$\geq 0.8w$
0.50	$\geq 0.7w$	0.50	$\geq 0.6w$		
0.375 以下	$\geq 0.6w$	0.375 以下	$\geq 0.5w$		

5 膜材的设计一般采用容许应力法, 即荷载作用下膜材的应力不应大于材料的容许应力。容许应力则由材料的抗拉强度除以安全系数求得。长期荷载作用下, 安全系数取为 8, 短期荷载作用下取为 4。膜材的抗拉强度标准值可参照《膜结构技术规程》CECS 158: 2004 表 4.1.2-1 和 4.1.2-2 采用。也可采用生产企业提供的数据。

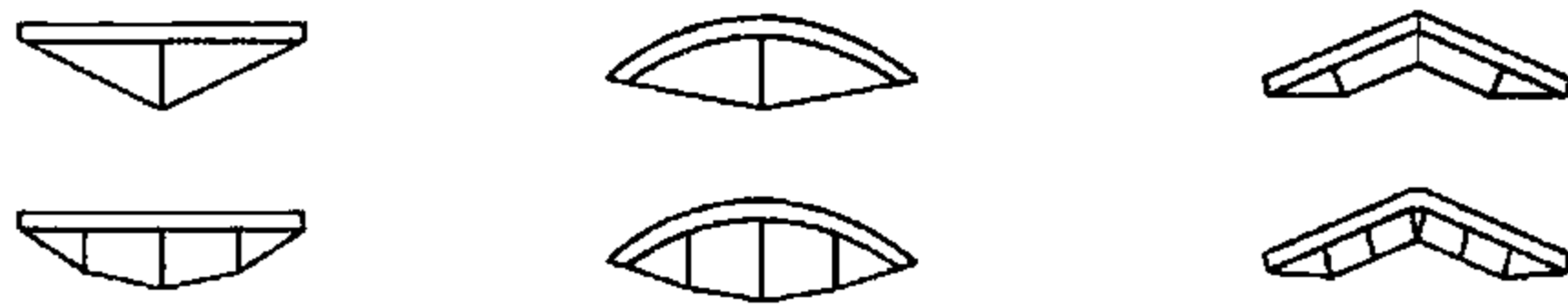
7.5 张弦梁结构

7.5.1 张弦梁结构是用撑杆连接抗弯受压构件和抗拉构件而形成的自平衡体系, 由三类基本构件组成: 上弦为可承受弯矩和压力的刚性构件(通常为梁、拱或桁架)、下弦为高强度拉索以及连接两者的撑杆。其受力特点是通过张拉下弦高强度拉索使撑杆产生向上的分力, 导致上弦压弯构件产生与外荷载作用下相反的内力和挠度, 从而减少结构的变形。而撑杆对上弦提供弹性支承, 改善了上弦构件的受力性能。从整体上提高了结构的跨越能力, 适用于大跨度轻型屋盖的建筑结构。

7.5.2 张弦梁结构分为平面张弦梁结构和空间张弦梁结构。

1 平面张弦梁结构为以平面受力为主的结构, 其结构构件位于同一平面内。平面张弦梁根据上弦构件的形状可分为三种基本形式: 直梁型张弦梁、拱形张弦梁和人字拱型张弦梁结构(图 7.5.2)。上弦杆件通常采用实腹式构件、格构式或桁架式(平面或立体)构件。实际工程中平面张弦梁结构用的较多, 原因是形式简洁受力明确、安装方便。

1) 直梁型张弦梁结构的上弦构件为直线(图 7.5.2-1a), 通过拉索和撑杆提供弹性支承, 从而减少上弦杆的弯矩, 主要用于楼板结构和小坡度的屋盖结构;



(a) 直梁型张弦梁 (b) 拱型张弦梁 (c) 人字拱型张弦梁结构

图 7.5.2-1 平面张弦梁结构的基本形式

2) 拱形张弦梁结构 (7.5.2-1b), 除了拉索和撑杆为上弦提供弹性支承, 减少拱上弯矩的特点外, 拉索拉力可以与拱推力平衡, 因此, 一方面充分发挥了上弦拱的受力优势, 同时也充分利用了拉索抗拉强度高的特点, 更适用于大跨度甚至超大跨度的屋盖;

3) 人字拱型张弦梁结构 (7.5.2-1c), 主要用下弦拉索来平衡拱两端的推力, 因屋脊处起拱较高, 室内空间较大通常用于跨度较小的双坡屋盖结构。

2 空间张弦梁结构是以平面张弦梁结构作为基本的组成单元, 通过不同的空间布置, 形成的以空间受力为主的张弦梁结构。它又可分为下列几种形式:

1) 单向张弦梁结构 (图 7.5.2-2), 是在平行布置的单榀平面张弦梁之间设置纵向支承索形成的空间结构体系。纵向支承索的作用, 一方面可提高整体结构的纵向稳定, 保证每榀平面张弦梁的平面外稳定, 同时通过对纵向支撑索进行张拉, 为平面张弦梁提供弹性支承, 形成空间受力体系。此结构适用于大跨度的矩形平面的屋盖。

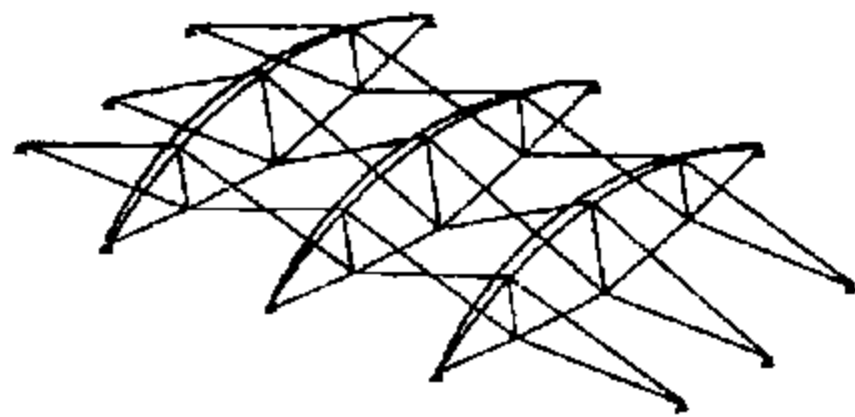


图 7.5.2-2 单向张弦梁结构

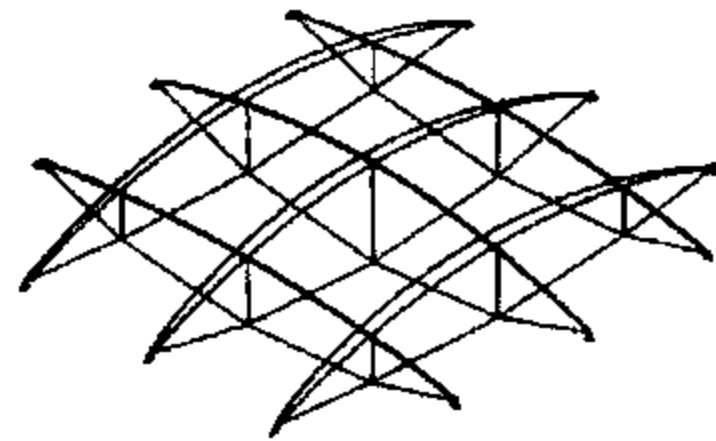


图 7.5.2-3 双向张弦梁结构

2) 双向张弦梁结构 (图 7.5.2-3), 是由单榀平面张弦梁沿纵横方向交叉布置而成。两个方向的交叉平面张弦梁相互提供弹性支承, 因此该体系属纵横向受力的空间结构体系。此体系适用于矩形、圆形及椭圆形等多种大跨度建筑平面的屋盖结构。

3) 多向张弦梁 (图 7.5.2-4) 是将平面张弦梁结构沿多个方向交叉布置而成, 适用于圆形和多边形平面建筑的屋盖。

4) 辐射式张弦梁结构 (图 7.5.2-5) 由中央按辐射状放置上弦梁 (拱), 梁下设置撑杆, 撑杆用环向索或斜索连接。改进结构形式适用于圆型或椭圆形平面的屋盖。

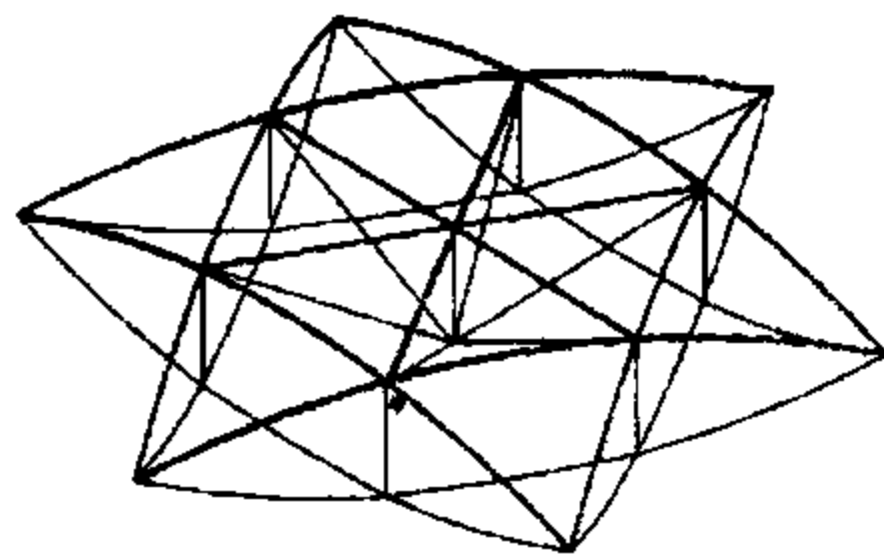


图 7.5.2-4 多向张弦梁结构

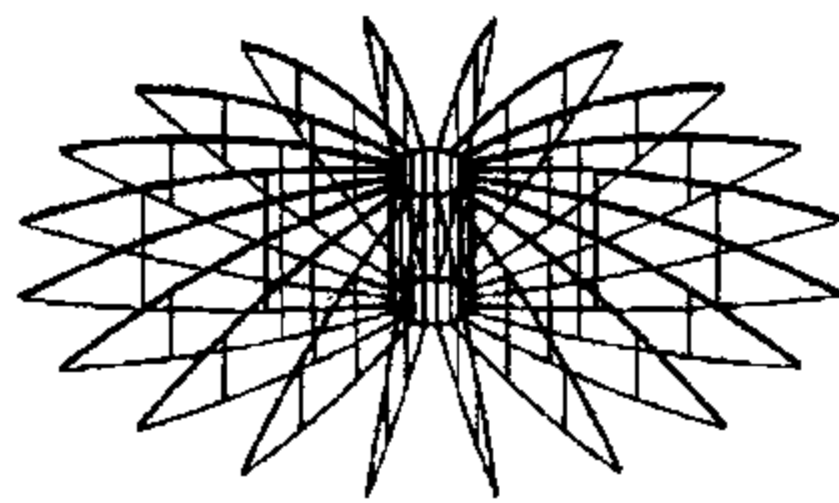


图 7.5.2-5 辐射式张弦梁结构

7.5.3 张弦梁结构的一般设计原则:

1 张弦梁结构的外形可根据建筑功能、美观和受力的要求自由选择,上弦矢高和下弦的垂度大小是结构设计需要考虑的重要问题,通常矢跨比和垂跨比之和(矢高与垂度之和与跨度之比)可取为 $1/9 \sim 1/14$ 。但是结构受荷后的形状和房屋的净高应能满足建筑设计的要求。

2 充分发挥拉索材料的抗拉强度,拉索的强度安全系数一般取 $2.5 \sim 3.0$ 。合理地确定拉索的预应力值,拉索的预应力有利于改善上弦杆件的受力性能,在任何外荷载作用下,特别是风吸力和竖向地震作用下,拉索都应保持一定的拉力,不能松弛,以保证结构的安全。不宜为单纯克服吸力而加大预应力值,在没有吸力的工况下,过高的预应力会使得上弦构件的轴力增加,造成不经济。这种情况下,设计中宜考虑加大屋面的恒荷载。

3 撑杆的间距对上弦杆件的受力状态以及拉索的成形有影响,过密可能不经济,过稀将增大上弦杆件的局部弯矩,其截面增大,同时不利于拉索形成光滑的曲线。根据一些学者的研究和工程经验,撑杆间距可取 $4.5 \sim 9.0\text{m}$ 。

4 采用平面张弦梁结构时,由于其跨度较大,上弦构件存在较大的压力,应采取措施保证上弦杆构件平面外的稳定,为此可采用平面外刚度大的上弦杆,宜沿上弦周边设置封闭的水平支撑。例如采用格构式构件或立体桁架等,同时在屋盖平面上布置必要的上弦水平交叉支撑。

5 当前张弦梁结构在脉动风作用下结构风振效应的影响、大跨度拉索的出平面外的稳定性以及抗震设计的研究工作尚在进行中,结构设计应给予充分重视,必要时应进行试验和论证,以确保结构的安全。

附录 A 常用国家标准、规范、规程

- 1 砌体结构设计规范 (GB 50003 - 2001)
- 2 木结构设计规范 (GB 50005 - 2003)
- 3 建筑地基基础设计规范 (GB 50007 - 2002) (正在修编)
- 4 建筑结构荷载规范 (GB 50009 - 2001) 2006 年版
- 5 混凝土结构设计规范 (GB 50010 - 2002) (正在修编)
- 6 建筑抗震设计规范 (GB 50011 - 2001) 2008 年版 (正在修编)
- 7 建筑设计防火规范 (GB 50016 - 2006)
- 8 钢结构设计规范 (GB 50017 - 2003)
- 9 冷弯薄壁型钢结构技术规范 (GB 50018 - 2002)
- 10 岩土工程勘察规范 (GB 50021 - 2001)
- 11 建筑抗震鉴定标准 (GB 50023 - 2009)
- 12 湿陷性黄土地区建筑规范 (GB 50025 - 2004)
- 13 人民防空地下室设计规范 (GB 50038 - 2005)
- 14 高层民用建筑设计防火规范 (GB 50045 - 95)
- 15 工业建筑防腐蚀设计规范 (GB 50046 - 2008)
- 16 建筑结构可靠度设计统一标准 (GB 50068 - 2001)
- 17 建筑结构设计术语和符号标准 (GB/T 50083 - 97)
- 18 人民防空工程设计防火规范 (GB 50098 - 98) 2001 年版
- 19 地下工程防水技术规范 (GB 50108 - 2008)
- 20 膨胀土地区建筑技术规范 (GBJ 112 - 87)
- 21 钢筋混凝土升板结构技术规范 (GBJ 130 - 90)
- 22 人民防空工程施工及验收规范 (GB 50134 - 2004)
- 23 高耸结构设计规范 (GB 50135 - 2006)
- 24 工程结构可靠性设计统一标准 (GB 50153 - 2008)
- 25 建筑地基基础工程施工质量验收规范 (GB 50202 - 2002)
- 26 砌体工程施工质量验收规范 (GB 50203 - 2002)
- 27 混凝土结构工程施工质量验收规范 (GB 50204 - 2002)
- 28 钢结构工程施工质量验收规范 (GB 50205 - 2001)
- 29 木结构工程施工质量验收规范 (GB 50206 - 2002)
- 30 地下防水工程质量验收规范 (GB 50208 - 2002)
- 31 建筑防腐蚀工程施工及验收规范 (GB 50212 - 2002)
- 32 建筑工程抗震设防分类标准 (GB 50223 - 2008)
- 33 人民防空工程设计规范 (GB 50225 - 2005)
- 34 地基动力特性测试规范 (GB/T 50269 - 97)
- 35 民用建筑可靠性鉴定标准 (GB 50292 - 1999)
- 36 建筑边坡工程技术规范 (GB 50330 - 2002)
- 37 混凝土结构加固设计规范 (GB 50367 - 2006)

- 38 混凝土结构耐久性设计规范 (GB/T 50476 - 2008)
- 39 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ 3 - 2002) (正在修编)
- 40 高层建筑箱形与筏形基础技术规范 (JGJ 6 - 99)
- 41 网架结构与施工规程 (JGJ 7 - 91)
- 42 建筑变形测量规范 (JGJ 8 - 2007)
- 43 轻骨料混凝土结构技术规程 (JGJ 12 - 2006)
- 44 混凝土小型空心砌块建筑技术规程 (JGJ/T 14 - 2004)
- 45 钢筋焊接及验收规程 (JGJ 18 - 2003)
- 46 钢筋混凝土薄壳结构设计规程 (JGJ/T 22 - 98)
- 47 轻骨料混凝土技术规程 (JGJ 51 - 2002)
- 48 网壳结构技术规程 (JGJ 61 - 2003)
- 49 高层建筑岩土工程勘察规程 (JGJ 72 - 2004)
- 50 建筑地基处理技术规范 (JGJ 79 - 2002)
- 51 建筑钢结构焊接技术规程 (JGJ 81 - 2002)
- 52 钢结构高强度螺栓连接的设计施工及验收规范 (JGJ 82 - 91)
- 53 软土地区工程地质勘察规范 (JGJ 83 - 91)
- 54 无粘结预应力混凝土结构技术规程 (JGJ 92 - 2004)
- 55 建筑桩基技术规范 (JGJ 94 - 2008)
- 56 冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程 (JGJ 95 - 2003)
- 57 高层民用建筑钢结构技术规程 (JGJ 99 - 98)
- 58 玻璃幕墙工程技术规范 (JGJ 102 - 2003)
- 59 建筑基桩检测技术规范 (JGJ 106 - 2003)
- 60 钢筋机械连接通用技术规程 (JGJ 107 - 2003)
- 61 钢筋焊接网混凝土结构技术规程 (JGJ 114 - 2003)
- 62 建筑抗震加固技术规程 (JGJ 116 - 2009)
- 63 冻土地区建筑地基基础设计规范 (JGJ 118 - 98)
- 64 建筑基坑支护技术规程 (JGJ 120 - 99)
- 65 既有建筑地基基础加固技术规范 (JGJ 123 - 2000)
- 66 金属与石材幕墙工程技术规范 (JGJ 133 - 2001)
- 67 载体桩设计规程 (JGJ 135 - 2007)
- 68 多孔砖砌体结构技术规范 (JGJ 137 - 2001)
- 69 型钢混凝土组合结构技术规程 (JGJ 138 - 2001)
- 70 预应力混凝土结构抗震设计规程 (JGJ 140 - 2004)
- 71 混凝土结构后锚固技术规程 (JGJ 145 - 2004)
- 72 混凝土异形柱结构技术规程 (JGJ 149 - 2006)
- 73 镇(乡)村建筑抗震技术规程 (JGJ 161 - 2008)
- 74 钢结构防火涂料应用技术规范 (CECS 24:90)
- 75 钢管混凝土结构设计与施工规程 (CECS 28:90)
- 76 钢纤维混凝土结构设计及施工规程 (CECS 38:92)
- 77 钢结构加固技术规范 (CECS 77:96)
- 78 砖混结构房屋加层技术规范 (CECS 78:96)
- 79 钢筋混凝土承台设计规程 (CECS 88:97)
- 80 门式刚架轻型房屋钢结构技术规程 (CECS 102:2002)

- 81 高强混凝土结构技术规程 (CECS 104:99)
- 82 碳纤维片材加固混凝土结构技术规程 (CECS 146:2003)
- 83 户外广告设施钢结构技术规程 (CECS 148:2003)
- 84 膜结构技术规程 (CECS 158:2004)
- 85 矩形钢管混凝土结构技术规程 (CECS 159:2004)
- 86 建筑工程抗震性态设计通则 (试用) (CECS 160:2004)
- 87 喷射混凝土加固技术规程 (CECS 161:2004)
- 88 建筑钢结构防火技术规范 (CECS 200:2006)
- 89 预应力钢结构技术规程 (CECS 212:2006)

附录 B 鉴定加固

B.1 一般规定

B.1.1 本附录适用现有建筑的鉴定与加固。

B.1.2 本附录主要依据以下标准规范编写：

- 1 《民用建筑可靠性鉴定标准》GB50292 - 1999；
- 2 《建筑抗震鉴定标准》GB50023 - 2009；
- 3 《建筑抗震设计规范》GBJ11 - 89、GB50011 - 2001 及 2008 年版；
- 4 《混凝土结构加固设计规范》GB50367 - 2006；
- 5 《建筑抗震加固技术规程》JGJ116 - 2009。

B.1.3 现有建筑的鉴定应由具有相应设计资质或鉴定资质的单位进行，鉴定中如需对原结构进行必要的检测，应委托具有检测资质的机构完成，加固设计应由具有相应设计资质和设计经验的单位进行。

B.2 现有建筑的安全性鉴定

B.2.1 适用条件

在下列情况下，应对现有建筑进行安全性鉴定：

- 1 建筑物大修前的安全检查；
- 2 重要建筑物的定期安全检查；
- 3 建筑物改造前（改变用途或使用条件）的安全检查；
- 4 建筑物超过设计使用年限继续使用的鉴定；
- 5 为制订建筑群维修改造规划而进行的普查；
- 6 危房鉴定及各种涉及结构安全问题的应急鉴定。

B.2.2 安全性鉴定的层次划分、等级划分

安全性的鉴定评级，应按构件、子单元和鉴定单元三个层次，从第一层开始，分层进行，每一层次分为四个安全性等级。层次、等级划分及工作内容见表 B.2.2。

- 1 根据构件各检查项目评定结果，确定单个构件等级；
- 2 根据子单元各检查项目及各种构件的评定结果，确定子单元等级；
- 3 根据各子单元的评定结果，确定鉴定单元等级。

B.2.3 鉴定评级标准

民用建筑安全性鉴定评级的各层次分级标准按表 B.2.3 的规定采用。

表 B.2.2 安全性鉴定评级的层次、等级划分及工作内容

层次	一	二	三
层名	构件	子单元	鉴定单元
等级	a_u, b_u, c_u, d_u	A_u, B_u, C_u, D_u	$A_{su}, B_{su}, C_{su}, D_{su}$
地基基础	—	按地基变形或承载力、地基稳定性(斜坡)等检查项目评定地基等级	地基基础评级
	按同类材料构件各检查项目评定单个基础等级	每种基础评级	
上部承重结构	按承载能力、构造、不适于继续承载的位移或残损等检查项目评定单个构件等级	每种构件评级	上部承重结构评级
		结构侧向位移评级	
	—	按结构布置、支撑、圈梁、结构间连系等检查项目评定结构整体性等级	
围护系统承重部分	按上部承重结构检查项目及步骤评定围护系统承重部分各层次安全性等级		
		鉴定单元安全性评级	

表 B.2.3 安全性鉴定分级标准

层次	鉴定对象	等级	分级标准	处理要求
一	单个构件或其检查项目	a_u	安全性符合鉴定标准对 a_u 级的要求, 具有足够的承载能力	不必采取措施
		b_u	安全性略低于鉴定标准对 a_u 级的要求, 尚不显著影响承载能力	可不采取措施
		c_u	安全性不符合鉴定标准对 a_u 级的要求, 显著影响承载能力	应采取措施
		d_u	安全性极不符合鉴定标准对 a_u 级的要求, 已严重影响承载能力	必须及时或立即采取措施
二	子单元的检查项目	A_u	安全性符合鉴定标准对 A_u 级的要求, 具有足够的承载能力	不必采取措施
		B_u	安全性略低于鉴定标准对 A_u 级的要求, 尚不显著影响承载能力	可不采取措施
		C_u	安全性不符合鉴定标准对 A_u 级的要求, 显著影响承载能力	应采取措施
		D_u	安全性极不符合鉴定标准对 A_u 级的要求, 已严重影响承载能力	必须及时或立即采取措施

续表 B.2.3

层次	鉴定对象	等级	分级标准	处理要求
	子单元中的 每种构件	A_n	安全性符合鉴定标准对 A_n 级的要求, 不影响整体承载	不必采取措施
		B_n	安全性略低于鉴定标准对 A_n 级的要求, 尚不显著影响整体承载	可能有极个别构件应采取的措施
		C_n	安全性不符合鉴定标准对 A_n 级的要求, 显著影响整体承载	应采取的措施, 且可能有个别构件必须立即采取的措施
		D_n	安全性极不符合鉴定标准对 A_n 级的要求, 已严重影响整体承载	必须立即采取的措施
	子单元	A_n	安全性符合鉴定标准对 A_n 级的要求, 不影响整体承载	可能有极个别一般构件应采取的措施
		B_n	安全性略低于鉴定标准对 A_n 级的要求, 尚不显著影响整体承载	可能有极少数构件应采取的措施
		C_n	安全性不符合鉴定标准对 A_n 级的要求, 显著影响整体承载	应采取的措施, 且可能有极少数构件必须立即采取的措施
		D_n	安全性极不符合鉴定标准对 A_n 级的要求, 严重影响整体承载	必须立即采取的措施
三	鉴定单元	A_{su}	安全性符合鉴定标准对 A_{su} 级的要求, 不影响整体承载	可能有极少数一般构件应采取的措施
		B_{su}	安全性略低于鉴定标准对 A_{su} 级的要求, 尚不显著影响整体承载	可能有极少数构件应采取的措施
		C_{su}	安全性不符合鉴定标准对 A_{su} 级的要求, 显著影响整体承载	应采取的措施, 且可能有少数构件必须立即采取的措施
		D_{su}	安全性严重不符合鉴定标准对 A_{su} 级的要求, 严重影响整体承载	必须立即采取的措施

注: 对 A_n 级、 A_n 及 A_{su} 级的具体要求见《民用建筑可靠性鉴定标准》GB50292-1999 的规定。

B.3 现有建筑的抗震鉴定

B.3.1 本节适用于抗震设防烈度为 6~9 度地区的现有建筑的抗震鉴定。

B.3.2 下列情况下的现有建筑需进行抗震鉴定:

- 1 接近或超过设计使用年限需继续使用的建筑;
- 2 原设计未考虑抗震设防或抗震设防要求提高了的建筑;
- 3 需要改变结构用途和使用环境的建筑。

B.3.3 现有建筑的抗震鉴定依据以下国家标准:

- 1 《建筑抗震鉴定标准》GB50023-2009;
- 2 《建筑抗震设计规范》GB50011-2001;
- 3 《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223-2008;

4 《建筑抗震加固技术规程》JGJ116 - 2009。

B. 3. 4 鉴定时的抗震设防烈度可采用地震基本烈度，抗震设防类别应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》确定。

B. 3. 5 现有建筑的抗震鉴定应根据其设计建造年代及依据的设计规范，确定后续使用年限：

1 在 70 年代及以前建造经耐久性鉴定可继续使用的现有建筑，其后续使用年限不应少于 30 年；在 80 年代建造的现有建筑，宜采用 40 年或更长，且不得少于 30 年；

2 在 90 年代（按当时施行的抗震设计规范系列设计）建造的现有建筑，后续使用年限宜采用 40 年，条件许可时应采用 50 年；

3 在 2001 年以后（按当时施行的抗震设计规范系列设计）建造的现有建筑，后续使用年限宜采用 50 年。

B. 3. 6 现有建筑的抗震鉴定，应按其后续使用年限选用相应的鉴定方法：

1 后续使用年限 30 年的建筑，应采用《建筑抗震鉴定标准》A 类建筑的抗震鉴定方法；

2 后续使用年限 40 年的建筑，应采用《建筑抗震鉴定标准》B 类建筑的抗震鉴定方法；

3 后续使用年限 50 年的建筑，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》的要求进行抗震鉴定；

B. 3. 7 现有建筑的抗震鉴定分为两级。第一级鉴定以宏观控制和构造鉴定为主进行综合评价，第二级鉴定以抗震验算为主结合构造影响进行综合评价。

1 A 类建筑，当符合第一级鉴定的各项要求时，可评为满足抗震鉴定要求，不再进行第二级鉴定；当不符合第一级鉴定要求时，应按《建筑抗震鉴定标准》的规定，进行第二级鉴定作出判断，或评定为不满足抗震鉴定要求，并要求采取加固或其他相应措施。

2 B 类建筑，应检查其抗震措施和现有抗震承载力后作出判断。当抗震措施不满足鉴定要求但现有抗震承载力较高时，可通过构造影响系数进行综合抗震能力的评定；当抗震措施满足鉴定要求时，主要抗侧力构件的抗震承载力不低于规定值的 95%，次要抗侧力构件的抗震承载力不低于规定值的 90% 时，也可不要求进行加固处理。

3 一般情况下，第二级鉴定宜按《建筑抗震鉴定标准》各章规定的具体方法进行结构的抗震验算，当未给出具体方法时，可采用国家标准《建筑抗震设计规范》规定的方法，按下式进行结构构件抗震验算：

$$S \leq R / \gamma_{Ra} \quad (\text{B. 3. 7})$$

式中 S ——结构构件内力（轴向力、弯矩、剪力等）组合的设计值；计算时，有关的荷载、地震作用、作用分项系数、组合值系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》的规定采用；其中场地的设计特征周期可按表 B. 3. 7 确定，地震作用效应（内力）调整系数应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》的规定采用。

R ——结构构件承载力设计值，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》的规定采用，各类结构材料强度的设计指标应按《建筑抗震鉴定标准》附录 A 采用，材料强度等级按现场实测确定。

γ_{Ra} ——抗震鉴定的承载力调整系数，一般情况下可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》的承载力抗震调整系数值采用，A 类钢筋混凝土构件按现行国家标准《建筑抗震设计规范》承载力抗震调整系数的 0.85 倍采用。

表 B. 3. 7 特征周期值 (s)

设计地震分组	场地类别			
	I	II	III	IV
第一、二组	0.20	0.30	0.40	0.65
第三组	0.25	0.40	0.55	0.85

B.4 现有建筑的加固

B.4.1 本节适用于抗震设防烈度为 6~9 度地区现有建筑的加固。

B.4.2 本节主要依据的国家标准见 B.1.2 和 B.3.3。

B.4.3 下列情况下的现有建筑需进行加固：

- 1 依据《民用建筑可靠性鉴定标准》GB50292 鉴定需要进行加固的房屋；
- 2 依据《建筑抗震鉴定标准》GB50023 鉴定需要进行抗震加固的房屋。

B.4.4 加固设计原则

1 房屋建筑加固前应按现行国家标准规范进行安全性鉴定、抗震鉴定，并综合安全性鉴定和抗震鉴定的结论确定加固方案，以整体性加固、概念加固为主，构件加固为辅。加固方案应符合安全、适用、经济的原则。

2 加固设计时应应对结构进行整体分析，结构的计算简图应根据加固后的荷载、地震作用和实际受力状况确定；结构构件的计算截面面积，应采用实际有效的截面面积；构件的强度等级应采用实际达到的强度等级；结构构件承载力验算时，应计入实际荷载偏心、结构构件变形等造成的附加内力，并应计入加固后的实际受力程度、新增部分的应变滞后和新旧部分协同工作的程度对承载力的影响；加固后结构刚度和重力荷载代表值的变化分别不超过原来的 10% 和 5% 时，可不计入地震作用变化的影响。

3 抗震加固设计时的抗震设防烈度应根据抗震设防类别按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》确定。

4 抗震加固验算可采用楼层综合抗震能力指数进行验算，加固后楼层综合抗震能力指数应大于 1.0；也可采用《建筑抗震设计规范》方法进行构件承载力验算，验算时承载力调整系数与抗震鉴定用的承载力调整系数一致；抗震设防烈度为 6 度时，可不进行抗震验算。

5 加固或新增构件的布置，宜使加固后结构质量和刚度分布较均匀、对称，应避免局部加强导致结构刚度或强度突变。加固后的楼层综合抗震能力指数或抗震受剪承载力不宜超过下一楼层的 20%，当超过时应同时增强下一楼层的抗震能力。

B.4.5 加固所用的砌体块材、砂浆和混凝土强度等级，钢筋、钢材的性能指标，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》的有关规定，其他各种加固材料和胶粘剂的性能指标应符合国家现行相关标准、规范的要求。加固材料的强度等级不应低于原构件材料实际的强度等级。

附录 C 消能减震 (振)

建筑结构消能减震 (振) 设计是把结构的某些抗侧力构件 (支撑、连接件等) 设计成消能构件, 或在结构的某些部位 (层间、节点、连接缝等) 设置消能部件, 使该建筑在地震或风荷载作用下, 随着结构响应的增大, 通过消能构件或消能器相对变形或相对速度提供附加阻尼, 大量消耗输入主体结构的地震或风振能量, 达到预期防震 (振) 要求。

消能减震 (振) 的概念设计主要包括: (1) 消能减震 (振) 结构的适用范围和设防目标; (2) 消能器的选择; (3) 消能部件的布置原则; (4) 消能减震 (振) 结构和消能减震 (振) 部件的性能标准和基本要求; (5) 消能减震 (振) 结构设计计算要点。

C.1 消能减震 (振) 结构的适用范围

消能减震 (振) 结构主要适用范围如下:

- C.1.1** 消能减震 (振) 设计适用于钢、钢筋混凝土、钢-混凝土混合等结构类型的房屋;
- C.1.2** 对于抗震结构: 消能减震结构主要适用于抗震安全性较高及使用功能有专门要求的建筑, 同时应根据建筑抗震设防类别、抗震设防烈度、场地类型、建筑结构方案和使用要求, 并与采用抗震设计的设计方案进行技术、经济可行性的对比分析后, 确定是否采用消能减震 (振) 设计方案;
- C.1.3** 对于抗风结构: 消能减震结构主要适用于在风荷载作用下不满足位移或舒适度要求的高柔结构, 用于减小结构的位移和加速度响应;
- C.1.4** 用于钢、钢筋混凝土、钢-混凝土混合等结构类型的现有建筑的减震 (振) 加固。

C.2 消能减震 (振) 结构的设防目标

C.2.1 地震作用下建筑结构消能减震 (振) 设计的设防目标

采用消能减震 (振) 设计的建筑, 当遭遇本地区的多遇地震影响、抗震设防烈度地震影响和罕遇地震影响时, 其抗震设防目标可高于未采用消能减震设计的建筑的抗震设防目标, 具体的设防标准可采用建筑抗震性能化设计。

C.2.2 风荷载作用下建筑结构消能减震 (振) 设计的设防目标

在风荷载作用下, 无论是新建建筑还是现有建筑, 其采用消能减震 (振) 设计的设防目标皆要满足现行有关设计规范规定的位移和舒适度要求。

C.3 消能器的分类及其选择原则

C.3.1 消能器的分类

消能器主要分为速度相关型、位移相关型和其他类型, 其中速度相关型消能器包括粘滞消能器和粘弹性消能器等, 位移相关型消能器包括金属屈服型消能器和摩擦型消能器等。

C.3.1.1 黏滞消能器

黏滞消能器是以黏滞材料为阻尼介质的被动速度相关型消能器, 可分为杆式黏滞流体消能器、圆筒式黏滞消能器和黏滞阻尼墙。其中圆筒式黏滞消能器和黏滞阻尼墙是通过圆筒或钢板的错动使得内部黏

滞材料发生剪切变形产生阻尼力,杆式黏滞消能器由活塞运动使黏滞材料通过阻尼孔产生黏滞阻尼力。

C.3.1.2 黏弹性消能器

黏弹性消能器是由黏弹性材料和约束钢板或内外约束钢圆筒组成的被动速度相关型消能器。黏弹性消能器是依靠黏弹性材料产生的剪切变形或拉应变来耗散能量的。

C.3.1.3 金属屈服型消能器

金属屈服型消能器主要是由各种不同的金属材料(如软钢、低屈服点钢和铅等)制成,利用金属材料屈服时产生的塑性滞回变形来耗散能量的减振装置。在金属屈服型消能器中,防屈曲消能支撑是在国内外应用最为广泛的消能器。

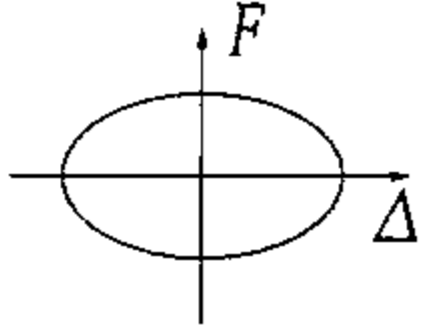
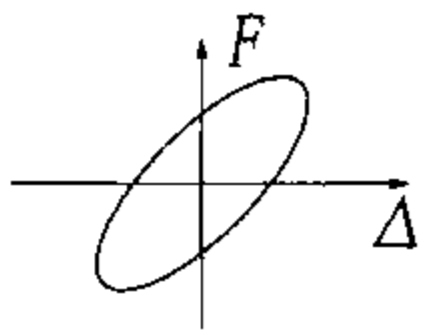
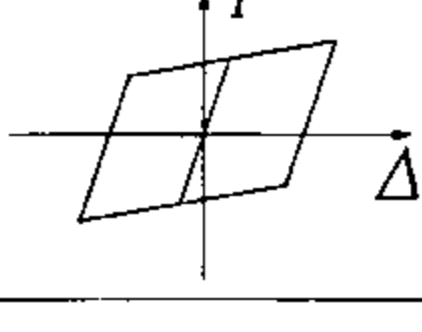
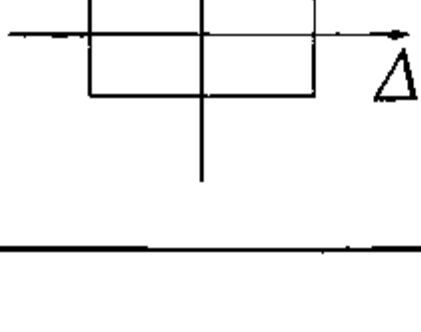
C.3.1.4 摩擦型消能器

摩擦型消能器主要是由金属组合材料和摩擦片在一定预紧力下组成一个能够产生滑动摩擦的机构,利用滑动摩擦做功耗散能量的减振装置。

C.3.2 各种消能器的选择原则

消能器的选用应综合考虑结构类型、周围环境、设防目标、消能器的力学性能及消能机理、消能器的价格、安装及施工费用、消能器的维修费用等因素。具体如下表所示:

表 C.3.2 各类消能器选用表

消能器类型	滞回曲线	耗能特点	适用范围	对环境适应性	费用
速度相关型		利用与速度有关的粘性抵抗力,从小振幅到大振幅的来获取阻尼力,其耗能能力取决于消能器两端相对位移和相对变形速度的大小	由于在很小位移下就能耗能,适用于对侧移要求较严的结构和舒适度要求较高的建筑,对于结构抗震和抗风均适用	杆式消能器对温度不敏感,圆筒式粘滞消能器和阻尼墙对温度敏感。粘滞消能器老化问题不严重。缸式可用于室内外,筒式和粘滞阻尼墙适用于室内	活塞加工要求高,密封要求高,粘滞材料贵,成本较高
		利用滞回变形消耗能量,其耗能能力仅与消能器两端的相对位移大小有关	一般小震和风荷载作用下只提供刚度,只有在中震和大震作用下达到屈服力或克服初始摩擦力后才滞回耗能,仅适用于结构抗震	对温度不敏感,易锈蚀,适用于室内外,用作室外需注意做好防锈处理	对温度较敏感,存在老化问题(尤其在紫外线辐射下),一般用于室内环境
位移相关型		利用滞回变形消耗能量,其耗能能力仅与消能器两端的相对位移大小有关	一般小震和风荷载作用下只提供刚度,只有在中震和大震作用下达到屈服力或克服初始摩擦力后才滞回耗能,仅适用于结构抗震	对温度不敏感,易锈蚀,适用于室内外,用作室外需注意做好防锈处理	仅需要机械加工,造价低,施工方便,维护和替换费用低
		利用滞回变形消耗能量,其耗能能力仅与消能器两端的相对位移大小有关	一般小震和风荷载作用下只提供刚度,只有在中震和大震作用下达到屈服力或克服初始摩擦力后才滞回耗能,仅适用于结构抗震	对温度不敏感,易锈蚀,适用于室内外,用作室外需注意做好防锈处理	仅需要机械加工,造价低,施工方便,维护和替换费用低

C.4 消能部件的布置原则

C.4.1 消能部件可根据需要沿结构的两个主轴方向分别设置。消能部件宜设置在层间变形较大的位置,其数量和分布应通过综合分析合理确定,并有利于提高整个结构的消能减震(振)能力和抗扭能力,形成合理的受力体系。消能减震(振)结构不应由于消能部件的设置而产生附加扭转。

C.4.2 尽量缩小质量中心和刚度中心的差异

结构增设消能装置后,应尽量缩小质量中心和刚度中心的差异,力求保持结构对称。对于规则结构,消能装置应在基本满足业主空间使用需求的基础上,沿结构的两个主轴方向分别设置或仅在一个主轴方向布置,消能部件的平面布置应规则、对称,尽量缩小质量中心和刚度中心的差异,以减小结构扭转效应的发生;对于有偏心的结构,应尽量在远离刚心的一端布置消能器,以减小扭转效应。

C.4.3 以层间位移为指标布置

增设消能装置的目的主要是控制结构的层间位移。减震结构的计算分析结果表明,增设消能装置后结构位移变化的规律比速度、加速度变化的规律更强,因此,消能装置的竖向布置以位移为控制指标更合理恰当,宜遵守以下几条原则:

- 1 增设消能装置后对其所在层的层间位移降低最大,故消能装置应增设 in 层间位移较大的楼层;
- 2 增设消能装置后,对上部邻近层的位移控制效果要比对下部邻近层的位移控制效果好,因此,当层间位移基本相等时,消能装置宜设置在较低层;
- 3 设置消能装置后,尽量做到各楼层的屈服强度系数大致相等,防止某一层产生较大的层间侧移,出现塑性变形集中效应。

C.5 消能减震(振)主体结构性能标准和基本要求

- C.5.1 消能减震(振)主体结构应具备必要的抗震和抗风承载力,良好的变形能力和耗能能力。
- C.5.2 与消能部件相连接的主体结构构件与节点应满足消能器最大输出阻尼力作用下仍处于不屈服状态。
- C.5.3 对于抗震设防的新建建筑,在设置消能部件后,主体结构尚应根据其结构类型分别符合《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001(2008 年版)的设计要求。
- C.5.4 对于抗震设防的新建建筑和既有建筑,当设置消能部件后其抗震性能明显提高时,主体结构的抗震构造要求可适当降低。
- C.5.5 消能减震(振)结构的层间弹塑性位移角限值宜满足现行有关规范规定的限值。
- C.5.6 与消能部件相连的主体结构构件,应计入消能部件传递的附加内力,并将其传递到基础。

C.6 消能部件的性能标准和基本要求

- C.6.1 强度要求:与消能器相连的支撑应保证在消能器最大输出阻尼力作用下处于弹性状态,同时与主体相连的预埋件、节点板等也应处于弹性状态,不得发生滑移、拔出等破坏。
- C.6.2 稳定性要求:消能部件应保证在消能器最大阻尼力作用下不发生平面内、外整体失稳,同时连接支撑和连接节点不得发生局部失稳。
- C.6.3 刚度要求:与消能器相连的支撑应具有足够刚度,以保证减震(振)装置中的变形绝大部分发生在消能器上,消能器支撑的刚度应根据计算确定。
- C.6.4 消能器与连接支撑、主体结构之间的连接节点,应符合钢构件连接、或钢与混凝土构件连接、或钢与钢-混凝土组合构件连接的构造要求,并能承担消能器施加给连接节点的最大作用力。
- C.6.5 消能器的性能及检测标准应满足相应的产品标准及《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001(2008 年版)的相关规定。
- C.6.6 消能器的极限位移应不小于罕遇地震或设计风荷载下消能器最大位移的 1.2 倍;对于速度相关型消能器,消能器的极限速度应不小于罕遇地震或设计风荷载作用下消能器最大速度的 1.2 倍,且消能器应满足在此极限速度下的强度要求。消能器的极限位移同时还应考虑消能器制造及施工安装偏差。
- C.6.7 消能部件的设计应便于消能器的安装、维护和更换。
- C.6.8 消能部件应具有良好的耐久性能和环境适应性。

C.7 消能减震(振) 结构设计计算要点

C.7.1 当安装消能器的主体结构基本处于弹性阶段工作时,可采用线性分析方法作简化估算,并根据结构的变形特征和高度等,可分别采用底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法。

C.7.2 消能减震(振)结构总刚度应为结构刚度和消能部件有效刚度的总和,消能减震(振)结构的自振周期应根据消能减震(振)结构的总刚度确定。

C.7.3 消能减震(振)结构的总阻尼比应为结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比的总和,对于消能减震(振)结构,消能部件附加给结构的有效阻尼比应根据小震和罕遇地震下结构预期位移分别计算。

C.7.4 对主体结构进入弹塑性阶段的情况,应根据主体结构体系特征采用静力非线性分析方法或非线性时程分析方法。在非线形分析中,消能减震(振)结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

C.7.5 消能部件附加给结构的有效阻尼比和有效刚度,可按《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001(2008年版)的相关规定进行计算。

C.7.6 消能减震(振)结构的计算流程见图C.7.6。

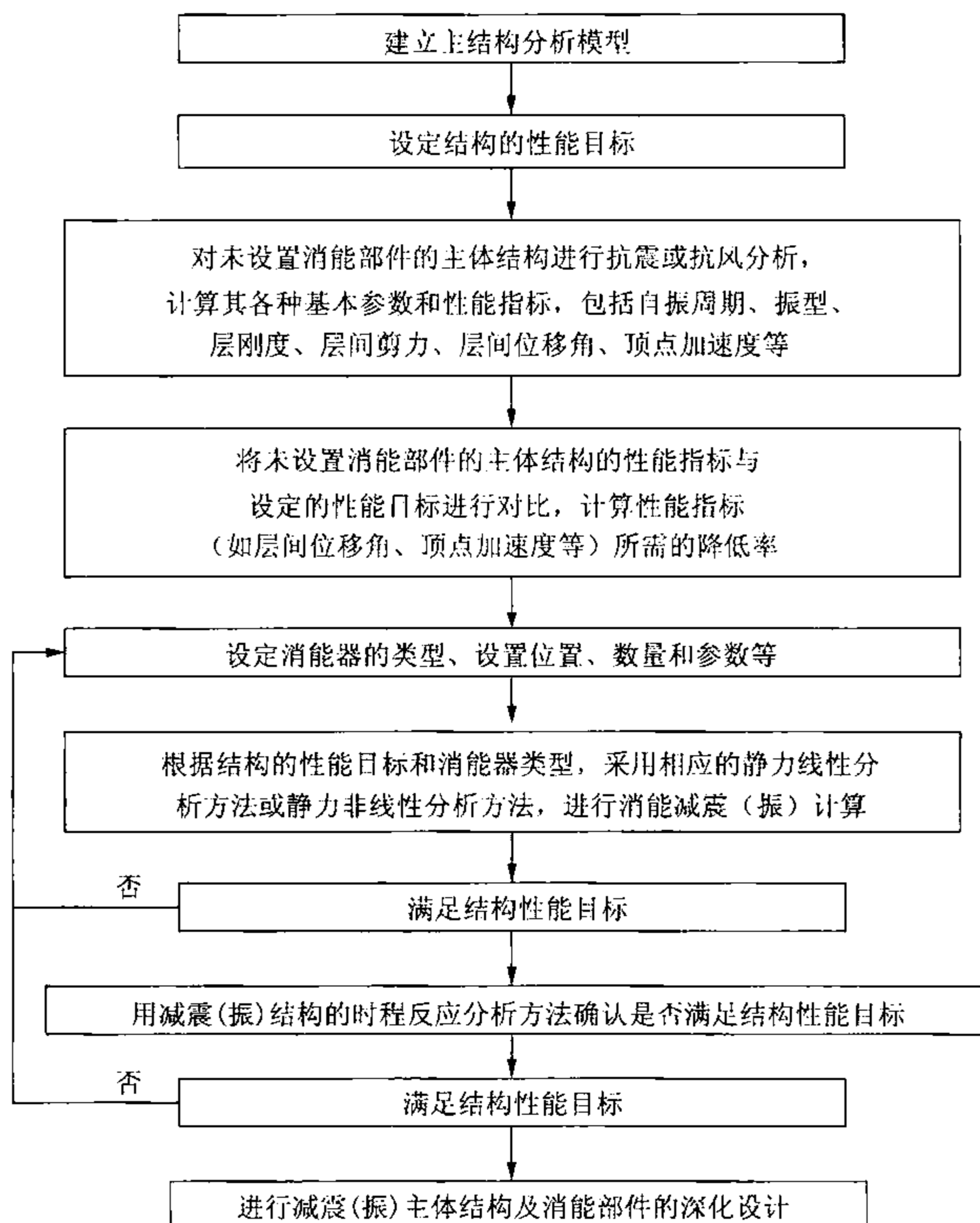


图 C.7.6 消能减震(振) 结构计算流程图

附录 D 隔 震

D.1 一般规定

D.1.1 隔震的基本要求是通过设置基础隔震系统(隔震层),使基础和上部结构断开,延长上部结构的基本周期,从而避开地震的主频带范围,使上部结构与水平地面运动在相当程度上解除了耦连关系,同时利用隔震层的高阻尼特性,消耗地震能量,使传递到上部结构的地震作用进一步减小。采用隔震技术后,上部结构的地震作用一般可减小 3~6 倍。而且地震反应以第一振型为主,类似于刚体平动。

D.1.2 采用隔震设计的建筑抗震设防目标应高于《建筑抗震设计规范》(2008 版)第 1.0.1 条的规定。一般情况下,隔震房屋的抗震性能指标为:遭遇多遇地震时,建筑结构及内部仪器设备处于正常的使用状态,上部结构处于弹性工作状态,不需修理;遭遇设防烈度地震时,建筑结构及内部仪器设备基本仍处于正常的使用状态,上部结构基本上处于弹性工作状态,不需修理或简单修理;遭遇罕遇地震时,上部结构的部分构件可能出现有限的非弹性变形,但下部结构不应产生危及上部结构安全的破坏,上部结构的使用功能不受影响或经一般修复后即可正常使用,隔震体系仍能保持正常工作。

D.1.3 隔震结构主要应用于抗震安全性较高、使用功能有较高要求或专门要求的低层和多层砌体、钢筋混凝土、钢-混凝土混合等各种结构类型的建筑,也可以用于既有建筑的抗震加固。当用于高层建筑,须专门研究,确保隔震效果。设计时应根据建筑物的抗震设防类别、抗震设防烈度、场地条件、建筑结构方案和建筑使用要求,与采用抗震设计的设计方案进行技术、经济可行性的对比分析后,确定隔震的设计方案。

D.1.4 建筑结构采用隔震设计时应符合下列各项要求:

- 1 结构高宽比应小于 4 且变形特征接近剪切变形,其最大高度应满足本规范非隔震结构要求;高宽比大于 4 的结构采用隔震设计时,应进行专门研究和论证。
- 2 建筑场地宜为 I、II、III 类,并应选用稳定性较好的基础类型。
- 3 风荷载和其他非地震作用的水平荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。
- 4 隔震层应提供必要的竖向承载力、侧向刚度和阻尼;穿过隔震层的设备配管、配线,应采用柔性连接或其他有效措施以适应隔震层的罕遇地震水平位移。

D.1.5 隔震层位置一般设置在基础和上部结构之间。如果工程确有需要,隔震层设置可适当上移。但隔震效果通常会有所减弱,同时下部结构(包括基础部分)的设计更为复杂,需特别设计和可靠论证。

D.1.6 穿过隔震层的设备配管、配线,应采用柔性连接或其他有效措施适应隔震层的罕遇地震水平位移要求。

D.1.7 隔震结构应采取不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的下列措施:

- 1 上部结构的周边应设置防震缝,缝宽不宜小于各隔震支座在罕遇地震下的最大水平位移值的 1.2 倍且不小于 200mm。对两相邻隔震结构其缝宽取最大水平位移值之和,且不小于 400mm。
- 2 上部结构与下部结构之间,应设置完全的水平隔离缝,缝高可取 20mm,并用柔性材料填充;当设置水平隔离缝确有困难时,应设置可靠的水平滑移垫层。
- 3 在走廊、楼梯、电梯等部位,应无任何障碍物。

D.1.8 对于较重要的隔震结构,宜设置地震反应观测系统。此时应要求建筑设计留有观测仪器和线路的位置。

D.2 隔震体系设计要点

D.2.1 隔震建筑设置隔震层后，原结构分为性能要求各不相同隔震层以上结构和以下结构两个部分。结构设计应对隔震层、上部结构、下部结构各部分分别进行隔震设计。

D.2.2 隔震层设计主要包括隔震层位置确定、隔震支座的布置和选型、隔震支座承载力和变形能力验算、隔震层顶部楼盖、隔震支座节点、穿越隔震层的柔性连接、隔震缝等构造等。

D.2.3 隔震层以上结构的水平地震作用，应符合下列规定：

1 对多层结构，水平地震作用沿高度可采用矩形分布；其水平向减震系数为按弹性计算时隔震与非隔震两种情况下各层层间剪力的最大比值。对高层建筑结构，尚应计算隔震与非隔震两种情况下各层倾覆力矩的最大比值，并与层间剪力的最大比值相比较，取二者的较大值。

注：水平向减震系数，宜按隔震支座水平剪切应变为100%时求得。

2 水平地震影响系数可比按本地区设防烈度由《建筑抗震设计规范》（2008年版）第5.1.4条确定的值减少。其折减系数，当隔震支座只采用普通叠层橡胶支座、消能器只采用速度型消能器、不设置抗风装置时，宜取水平向减震系数的1.25倍；其余情况，宜取水平向减震系数的1.4倍。

3 隔震层以上结构的总水平地震作用不得低于非隔震结构在6度设防时的总水平地震作用，并进行抗震验算；各楼层的水平地震剪力尚应符合《建筑抗震设计规范》（2008版）第5.2.5条对本地区设防烈度的最小地震剪力系数的规定。

4 9度时和8度且水平向减震系数为0.3时，隔震层以上的结构应按本地区设防烈度的要求进行竖向地震作用的计算。隔震层以上结构竖向地震作用标准值计算时，各楼层可视为质点，并按《建筑抗震设计规范》（2008版）第5.3节公式（5.3.1-2）计算竖向地震作用标准值沿高度的分布。

D.2.4 丙类建筑中隔震层以上结构的抗震措施，当水平向减震系数为0.75时不应降低非隔震时的有关要求；水平向减震系数不大于0.50时，可适当降低非隔震时的要求，但与抵抗竖向地震作用有关的抗震措施不应降低。

D.2.5 隔震层以下的结构和基础应符合下列要求：

1 隔震层支墩、支座及相连构件，应采用罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行承载力验算。

2 隔震层以下的地下室和隔震塔楼下的底盘中直接支承塔楼结构的相关构件，应满足嵌固的刚度比和设防烈度下的抗震承载力要求，并按罕遇地震下进行抗剪承载力验算。隔震塔楼的底盘在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表D.2.5要求。

3 隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理仍应按本地区抗震设防烈度进行，甲、乙类建筑的抗液化措施应按提高一个液化等级确定，直至全部消除液化沉陷。

表D.2.5 隔震塔楼下部底盘结构罕遇地震作用下层间弹塑性位移角限值

下部结构类型	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架结构和钢结构	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙	1/200
钢筋混凝土抗震墙	1/250

D.2.6 隔震体系的计算模型应符合下列要求。

1 对甲、乙类建筑，隔震体系的计算模型宜考虑结构杆件的空间分布、隔震支座的位置、隔震房屋的质量偏心、在两个水平方向的平移和扭转、隔震层的非线性阻尼特性以及荷载-位移关系特性，并有不少于两个不同力学模型的计算结果进行比较分析。

2 一般情况下, 隔震体系的计算简图可采用剪切型结构模型; 当上部结构的质心与隔震层刚度中心不重合时应计入扭转变形的影响。

3 隔震层顶部的梁板结构, 对钢筋混凝土结构应作为其上部结构的一部分进行计算和设计。

4 隔震房屋上部结构和下部结构的荷载-位移关系特性可采用线弹性模型。

一般说来, 隔震体系的计算模型更多地采用考虑扭转的空间结构分析模型, 当需要考虑竖向地震动或进行竖向变形分析或考虑上部结构摆动等情况时, 还需要包括竖向甚至翻转摆动自由度。

D.3 隔震层的设计要求

D.3.1 隔震层和隔震支座的力学模型

1 一般情况下, 可以采用等效线性化模型, 当按扭转耦联计算时, 尚应计及隔震层的扭转刚度。

2 对于隔震建筑的竖向振动、摇摆、翻转振动问题, 当需要考虑隔震支座的拉伸或上浮(提离)等变形时, 隔震支座的承压刚度和抗拉刚度相差很大, 需要分别考虑。

3 当考虑水平双方向同时输入或水平竖向同时输入的情形时, 对于基本满足线弹性恢复力—位移关系的隔震支座, 一般可不考虑隔震支座各个方向反应的相互影响。但当隔震支座本身阻尼比较大时或其它情形, 宜采用考虑这种相互影响关系的力学模型。

4 对于主要采用滞变变形为主的隔震支座的隔震建筑, 比较详细的结构分析一般需要采用弹塑性模型, 如双折线模型等, 要考虑隔震支座各个方向反应的相互影响, 不能分别用各个方向的独立关系来分别处理。

D.3.2 一般情况下, 宜采用多遇地震作用下的时程分析法进行计算, 砌体结构及基本周期与其相当的结构可按简化算法计算。隔震层还应进行抗风验算。抗风装置应按下式要求进行验算:

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (D.3.2)$$

式中 V_{Rw} ——抗风装置的水平承载力设计值。当抗风装置是隔震支座的组成部分时, 取隔震支座的水平屈服荷载设计值; 当抗风装置单独设置时, 取抗风装置的水平承载力, 可按材料屈服强度设计值确定;

γ_w ——风荷载分项系数, 取 1.4;

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

D.3.3 隔震层的布置应符合下列要求:

1 隔震层可由隔震支座、阻尼装置和抗风装置组成。阻尼装置和抗风装置可与隔震支座合为一体, 亦可单独设置。必要时可设置限位装置。在实际应用中多采用铅芯橡胶支座提供阻尼性能。

2 隔震层刚度中心宜与上部结构的质量中心重合。

3 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应。橡胶隔震支座应设置在受力较大的位置, 间距不宜过大, 其规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求通过计算确定。

4 同一房屋选用多种规格的隔震支座时, 应注意充分发挥每个隔震支座的承载力和水平变形能力。

5 同一支承处选用多个隔震支座时, 隔震支座之间的净距应大于安装和更换时所需的尺寸。

6 设置在隔震层的抗风装置宜对称、分散地布置在建筑物的周边。

D.3.4 隔震支座应进行竖向承载力和罕遇地震下水平极限位移和拉应力的验算。

1 各橡胶隔震支座的竖向平均压应力设计值, 不应超过表 D.3.4 的规定。

2 隔震支座应进行罕遇地震下的验算。

1) 隔震层在罕遇地震下应保持稳定, 不宜出现不可恢复的变形。隔震层橡胶支座在罕遇地震作用下, 不宜出现拉应力, 如有拉应力, 不应超过 1.0MPa。

表 D.3.4 橡胶隔震支座平均压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
平均压应力限值 (MPa)	10	12	15

- 注：1 平均压应力设计值应按恒荷载和活荷载的组合计算；其中，楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定乘以折减系数；
- 2 当结构倾覆验算时应包括水平地震作用效应组合；对需进行竖向地震作用计算的结构，尚应包括竖向地震作用效应组合；
- 3 当橡胶支座的第二形状系数（有效直径与橡胶层总厚度之比）小于 5.0 时应降低平均压应力限值：小于 5 不小于 4 时降低 20%，小于 4 不小于 3 时降低 40%；
- 4 外径小于 300mm 的橡胶支座，丙类建筑的平均压应力限值为 10MPa。

2) 隔震支座对应于罕遇地震水平剪力的水平位移，应符合下列要求：

$$u_i \leq [u_i] \quad (\text{D.3.4-1})$$

$$u_i = \beta_i u_c \quad (\text{D.3.4-2})$$

- 式中 u_i ——罕遇地震作用下，第 i 个隔震支座考虑扭转的水平位移；
- $[u_i]$ ——第 i 个隔震支座的水平位移限值；对橡胶隔震支座，不应超过该支座有效直径的 0.55 倍和支座各橡胶总厚度 3.0 倍二者的较小值；
- u_c ——罕遇地震下隔震层质心处或不考虑扭转的水平位移；
- β_i ——第 i 个隔震支座的扭转影响系数，应取考虑扭转和不考虑扭转时 i 支座计算位移的比值；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心在两个主轴方向均无偏心时，边支座的扭转影响系数不应小于 1.15。

D.3.5 隔震层与上部结构的链接，应符合下列要求：

- 1 隔震支座与上部结构、下部结构之间应设置可靠的连接部件。隔震层连接部件（如隔震支座或抗风装置的上、下连接件，连接用预埋件等）应按罕遇地震作用进行强度验算。
- 2 隔震支座与上部结构、下部结构之间的联结螺栓和锚固钢筋，均必须在罕遇地震作用下对隔震支座在上下联结面的水平剪力、竖向力及其偏心距进行验算。锚固钢筋的锚固长度宜大于 20 倍钢筋直径，且不小于 250mm。
- 3 隔震层的顶部应采用现浇或装配整体式混凝土梁板结构，其承载力和刚度宜大于一般楼面梁板结构。现浇板厚不宜小于 140mm；装配整体式楼板叠合层厚度不宜小于 50mm。
- 4 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压，加强箍筋（横向钢筋）的配置。
- 5 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。
- 6 隔震支座和阻尼器应安装在便于维护人员接近和有利于检查和更换的部位。

D.3.6 隔震层以上结构必要时需进行抗倾覆验算，并应符合下列要求：

- 1 隔震房屋抗倾覆验算包括结构整体抗倾覆验算和隔震支座承载力验算。
- 2 进行结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并接上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩。抗倾覆安全系数应大于 1.2。
- 3 上部结构传递到隔震支座的重力代表值应考虑倾覆力矩所引起的增加值。

D.3.7 隔震层设置在有耐火要求的使用空间时，隔震支座和其他部件应根据使用空间的耐火等级采取相应的防火措施。

附录 E 偏心率的估算

E.1 偏心率满足下列公式

$$\varepsilon_x = \frac{e_x}{r_{ex}} < 0.15 \quad \varepsilon_y = \frac{e_y}{r_{ey}} < 0.15 \quad (\text{E.1-1})$$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{k_T}{\sum k_x}} \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{k_T}{\sum k_y}} \quad (\text{E.1-2})$$

$$k_T = \sum (k_x \cdot y_i^2) + \sum (k_y \cdot x_i^2) \quad (\text{E.1-3})$$

- 式中 ε_x 、 ε_y ——分别为所计算楼层的 x 方向和 y 方向的偏心率；
 e_x 、 e_y ——分别为所计算楼层 y 方向和 x 方向水平作用合理线到结构刚心的距离；
 r_x 、 r_y ——分别为所计算楼层 x 方向和 y 方向的弹性半径；
 k_{xi} 、 k_{yi} ——所计算楼层各抗侧力构件在 x 和 y 方向的侧向刚度 (图 E.2-1)；
 k_T ——所计算楼层的扭转刚度；
 x_i 、 y_i ——所计算楼层各抗侧力构件到刚度中心的 x 方向和 y 方向的距离。

E.2 构件侧向刚度的估算

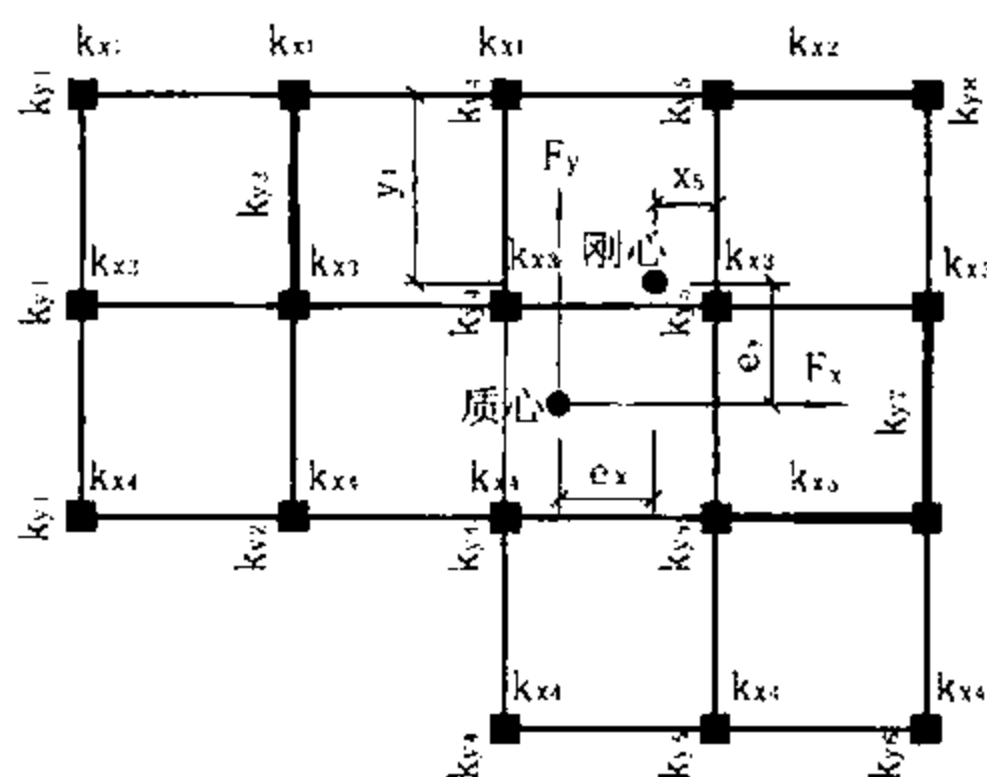


图 E.2-1 抗侧力构件刚度及刚心、质心示意

1) 剪力墙侧向刚度可按下式估算:

$$k_w = \frac{1}{\frac{1.2h}{GA} + \frac{h^3}{3E_c I}} \quad (\text{E.2-1})$$

式中 h ——剪力墙截面高度。

2) 框架柱的侧向刚度可按下式估算:

$$k = \alpha \frac{12i_c}{h^2} \quad (\text{E.2-2})$$

$$\alpha = \frac{0.5 + \bar{i}}{2 + \bar{i}} \quad (\text{底层}) \quad (\text{E.2-3})$$

$$\alpha = \frac{\bar{i}}{2 + \bar{i}} \quad (\text{一般层}) \quad (\text{E.2-4})$$

$$\bar{i} = \frac{\sum i_b}{i_c} \quad (\text{底层}) \quad (\text{E.2-5})$$

$$\bar{i} = \frac{\sum i_b}{2i_c} \quad (\text{一般层}) \quad (\text{E. 2-6})$$

式中 i_b ——梁的线刚度 (图 E. 2-2);
 i_c ——柱的线刚度 (图 E. 2-2)。

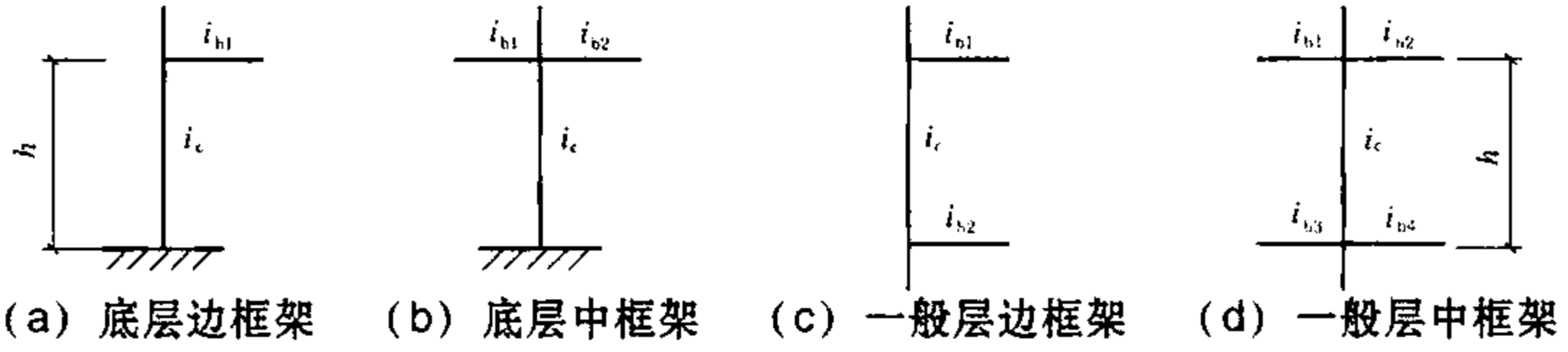


图 E. 2-2 梁柱线刚度示意

附录 F 荷载参考资料

F.1 楼面活荷载补充规定

1 医院建筑中布置有医疗设备的楼(地)面活荷载(表 F.1-1)。

表 F.1-1 有医疗设备的楼(地)面均布活荷载

项次	类别	标准值 (kN/m ²)	准永久值系数 Ψ_q	组合值系数 Ψ_c
1	X 光室:			0.7
	1. 30MA 移动式 X 光机	2.5	0.5	
	2. 200MA 诊断 X 光机	4.0	0.5	
	3. 200kV 治疗机	3.0	0.5	
	4. X 光存片室	5.0	0.8	
2	口腔科:			0.7
	1. 201 型治疗台及电动脚踏升降椅	3.0	0.5	
	2. 205 型、206 型治疗台及 3704 型椅	4.0	0.5	
	3. 2616 型治疗台及 3704 型椅	5.0	0.8	
3	消毒室: 1602 型消毒柜	6.0	0.8	0.7
4	手术室: 3000 型、3008 型万能手术床及 3001 型骨科手术台	3.0	0.5	0.7
5	产房: 设 3009 型产床	2.5	0.5	0.7
6	血库: 设 D-101 型冰箱	5.0	0.8	0.7
7	药库	5.0	0.8	0.7
8	生化实验室	5.0	0.7	0.7
9	CT 检查室	6.0	0.8	0.7
10	核磁共振检查室	6.0	0.8	0.7

注:当医疗设备型号与表中不符时,应按实际情况采用。

2 商业仓库库房楼(地)面均布活荷载(摘自见中华人民共和国商业部标准《商业仓库设计规范》SBJ01-88)。

1) 库房楼(地)面的荷载应根据储存商品的容重及堆码高度等因素确定;

2) 储存商品的包装容重可按以下分类:

①笨重商品(大于 1000kg/m³):如五金原材料、工具、圆钉、铁丝等;

②容重较大商品 ($500 \sim 1000\text{kg}/\text{m}^3$): 如小五金、纸张、包装食糖、肥皂、食品罐头、电线、电工器材等;

③容重较轻商品 ($200 \sim 500\text{kg}/\text{m}^3$): 如针棉织品、纺织品、文化用品、搪瓷玻璃制品、塑料制品等;

④轻泡商品 (小于 $200\text{kg}/\text{m}^3$): 如胶鞋、铝制品、灯泡、电视机、洗衣机、电冰箱等;

⑤综合仓库储存商品的包装容重一般可采用 $400 \sim 500\text{kg}/\text{m}^3$ 。

3) 一般情况下, 商业仓库库房楼(地)面均布活荷载可按表 F.1-2 取用。

表 F.1-2 商业仓库库房楼(地)面均布活荷载

项次	类别	标准值 (kN/m^2)	准永久值 系数 Ψ_c	组合值 系数 Ψ_c	备注
1	储存容量较大商品的楼面	20	0.8	0.9	考虑起重量 1000kg 以内的叉车作业
2	储存容量较轻商品的楼面	15	0.8		
3	储存轻泡商品的楼面	8~10	0.8		-
4	综合商品仓库的楼面	15	0.8		考虑起重量 1000kg 以内的叉车作业
5	各类库房的底层地面	20~30	0.8		
6	单层五金原材料库的库房地面	60~80	0.8		
7	单层包装糖库的库房地面	40~45	0.8		
8	穿堂、走道、收发整理间楼面	10	0.5	0.7	-
		15	0.5		考虑起重量 1000kg 以内的叉车作业
9	楼梯	3.5	0.5	0.7	-

3 物资仓库楼(地)面均布活荷载(摘自中华人民共和国行业标准《物资仓库设计规范》SBJ09-95)。

物资仓库楼(地)面均布活荷载标准值见表 F.1-3。

表 F.1-3 库房等效均布活荷载标准值

库房		楼面 地面	等效均布活 荷载 (kN/m^2)	准永久值 系数 Ψ_c	组合值 系数 Ψ_c	备注
名称	物资类别					
金属库	-	地面	120.0	-	0.9	-
机电产品库	一、二类机电产品	地面	35.0	-		-
	三类机电产品	楼面	9.0/5.0	0.85		堆码/货架
	车库	楼/地面	4.0	0.80		-
化工、轻工 物资库	一、二类化工轻工物资	地面	35.0	-		-
	三类化工轻工物资	楼、地面	18.0/30.0	0.85		-
建筑材料库	-	楼/地面	20.0/30.0	0.85		-
楼梯	-	-	4.0	0.50	0.7	-

注: 1 物资类别参见表 F.1-4。

2 设计仓库的楼面梁、柱、墙及基础时, 楼面等效均布活荷载标准值不折减。

表 F.1-4 常见生产资料分类表

物资类别		示例
金属物资	黑色金属	型材、异型材、板材、管材、线材、丝材、钢轨及配件车轮、钢带、钢锭、钢坯、生铁、铸铁管、金属锰
	有色金属	型材、板材、管材、丝材、带材、金属锭、汞
机电产品	一类	锅炉、破碎机、推土机、挖土机、汽车、拖拉机、起重机、锻压设备、汽轮机、发电机、卷扬机、空气压缩机、木工机床、金属切削机床
	二类	水泵、风机、乙炔发生器、阀门、风动工具、电动葫芦、台钻、砂轮机、电动机、电焊机、手提式电钻、材料试验机、钢瓶、变压器、电缆、高压电器、低压电器
	三类	机床附件、磨具、磨料、量具、刀具、轴承、成分分析仪器、医疗器械、电工仪表、工业自动化仪表、光学仪器、仪器、堆码/货架
化工、轻工物资	一类	一级易燃液体、压缩气体及液化气体、腐蚀性液体、自燃物品 一级易燃固体、遇水燃烧物、一般氧化剂、剧毒品、腐蚀性固体
	二类	二级氧化剂、二级易燃固体、二级易燃液体、化肥、纯碱、油漆
	三类	橡胶原料及制品、人造橡胶、塑料原料及制品、纸浆及纸张
建筑材料		水泥、油毡、玻璃、沥青、卫生陶瓷、生石灰、大理石、砖、瓦、砂、碎石
木材		原木、板、枋、枕木、胶合板
煤炭		煤、泥炭、焦炭

4 若干类别的楼面活荷载。

1) 某些用途房屋的楼面活荷载补充见表 F.1-5。

表 F.1-5 楼面活荷载补充

序号	楼面用途	均布活荷载标准值 (kN/m ²)	准永久值系数 Ψ_k	组合值系数 Ψ_c
1	阶梯教室	3	0.6	0.7
2	微机电子计算机房	3	0.5	0.7
3	大中型电子计算机房	≥5, 或按实际	0.7	0.7
4	银行金库及票据仓库	10	0.9	0.9
5	制冷机房	8	0.9	0.7
6	水泵房	≥5, 或按实际	0.9	0.7
7	变配电房	10	0.9	0.7
8	发电机房	10	0.9	0.7
9	设水冲按摩式浴缸的卫生间	4	0.5	0.7
10	有分隔的蹲厕公共卫生间 (包括填料、隔墙)	8, 或按实际	0.6	0.7
11	管道转换层	4	0.6	0.7
12	电梯井道下有人到达房间的顶板	≥5	0.5	0.7
13	通风机平台	≤5 号通风机	0.85	0.7
		8 号通风机		

2) 防水层做法简单或自防水屋面应考虑翻修时可能增加的荷载。

3) 国内重大工程、中外合资工程或国外工程, 应充分考虑到楼面使用用途的改变, 宜适当增加活荷载, 并在施工图纸上注明。

4) 屋面天沟应考虑充满水时的荷载, 当天沟深度超过 500mm 时, 宜在天沟侧板适当位置增设溢水孔, 此时水重可计至溢水孔底面。此外水沟设计时尚应考虑找坡层的重量。

5) 高低层相邻的屋面, 在设计低层屋面构件时适当考虑施工时临时荷载, 该荷载应不小于 4kN/m^2 , 并在施工图上注明。

6) 室内地下室顶板须考虑施工时堆放材料或作临时工场的活荷载, 该荷载应根据实际工程施工过程中的最大合理值确定, 但宜控制在 5kN/m^2 以内。

7) 计算地下室外墙时, 其室外地面荷载取值不宜低于 5kN/m^2 , 如室外地面为通行车道则应考虑行车荷载的影响。

F.2 汽车活荷载

民用建筑设计中的汽车活荷载可根据设计需要按城 - A 级车辆荷载和城 - B 级车辆荷载的标准载重汽车确定, 其技术数据应符合下列规定:

1 城 - A 级标准载重汽车应采用五轴式货车加载, 总重 700kN, 前后轴距为 18.0m, 行车限界横向宽度为 3.0m (图 F.2-1)。

2 城 - B 级标准载重汽车应采用三轴式货车加载, 总重 300kN, 前后轴距为 4.8m, 行车限界横向宽度为 3.0m (图 F.2-2)。

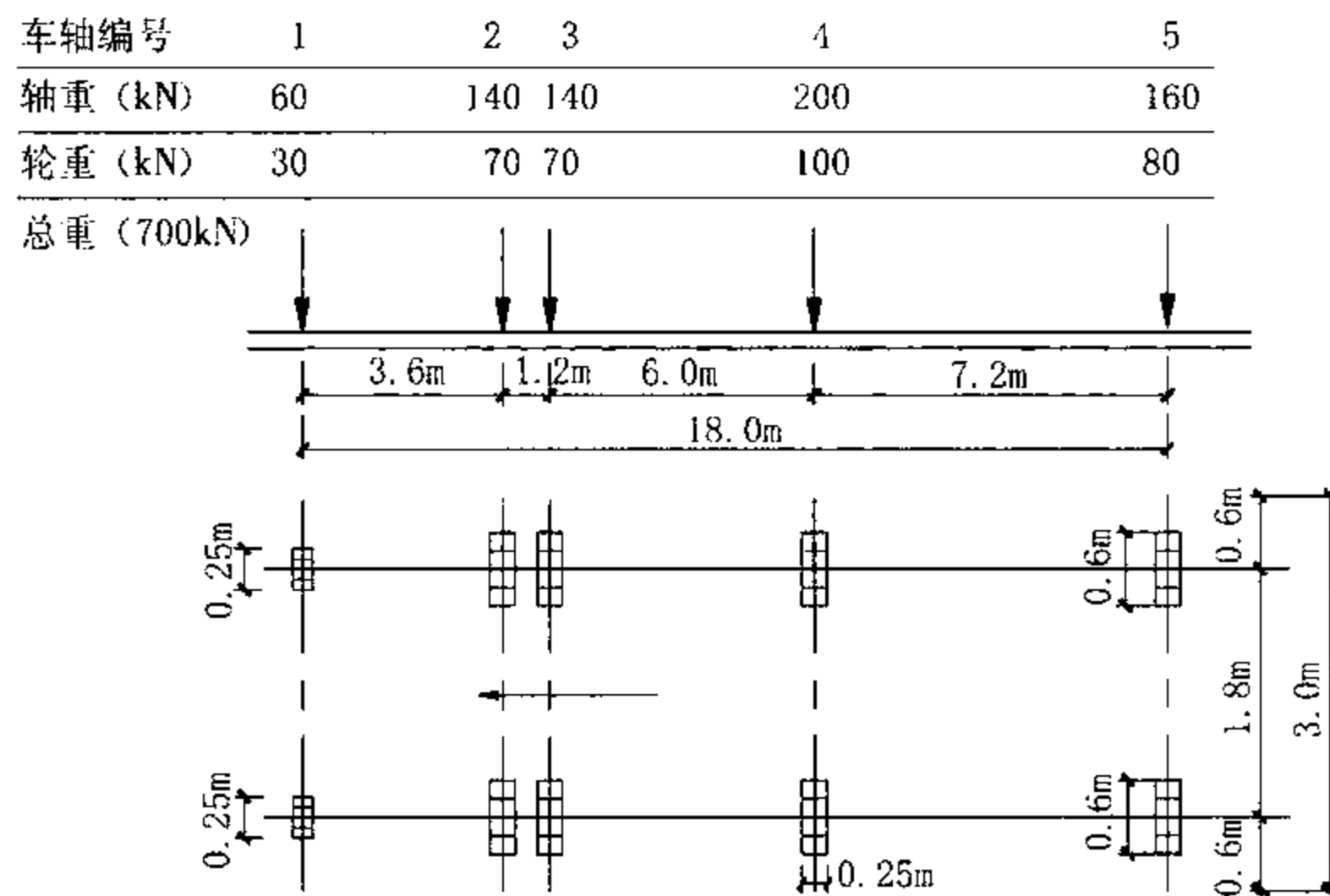


图 F.2-1 城 - A 级标准车辆纵向和平面布置

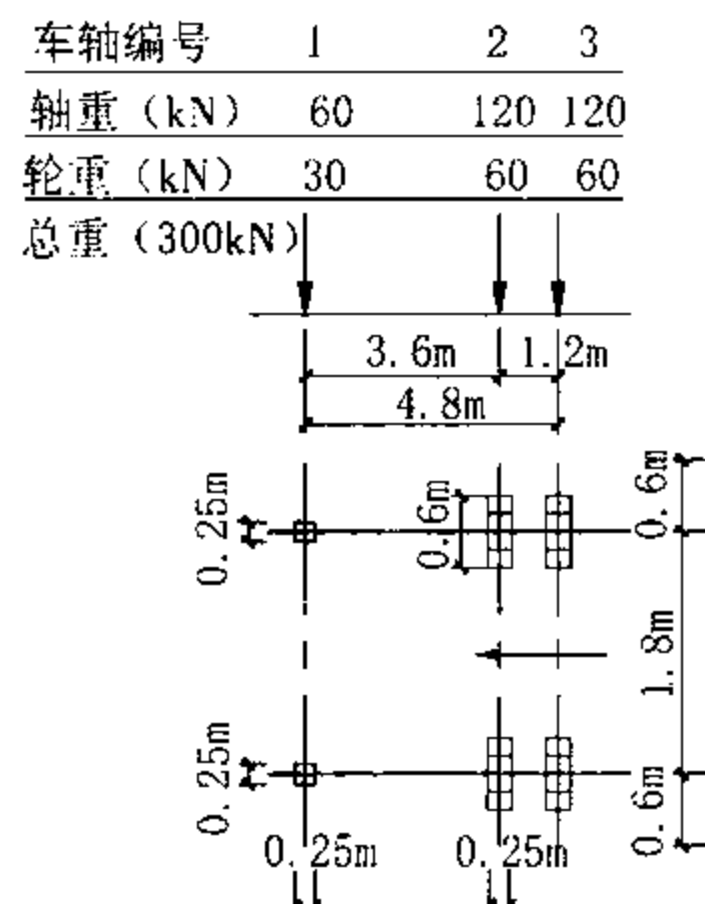


图 F.2-2 城 - B 级标准车辆纵向和平面布置

注：本节内容摘自中华人民共和国行业标准《城市桥梁设计规范》CJJ77-98。

3 《建筑结构荷载规范》GB50008-2001 (2006 年版) 表 4.1.1 项次 8 中消防车引起的楼面等效均布活荷载标准值，适用于消防车轮胎压直接作用于楼板顶面（楼面建筑做法采用一般做法），且只考虑一个最大轮压标准值为 60kN，作用在 0.6m×0.2m 的局部面积上，布置在楼板跨中的最不利位置处情况。因此当楼板跨度较大及板顶面有覆土时，在设计中应考虑多台消防车轮胎压的共同作用及轮压在覆土层中的扩散影响。

4 对地下室楼板顶面有覆土层，且可能有多台消防车作用于覆土层地面时，楼板的设计应符合下列规定：

1) 地面上多台消防车最不利停放布置按消防车横向最小轮间距为 1.3m 考虑（此距离为消防人员操作最小通道尺寸），将最大轮压布置于板跨度中央，据此确定多台消防车轮胎压的影响。

2) 通常消防车由汽车底盘改装而成，因此可采用图 F.2-2 中城—B 级汽车的技术数据进行设计。

3) 轮压标准值局部荷载在覆土层中的扩散影响可按下列公式计算（式 F.2-1~2）。

$$\text{单排多个轮压: } q_{vk} = \frac{\mu \sum Q_{vi,k}}{(a_i + 1.4H) (nb_j + \sum_{j=1}^{n-1} d_{bj} + 1.4H)} \quad (\text{F.2-1})$$

$$\text{两排多个轮压: } q_{vk} = \frac{\mu \sum Q_{vi,k}}{(2a_i + d_a + 1.4H) (nb_j + \sum_{j=1}^{n-1} d_{bj} + 1.4H)} \quad (\text{F.2-2})$$

式中 q_{vk} ——第 i 个轮压经覆土层扩散后传递至楼板顶面的局部竖向压力标准值 (kN/m^2)；

$Q_{vi,k}$ ——第 i 个轮压标准值 (kN)；

a_i ——第 i 个轮压的着地长度 (m)；

b_j ——第 j 个轮压的着地宽度 (m)；

d_{bj} ——沿车轮着地宽度方向，相邻两个车轮间的净距 (m)；

d_a ——沿车轮着地长度方向，相邻两个车轮间的净距；

H ——自覆土层地面至楼板顶面的深度 (m)；

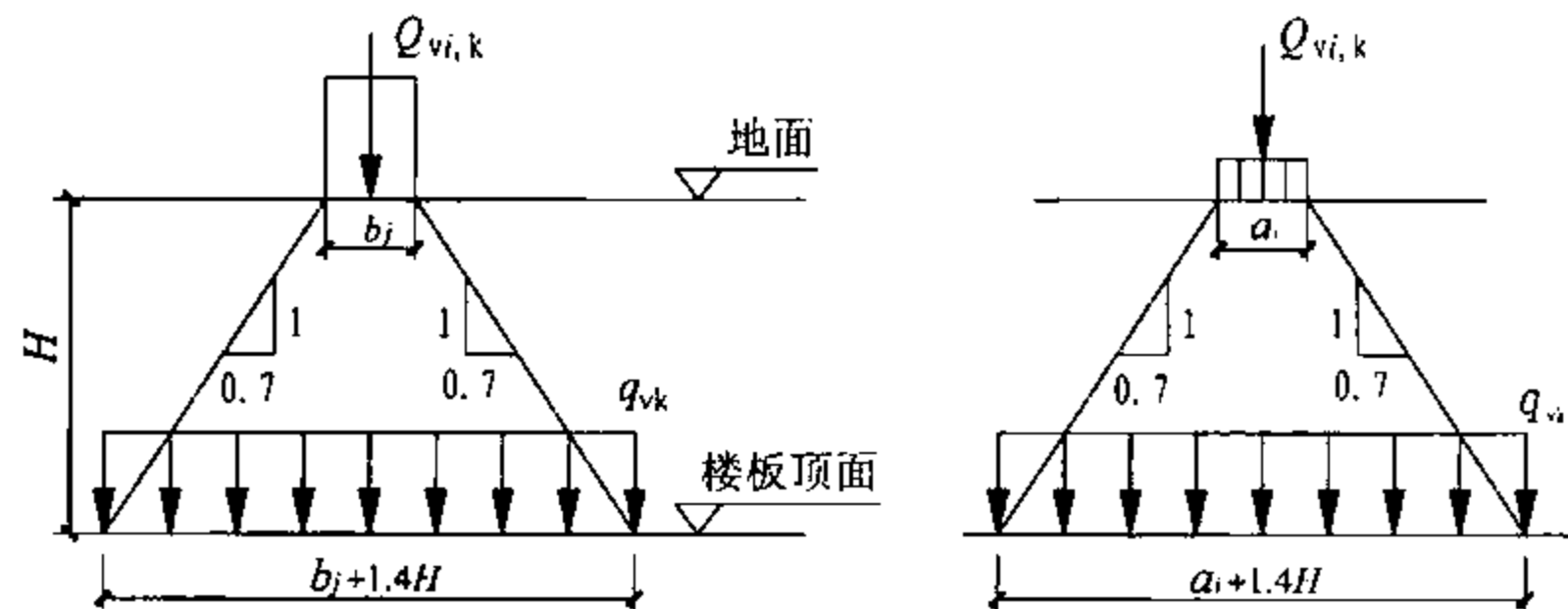
μ ——动力系数，可按表 F.2-1 采用。

注：1. 公式 (F.2-1)、(F.2-2) 适用于各轮压标准值相等情况；

2. 公式 (F.2-1) 中，当仅为单个轮压时（即 $n=1$ ）， $d_{bj}=0$ 。

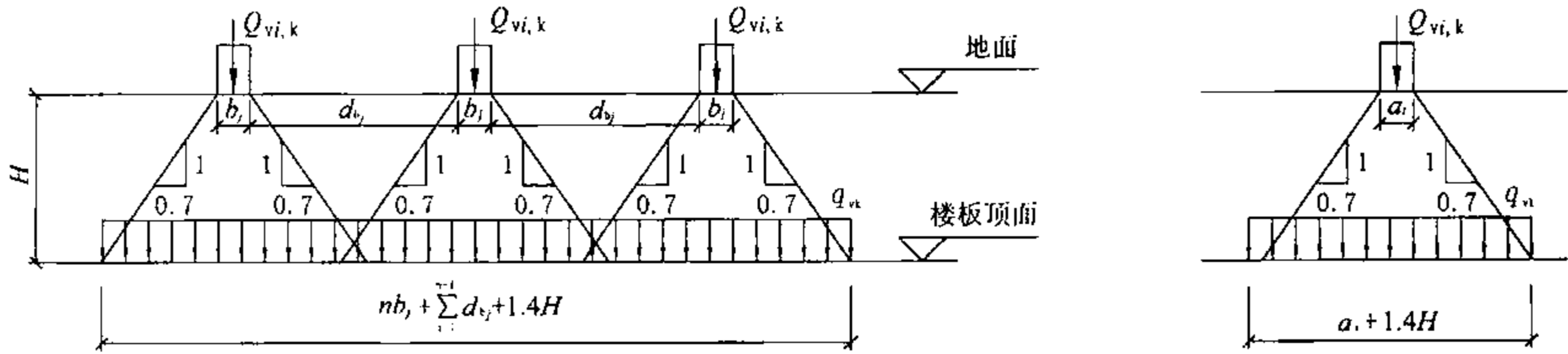
表 F.2 消防车轮胎压动力系数 μ

覆土层厚度 (m)	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	≥ 0.70
动力系数 μ	1.30	1.25	1.20	1.15	1.05	1.00



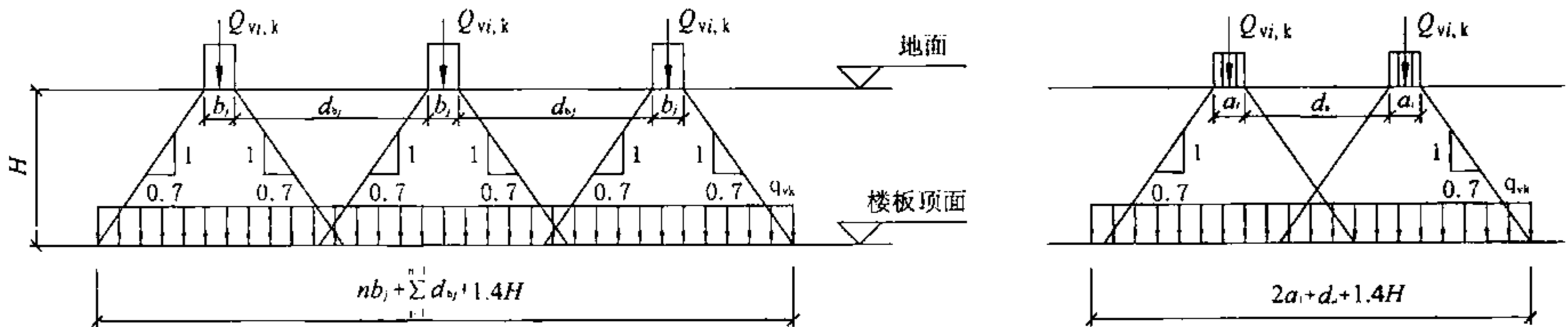
(a) 单个车轮着地宽度两侧的分长度； (b) 单个轮轮着地长度两侧的分长度

图 F.2-3 单个车轮的传递分布图



(a) 顺车轮胎着地宽度的分布; (b) 顺车轮胎着地长度的分布

图 F.2-4 单排多个轮压的传递分布图



(a) 顺车轮着地宽度的分布; (b) 顺车轮着地长度的分布

图 F.2-5 两排多个轮压的传递分布图

4) 不同埋深处车辆荷载的竖向压力标准值见表 F.2。

F.2-2 不同埋深处车辆荷载的竖向压力标准值

城 - A 级		城 - B 级	
深度 H (m)	竖向压力标准值 (kN/m^2)	深度 H (m)	竖向压力标准值 (kN/m^2)
0.7	56.5	0.7	34.3
1.0	36.8	1.0	24.4
1.2	29.0	1.2	21.4
1.5	22.4	1.5	17.8
1.8	18.0	1.8	15.1
2.0	15.9	2.0	13.6
2.2	14.5	2.2	12.34
2.4	13.2	2.4	11.3
2.6	12.1	2.6	10.3
2.8	11.1	2.8	10.0
3.0	10.3	3.0	10.0

注: 1 上表为汽车轮压按 35° 角向周围土中扩散时的竖向压力标准值, 按公式 F.2-1、F.2-2 计算, 考虑了单辆车或两辆车并列情况下各种轮压位置的组合, 取其最大竖向压力值, 当车辆数量多于两辆时, 应由设计人员自行确定。

2 当车道一侧 (或多侧) 为地下建筑物的墙体时, 该侧不能扩散汽车轮压, 故不能按式 F.2-1 计算, 应按实际扩散面积计算车辆荷载的竖向压力标准值。

F.3 电信及邮政建筑楼面等效均布活荷载。

表 F.3-1 电信建筑楼面等效均布活荷载

序号	房间名称		标准值 (kN/m ²)						准永久系数 Ψ_q	组合系数 Ψ_c	
			板			次梁					
			板跨 $\geq 1.9m$	板跨 $\geq 2.5m$	板跨 $\geq 3.0m$	次梁间距 $\geq 1.9m$	次梁间距 $\geq 2.5m$	次梁间距 $\geq 3.0m$			主梁
1	电力室	有不间断电源开间	16.00	15.00	13.00	11.00	9.00	8.00	6.00	0.8	0.7
		不间断电源开间(单机重量大于 10kN 时)	13.00	11.00	9.00	8.00	7.00	7.00	6.00		
		不间断电源开间(单机重量小于 10kN 时)	9.00	7.00	6.00	5.00	4.00	4.00	4.00		
2	蓄电池室	一般电池 (48V 电池组单层双列摆放 GFD-3000)	13.00	12.00	11.00	11.00	10.00	9.00	7.00		
		阀控式密闭电池 (48V 电池组四层单列摆放 GM-3045)	10.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	7.00		
		阀控式密闭电池 (48V 电池组四层双列摆放 GM-3045)	16.00	14.00	13.00	13.00	13.00	13.00	10.00		
3	高压配电室		7.00	7.00	6.00	5.00	5.00	5.00	4.00		
4	低压配电室		8.00	7.00	6.00	6.00	6.00	6.00	4.00		
5	载波机室		10.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	6.00		
6	数字传输设备室	单面排列	10.00	9.00	8.00	8.00	7.00	7.00	6.00		
		背靠背排列	13.00	12.00	10.00	9.00	9.00	9.00	7.00		
7	数字微波室		10.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	6.00		
8	模拟微波机房		4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00		
9	自动转报室		4.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00		
10	载波电报机室		5.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	3.00		
11	模拟半自动交换台室, 人工有绳台室, 电传报房		3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00		
12	程控交换机房	程控交换 机架高度 2.4m 以下	6.00			-					
		计算机室、话务员座席室, 半自动业务监控室	4.50			-					
13	测量室	303 总配线架室	7.00	6.00	5.00	5.00	4.00	4.00	4.00		
		202 总配线架室	5.00	4.50	4.50	4.00	4.00	4.00	4.00		
		6000 回线总配线架室	9.00	8.00	7.00	6.00	5.00	4.00	4.00		
		4000 回线总配线架室	7.00	6.00	5.00	5.00	4.00	4.00	4.00		
14	地球站机房	GCE 室	13.00	13.00	13.00	10.00	10.00	10.00	6.00		
		HPA 室 (高功放室)	13.00	12.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00		
15	移动通信机房	有阀控式密闭电池时	10.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	6.00		
		无阀控式密闭电池时	5.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00		
16	楼梯		3.50						0.40	0.7	

- 注: 1 表列荷载适用于按单向板配筋的现浇板及板跨方向与机架排列方向 (荷载作用面的长边) 相垂直的预制板等楼面结构, 按双向板配筋的现浇板亦可参照使用;
- 2 表列荷载不包括隔墙、吊顶荷载;
- 3 由于不间断电源设备的重量较重, 设计时也可按照电源设备的重量、底面尺寸、排列方式等对设备作用处的楼面进行结构处理;
- 4 搬运单件重量较重的机器时, 应验算沿途的楼板结构强度;
- 5 设计墙、柱、基础时, 表列楼面活荷载可采用与设计主梁相同的荷载。

本款内容摘自中华人民共和国行业标准《电信专用房屋设计规范》YD 5003—94。

1 建筑楼面等效均布活荷载值，系根据目前已有的有代表性的通信设备的重量、排列方式及建筑结构的不同梁板布置，按内力（弯矩、剪力）等值的原则计算确定，见表 F.3-1。

2 邮件处理中心楼板和主次梁等效均布活荷载标准值应按表 F.3-2 确定。梁的等效均布活荷载标准值等于梁上与梁下等效均布活荷载标准值之和。取值不得随意增大。如果条件改变，荷载标准值必须另行计算。

表 F.3-2 邮件处理中心楼板和主次梁等效均布活荷载标准值 (kN/m²)

车间名称	楼板			主次梁		
	多孔预制板 (板跨 7.2~2.7m)			单向配筋现浇板		
	板宽 (m)			板跨 (m)		
	0.75	1.00	1.20	3.6~2.3		
	梁上	梁下				
信函	6.00	6.00	6.00	6.00	4.00	-
包裹印刷品报纸	9.00	7.00	7.00	6.00	5.00	-
期刊及转运	11.00	9.00	8.00	7.00	6.00	-
各车间梁下吊挂设备	推式悬挂输送机滑轨贮存系统			-	-	2.50
	带式输送机出袋系统			-	-	2.00
	程控开拆电葫芦普式悬挂输送机			-	-	1.00

3 当表 F.3-2 不能满足要求并超过适用范围时，应按下列实际情况，根据工艺流程的设备重量、外形尺寸和支承情况，邮件贮存方式和重量以及建筑结构情况另行计算板、梁的等效均布活荷载。

4 邮件处理中心的邮件堆积重度可按表 F.3-3 确定。

表 F.3-3 邮件堆积重度 (kN/m³)

邮件种类	信函	普通包裹	商业包裹	印刷品	报纸	期刊	空袋
堆积重度	2.80	2.00	3.00	3.30	4.80	4.50	3.60

注：1 表中数值是各类邮件装入邮袋后所测定的值；

2 有大宗印刷品（如新华书店或印刷厂交寄的书刊）时，则应按期刊的堆积重度计算；

3 普通包裹、商业包裹的物质内容比较复杂。各地差别较大，在使用本表数值时，应按各地实际情况修正。

5 邮件处理中心未装入邮袋，码放整齐的书刊杂志和画报的堆积重度应按 F.3-4 确定。

表 F.3-4 书刊杂志画报的堆积重度 (kN/m³)

类别	书刊杂志			画报
纸质	新闻纸	新闻纸	道林纸	画报纸
装订方式	骑马钉装订	线装或平钉装订	线装或平钉装订	骑马钉装订
重度	5.70	6.40	9.40	10.00

6 拖车、托盘相关尺寸和重量参数应按表 F.3-5 确定。

表 F.3-5 拖车、托盘尺寸和重量参数

贮存方式	外形尺寸 长×宽	轴距 (m)	轮距 (m)	装载尺寸 长×宽	排列净 间距 (m)	自重 (kN)	装载要求	
							总重 (kN)	总高 (m)
拖车	2.4×1.2	1.4	0.96	2.3×1.4	0.3	5.00	20.00	<1.8
托盘车	1.3×1.0	0.8	0.6	1.3×1.1	0.2	1.00	7.50	<1.4
托盘	1.2×0.85	四足距离：70×0.58		1.2×0.85	0.2	1.00	10.00	<1.4

7 设备的尺寸和重量参数。

1) 推式悬挂输送机滑轨贮存系统, 吊挂平均荷载为 1.8kN/m^2 (注: 考虑了上人的操作荷载, 并增加了 10% 的不可预见荷载)。

2) 其他分拣设备和输送设备的尺寸和重量应根据厂家提供的设备参数确定。

8 其余不同用途的房屋楼面荷载要求应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》执行。

注: 本条第 2 款至第 8 款内容摘自中华人民共和国行业标准《邮件处理中心工程设计规范》YD5013-95。

F.4 地下水压力

1 设计地下防水结构所考虑的地下水压力应根据地质勘察资料并结合工程所在地的历史水位变化情况确定。

2 当地质勘察报告中未明确提出设防水位及水压分布情况时, 宜采取以下措施:

1) 对重要工程应进行水文试验, 并经专家论证后确定。

2) 对一般工程的设防水位及水压分布应取建筑物设计使用年限内可能产生的最高水位和最大水压。

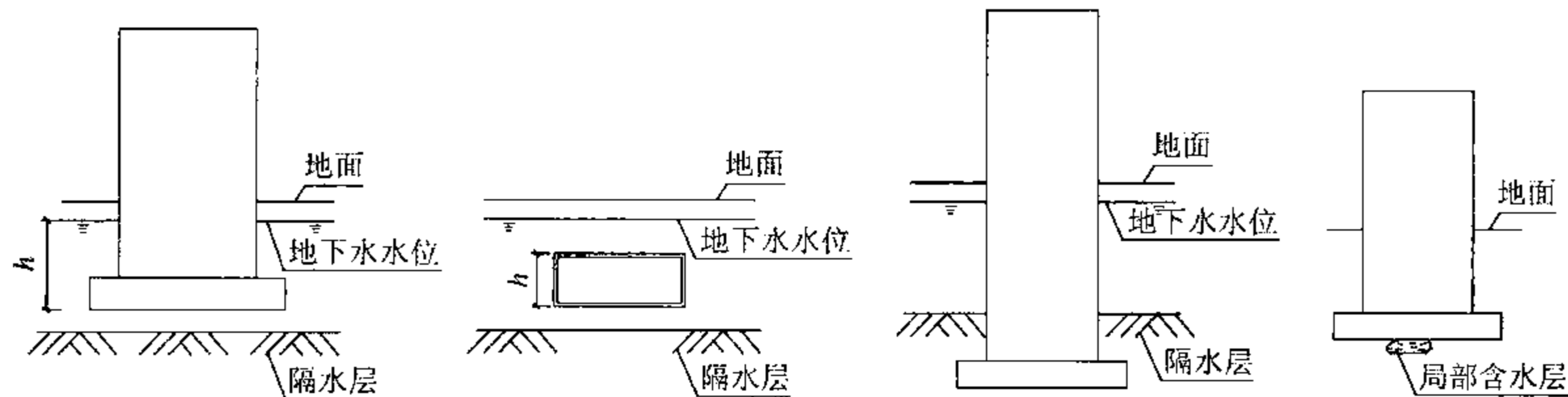
3 水位不急剧变化的水压力按永久荷载考虑; 水位急剧变化的水压力按可变荷载考虑。

4 上层滞水对地下室基础底板的影响应根据土层及含水层的具体情况确定。

1) 当基础埋置于水体稳定且连续的含水层时 (图 F.4-1a、b) 基础底板受水浮力作用。

2) 当基础埋置于隔水层土中, 若隔水层土质在建筑使用期间内可始终保持非饱和状态, 且下层承压水不可能冲破隔水层, 及地下室的墙与基坑的侧壁间的回填土采用不透水材料时 (图 F.4-1c), 基础底板不受上层滞水的浮力作用; 若隔水层为饱和土, 基础底板应考虑浮力作用, 但应考虑渗流作用的影响, 对水浮力进行折减。

3) 当基础埋置于不连续的局部含水层中时 (图 F.4-1d), 基础底板可不考虑水浮力作用。



(a) 基础埋置于连续含水层中

(b) 基础埋置于连续含水层中

(c) 基础埋置于隔水层中

(d) 基础埋置于非连续局部含水层中

图 F.4-1 基础在土中埋置情况

5 当建筑物需要进行抗浮验算时, 应符合下列规定:

1) 当建筑物的结构抗浮验算在现行国家或行业结构设计规范有明确规定时, 应按该规范的有关规定进行抗浮验算;

2) 当建筑物的结构抗浮验算无明确规定时, 宜按下列公式进行抗浮验算:

$$G_k / F_{wk} \geq k \quad (\text{F.4-1})$$

$$F_{wk} = Aq_k \quad (\text{F.4-2})$$

式中 k ——抗浮安全系数, 不应小于 1.0, 一般取 1.05 ~ 1.10;

F_{wk} ——作用在基础底板上由地下水压产生的浮力标准值 (kN);

A ——基础底板的面积 (m^2);

q_k ——基础底面处地下水的压强标准值 (kN/m^2) 建筑物设计使用期内的最大地下水压强; 应根据该建筑物的地下水文勘察试验资料确定; 当无地下水文勘察试验时, 可根据岩土工程勘察报告提出的抗浮设计水位, 按静水压力方法确定地下水的压强标准值, 即 $q_k = \gamma_w h$, 其中 γ_w 为水的重度 (10kN/m^3), h 为基础底面至抗浮设计地下水水位间的距离 (m);

G_k ——建筑物自重标准值及压重标准值之和。

- 注：1 确定地下水产生的浮力应根据既要保证建筑物在整个使用期间的安全，又要避免过分浪费的原则；
2 当不满足公式 (F.4-1) 的要求时，可采取设置抗浮桩、增加结构自重或压重等措施；
3 在计算建筑物自重时，可以计入建筑地面做法等永久荷载。

F.5 土压力

1 计算钢筋混凝土或砌体结构的地下室侧墙受弯及受剪承载力时，土压力引起的效应为永久荷载效应，当考虑由可变荷载效应控制的组合时，土压力的荷载分项系数取 1.2；当考虑由永久荷载效应控制的组合时，其荷载分项系数取 1.35。

2 当地下室施工采用大开挖方法，且无护坡桩或连续墙支撑时，地下室侧墙承受的土压力宜取静止土压力。静止土压力系数 k_0 一般情况可取 0.5；对正常固结土可取 $k_0 = 1 - \sin\phi$ （其中 ϕ 为土的有效内摩擦角）。

3 当地下室施工采用护坡桩或连续墙进行基坑支撑时，地下室侧墙承受的土压力应考虑基坑支撑与地下室侧墙的共同作用，将静止土压力乘以折减系数 0.66。

F.6 目前轻质材料隔墙在工程中广泛采用，以下列入几种在《建筑结构荷载规范》GB50009-2001 (2006 年版) 附录 A 中未列入或不够详细的墙体材料自重：

- 1 混凝土小型空心砌块墙体：由于各厂家生产的砌块尺寸各异，但其自重标准值可取 $10 \sim 15 \text{ kN/m}^3$ ；
- 2 加气混凝土砌块的干体积密度分为 300 kg/m^3 、 400 kg/m^3 、 500 kg/m^3 、 600 kg/m^3 、 700 kg/m^3 、 800 kg/m^3 六个等级。因此其自重标准值可根据设计选用的级别确定。
- 3 轻骨料混凝土及配筋轻骨料混凝土的自重标准值，见表 F.6-1。

表 F.6-1 轻骨料混凝土及配筋轻骨料混凝土的自重标准值

密度等级	轻骨料混凝土表观密度的变化范围 (kg/m^3)	轻骨料混凝土自重标准值 (kN/m^3)	配筋轻骨料混凝土自重标准值 (kN/m^3)
1200	1100 ~ 1250	12.5	13.5
1300	1260 ~ 1350	13.5	14.5
1400	1360 ~ 1450	14.5	15.5
1500	1460 ~ 1550	15.5	16.5
1600	1560 ~ 1650	16.5	17.5
1700	1660 ~ 1750	17.5	18.5
1800	1760 ~ 1850	18.5	19.5
1900	1860 ~ 1950	19.5	20.5

注：1 配筋轻骨料混凝土的自重标准值也可根据实际情况确定。

2 对蒸养后即行起吊的预制构件，吊装验算时，其自重标准值应增加 1 kN/m^3 。

4 轻骨料小型空心砌块自重标准值，按密度等级分为八级，见表 F.6-2。

表 F.6-2 轻骨料小型空心砌块自重标准值

密度等级	轻骨料混凝土表观密度的变化范围 (kg/m^3)	轻骨料混凝土自重标准值 (kN/m^3)
500	≤ 500	5
600	510 ~ 600	6
700	610 ~ 700	7
800	710 ~ 800	8
900	810 ~ 900	9
1000	910 ~ 1000	10
1200	1010 ~ 1200	12
1400	1210 ~ 1400	14

附录 G 温度气候作用

G.1 本规定摘自欧洲规范 EN1991-1-5 仅适用于欧洲北纬 $45^{\circ} \sim 55^{\circ}$ 地区的一般房屋确定由于温度气候变化引起的结构构件效应, 不适用于大体积实体结构 (如坝、挡土墙等), 采用时应根据我国具体情况酌情处理。

G.2 计算由温度气候变化引起的结构构件效应应考虑下列基本参数:

- 1 结构闭合阶段的初始温度 T_0 ;
- 2 结构在夏季的最高气温 T_{\max} 和冬季的最低气温 T_{\min} 。

注: 初始温度 T_0 指结构产生温度引起的应力等于或近于零时的温度, 一般可取施工阶段结构支撑拆除时或结构开始整体受力时的温度; 最高气温 T_{\max} 为根据工程所在地夏季气温变化的小时最大值数据统计得出的重现期为 50 年的年最高气温; 最低气温 T_{\min} 为根据工程所在地冬季气温变化的小时最小值数据统计得出的重现期为 50 年的年最低气温。

G.3 当确定结构构件温度线性变化的分量时, 对房屋内外的不同温度 T_{in} 和 T_{out} 应有合理的估计:

- 1 对房屋的内部温度 T_{in}
夏季的 $T_{\text{in}} = T_1$, 当各国家自行制定的附录没有规定时, 可取 $T_{\text{in}} = 20^{\circ}\text{C}$;
冬季的 $T_{\text{in}} = T_2$, 当各国家自行制定的附录没有规定时, 可取 $T_{\text{in}} = 25^{\circ}\text{C}$;
- 2 对房屋的外部温度 T_{out}

房屋的外部温度原则上取决于最高或最低气温 T_{\max} 或 T_{\min} , 但尚应考虑房屋外表面的太阳辐射方位影响和吸热特性的因素。

房屋在地面以上和地面以下的外部温度 T_{out} 可由表 G.3-1 和表 G.3-2 确定。

表 G.3-1 房屋在地面以上的外部温度 T_{out} 值

季节	表面有效吸热系数 (与表面明暗色调有关)	T_{out}
夏季	0.5 (光亮表面)	$T_{\max} + T_3$
	0.7 (浅色表面)	$T_{\max} + T_4$
	0.9 (暗淡表面)	$T_{\max} + T_5$
冬季	—	T_{\min}

表 G.3-2 房屋在地面以下的外部温度 T_{out} 值

季节	地面以下深度	T_{out}
夏季	$\leq 1\text{m}$	T_6
	$> 1\text{m}$	T_7
冬季	$\leq 1\text{m}$	T_8
	$> 1\text{m}$	T_9

注: 当各国家自行制定的附录没有规定时, 表中温度修正值 $T_3 \sim T_9$ 可取以下值:

对地面以上

东北向墙面 $T_3 = 0^{\circ}\text{C}$, $T_4 = 2^{\circ}\text{C}$, $T_5 = 4^{\circ}\text{C}$

西北向墙面及水平屋面 $T_3 = 18^{\circ}\text{C}$, $T_4 = 30^{\circ}\text{C}$, $T_5 = 42^{\circ}\text{C}$

对地面以下

$T_6 = 8^{\circ}\text{C}$, $T_7 = 5^{\circ}\text{C}$, $T_8 = -5^{\circ}\text{C}$, $T_9 = -3^{\circ}\text{C}$

G.4 常用材料的温度膨胀系数 α_T 可按表 G.4 取用。

表 G.4 常用材料的温度膨胀系数 α_T

材料	α_T ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	材料	α_T ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
铝及铝合金	24	轻混凝土	7
不锈钢	6	砖砌体	6 ~ 10
结构钢	12	木材 (顺纹方向)	5
普通混凝土	10	木材 (横纹方向)	30 ~ 70

G.5 温度作用效应的组合值系数可取 0.6；频遇值系数可取 0.5；准永久值系数可取 0。

附录 H 水平风荷载的估算

H.1 作用于建筑物表面上的基本风压主要取决于风速, 作用于建筑物表面的风荷载除取决于风速外, 还与建筑物的表面形状等有关。垂直作用于主体结构上的风荷载标准值:

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0$$

其中风荷载体形系数 μ_s 和风压高度变化系数 μ_z 可直接按《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 (2006 年版) 查用, 对于高度不大于 30m 且高宽比不大于 1.5 的房屋, 可不考虑风振系数 β_z , 其他情况时 β_z 值应按《建筑结构荷载规范》进行计算。对于地面粗糙度类别为 B 类、建筑物外形、质量、刚度沿高度比较均匀的高层建筑, 建筑物檐口处的风振系数 β_z 可近似按表 H.1 选用。

H.2 规则的结构自振周期 T_1 可按下列经验公式计算:

1 钢结构 $T_1 = (0.10 \sim 0.15) n$ (H.2-1)

2 钢筋混凝土结构

1) 框架结构 $T_1 = (0.08 \sim 0.1) n$ (H.2-2)

2) 框架-剪力墙和框架-核心筒结构 $T_1 = (0.06 \sim 0.08) n$ (H.2-3)

3) 剪力墙结构和筒中筒结构 $T_1 = (0.05 \sim 0.06) n$ (H.2-4)

式中 n ——结构层数。

H.3 作用于建筑物整体结构上的风荷载, 迎风面为风压力, 背风面为风吸力, 计算风荷载时应两者相加。估算时可先算出建筑物檐口处的风荷载 q , 作用在建筑物上的水平风力近似取 $F_k = \frac{2}{3} qH$, 作用点距地面 $\frac{5}{8} H$ 。由此可估算建筑物底部及基础处的风荷载作用下的内力。

表 H.1 B类地面粗糙度建筑物檐口处 β_z 参考值

结构类型	H/B	H (m)	$w_0 T_1^2$ (kNs ² /m ²)									
			0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00
钢结构	1.0	30	1.66	1.73	1.76	1.80	1.82	1.91	2.00	2.06	2.11	2.15
		50	1.56	1.62	1.65	1.68	1.70	1.77	1.85	1.90	1.94	1.98
		100	1.41	1.45	1.47	1.49	1.51	1.56	1.62	1.66	1.69	1.71
	2.0	30	1.69	1.76	1.80	1.83	1.86	1.95	2.04	2.11	2.16	2.20
		50	1.61	1.67	1.71	1.74	1.76	1.84	1.93	1.98	2.02	2.06
		100	1.46	1.50	1.53	1.55	1.57	1.63	1.69	1.74	1.77	1.80
	3.0	30	1.73	1.80	1.85	1.88	1.91	2.01	2.11	2.18	2.23	2.27
		50	1.61	1.67	1.71	1.74	1.76	1.84	1.93	1.98	2.02	2.06
		100	1.48	1.53	1.55	1.58	1.59	1.66	1.72	1.77	1.80	1.83
	5.0	30	1.72	1.79	1.83	1.87	1.89	1.99	2.09	2.15	2.20	2.25
		50	1.65	1.71	1.75	1.78	1.80	1.89	1.98	2.04	2.09	2.12
		100	1.51	1.56	1.59	1.61	1.63	1.70	1.77	1.82	1.85	1.88
有填充墙的 房屋钢结构	1.0	30	1.52	1.56	1.59	1.61	1.63	1.68	1.75	1.79	1.82	1.84
		50	1.44	1.48	1.50	1.52	1.53	1.58	1.63	1.67	1.69	1.72
		100	1.32	1.35	1.36	1.38	1.39	1.42	1.46	1.49	1.51	1.52
	2.0	30	1.54	1.58	1.61	1.64	1.65	1.71	1.78	1.82	1.85	1.88
		50	1.48	1.52	1.54	1.56	1.58	1.63	1.69	1.73	1.75	1.78
		100	1.36	1.39	1.41	1.42	1.43	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58
	3.0	30	1.58	1.62	1.65	1.68	1.69	1.75	1.83	1.87	1.91	1.93
		50	1.48	1.52	1.54	1.56	1.58	1.63	1.69	1.73	1.75	1.78
		100	1.38	1.41	1.42	1.44	1.45	1.49	1.54	1.57	1.59	1.61
	5.0	30	1.57	1.61	1.64	1.66	1.68	1.74	1.81	1.86	1.89	1.92
		50	1.51	1.55	1.57	1.60	1.61	1.67	1.73	1.77	1.80	1.83
		100	1.40	1.43	1.45	1.47	1.48	1.52	1.57	1.60	1.63	1.65
混凝土 或砌体 结构	1.0	30	1.41	1.43	1.45	1.46	1.47	1.50	1.53	1.56	1.57	1.59
		50	1.35	1.37	1.38	1.39	1.40	1.42	1.45	1.47	1.49	1.50
		100	1.26	1.27	1.28	1.29	1.29	1.31	1.33	1.35	1.36	1.37
	2.0	30	1.43	1.45	1.47	1.48	1.49	1.52	1.56	1.58	1.60	1.62
		50	1.38	1.40	1.41	1.43	1.43	1.46	1.49	1.51	1.53	1.54
		100	1.29	1.30	1.31	1.32	1.32	1.35	1.37	1.39	1.40	1.41
	3.0	30	1.46	1.48	1.50	1.51	1.52	1.55	1.59	1.62	1.64	1.65
		50	1.38	1.40	1.41	1.43	1.43	1.46	1.49	1.51	1.53	1.54
		100	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.36	1.39	1.40	1.41	1.43
	5.0	30	1.45	1.47	1.49	1.50	1.51	1.54	1.58	1.61	1.62	1.64
		50	1.41	1.43	1.44	1.45	1.46	1.49	1.52	1.55	1.56	1.58
		100	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.38	1.41	1.43	1.44	1.45

注：H为建筑物总高度；B为建筑物迎风面宽度。

附录 J 采用底部剪力法时地震作用估算

J.1 地震作用的大小与地震烈度、建筑物质量、结构的自振周期以及场地土的情况等因素有关。

J.2 高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构,可采用底部剪力法按下列公式计算结构总水平地震作用标准值。

$$F_{\text{Ek}} = \alpha_1 G_{\text{eq}} \quad (\text{J.2})$$

式中 G_{eq} ——结构等效总重力荷载,单质点应取总重力荷载代表值,多质点可取总重力荷载代表值的 85%;

α_1 ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数。与地震烈度、设计地震分组、场地类别、结构基本自振周期及结构的阻尼比有关,可按《建筑抗震设计规范》第 5 章采用。当建

筑结构的阻尼比为 0.05 时, $\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\text{max}}$ 。

多遇地震下的阻尼比的取值:混凝土结构和砖砌体结构可取 0.05;多层和高层钢结构房屋,多于 12 层拟取 0.02,不超过 12 层拟取 0.035,单层钢结构房屋取 0.05;钢-混凝土混合结构取 0.035 ~ 0.04。

J.3 估算底部弯矩 M_0

1 水平地震作用计算简图见图 J.3。其中 ΔF_n 为顶部附加水平地震作用。

$$\Delta F_n = \delta_n F_{\text{Ek}} \quad (\text{J.3-1})$$

式中 δ_n ——顶部附加地震作用系数,多层钢筋混凝土结构和钢结构房屋可按《建筑抗震设计规范》GB50011 采用。

估算时,对于多层钢筋混凝土结构可取 $\Delta F_n = (5\% \sim 8\%) F_{\text{Ek}}$ 。

$$\Delta F_n = \delta_n F_{\text{Ek}} \quad (\text{J.3-2})$$

$$F_i = \frac{G_i h_i}{\sum_{j=1}^n G_j h_j} F_{\text{Ek}} (1 - \delta_n) \quad (\text{J.3-3})$$

式中 δ_n ——顶部附加地震作用系数,多层钢筋混凝土结构和钢结构房屋可按《建筑抗震设计规范》GB 50011 采用,多层内框架砖房可采用 0.2,其他房屋可采用 0.0。

估算时,对于多层钢筋混凝土结构可取 $\Delta F_n = (5\% \sim 8\%) F_{\text{Ek}}$ 。

$$M_0 = \sum_{j=1}^n F_j h_j + \Delta F_n H \quad (\text{J.3-4})$$

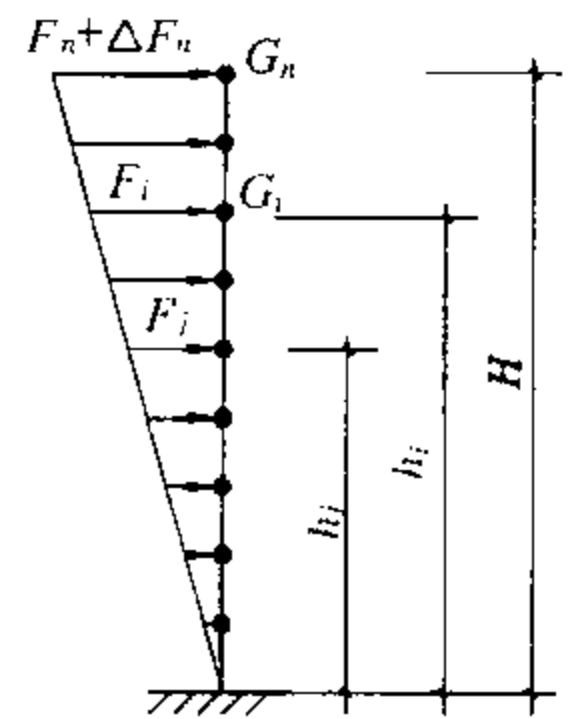


图 J.3

附录 K 钢筋混凝土结构抗连续倒塌设计

对于可能遭遇爆炸、撞击和地震等不确定意外事件的钢筋混凝土结构，宜进行抗连续倒塌设计。当无法确定前述意外事件在结构中产生的荷载效应时，概念设计阶段抗连续倒塌设计主要是通过增加结构的延性、整体性和冗余度，从而提高结构的整体牢固性，防止出现连续倒塌。

K.1 基本要求

K.1.1 建筑结构应具有阻止局部破坏在结构中扩散、造成结构出现与初始局部破坏不相称的破坏或整体倒塌的能力；即当某一竖向承重构件（例如承重柱或承重墙）发生损坏、原传力途径遭到破坏时，其上部及相邻构件应能够形成新的传力路线，避免出现连续破坏，保证整体结构的稳定。

K.1.2 为增加结构整体牢固性，保证局部构件发生破坏时能形成新的传力途径和防止局部破坏扩散，应采用赘余度高和允许出现多个塑性区的抗侧向、竖向力的结构系统。

K.1.3 框架主梁沿结构平面宜连续、贯通，并具有跨越“两跨”而不垮塌的能力；即当某一承重柱破坏后，其上两侧的梁能形成跨越该柱的水平承重构件，继续承受重力荷载，避免出现竖向连续倒塌。所以，应采取正确的连接、锚固措施和配置足够的贯通钢筋，保证柱两侧梁的连续性；同时应采取措施增加构件的延性和提高构件的抗剪承载力，做到“强剪弱弯”，保证构件能出现足够的弯曲变形，避免剪切破坏。

K.1.4 结构平面设计应力求简单、规则，不宜采用如“U”形、“L”形或其它具有“凹”角的不规则平面布置，避免存在可能引发连续性倒塌的薄弱部位；水平和竖向承重构件应沿结构整体连续、贯通，并加强端部的锚固措施。

K.1.5 合理设计楼层的结构平面布置，两方向的结构跨数均不应小于2；适当减小墙体和柱子的间距，以增加结构竖向承重构件的数量并减小竖向承重构件遭受局部破坏的影响范围。

K.1.6 不宜采用框支结构及各类转换结构，装配式大板结构、无配筋现浇层的装配式楼板、装配式楼梯等不利结构。框支柱、转换梁及单跨结构缺少转换传力途径，一旦失效易于引发连续倒塌；装配式结构及各类装配式构件在突发事件下，极易造成连接部位失效而引发连续倒塌。

K.1.7 主要和次要构件应具备抵抗由于某些结构构件的破坏在结构内引起反向内力的能力；创造转变传力途径的条件，如用双向相交梁代替单向大梁，用转换刚架代替转换大梁，框架梁中采用双向配筋等。

K.1.8 现浇楼板宜设计成双向板，如是单向板应增设楼板非计算跨度方向的钢筋，当一个方向失效，另一个方向可起承重作用，同时保证主梁或承重墙体可以承担楼板从非计算跨度方向传递的荷载；楼板底部设置具备足够锚固长度的通长钢筋，保证楼板在跨度或主受力方向改变的情况下继续承载，充分利用板内钢筋的悬索作用。

K.1.9 适当增加结构内部承重构件的承载能力，降低构件内力（轴压比、剪压比），加强节点的连接，以抵抗突发事件导致的内力重分布引发的连续倒塌。

K.2 抗连续倒塌构造措施

K.2.1 钢筋混凝土框架梁

梁的纵向钢筋配置,应符合下列各项要求:

- 1 框架结构平面应沿周边布置闭合的框架梁,除周边以外的框架梁宜在两个主轴方向上分别贯通。
- 2 框架梁应布置以下贯通钢筋:顶面不少于梁顶面纵向配筋中较大截面面积的 1/4,且不少于 $2\phi 14$;底面不少于梁底面纵向配筋中截面面积的 1/2,且不少于 $2\phi 14$;上部钢筋应在接近跨中的地方搭接,下部钢筋应在接近支座的地方搭接;其连接应采用机械连接或者焊接,并应符合国家现行有关标准的规定。

K. 2.2 钢筋混凝土框架柱

- 1 柱轴压比不宜超过 0.6 (轴压比指柱重力荷载作用下的轴力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值)。
- 2 柱的钢筋配置,应至少有四根纵筋沿全高 (从基础顶面到屋顶) 贯通,如贯通钢筋是四根应设在柱的四角,贯通钢筋的直径不小于 $\phi 16$,贯通钢筋的连接应采用机械连接或者焊接,并应符合国家现行有关标准的规定。

K. 2.3 钢筋混凝土剪力墙

- 1 剪力墙在重力荷载作用下墙肢的轴压比不宜超过 0.5。
- 2 对于各类结构中的剪力墙连梁,当跨高比 $l_0/h \leq 2.0$,且连梁截面宽度不小于 200mm 时,除普通箍筋外,宜另设斜向交叉构造钢筋。
- 3 剪力墙的两端应设置端柱 (或暗柱、翼柱);在每层楼板位置处应设置梁 (或暗梁),且沿结构平面两个主轴方向宜贯通设置。

1) 端柱 (或暗柱、翼柱) 设置要求见图 K. 2.3,端柱 (或暗柱、翼柱) 的范围和计算纵向钢筋用量的截面面积宜取图中的阴影部分;其纵向钢筋除应满足受弯承载力要求外,其最小配筋应满足:纵向钢筋的最小用量,取 $0.008A_c$ 和 $6\phi 14$ 的较大值,且柱角部至少有 4 根纵筋从基础顶面贯穿到屋顶,直径不小于 $\phi 14$,通长钢筋的连接应采用机械连接或者焊接,并应符合国家现行有关标准的规定;最小箍筋直径 8mm,最大间距 150mm。箍筋的无支长度不应大于 300mm,拉筋的水平间距不应大于纵向钢筋间距的 2 倍。当剪力墙端部为端柱时,端柱中纵向钢筋及箍筋宜按框架柱的构造要求配置。

2) 暗梁截面高度可取墙厚的 2 倍或与该片框架梁截面等高,暗梁的配筋可按构造配置,其纵筋的最小总配筋率应取 0.8 和 $160f_t/f_c$ 的较大值,梁顶面及底面应至少各有两根纵筋贯通,通长钢筋的连接应采用机械连接或者焊接,并应符合国家现行有关标准的规定;箍筋间距可取 150mm 和其截面高度的 1/4 的较小者,箍筋直径不小于 $\phi 8$ 。

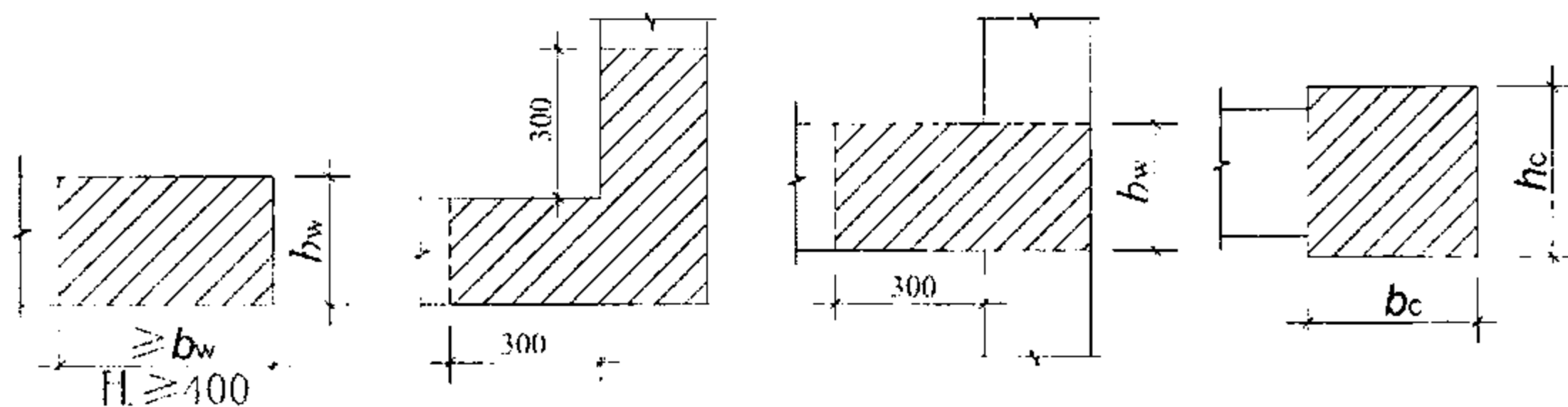


图 K. 2.3 剪力墙的暗柱、翼柱和端柱