

广东省标准



DBJ 15-92-2013

高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

(印刷稿)

广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》编制组

2013年4月

广东省住房和城乡建设厅

粤建公告[2013]16号

广东省住房和城乡建设厅关于发布广东省标准 《高层建筑混凝土结构技术规程》的公告

现批准《高层建筑混凝土结构技术规程》为广东省地方标准，编号为 DBJ15-92-2013，自 2013 年 8 月 1 日起实施。其中，第 3.8.1、3.9.1、3.9.3、3.9.4、4.2.2、4.3.1、4.3.2、4.3.12、4.3.18、5.4.4、5.6.1、5.6.2、5.6.3、5.6.4、6.1.6、6.3.2、6.4.3、7.2.14、8.1.5、8.2.1、9.2.3、9.3.7、11.2.7、11.2.10、11.2.18、11.3.3、11.4.4、11.5.2、11.5.6、12.1.4、14.1.4 条为强制性条文，必须严格执行。原广东省标准《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》DBJ/T 15-46-2005 同时废止。

本规程由广东省住房和城乡建设厅负责管理，华南理工大学建筑设计研究院负责具体技术内容的解释。

广东省住房和城乡建设厅

二〇一三年四月一日

前 言

根据广东省建设厅《关于下达广东省标准〈高层建筑混凝土结构技术规程〉编制任务通知》（粤建科函[2005]237号），规程编制组认真总结广东省的设计经验与工程实践经验，在国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010、《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》DBJ/T 15-46-2005的基础上，制定广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》（以下简称“广东省高规”）。

广东省高规除与国家行业标准主要条文保持一致外，反映了近年来广东省的科研成果及工程实践经验。编写的主要原则如下：

1、强制性条文与国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010均一致。

2、章节编排与（JGJ 3-2010）基本一致，结构构件的构造要求与（JGJ 3-2010）基本保持一致，增加下列内容：

（1）“巨型框架-核心筒结构”独立成章；

（2）隔震、消能减震（振）和结构控制；

（3）结构地震作用效应计算的时域显式随机模拟法。

3、对下列问题作改进和调整：

（1）材料：不限制剪力墙使用C60以上高强混凝土，提出对剪力墙使用C60以上高强混凝土的附加要求；

（2）结构的侧向刚度均以单位层间位移角所需的水平力表达；

（3）适当放松结构层间位移角限值；

（4）不控制结构的周期比，仅控制结构在偶然偏心地震作用下的扭转位移比；

（5）改进结构抗震性能设计的方法；

（6）明确不以调整结构刚度来满足楼层最小地震剪力要求；

(7) 有条件地放松筒体剪力墙的轴压比限值 ;

(8) 明确一般框架-剪力墙结构的地震剪力调整规定不适合巨型框架-核心筒结构 , 要求核心筒承担 100% 的地震剪力 ;

(9) 对 (JGJ 3-2010) 中一些未定量条文给出定量解释 , 以方便操作 ;

(10) 保留和调整《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》 DBJ/T 15-46-2005 的一些条文 , 如桩基础承载力计算的规定等。

广东省高规中以黑体字标志的条文为强制性条文 , 必须严格执行。

广东省高规由华南理工大学建筑设计研究院负责解释。在执行过程中 , 请各单位结合工程实践 , 认真总结经验 , 并将意见和建议寄送至华南理工大学建筑设计研究院 (地址 : 广州市五山华南理工大学建筑设计研究院 , 邮编 : 510641 , 联系人 : 刘光爽 , E-mail : scutlgs@163.com) 。

主 编 单 位 : 华南理工大学建筑设计研究院

参 编 单 位 : 广东省建筑设计研究院

广州市设计院

广州珠江外资建筑设计院有限公司

广州容柏生建筑结构设计事务所

广州瀚华建筑设计有限公司

深圳市建筑设计研究总院有限公司

华南理工大学土木与交通学院

广州大学

广州建筑集团有限公司

中国建筑第四工程局有限公司

广州市城乡建设委员会

广州市建设科学技术委员会办公室

顾 问：容柏生 周福霖 魏 璿 傅学怡

主要起草人员：王松帆 韦 宏 方小丹 冉志伟

苏 成 张元坤 李少云 李敏霞

陈 坚 陈 星 罗赤宇 周 云

周 定 高俊岳 黄泰赞 黄熙明

舒宣武 廖建三 （按姓氏笔画排列）

主要审查人员：江欢成 钱稼茹 程懋堃 范 重

韦承基 吕西林 崔鸿超 扶长生

李英民 李爱群 顾国荣 韩小雷

郭满良

责 任 编 辑：刘光爽 王华林

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	3
2.1	术语	3
2.2	符号	5
3	结构设计基本规定	11
3.1	一般规定	11
3.2	材料	12
3.3	适用高度和高宽比	13
3.4	结构平面布置	16
3.5	结构竖向布置	20
3.6	楼盖结构	21
3.7	水平位移限值和舒适度要求	22
3.8	构件承载力设计	26
3.9	抗震等级	26
3.10	特一级构件设计规定	28
3.11	结构抗震性能设计	30
3.12	抗连续倒塌设计基本要求	33
4	荷载和地震作用	35
4.1	竖向荷载	35

4.2	风荷载	35
4.3	地震作用	40
5	结构计算分析	51
5.1	一般规定	51
5.2	计算参数	53
5.3	计算简图处理	54
5.4	重力二阶效应及结构稳定	56
5.5	结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算	57
5.6	荷载组合的效应和地震作用组合的效应	59
6	框架结构设计	62
6.1	一般规定	62
6.2	截面设计	63
6.3	框架梁构造要求	66
6.4	框架柱构造要求	70
6.5	钢筋的连接和锚固	76
7	剪力墙结构设计	81
7.1	一般规定	81
7.2	截面设计及构造	83
8	框架-剪力墙结构设计	95
8.1	一般规定	95
8.2	截面设计及构造	98
9	筒体结构设计	101

9.1	一般规定	101
9.2	框架-核心筒结构	103
9.3	筒中筒结构	104
10	巨型框架-核心筒结构设计	107
10.1	一般规定	107
10.2	截面设计与构造	107
11	复杂高层建筑结构设计	109
11.1	一般规定	109
11.2	带转换层高层建筑结构	109
11.3	带加强层高层建筑结构	116
11.4	错层结构	117
11.5	连体结构	117
11.6	竖向体型收进、悬挑结构	118
12	混合结构设计	122
12.1	一般规定	122
12.2	结构布置	124
12.3	结构计算	126
12.4	构件设计	127
13	地下室和基础设计	136
13.1	一般规定	136
13.2	地下室设计	138
13.3	基础设计	139

13.4	桩身构造	144
14	结构隔震和消能减震(振)设计	148
14.1	一般规定	148
14.2	结构隔震设计	148
14.3	结构消能减震设计	154
14.4	结构风振控制设计	161
15	高层建筑结构施工	164
15.1	一般规定	164
15.2	施工测量	164
15.3	基础施工	168
15.4	垂直运输	168
15.5	脚手架及模板支架	170
15.6	模板工程	171
15.7	钢筋工程	174
15.8	混凝土工程	175
15.9	大体积混凝土施工	177
15.10	混合结构施工	178
15.11	复杂混凝土结构施工	180
15.12	施工安全	181
15.13	高温和雨期施工	181
15.14	绿色施工	184
附录 A	楼盖结构竖向振动加速度计算	187

附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数.....189

附录 C 时域显式随机模拟法.....198

附录 D 墙体稳定验算207

附录 E 转换层上、下结构侧向刚度规定.....209

附录 F 圆形钢管混凝土构件设计211

 F.1 构件设计211

 F.2 连接设计216

附录 G RC 梁 - 圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法222

 G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算222

 G.2 钢筋混凝土无梁楼盖 - 圆钢管混凝土柱节点环梁受拉环筋和箍筋的计算.....225

 G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算.....225

 G.4 算例227

本规程用词说明231

引用标准名录232

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Basic Requirement of Structural Design	7
3.1	General Requirement	7
3.2	Materials	8
3.3	Height and Aspect Ratio Limitations	8
3.4	Structural Plan Layout	10
3.5	Structural Vertical Arrangement	13
3.6	Diaphragm System	14
3.7	Limitations for Story Drift and Comfort	14
3.8	Strength Design of Members	17
3.9	Seismic Design Grade of Structural Members	17
3.10	Requirement for Members of Special Seismic Design Grade	19
3.11	Performance-based Seismic Design of Structures	20
3.12	Requirement for Preventing Structural Progressive Collapse	22
4	Loads and Seismic Action	23
4.1	Vertical Load	23
4.2	Wind Load	23
4.3	Seismic Action	27
5	Structural Analysis	35
5.1	General Requirement	35
5.2	Analysis Parameters	36
5.3	Analysis Modeling	37
5.4	Second-Order Effects and Structural Stability	38
5.5	Elasto-plastic Analysis and Check of Story Drift of Weak and/or Soft Stories	39
5.6	Effects of Combinations of Loads and/or Seismic Actions	40
6	Design of Frame Structure	43
6.1	General Requirement	43
6.2	Strength Design	43
6.3	Requirement for Detailing of Frame Beams	46
6.4	Requirement for Detailing of Frame Columns	49
6.5	Requirement for Splices and Anchorages of Reinforcement	53
7	Design of Shear Wall Structure	57
7.1	General Requirement	57
7.2	Strength Design and Detailing	58

8	Design of Frame-Shear Wall Structure	67
8.1	General Requirement	67
8.2	Strength Design and Detailing	69
9	Design of Tube Structure	71
9.1	General Requirement	71
9.2	Frame-Core Wall Structure	72
9.3	Tube in Tube Structure	73
10	Mega-Frame-Core Structure	75
10.1	General Requirement	75
10.2	Strength Design and Detailing	75
11	Design of Complicated Tall Buildings	76
11.1	General Requirement	76
11.2	Structure with Transfer Story	76
11.3	Structure with Outriggers and/or Belt Members	81
11.4	Structure with Staggered Stories	81
11.5	Towers Linked with Connective Structure	81
11.6	Structure with Setback and/or Cantilever	82
12	Design of Mixed Structures	85
12.1	General Requirement	85
12.2	Structural Layout and Arrangement	87
12.3	Structural Analysis	88
12.4	Design of Structural Members	89
13	Design of Basement and Foundation	95
13.1	General Requirement	95
13.2	Design of Basement	96
13.3	Design of Foundation	97
13.4	Requirement for Detailing of Pile	100
14	Design of Seismically Isolated and Energy-dissipated Structure	103
14.1	General Requirement	103
14.2	Seismically Isolated Structure	103
14.3	Seismic Energy-dissipated Structure	107
14.4	Wind Vibration Control Structure	111
15	Construction of Tall Building	113
15.1	General Requirement	113
15.2	Surveying	113
15.3	Foundation	115
15.4	Vertical Transportation	116
15.5	Scaffold and Falsework	117
15.6	Formworks	117

15.7	Steel Reinforcement	119
15.8	Concrete	120
15.9	Massive Concrete	122
15.10	Mixed Structures	122
15.11	Complicated Structures	123
15.12	Construction Safety	124
15.13	Hot Weather and Rainy Weather Construction	124
15.14	Green Construction	126
Appendix A	Calculation of the Acceleration of Floor Vertical Vibration	128
Appendix B	Reference wind Pressure in Guangdong Province and Wind Pressure Coefficients of Building.....	129
Appendix C	Time-domain explicit random simulation method	136
Appendix D	Check of Stability of Structural Wall	144
Appendix E	Lateral Stiffness Requirements for Stories Adjacent to Transfer Story	148
Appendix F	Design of Concrete Filled Circular Steel Tubes	158
Appendix G	Strength Design of Reinforced Concrete Ring Beam Joint on Concrete Filled Circular Steel Tubes	171
	Explanation of Wording in This Specification	166
	List of Quoted Standards	167

1 总则

1.0.1 为在广东省的高层建筑混凝土结构工程（包括钢和混凝土的混合结构）的设计中做到安全适用、技术先进、经济合理、方便施工，结合本省的设计经验和工程实践，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于10层及10层以上或高度大于28m的住宅建筑，以及高度大于24m的其他民用建筑。

本规程不适用于建造在地震时易诱发山体滑坡、地陷、溃坝等危险地段的高层建筑。

1.0.3 抗震设防烈度为6度及以上地区的建筑，应进行抗震设计。高层建筑的抗震设防烈度应按国家规定的权限颁发的文件确定。一般情况下，采用中国地震动参数区划图的地震基本烈度。业主有特别要求时可提高抗震设防标准，但不得降低抗震设防烈度。

1.0.4 抗震设计的高层建筑分甲、乙、丙三个抗震设防类别。

甲类建筑为重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑。乙类建筑为地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑。丙类建筑为甲、乙类以外的一般高层建筑。抗震设防类别的划分应符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223和《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。

注：本规程中甲、乙、丙类建筑分别为现行《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223中特殊设防类、重点设防类、标准设防类的简称。

1.0.5 高层建筑结构应注重概念设计，重视结构的选型和平、立面布置的规则性，加强构造措施，择优选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系。

1.0.6 抗震设计的高层建筑混凝土结构，当超过本规程的适用范围或平、立面特别不规则，对其抗震性能有特殊要求时，可采用结构抗震性能设计方法进行补充分析和论证。

1.0.7 为提高高层建筑的抗震安全性和使用舒适性，可采用隔震和消能减震（振）设计。

1.0.8 高层建筑混凝土结构设计与施工，除应符合本规程的规定外，尚应符合国家现行有关标准中强制性条文的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 高层建筑 tall building, high-rise building

10层及10层以上或房屋高度大于28m的住宅建筑和房屋高度大于24m的其他高层民用建筑。

2.1.2 房屋高度 building height

自室外地面至房屋主要屋面的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

2.1.3 框架结构 frame structure

由梁和柱为主要构件组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.4 剪力墙结构 shearwall structure

由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.5 框架-剪力墙结构 frame-shearwall structure

由框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.6 板-柱-剪力墙结构 slab-column shearwall structure

由无梁楼板与柱组成的板柱框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.7 筒体结构 tube structure

由筒体为主组成的承受竖向和水平作用的高层建筑结构。筒体结构的筒体分剪力墙围成的薄壁筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒以及由斜交叉杆系构成的斜交网格筒等。

2.1.8 框架-核心筒结构 frame-corewall structure

由核心筒与外围的稀柱框架组成的高层建筑结构。

2.1.9 筒中筒结构 tube in tube structure

由核心筒与外围框筒、斜交网格筒等组成的高层建筑结构。

2.1.10 混合结构 mixed structure , hybrid structure

由钢框架（框筒）、型钢混凝土框架（框筒）、钢管混凝土框架（框筒）与钢筋混凝土核心筒体所组成的框架-核心筒结构（筒中筒结构）。

2.1.911 转换结构构件 transfer member

完成上部楼层到下部楼层的结构形式转变或上部楼层到下部楼层结构布置改变而设置的结构构件，包括转换梁、转换桁架、转换板等。

2.1.12 转换层 transfer story

转换结构构件所在的楼层，包括水平结构构件及其以下竖向结构构件。

2.1.113 加强层 story with outriggers and/or belt members

设置连接内筒与外围结构的水平伸臂（梁或桁架）结构的楼层，必要时还可沿该楼层外围结构周边设置带状水平梁或桁架。

2.1.14 连体结构 towers linked with connective structure (s)

除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连接体（包括连廊）的结构。

2.1.15 多塔楼结构 multi-tower structure with a common podium

地面以上未通过结构缝分开的裙楼上部具有两个或两个以上塔楼的结构。

2.1.16 结构抗震性能设计 performance-based seismic design of structures

以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。

2.1.17 结构抗震性能目标 structural seismic performance objectives

分别针对小震、中震、大震作用设定的结构抗震性能水准。

2.1.18 结构抗震性能水准 structural seismic performance levels

对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定。

2.1.19 隔震结构 isolation structure

在建筑中设置隔震装置而形成的结构体系。包括上部结构、隔震层、下部结构和基础。

2.1.20 消能减震结构 energy dissipation structure

设置消能器的结构。包括主体结构和消能部件。

2.2 主要符号

2.2.1 材料力学性能和抗力

$C20$ ——表示立方体强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

f_{ck} 、 f_c ——分别为混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_t ——分别为混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f_{yk} ——普通钢筋强度标准值；

f_y 、 f'_y ——分别为普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{yv} ——梁、柱箍筋的抗拉强度设计值；

f_{yh} 、 f_{yw} ——分别为剪力墙水平、竖向分布钢筋的抗拉强度设计值。

K_h ——隔震层水平等效刚度；

K_i ——结构第 i 层的侧向刚度；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

R_d ——构件承载力设计值。

2.2.2 作用和作用效应

F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；

G_E ——计算地震作用时，结构总重力荷载代表值；

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值；
 M ——弯矩设计值；
 N ——轴向力设计值；
 Q_k ——单桩的竖向力标准值；
 S_d ——荷载效应或荷载效应与地震作用效应组合的设计值；
 S_{Gk} ——永久荷载效应标准值；
 S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值；
 S_{wk} ——风荷载效应标准值；
 S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；
 S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应；
 V ——剪力设计值；
 w_0 ——基本风压；
 w_{10} ——重现期为10年的风压；
 w_k ——风荷载标准值；
 ΔF_n ——结构顶部附加水平地震作用标准值；
 u ——楼层侧向位移；
 Δu ——楼层层间位移；
 θ_i ——结构第*i*层的层间位移角；
 θ_E ——结构弹塑性层间位移角；
 θ_p ——结构弹性层间位移角。

2.2.3 几何参数

a_s 、 a'_s ——分别为纵向受拉、受压钢筋合力点至截面近边的距离；

A_s 、 A'_s ——分别为受拉区、受压区纵向钢筋截面面积；
 A_{sh} ——剪力墙水平分布钢筋的全部截面面积；
 A_{sv} ——梁、柱同一截面各肢箍筋的全部截面面积；
 A_{sw} ——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积；
 A ——建筑物总迎风面积；剪力墙截面面积；
 A_w ——T形、I形截面剪力墙腹板的面积；
 b ——矩形截面宽度；
 b_b 、 b_c 、 b_w ——分别为梁、柱、剪力墙截面宽度；
 B ——建筑平面宽度、结构迎风面宽度；
 L ——建筑物平面的长度；
 d ——钢筋直径；桩身直径；
 e ——偏心距；
 e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离；
 e_i ——考虑偶然偏心计算地震作用时，第*i*层质心的偏移值；
 h ——层高；截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 H ——房屋高度；水头高度；
 H_i ——房屋第*i*层距室外地面的高度；
 H_n ——柱的净高；
 I ——截面抗弯刚度；
 l_a ——非抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
 l_{ab} ——受拉钢筋的基本锚固长度；

l_{abE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的基本锚固长度；

l_{aE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；

l_l ——受拉钢筋的搭接长度；

l_n ——梁的净跨；

r_i ——第*i*层楼层平面平行地震作用方向的回转半径；

s ——箍筋间距。

2.2.4 系数

α ——水平地震影响系数值；

$\alpha_{\max}$ 、 $\alpha_{v\max}$ ——分别为水平、竖向地震影响系数最大值；

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；

β ——水平向减震系数；墙肢计算长度系数；

β_c ——混凝土强度影响系数；

β_z ——*z*高度处的风振系数；

γ_0 ——结构重要性系数；

γ_j ——*j*振型的参与系数；

γ_{Eh} ——水平地震作用的分项系数；

γ_{Ev} ——竖向地震作用的分项系数；

γ_G ——永久荷载的分项系数；重力荷载的分项系数；

γ_L ——考虑结构设计使用年限的荷载调整系数；

γ_w ——风荷载的分项系数；

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数；

η ——构件重要性系数；

η_1 ——直线下降段下降斜率调整系数；
 η_2 ——阻尼调整系数；
 η_p ——弹塑性位移增大系数；
 η_c ——柱端弯矩增大系数
 η_{vc} ——柱端剪力增大系数
 λ ——水平地震剪力系数；剪跨比；
 λ_v ——配箍特征值；
 μ ——楼层延性系数；
 μ_N ——柱轴压比；墙肢轴压比
 μ_s ——风荷载体型系数；
 μ_z ——风压高度变化系数；
 v ——风荷载的脉动影响系数；
 ξ ——风荷载的脉动增大系数；承载力利用系数；
 ξ_y ——楼层屈服强度系数；
 ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数；
 ρ_{sv} ——箍筋面积配筋率；
 ρ_v ——体积配箍率；
 ρ_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率；
 Ψ_Q ——楼面活荷载组合值系数；
 Ψ_w ——风荷载的组合值系数。

2.2.5 其他

α_{lim} ——结构顶点风振加速度；

λ_v ——最小配箍特征值；

EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度；

D_i ——第*i*楼层的弹性等效侧向刚度；

f ——频率；

T ——结构自振周期；混凝土的出槽温度；

T_1 ——结构基本自振周期；

T_{L1} ——结构横风向第一阶自振周期；

T_g ——地震影响系数曲线的特征周期。

ζ ——阻尼比；

ζ_a ——消能部件附加给结构的有效阻尼比。

ζ_{eq} ——隔震层等效阻尼比；

γ ——衰减指数。

3 结构设计基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 高层建筑结构应有必要的承载能力，合适的刚度和延性，避免因局部构件的破坏而导致整个结构丧失承载力。

3.1.2 在风荷载及多遇地震作用下，结构不受损坏或不需修理可继续使用；在偶遇（设防烈度）地震作用下，结构经修复后可继续使用；在罕遇地震作用下，允许结构有部分构件屈服、破坏，但不应倒塌。

3.1.3 高层建筑混凝土结构可采用框架、剪力墙、框架-剪力墙、板-柱-剪力墙、筒体结构以及巨型框架-核心筒等结构体系。

3.1.4 高层建筑不应采用严重不规则的结构体系，并应符合下列规定：

- 1 抗震设防的高层建筑平、立面宜简单、规则、对称，不宜采用特别不规则的结构体系。建筑结构存在表3.1.4所列举的平面或竖向不规则类型，属于不规则结构体系。
- 2 结构的布置宜使结构具有合理的刚度和承载力分布，避免出现明显的薄弱部位及薄弱层。
- 3 抗震设计的高层建筑宜有多道防线，对薄弱部位及薄弱层应采取有效的加强措施。

表 3.1.4 建筑结构不规则类型

不规则类型	定 义
1 扭转不规则	在规定的水平力作用下，楼层的弹性最大水平位移大于该楼层最大与最小位移平均值的1.2 倍。 扭转不规则的程度分两类，详表 3.4.4-1、表 3.4.4-2。
2 狭长、凹凸不规则	结构平面尺度（图 3.4.3-1）不满足表 3.4.3 的要求。

不规则类型	定 义
3 楼板局部不连续	楼板开洞后，有效楼板宽度小于开洞处楼面宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%；错层大于梁高或梁宽。 注：混凝土剪力墙楼、电梯井可不按开洞考虑。
4 侧向刚度不规则	在地震作用下，某一层的侧向刚度小于相邻上一层的 80%，则该层的侧向刚度不规则。 层间位移角及侧向刚度可按下式计算：$\theta_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} = \frac{\Delta u_i}{h_i}$ $K_i = \frac{V_i}{\theta_i}$ 式中：u_i、u_{i-1} 为第 i 层、$i-1$ 层水平弹性位移；h_i 为第 i 层层高；V_i 为层剪力。
5 竖向构件不连续	竖向构件（柱、剪力墙、支撑）不连续的类型分为： I 类：柱不连续。 II 类：墙、支撑不连续。
6 楼层承载力突变	A 级高度高层建筑的抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 70%； B 级高度高层建筑的抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%。

3.1.5 当结构适用高度、平面及竖向不规则性和结构复杂性等多项控制指标均超过现行规范及有关规定
的限值时，可根据建筑物的重要性及结构体系的具体情况，提出合适的抗震性能目标及具体的加强措施，
进行详细的计算分析及论证（必要时进行局部或整体结构模型试验），保证结构的抗震安全性。

3.1.6 高层建筑的填充墙及隔墙宜采用轻质材料，并与主体结构有可靠连接。

3.2 材料

3.2.1 高层建筑混凝土结构宜采用高强高性能结构材料，注重结构的耐久性。

3.2.2 结构用混凝土强度等级应符合下列规定：

- 1 混凝土强度等级不应低于 C25，抗震设计时不宜低于 C30。
- 2 抗震等级一级或特一级的竖向构件混凝土强度不应低于 C30。

3 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于C40。

4 转换梁、柱等转换结构构件的混凝土强度等级不宜低于C35。

5 除转换层楼盖外，现浇非预应力混凝土楼盖的混凝土强度等级不宜高于C40。

6 抗震设计的竖向构件，当采用C70及以上的高强混凝土时，应有改善其延性的有效措施：柱宜提高配筋率、配箍率或采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱；剪力墙宜设端柱，提高端柱或边缘构件以及分布筋的配筋率、加强对竖向受力钢筋的约束，必要时可采用型钢、钢板或钢管混凝土剪力墙。

3.2.3 钢筋宜优先采用HRB400级及HRB500级钢筋。

3.2.4 结构用钢材宜采用Q345、Q345GJ、Q390、Q420等级的钢材。当构件截面尺寸为刚度或稳定性控制时可采用Q235等级的钢材。

3.2.5 高层建筑混凝土结构的受力钢筋及其性能应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋尚应符合下列规定：

1 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25。

2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于1.30。

3 钢筋最大拉力下的总伸长率不应小于9 %。

3.2.6 抗震设计结构用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。

3.3 适用高度和高宽比

3.3.1 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度分为 A 级和 B 级。

A级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度应符合表3.3.1-1的规定，B级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度应符合表3.3.1-2的规定。

表 3.3.1-1 A 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度	7度	8度
框架		70	60	50	40
框架-剪力墙		150	130	120	100
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100
	部分框支剪力墙	130	120	100	80
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100
	巨型框架-核心筒	200	180	150	120
	筒中筒	200	180	150	120
板-柱-剪力墙		110	80	70	55

注：1 表中框架不含异形柱框架结构。

2 部分框支剪力墙结构指地面以上结构带托墙转换层的剪力墙结构。

3 甲类建筑宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求。

4 框架结构、板-柱-剪力墙结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

5 楼板（包括空心楼板）的厚度不小于 $l/25$ （ l 为板跨），柱间设有扁（暗）梁或宽扁（暗）梁的板-柱-剪力墙结构的适用高度可适当增加，非抗震设计130m、6度110m、7度100m、8度80m，抗震等级应按板-柱-剪力墙结构考虑。

表 3.3.1-2 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度	7度	8度
框架-剪力墙		170	160	140	120

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度		
			6度	7度	8度
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
	巨型框架-核心筒	300	280	230	170
	筒中筒	300	280	230	170

注：1 部分框支剪力墙结构指地面以上结构带托墙转换层的剪力墙结构。

2 甲类建筑，6、7度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8度时应专门研究。

3 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表3.3.2的规定。

表 3.3.2 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度、7度	8度
框架	5	4	3
板-柱-剪力墙	6	5	4
框架-剪力墙、剪力墙	7	6	5
框架-核心筒	8	7	6
巨型框架-核心筒	8	8	7
筒中筒	8	8	7

3.4 结构平面布置

3.4.1 抗震设计的高层建筑，结构平面形状宜简单、规则、对称，质量和刚度分布宜均匀。不应采用严重不规则的平面布置。

3.4.2 高层或超高层建筑宜选用风作用效应较小的平面形状。

3.4.3 抗震设计的高层建筑平面布置宜符合下列要求：

1 平面长度不宜过长，突出部分长度不宜过大（图3.4.3-1）；平面尺寸 L 、 l 、 B 、 $B_{\max}$ 、 b 等值宜满足表3.4.3的要求。

2 不宜采用角部重叠或细腰形等对楼盖整体刚度削弱较大的平面（图3.4.3-2）。细腰形平面尺寸 b/B 不宜小于0.4；角部重叠部分尺寸与相应边长较小值的比值 $b/B_{\min}$ 不宜小于1/3。

表 3.4.3 平面尺寸及突出部位尺寸的比值限值

设防烈度	L/B	$l/B_{\max}$	l/b
6、7度	≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0
8度	≤ 5.0	≤ 0.30	≤ 1.5

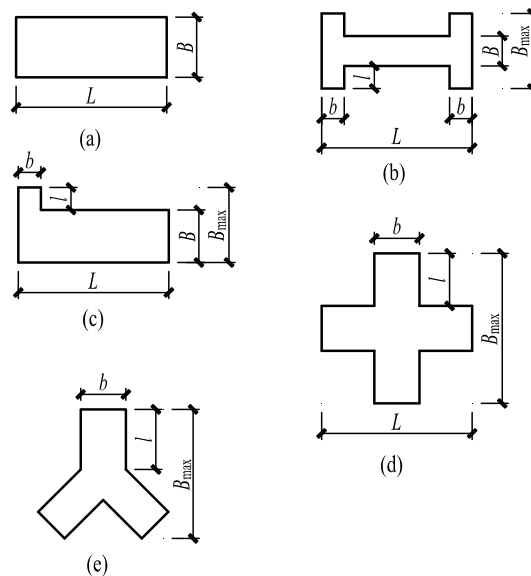


图 3.4.3-1 建筑平面示意

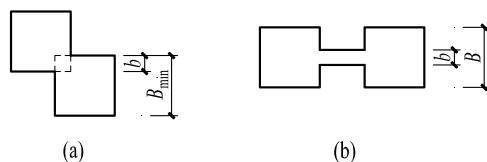


图 3.4.3-2 角部重叠和细腰形平面示意

3.4.4 抗震设计的建筑结构平面布置应避免或减少结构整体扭转效应。A级高度高层建筑的扭转位移比不宜大于1.2，不应大于1.5；B级高度高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第11章所指的复杂高层建筑不宜大于1.2，不应大于1.4。当楼层的层间位移角较小时，扭转位移比限值可适当放松。高层建筑的扭转不规则程度分类按表3.4.4-1、表3.4.4-2规定。

表 3.4.4-1 A 级高度建筑的扭转不规则程度分类及限值

结构类型	地震作用下的最大 层间位移角 θ_E 范围	$\mu \leq 1.2$	$1.2 < \mu \leq 1.35$	$1.35 < \mu \leq 1.5$	$1.5 < \mu \leq 1.8$
框架	$\theta_E \leq \frac{1}{1000}$	规则	I 类	I 类	II 类
	$\frac{1}{1000} < \theta_E \leq \frac{1}{500}$	规则	I 类	II 类	II 类
框架-剪力墙	$\theta_E \leq \frac{1}{1300}$	规则	I 类	I 类	II 类
框架-核心筒	$\frac{1}{1300} < \theta_E \leq \frac{1}{650}$	规则	I 类	II 类	II 类
板柱-核心筒					
巨型框架-核心筒					
框支层，筒中筒，剪力墙	$\theta_E \leq \frac{1}{1600}$	规则	I 类	I 类	II 类
力墙	$\frac{1}{1600} < \theta_E \leq \frac{1}{800}$	规则	I 类	II 类	II 类

表 3.4.4-2 B 级高度建筑的扭转不规则程度分类及限值

结构类型	地震作用下的最大 层间位移角 θ_E 范围	$\mu \leq 1.2$	$1.2 < \mu \leq 1.3$	$1.3 < \mu \leq 1.4$	$1.4 < \mu \leq 1.6$
------	---------------------------------	----------------	----------------------	----------------------	----------------------

结构类型	地震作用下的最大 层间位移角 θ_E 范围	$\mu \leq 1.2$	$1.2 < \mu \leq 1.3$	$1.3 < \mu \leq 1.4$	$1.4 < \mu \leq 1.6$
框架-剪力墙	$\theta_E \leq \frac{1}{1300}$	规则	I 类	I 类	II 类
框架-核心筒	$\frac{1}{1300} < \theta_E \leq \frac{1}{650}$	规则	I 类	II 类	II 类
板柱-核心筒					
巨型框架-核心筒					
框支层，筒中筒，	$\theta_E \leq \frac{1}{1600}$	规则	I 类	I 类	II 类
剪力墙	$\frac{1}{1600} < \theta_E \leq \frac{1}{800}$	规则	I 类	II 类	II 类

注：1 扭转位移比 μ 指楼层竖向构件的最大水平位移与平均位移之比，计算时采用刚性楼板假定，并考虑偶然偏心的影响。

2 当楼层的最大层间位移角不大于本规程第3.7.3条规定的限值的0.5倍时，该楼层扭转位移比限值可适当放松，

但A级高度建筑不大于1.8，B级高度不大于1.6。计算楼层的最大层间位移角时不考虑偶然偏心的影响。

3.4.5 当楼板平面比较狭长、有较大的凹入和开洞而使楼板有较大削弱时，应在设计中考虑楼板削弱产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于楼面宽度的50%；楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不宜小于5m，且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于2m。

3.4.6 卅字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼板有较大削弱时，应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施，必要时可在外伸段凹槽处设置连系梁或连系板。

3.4.7 楼板大洞口周边宜设置边梁或适当加大板厚并双层双向配筋。

3.4.8 抗震设计时，高层建筑宜调整平面形状和结构布置，避免结构不规则，尽可能不分缝。当建筑物平、立面复杂、严重不规则时，可设置防震缝将其划分为较规则的几个结构单元。

3.4.9 设置防震缝时，应符合下列规定：

1 防震缝宽度应符合下列要求：

1) 框架结构房屋，高度不超过15m时不应小于100mm；超过15m时，6度、7度和8度分别每增加高度5m、4m和3m，宜加宽20mm；

2) 框架-剪力墙结构房屋不应小于本款第1)项规定数值的70%，剪力墙结构房屋不小于本款第1)项规定数值的50%，且二者均不宜小于100mm；

2 防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度取较大值；防震缝两侧的房屋高度不同时，防震缝宽度可按较低的房屋高度确定。

3 当相邻结构的基础可能存在较大沉降差时，宜增大防震缝的宽度。

4 防震缝应沿房屋全高设置；地下室、基础可不设防震缝，但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接，必要时可设置防撞墙。

5 结构单元之间或主楼与裙房之间若无可靠措施，不宜采用牛腿托梁的做法设置防震缝。

3.4.10 抗震设计时，伸缩缝、沉降缝的宽度应符合防震缝最小宽度的要求。

3.4.11 高层建筑结构伸缩缝的最大间距应符合表3.4.11的规定。

表 3.4.11 伸缩缝的最大间距

结构体系	施工方法	最大间距 (m)
框架结构	现浇	55
剪力墙结构	现浇	45

注：1 框架-剪力墙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。

2 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时，伸缩缝间距应适当减小。

3 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，伸缩缝的间距宜适当减小。

4 当有可靠的经验，采用有效措施减少温差和混凝土收缩对结构的影响时，可适当放宽伸缩缝的间距。

3.4.12 可采用下列构造和施工措施减少温差和混凝土收缩对结构的影响：

- 1 提高顶层、底层、山墙和纵墙端开间等受温度变化影响较大的部位的配筋率；
- 2 顶层加强保温隔热措施，外墙设置外保温层；
- 3 每30~40m间距留出施工后浇带，带宽800~1000mm，钢筋采用搭接接头，后浇带混凝土宜滞后45天以上浇筑；
- 4 控制混凝土的水泥用量、砂率及水灰比，在混凝土中加入适宜的外加剂；采用浸水养护或其他有效的养护措施；
- 5 提高楼板的构造配筋率或采用部分预应力结构。

3.5 结构竖向布置

3.5.1 抗震设计的建筑体型沿竖向宜规则、均匀，避免有过大的外挑和内收。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化。

3.5.2 抗震设计时，当地下室顶板为计算嵌固端时，首层侧向刚度不宜小于相邻上一层的1.5倍。结构的楼层侧向刚度不宜小于相邻上层楼层侧向刚度的90%。

注：楼层侧向刚度可取楼层剪力与层间位移角之比。

3.5.3 A级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的80%，不应小于其相邻上一层受剪承载力的65%；B级高度高层建筑的楼层层间抗侧力结构的受剪承载力不应小于其相邻上一层受剪承载力的75%。

注：1 楼层抗侧力结构的层间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、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和。

2 加强层、带斜腹杆桁架的楼层及转换层不在此限。

3.5.4 抗震设计时，结构竖向抗侧力构件宜上、下连续贯通。

3.5.5 抗震设计时，当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于0.2时，上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的0.75倍（图3.5.5a、b）；当上部结构楼层相对于下

部楼层外挑时，上部楼层出挑后的水平尺寸 B_1 不宜大于下部楼层水平尺寸 B 的1.1倍（图3.5.5 c、d）。

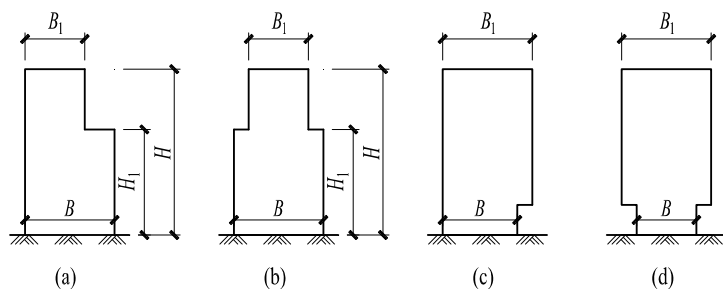


图 3.5.5 结构竖向收进和外挑示意

3.5.6 楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的1.5倍。

3.5.7 不宜采用同一楼层刚度和承载力变化同时不满足本规程第3.5.2条和3.5.3条规定的高层建筑结构。

3.5.8 楼层侧向刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合本规程第3.5.2、3.5.3、3.5.4条，该楼层应视为薄弱层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以1.25的增大系数。

3.5.9 突出屋面的建筑或顶层取消部分墙柱形成的空旷房间，抗震设计时应考虑高振型的影响并采取有效措施。

3.6 楼盖结构

3.6.1 抗震设防的高层建筑结构应采用现浇楼盖结构或装配整体式楼盖结构。一般楼盖楼板厚度不宜小于100mm。房屋首层及顶层的板厚不应小于120mm。地下室顶板宜采用梁板结构，板厚不宜小于150mm。

Ⅱ类竖向构件不连续的梁式转换层板厚不宜小于180mm；箱式或桁架转换层顶板及底板的板厚不宜小于150mm；Ⅰ类竖向构件不连续时转换层楼盖板厚不应小于120mm。

3.6.2 现浇预应力混凝土板的厚度不宜小于150mm。

3.6.3 一般现浇楼板受力钢筋的配筋率不宜小于0.2%。首层、顶层、转换层的楼板宜双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。

3.6.4 转换层楼盖不宜开大洞口。转换梁不宜做成反梁。

3.7 水平位移限值和舒适度要求

3.7.1 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、稳定性和正常使用要求。

3.7.2 结构的水平位移应按本规程第4章规定的风荷载、地震作用和第5章规定的弹性方法计算。

3.7.3 按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 应符合以下规定：

- 1 高度不大于150m的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表3.7.3的限值。

表 3.7.3 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构体系	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/500
框架-剪力墙、框架-核心筒、板-柱-剪力墙 巨型框架-核心筒	1/650
筒中筒、剪力墙	1/800
除框架结构外的转换层	1/800

- 2 高度不小于250m的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/500。

3 高度在150~250m之间的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值可按本条第1款和第2款的限值线性插入取用。

注：楼层层间最大位移 Δu 以楼层最大的水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形。计算地震作用下的层间位移时不考虑偶然偏心的影响。

3.7.4 高层建筑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定：

- 1 下列结构应进行弹塑性变形验算：

1) 7~8度时楼层屈服强度系数小于0.5的框架结构；

2) 甲类建筑；

3) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构；

4) 房屋高度大于150m的结构。

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：

1) 本规程表4.3.4所列高度范围且不满足本规程第3.5.2~3.5.5条规定的竖向不规则高层建筑结构；

2) 7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度抗震设防的乙类建筑结构；

3) 板-柱-剪力墙结构。

注：楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力的比值。

3.7.5 结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移角应符合下式要求：

$$\theta_p = \frac{\Delta u_p}{h} \leq [\theta_p] \quad (3.7.5)$$

式中： θ_p ——层间弹塑性位移角；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值，可按表3.7.5采用；对框架结构，当轴压比小于0.40时，可提高10%；当柱子全高的箍筋构造采用比本规程中框架柱箍筋最小配箍特征值大30%时，可提高20%，但累计不超过25%；

h ——层高。

表 3.7.5 层间弹塑性位移角限值

结构体系	$[\theta_p]$
框架结构	1/50
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板-柱-剪力墙结构 巨型框架-核心筒	1/100
剪力墙结构和筒中筒结构	1/120

结构体系	$[\theta_p]$
除框架结构外的转换层	1/120

3.7.6 高层建筑应满足风振舒适度要求。在现行国家或地方《建筑结构荷载规范》规定的10年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应超过表3.7.6的限值。结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度可按式3.7.6-1、3.7.6-2计算，也可通过风洞试验结果判断确定，计算时阻尼比宜取0.01~0.02。

表 3.7.6 结构顶点风振加速度限值

使用功能	$\alpha_{lim} \text{ (m/s}^2 \text{)}$
住宅、公寓	0.15
办公、旅馆	0.25

1 顺风向顶点最大加速度

$$\alpha_w = \xi v \frac{\mu_s w_{10} A}{m_{tot}} \tag{ 3.7.6-1 }$$

式中： α_w ——顺风向顶点最大加速度 (m/s^2) ；

μ_s ——风荷载体型系数 ；

w_{10} ——重现期为10年的风压 (kN/m^2) ，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》的规定采用 ；

ξ 、 v ——分别为脉动增大系数和脉动影响系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》的规定采用 ；

A ——建筑物总迎风面积 ；

m_{tot} ——建筑物总质量 (t) ；

2 横风向顶点最大加速度

$$\alpha_{tr} = \frac{b_r}{T_t^2} \square \frac{\sqrt{BL}}{\gamma_B \sqrt{\zeta_{t,cr}}} \quad (3.7.6-2)$$

$$b_r = 2.05 \times 10^{-4} \left(\frac{v_{n,m} T_{L1}}{\sqrt{BL}} \right)^{3.3} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (3.7.6-3)$$

式中： α_{tr} ——横风向顶点最大加速度 (m/s^2) ；

$v_{n,m}$ ——建筑物顶点平均风速 (m/s) ， $v_{n,m} = 40\sqrt{\mu_z w_{10}}$ ；

μ_z ——风压高度变化系数；

γ_B ——结构所受的平均重力 (kN/m^3) ；

$\zeta_{t,cr}$ ——结构横风向的阻尼比；

T_{L1} ——结构横风向第一阶自振周期 (s) ；

B 、 L ——分别为建筑物平面的宽度和长度 (m) ；

3.7.7 楼盖结构竖向振动舒适度的计算应符合下列规定：

1 钢筋混凝土楼盖结构竖向频率不宜小于3Hz，钢-混凝土组合楼盖结构竖向频率不宜小于4Hz，轻钢楼盖结构竖向频率不宜小于8Hz。

2 不同使用功能、不同自振频率的楼盖结构，其振动峰值加速度不宜超过表3.7.7限值。楼盖结构竖向振动加速度可按本规范附录A计算。

计算时，轻钢楼盖结构的阻尼比可取0.02，钢-混凝土组合楼盖可取0.03，混凝土楼盖可取0.04。

表 3.7.7 楼盖竖向振动加速度限值

人员活动环境	峰值加速度限值 (m/s^2)	
	竖向自振频率不大于2Hz	竖向自振频率不小于4Hz
住宅，办公	0.07	0.05
商场及室内连廊	0.22	0.15

注：楼盖结构竖向自振频率为2Hz~4Hz时，峰值加速度限值可按线性插值选取。

3.8 构件承载力设计

3.8.1 高层建筑结构构件的承载力应按下列公式验算：

持久设计状况、短暂设计状况

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.8.1-1)$$

地震设计状况

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.8.2-2)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级的结构构件不应小于1.1；对安全等级为二级的结构构件不应小于1.0；

S_d ——作用组合的效应设计值，应符合本规程第5.6.1～5.6.4条的规定；

R_d ——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数。

3.8.2 抗震设计时，钢筋混凝土构件的承载力抗震调整系数应按表3.8.2采用；型钢混凝土构件和钢构件的承载力抗震调整系数应按本规程第12.1.7条的规定采用。当仅考虑竖向地震作用组合时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均应取为1.0。

表 3.8.2 承载力抗震调整系数

构件类别	梁	轴压比小于 0.15的柱	轴压比不小于 0.15的柱	剪力墙		各类构件	节点
受力状态	受弯	偏压	偏压	偏压	局部承压	受剪、偏拉	受剪
γ_{RE}	0.75	0.75	0.80	0.85	1.0	0.85	0.85

3.9 抗震等级

3.9.1 各抗震设防类别的高层建筑结构，其抗震措施应符合下列要求：

- 1 甲类、乙类建筑：应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施。当建筑场地为Ⅰ类时，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。
- 2 丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施。当建筑场地为Ⅰ类时，除6度外，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。

3.9.2 当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为0.15g的地区，宜按抗震设防烈度8度(0.20g)

时各类建筑的要求采取抗震构造措施。

3.9.3 抗震设计时，高层建筑钢筋混凝土结构构件应根据抗震设防分类、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。A级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表3.9.3确定。

注：本规程“特一级和一、二、三、四级”即“抗震等级为特一级和一、二、三、四级”的简称。

表 3.9.3 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	
框架结构			三		二		一	
框架-剪力墙结构	高度（m）		≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60
	框架		四	三	三	二	二	一
	剪力墙		三		二		一	
剪力墙结构	高度（m）		≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80
	剪力墙		四	三	三	二	二	一
部分框支剪力墙结构	非底部加强部位的剪力墙		四	三	三	二	二	——
	底部加强部位的剪力墙		三	二	二	一	一	
	框支框架		二		二	一	一	
筒体结构	框架-核心筒、 巨型框架-核心筒	框架	三		二		一	
		核心筒	二		二		一	
	筒中筒	内筒	三		二		一	
		外筒						
板-柱-剪力墙结构	高度（m）		≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35
	框架柱及柱上板带		三	二	二	二	一	一
	剪力墙		二	二	二	一	二	一

注：1 接近或等于高度分界时，应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级。

2 底部带转换层的筒体结构，其转换框架的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用。

3 当框架-核心筒结构的高度不超过60m时，其抗震等级应允许按框架-剪力墙结构采用。

3.9.4 抗震设计时，B级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表3.9.4确定。

表 3.9.4 B 级高度的高层建筑结构抗震等级

结 构 类 型		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	—	—
部分框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙	二	—	—
	底部加强部位剪力墙	—	—	特一
	框支框架	—	特一	特一
框架-核心筒、 巨型框架-核心筒	框架	二	—	—
	筒体	二	—	特一
筒中筒	外筒	二	—	特一
	内筒	二	—	特一

注： 1 底部带转换层的筒体结构，其转换框架和底部加强部位筒体的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用。

2 本规程抗震等级最高为特一级。当抗震等级要求提高一级时，已为特一级者可不再提高。

3.9.5 抗震设计的高层建筑，地下一层相关范围的抗震等级应按上部结构采用，地下一层以下的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级；地下室中超出上部主楼范围且无上部结构的部分，其抗震等级可根据具体情况采用三级或四级。

3.9.6 抗震设计时，与主楼连为整体的裙房的抗震等级，除应按裙房本身确定外，相关范围不应低于主楼的抗震等级；主楼结构在裙房顶板上、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。

3.9.7 甲、乙类建筑按本规程第3.9.1条提高一度确定抗震等级时，或Ⅲ、Ⅳ类场地且设计基本地震加速度为0.15g的丙类建筑按本规程3.9.2条提高一度确定抗震等级时，如果房屋高度超过提高一度后对应的房屋最大适用高度，则应采取比对应抗震等级更有效的抗震构造措施。

3.10 特一级构件设计规定

3.10.1 特一级抗震等级的钢筋混凝土构件除应符合一级钢筋混凝土构件的所有设计要求外，尚应符合

本节的有关规定。

3.10.2 特一级框架柱应符合下列要求：

- 1 宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱。
- 2 柱端弯矩增大系数 η_c 、柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大20%。
- 3 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本规程表6.4.7规定的数值增加0.02采用；全部纵向钢筋构造配筋率，中、边柱不应小于1.4%，角柱不应小于1.6%。

3.10.3 特一级框架梁应符合下列要求：

- 1 梁端剪力增大系数 η_{vb} 应增大20%。
- 2 梁端加密区箍筋最小面积配箍率应比一级框架梁增大10%。

3.10.4 特一级框支柱应符合下列要求：

- 1 宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱。
- 2 构件承载力计算时，底层柱下端及与转换层相连的柱上端的弯矩增大系数取1.8，其余层柱端弯矩增大系数 η_c 应增大20%；柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大20%；地震作用产生的柱轴力增大系数取1.8。
- 3 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本规程表6.4.7的数值增大0.03采用，且箍筋体积配箍率不应小于1.6%；全部纵向钢筋构造配筋率不应小于1.6%。

3.10.5 特一级剪力墙、筒体墙应符合下列要求：

- 1 底部加强部位的弯矩设计值应乘以1.1的增大系数，其他部位的弯矩设计值应乘以1.3的增大系数；底部加强部位的剪力设计值，应按考虑地震作用组合的剪力计算值的1.9倍采用，其他部位的剪力设计值，应按考虑地震作用组合的剪力计算值的1.4倍采用。
- 2 一般部位的水平和竖向分布钢筋配筋率不小于0.35%，底部加强部位的水平和竖向分布钢筋的配筋率不小于0.4%。
- 3 约束边缘构件纵向钢筋构造配筋率不应小于1.4%，配箍特征值宜增大20%；构造边缘构件纵向

钢筋的配筋率不应小于1.2%。

- 4 框支剪力墙结构的落地剪力墙底部加强部位边缘构件宜配置型钢 ,型钢宜向上、下各延伸一层。
- 5 连梁的要求同一级。

3.11 结构抗震性能设计

3.11.1 结构抗震性能设计应选用适宜的结构抗震性能目标，并根据既定的性能目标对结构设计进行分析论证。

结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标分为A、B、C、D四个等级，结构抗震性能分为1、2、3、4、5五个水准（表3.11.1），每个性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

表 3.11.1 结构抗震性能目标

性能目标 地震水准 性能水准	A	B	C	D
	1	1	1	1
多遇地震	1	2	3	4
设防烈度地震	2	3	4	5
预估的罕遇地震				

3.11.2 结构抗震性能水准可按表3.11.2进行宏观判别。

表 3.11.2 各性能水准结构预期的震后性能状况

结构抗震 性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用的 可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件	

结构抗震 性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用的 可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件	
1	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可 继续使用
2	基本完好、轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可 继续使用
3	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏、部分中度损坏	一般修理后才 可继续使用
4	中度损坏	轻度损坏	部分构件中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	修复或加固后才 可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	部分构件比较严重损坏	比较严重损坏	需排除大修

注：“关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“普通竖向构件”是指“关键构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。

3.11.3 结构在小震作用下应满足弹性设计要求，结构构件的承载力和变形应符合本规程的有关规定。

不同抗震性能水准的结构设计在中、大震作用下可按下列规定进行：

1 第1性能水准的结构在中震作用下，全部结构构件的抗震承载力宜符合下式要求：

$$S_{GEk} + \eta(S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^*) \leq \xi R_k \quad (3.11.3-1)$$

式中： R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力；

ξ ——承载力利用系数，压、剪取0.6；弯、拉取0.69；

S_{Ehk}^* 、 S_{Evk}^* ——分别为水平和竖向中震作用计算的构件内力标准值，不需乘以与抗震等级有关的增大系数；

η ——构件重要性系数，关键构件可取 $\eta=1.05\sim 1.15$ ，一般竖向构件可取 $\eta=1.0$ ，水平耗能构件可取 $\eta=0.7\sim 0.9$ 。

2 第2性能水准的结构在中震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式 (3.11.3-1) 的要求，式中承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.67；弯、拉取0.77。

第2性能水准的结构在大震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式 (3.11.3-2) 的要求：

$$S_{GEk} + \eta(S_{Ehk}^{**} + 0.4S_{Evk}^{**}) \leq \xi R_k \quad (3.11.3-2)$$

式中： S_{Ehk}^{**} 、 S_{Evk}^{**} ——分别为水平和竖向大震作用计算的构件内力标准值，不需乘以与抗震等级有关的增大系数；

ξ ——承载力利用系数，压、剪取0.83；弯、拉取1.0。

3 第3性能水准的结构在中震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式 (3.11.3-1) 要求，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.74；弯、拉取0.87；大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式 (3.11.3-3)。

$$V_{GEk} + \eta V_{Ek}^{**} \leq \zeta f_{ck} b h_0 \quad (3.11.3-3)$$

式中： V_{GEk} ——重力荷载代表值作用下的构件剪力标准值；

V_{Ek}^{**} ——大震作用计算的构件剪力标准值，不需乘以与抗震等级有关的增大系数。

ζ ——剪压比，取 $\zeta=0.133$

4 第4性能水准的结构在中震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式 (3.11.3-1) 的要求，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.83；弯、拉取1.0。在大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式 (3.11.3-3)，取 $\zeta=0.15$ 。

5 第5性能水准的结构在大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式 (3.11.3-3)，取 $\zeta=0.167$ 。

以上各大震性能水准所对应的抗震等级所要求的构造措施，第5水准不宜低于一级，第4水准不宜低于二级，第3水准不宜低于三级，第2水准不应低于四级。各性能目标结构的层间弹塑性极限位移角宜符合表3.11.3的要求。

表 3.11.3 各性能目标结构的层间弹塑性极限位移角限值

性能目标 结构体系 层间弹塑性极限位移角	A	B	C	D
	框架结构	1/100	1/75	1/63
框架-剪力墙结构、框架-筒体结构、板-柱-剪力墙结构	1/175	1/150	1/125	1/100
剪力墙结构、筒中筒结构	1/210	1/180	1/150	1/120

注：结构的层间弹塑性极限位移角取结构各层质心处的弹塑性位移计算值。

3.11.4 结构弹塑性计算分析应符合下列要求：

- 1 结构弹塑性计算可采用静力弹塑性分析方法；也可采用弹塑性时程分析方法；对于新型结构、高度大于300m的超高层建筑或特别复杂的结构，宜采用静力及动力弹塑性分析进行对比。
- 2 复杂结构宜进行施工模拟分析，应以施工全过程完成后的内力为初始状态。
- 3 弹塑性时程分析宜采用双向或三向地震输入。
- 4 静力弹塑性分析宜采用倒三角形水平力分布模式，也可采用振型分解法CQC组合的水平力分布模式。

3.12 抗连续倒塌设计基本要求

3.12.1 安全等级为一级的高层建筑结构应满足抗连续倒塌概念设计要求。

3.12.2 抗连续倒塌概念设计应符合下列规定：

- 1 通过必要的结构连接措施增强结构的整体性。
- 2 主体结构宜采用冗余度较高的多跨、规则的超静定结构。
- 3 结构构件应具有适宜的延性，避免剪切破坏、压溃破坏、锚固破坏、节点先于构件破坏。
- 4 结构构件宜具有一定的反向承载能力。
- 5 转换结构应具有整体多重传递重力荷载的途径。
- 6 钢筋混凝土结构梁柱宜刚接，梁板顶、底钢筋在支座处宜按受拉要求连续贯通。

- 7 钢结构框架梁柱宜刚接。
- 8 独立基础之间宜采用拉梁连结。

4 荷载和地震作用

4.1 竖向荷载

4.1.1 高层建筑结构的楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》的有关规定采用。当业主有特别要求时，可按业主的使用要求采用，但不应小于荷载规范的规定值。

4.1.2 首层楼面施工荷载不宜小于 10kN/m^2 。构件承载力验算时，施工荷载的分项系数可取1.0。业主或施工单位对施工荷载有特别要求时，可按其要求采用。

4.1.3 擦窗机、旋转餐厅等设备应按其实际情况确定其自重的大小和作用位置。

4.1.4 施工组织设计时应验算所采用的附墙式、外爬式塔吊等起重机械及其他施工设施对结构的影响。

4.1.5 屋面直升飞机机坪的等效均布活荷载可取 5kN/m^2 。局部荷载标准值及其作用面积可按表4.1.5取值。

表 4.1.5 局部荷载标准值及其作用面积

直升机类型	局部荷载标准值 (kN)	作用面积 (m^2)
轻型	20.0	0.20×0.20
中型	40.0	0.25×0.25
重型	60.0	0.30×0.30

4.2 风荷载

4.2.1 计算结构的风荷载效应时，风荷载作用面积应取垂直于风向的最大投影面积，建筑物表面的单位面积风荷载标准值应按式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

式中： w_k ——风荷载标准值（ kN/m^2 ）；

w_0 ——基本风压（ kN/m^2 ），应按本规程第4.2.2条的规定采用；

μ_z ——风压高度变化系数，应按本规程第4.2.3~4.2.4条的规定采用；

μ_s ——风荷载体型系数，应按本规程第4.2.5条的规定采用；

β_z —— z 高度处的风振系数，应按本规程第4.2.6条的规定采用。

4.2.2 基本风压应按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的1.1倍采用。

4.2.3 位于平坦或稍有起伏地形的高层建筑，其风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表4.2.3确定。

地面粗糙度应分为四类：A类指近海海面 and 海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；C类指有密集建筑群的城市市区；D类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

表 4.2.3 风压高度变化系数

离地面或海 平面高度（m）	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.09	1.00	0.65	0.51
10	1.28	1.00	0.65	0.51
15	1.42	1.13	0.65	0.51
20	1.52	1.23	0.74	0.51
30	1.67	1.39	0.88	0.51
40	1.79	1.52	1.00	0.60
50	1.89	1.62	1.10	0.69
60	1.97	1.71	1.20	0.77
70	2.05	1.79	1.28	0.84
80	2.12	1.87	1.36	0.91
90	2.18	1.93	1.43	0.98
100	2.23	2.00	1.50	1.04
150	2.46	2.25	1.79	1.33
200	2.64	2.46	2.03	1.58
250	2.78	2.63	2.24	1.81

离地面或海 平面高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
300	2.91	2.77	2.43	2.02
350	2.91	2.91	2.60	2.22
400	2.91	2.91	2.76	2.40
450	2.91	2.91	2.91	2.58
500	2.91	2.91	2.91	2.74
550	2.91	2.91	2.91	2.91

4.2.4 位于山区的高层建筑，按本规程第4.2.3条确定风压高度变化系数后，尚应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》的有关规定进行修正。

4.2.5 计算主体结构的风荷载效应时，风荷载体型系数可按下列规定采用：

1 圆形平面建筑取0.8。

2 正多边形及截角三角形平面建筑，由下式计算：

$$\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} \quad (4.2.5)$$

式中：n——多边形的边数。

3 高宽比H/B不大于4的矩形、方形、十字形平面建筑取1.3。

4 下列建筑取1.4：

1) V形、Y形、弧形、双十字形、井字形平面建筑；

2) L形、槽形和高宽比H/B大于4的十字形平面建筑；

3) 高宽比H/B大于4，长宽比L/B不大于1.5的矩形、鼓形平面建筑。

5 在需要更细致进行风荷载计算的场合，风荷载体型系数可按本规程附录B采用，或由风洞试验确定。

4.2.6 高层建筑结构的顺风向风荷载可按公式(4.2.1)计算，风振系数 β_z 可按式计算：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2} \quad (4.2.6-1)$$

式中： g ——峰值因子，可取2.5；
 I_{10} ——为10m高名义湍流强度，对应A、B、C和D类地面粗糙度，可分别取0.12、0.14、0.23和0.39；
 R ——脉动风荷载的共振分量因子；
 B_z ——脉动风荷载的背景分量因子。

1 脉动风荷载的共振分量因子可按下列公式计算：

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \tag{4.2.6-2}$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, \quad x_1 > 5 \tag{4.2.6-3}$$

式中： f_1 ——结构第一阶自振频率；
 k_w ——地面粗糙度修正系数，对A、B、C类和D类地面粗糙度分别取1.28、1.0、0.54和0.26；
 ζ_1 ——结构阻尼比，对钢结构可取0.01，对有填充墙的钢结构房屋可取0.02，对钢筋混凝土结构可取0.05，混合结构可取0.03~0.04，其他结构可根据工程经验确定。

2 脉动风荷载的背景分量因子可按下列规定确定：

当结构的体型和质量沿高度均匀分布时，可按下式计算：

$$B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \tag{4.2.6-4}$$

式中： $\phi_1(z)$ ——结构第一阶振型系数；
 H ——建筑总高度 (m)，对A、B、C和D类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于300m、350m、450m和550m；
 ρ_z ——脉动风荷载竖直方向相关系数；
 ρ_x ——脉动风荷载水平方向相关系数；
 k, a_1 ——系数，按表4.2.6-1取值。

表 4.2.6-1 系数 k 和 a_1

粗糙度类别		A	B	C	D
高层建筑	k	0.994	0.670	0.295	0.112

粗糙度类别		A	B	C	D
	a_1	0.155	0.187	0.261	0.346
高耸结构	k	1.276	0.910	0.404	0.155
	a_1	0.186	0.218	0.292	0.376

当结构迎风面和侧风面的宽度沿高度按直线或接近直线变化，而质量沿高度按连续规律变化时，式4.2.6-4计算的背景分量因子 B_z 应乘以修正系数 θ_B 和 θ_V 。 θ_B 为建筑物在 z 高度处的迎风面宽度 $B(z)$ 与底部宽度 $B(0)$ 的比值； θ_V 可按表4.2.6-2确定。

表 4.2.6-2 修正系数 θ_V

$B(H)/B(0)$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	≤ 0.1
θ_V	1.00	1.10	1.20	1.32	1.50	1.75	2.08	2.53	3.30	5.60

3 脉动风荷载的空间相关性系数可按下列规定确定：

竖直方向相关系数可按下式计算：

$$\rho_z = \frac{10\sqrt{H + 60e^{-H/60}} - 60}{H} \quad (4.2.6-5)$$

式中： H ——建筑总高度（m）；对A类、B类、C类和D类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于300m、350m、450m和550m。

水平方向相关系数可按下式计算：

$$\rho_x = \frac{10\sqrt{B + 50e^{-B/50}} - 50}{B} \quad (4.2.6-6)$$

式中： B ——为结构迎风面宽度（m）， $B \leq 2H$ 。

4 振型系数 $\phi(z)$ 可由结构动力计算确定，计算时可仅考虑受力方向基本振型的影响；对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的弯剪型结构，也可近似采用振型计算点距室外地面高度 z 与房屋高度 H 的比值。

4.2.7 当多栋高层建筑相互间距较近时，宜考虑风干扰效应。可将单栋建筑的体型系数乘以相互干扰增大系数，该系数可参考类似条件的试验资料确定；也可通过风洞试验确定。

4.2.8 横风向振动作用效应或扭转风振效应明显的高层建筑，应考虑横风向风振或扭转风振的影响。横风向风振与扭转风振的计算及组合方法应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》的有关规定。

4.2.9 房屋高度大于200m或有下列情况之一时，宜进行风洞试验确定建筑物的风荷载。

- 1 平面形状或立面形状复杂；
- 2 立面开洞或连体建筑；
- 3 周围地形和环境较复杂。

4.2.10 檐口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件，计算局部上浮风荷载时，风荷载体型系数 μ_s 不宜小于2.0。

4.2.11 设计建筑幕墙时，风荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》、《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ 102、《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133的有关规定采用。

4.3 地震作用

4.3.1 各抗震设防类别高层建筑的地震作用，应符合下列规定：

- 1 甲类建筑：应按批准的地震安全性评价结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定；
- 2 乙、丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度计算。

4.3.2 高层建筑结构地震作用计算应符合下列规定：

- 1 一般情况下，应至少在结构两个主轴方向分别计算水平地震作用；有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。
- 2 质量与刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应计算单向水平地震作用下的扭转影响。
- 3 高层建筑中的大跨度、长悬臂结构，7度（0.15g）、8度抗震设计时应计入竖向地震作用。

4.3.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下式采用：

$$e_i = 0.1732r_i \quad (4.3.3)$$

式中： e_i ——第*i*层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

r_i ——第*i*层楼层平面平行地震作用方向的回转半径。

4.3.4 高层建筑结构的地震作用计算方法应符合下列规定：

1 高层建筑结构一般采用振型分解反应谱法，除对称且考虑偶然偏心的扭转位移比不大于1.2的结构外，均应考虑扭转耦联振动的影响。

2 高度不超过40m、以剪切变形为主、平面较规则且质量和刚度沿竖向分布较均匀的建筑结构，可采用底部剪力法。

3 7~8度抗震设防的高层建筑，下列情况应采用弹性时程分析法或时域显式随机模拟法进行多遇地震下的补充计算：

- 1) 甲类高层建筑结构；
- 2) 表4.3.4所列的乙、丙类高层建筑结构；
- 3) 不满足本规程第3.5.2~3.5.6条规定的高层建筑结构；
- 4) 本规程第10章规定的复杂高层建筑结构；
- 5) 质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构。

注：当某层单位面积的质量平均分布密度为相邻层的1.5倍及以上时，称为质量沿竖向分布特别不均匀。

表 4.3.4 采用时程分析法或时域显式随机模拟法的高层建筑结构

设防烈度、场地类别	建筑高度范围
7度和8度 I、II类场地	>100m
8度III、IV类场地	>80m

注：场地类别应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定采用。

4 采用时域显式随机模拟法计算弹性结构的地震作用效应时，可按本规程附录C执行。

4.3.5 进行结构的弹性动力时程分析时，应符合下列要求：

- 1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际地震记录和人工模拟的地面运动加速度时程曲线，

其中实际地震记录的数量不少于总数量的2/3 ,多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符 ;每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的65% ,多条时程曲线计算所得的结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的80%。

- 2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的5倍和15s ,地震波记录的时间间距可取0.01s或0.02s。
- 3 输入地震加速度的最大值可按表4.3.5采用。
- 4 结构地震作用效应可取多组时程曲线计算结果的平均值 (七组及以上) 或包络值 (少于七组) 与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

表 4.3.5 时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

设防烈度	6度	7度	8度
多遇地震	18	35 (55)	70
设防地震	50	100 (150)	200
罕遇地震	125	220 (310)	400

注 : 7度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g的地区 , 此处g为重力加速度。

4.3.6 进行结构的时域显式随机模拟法分析时 , 应符合下列要求 :

- 1 依据加速度反应谱确定平稳地震动功率谱 , 按建筑场地类别选用均匀调制函数。
- 2 人工模拟地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的5倍和15s ,地震波离散的时间间距可取0.01s或0.02s。人工模拟地震波的数量不应少于500条。
- 3 结构地震作用效应取各人工模拟地震波输入下结构反应峰值的平均值。当时域显式随机模拟法楼层剪力分析结果大于振型分解反应谱法分析结果时 , 振型分解反应谱法相应楼层剪力宜乘以调整系数 , 该调整系数不宜小于时域显式随机模拟法计算所得楼层剪力与振型分解反应谱法计算所得楼层剪力的

比值，振型分解反应谱法计算得到的各楼层构件内力宜作相应调整。

4.3.7 计算地震作用时，建筑结构的重力荷载代表值应取永久荷载标准值和可变荷载组合值之和。可变荷载组合值系数应按下列规定采用：

楼面活荷载按实际情况计算时取1.0；按等效均布活荷载计算时，藏书库、档案库、库房取0.8，一般民用建筑取0.5。

4.3.8 建筑结构的抗震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值 α_{max} 应按表4.3.8-1采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表4.3.8-2采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加0.05s。

注：周期大于6.0s的高层建筑结构所采用的地震影响系数应做专门研究。

表 4.3.8-1 水平地震影响系数最大值 α_{max}

地震影响	6度	7度	8度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90

注：7度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g的地区。

表 4.3.8-2 特征周期值 T_g (s)

场地类别 设计地震分组	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75

场地类别					
设计地震分组	I ₀	I ₁	II	III	IV
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

4.3.9 高层建筑结构地震影响系数曲线（图4.3.9）的形状参数和阻尼调整应符合下列要求：

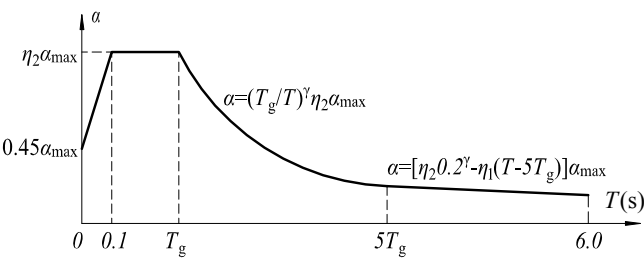


图 4.3.9 地震影响系数曲线

α —地震影响系数； $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值； T —结构自振周期；

T_g —特征周期； γ —衰减指数； η_1 —直线下降段下降斜率调整系数； η_2 —阻尼调整系数。

1 除有专门规定外，钢筋混凝土高层建筑结构的阻尼比应取0.05，此时阻尼调整系数 η_2 应取1.0，形状参数应符合下列规定：

- 1) 直线上升段，周期小于0.1s的区段；
- 2) 水平段，自0.1s至特征周期的区段，地震影响系数应取最大值 $\alpha_{\max}$ ；
- 3) 曲线下降段，自特征周期至5倍特征周期的区段，衰减指数 γ 应取0.9；
- 4) 直线下降段，自5倍特征周期至6.0s的区段，下降斜率调整系数 η_1 应取0.02。

2 当建筑结构的阻尼比不等于0.05时，地震影响系数曲线的分段情况与本条第1款相同，但其形状参数和阻尼调整系数应符合下列规定：

- 1) 曲线下降段的衰减指数应按下式确定：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \tag{4.3.9-1}$$

式中： γ ——曲线下降段的衰减指数；

ζ ——阻尼比。

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下式确定：

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{(0.05 - \zeta)}{4 + 32\zeta} \quad (4.3.9-2)$$

式中： η_1 ——直线下降段的斜率调整系数，小于0时应取0。

3) 阻尼调整系数应按下式确定：

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (4.3.9-3)$$

式中： η_2 ——阻尼调整系数，当小于0.55时，应取0.55。

4.3.10 采用振型分解反应谱方法时，对于不考虑扭转耦联振动影响的结构，应按下列规定进行地震作用和作用效应的计算：

1 结构第 j 振型 i 质点的水平地震作用的标准值应按下式确定：

$$F_{ij} = \alpha_j \gamma_j X_{ij} G_i \quad (4.3.10-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ij} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ij}^2 G_i} \quad (i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,m) \quad (4.3.10-2)$$

式中： G ——质点 i 的重力荷载代表值，应按本规程第4.3.7条的规定确定；

F_{ij} ——第 j 振型 i 质点水平地震作用的标准值；

α_j ——相应于 j 振型自振周期的地震影响系数，应按本规程第4.3.8~4.3.9条确定；

X_{ij} ——第 j 振型 i 质点的水平相对位移；

γ_j ——第 j 振型的参与系数；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参与计算；

m ——结构计算振型数，按本规程第5.1.20、5.1.21条规定采用。

2 不考虑扭转耦连振动影响的结构水平地震作用效应，可按下式计算：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (4.3.10-3)$$

式中： S ——水平地震作用标准值的效应；

S_j —— j 振型的水平地震作用标准值的效应（弯矩、剪力、轴向力和位移等）。

4.3.11 考虑扭转耦联振动影响的结构，按扭转耦联振型分解法计算时，各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度，并按下列规定计算地震作用和作用效应。确有依据时，也可采用简化计算方法确定地震作用。

1 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$\begin{aligned} F_{yij} &= \alpha_j \gamma_{yj} Y_{ij} G_i & F_{xij} &= \alpha_j \gamma_{xj} X_{ij} G_i \\ F_{\omega ij} &= \alpha_j \gamma_{\omega j} r_i^2 \Phi_{ij} G_i \end{aligned} \quad (i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,m) \quad (4.3.11-1)$$

式中： F_{xij} 、 F_{yij} 、 $F_{\omega ij}$ ——分别为 j 振型 i 质点的 x 方向、 y 方向和转角方向的地震作用标准值；

X_{ij} 、 Y_{ij} ——分别为 j 振型 i 质点质心在 x 、 y 方向的水平相对位移；

Φ_{ij} —— j 振型 i 层的相对扭转角；

r_i —— i 层转动半径，可取 i 层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根；

α_j ——相应于第 j 振型自振周期的地震影响系数，应按本规程第4.3.8、4.3.9条确定；

γ_{yj} ——考虑扭转的 j 振型参与系数，可按本规程公式(4.3.11-2)~(4.3.11-4)确定；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参加计算；

m ——结构计算振型数，按本规程第5.1.20、5.1.21条规定采用。

当仅考虑 x 方向地震作用时：

$$\gamma_{yj} = \sum_{i=1}^n X_{ij} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + \Phi_{ij}^2 \gamma_i^2) G_i \quad (4.3.11-2)$$

当仅考虑 y 方向地震作用时：

$$\gamma_{xj} = \sum_{i=1}^n Y_{ij} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + \Phi_{ij}^2 \gamma_i^2) G_i \quad (4.3.11-3)$$

当考虑与 x 方向夹角为 θ 的地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \gamma_{ij} \cos \theta + \gamma_{ij} \sin \theta \quad (4.3.11-4)$$

式中： γ_{ij} 、 γ_{ij} ——分别为由式 (4.3.11-2)、(4.3.11-3) 求得的振型参与系数。

2 单向水平地震作用下，考虑扭转耦联振动影响的地震作用效应，应按下列公式确定：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.3.11-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (4.3.11-6)$$

式中： S ——考虑扭转的地震作用标准值的效应；

S_j 、 S_k ——分别为 j 、 k 振型地震作用标准值的效应；

ρ_{jk} —— j 振型与 k 振型的耦联系数；

λ_T —— k 振型与 j 振型的自振周期比；

ζ_j 、 ζ_k ——分别为 j 、 k 振型的阻尼比。

3 双向水平地震作用下，考虑扭转耦联振动影响的地震作用效应，应按下列公式中的较大值确定：

$$S = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (4.3.11-7)$$

$$\text{或 } S = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (4.3.11-8)$$

式中： S_x ——仅考虑 x 向水平地震作用时的地震作用效应，按式 (4.3.11-5) 计算；

S_y ——仅考虑 y 向水平地震作用时的地震作用效应，按式 (4.3.11-5) 计算。

4.3.12 多遇地震水平地震作用计算时，结构各楼层对应于地震作用标准值的剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (4.3.12)$$

式中： V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的剪力；

λ ——水平地震剪力系数，不应小于表4.3.12规定的值；对于竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以1.15的增大系数；

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值；

n ——结构计算总层数。

表 4.3.12 楼层最小地震剪力系数值

类别	6度	7度	8度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.008	0.016 (0.024)	0.032
基本周期大于5.0s的结构	0.006	0.012 (0.018)	0.024

注：1 基本周期介于3.5s和5.0s之间的结构，应允许线性插入取值；

2 7度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g的地区。

4.3.13 当小震弹性计算的楼层剪力小于规定的最小值时，可直接放大地震剪力以满足楼层最小地震剪力要求，放大后的基底总剪力尚不宜小于按底部剪力法算得的总剪力的85%。

4.3.14 采用底部剪力法计算结构总水平地震作用（基底总剪力）标准值应按下列公式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (4.3.14-1)$$

$$G_{eq} = 0.85 G_E \quad (4.3.14-2)$$

式中： F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

α_1 ——相应于结构基本周期 T_1 的水平地震影响系数，按本规程4.3.9条确定；结构基本周期应按本规程4.3.18条乘以折减系数；

G_{eq} ——计算结构地震作用的结构等效总重力荷载代表值；

G_E ——计算结构地震作用的结构总重力荷载代表值。

4.3.15 跨度较大的楼盖结构、转换结构、连体结构和悬挑长度较大的悬挑结构，结构竖向地震作用标准值宜采用振型分解反应谱法、动力时程分析法或时域显式随机模拟法进行计算。时程分析计算时输入的地震加速度最大值可按规定的水平输入最大值的65%采用，振型分解反应谱法或时域显式随机模拟法分析时结构竖向地震影响系数最大值可按水平地震影响系数最大值的65%采用。设计特征周期可按设计第一组采用。

4.3.16 结构竖向地震作用标准值也可按下列规定计算（图4.3.16）：

1 结构总竖向地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (4.3.16-1)$$

$$G_{eq} = 0.75 G_E \quad (4.3.16-2)$$

$$\alpha_{v\max} = 0.65\alpha_{\max} \quad (4.3.16-3)$$

式中： F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；

$\alpha_{v\max}$ ——结构竖向地震影响系数最大值；

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值；

G_{E} ——计算竖向地震作用时，结构总重力荷载代表值，应取各质点重力荷载代表值之和。

2 结构质点*i*的竖向地震作用标准值可按下式计算：

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{\text{Evk}} \quad (4.3.16-4)$$

式中： F_{vi} ——质点*i*的竖向地震作用标准值；

G_i 、 G_j ——分别为集中于质点*i*、*j*的重力荷载代表值，应按本规程第4.3.7条的规定计算；

H_i 、 H_j ——分别为质点*i*、*j*的计算高度。

3 楼层各构件的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值比例分配，并宜乘以增大系数1.5。

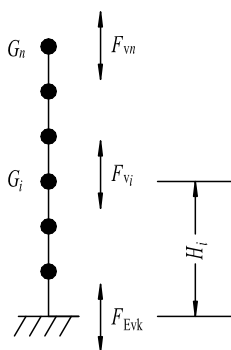


图 4.3.16 结构竖向地震作用计算示意图

4.3.17 高层建筑中，大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值，不宜小于结构或构件承受的重力荷载代表值与表4.3.17所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 4.3.17 竖向地震作用系数

设防烈度	7度	8度
设计基本地震加速度	0.15g	0.20g
竖向地震作用系数	0.08	0.10

注：g为重力加速度。

4.3.18 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减。

4.3.19 当非承重墙体为砌体墙时，高层建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值：

- 1 框架结构可取0.6~0.7；
- 2 框架-剪力墙结构可取0.7~0.8；
- 3 框架-核心筒结构可取0.8~0.9；
- 4 剪力墙结构可取0.8~1.0。

对于其他结构体系或采用其他非承重墙体时，可根据工程实际情况确定周期折减系数。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.1 高层建筑结构的荷载和地震作用应按本规程第 4 章的有关规定进行计算。

5.1.2 复杂结构和混合结构高层建筑的计算分析，除应符合本章规定外，尚应符合本规程第 11 章和第 12 章的有关规定。

5.1.3 高层建筑结构的变形和内力可按弹性方法计算。框架梁及连梁等构件可考虑梁端局部塑性变形引起的内力重分布。

5.1.4 高层建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。所选取的分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况。一般情况下，可用杆单元模拟梁、柱，膜单元模拟楼板，壳单元模拟剪力墙。连梁可用杆单元或壳单元模拟。当连梁的跨高比小于 2 时，宜用壳单元模拟。也可以采用其他能反映构件实际受力情况的力学模型。

5.1.5 进行高层建筑内力与位移计算时，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性，设计时应采取相应的措施保证楼板平面的整体刚度。

当楼板可能产生较明显的面内变形时，计算时应考虑楼板的面内变形影响或对采用楼板面内无限刚性假定计算方法的计算结果进行适当调整，必要时采用弹性楼板或局部弹性楼板模型进行补充计算。

5.1.6 当考虑温度、混凝土收缩效应或地震、风荷载作用下的楼板应力时应采用弹性楼板假定，可用膜单元或壳单元模拟楼板。

5.1.7 高层建筑结构按空间整体工作计算分析时，一般考虑下列变形：

- 1 梁的弯曲、剪切、扭转变形，必要时考虑轴向变形；
- 2 柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形；
- 3 墙的弯曲、剪切、轴向、扭转变形。

5.1.8 对框支层、转换层、加强层、错层楼盖等受力复杂的结构，宜在整体分析的基础上进行局部的精细有限元分析，作为截面承载力设计的依据。

5.1.9 高层建筑结构应根据实际情况进行重力荷载、风荷载和（或）地震作用效应分析，并按本规程第5.6节的规定进行荷载效应和作用效应计算。

5.1.10 高层建筑结构内力计算时，当楼面活荷载大于 4kN/m^2 时，应考虑楼面活荷载不利布置引起的结构内力的增大；当整体计算中未考虑楼面活荷载不利布置时，应适当增大大楼面梁的计算弯矩。

5.1.11 高层建筑结构在进行重力荷载作用效应分析时，柱、墙、斜撑等构件的轴向变形宜采用适当的计算模型考虑施工过程的影响；房屋高度在150m以上及复杂高层建筑，宜考虑施工过程的影响。

5.1.12 高层建筑结构进行风作用效应计算时，正反两个方向的风作用效应宜考虑两个方向的最不利作用效应；体型复杂的高层建筑，应考虑风向角的不利影响。

5.1.13 结构整体内力与位移计算中，型钢混凝土和钢管混凝土构件宜按其实际刚度参与计算，并按本规程第12章的有关规定进行截面设计。

5.1.14 体型复杂、结构布置复杂以及B级高度高层建筑结构，应采用至少两个不同单位编制的结构分析软件进行整体计算，不同结构分析软件之间弹性计算结果的差异不应过大。

5.1.15 抗震设计时，B级高度的高层建筑结构、混合结构和本规程第10章规定的复杂高层建筑结构，尚应符合下列要求：

- 1 宜考虑平扭耦联计算结构的扭转效应；
- 2 应采用弹性时程分析法或时域显式随机模拟法进行补充计算；
- 3 宜采用弹塑性静力或动力分析方法补充计算。

5.1.16 下列竖向不规则高层建筑结构的计算分析应符合本规程第5.1.15条的有关规定。

- 1 结构楼层侧向刚度不符合本规程第3.5.2条要求的；
- 2 结构楼层抗侧力结构的层间受剪承载力小于其上一层的80%；

3 结构竖向抗侧力构件不连续。

5.1.17 多塔楼结构宜按整体模型和塔楼分开的模型分别计算。当塔楼周边的裙楼超过两跨时，分塔楼模型宜至少附带两跨的裙楼结构。裙楼屋面宜考虑与塔楼相互作用的影响并采取适当的加强措施。

5.1.18 对受力复杂的节点或结构构件宜按精细有限元分析的结果校核配筋设计，必要时进行结构模型试验验证。

5.1.19 对结构分析软件的计算结果应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计的依据。

可据工程经验及设计概念对弹性计算结果作合理调整，结构构件的内力值在任何工况下均应满足静力平衡条件。

5.1.20 地震作用分析时，不考虑平扭耦联振动影响的结构，其计算振型数为3~5，对多塔楼结构不应少于塔楼数的3倍；考虑平扭耦联振动的影响的结构，其计算振型数为9~15，对B级高度的高层建筑结构、混合结构和本规程第10章规定的复杂高层建筑结构，不应少于15，对多塔楼结构不应少于塔楼数的9倍；当结构较高或沿竖向的刚度、质量不均匀时应适当增加。

5.1.21 地震作用分析的计算振型数应使水平主轴方向的质量参与系数不小于90%。为充分考虑高振型的影响，对结构顶部的小塔楼、天线等相对于主体结构其质量较小的结构，应适当增加计算振型数，使该部分水平主轴方向的质量参与系数不小于85%。

5.2 计算参数

5.2.1 高层建筑结构计算时，框架-剪力墙、剪力墙结构中的连梁刚度可予以折减，抗风设计控制时，折减系数不宜小于0.8；抗震设计控制时，折减系数不宜小于0.5；作设防烈度（中震）构件承载力校核时不宜小于0.3。

5.2.2 在结构内力与位移计算中，现浇楼盖楼面和装配整体式楼盖楼面梁的抗弯刚度应考虑翼缘的作用予以增大。一般情况下，边梁增大系数可取1.3~1.5，中梁可取1.5~2，视带翼缘与不带翼缘的抗弯刚度

比而定。

5.2.3 在竖向荷载作用下，可考虑框架梁端塑性变形内力重分布对梁端负弯矩系数进行调幅，并应符合下列规定：

- 1 梁端负弯矩调幅系数可取为0.7~0.9；
- 2 框架梁端负弯矩调幅后，梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大；
- 3 截面设计时，框架梁跨中截面正弯矩设计值不应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩设计值的50%。

5.2.4 在竖向荷载作用下，由于竖向构件变形导致框架梁端产生的附加弯矩可适当调幅，弯矩增大或减小的幅度不宜超过30%，相应地按静力平衡条件调整梁跨中弯矩、梁端剪力及竖向构件的轴力。

5.2.5 高层建筑结构楼面梁受扭计算时应考虑楼盖对梁的约束作用。当计算中未考虑楼盖对梁扭转的约束作用时，可对梁的计算扭矩予以折减。梁扭矩折减系数应根据梁周围楼盖的约束情况确定，并不应小于0.3。

5.2.6 计算长期荷载作用下钢（钢管混凝土）框架-混凝土核心筒结构的变形和内力时，考虑混凝土徐变、收缩的影响，混凝土核心筒的轴向刚度可乘以0.5~0.6的折减系数。

注：本条与5.2.4条不同时考虑。

5.3 计算简图处理

5.3.1 高层建筑结构分析计算时宜对结构进行力学上的简化处理，使其既能反映结构的受力性能，又适应于所选用的计算分析软件的力学模型。

5.3.2 在结构内力与位移计算中，宜考虑相邻层竖向构件的偏心影响。楼面梁与竖向构件的偏心以及上下层竖向构件之间的偏心宜计入整体计算。当结构整体计算未考虑上述偏心时，宜采用柱、墙端附加弯矩的方法予以近似考虑。

5.3.3 在结构内力与位移计算中，密肋板楼盖宜按实际情况进行计算。当不能按实际情况计算时，可按等刚度原则对密肋梁进行适当简化后再行计算。

对平板无梁楼盖，在计算中应考虑板的面外刚度影响，其面外刚度可按有限元方法计算或近似将柱上板带等效为框架梁计算。

5.3.4 在结构内力与位移计算中，宜考虑框架或壁式框架梁、柱节点区的刚域（图5.3.4）影响，梁端截面计算弯矩可取刚域端截面。刚域的长度可按下列公式计算：

$$l_{b1}=a_1 - 0.25h_b \quad (5.3.4-1)$$

$$l_{b2}=a_2 - 0.25h_b \quad (5.3.4-2)$$

$$l_{c1}=c_1 - 0.25b_c \quad (5.3.4-3)$$

$$l_{c2}=c_2 - 0.25b_c \quad (5.3.4-4)$$

当计算的刚域长度为负值时，应取为零。

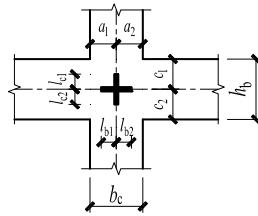


图 5.3.4 刚域示意

5.3.5 在结构整体计算中，转换层结构、加强层结构、连体结构、竖向收进结构（含多塔楼结构），应选用合适的计算模型进行分析。在整体计算中对转换层、加强层、连接体等做简化处理的，宜对其局部进行更细致的补充计算分析。框支梁上剪力墙偏置时，宜考虑竖向荷载对梁轴线偏心的影响，可采用沿梁轴线附加扭矩的方法近似，同时计及转换层楼板对梁的约束作用。

5.3.6 复杂平面和立面的剪力墙结构，应采用合适的计算模型进行分析。当采用有限元模型时，应在截面变化处合理地选择和划分单元；当采用杆系模型计算时，对错洞墙、叠合错洞墙可采取适当的模型化处理，并应在整体计算的基础上对结构局部进行更细致的补充计算分析。距墙端4倍墙厚以上、高度小

于层高的1/3、面积不大于所在墙面积的1/16的小洞口，计算时可忽略，仅在截面抗剪承载力验算时考虑局部削弱的影响，并采取必要的加强措施。

5.3.7 高层建筑结构计算中，嵌固端宜设于基础面或地下室底板面，也可设于地下室楼盖或顶板面。当以地下室顶板作为上部结构的计算嵌固部位时，地下一层的侧向刚度不应小于首层侧向刚度的2倍。当计算地下室的层侧向刚度时，可用壳元或其它合适的单元模拟地下室外墙，并可考虑土侧向约束的影响。

5.4 重力二阶效应及结构稳定

5.4.1 当高层建筑结构满足下列规定时，弹性计算分析时可不考虑重力二阶效应的不利影响。

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构：

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-1)$$

2 框架结构：

$$D_i \geq 20 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-2)$$

式中： EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度，可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位

移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度；

H ——房屋高度；

G_i 、 G_j ——分别为第*i*、*j*楼层重力荷载设计值，取1.2倍的永久荷载标准值与1.4倍的楼面可变荷载标准值的组合值；

h_i ——第*i*楼层层高；

D_i ——第*i*楼层的弹性等效侧向刚度，可取该层剪力与层间位移的比值；

n ——结构计算总层数。

5.4.2 当高层建筑结构不满足本规程第5.4.1条的规定时，结构弹性计算时应考虑重力二阶效应对水平力作用下结构内力和位移的不利影响。

5.4.3 高层建筑结构的重力二阶效应可采用有限元方法进行计算；也可采用对未考虑重力二阶效应的计算结果乘以增大系数的方法近似考虑。近似考虑时，结构位移增大系数 F_1 、 F_{1i} 以及结构构件弯矩和剪力增大系数 F_2 、 F_{2i} 可分别按下列规定计算，位移计算结果仍应满足本规程第 3.7.3 条的规定。

对框架结构，可按下列公式计算：

$$F_{1i} = \frac{1}{1 - \sum_{j=i}^n G_j / (D_i h_i)} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.3-1)$$

$$F_{2i} = \frac{1}{1 - 2 \sum_{j=i}^n G_j / (D_i h_i)} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.3-2)$$

对剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构，可按下列公式计算：

$$F_1 = \frac{1}{1 - 0.14 H^2 \sum_{j=1}^n G_j / (E J_d)} \quad (5.4.3-3)$$

$$F_2 = \frac{1}{1 - 0.28 H^2 \sum_{j=1}^n G_j / (E J_d)} \quad (5.4.3-4)$$

5.4.4 高层建筑结构的稳定应符合下列规定：

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构应符合下式要求：

$$E J_d \geq 1.4 H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.4.4-1)$$

2 框架结构应符合下式要求：

$$D_i \geq 10 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.4-2)$$

5.4.5 高层建筑结构的整体稳定性也可用有限元特征值法进行计算。由特征值法算得的屈曲因子 λ 不宜小于 10。当屈曲因子 λ 小于 20 时，结构的内力和位移计算应考虑重力二阶效应的影响。

5.5 结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算

5.5.1 高层建筑混凝土结构进行弹塑性计算分析时，可根据实际工程情况采用静力或动力时程分析方法，并应符合下列规定：

- 1 当采用结构抗震性能设计时，应根据本规程 3.11 节的有关规定设定结构的抗震性能目标；
- 2 梁、柱、斜撑、剪力墙、楼板等结构构件，应根据实际情况和分析精度要求采用合适的简化模

型；

3 构件的几何尺寸、混凝土构件所配的钢筋和型钢、混合结构的钢结构构件应按实际情况参与计算；

4 应根据设定的结构抗震性能目标，合理取用钢筋、钢材、混凝土材料的力学性能指标以及本构关系。钢筋和混凝土材料的本构关系可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定采用；

5 应考虑几何非线性影响；

6 进行动力弹塑性计算时，地面运动加速度时程的选取、预估罕遇地震作用时的峰值加速度取值以及计算结果的选用应符合本规程第4.3.5条的规定；

7 应对计算结果的合理性进行分析和判断。

5.5.2 在预估的罕遇地震作用下，高层建筑结构薄弱层（部位）弹塑性变形计算可采用下列方法：

- 1 不超过12层且层侧向刚度无突变的框架结构可采用本规程第5.5.4条规定的简化算法；
- 2 除第1款以外的建筑结构可采用弹塑性静力或动力分析方法。

5.5.3 采用弹塑性动力分析方法进行薄弱层验算时，应符合以下要求：

- 1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组实际地震波和一组人工模拟的地震波的加速度时程曲线；
- 2 地震波持续时间不宜少于结构自振周期的5倍和15s，数值化时间间距可取为0.01s或0.02s；
- 3 输入地震波的最大加速度，可按表4.3.5采用。

5.5.4 结构薄弱层（部位）的弹塑性层间位移的简化计算，应符合下列要求：

- 1 结构薄弱层（部位）的位置可按下列情况确定：
 - 1) 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构，可取底层；
 - 2) 楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构，可取该系数最小的楼层（部位）和相对较小的

楼层，一般不超过2~3处。

2 弹塑性层间位移可按下列公式计算：

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (5.5.4-1)$$

或

$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y \quad (5.5.4-2)$$

式中： Δu_p ——弹塑性层间位移；

Δu_y ——层间屈服位移；

μ ——楼层延性系数；

Δu_e ——罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移。计算时，水平地震影响系数最大值应按本规程表4.3.7-1采用；

η_p ——弹塑性位移增大系数，当薄弱层（部位）的屈服强度系数不小于相邻层（部位）该系数平均值的0.8时，可按表5.5.4采用；当不大于该平均值的0.5时，可按表内相应数值的1.5倍采用；其他情况可采用内插法取值；

ξ_y ——楼层屈服强度系数。

表 5.5.4 结构的弹塑性位移增大系数 η_p

ξ_y	0.5	0.4	0.3
η_p	1.8	2.0	2.2

5.6 荷载组合的效应和地震作用组合的效应

5.6.1 持久设计状况和短暂设计状况下，当荷载与荷载效应按线性关系考虑时，荷载基本组合的效应设计值应按下列式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.6.1)$$

式中： S_d ——荷载组合的效应设计值；

γ_G ——永久荷载分项系数；

γ_Q ——楼面活荷载分项系数；

γ_w ——风荷载的分项系数；

γ_L ——考虑结构设计使用年限的荷载调整系数，设计使用年限为50年时取1.0，设计使用年限为100年时取1.1；

S_{Gk} ——永久荷载效应标准值；

S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值；

S_{wk} ——风荷载效应标准值；

ψ_Q 、 ψ_w ——分别为楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数，当永久荷载效应起控制作用时应分别取0.7和0.0；当可变荷载效应起控制作用时应分别取1.0和0.6或0.7和1.0。

注：对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房，本条楼面活荷载组合值系数取0.7的场合应取为0.9。

5.6.2 持久设计状况和短暂设计状况下，荷载基本组合的分项系数应按下列规定采用：

1 永久荷载的分项系数 γ_G ：当其效应对结构不利时，对由可变荷载效应控制的组合应取1.2，对由永久荷载效应控制的组合应取1.35；当其效应对结构有利时，应取1.0；

2 楼面活荷载的分项系数 γ_Q ：一般情况下应取1.4；

3 风荷载的分项系数 γ_w 应取1.4。

5.6.3 地震设计状况下，当作用与作用效应按线性关系考虑时，荷载和地震作用基本组合的效应设计值应按下列式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.6.3)$$

式中： S_d ——荷载和地震作用组合的效应设计值；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

γ_G ——重力荷载分项系数；

γ_w ——风荷载分项系数；

γ_{Eh} ——水平地震作用分项系数；

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数；

ψ_w ——风荷载的组合值系数，应取0.2。

5.6.4 地震设计状况下，荷载和地震作用基本组合的分项系数应按表5.6.4采用。当重力荷载效应对结构的承载力有利时，表5.6.4中 γ_G 不应大于1.0。

表 5.6.4 地震设计状况时荷载和作用的分项系数

参与组合的荷载和作用	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	说 明
重力荷载及水平地震作用	1.2	1.3	—	—	抗震设计的高层建筑结构均应考虑
重力荷载及竖向地震作用	1.2	—	1.3	—	水平长悬臂和大跨度结构7度(0.15g)、8度抗震设计时考虑
重力荷载、水平地震及竖向地震作用	1.2	1.3	0.5	—	水平长悬臂和大跨度结构7度(0.15g)、8度抗震设计时考虑
重力荷载、水平地震作用及风荷载	1.2	1.3	—	1.4	60m以上的高层建筑考虑

参与组合的荷载和作用	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	说 明
重力荷载、水平地震作用、 竖向地震作用及风荷载	1.2	1.3	0.5	1.4	水平长悬臂和大跨度结构7度 (0.15g)、8度抗震设计时考虑
	1.2	0.5	1.3	1.4	水平长悬臂结构和大跨度结构, 7度 (0.15g)、8度抗震设计时考虑

注：表中“—”号表示组合中不考虑该项荷载或作用效应。

5.6.5 非抗震设计时，应按本规程第5.6.1条的规定进行荷载组合的效应计算。抗震设计时，应同时按本规程第5.6.1条和5.6.3条的规定进行荷载和地震作用组合的效应计算；按本规程第5.6.3条计算的组合内力设计值，尚应按本规程的有关规定进行调整。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.1 框架结构应设计成双向梁柱抗侧力体系。主体结构除个别部位外，不应采用铰接。

6.1.2 抗震设计时不宜采用单跨框架结构。必须采用单跨框架结构时，应采取有效措施，或参照本规程第3.11节的要求进行抗震性能设计，结构抗震性能目标不应低于C级。

6.1.3 框架结构的填充墙及隔墙宜选用轻质墙体。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 避免导致上、下层刚度变化过大。
- 2 避免形成短柱。
- 3 避免或减少结构的扭转效应。

6.1.4 抗震设计时，框架结构的楼梯间应符合下列要求：

- 1 楼梯间墙的布置宜尽量避免导致结构平面不规则。
- 2 可采取构造措施，减少楼梯对主体结构的影响。
- 3 应对楼梯构件进行抗震承载力验算。
- 4 现浇楼梯的梯板应双层双向配筋，受力方向每层钢筋配筋率不应小于0.25%，支承楼梯平台的柱箍筋应全长加密。

6.1.5 抗震设计时，砌体填充墙及隔墙应符合下列要求：

- 1 砌体的砂浆强度等级不应低于M5，当采用砖及混凝土砌块时，砌块的强度等级不应低于MU5；采用轻质砌块时，砌块的强度等级不应低于MU2.5。墙顶应与框架梁或楼板紧密结合。
- 2 砌体填充墙应沿框架柱全高每隔500mm左右设置2根直径6mm的拉筋，拉筋伸入柱内的长度不应小于200mm，伸入墙内的长度，6、7度时宜全长贯通，8度时应全长贯通。
- 3 墙长大于5m时，墙顶与梁（板）宜有钢筋拉结；墙长大于层高的2倍时，宜设置间距不大于4m

的钢筋混凝土构造柱；墙高超过4m时，墙体半高处（或门洞上皮）宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁。

4 楼梯间采用砌体填充墙时，应设置间距不大于层高且不大于4m的钢筋混凝土构造柱，并采用钢丝网砂浆面层加强。

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

6.1.7 框架梁、柱中心线宜重合。当梁柱中心线不能重合时，在计算中应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响，以及梁荷载对柱的偏心影响。

6.1.8 不与竖向抗侧力构件相连的次梁，可按非抗震要求进行设计。

6.2 截面设计

6.2.1 抗震设计时，除顶层、柱轴压比小于0.15者及框支梁柱节点外，框架的梁、柱节点处考虑地震作用组合的柱端弯矩设计值应符合下列要求：

1 一级框架结构：

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (6.2.1-1)$$

2 其他情况：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (6.2.1-2)$$

式中： $\sum M_c$ ——节点上、下柱端截面顺时针或逆时针方向组合弯矩设计值之和；上、下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析的弯矩比例进行分配；

$\sum M_b$ ——节点左、右梁端截面逆时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和。当抗震等级为一级且节点左、右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{bua}$ ——节点左、右梁端逆时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实际配筋面积（计入受压钢筋和梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋）和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算；

η_c ——柱端弯矩增大系数。对框架结构，二、三级分别取1.5和1.3；对其他结构中的框架，一、二、三、四级分别取1.4、1.2、1.1和1.1。

6.2.2 抗震设计时，一、二、三级框架结构的底层柱底截面的弯矩设计值，应分别采用考虑地震作用组

合的弯矩值与增大系数1.7、1.5、1.3的乘积。底层框架柱纵向钢筋应按上、下端的不利情况配置。

6.2.3 抗震设计的框架柱、框支柱端部截面的剪力设计值，一、二、三、四级时应按下列公式计算：

1 一级框架结构：

$$V = 1.2(M_{\text{cua}}^t + M_{\text{cua}}^b) / H_n \quad (6.2.3-1)$$

2 其他情况：

$$V = \eta_{\text{vc}}(M_c^t + M_c^b) / H_n \quad (6.2.3-2)$$

式中： M_c^t 、 M_c^b ——分别为柱上、下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合本规程第6.2.1条、6.2.2条的规定；

M_{cua}^t 、 M_{cua}^b ——分别为柱上、下端顺时针或逆时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，可根据实配钢筋面积、材料强度标准值和重力荷载代表值产生的轴向压力设计值并考虑承载力抗震调整系数计算；

H_n ——柱的净高；

η_{vc} ——柱端剪力增大系数。对框架结构，二、三级分别取1.3、1.2；对其他结构类型的框架，一、二级分别取1.4和1.2，三、四级均取1.1。

6.2.4 抗震设计时，框架角柱应按双向偏心受力构件进行正截面承载力设计。一、二、三、四级框架角柱按本规程第6.2.1~6.2.3条调整后的弯矩、剪力设计值应再乘以不小于1.1的增大系数。

6.2.5 抗震设计时，框架梁端部截面组合的剪力设计值，一、二、三级应按下列公式计算；四级时可直接取考虑地震作用组合的剪力计算值。

1 一级框架结构：

$$V = 1.1(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r) / l_n + V_{\text{Gb}} \quad (6.2.5-1)$$

2 其他情况：

$$V = \eta_{\text{vb}}(M_b^l + M_b^r) / l_n + V_{\text{Gb}} \quad (6.2.5-2)$$

式中： M_b^l 、 M_b^r ——分别为梁左、右端逆时针或顺时针方向截面组合的弯矩设计值；当抗震等级为一级且梁两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——分别为梁左、右端逆时针或顺时针方向实配的正截面受弯承载力所对应的弯矩值，可根据实配钢筋面积（计入受压钢筋，包括有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋）和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算；

l_n ——梁的净跨；

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

η_{vb} ——梁剪力增大系数，一、二、三级分别取1.3、1.2和1.1。

6.2.6 框架梁、柱，其受剪截面应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.6-1)$$

2 地震设计状况

跨高比大于2.5的梁及剪跨比大于2的柱：

$$V \leq 0.235\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.6-2)$$

跨高比不大于2.5的梁及剪跨比不大于2的柱：

$$V \leq 0.176\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.6-3)$$

框架柱的剪跨比可按下列式计算：

$$\lambda = M^c / (V^c h_0) \quad (6.2.6-4)$$

式中： V ——梁、柱计算截面的剪力设计值；

λ ——框架柱的剪跨比；反弯点位于柱高中部的框架柱，可取柱净高与计算方向2倍柱截面有效高度之比；

M^c ——柱端截面未经本规程第6.2.1、6.2.2、6.2.4条调整的组合弯矩计算值，可取柱上、下端的较大值；

V^c ——柱端截面与组合弯矩计算值对应的组合剪力计算值；

β_c ——混凝土强度影响系数；当混凝土强度等级不大于C50时取1.0；当混凝土强度等级为C80时取0.8；当混凝土强度等级在C50和C80之间时可按线性内插取用。

b ——矩形截面的宽度，T形截面、工形截面的腹板宽度；

h_0 ——梁、柱截面计算方向有效高度。

6.2.7 抗震设计时，一、二、三级框架的节点核心区应进行抗震验算；四级框架节点可不进行抗震验算。

各抗震等级的框架节点均应符合构造措施的要求。

6.2.8 矩形截面偏心受压框架柱，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07 N \quad (6.2.8-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq 1.176 \left(\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N \right) \quad (6.2.8-2)$$

式中： λ ——框架柱的剪跨比；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda = 1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ；

N ——考虑风荷载或地震作用组合的框架柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A_c$ 时，取 $N = 0.3f_c A_c$ 。

6.2.9 当矩形截面框架柱出现拉力时，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \quad (6.2.9-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq 1.176 \left(\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \right) \quad (6.2.9-2)$$

式中： N ——与剪力设计值 V 对应的轴向拉力设计值，取绝对值；

λ ——框架柱的剪跨比。

当公式(6.2.9-1)右端的计算值或公式(6.2.9-2)右端括号内的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ ，且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

6.2.10 当楼板与框架梁整浇时，框架梁端抗弯承载力可考虑梁翼缘宽度范围内楼板钢筋的作用，梁翼缘宽度宜取两侧各4倍板厚与梁高的较大值，边梁外侧翼缘宽度不应超出楼板边线。

6.2.11 本章未作规定的框架梁、柱和框支梁、柱截面的其他承载力验算，应按照国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定执行。

6.3 框架梁构造要求

6.3.1 梁净跨与截面高度之比不宜小于4，梁的截面宽度不宜小于梁截面高度的1/4，也不宜小于200mm。

在验算梁的挠度时，可扣除梁的合理起拱值；对现浇梁板结构，宜考虑梁受压翼缘的有利影响。

6.3.2 框架梁设计应符合下列要求：

1 抗震设计时，计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比，一级不应大

于0.25，二、三级不应大于0.35；

2 纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}$ （%），非抗震设计时，不应小于0.2和 $45f_t/f_y$ 二者的较大值；抗震设计时，不应小于表6.3.2-1规定的数值；

表 6.3.2-1 梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率（%）

抗震等级	位 置	
	支座（取较大值）	跨中（取较大值）
一级	0.40和 $80f_t/f_y$	0.30和 $65f_t/f_y$
二级	0.30和 $65f_t/f_y$	0.25和 $55f_t/f_y$
三、四级	0.25和 $55f_t/f_y$	0.20和 $45f_t/f_y$

3 抗震设计时，梁端截面的底面和顶面纵向钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级不应小于0.5，二、三级不应小于0.3；

4 抗震设计时，梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应符合表6.3.2-2的要求；当梁端纵向钢筋配筋率大于2%时，表中箍筋最小直径应增大2mm。

表 6.3.2-2 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度（取较大值） （mm）	箍筋最大间距（取最小值） （mm）	箍筋最小直径（mm）
一	$2.0h_b$ ，500	$h_b/4$ ，6d，100	10
二	$1.5h_b$ ，500	$h_b/4$ ，8d，100	8
三	$1.5h_b$ ，500	$h_b/4$ ，8d，150	8
四	$1.5h_b$ ，500	$h_b/4$ ，8d，150	6

注：1 d为纵向钢筋直径， h_b 为梁截面高度。

2 一、二级抗震等级框架梁，当箍筋直径大于12mm、肢数不小于4肢且肢距不大于150mm时，箍筋加密区最大间距可适当放松，但不应大于150mm。

6.3.3 梁的纵向钢筋配置，尚应符合下列规定：

1 抗震设计时，梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于2.5%，不应大于2.75%。当梁端受拉钢筋的配筋率大于2.5%时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的一半。

2 梁顶面和底面应各配置不少于两根的纵筋，一、二级抗震设计时钢筋直径不应小于14mm，且钢筋截面面积分别不应小于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的1/4；三、四级抗震设计和非抗震设计时钢筋直径不应小于12mm。

3 一、二、三级抗震等级的框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋的直径，对矩形截面柱，不宜大于柱在该方向截面尺寸的1/20；对圆形截面柱，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的1/20。

6.3.4 非抗震设计时，框架梁箍筋配筋构造应符合下列规定：

- 1 应沿梁全长设置箍筋，第一个箍筋应设置在距支座边缘50mm处。
- 2 截面高度大于800mm的梁，其箍筋直径不宜小于8mm；其余截面高度的梁不应小于6mm。
- 3 箍筋间距不应大于表6.3.4的规定。
- 4 承受弯矩和剪力的梁，当梁的剪力设计值大于 $0.7f_tbh_0$ 时，其箍筋的面积配筋率应符合下式要求：

$$\rho_{sv} \geq 0.24f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-1)$$

5 承受弯矩、剪力和扭矩的梁，其箍筋面积配筋率和受扭纵向钢筋的面积配筋率应分别符合公式 (6.3.4-2) 和 (6.3.4-3) 的要求；

$$\rho_{sv} \geq 0.28f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-2)$$

$$\rho_u \geq 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} f_t / f_y \quad (6.3.4-3)$$

当 $T/(Vb)$ 大于2.0时，取2.0。

式中： T 、 V ——分别为扭矩、剪力设计值；

ρ_u 、 b ——分别为受扭纵向钢筋的面积配筋率、梁宽。

表 6.3.4 非抗震设计梁箍筋最大间距 (mm)

h_b (mm) \ V	$V > 0.7f_tbh_0$	$V \leq 0.7f_tbh_0$
$h_b \leq 300$	150	200
$300 \leq h_b \leq 500$	200	300
$500 \leq h_b \leq 800$	250	350
$h_b > 800$	300	400

6 当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，其箍筋配置尚应符合下列要求：

- 1) 箍筋直径不应小于纵向受压钢筋最大直径的1/4；
- 2) 箍筋应做成封闭式；
- 3) 箍筋间距不应大于15d且不应大于400mm；当一层内的受压钢筋多于5根且直径大于18mm时，
箍筋间距不应大于10d (d为纵向受压钢筋的最小直径)；
- 4) 当梁截面宽度大于400mm且一层内的纵向受压钢筋多于3根时，或当梁截面宽度不大于400mm
但一层内的纵向受压钢筋多于4根时，应设置复合箍筋。

6.3.5 抗震设计时，框架梁的箍筋尚应符合下列构造要求：

- 1 沿梁全长箍筋的面积配筋率应符合下列要求：

$$\text{一级} \quad \rho_{sv} \geq 0.30 f_t / f_{yv} \quad (6.3.5-1)$$

$$\text{二级} \quad \rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_{yv} \quad (6.3.5-2)$$

$$\text{三、四级} \quad \rho_{sv} \geq 0.26 f_t / f_{yv} \quad (6.3.5-3)$$

式中： ρ_{sv} ——框架梁沿梁全长箍筋的面积配筋率。

- 2 在箍筋加密区范围内的箍筋肢距：一级不宜大于200mm和20倍箍筋直径的较大值，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于300mm；
- 3 箍筋应有135°弯钩，弯钩端头直段长度不应小于10倍的箍筋直径和75mm的较大值；
- 4 框架梁非加密区箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的2倍。

6.3.6 宽扁梁的设计及构造应符合下列规定：

- 1 采用宽扁梁的楼、屋盖应现浇，梁中线宜与柱中线重合，宽扁梁应双向布置。宽扁梁的截面尺寸应符合下列要求，并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定：

$$b_b \leq 2b_c \quad (6.3.6-1)$$

$$b_b \geq b_c + h_b \quad (6.3.6-2)$$

$$h_b \geq 16d \quad (6.3.6-3)$$

式中： b_c ——柱截面宽度，圆形截面取柱直径的0.8倍；

b_b 、 h_b ——分别为梁截面宽度和高度；

d ——柱纵筋直径。

2 一级框架结构的框架梁不宜全部采用宽扁梁。

3 宽扁梁纵向受力钢筋的最小配筋率除应符合第6.3.2条的规定外，尚不应小于0.3%，宜单排设置，间距不宜大于100mm。

4 宽扁梁的箍筋肢距不宜大于200mm。

6.3.7 框架梁的纵向钢筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.3.8 框架梁上开洞时，洞口位置宜位于梁跨中1/3区段，洞口高度不应大于梁高的40%；开洞较大时应进行承载力验算。梁上洞口周边应加强配筋构造（图6.3.8）。

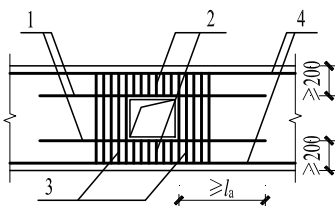


图6.3.8 梁上洞口周边配筋构造示意

1—洞口上、下附加纵向钢筋；2—洞口上、下附加箍筋；

3—洞口两侧附加箍筋；4—梁纵向钢筋； l_a —受拉钢筋的锚固长度

6.3.9 支承于框架柱上的悬臂梁可按非框架梁的配筋构造处理。

6.4 框架柱构造要求

6.4.1 柱截面尺寸应符合下列要求：

矩形截面柱的短边边长，非抗震设计时不应小于200mm，抗震设计时，四级不应小于250mm，一、二、三级时不宜小于350mm；圆柱直径，非抗震和四级抗震设计时不宜小于300mm，一、二、三级时不宜小于400mm。

6.4.2 抗震设计时，钢筋混凝土柱轴压比不宜超过表6.4.2的规定；对于IV类场地上较高的高层建筑，其

轴压比限值应适当减小。

表 6.4.2 柱轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	—	二	三	四
框架结构	0.65	0.75	0.85	—
板-柱-剪力墙、框架-剪力墙、 框架-核心筒、筒中筒结构	0.75	0.85	0.90	0.95
部分框支剪力墙结构	0.60	0.70	—	

注：1 轴压比指柱考虑地震作用组合的轴压力设计值与柱全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值。

- 2 表内数值适用于混凝土强度等级不高于C60的柱。当混凝土强度等级为C65~C70时，轴压比限值应比表中数值降低0.05；当混凝土强度等级为C75~C80时，轴压比限值应比表中数值降低0.10。
- 3 表内数值适用于剪跨比大于2的柱。剪跨比不大于2但不小于1.5的柱，其轴压比限值应比表中数值减小0.05；剪跨比小于1.5的柱，其轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。
- 4 当沿柱全高采用井字复合箍，箍筋间距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或当沿柱全高采用复合螺旋箍，箍筋螺距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或当沿柱全高采用连续复合螺旋箍，且螺距不大于80mm、肢距不大于200mm、直径不小于10mm时，轴压比限值可增加0.10。上述三种配箍类别的配箍特征值应按增大的轴压比由本规程表6.4.7确定。
- 5 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱截面面积的0.8%时，柱轴压比限值可增加0.05。当本项措施与注4的措施共同采用时，柱轴压比限值可比表中数值增加0.15，但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加0.10的要求确定。
- 6 柱轴压比不应大于1.05。

6.4.3 柱纵向钢筋和箍筋配置应符合下列要求：

- 1 柱全部纵向钢筋的配筋率，不应小于表 6.4.3-1 的规定值，且柱截面每一侧纵向钢筋配筋率不应

小于 0.2%；抗震设计时，对Ⅳ类场地上较高的高层建筑，表中数值应增加 0.1；

表 6.4.3-1 柱纵向受力钢筋最小配筋百分率 (%)

柱 类 型	抗 震 等 级				非抗震
	一级	二级	三级	四级	
中柱、边柱	0.9 (1.0)	0.7 (0.8)	0.6 (0.7)	0.5 (0.6)	0.5
角柱	1.1	0.9	0.8	0.7	0.5
框支柱	1.1	0.9	—	—	0.7

注：1 表中括号内数值适用于框架结构；

2 采用335MPa级、400MPa级纵向受力钢筋时，应分别按表中数值增加0.1和0.05采用；

3 当混凝土强度等级为C60及以上时，应按表中数值加0.1；

2 抗震设计时，柱箍筋在规定的范围内应加密，加密区的箍筋间距和直径，应符合下列要求：

1) 一般情况下，箍筋的最大间距和最小直径，应按表6.4.3-2采用；

表 6.4.3-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	6d和100的较小值	10
二级	8d和100的较小值	8
三级	8d和150 (柱根100) 的较小值	8
四级	8d和150 (柱根100) 的较小值	6 (柱根8)

注：1 d为柱纵向钢筋直径 (mm)；

2 柱根指框架柱底部嵌固部位；

2) 一级框架柱的箍筋直径大于12mm且箍筋肢距不大于150mm及二级框架柱箍筋直径不小于10mm、肢距不大于200mm时，除柱根外最大间距可采用150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于400mm时，箍筋最小直径可采用6mm；四级框架柱的剪跨比不大于2或柱中全部纵向钢筋的配筋率大于3%时，箍筋直径不应小于8mm；

3) 剪跨比不大于2的柱，箍筋间距不应大于100mm。

6.4.4 柱的纵向钢筋配置，尚应满足下列要求：

1 抗震设计时，宜采用对称配筋。

2 抗震设计时，截面尺寸大于400mm的柱，其纵向钢筋间距不宜大于200mm；非抗震设计时，柱纵向钢筋间距不宜大于300mm；柱纵向钢筋净距均不应小于50mm。

3 全部纵向钢筋的配筋率，非抗震设计时不宜大于5%、不应大于6%，抗震设计时不应大于5%。

4 一级且剪跨比不大于2的柱，其单侧纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于1.2%。

5 边柱、角柱及剪力墙端柱考虑地震作用组合产生小偏心受拉时，柱内纵筋总截面面积应比计算值增加25%。

6.4.5 柱的纵筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.4.6 抗震设计时，柱箍筋加密区的范围应符合下列要求：

1 底层柱的上端和其他各层柱的两端，应取矩形截面柱之长边尺寸（或圆形截面柱之直径）、柱净高之1/6和500mm三者之最大值范围；

2 底层柱刚性地面上、下各500mm的范围；

3 底层柱柱根以上1/3柱净高的范围；

4 剪跨比不大于2的柱和因填充墙等形成的柱净高与截面高度之比不大于4的柱全高范围；

5 一、二级框架角柱的全高范围；

6 需要提高变形能力的柱的全高范围。

6.4.7 柱加密区范围内箍筋的体积配箍率，应符合下列规定：

1 柱箍筋加密区箍筋的体积配箍率，应符合下式要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_y \quad (6.4.7)$$

式中： ρ_v ——柱箍筋的体积配箍率；

λ_v ——柱最小配箍特征值，宜按表6.4.7采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，当柱混凝土强度等级低于C35时，应按C35计算；

f_y ——柱箍筋或拉筋的抗拉强度设计值。

表 6.4.7 柱端箍筋加密区最小配箍特征值 λ_v

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.05
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.05
	螺旋箍、复合或连续 复合螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
二	螺旋箍、复合或连续 复合螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三	螺旋箍、复合或连续 复合螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20
	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22

注：普通箍指单个矩形箍或单个圆形箍；螺旋箍指单个连续螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；连续复合螺旋箍指全部螺旋箍由同一根钢筋加工而成的箍筋。

2 对一、二、三、四级框架柱，其箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率尚且分别不应小于0.8%、0.6%、0.4%和0.4%；

3 剪跨比不大于2的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其体积配箍率不应小于1.2%；

4 计算复合箍筋的体积配箍率时，可不扣除重叠部分的箍筋体积；计算复合螺旋箍筋的体积配箍率时，其非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数0.8。

6.4.8 抗震设计时，柱箍筋设置尚应符合下列要求：

1 箍筋应为封闭式，其末端应做成135°弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于10倍的箍筋直径，且不应小于75mm；

2 箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于200mm，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较

大值，四级不宜大于300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束；采用拉筋组合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍；

3 柱非加密区的箍筋，其体积配箍率不宜小于加密区的一半；其箍筋间距，不应大于加密区箍筋间距的2倍，且一、二级不应大于10倍纵向钢筋直径，三、四级不应大于15倍纵向钢筋直径。

6.4.9 非抗震设计时，柱中箍筋应符合以下规定：

- 1 周边箍筋应为封闭式；
- 2 箍筋间距不应大于400mm，且不应大于构件截面的短边尺寸和最小纵向受力钢筋直径的15倍；
- 3 箍筋直径不应小于最大纵向钢筋直径的1/4，且不应小于6mm；
- 4 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过3%时，箍筋直径不应小于8mm，箍筋间距不应大于最小纵向钢筋直径的10倍，且不应大于200mm；箍筋末端应做成135°弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于10倍箍筋直径；
- 5 当柱每边纵筋多于3根时，应设置复合箍筋；

6.4.10 框架节点核心区应设置水平箍筋，且应符合下列规定：

- 1 非抗震设计时，箍筋配置应符合本规程第6.4.9条的有关规定，但箍筋间距不宜大于250mm。对四边有梁与之相连的节点，可仅沿节点周边设置矩形箍筋；
- 2 抗震设计时，箍筋的最大间距和最小直径宜符合本规程第6.4.3条有关柱箍筋的规定。一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于0.12、0.10和0.08，且箍筋体积配箍率分别不宜小于0.6%、0.5%和0.4%。柱剪跨比不大于2的框架节点核心区的配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较大值。

6.4.11 宽扁梁柱节点核心区箍筋应符合第6.4.10条的有关规定，柱截面外的节点外核心区可配置附加水平箍筋和竖向拉筋，一、二级框架拉筋直径不宜小于10mm，三、四级框架不宜小于8mm。

6.4.12 柱箍筋的配筋形式，应考虑浇灌混凝土的工艺要求，在柱截面中心部位应留出浇灌混凝土所用

导管的空间。

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.1 受力钢筋的连接接头应符合下列规定：

- 1 受力钢筋的连接接头宜设置在构件受力较小部位；抗震设计时，宜避开梁端、柱端箍筋加密区范围。钢筋连接可采用机械连接、绑扎搭接或焊接。
- 2 在钢筋搭接长度范围内箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的1/4。当钢筋受拉时，箍筋间距不应大于较小搭接钢筋直径的5倍，且不应大于100mm；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的10倍，且不应大于200 mm。当受压钢筋直径大于25mm时，尚应在搭接接头两个端面外100mm范围内各设置两道箍筋。

6.5.2 非抗震设计时，受拉钢筋的最小锚固长度应取 l_a 。受拉钢筋绑扎搭接的搭接长度，应根据位于同一连接区段内搭接钢筋截面面积的百分率按下式计算，且不应小于300mm。

$$l_l = \zeta l_a \tag{6.5.2}$$

式中： l_l ——受拉钢筋的搭接长度；
 l_a ——受拉钢筋的锚固长度，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定采用；
 ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数，应按表6.5.2采用。

表 6.5.2 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ

同一连接区段内搭接钢筋面积百分率 (%)	≤ 25	50	100
受拉搭接长度修正系数	1.2	1.4	1.6

注：同一连接区段内搭接钢筋面积百分率取在同一连接区段内有搭接接头的受力钢筋与全部受力钢筋面积之比。

6.5.3 抗震设计时，钢筋混凝土结构构件纵向受力钢筋的锚固和连接，应符合下列要求：

- 1 纵向受拉钢筋的最小锚固长度应按下列规定采用：

一、二级抗震等级 $l_{aE} = 1.15 l_a \tag{6.5.3-1}$

$$\text{三级抗震等级} \quad l_{aE} = 1.05l_a \quad (6.5.3-2)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad l_{aE} = 1.0l_a \quad (6.5.3-3)$$

2 当采用绑扎搭接接头时，其搭接长度不应小于下式的计算值：

$$l_{lE} = \zeta l_{aE} \quad (6.5.3-4)$$

式中： l_{lE} ——抗震设计时受拉钢筋的搭接长度。

3 受拉钢筋直径大于28mm、受压钢筋直径大于32mm时，不宜采用绑扎搭接接头；

4 现浇钢筋混凝土框架梁、柱纵向受力钢筋的连接方法，应符合下列规定：

1) 框架柱：一、二级抗震等级及三级抗震等级的底层，宜采用机械连接接头，也可采用绑扎搭接或焊接接头；三级抗震等级的其他部位和四级抗震等级，可采用绑扎搭接或焊接接头；

2) 框支梁、框支柱：宜采用机械连接接头；

3) 框架梁：一级宜采用机械连接接头，二、三、四级可采用绑扎搭接或焊接接头。

5 位于同一连接区段内的受拉钢筋接头面积百分率不宜超过50%；

6 当接头位置无法避开梁端、柱端箍筋加密区时，应采用满足等强度要求的机械连接接头，且钢筋接头面积百分率不宜超过50%；

7 钢筋的机械连接、绑扎搭接及焊接，尚应符合国家现行有关标准的规定。

6.5.4 非抗震设计时，框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求(图6.5.4)：

1 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶；当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_a 时，可不必弯折，否则应向柱内或梁、板内弯折，当充分利用柱纵向钢筋的抗拉强度时，其锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{ab}$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于12倍的柱纵向钢筋直径。此处， l_{ab} 为钢筋基本锚固长度，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

2 顶层端节点处，在梁宽范围以内的柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_a$ ；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧

纵向钢筋的配筋率大于1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于20倍的柱纵向钢筋直径；

3 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_a ，且伸过柱中心线的长度不宜小于5倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，弯折水平段的投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$ ，弯折后竖直投影长度不应小于15倍纵向钢筋直径；

4 当计算中不利用梁下部纵向钢筋的强度时，其伸入节点内的锚固长度应取不小于12倍的梁纵向钢筋直径。当计算中充分利用梁下部钢筋的抗拉强度时，梁下部纵向钢筋可采用直线方式或向上90°弯折方式锚固于节点内，直线锚固时的锚固长度不应小于 l_a ；弯折锚固时，弯折水平段的投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$ ，弯折后竖直投影长度不应小于15倍纵向钢筋直径。

5 当采用锚固板锚固措施时，钢筋锚固构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的有关规定。

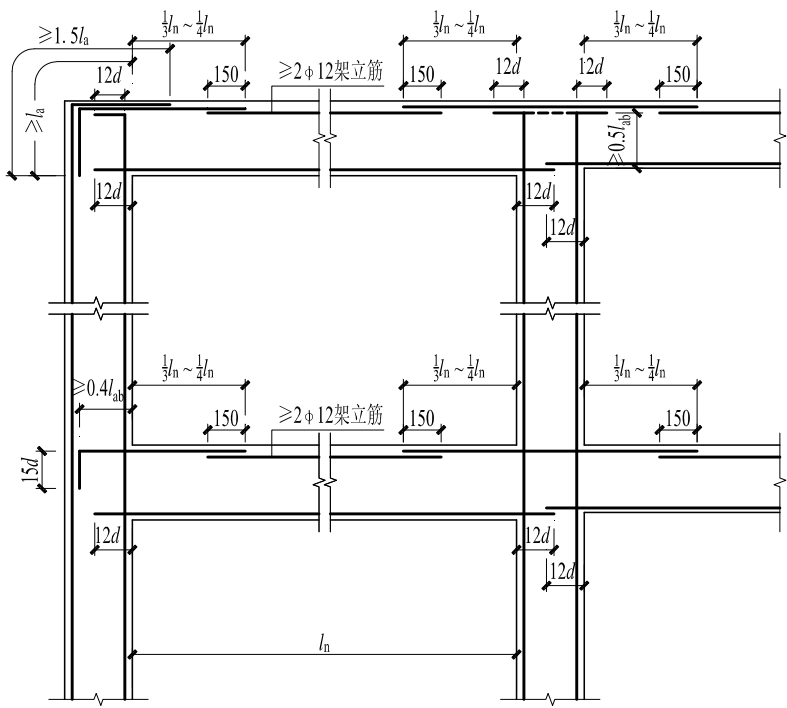


图 6.5.4 非抗震设计时框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固要求

6.5.5 抗震设计时，框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求（图6.5.5）：

1 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_{aE} 时,可不必要弯折,否则应向柱内或梁内、板内弯折,锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$,弯折后的水平投影长度不宜小于12倍的柱纵向钢筋直径。此处, l_{aE} 为抗震时钢筋的基本锚固长度,一、二级取 $1.15l_{ab}$,三、四级分别取 $1.05l_{ab}$ 和 $1.0l_{ab}$ 。

2 顶层端节点处,柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接,搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$,且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的65%;在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内,其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于1.2%时,伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断,其截断点之间的距离不宜小于20倍的柱纵向钢筋直径;

3 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度,直线锚固时不应小于 l_{aE} ,且伸过柱中心线的长度不应小于5倍的梁纵向钢筋直径;当柱截面尺寸不足时,梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折,锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$,弯折后的竖直投影长度应取15倍的梁纵向钢筋直径;

4 梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同,但采用 90° 弯折方式锚固时,竖直段应向上弯入节点内。

5 当梁下部纵筋根据计算及构造要求不需要全部伸入支座时,不伸入支座的梁下部纵筋截断点距支座边的距离应满足受力与锚固的要求。

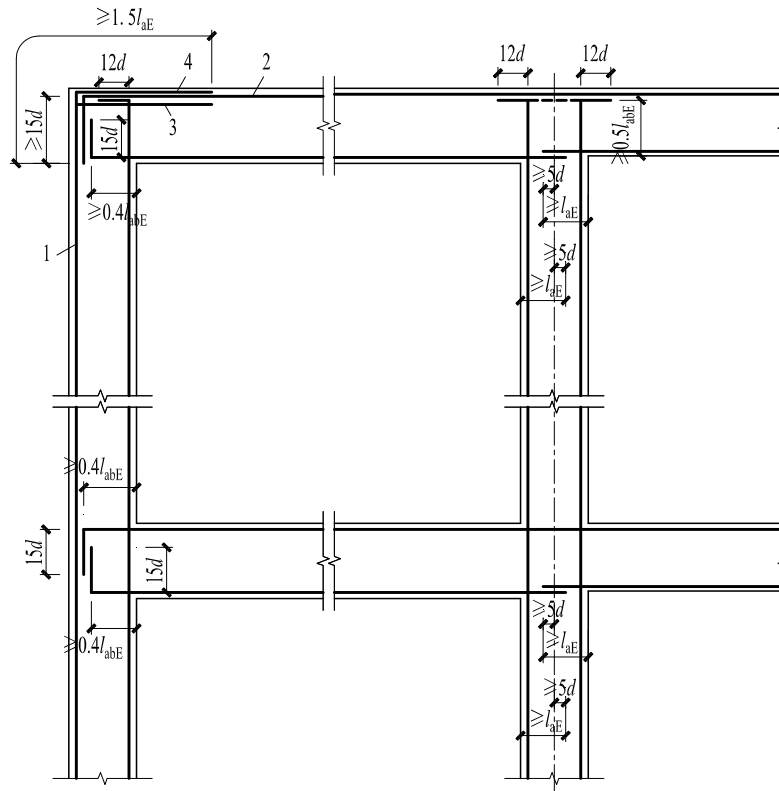


图 6.5.5 抗震设计时框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固要求

1—柱外侧纵向钢筋；2—梁上部纵向钢筋；3—伸入梁内的柱外侧纵向钢筋；

4—不能伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，可伸入板内

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.1 剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度，其布置应符合下列规定：

- 1 平面布置宜简单、规则，宜沿两个主轴方向或其他方向双向布置，两个方向的侧向刚度不宜相差过大。抗震设计时，不应采用仅单向有墙的结构布置。
- 2 宜自下到上连续布置，避免刚度突变；
- 3 门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁；洞口设置应避免造成墙肢宽度相差悬殊；抗震设计时，一、二、三级剪力墙的底部加强部位不宜采用上下洞口不对齐的错洞墙，全高均不宜采用洞口局部重叠的叠合错洞墙。

7.1.2 剪力墙不宜过长；较长的剪力墙宜设置连梁将其分成长度较均匀的若干墙段，各墙段的高度与墙段长度之比不宜小于3，墙段长度不宜大于8.0m。

7.1.3 跨高比小于5的连梁应按本章的有关规定设计，跨高比不小于5的连梁宜按框架梁设计。

7.1.4 抗震设计时，剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定：

- 1 底部加强部位的高度，有地下室时从地下室顶板算起，无地下室时由基础面算起；
- 2 底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的1/10二者的较大值，部分框支剪力墙结构底部加强部位的高度应符合本规程第10.2.2条的规定；
- 3 有地下室时底部加强部位宜至少延伸到地下一层。

7.1.5 楼面梁不宜支承在剪力墙或核心筒的连梁上。不能避免时，楼面梁端部宜按铰接处理，并以简支梁验算连梁的承载力。

7.1.6 当剪力墙或核心筒墙肢与其平面外相交的楼面梁刚接时，可沿楼面梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙、扶壁柱或在墙内设置暗柱，并应符合下列规定：

- 1 设置沿楼面梁轴线方向与梁相连的剪力墙时，墙的厚度不宜小于梁的宽度。当墙的厚度小于梁

的宽度时，宜设置扶壁柱或暗柱。

- 2 设置扶壁柱时，其截面宽度不应小于梁宽，其截面高度可计入墙厚。
- 3 墙内设置暗柱时，暗柱的截面高度可取墙的厚度，暗柱的截面宽度可取梁宽加400mm。
- 4 应通过计算确定暗柱或扶壁柱的纵向钢筋（或型钢），纵向钢筋的总配筋率不宜小于表7.1.6的规定。

表 7.1.6 暗柱、扶壁柱纵向钢筋的构造配筋率

设计状况	抗震设计				非抗震设计
	一级	二级	三级	四级	
配筋率 (%)	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5

注：采用400MPa、335MPa级钢筋时，表中数值宜分别增加0.05和0.10。

- 5 楼面梁的水平钢筋应伸入剪力墙或扶壁柱，伸入长度应符合钢筋锚固要求。钢筋锚固段的水平投影长度，非抗震设计时不宜小于 $0.4l_{ab}$ ，抗震设计时不宜小于 $0.4l_{abE}$ ；当锚固段的水平投影长度不满足要求时，可将楼面梁伸出墙面形成梁头，梁的纵筋伸入梁头后弯折锚固（图7.1.6），也可采取其他可靠的锚固措施。

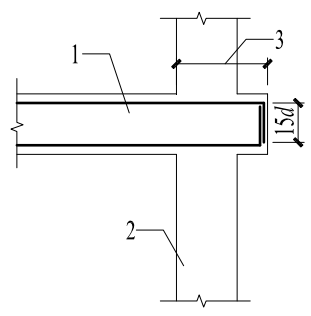


图 7.1.6 楼面梁伸出墙面形成梁

1—楼面梁；2—剪力墙；3—楼面梁钢筋锚固水平投影长度

- 6 暗柱或扶壁柱应设置箍筋，箍筋的直径，一、二、三级时不应小于8mm，四级及非抗震时不应小于6mm，且均不应小于纵向钢筋直径的1/4；箍筋间距，一、二、三级时不应大于150mm，四级及非

抗震时不应大于200mm。

7.1.7 当墙肢的截面高度与厚度之比不大于4时，宜按框架柱进行设计。

7.1.8 抗震设计时，高层建筑结构不应全部采用短肢剪力墙；B级高度高层建筑不宜布置短肢剪力墙，不应采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构；当采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构时，应符合下列要求：

1 在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不宜大于结构底部总地震倾覆力矩的50%；

2 房屋适用高度应比本规程表3.3.1-1规定的剪力墙结构的最大适用高度适当降低，7度和8度时分别不宜大于100m和80m。

注：1 短肢剪力墙是指截面高度不大于1600mm，且截面厚度小于300mm的剪力墙。

2 具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构是指，在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不小于结构底部总地震倾覆力矩的30%的剪力墙结构。

7.1.9 剪力墙应进行平面内的斜截面受剪、偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力验算。在集中荷载作用下，墙内无暗柱时还应进行局部受压承载力验算。

7.2 截面设计及构造

7.2.1 剪力墙的截面厚度应符合下列要求：

1 应满足墙体稳定性要求；

2 一、二级剪力墙：底部加强部位不应小于200mm，其他部位不应小于160mm；一字形独立剪力墙底部加强部位不应小于220mm，其他部位不应小于180mm；

3 三、四级剪力墙：不应小于160mm，一字形独立剪力墙，底部加强部位截面厚度不应小于180mm；

4 非抗震设计时不应小于160mm；

5 剪力墙井筒中，分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减小，但不宜小于160mm。

7.2.2 抗震设计时，短肢剪力墙的设计应符合下列要求：

- 1 短肢剪力墙截面厚度除应符合本规程第7.2.1条的要求外，尚不应小于200mm；
- 2 一、二、三级短肢剪力墙的轴压比，在底部加强部位分别不宜大于0.45、0.50、0.55，一字形截面短肢剪力墙的轴压比限值再相应减少0.05；在底部加强部位以上的其他部位不宜大于上述规定值加0.05；
- 3 除底部加强部位的短肢剪力墙应按本节7.2.6条调整剪力设计值外，其他各层一、二级、三级短肢剪力墙的剪力设计值应分别乘以增大系数1.4、1.2和1.1；
- 4 短肢剪力墙边缘约束构件的设置应符合本规程第7.2.12条的要求；
- 5 墙肢截面高度与厚度之比小于或等于6的短肢剪力墙的全部竖向钢筋的配筋率，底部加强部位一、二级不宜小于1.2%，三、四级不宜小于1.0%；其他部位一、二级不宜小于1.0%，三、四级不宜小于0.8%；墙肢截面高度与厚度之比大于6的短肢剪力墙，其约束边缘构件竖向钢筋的配筋率，一、二级不宜小于1.6%，三、四级不宜小于1.4%，构造边缘构件竖向钢筋的配筋率，一、二级不宜小于1.4%，三、四不宜小于1.2%。
- 6 不宜在一字形短肢剪力墙布置平面外与之相交的单侧楼面梁。不能避免时，应设置暗柱并校核剪力墙平面外受弯承载力。

7.2.3 高层剪力墙结构的竖向和水平分布钢筋不应单排配置。剪力墙截面厚度不大于600mm时，可采用双排配筋；大于600mm、但不大于900mm时，宜采用三排配筋；大于900mm时，宜采用四排配筋，且截面厚度每增大300mm，宜增加一排配筋。各排分布钢筋之间拉筋的间距不应大于600mm，直径不应小于6mm；在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉筋间距宜适当加密。

7.2.4 抗震设计的双肢剪力墙，其墙肢不宜出现小偏心受拉；当任一墙肢为偏心受拉时，另一墙肢的弯矩设计值及剪力设计值应乘以增大系数1.25。

7.2.5 一级剪力墙的底部加强部位以上部位，墙肢的组合弯矩及剪力设计值应乘以增大系数，弯矩增大

系数可取1.2，剪力增大系数可取1.3。

7.2.6 底部加强部位剪力墙截面的剪力设计值，一、二、三级时应按(7.2.6)式调整，一、二、三级的其他部位及四级时可不调整。

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (7.2.6)$$

式中： V ——底部加强部位剪力墙截面剪力设计值；

V_w ——底部加强部位剪力墙截面考虑地震作用组合的剪力计算值；

η_{vw} ——剪力增大系数，一级为1.6，二级为1.4，三级为1.2。

7.2.7 剪力墙墙肢截面剪力设计值应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (7.2.7-1)$$

2 地震设计状况

剪跨比大于2.5时

$$V \leq 0.235 \beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (7.2.7-2)$$

剪跨比不大于2.5时

$$V \leq 0.176 \beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (7.2.7-3)$$

剪跨比可按下列式计算：

$$\lambda = M^c / (V^c h_{w0}) \quad (7.2.7-4)$$

式中： V ——剪力墙墙肢截面的剪力设计值；

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度；

β_c ——混凝土强度影响系数，应按本规程第6.2.6条采用；

λ ——剪跨比，其中 M^c 、 V^c 应取同一组合的不乘调整系数的墙肢截面弯矩、剪力计算值，并取墙肢上、下端截面计算的剪跨比的较大值。

7.2.8 矩形、T形、I形偏心受压剪力墙墙肢(图7.2.8)的截面承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

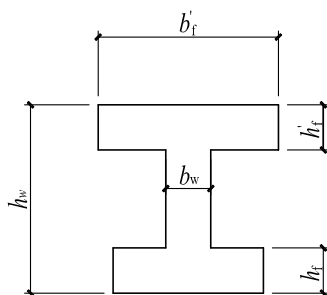


图 7.2.8 截面及尺寸

7.2.9 抗震等级为一级的剪力墙，水平施工缝的抗滑移应符合下式要求：

$$V_{wj} \leq 1.176(0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (7.2.9)$$

式中： V_{wj} ——剪力墙水平施工缝处剪力设计值；

A_s ——水平施工缝处剪力墙腹板内竖向分布钢筋和边缘构件中的竖向钢筋总面积（不包括两侧翼墙），以及在墙体中有足够锚固长度的附加竖向插筋面积；

f_y ——竖向钢筋抗拉强度设计值；

N ——水平施工缝处考虑地震作用组合的轴向力设计值，压力取正值，拉力取负值。

7.2.10 重力荷载代表值作用下，一、二、三级剪力墙的墙肢轴压比不宜超过表7.2.10的限值。

表 7.2.10 剪力墙墙肢轴压比限值

抗震等级	一级	二、三级	四级
轴压比限值	0.5	0.6	0.7

注：墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值与墙肢的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比。

7.2.11 剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，并应符合下列要求：

1 一、二、三级剪力墙底部加强部位墙肢底截面的轴压比大于表7.2.11的规定值时，以及部分框支剪力墙结构的剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，约束边缘构件应符合本规程第7.2.12条的规定；

2 一、二、三级剪力墙底部加强部位墙肢底截面的轴压比不大于表7.2.11的规定值时，以及一、二

级剪力墙底部加强部位以上部位、四级剪力墙和非抗震设计的剪力墙，应按本规程第7.2.13条设置构造边缘构件；

3 B级高度高层建筑的剪力墙，宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置1~2层过渡层，过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求。

表 7.2.11 剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

等级或烈度	一级	二、三级
轴压比	0.2	0.3

7.2.12 剪力墙的约束边缘构件可为暗柱、端柱和翼墙（图7.2.12），应符合下列要求：

1 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 和箍筋配箍特征值 λ_v 应符合表7.2.12的要求，其体积配箍率 ρ_v 可按下列式计算：

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (7.2.12)$$

式中： ρ_v ——箍筋体积配箍率，可计入箍筋、拉筋以及伸入约束边缘构件且符合构造要求的水平分布钢筋，计入的水平分布钢筋的体积配箍率不应大于0.3倍总体积配箍率；

λ_v ——约束边缘构件配箍特征值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；混凝土强度等级低于C35时，应取C35的混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{yv} ——箍筋、拉筋或水平分布钢筋的抗拉强度设计值。

表 7.2.12 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项目	一级		二、三级	
	$\mu_N \leq 0.3$	$\mu_N > 0.3$	$\mu_N \leq 0.4$	$\mu_N > 0.4$
l_c （暗柱）	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
l_c （翼墙或端柱）	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20

注：1 μ_N 为墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比， h_w 为墙肢的长度；

2 剪力墙的翼墙长度小于其3倍厚度或端柱截面边长小于2倍墙厚时，视为无翼墙、无端柱；

3 l_c 为约束边缘构件沿墙肢的长度 (图7.2.12)。对暗柱不应小于墙厚和400mm的较大值；有翼墙或端柱时，不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加300mm。

2 剪力墙约束边缘构件阴影部分 (图7.2.12) 的竖向钢筋除应满足正截面受压 (受拉) 承载力计算要求外，其配筋率一、二、三级时分别不应小于1.2%、1.0%和1.0%，并分别不应少于8 ϕ 16、6 ϕ 16和6 ϕ 14的钢筋，当混凝土强度等级高于C60时，一、二、三级分别不应小于1.6%、1.4%和1.2%，并分别不应小于8 ϕ 18、6 ϕ 16和6 ϕ 14 (符号 ϕ 表示钢筋直径) ；

3 约束边缘构件内箍筋或拉筋沿竖向的间距，一级不宜大于100mm，二、三级不宜大于150mm；箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于300mm，不应大于竖向钢筋间距的2倍。

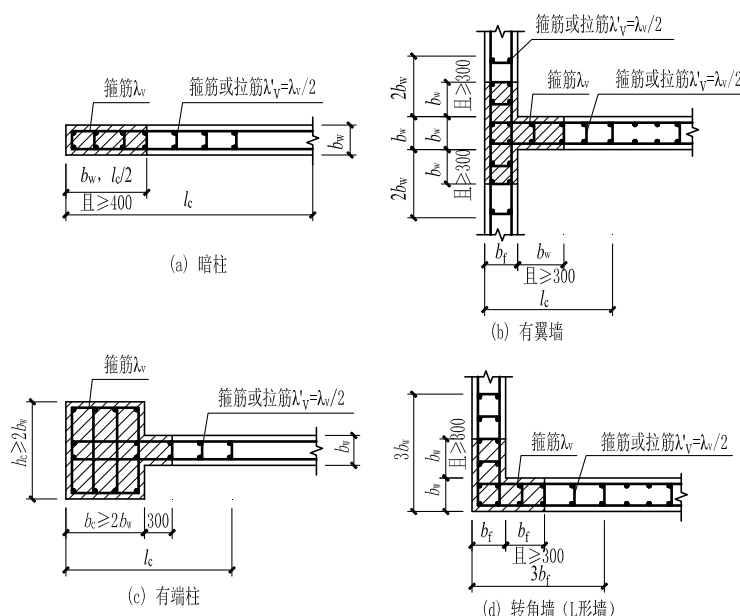


图 7.2.12 剪力墙的约束边缘构件

7.2.13 剪力墙构造边缘构件的范围宜按图7.2.13中阴影部分采用，其最小配筋应满足表7.2.13的规定，并应符合下列要求：

- 1 竖向配筋应满足正截面受压 (受拉) 承载力的要求；
- 2 当端柱承受集中荷载时，其竖向钢筋、箍筋直径和间距应满足框架柱的相应要求；
- 3 箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于300mm，不应大于竖向钢筋间距的2倍。

4 抗震设计时，对于连体结构、错层结构以及B级高度高层建筑结构中的剪力墙（筒体），其构造边缘构件的最小配筋应符合下列要求：

- 1) 竖向钢筋最小量应比表7.2.13的数值提高0.001 A_c ；
- 2) 箍筋的配筋范围宜取图7.2.13中阴影部分，其配箍特征值 λ_v 不宜小于0.1。

5 非抗震设计的剪力墙，墙肢端部应配置不少于4 ϕ 12的纵向钢筋，箍筋直径不应小于6mm、间距不宜大于250mm。

表 7.2.13 剪力墙构造边缘构件的最小配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其 它 部 位		
	竖向钢筋最小量 (取较大值)	最小直径 (mm)	箍筋沿竖向最大间距 (mm)	竖向钢筋最小量 (取较大值)	最小直径 (mm)	拉筋 沿竖向最大间距 (mm)
一	0.010 A_c , 6 ϕ 16	8	100	0.008 A_c , 6 ϕ 14	8	150
二	0.008 A_c , 6 ϕ 14	8	150	0.006 A_c , 6 ϕ 12	8	200
三	0.006 A_c , 6 ϕ 12	6	150	0.005 A_c , 4 ϕ 12	6	200
四	0.005 A_c , 4 ϕ 12	6	200	0.004 A_c , 4 ϕ 12	6	250

注：1 A_c 为构造边缘构件的截面面积，即图7.2.13剪力墙截面的阴影部分；符号 ϕ 表示钢筋直径；

2 其他部位的转角处宜采用拉筋。

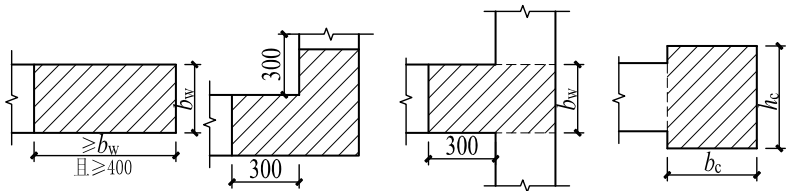


图 7.2.13 剪力墙的构造边缘构件范围

7.2.14 剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率，一、二、三级时均不应小于0.25%，四级和非抗震设计

时均不应小于0.20%。

7.2.15 剪力墙的竖向和水平分布钢筋的间距均不宜大于300mm，竖向分布筋直径不宜小于10mm，水平分布筋直径不应小于8mm。剪力墙的竖向和水平分布钢筋的直径不宜大于墙厚的1/10。

7.2.16 房屋顶层剪力墙、长矩形平面房屋的楼梯间和电梯间剪力墙、端开间纵向剪力墙以及端山墙的水平分布钢筋的配筋率均不应小于0.25%，间距均不应大于200mm。

7.2.17 剪力墙的钢筋锚固和连接应符合下列要求：

1 非抗震设计时，剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_a ；抗震设计时，剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_{aE} 。 l_a 、 l_{aE} 的取值应符合本规程第6.5节的有关规定；

2 剪力墙竖向及水平分布钢筋采用搭接连接时（图7.2.17），一、二级剪力墙的底部加强部位，接头位置应错开，同一截面连接的钢筋数量不宜超过总数量的50%，错开净距不宜小于500mm；其他情况剪力墙的分布钢筋可在同一截面连接。分布钢筋的搭接长度，非抗震设计时不应小于 $1.2l_a$ ，抗震设计时不应小于 $1.2l_{aE}$ ；

3 暗柱及端柱内纵向钢筋连接和锚固要求宜与框架柱相同，宜符合本规程第6.5节的有关规定。

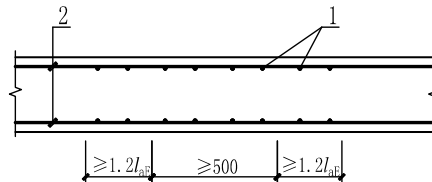


图 7.2.17 剪力墙分布钢筋的搭接连接

1-竖向分布钢筋；2-水平分布钢筋；非抗震设计时图中 l_{aE} 取 l_a

7.2.18 连梁两端截面的剪力设计值 V 应按下列规定确定：

1 非抗震设计以及四级剪力墙的连接，应分别取考虑水平风荷载或水平地震作用组合的剪力设计值；

2 一、二、三级剪力墙的连接，其梁端截面组合的剪力设计值应按式（7.2.18）式确定。

$$V = \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (7.2.18)$$

式中： M_b^l 、 M_b^r ——分别为连梁左右端截面顺时针或逆时针方向的弯矩设计值；

l_n ——连梁的净跨；

V_{Gb} ——在重力荷载代表值作用下，按简支梁计算的梁端截面剪力设计值；

η_{vb} ——连梁剪力增大系数，一级取1.3，二级取1.2，三级取1.1。

7.2.19 连梁截面剪力设计值应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (7.2.19-1)$$

2 地震设计状况

跨高比大于2.5的连梁

$$V \leq 0.235 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (7.2.19-2)$$

跨高比不大于2.5的连梁

$$V \leq 0.176 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (7.2.19-3)$$

式中： V ——按本规程第7.2.18条调整后的连梁截面剪力设计值；

b_b ——连梁截面宽度；

h_{b0} ——连梁截面有效高度。

β_c ——混凝土强度影响系数，应按本规程第6.2.6条采用；

7.2.20 跨高比 (l/h_b) 不大于1.5的连梁，非抗震设计时，其纵向钢筋的最小配筋率可取0.2%；抗震设计时，其纵向钢筋的最小配筋率应符合表7.2.20的要求；跨高比大于1.5的连梁，其纵向钢筋的最小配筋率可按框架梁的要求采用。

表 7.2.20 跨高比不大于 1.5 的连梁纵向钢筋的最小配筋率 (%)

跨高比	最小配筋率 (采用较大值)
$l/h_b \leq 0.5$	0.20, $45f_t/f_y$
$0.5 < l/h_b \leq 1.5$	0.25, $55f_t/f_y$

7.2.21 剪力墙结构中连梁，非抗震设计时，顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率不宜大于2.5%，抗

震设计时，顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率宜符合表7.2.21的要求；如不满足，则应按实配钢筋进行连梁强剪弱弯的验算。

表 7.2.21 连梁纵向钢筋的最大配筋率（%）

跨高比	最大配筋率
$l / h_b \leq 1.0$	0.6
$1.0 < l / h_b \leq 2.0$	1.2
$2.0 < l / h_b \leq 2.5$	1.5

7.2.22 剪力墙连梁不满足本规程第7.2.19条的要求时，可采取如下措施：

- 1 减小连梁截面高度或减少连梁刚度；
- 2 剪力墙连梁的弯矩可塑性调幅；内力计算时已经按本规程第5.2.1条的规定降低了刚度的连梁，其弯矩值不宜再调幅，或限制再调幅范围。此时，应取弯矩调幅后相应的剪力设计值校核其是否满足本规程第7.2.19条的规定，并相应调整墙肢及其他连梁的弯矩设计值；
- 3 当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时，可按独立墙肢的计算简图进行第二次多遇地震作用下的内力分析，墙肢截面按两次计算的较大值计算配筋。第二次计算时不考虑其对位移的影响。

7.2.23 连梁的配筋构造（图7.2.23）应满足下列要求：

- 1 连梁顶面、底面纵向水平钢筋伸入墙肢的长度，抗震设计时不应小于 l_{aE} ，非抗震设计时不应小于 l_a ，且均不应小于600mm。
- 2 抗震设计时，沿连梁全长箍筋的构造应符合本规程第6.3.2条框架梁梁端箍筋加密区的箍筋构造要求；非抗震设计时，沿连梁全长的箍筋直径不应小于6mm，间距不应大于150mm。
- 3 顶层连梁纵向水平钢筋伸入墙肢的长度范围内应配置箍筋，其间距不应大于150mm，直径应与该连梁的箍筋直径相同。

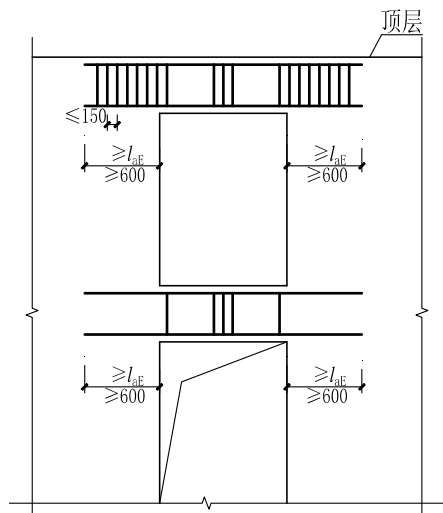


图 7.2.23 连梁配筋构造示意图

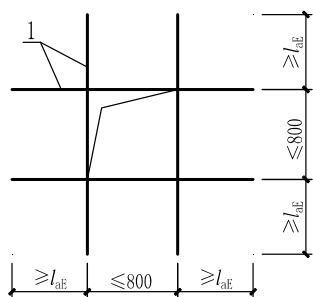
注：非抗震设计时图中 l_{aE} 取 l_a

4 连梁高度范围内的墙肢水平分布钢筋可在连梁内拉通作为连梁的腰筋。连梁截面高度大于 700mm 时，其两侧面腰筋的直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm；跨高比不大于 2.5 的连梁，其腰筋的面积配筋率不应小于 0.3%。

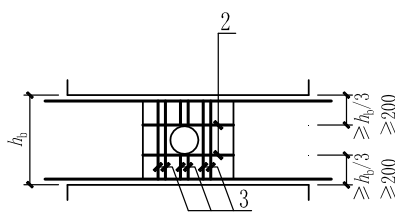
7.2.24 剪力墙开小洞口和连梁开洞应符合下列要求：

1 剪力墙开有边长小于 800mm 的小洞口、且在结构整体计算中不考虑其影响时，应在洞口上、下和左、右配置补强钢筋，补强钢筋的直径不应小于 12mm，截面面积应分别不小于被截断的水平分布钢筋和竖向分布钢筋的面积（图 7.2.24a）。

2 穿过连梁的管道宜预埋套管，洞口上、下的截面有效高度不宜小于梁高的 1/3，且不宜小于 200mm，洞口处宜配置补强钢筋，被洞口削弱的截面应进行承载力验算（图 7.2.24b）。



(a) 剪力墙洞口



(b) 连梁洞口

图 7.2.24 洞口补强配筋示意图

1-墙洞口周边补强钢筋；2-连梁洞口上、下补强纵向箍筋；

3-连梁洞口补强箍筋；非抗震设计时图中 l_{aE} 取 l_a

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 本章包括框架-剪力墙结构和板-柱-剪力墙结构。框架-剪力墙结构、板-柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计及构造要求除应符合本章的规定外，尚应分别符合本规程其他章节的有关规定。

8.1.2 框架-剪力墙结构可采用下列形式：

- 1 框架与剪力墙（单片墙、联肢墙或较小井筒）分开布置；
- 2 在框架结构的若干跨内嵌入剪力墙（带边框剪力墙）；
- 3 在单片抗侧力结构内连续分别布置框架和剪力墙；
- 4 上述两种或三种形式的混合。

8.1.3 抗震设计的框架-剪力墙结构，应根据在规定的水平力作用下结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值，确定相应的设计方法，并应符合下列要求：

- 1 框架部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的10%时，按剪力墙结构设计，其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计；
- 2 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10%但不大于50%时，按框架-剪力墙结构进行设计；
- 3 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%但不大于80%时，按框架-剪力墙结构设计，其最大适用高度可比框架结构适当增加，框架部分的抗震等级和轴压比限值宜按框架结构的规定采用；
- 4 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80%时，按框架-剪力墙结构设计，但其最大适用高度宜按框架结构采用，框架部分的抗震等级和轴压比限值应按框架结构的规定采用。当结构的层间位移角不满足框架-剪力墙结构的规定时，可进行结构抗震性能分析和论证。

8.1.4 抗震设计时，框架-剪力墙结构对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定：

1 满足 (8.1.4) 式要求的楼层 , 其框架总剪力不必调整 ; 不满足 (8.1.4) 式要求的楼层 , 其框架总剪力应按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f,\max}$ 二者的较小值采用 ;

$$V_f \geq 0.2V_0 \quad (8.1.4)$$

式中 : V_0 ——对框架柱从下至上基本不变的结构 , 应取对应于地震作用标准值的结构底层总剪力 ; 对框

架柱从下至上分段有规律变化的结构 , 应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力 ;

V_f ——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 ;

$V_{f,\max}$ ——对框架柱从下至上基本不变的结构 , 应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值 ; 对框架柱从下至上分段有规律变化的结构 , 应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值。

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第1款调整后 , 应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱的剪力及端部弯矩 , 框架柱的轴力及与之相连的框架梁端弯矩、剪力可不调整。

3 按振型分解反应谱法计算地震作用时 , 本条第1款所规定的调整可在振型组合之后、并满足本规程第4.3.12条关于楼层最小地震剪力系数的前提下进行。

8.1.5 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。

8.1.6 框架-剪力墙结构中 , 主体结构构件之间除个别节点外不应采用铰接 ; 梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合 ; 框架梁、柱中心线之间有偏离时 , 应符合本规程第 6.1.7 条的有关规定。

8.1.7 框架-剪力墙结构中剪力墙的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、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位 , 剪力墙间距不宜过大 ;

2 平面形状凹凸较大时 , 宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙 ;

3 纵、横剪力墙宜组成L形、T形和 [形等形式 ;

4 单片剪力墙底部承担的水平剪力不应超过结构底部总水平剪力的30% ;

5 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 ;

6 楼、电梯间等竖井宜布置剪力墙作为抗侧力结构；

7 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接近。

8.1.8 长矩形平面或平面有一部分较长的建筑中，其剪力墙的布置尚应符合下列要求：

1 横向剪力墙沿长方向的间距宜满足表8.1.8的要求，当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时，剪力墙的间距应适当减小；

2 纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两端。

表 8.1.8 剪力墙间距（m）

楼盖形式	非抗震设计 (取较小值)	抗震设防烈度	
		6度、7度 (取较小值)	8度 (取较小值)
现 浇	$5.0B$ ， 60	$4.0B$ ， 50	$3.0B$ ， 40
装配整体	$3.5B$ ， 50	$3.0B$ ， 40	$2.5B$ ， 30

注: 1 表中 B 为剪力墙之间的楼面宽度，单位为m；

2 现浇层厚度大于60mm的叠合楼板可作为现浇板考虑。

3 当房屋端部未布置剪力墙时，第一片剪力墙与房屋端部的距离，不宜大于表中剪力墙间距的1/2。

8.1.9 板-柱-剪力墙结构的布置应符合下列要求：

1 应布置筒体或两主轴方向的剪力墙以形成双向抗侧力体系，并应避免结构刚度偏心，其中剪力墙或筒体应分别符合本规程第7章和第9章的有关规定，且宜在楼层处墙体内设置暗梁。

2 抗震设计时，房屋的周边应设置边梁形成外框架，房屋的顶层及地下室顶板宜采用梁板结构。

3 楼、电梯间及洞口周围宜设置框架梁或边梁。

4 无梁楼板可根据承载力和变形要求采用无柱帽（柱托）板或有柱帽（柱托）板等形式。柱托板的长度和厚度应按计算确定，且每方向长度不宜小于板跨度的1/6，其厚度不宜小于板跨度的1/20。7度

时宜采用有柱托板，8度时应采用有柱托板，此时托板每方向长度尚不宜小于同方向柱截面宽度和4倍板厚之和，托板总厚度尚不应小于柱纵向钢筋直径的16倍。当无柱托板且无梁板抗冲切承载力不足时，可采用型钢剪力架（键），此时板的厚度不应小于200mm。

5 双向无梁板厚度与长跨之比，不宜小于表8.1.9的规定。

表 8.1.9 双向无梁板厚度与长跨的最小比值

非预应力楼板		预应力楼板	
无柱托板	有柱托板	无柱托板	有柱托板
1/30	1/35	1/40	1/45

8.1.10 抗风设计时，板-柱-剪力墙结构中各层筒体或剪力墙应能承担不小于80%相应方向该层承担的风荷载作用下的剪力；抗震设计时，应能承担各层全部相应方向该层承担的地震剪力，而各层板-柱部分尚应能承担不小于20%相应方向该层承担的地震剪力，且应符合有关抗震构造要求。

8.2 截面设计及构造

8.2.1 框架-剪力墙结构、板-柱-剪力墙结构中，剪力墙的竖向、水平分布钢筋的配筋率，抗震设计时均不应小于0.25%，非抗震设计时均不应小于0.20%，并应至少双排布置。各排分布筋之间应设置拉筋，拉筋的直径不应小于6mm、间距不应大于600mm。

8.2.2 带边框剪力墙的构造应符合下列要求：

- 1 带边框剪力墙的截面厚度应满足墙体稳定性要求，且应符合下列规定：
 - 1) 抗震设计时，一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于200mm；
 - 2) 除本款第1) 项以外的其他情况下不应小于160mm。
- 2 剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于 l_a (非抗震设计) 或 l_{aE} (抗震设计) ；
- 3 与剪力墙重合的框架梁可保留，亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁，暗梁截面高度可取墙厚的2倍

或与该榀框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求；

4 剪力墙截面宜按工字形设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内；

5 边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同，边框柱应符合本规程第6章有关框架柱构造配筋规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜沿全高加密。

8.2.3 板-柱-剪力墙结构设计应符合下列规定：

1 结构分析中规则的板柱结构可用等代框架法，其等代梁的宽度宜采用垂直于等代框架方向两侧柱距各1/4；不规则的板柱结构应采用有限元法进行计算分析；

2 楼板在柱周边临界截面的冲切应力，不宜超过 $0.7f_t$ ，超过时应配置抗冲切钢筋，当地震作用导致柱上板带支座弯矩反号时还应对反向作复核。板柱节点冲切承载力可按有关规范的相关规定进行验算，并应考虑节点不平衡弯矩作用的影响。

3 沿两个主轴方向均应布置通过柱截面的板底连续钢筋，且钢筋的总截面面积应符合下式要求：

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (8.2.3)$$

式中： A_s ——通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积；

N_G ——在该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值，8度时尚宜计入竖向地震影响；

f_y ——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值。

8.2.4 板-柱-剪力墙结构中，板的构造设计应符合下列规定：

1 抗震设计时，应在柱上板带中设置构造暗梁，暗梁宽度取柱宽及两侧各1.5倍板厚之和，暗梁支座上部钢筋截面面积不宜小于柱上板带负弯矩钢筋截面面积的50%，并应全跨拉通，暗梁下部钢筋不应小于上部钢筋的1/2。构造布置的暗梁箍筋直径不应小于8mm，间距不大于 $3h_0/4$ ，肢距不大于 $2h_0$ ；当计算需要时应按计算确定，且直径不应小于10mm，间距不宜大于 $h_0/2$ ，肢距不宜大于 $1.5 h_0$ 。

2 设置柱托板时，非抗震设计时托板底部宜布置构造钢筋；抗震设计时托板底部钢筋应按计算确

定，并应满足抗震锚固要求。计算柱上板带的支座钢筋时，可考虑托板厚度的有利影响；

3 无梁楼板允许开局部洞口，但应验算承载力及满足刚度要求。当未作专门分析时，在板的不同部位开单个洞的大小应符合图8.2.4的要求。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。

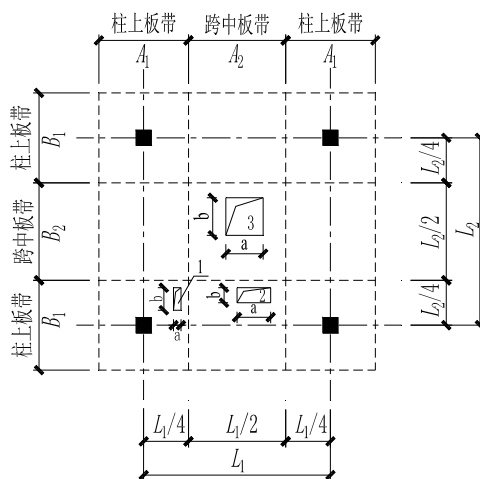


图 8.2.4 无梁楼板开洞要求

注：洞 1： $a \leq a_c/4$ 且 $a \leq t/2$ ， $b \leq b_c/4$ 且 $b \leq t/2$ ；

洞 2： $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_1/4$ ；

洞 3： $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_2/4$

其中， a 为洞口短边尺寸， b 为洞口长边尺寸， a_c 为相应洞口短边方向的柱宽， b_c 为相应洞口长边方向的柱宽， t 为板厚；

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于钢筋混凝土框架-核心筒结构和筒中筒结构，其他类型的筒体结构可参照使用。筒体结构各种构件的截面设计和构造措施除应遵守本章规定外，尚应符合本规程其他章节的有关规定。

9.1.2 筒中筒结构的高度不宜低于80m，高宽比不宜小于3。对高度不超过60m的框架-核心筒结构，可按框架-剪力墙结构设计。

9.1.3 筒体结构的楼盖外角宜设置双层双向钢筋（图9.1.3），单层单向配筋率不宜小于0.3%，钢筋的直径不应小于8mm，间距不应大于150mm，配筋范围不宜小于外框架（或外筒）至内筒外墙中距的1/3和3m。

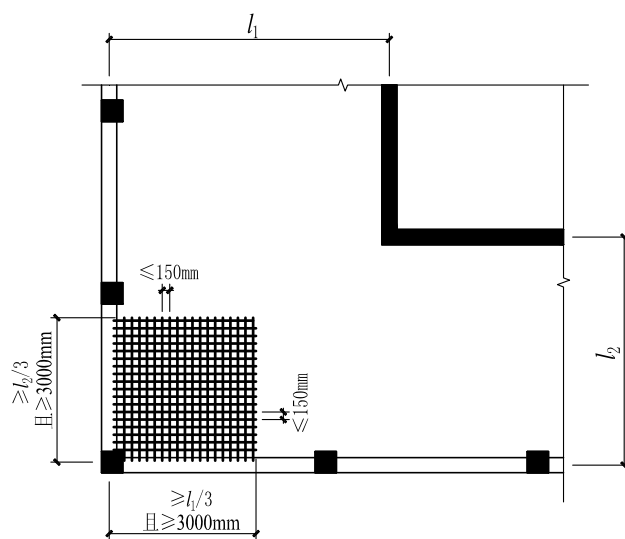


图 9.1.3 板角配筋示意

9.1.4 核心筒或内筒中剪力墙截面形状宜简单；截面形状复杂的墙体可按应力进行截面承载力校核。

9.1.5 筒体结构核心筒或内筒设计应符合下列规定：

1 筒体角部附近不宜开洞。当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不应小于500mm和开洞墙截面厚度的较大值。

- 2 筒体外墙厚不应小于200mm，内墙厚不应小于160mm，并应满足稳定性要求。
- 3 跨高比不大于2的连梁宜配置对角斜向钢筋，跨高比不大于1的连梁宜配置交叉暗撑。
- 4 筒体墙的加强部位高度、边缘构件设置以及截面设计应符合本规程第7章的有关规定。

9.1.6 当地震作用下核心筒或内筒承担的底部倾覆力矩不超过总倾覆弯矩的60%时，在重力荷载代表值作用下，核心筒或内筒剪力墙的轴压比不宜超过表9.1.6的限值。当地震作用下核心筒或内筒承担的底部倾覆力矩超过总倾覆弯矩的60%时，筒体墙的轴压比限值应符合本规程第7章的有关规定。

表 9.1.6 核心筒或内筒墙体的轴压比限值

等级或烈度	一级		二、三级
	6 度、7 度 (0.1g)	7 度(0.15g)、8 度	
轴压比	0.60	0.55	0.65

9.1.7 核心筒或内筒的外墙不宜在水平方向连续开洞，洞间墙肢的截面高度不宜小于1.2m；当洞间墙肢的截面高度与厚度之比小于4时，宜按框架柱进行截面设计。

9.1.8 抗震设计时，框筒柱和框架柱的轴压比限值可按框架-剪力墙结构的规定采用。

9.1.9 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上。当未能避免时，楼盖主梁在连梁上的支座应按铰支座进行设计，同时应按简支梁校核连梁的截面承载力。

9.1.10 抗震设计时，筒体结构的框架部分承担的地震剪力标准值应符合下列规定：

1 当各层框架部分按侧向刚度分配的地震剪力标准值的最大值小于结构地震总剪力的10%时，各层核心筒剪力墙应承担100%的层地震剪力，框架部分应按结构底部总剪力的15%和框架部分楼层地震剪力中最大值的1.8倍二者的较小值进行调整；墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用。

2 当各层框架部分按侧向刚度分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的20%，但

其最大值不小于结构地震总剪力的10%时，框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力应进行调整，调整后的剪力不应小于结构底部总地震剪力 V_0 的20%和按侧向刚度分配的框架部分楼层地震剪力中最大值 $V_{f,max}$ 的1.5倍二者的较小值。

按本条调整框架柱的地震剪力后，框架柱端弯矩应进行相应调整，框架柱轴力及与之相连的框架梁端弯矩、剪力可不调整。

有加强层时，本条框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不应包括加强层及其上、下层的框架剪力。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.1 核心筒宜贯通建筑物全高。核心筒的宽度不宜小于筒体总高的1/12，当筒体结构设置角筒、剪力墙或增强结构整体刚度的构件时，核心筒的宽度可适当减小。

9.2.2 抗震设计时，核心筒墙体设计尚应符合下列规定：

1 底部加强部位主要墙体的水平和竖向分布筋配筋率不宜小于0.30%；当墙体抗震等级为一级或特一级时，其竖向分布钢筋配筋率不宜小于0.4%。

2 底部加强部分门洞两侧均应设置约束边缘构件，其他部位的门洞两侧宜设置约束边缘构件；

3 底部加强部位核心筒外墙分布筋的拉结筋宜采用箍筋-拉筋相间，间距不应大于2倍竖筋间距。

9.2.3 框架-核心筒结构的周边柱间必须设置框架梁。

9.2.4 核心筒连梁的受剪截面应符合本规程第9.3.6条的要求，其构造设计应符合本规程第9.3.7~9.3.8条的规定。

9.2.5 对内筒偏置的框架-筒体结构，应控制结构在考虑偶然偏心影响的单向地震作用下，最大楼层水平位移和最大层间位移不应大于该楼层平均值的1.4倍。另外，应校核中震作用下筒体外墙的受力状态，如出现小偏心受拉，墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用。

9.2.6 当内筒偏置、长宽比大于2时，宜采用框架-双筒结构。

9.2.7 当框架-双筒结构的双筒间楼板开洞时，其有效楼板宽度不宜小于楼板典型宽度的50%，洞口附近楼板应加厚，并应采用双层双向配筋，且每层每方向配筋率不应小于0.25%；筒体间楼板应按弹性板进行细化分析。

9.3 筒中筒结构

9.3.1 筒中筒结构的平面外形宜选用圆形、正多边形、椭圆形或矩形等，内筒宜居中。

9.3.2 矩形平面的长宽比不宜大于2。

9.3.3 内筒的宽度可为高度的1/12~1/15，如有另外的角筒或剪力墙时，内筒平面尺寸可适当减小。内筒宜贯通建筑物全高，竖向刚度宜均匀变化。

9.3.4 三角形平面宜切角，外筒的切角长度不宜小于相应边长的1/8，其角部可设置刚度较大的角柱或角筒；内筒的切角长度不宜小于相应边长的1/10，切角处的筒壁宜适当加厚。

9.3.5 外框筒宜符合下列规定：

1 柱距不宜大于4m；2 外框筒梁的截面高度可取柱净距的1/4；

3 角柱截面面积可取中柱的1~2倍。

9.3.6 外框筒梁和内筒连梁的截面尺寸应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq 0.25 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (9.3.6-1)$$

2 地震设计状况

1) 跨高比大于2.5时

$$V_b \leq 0.235 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (9.3.6-2)$$

2) 跨高比不大于2.5时

$$V_b \leq 0.176 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (9.3.6-3)$$

式中： V_b ——外框筒梁或内筒连梁剪力设计值；

b_b ——外框筒梁或内筒连梁截面宽度；

h_{b0} ——外框筒梁或内筒连梁截面的有效高度；

β_c ——混凝土强度影响系数，按本规程6.2.6条规定采用。

9.3.7 外框筒梁和内筒连梁的构造配筋应符合下列要求：

- 1 非抗震设计时，箍筋直径不应小于8mm；抗震设计时，箍筋直径不应小于10mm；
- 2 非抗震设计时，箍筋间距不应大于150mm；抗震设计时，箍筋间距沿梁长不变，且不应大于100mm，当梁内设置交叉暗撑时，箍筋间距不应大于200mm；
- 3 框筒梁上、下纵向钢筋的直径均不应小于16mm，腰筋的直径不应小于10mm，腰筋间距不应大于200mm。

9.3.8 跨高比不大于2的框筒梁和内筒连梁宜增配对角斜向钢筋。跨高比不大于1的框筒梁和内筒连梁宜采用交叉暗撑（图9.3.8），且应符合下列规定：

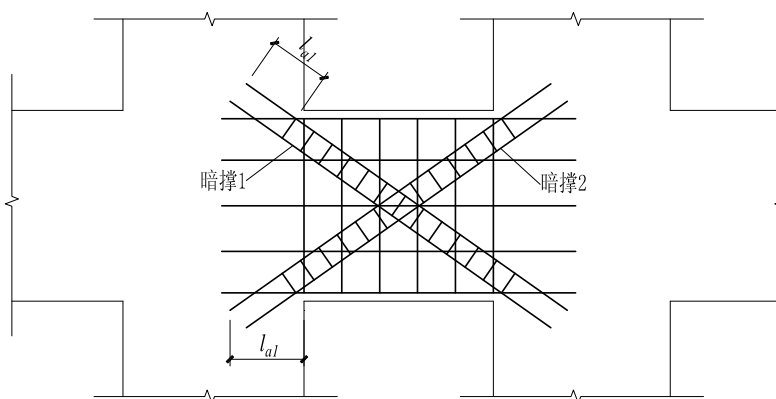


图 9.3.8 梁内交叉暗撑的配筋

1 梁的截面宽度不宜小于400mm；

- 2 全部剪力应由暗撑承担，每根暗撑应由不少于4根纵向钢筋组成，纵筋直径不应小于14mm，其

总面积 A_s 应按下列公式计算：

1) 持久、短暂设计状况

$$A_s \geq \frac{V_b}{2f_y \sin \alpha} \quad (9.3.8-1)$$

2) 地震设计状况

$$A_s \geq \frac{0.85V_b}{2f_y \sin \alpha} \quad (9.3.8-2)$$

式中： α ——暗撑与水平线的夹角；

3 暗撑的纵向钢筋应采用矩形箍筋或螺旋箍筋绑成一体，箍筋直径不应小于8mm，箍筋间距不应大于150mm；

4 纵筋伸入竖向构件的长度不应小于 l_{a1} ，非抗震设计时可取 l_a ；抗震设计时宜取 $1.15l_a$ ；

5 梁内普通箍筋的配置应符合本规程第9.3.7条的构造要求。

10 巨型框架-核心筒结构设计

10.1 一般规定

10.1.1 巨型框架-核心筒结构指由加强层水平伸臂桁架或周边带状桁架（环桁架）连接截面较大、数量较少的外框架落地柱与核心筒组成的结构。

10.1.2 下列情况可采用巨型框架-核心筒结构：

- 1 建筑使用功能要求外框架大柱距且建筑高度较大；
- 2 在风或小震作用下，核心筒翼缘墙受拉。

10.1.3 加强层一般采用连结核心筒与巨柱的水平伸臂桁架和连结周边巨柱的环桁架，也可采用其他弯曲刚度大的结构构件。

10.1.4 加强层宜结合建筑使用功能的要求，设于避难层或设备层。

10.1.5 巨柱宜采用钢管混凝土柱或型钢混凝土柱，水平伸臂桁架及环桁架宜采用钢结构。

10.1.6 支承于环桁架上的柱与边梁、楼面梁宜刚接。当主要承受竖向荷载时，可设计为重力柱（摇摆柱）或吊杆，与楼面梁的连接可采用铰接。

10.2 截面设计与构造

10.2.1 巨型框架-核心筒结构的设计应符合下列规定：

1 抗震设计时核心筒应承担全部的地震剪力；巨型框架柱承担的地震剪力标准值宜取不小于框架按侧向刚度分配的地震剪力标准值的3倍，柱端弯矩应进行相应调整，框架柱轴力及与之相连的构件内力可不调整。

2 加强层环桁架上下弦所在楼层楼盖应具有必要的承载力和可靠的连接构造来承担环桁架上下弦向核心筒传递的剪力，必要时可设置楼盖平面内桁架。加强层环桁架上下弦所在楼层的楼板厚度可由计算确定，且不应小于180mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.3%；加强层相邻上下层的楼

板厚度不宜小于150mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%；

3 水平伸臂桁架上下弦应贯通核心筒；剪力墙的厚度宜比上下弦杆宽度大300mm，剪力墙竖向及水平分布筋的配筋率不宜小于0.6%。

10.2.2 水平伸臂桁架上下弦之间的核心筒剪力墙可采取加大剪力墙厚度、提高剪力墙的混凝土等级、提高配筋率、采用钢管混凝土剪力墙、钢板剪力墙或设置斜腹杆等加强措施。

10.2.3 巨型柱的计算长度由稳定分析确定。采用特征值法确定巨型柱的计算长度时，宜以考虑施工顺序的结构计算结果为初始状态，各巨型柱同时逐级施加轴向力。

10.2.4 计算加强层结构构件及楼盖内力时，应采用弹性楼板假定；根据楼板的受力情况，必要时考虑楼板面内刚度的折减。

10.2.5 环桁架转角处上下弦与核心筒间宜有楼面梁拉结。

10.2.6 当核心筒承担的倾覆力矩不大于总倾覆力矩的60%时，其轴压比限值可按表9.1.6采用，核心筒剪力墙应满足大震作用下的压弯承载力要求。

11 复杂高层建筑设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章所指的复杂高层建筑结构包括带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构以及竖向体型收进、悬挑结构。

11.1.2 7度和8度抗震设计时，错层剪力墙结构高度分别不宜大于80m和60m，错层框架-剪力墙结构高度分别不应大于80m和60m。抗震设计时，B级高度高层建筑不宜采用连体结构；底部带转换层的B级高度筒中筒结构高层建筑，当外筒框支层以上采用由剪力墙构成的壁式框架时，其最大适用高度应比本规程表3.3.1-2规定的数值适当降低。

11.1.3 7度和8度抗震设计的高层建筑不宜同时采用超过两种本节第11.1.1条所指的复杂结构。

11.1.4 复杂高层建筑结构的计算分析应符合本规程第5章的有关规定；复杂高层建筑结构中的受力复杂部位，尚宜进行精细有限元分析，并按其计算结果进行配筋设计校核。

11.2 带转换层高层建筑结构

11.2.1 在高层建筑结构的底部，当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，形成带转换层的高层建筑结构。本节对带托墙转换层的剪力墙结构（部分框支剪力墙结构）及带托柱转换层的筒体结构的设计作出规定。

11.2.2 底部带转换层的高层建筑结构，其剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起，宜取至转换层以上两层且不小于房屋高度的1/10。

11.2.3 转换层以下与以上结构的侧向刚度变化宜符合本规程附录E的规定。

11.2.4 转换结构构件可采用梁、桁架、箱形结构、斜撑等；对部分框支剪力墙结构，抗震设防烈度为7、8度时，地面以上不宜采用厚板转换层。特一、一、二级转换结构构件的水平地震作用计算内力应分别乘以1.9、1.6、1.3增大系数；大跨度的转换结构构件应考虑竖向地震作用。

11.2.5 部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，8度时不宜超过3层，7度时不宜超过5层，6度时不宜超过8层；托柱转换层结构的转换层位置不受限制，但转换数量较多时，应进行必要的补充计算。

11.2.6 底部带转换层的高层建筑结构，其抗震等级应符合本规程第3.9节的有关规定。转换层设于地下室顶板或地下层时，该层楼盖的构造应满足一般结构转换层的要求，但结构可按一般框架-剪力墙、剪力墙或筒体结构控制最大适用高度及采取相应的抗震构造措施。

11.2.7 转换梁设计应符合下列要求：

1 梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率，非抗震设计时均不应小于0.30%；抗震设计时，特一、一、二级分别不应小于0.60%、0.50%和0.40%。

2 离柱边1.5倍梁截面高度范围内的梁箍筋应加密，加密区箍筋直径不应小于10mm，间距不应大于100mm。加密区箍筋的最小面积配筋率，非抗震设计时不应小于 $0.9f_t/f_{yv}$ ；抗震设计时，特一、一、二级分别不应小于 $1.3f_t/f_{yv}$ 、 $1.2f_t/f_{yv}$ 和 $1.1f_t/f_{yv}$ 。

3 偏心受拉的转换梁的支座上部纵向钢筋至少应有50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；沿梁腹板高度应配置间距不大于200mm、直径不小于16mm的腰筋。

11.2.8 转换梁设计尚应符合下列要求：

1 转换梁与转换柱截面中线宜重合。

2 转换梁截面高度不宜小于计算跨度的1/8。托柱转换梁截面宽度不应小于梁宽方向的托柱截面宽度。框支梁截面宽度不宜大于框支柱相应方向的截面宽度，且不宜小于其上墙体截面厚度的2倍和400mm的较大值。

3 转换梁截面组合的剪力设计值应符合下列要求：

持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.20 \beta_c f_c b h_0 \quad (11.2.8-1)$$

地震设计状况

$$V \leq 0.176 \beta_c f_c b h_0 \quad (11.2.8-2)$$

4 转换梁纵向钢筋接头宜采用机械连接，同一连接区段内接头钢筋截面面积不宜超过全部纵筋截

面面积的50%，接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位。

5 转换梁不宜开洞。若必须开洞时，洞口边离支座柱边的距离不宜小于梁截面高度；被洞口削弱的截面应进行承载力计算，上、下弦杆应加强纵向钢筋和抗剪箍筋的配置。

6 转换梁集中力作用处或框支梁上部墙体开洞处，梁的箍筋应加密配置，加密区范围可取集中力作用处或墙边两侧各1.5倍转换梁高度；箍筋直径、间距及面积配筋率应符合本规程第11.2.7条第2款的规定。当洞口靠近框支梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时，可采取框支梁端加抗剪钢板、框支梁加腋或增大框支墙洞口连梁刚度等措施。

7 框支梁上、下纵向钢筋和腰筋应在节点区可靠锚固（图11.2.8），水平段应伸至柱边，且非抗震设计时不应小于 $0.4l_{ab}$ ，抗震设计时不应小于 $0.4l_{abE}$ ，梁上部第一排纵向钢筋应向柱内弯折锚固，且应延伸过梁底不小于 l_a （非抗震设计）或 l_{aE} （抗震设计）；当梁上部配置多排纵向钢筋时，其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小，但水平段长度和弯下段长度之和不应小于钢筋锚固长度 l_a （非抗震设计）或 l_{aE} （抗震设计）。

8 托柱转换梁宜在转换层托柱位置设置正交方向的楼面梁。

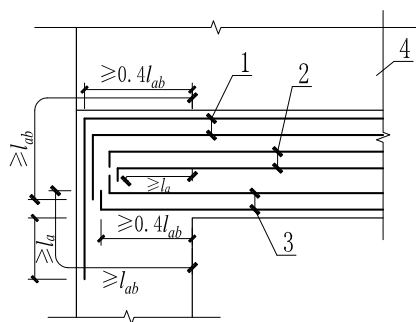


图 11.2.8 框支梁主筋和腰筋的锚固

1-梁上部纵向钢筋；2-梁腰筋；3-梁下部纵向钢筋；4-上部剪力墙；

抗震设计时图中 l_a 、 l_{ab} 分别取为 l_{aE} 、 l_{abE}

11.2.9 转换层上部的墙、柱宜落于转换层的主要转换构件上，避免间接转换。

11.2.10 转换柱设计应符合下列要求：

- 1 柱内全部纵向钢筋配筋率应符合本规程第6.4.3条中框支柱的规定。
- 2 抗震设计时，转换柱箍筋应采用复合螺旋箍或井字复合箍，并应沿柱全高加密，箍筋直径不应小于10mm，箍筋间距不应大于100mm和6倍纵向钢筋直径的较小值。
- 3 抗震设计时，转换柱配箍特征值应比普通框架柱要求的数值增加0.02采用，且柱箍筋体积配箍率不应小于1.5%。

11.2.11 转换柱设计尚应符合下列要求：

- 1 柱截面宽度，非抗震设计时不宜小于400mm，抗震设计时不应小于450mm；柱截面高度，非抗震设计时不宜小于转换梁跨度的1/15，抗震设计时不宜小于转换梁跨度的1/12。
- 2 一、二级转换柱由地震作用产生的轴力应分别乘以增大系数1.5、1.2，但计算柱轴压比时可不考虑该增大系数。
- 3 与转换构件相连的一、二级转换柱的上端和底层柱下端截面的弯矩组合值应分别乘以增大系数1.5、1.3，其他层转换柱柱端弯矩设计值应符合本规程第6.2.1条的规定。
- 4 一、二级柱端截面的剪力设计值应符合本规程第6.2.3条的有关规定。
- 5 转换角柱的弯矩设计值和剪力设计值应分别在本条第3、4款的基础上乘以增大系数1.1。
- 6 柱截面的组合剪力设计值应符合下列要求：

持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.20 \beta_c f_c b h_0 \quad (11.2.11-1)$$

地震设计状况

$$V \leq 0.176 \beta_c f_c b h_0 \quad (11.2.11-2)$$

- 7 纵向钢筋间距均不应小于80mm，且抗震设计时不宜大于200mm，非抗震设计时不宜大于250mm。抗震设计时，柱内全部纵向钢筋配筋率不宜大于4.0%。

- 8 非抗震设计时，转换柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其箍筋体积配箍率不宜小于0.8%，箍筋直径不宜小于10mm，箍筋间距不宜大于150mm。

- 9 部分框支剪力墙结构中的框支柱在上部墙体范围内的纵向钢筋应伸入上部墙体内不少于一层；

其余柱纵筋应锚入转换层梁内或板内；从柱边算起，锚入梁内、板内的钢筋长度，抗震设计时不应小于 l_{aE} ，非抗震设计时不应小于 l_a 。

11.2.12 箱形转换结构应根据转换柱的布置和建筑功能要求设置双向横隔板；上、下板配筋设计应同时考虑板局部弯曲和箱形转换层整体弯曲的影响，横隔板宜按深梁设计。

11.2.13 厚板设计应符合下列要求：

- 1 转换厚板的厚度可由截面受剪、受冲切承载力确定，且不宜小于柱跨度的 $1/8$ 。
- 2 转换厚板可按有限元法分析结果进行配筋校核。受弯纵向钢筋可沿转换板上、下部双层双向配置，每层每向的配筋率不宜小于 0.25% 。
- 3 厚板外周边宜配置钢筋骨架网。
- 4 转换厚板上、下部的剪力墙、柱的纵向钢筋均应在转换厚板内可靠锚固。
- 5 转换厚板上、下一层的楼板应适当加强，楼板厚度不宜小于 150mm 。

11.2.14 采用空腹桁架转换层时，空腹桁架宜满层设置。空腹桁架的上、下弦杆可考虑楼板作用，并应加强上、下弦杆与框架柱的锚固连接构造；竖腹杆应按强剪弱弯进行配筋设计。

11.2.15 部分框支剪力墙结构的布置应符合下列要求：

- 1 落地剪力墙和筒体底部墙体应加厚。
- 2 框支柱周围楼板不应错层布置。
- 3 落地剪力墙和筒体的洞口宜布置在墙体的中部。
- 4 框支梁上一层墙体内不宜设置边门洞，也不宜在框支中柱上方设置门洞。
- 5 落地剪力墙的间距 l 应符合下列规定：
 - 1) 非抗震设计时， l 不宜大于 $3B$ 和 36m ；
 - 2) 抗震设计时， l 不宜大于 $2B$ 和 24m ； B 为落地墙之间楼盖的平均宽度。
- 6 框支柱与相邻落地剪力墙的距离不宜大于 15m 。超过时应加强转换层楼盖的整体刚度，必要时将

楼盖视为水平深梁，校核其承载力。

7 框支框架承担的底层地震倾覆力矩不宜大于结构总地震倾覆力矩的50%。

8 宜避免次梁承托剪力墙方案。必要时应进行框支框架梁柱的应力分析，以应力校核配筋并加强构造措施。

11.2.16 部分框支剪力墙结构框支柱承受的水平地震剪力标准值应按下列规定采用：

1 每层框支柱的数目不多于10根且当底部框支层位于1~2层时，每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的2%；当底部框支层位于3层及3层以上时，每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的3%。

2 每层框支柱的数目多于10根且当底部框支层位于1~2层时，每层框支柱承受剪力之和应取不小于结构基底剪力的20%；当框支层位于3层及3层以上时，每层框支柱承受剪力之和应取不小于结构基底剪力的30%。

框支柱剪力调整后，应相应调整框支柱的弯矩，但框支梁的剪力、弯矩可不调整。

11.2.17 部分框支剪力墙结构中，特一、一、二、三级落地剪力墙底部加强部位的弯矩设计值按有地震作用组合的弯矩值分别乘以增大系数1.8、1.5、1.3、1.1，其剪力设计值按规程3.10.5条、7.2.6条规定进行调整。

11.2.18 部分框支剪力墙结构中，剪力墙底部加强部位墙体的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率，抗震设计时不应小于0.3%，非抗震设计时不应小于0.25%；抗震设计时钢筋间距不应大于200mm，竖向钢筋直径不应小于8mm。

11.2.19 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位，墙体两端宜设置翼墙或端柱，抗震设计时尚应按本规程第7.2.15条的规定设置约束边缘构件。

11.2.20 部分框支剪力墙结构的落地剪力墙基础应有良好的整体性和抗转动的能力。

11.2.21 框支梁上部墙体的构造应满足下列要求：

1 当梁上部的墙体开有边门洞时，洞边墙体宜设置翼缘墙、端柱或加厚（图11.2.21），并按本规程第7.2.15条有关约束边缘构件的要求进行配筋设计。

2 框支梁上部墙体竖向钢筋在梁内的锚固长度 ,抗震设计时不应小于 l_{aE} ,非抗震设计时不应小于 l_a 。

3 框支梁上部一层墙体的配筋宜按下列规定进行校核 :

1) 柱上墙体的端部竖向钢筋面积 :

$$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c) / f_y \quad (11.2.21-1)$$

2) 柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋面积 :

$$A_{sw} = 0.2 l_n b_w (\sigma_{02} - f_c) / f_{yw} \quad (11.2.21-2)$$

3) 框支梁上部 $0.2l_n$ 高度范围内墙体水平分布筋面积 :

$$A_{sh} = 0.2 h b_w \sigma_{x\max} / f_{yh} \quad (11.2.21-3)$$

式中 : l_n ——框支梁净跨度(mm) ;

h_c ——框支柱截面高度(mm) ;

b_w ——墙肢截面厚度(mm) ;

σ_{01} ——柱上墙体 h_c 范围内考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力设计值(N/mm^2) ;

σ_{02} ——柱边墙体 $0.2l_n$ 范围内考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力设计值(N/mm^2) ;

$\sigma_{x\max}$ ——框支梁与墙体交接面上考虑风荷载、地震作用组合的水平拉应力设计值(N/mm^2)。

有地震作用组合时 ,公式 (11.2.21-1)、(11.2.21-2)、(11.2.21-3)中 σ_{01} 、 σ_{02} 、 $\sigma_{x\max}$ 均应乘以 γ_{RE} , γ_{RE} 取0.85。

4 框支梁与其上部墙体的水平施工缝处宜按本规程第7.2.12条的规定验算抗滑移能力。

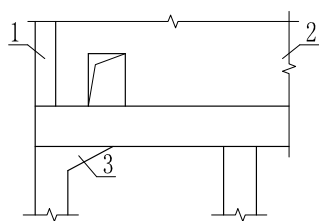


图 11.2.21 框支梁上部墙体有边门洞时洞边墙体的构造要求

1-翼墙或端柱 ; 2-剪力墙 ; 3-框支梁加腋

11.2.22 部分框支剪力墙结构的转换层楼板厚度不宜小于180mm ,应双层双向配筋 ,且每层每方向的配筋率不宜小于0.25% ,楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内 ;落地剪力墙和筒体外围的楼板不宜开洞。楼

板边缘和较大洞口周边应设置边梁,其宽度不宜小于板厚的2倍,全截面纵向钢筋配筋率不应小于1.0%。

与转换层相邻楼层的楼板也应适当加强。

11.2.23 抗震设计的矩形平面建筑的框支转换层楼板,其截面剪力设计值应符合下列要求:

$$V_f \leq 0.12 \beta_c f_c b_f t_f \quad (11.2.23)$$

式中: b_f 、 t_f ——分别为框支层楼板的验算截面宽度和厚度;

V_f ——由不落地剪力墙传到落地剪力墙处按刚性楼板计算的框支层楼板组合的剪力设计值,

7、8度时应分别乘以增大系数1.5、2.0;

11.2.24 抗震设计的部分框支剪力墙结构中的框支层楼板,当平面较长或不规则以及各剪力墙内力相差较大时,可采用简化方法或按弹性楼板模型验算楼板平面内受剪、受弯承载力。

11.2.25 抗震设计时,带托柱转换层的筒体结构的外围转换柱与内筒外墙的中距不宜大于15m。

11.2.26 托柱转换层结构、转换构件采用桁架时,转换桁架斜腹杆的交点、空腹桁架的竖腹杆与上部密柱的位置应重合;转换桁架的节点应加强配筋及构造措施。

11.3 带加强层高层建筑结构

11.3.1 当框架-核心筒、筒中筒结构的侧向刚度不能满足要求时,可利用建筑避难层、设备层空间,设置适宜刚度的水平伸臂构件,形成带加强层的高层建筑结构。必要时,加强层也可同时设置周边水平环带构件。水平伸臂构件、周边环带构件可采用斜腹杆桁架、实体梁、箱形梁、空腹桁架等形式。

11.3.2 带加强层高层建筑结构设计应符合下列要求:

1 应合理设计加强层的数量、刚度和位置。当布置1个加强层时,可设置在0.6倍房屋高度附近;当布置2个加强层时,可分别设置在顶层和0.5房屋高度附近;当布置多个加强层时,宜沿竖向从顶层向下均匀布置。

2 加强层水平伸臂桁架上下弦杆宜贯通核心筒,其平面布置宜位于核心筒的转角、T字节点处;水

平伸臂构件与周边框架的连接宜采用铰接或半刚接。结构内力和位移计算中，设置水平伸臂桁架的楼层宜考虑楼板平面内的变形，中震验算时宜考虑楼板的开裂对其刚度的影响。

3 加强层及其相邻层的框架柱、核心筒应加强配筋构造。

4 加强层及其相邻层楼盖的刚度和配筋应加强。

5 宜考虑核心筒与外框架施工过程中在重力荷载作用下变形差的影响。可采用后施工伸臂桁架腹杆、伸臂结构先与柱铰接，待主体结构完成后再与柱刚接等方法来减少其影响。

11.3.3 抗震设计时，带加强层高层建筑结构应符合下列要求：

1 加强层及其相邻层的框架柱、核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用；

2 加强层及其相邻层的框架柱，箍筋应全柱段加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小0.05；

3 加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件。

11.4 错层结构

11.4.1 抗震设计时，高层建筑沿竖向应避免错层布置。错层结构的平面宜规则。条件许可时，宜设置防震缝将错层建筑划分为不错层的独立结构单元。

11.4.2 错层结构宜采用剪力墙或框架-剪力墙结构体系，其两侧结构布置和侧向刚度宜相近。

11.4.3 错层结构的计算模型应能反映错层的实际情况。

11.4.4 抗震设计时，错层处框架柱应符合下列要求：

1 截面高度不应小于600mm，混凝土强度等级不应低于C30；柱箍筋应全柱段加密配置；

2 抗震等级应提高一级采用。

11.4.5 在设防烈度地震作用下，错层处框架柱的截面承载力应符合本规程公式（3.11.3-2）的要求。

11.4.6 错层处平面外受力的剪力墙的截面厚度，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；抗震设计时，其抗震等级应提高一级，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%。

11.5 连体结构

11.5.1 连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面布置和刚度；宜采用双轴对称的平面形式。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刚性连接的连体结构。

11.5.2 7度（0.15g）和8度抗震设计时，连体结构的连接体应考虑竖向地震的影响。

11.5.3 6度和7度（0.10g）抗震设计时，高位连体结构的连接体宜考虑竖向地震的影响。

11.5.4 连接体结构与主体结构宜采用刚性连接。刚性连接时，连接体结构的主要结构构件应至少伸入主体结构一跨并可可靠连接；连接体楼板应按本规程第11.2.23条进行抗剪承载力验算，刚性连接的连接体楼板较薄弱时，宜补充塔楼模型进行计算分析。

当连接体结构与主体结构采用滑动连接时，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，并应采取防坠落、撞击措施。计算罕遇地震作用下的位移时，应采用弹塑性时程分析方法进行复核计算，同时宜采用简化方法或按弹性楼板模型验算连接体楼板的平面内承载力。

11.5.5 连接体结构可设置钢梁、钢桁架、型钢混凝土梁。连接体结构的边梁截面宜加大；楼板厚度不宜小于150mm，宜采用双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。

当连接体结构包含多个楼层时，宜考虑施工流程对连体结构内力的影响，应特别加强其最下面一个楼层及顶层的构造设计。

11.5.6 抗震设计时，连接体及与连接体相连的结构构件应符合下列要求：

- 1** 连接体及与连接体相连的结构构件在连接体高度范围内及其上、下层，抗震等级应提高一级采用。
- 2** 与连接体相连的框架柱在连接体高度范围及其上、下层，箍筋应全柱段加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小0.05采用；
- 3** 与连接体相连的剪力墙在连接体高度范围及其上、下层应设置约束边缘构件。

11.6 竖向体型收进、悬挑结构

11.6.1 多塔楼结构以及体型收进、悬挑程度超过本规程第3.5.5条限值的竖向不规则高层建筑结构应遵守本节的规定。

11.6.2 多塔楼结构以及体型收进、悬挑结构，竖向体型突变部位的楼板宜加强，楼板厚度不宜小于150mm，宜双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。体型突变部位上、下层梁板也应适当加强。

11.6.3 抗震设计时，多塔楼高层建筑结构应符合下列要求：

- 1 各塔楼质量及侧向刚度宜接近；相对底盘宜对称布置。塔楼结构质心与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的20%。为增强大底盘的抗扭刚度，可利用裙楼的卫生间、楼电梯间等布置剪力墙或支撑，剪力墙或支撑宜沿大底盘周边布置。
- 2 转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内（图11.6.3-1）；未能避免时，应有必要的加强措施。

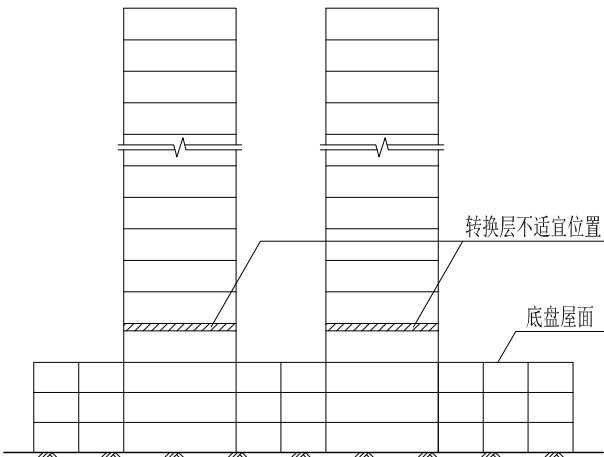


图11.6.3-1 多塔楼结构转换层不适宜位置示意

- 3 塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从固定端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的最小配筋率宜适当提高，柱箍筋宜在裙楼屋面上、下层的范围内全高加密；剪力墙宜按本规程第7.2.12条的规定设置约束边缘构件（图11.6.3-2）。

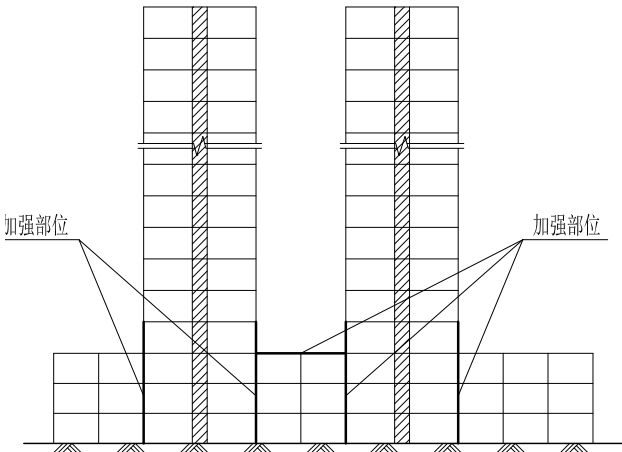


图11.6.3-2 多塔楼结构加强部位示意

4 大底盘多塔楼结构，宜按整体模型和各塔楼分开模型分别计算，整体建模主要计算多塔楼对大底盘部分的影响，分塔楼计算主要验算各塔楼结构扭转位移比，并应符合本规程第3.4.4条的有关要求。

11.6.4 悬挑结构设计应符合下列要求：

- 1 悬挑部位应采取降低结构自重的措施；
- 2 悬挑部位结构宜采用冗余度较高的结构形式；
- 3 结构内力和位移计算中，悬挑部位的楼层宜考虑楼板平面内的变形；结构分析模型应能反映水平地震对悬挑部位可能产生的竖向振动效应；
- 4 7 (0.15g)、8度抗震设计时，悬挑结构应考虑竖向地震的影响；
- 5 抗震设计时，悬挑结构的关键构件以及与之相邻的主体结构关键构件的抗震等级宜提高一级；
- 6 在预估的罕遇地震作用下，悬挑结构关键构件的承载力应符合不屈服的要求。

11.6.5 体型收进高层建筑结构、底盘高度超过房屋高度20%的多塔楼结构的设计应符合下列要求：

- 1 体型收进处宜采取减小结构刚度变化的措施，上部收进结构的底层层间位移角不宜大于相邻下部区段最大层间位移角的1.15倍；
- 2 抗震设计时，体型收进部位上、下各2层塔楼周边竖向结构构件的抗震等级宜提高一级；
- 3 结构偏心收进时，应加强收进部位以下2层结构周边竖向构件的配筋构造措施 (图11.6.5)。

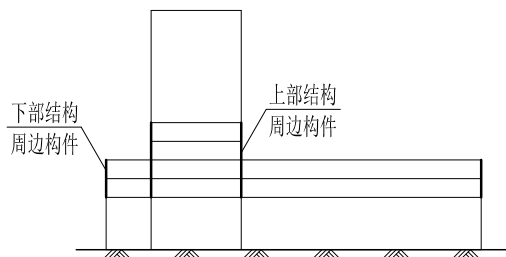


图11.6.5 体型收进结构的加强部位示意

12 混合结构设计

12.1 一般规定

12.1.1 本章规定的混合结构，系指由外围钢框架或型钢混凝土、钢管混凝土框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构，以及由外围钢框筒或型钢混凝土、钢管混凝土框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。

12.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表12.1.2的规定。

表 12.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度（m）

结构体系		非抗震 设计	抗震设防烈度		
			6 度	7 度	8 度
框架-核 心筒	钢框架-钢筋混凝土核心筒	210	200	160	120
	型钢（钢管）混凝土框架- 钢筋混凝土核心筒	240	220	190	150
巨型框架-钢筋混凝土核心筒		280	260	210	160
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	280	260	210	160
	型钢（钢管）混凝土外筒- 钢筋混凝土核心筒	300	280	230	170

注：平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度应适当降低。

12.1.3 混合结构高层建筑的高宽比不宜大于表12.1.3的规定。

表 12.1.3 混合结构高层建筑适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度	
		6度、7度	8度

框架-核心筒	8	7	6
巨型框架-核心筒	8	8	7
筒中筒	8	8	7

12.1.4 抗震设计时,混合结构房屋应根据设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑混合结构的抗震等级应按表12.1.4确定。

表 12.1.4 钢-混凝土混合结构抗震等级

结构类型		抗震设防烈度					
		6度		7度		8度	
房屋高度 (m)		≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100
钢框架-钢筋混 凝土核心筒	钢筋混凝土 核心筒	二	—	—	特一	—	特一
型钢(钢管)混凝土 框架-钢筋混凝土 核心筒	钢筋混凝土 核心筒	二	二	二	—	—	特一
	型钢(钢管) 混凝土框架	三	二	二	—	—	—
巨型框架-钢筋 混凝土核心筒	钢筋混凝土 核心筒	二	二	—	—	—	特一
	巨型框架	三	二	二	—	—	—
房屋高度 (m)		≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120
钢外筒-钢筋 混凝土核心筒	钢筋混凝土 核心筒	二	—	—	特一	—	特一
型钢(钢管)混凝土 外筒-钢筋混凝土 核心筒	钢筋混凝土 核心筒	二	二	二	—	—	特一
	型钢(钢管) 混凝土外筒	三	二	二	—	—	—

注:钢结构构件抗震等级,抗震设防烈度为6、7、8度时应分别取四、三、二级。

12.1.5 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与层高的比值应符合本规程3.7.3条的有关规定；在罕遇地震作用下，结构的弹塑性层间位移应符合本规程3.7.5条的有关规定。

12.1.6 混合结构框架所承担的地震剪力应符合本规程第9.1.10条的规定。

12.1.7 地震设计状况下，型钢（钢管）混凝土构件和钢构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 可分别按表12.1.7-1和12.1.7-2采用。

表 12.1.7-1 型钢（钢管）混凝土构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

正截面承载力计算				斜截面承载力计算	连接
型钢混凝土梁	型钢混凝土柱及钢管混凝土柱	剪力墙	支撑	各类构件及节点	焊缝及高强螺栓
0.75	0.80	0.85	0.80	0.85	0.90

表 12.1.7-2 钢构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

强度破坏（梁，柱，支撑，节点板件，螺栓，焊缝）	屈曲稳定（柱，支撑）
0.75	0.80

12.1.8 当采用压型钢板混凝土组合楼板时，楼板混凝土可采用轻质混凝土，其强度等级不应低于LC25；高层建筑钢-混凝土混合结构的内部隔墙应采用轻质隔墙。

12.2 结构布置

12.2.1 混合结构房屋的结构布置除应符合本节的规定外，尚应符合本规程第3.4节、3.5节的有关规定。

12.2.2 混合结构的平面布置应符合下列要求：

- 1 平面宜简单、规则、对称、具有足够的整体抗扭刚度，平面宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则平面，建筑的开间、进深宜统一；

2 筒中筒结构体系中，当外围钢框架柱采用H形截面柱时，宜将柱截面强轴方向布置在外围筒体平面内；角柱宜采用十字形、方形或圆形截面；

3 楼盖主梁不宜支承于核心筒或内筒的连梁上。

12.2.3 混合结构的竖向布置应符合下列规定：

1 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化、无突变，构件截面宜由下至上逐渐减小；

2 混合结构的外围框架柱沿高度宜采用同类结构构件；当采用不同类型结构构件时，应设置过渡层，且单柱的抗弯刚度变化不宜超过30%。

3 对于刚度变化较大的楼层，应采取可靠的过渡加强措施；

4 钢框架部分采用支撑时，宜采用偏心支撑和耗能支撑，支撑宜双向连续布置；框架支撑宜延伸至基础。

12.2.4 7度抗震设计且房屋高度大于150m或8度抗震设计时，宜在筒体四角及楼面钢梁或型钢混凝土梁支承处墙内设置型钢柱。

12.2.5 混合结构中，外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接；楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

12.2.6 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同工作，其布置应符合下列要求：

1 楼面宜采用压型钢板现浇混凝土组合楼板、现浇混凝土楼板或预应力混凝土叠合楼板，楼板与钢梁应可靠连接；

2 机房设备层、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，并应采取加强措施；

3 对于建筑物楼面有较大开洞或为转换楼层时，应采用现浇混凝土楼板；对楼板大开洞部位宜在计算分析的基础上采取适当的加强措施。

12.2.7 当侧向刚度不足时，混合结构可设置刚度适宜的加强层。加强层宜采用伸臂桁架，必要时可配合布置周边带状桁架。加强层设计应符合下列规定：

- 1 伸臂桁架和周边带状桁架宜采用钢桁架；
- 2 伸臂桁架应与核心筒墙体刚接，上、下弦杆均应延伸至墙体内且贯通，墙体内宜设置斜腹杆；外伸臂桁架与外围框架柱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；
- 3 核心筒墙体与伸臂桁架连接处宜设置构造型钢柱，型钢柱宜至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上、下各一层。
- 4 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框柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的桁架杆件次内力。

12.3 结构计算

12.3.1 弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，梁的刚度可取钢梁刚度的1.5~2.0倍，**但应**保证钢梁与楼板有可靠连接。弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用。

12.3.2 结构弹性阶段的内力和位移计算时，构件刚度取值应符合下列规定：

- 1 型钢混凝土构件、钢管混凝土柱的刚度可按下列公式计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (12.3.2-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (12.3.2-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (12.3.2-3)$$

式中： $E_c I_c$ ， $E_c A_c$ ， $G_c A_c$ ——分别为钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度；

$E_a I_a$ ， $E_a A_a$ ， $G_a A_a$ ——分别为型钢、钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度。

- 2 无端柱型钢混凝土剪力墙可近似按相同截面的混凝土剪力墙计算其轴向、抗弯、抗剪刚度，可不计端部型钢对截面刚度的提高作用；

- 3 有端柱型钢混凝土剪力墙可按H形混凝土截面计算其轴向和抗弯刚度，端柱内型钢可折算为等效

混凝土面积计入H形截面的翼缘面积，墙的抗剪刚度可不计入型钢作用；

4 钢板混凝土剪力墙可将钢板折算为等效混凝土面积计算其轴向、抗弯、抗剪刚度；

5 钢管混凝土剪力墙可按组合截面计算其轴向、抗弯、抗剪刚度。

12.3.3 竖向荷载作用计算时，宜考虑钢柱、型钢混凝土（钢管混凝土）柱与钢筋混凝土核心筒竖向变形差异引起的结构附加内力，计算竖向变形差异时宜考虑混凝土收缩、徐变、沉降及施工调整等因素的影响。

12.3.4 当混凝土筒体先于外围框架结构施工时，应考虑施工阶段混凝土筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态；应验算在浇筑混凝土之前外围型钢结构在施工荷载及可能的风载作用下的承载力、稳定及变形，并据此确定钢结构安装与浇筑楼层混凝土的间隔层数。

12.3.5 混合结构在多遇地震作用下的阻尼比可取为0.04。风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，阻尼比可取为0.02~0.04；风荷载作用下的舒适度验算时，阻尼比可取为0.01~0.015。

12.3.6 结构内力和位移计算时，设置伸臂桁架的楼层以及楼板开大洞的楼层应考虑楼板平面内变形的不利影响。

12.4 构件设计

12.4.1 型钢混凝土构件中型钢板件（图12.4.1）的宽厚比不宜超过表12.4.1的规定。

表 12.4.1 型钢板件宽厚比限值

钢号	梁		柱			
			H、十、T 形		箱形钢管	圆钢管
	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
Q390	18	83	18	75	56	90

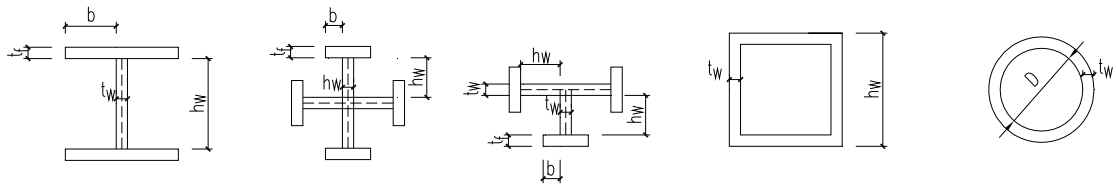


图 12.4.1 型钢板件宽厚比

12.4.2 型钢混凝土梁应满足下列构造要求：

1 型钢混凝土梁的混凝土强度等级不宜低于C30，混凝土粗骨料最大直径不宜大于25mm，型钢宜采用Q235及Q345级钢材，也可采用Q390或其他符合结构性能要求的钢材。

2 型钢混凝土梁的最小配筋率不宜小于0.30%，梁的纵向钢筋宜避免穿过柱中型钢的翼缘。梁的纵向的受力钢筋不宜超过两排；配置两排钢筋时，第二排钢筋宜配置在型钢截面外侧。当梁的腹板高度大于450mm时，在梁的两侧面应沿梁高度配置纵向构造钢筋，纵向构造钢筋的间距不宜大于200mm。

3 型钢混凝土梁中型钢的混凝土保护层厚度不宜小于100mm，梁纵向钢筋净间距及梁纵向钢筋与型钢骨架的最小净距不应小于30mm，且不小于粗骨料最大粒径的1.5倍及梁纵向钢筋直径的1.5倍。

4 型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋宜采用机械连接。如纵向钢筋需贯穿型钢柱腹板并以90°弯折固定在柱截面内时，抗震设计的弯折前直段长度不应小于钢筋抗震基本锚固长度 l_{abE} 的40%，弯折直段长度不应小于15倍纵向钢筋直径；非抗震设计的弯折前直段长度不应小于钢筋基本锚固长度 l_{ab} 的40%，弯折直段长度不应小于12倍纵向钢筋直径。

5 梁上开洞不宜大于梁截面总高的40%，且不宜大于内含型钢截面高度的70%，并应位于梁高及型钢高度的中部区域。

6 型钢混凝土悬臂梁自由端的纵向受力钢筋应伸至自由端且向下弯折，型钢梁的上翼缘宜设置栓钉；型钢混凝土转换梁在型钢上翼缘宜设置栓钉。栓钉的最大间距不宜大于200mm，栓钉的最小间距沿梁轴线方向不应小于6倍的栓钉杆直径，垂直梁方向的间距不应小于4倍的栓钉杆直径，且栓钉中心至型钢板件边缘的距离不应小于50mm。栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。

12.4.3 型钢混凝土梁的箍筋应符合下列要求：

- 1 箍筋的最小面积配筋率应符合本规程第6.3.4条第4款和6.3.5条第1款的规定，且不应小于0.15%；
- 2 抗震设计时，梁端箍筋应加密配置。加密区范围，一级取梁截面高度的2.0倍，二、三、四级取梁截面高度的1.5倍；当梁净跨小于梁截面高度的4倍时，梁箍筋应全跨加密配置；
- 3 型钢混凝土梁应采用具有135°弯钩的封闭式箍筋，弯钩的直段长度不应小于8倍箍筋直径。非抗震设计时，梁箍筋直径不应小于8mm，箍筋间距不应大于250mm；抗震设计时，梁箍筋的直径和间距应符合表12.4.3的要求。

表 12.4.3 梁箍筋直径和间距（mm）

抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤180	≤120
二	≥10	≤200	≤150
三	≥10	≤250	≤180
四	≥8	≤250	≤200

12.4.4 抗震设计时，混合结构中型钢混凝土柱的轴压比不宜大于表12.4.4的限值，轴压比可按下列式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a) \tag{12.4.4}$$

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；
 A_c ——扣除型钢后的混凝土截面面积；
 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 12.4.4 型钢混凝土柱的轴压比限值

抗震等级	一	二	三
------	---	---	---

轴压比限值	0.70	0.80	0.90
-------	------	------	------

注：1 转换层及下一层转换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。

12.4.5 型钢混凝土柱设计应符合下列构造要求：

1 型钢混凝土柱的长细比不宜大于80。

2 房屋的底层、顶层以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接层的型钢混凝土柱宜设置栓钉，型钢截面为箱形的柱子也宜设置栓钉，栓钉水平间距不宜大于250mm。

3 型钢混凝土柱的混凝土强度等级不宜低于C40，混凝土粗骨料的最大直径不宜大于25mm。型钢柱中型钢的保护厚度不宜小于150mm；柱纵向钢筋净间距不宜小于50mm，且不应小于柱纵向钢筋直径的1.5倍；柱纵向钢筋与型钢的最小净距不应小于30mm，且不应小于粗骨料最大粒径的1.5倍。

4 型钢混凝土柱的纵向钢筋最小配筋率不宜小于0.8%，且在四角应各配置一根直径不小于16mm的纵向钢筋。

5 柱中纵向受力钢筋的间距不宜大于300mm；当间距大于300mm时，宜附加配置直径不小于14mm的纵向构造钢筋。

6 型钢混凝土柱的型钢含钢率不宜小于4%，也不宜大于15%。

12.4.6 型钢混凝土柱箍筋的构造设计应符合下列规定：

1 非抗震设计时，箍筋直径不应小于8mm，箍筋间距不应大于200mm。

2 抗震设计时，箍筋应做成135°弯钩，箍筋弯钩直段长度不应小于10倍箍筋直径。

3 抗震设计时，柱端箍筋应加密，加密区范围应取矩形截面柱长边尺寸（或圆形截面柱直径）、柱净高的1/6和500mm三者的最大值；对剪跨比不大于2的柱，转换柱，特一级、一级和二级抗震等级的角柱，其箍筋均应全高加密，箍筋间距不应大于100mm。

4 抗震设计时，柱箍筋的直径和间距应符合表12.4.6的规定，加密区箍筋最小体积配箍率尚应符合式 (12.4.6) 的要求，非加密区箍筋最小体积配箍率不应小于加密区箍筋最小体积配箍率的一半；对剪跨比不大于2的柱，其箍筋体积配箍率尚不应小于1.0%。

$$\rho_v \geq 0.85\lambda_v f_c / f_y \tag{ 12.4.6 }$$

式中： λ_v ——柱最小配箍特征值，宜按表6.4.7采用；

表 12.4.6 型钢混凝土柱箍筋直径和间距（mm）

抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤150	≤100
二	≥10	≤200	≤100
三、四	≥8	≤200	≤150

注：箍筋直径除应符合表中要求外，尚不应小于纵向钢筋直径的1/4。

12.4.7 型钢混凝土梁柱节点应符合下列构造要求：

- 1 型钢柱在梁水平翼缘处应设置加劲肋，其构造不应影响混凝土浇筑密实；
- 2 箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的1.5倍，箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径；
- 3 梁中钢筋穿过梁柱节点时，不宜穿过柱型钢翼缘；需穿过柱型钢腹板时，柱型钢腹板截面损失率不宜大于25%，当超过25%时，则需进行补强；梁中主筋不得与柱型钢直接焊接。

12.4.8 圆形钢管混凝土构件及环梁节点可按本规程附录F与附录G进行设计。

12.4.9 圆形钢管混凝土柱尚应符合下列构造要求：

- 1 钢管直径不宜小于350mm。
- 2 钢管壁厚不宜小于6mm。
- 3 钢管外径与壁厚的比值 D/t 宜在 $(20\sim100) \sqrt{235 / f_y}$ 之间， f_y 为钢材的屈服强度。
- 4 圆钢管混凝土柱的套箍指标 $\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c}$ ，不应小于0.5，也不宜大于2.5。

5 柱的长径比 l/D 不宜大于20。

6 轴向压力偏心率 e_0/r_c 不宜大于1.0， e_0 为偏心距， r_c 为核心混凝土横截面半径。

7 钢管混凝土柱与钢框架梁刚性连接时，柱内或柱外应设置与梁上、下翼缘位置对应的加劲环板。

加劲环板设置于柱内时，应留直径不小于60mm的孔以利混凝土浇筑。

8 钢管拼接加长接缝处应设置内衬管。当钢管壁厚 $t \leq 16\text{mm}$ 时，衬管壁厚不小于钢管壁厚；当钢管壁厚 $t > 16\text{mm}$ 时，衬管壁厚不小于16mm。内衬管高度不宜小于200mm，外径宜比上层钢管内径小4mm。

9 直径大于2m的圆形钢管混凝土构件应采取有效措施减小钢管内混凝土收缩对构件受力性能的影响。

12.4.10 矩形钢管混凝土柱应符合下列构造要求：

1 钢管截面短边尺寸不宜小于300mm。

2 钢管壁厚不宜小于6mm。

3 钢管截面的高宽比不宜大于2，当矩形钢管混凝土柱截面最大边尺寸不小于800mm时，宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施。

4 钢管管壁板件的边长与其厚度的比值不应大于 $60\sqrt{235/f_y}$ 。

5 柱的长细比不宜大于80。

6 矩形钢管混凝土柱的轴压比应按本规程公式（12.4.4）计算，并不宜大于表12.4.10的限值。

表 12.4.10 矩形钢管混凝土柱轴压比限值

一级	二级	三级
0.70	0.80	0.90

12.4.11 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、钢板混凝土剪力墙或钢管混凝土剪力墙。

12.4.12 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙、钢管混凝土剪力墙应符合下列构造要求：

1 抗震设计时，一、二级抗震等级的型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙或钢管混凝土剪力墙

底部加强部位，其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比不宜超过本规程第7.2.13条的限值，其轴压比可按式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_{c0} A_{c0} + f_a A_a + f_{sp} A_{sp}) \quad (12.4.12)$$

式中： N ——重力荷载代表值作用下墙肢的轴向压力设计值；

A_c ——剪力墙墙肢或钢管外混凝土截面面积；

f_{c0} ——钢管内混凝土抗压强度设计值；

A_{c0} ——钢管内混凝土截面面积；

f_a ——剪力墙中型钢或钢管的抗压强度设计值；

A_a ——剪力墙所配型钢或钢管的全部截面面积；

f_{sp} ——剪力墙墙身所配钢板的抗压强度设计值；

A_{sp} ——剪力墙墙身所配钢板的横截面面积。

2 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙或钢管混凝土剪力墙在楼层标高处宜设置暗梁。

3 端部配置型钢或钢管的混凝土剪力墙，型钢或钢管的保护层厚度宜大于100mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢或钢管，且应满足钢筋锚固长度要求。

4 周边有型钢混凝土柱和梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋应绕过或穿过周边柱型钢，且应满足钢筋锚固长度要求；当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计要求。

5 钢管混凝土剪力墙的构造如图12.4.12，管内混凝土的强度等级不应低于管外混凝土，管间混凝土应配置箍筋和拉筋，管间混凝土的配箍特征值不宜小于0.2。

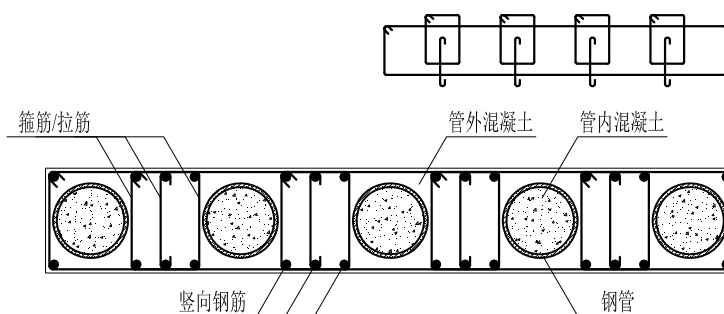


图 12.4.12 钢管混凝土剪力墙构造示意

12.4.13 钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体应有可靠连接，应能传递竖向剪力及水平力。当钢梁或型钢混凝土梁通过埋件与混凝土筒体连接时，预埋件应有足够的锚固长度，连接做法可按图12.4.13采用。

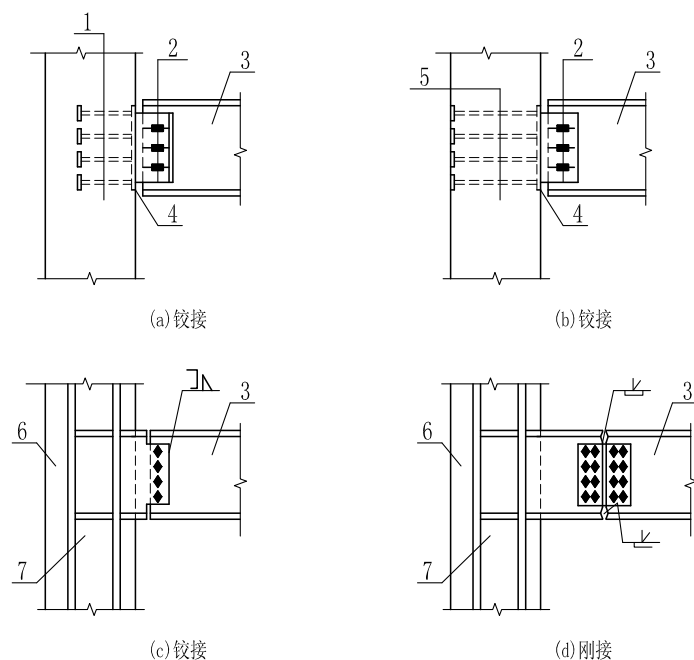


图 12.4.13 钢梁和型钢混凝土梁与混凝土核心筒的连接构造示意

1-栓钉；2-高强度螺栓及长圆孔；3-钢梁；4-预埋件端板；5-穿筋；6-混凝土墙；7-墙内预埋钢骨柱

12.4.14 混合结构中的钢柱及型钢混凝土柱、钢管混凝土柱的柱脚形式由其受力情况确定。抗震设计且没有地下室时，应采用埋入式柱脚。采用埋入式柱脚时，应符合下列规定：

- 1 埋入深度应通过计算确定，且不宜小于型钢柱截面长边尺寸或外径的2.5倍。
- 2 在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉，其直径不宜小于19mm，其竖向及水平间距不宜大于200mm，当有可靠依据时，可通过计算确定栓钉数量。

12.4.15 钢筋混凝土核心筒、内筒的设计，除应符合本规程第9.1.5条的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 抗震设计时，钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的筒体底部加强部位竖向分布筋配筋率不宜小于0.45%，水平分布筋的配筋率不宜小于0.35%，筒体其他部位的分布筋不宜小于0.3%；
- 2 抗震设计时，框架-钢筋混凝土核心筒混合结构的筒体底部加强部位角部墙体约束边缘构件沿墙

肢的长度宜取墙肢截面高度的 $1/4$ ，筒体底部加强部位以上角部墙体宜按本规程第7.2.12条的规定设置约束边缘构件；

3 当连梁抗剪截面不足时，可采取在连梁中设置型钢或钢板等措施。

12.4.16 混合结构中结构构件的设计，尚应符合国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99、《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138的有关规定。

13 地下室和基础设计

13.1 一般规定

13.1.1 高层建筑宜设置地下室。

13.1.2 基础设计应满足地基承载力（包括地基强度及变形）的要求。在此前提下，综合考虑建筑物场地的工程地质条件、建筑物的结构型式、建筑场地周边环境等具体情况选择合适的基础类型。条件许可时宜优先采用天然地基或复合地基上的浅基础（包括柱下扩展基础、条形基础、交叉条形基础、片筏基础及箱形基础等）。当地基条件较差，地基承载力不满足要求，或者采用桩基础比浅基础更经济时，可采用桩基础。

13.1.3 地震区高层建筑宜避开对抗震不利的地段；当条件不允许避开不利地段时，宜优先采用桩基础，避免建筑物在地震时因地基失效产生过量沉降、倾斜或破坏。

13.1.4 基础设计宜考虑基础与上部结构相互作用的影响。

13.1.5 当地基土压缩层比较均匀时，浅基础基底形心宜与重力荷载作用点重合。由于实际场地条件所限无法重合时，宜控制竖向荷载作用下基底边缘最大与最小压应力之比 P_{vkmax}/P_{vkmin} 不大于1.2。当地基承载力特征值不大于150kPa时，宜控制 P_{vkmax}/P_{vkmin} 不大于1.1。

13.1.6 在重力荷载与水平荷载或多遇水平地震标准值共同作用下，高宽比大于4的高层建筑，基础底面不宜出现零应力区；高宽比不大于4的高层建筑，基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的15%。计算时，质量偏心较大的裙楼与主楼可分开考虑。

13.1.7 基础的埋置深度应满足地基承载力和稳定性的要求。6、7度区地下室不少于一层及8度区地下室层数不少于两层时，可不验算基础（包括桩基础）在地震作用下的水平承载力。

13.1.8 采用桩基础时，单桩承载力的计算应符合下列规定：

1 竖向荷载效应标准组合：

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_a \quad (13.1.8-1)$$

式中： Q_k ——标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；

R_a ——单桩竖向承载力特征值。

在偏心竖向力作用下，除满足式 (13.1.8-1) 外，尚应满足

$$Q_{ikmax} \leq 1.1R_a \quad (13.1.8-2)$$

式中： Q_{ikmax} ——标准组合时，偏心竖向力作用下*i*根桩的竖向力的最大值；

2 竖向荷载与风荷载效应标准组合：

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq 1.2R_a \quad (13.1.8-3)$$

在偏心竖向力作用下，除满足式 (13.1.8-3) 外，尚应满足

$$Q_{ikmax} \leq 1.3R_a \quad (13.1.8-4)$$

3 竖向荷载与地震作用效应标准组合：

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq 1.25R_a \quad (13.1.8-5)$$

在偏心竖向力作用下，除满足式 (13.1.8-5) 外，尚应满足

$$Q_{ikmax} \leq 1.5R_a \quad (13.1.8-6)$$

除按地基岩土条件确定单桩竖向承载力特征 R_a 外，桩身尚应满足截面承载力要求。

13.1.9 高层建筑的基础和与其相连的裙房的基础间设置沉降缝时，应考虑高层主楼基础有可靠的侧向约束及有效埋深；不设沉降缝时，应采取有效措施减少差异沉降及其影响。

13.1.10 基础的混凝土强度等级不应低于C25。当有防水要求时，混凝土抗渗等级应根据水头高度按表

13.1.10采用，必要时可设置架空排水层。

表 13.1.10 基础防水混凝土的抗渗等级

水头高度 H (m)	抗渗等级
$H < 10$	P6
$10 \leq H < 20$	P8
$20 \leq H < 30$	P10
$H \geq 30$	P12

13.1.11 基础及地下室的外墙、底板，当采用粉煤灰混凝土时，可采用60d或90d龄期的强度指标作为其混凝土材料设计强度。

13.1.12 抗震设计时，柱下扩展基础宜沿两个主轴方向设置基础系梁，剪力墙基础宜沿其平面外方向设置基础系梁。

13.2 地下室设计

13.2.1 高层建筑地下室顶板作为上部结构的计算嵌固端时，地下室顶板应避免开设大洞口。地下室柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合设计要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的1.1倍。地下室顶板的梁柱节点左右梁端截面同一方向实配钢筋的受弯承载力与下柱上端同一方向实配钢筋的受弯承载力之和，不宜小于上柱下端实配钢筋的受弯承载力的1.3倍。地下室与上部对应的剪力墙墙肢端部边缘构件的纵向钢筋截面面积不宜小于地上一层对应的剪力墙墙肢边缘构件的纵向钢筋截面面积。

13.2.2 高层建筑地下室设计，应考虑上部荷载、岩土侧压力及地下水浮力的不利作用影响。地下室应满足整体抗浮要求，抗浮设防水位可取使用年限内可能的最高水位或室外地坪。必要时可采取降排水控制地下水位、加配重或抗拔锚桩（杆）等措施。

13.2.3 当高层建筑和与之相连的裙房间的沉降差异很小，或有可靠经验，采取有效措施可以控制差异沉降时，塔楼与裙房之间可不设沉降缝。

13.2.4 高层建筑地下室不宜设置变形缝。当超过伸缩缝最大间距时，可每隔30m~40m设置贯通顶板、底部及墙板的施工后浇带，带宽不宜小于800mm；后浇带可设置在柱距三等分的中间范围内以及剪力墙

附近，其方向宜与梁正交，沿竖向应在结构同跨内；底板及外墙的后浇带宜增设附加防水层；后浇带浇灌时间宜滞后45天以上，其混凝土强度等级宜提高一级，并宜采用无收缩混凝土，低温入模。

13.2.5 高层建筑主体结构地下室底板与扩大地下室底板厚度不同时，交界处宜设过渡段，板配筋宜适当加强。

13.2.6 高层建筑地下室外墙设计应满足水土压力及地面荷载侧压作用下的承载力要求，其竖向和水平贯通分布钢筋的配筋率不宜小于0.25%，水平钢筋间距不宜大于150mm。

13.2.7 高层建筑地下室外周回填土宜采用石粉、砂土或灰土，并应分层夯实。

13.3 基础设计

13.3.1 高层建筑基础设计应控制长期重力荷载作用下地基变形及差异变形。计算地基变形时，传至基础底面的荷载效应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不计入风荷载和地震作用效应。

13.3.2 高层建筑结构浅基础嵌岩时，可采取在基础周边及底面设置砂质或其他材质褥垫层等措施，避免对底板混凝土产生过大的约束。

13.3.3 筏板基础的平面尺寸应根据地基土的承载力、上部结构的布置及其荷载的分布等因素确定。

13.3.4 平板式筏基的板厚可根据受冲切承载力计算确定，板厚不宜小于400mm。冲切计算时，应考虑作用在冲切临界截面不平衡弯矩所产生的附加剪力。当不能满足板的冲切承载力要求时，可将柱下的筏板局部加厚或配置抗冲切钢筋。

13.3.5 当地基比较均匀、上部结构刚度较好，上部结构柱间距及柱荷载的变化不超过20%时，高层建筑的筏板基础可仅考虑局部弯曲作用，按倒楼盖法计算。当不符合上述条件时，宜按弹性地基板计算。

13.3.6 筏形基础的配筋应按计算确定。当按构造配置时，应双层双向配置，每层每方向配筋率不宜小于0.15%，钢筋间距不宜小于150mm，也不宜大于300mm；受力钢筋直径不宜小于12mm。

13.3.7 梁板式筏基梁宽小于柱宽时，可将肋梁在柱边加腋，并满足构造要求。墙、柱的纵向钢筋在基础梁中锚固，并满足锚固长度的要求。

13.3.8 梁板式筏基的梁高可取柱距的1/4~1/6。确定梁高时，应综合考虑荷载大小、柱距、地质条件等因素，并应满足梁截面承载力要求。

13.3.9 筏形基础周边宜外挑，挑出长度应由地基条件、建筑物场地条件、柱距及柱荷载大小、使地基反力与建筑物重心重合或尽量减少偏心等因素综合确定。一般情况下，挑出长度宜为边缘柱距的1/4~1/3左右，对平板式筏基，挑出长度尚不宜小于1~1.5倍板厚。转角处板两向挑出时宜削去板角。

13.3.10 采用筏板基础的地下室，应沿地下室周边布置钢筋混凝土外墙，厚度不宜小于250mm，墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑防裂、防渗等要求。墙体应设置双层双向钢筋，钢筋直径不应小于12mm，水平钢筋的间距不宜大于150mm。

13.3.12 桩基础可采用混凝土现场灌注桩、混凝土预制桩以及钢桩。灌注桩包括沉管桩、钻(冲)孔桩、旋挖桩、人工挖孔桩等；预制桩包括方桩、预应力方桩及预应力管桩等。

13.3.13 基桩布置应满足下列要求：

- 1 桩的中心距应满足表13.3.13中的规定，表中d为桩截面直径或边长，D为桩端扩大头直径。

表 13.3.13 桩的最小中心距

桩的类型		一般情况	条形承台内超过二排或独立承台桩数 超过9根的摩擦桩
不扩底钻(冲)孔桩、旋挖桩及挖孔桩		2.5d	3.0d
扩底钻(冲)孔桩、旋挖桩		2.5d	3.0d
挖孔桩		D+1m	D+1.5m
沉管	穿越非饱和土	3.0d	3.5d
灌注桩	穿越饱和土	3.5d	4.0d
预制桩		3.0d	3.5d

注：1 持力层为中、微风化基岩且桩端处基岩没有临空面时，人工挖孔桩的扩大头间净距可适当减小，但不宜小

于0.3m。

2 端承嵌岩桩最小中心距可适当减小，但不宜小于 $2.0d$ 。

2 桩宜直接置于柱、墙等竖向构件之下，大直径桩宜采用一柱一桩；在可能布置单独承台时不宜布置联合承台；在满足桩最小中心距要求的前提下，桩宜靠近柱或剪力墙。

3 当采用多桩或群桩时，宜使桩群承载力合力点与其上竖向构件长期荷载作用点相重合。

4 同一结构单元应避免同时采用摩擦桩和端承桩，也宜避免同时采用浅基础和桩基础。当受条件限制不得不采用时，则应估计其可能产生的差异沉降对上部结构的影响，必要时应有相应的加强措施。

5 应选择较硬土层或岩层作为桩端持力层。桩端进入持力层深度，对于粘性土、粉土、砂土、全风化、强风化软质岩等，不宜小于 $2d$ ，对于卵石、碎石土、强风化硬质岩等，不宜小于 $1d$ 。

6 桩端进入中、微风化岩的嵌岩桩，桩全断面嵌入岩层的深度不宜小于0.5m。嵌入灰岩或其他微风化硬质岩时，嵌岩深度可适当减少，但不应少于0.2m。

7 桩周存在可液化土层时，基桩应予穿过，进入稳定土层的深度应由计算确定。

8 岩溶地区的桩基不宜采用直接支承于基岩面上的预制桩。荷载较大时可采用冲孔桩。当地下水贫乏，补给源不丰富时，也可采用人工挖孔桩。当采用预制桩时，宜采用静压桩。对于石笋、石芽密布，溶沟、溶槽发育的地段，灌注桩宜适当提高桩身混凝土强度等级及配筋率，预制桩宜适当降低单桩承载力。缺乏可靠经验时，在竖向荷载作用下，宜按偏心 $1/4d$ 的偏压构件计算桩身配筋。

9 岩溶地区承载力较高的大直径桩（桩径不小于1m，单桩承载力特征值不小于5000kN）应在施工前采用超前钻并结合其他物探方法查明桩端基岩性状，包括岩样的强度、是否有溶洞、溶洞尺度、顶板破碎程度、顶板厚度等。顶板较破碎或较薄时应予穿过；完整顶板的厚度不小于溶洞平面尺寸时可不穿过，但顶板应满足受冲切承载力要求。

10 桩端持力层之下有软弱下卧层或破碎带和溶洞时，应校核下卧层的承载力，必要时尚应验算其变形。桩端以下支承岩层的厚度不宜小于3倍桩径，且不宜小于2m（经验算其受冲切承载力足够时，可

不受此限制)，必要时宜在施工前采取超前钻探明下卧层的情况。

11 位于坡地岸边的桩基，应对桩基进行稳定性验算；利用倾斜地层作桩端持力层时，应保证坡面的稳定性。

12 膨胀土地基中的桩基，宜采用钻、挖孔灌注桩等。桩端进入膨胀土的大气影响急剧层以下的深度，应通过抗拔稳定性验算确定，且不得小于 $4d$ ，最小深度应大于 1.5m 。

13.3.14 桩的承载力特征值宜通过现场单桩静荷载试验确定。

13.3.15 当建筑物的刚度及整体性较好、地基承载力满足要求、桩仅用于控制或减少建筑物的沉降时，由地基条件决定的单桩承载力特征值可按下式计算确定，并应满足桩身截面承载力要求。

$$R_a \leq \frac{R_u}{1.3} \quad (13.3.15)$$

式中： R_u ——由地基条件决定的单桩极限承载力值。

13.3.16 属下列情况之一者，设计、施工前应进行桩的静荷载试验：

- 1 地基基础设计等级为甲级的桩基且没有相同桩型在相似工程地质条件下的试桩资料作参考。
- 2 采用新的桩型或新的成桩工艺，对桩的承载力取值尚无可靠的经验。
- 3 对桩的成桩质量或承载力取值没有把握。

13.3.17 当不具备静载试桩的条件时，大直径嵌岩桩的承载力特征值，可根据持力层岩样单轴抗压强度或持力层原位载荷试验结果及桩身混凝土芯样强度等综合确定。

13.3.18 其他情况的桩基承载力特征值可根据经验公式、有关参数、土的抗剪强度指标估算，并可按相同桩型、相近承载力取值及相似工程地质条件的试桩资料综合确定。

13.3.19 当有可靠的经验，并有各种条件类似的桩静荷载试验资料及成功的工程类比经验供参考时，也可由这几方面因素综合确定桩的竖向承载力特征值。

13.3.20 除按地基岩土条件确定桩竖向承载力特征值外，桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

- 1 对于轴向受压的混凝土灌注桩和预制桩，当不考虑桩身构造配筋的作用时，按下式验算桩身截

面强度：

$$Q \leq \psi_c f_c A_p \quad (13.3.20)$$

式中 ψ_c ——工作条件系数，灌注桩取0.75~0.85（水下灌注混凝土桩取低值），预制桩取0.8~0.9；

f_c ——桩身混凝土轴心抗压强度设计值（预应力桩应扣除预压应力，缺乏依据时也可近似按5MPa扣除）；

A_p ——桩身横截面面积；

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值。

2 当考虑桩身钢筋的作用时，可根据现行《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定，按轴心受压或偏心受压构件进行验算，混凝土强度设计值应考虑工作条件系数，但不考虑稳定的影响。

3 钢筋混凝土预制桩，尚应对施工过程运输、起吊、沉桩等工况的桩身强度及裂缝宽度进行验算。

4 对受长期水平荷载的桩或抗拔桩，应验算桩身的裂缝宽度，其最大裂缝宽度不应大于0.2mm；当桩身位于地下水位以下，且地下水对桩身钢筋不具腐蚀性或微腐蚀性时，最大裂缝宽度不应大于0.3mm；当桩身处于干湿交替变化环境下，其裂缝最大宽度不应大于0.2mm。计算裂缝宽度时，钢筋保护层厚度大于30mm时取30mm。

13.3.21 人工挖孔桩终孔时，应进行桩端持力层检验。大直径嵌岩桩应检验孔底3倍桩身直径或5m深度范围内有无土洞、溶洞、破碎带或夹层等不良地质情况。必要时可抽取岩芯进行抗压强度试验或原位岩石地基载荷试验。

13.3.22 施工完成后的工程桩应进行桩身完整性检验和竖向承载力试验。抗拔桩应进行抗拔承载力试验。承受较大水平力或永久水平力的桩应进行水平承载力试验。

13.3.23 对以下建筑物的桩基应进行沉降验算：

- 1 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基。
- 2 体型复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱土层的设计等级为乙级的建筑物桩基。

3 摩擦型桩基。

嵌岩桩、设计等级为丙级的建筑物桩基、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别A5及A5以下的单层工业厂房桩基（桩端下为密实土层），可不进行沉降验算。当有可靠地区经验时，对地质条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降验算。

桩基础的沉降不应超过建筑物的沉降允许值。

13.3.24 当地面以下存在可液化土层，桩承台（或地下室）周围无可液化土层且有刚性地坪时，可按下列方法验算桩基的抗震承载力：

1 地震作用持续过程中，液化土的水平抗力可折减一半（采用 m 法计算时 m 值乘以0.5的折减系数），按式（13.1.8-2）、式（13.1.8-6）和式（13.3.22-1）验算桩的承载力。

$$H_{1k} \leq 1.25 R_{Ha} \quad (13.1.22-1)$$

式中： H_{1k} ——标准组合时，作用于桩顶的水平力；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值。

2 地震作用停止时，考虑可液化土层液化，取此部分及以上土层摩阻力为零，并按按下式验算桩的竖向承载力，必要时验算其附加沉降。

$$R_u \geq 1.3 Q_k \quad (13.1.22-2)$$

式中： R_u ——扣除液化土及其以上部分土层摩阻力的桩极限承载力，可取相应的单桩承载力特征值的2倍；

Q_k ——建筑物竖向荷载引起的作用于桩顶的竖向力标准值。

13.4 桩身构造

13.4.1 桩身混凝土强度等级：灌注桩不应低于C25；非预应力预制桩不应低于C30；预应力预制桩不应低于C40。

13.4.2 桩身主筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm，预应力管桩不应小于35mm，当采用水下混凝土

时，不应小于60mm。

13.4.3 桩顶嵌入承台的长度，承台下有混凝土垫层时不应小于50mm，没有混凝土垫层时不应小于70mm。

13.4.4 桩身配筋长度应符合下列规定：

1 端承桩宜沿桩身通长配筋，当需配置受压钢筋时，则应通长配筋。

2 受水平荷载（包括地震作用）的桩基，配筋长度 l_1 不宜小于 $4/\alpha$ ，可取 $8d \sim 14d$ ，硬土取小值，软土取大值，地震区的桩基配筋长度，尚应越过可液化土层并进入稳定土层不少于3倍桩径；当 l_1 大于桩长 l 时，取 $l_1=l$ 。

注： α 为桩的水平变形系数（ $1/m$ ）， $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{E_c I}}$ ；式中： m 为土的水平抗力系数的比例系数， b_0 为桩身计算宽度（m）， m 、 b_0 按广东省标准《建筑地基基础设计规范》（DBJ 15-31）取值； I 为桩截面惯性矩； E_c 为桩身材料的弹性模量，非预应力混凝土桩可采用混凝土弹性模量的0.85倍； d 为桩径。

3 抗拔桩应通长配筋；因地震作用、膨胀力作用而受拔的桩，应按计算配置通长或局部长度的抗拉筋。

4 对于承受负摩阻力和位于坡地岸边的基桩应通长配筋。

5 当桩长较长时，在保证桩身截面承载力的前提下，可沿深度分段配筋。

13.4.5 桩身箍筋宜采用直径为6~10mm光面圆钢。圆形灌注桩宜采用螺旋箍或焊接环箍。

13.4.6 抗拔桩主筋入承台（包括基础梁、板）长度不应少于 $40d$ ，其他桩主筋入承台长度不宜少于 $30d$ 。

13.4.7 在各种荷载（包括竖向荷载、风荷载、地震作用等）组合作用下不产生拉力的预制桩，非地震区及6度设防区，桩主筋入承台长度可少于 $30d$ 或不入承台，此时桩顶应按铰接考虑。

13.4.8 本规程第13.4.7条的规定也适用于7度设防区有不少于一层地下室、8度设防区有不少于二层地下室的桩基。

13.4.9 灌注桩配筋应符合下列要求：

1 当计算桩身不需配筋时，仍应按截面最小配筋率配构造钢筋。非地震区的桩截面最小配筋率为0.2%，钢筋笼入桩身长度 $l_1 \geq 5d$ （ d 为桩径）；地震区的桩截面最小配筋率为0.3%，钢筋笼入桩身长度 $l_1 \geq 8d$ 。

当 l_1 大于桩长 l 时，取 $l_1=l$ 。

2 当桩身直径为400~2000mm时，截面配筋率通常可取0.65%~0.2%(地震区0.65%~0.3%)，(小桩径取高值，大桩径取低值，中间可线性插值)；但抗拔桩及以承受水平力为主的桩则应通过计算确定配筋。

3 箍筋直径及间距：当桩径 $d \leq 700\text{mm}$ 时，可用直径为6mm，当 $700\text{mm} < d \leq 1500\text{mm}$ 时，可用直径为8mm，当 $d > 1500\text{mm}$ 时，可用直径为10mm；箍筋间距可取200~300mm，桩顶2~3m范围内箍筋宜适当加密。当钢筋笼长度大于4m时，每隔2m左右设一道焊接加劲箍筋，加劲箍筋直径可视桩径大小而定。

4 桩身纵向钢筋直径不应小于12mm，根数不应少于6根，间距不宜大于300mm，纵筋净距不应小于60mm。

13.4.10 人工挖孔桩的孔深不宜超过25m，当桩长 $l \leq 12\text{m}$ 时，桩身直径 d (不含护壁)不宜小于1000mm；当 $12\text{m} < l \leq 20\text{m}$ 时， d 不宜小于1200mm，当 $l > 20\text{m}$ 时，桩径宜适当加大。

13.4.11 人工挖孔桩的桩端扩大头直径 D 不宜大于2倍桩身直径(图13.4.11)，扩大部分的宽度 b 与高度 h 之比视地质条件而定。在岩层内扩孔时 b/h 不宜大于1/2；在土层内扩孔时，不宜大于1/4。扩大头端部垂直边高度 h_1 不宜小于200mm；当扩大头直径 D 大于2倍桩身直径时，应验算扩大部分的受弯、受剪承载力，并对桩底配置双向钢筋网。

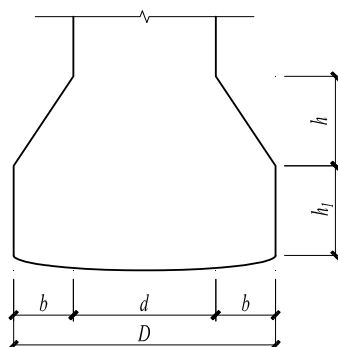


图 13.4.11 人工挖孔桩扩大头尺寸

13.4.12 预制桩的桩身配筋应由计算确定。打入式沉桩时,其最小配筋率不宜小于0.8%;静压式沉桩时,其最小配筋率不宜小于0.6%。打入式桩桩顶2~3倍边长(或桩径)范围内箍筋应加密,并设置钢筋网片。

13.4.13 非预应力桩的截面边长不得小于200mm,预应力桩的截面边长不宜小于350mm,预应力管桩的外径不得小于300mm。

13.4.14 预制桩的分节长度可根据施工条件及运输条件确定,接头数不宜超过四个。

13.4.15 预制抗拔桩、以承受水平力为主或7度及以上抗震设防区的桩基,不应采用硫磺胶泥接头。

13.4.16 当持力层为密实砂、卵石、碎石土或需穿过中密以上较厚砂层时,桩尖宜设钢板桩靴,避免桩尖被击碎。

14 结构隔震和消能减震(振)设计

14.1 一般规定

14.1.1 本章适用于设置隔震层以隔离水平地震动的结构隔震设计、设置消能部件吸收与消耗地震或风振能量的结构消能减震设计以及结构风振控制设计。

14.1.2 隔震和消能减震建筑的抗震设防目标是：当遭受多遇地震（小震）作用时，隔震装置和消能部件正常工作，主体结构无损坏；当遭受偶遇地震（中震）作用时，隔震装置和消能部件应正常工作，主体结构无损坏或轻微损坏，不需修理或经一般修理可继续使用；当遭受罕遇地震（大震）作用时，隔震装置和消能部件不应丧失功能，主体结构不发生较严重损坏。

14.1.3 隔震和消能减震建筑设计应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、隔震装置和消能减震装置的类型和布置、场地条件、地基、结构材料等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

14.1.4 隔震和消能减震(振)设计时，隔震装置和消能部件应符合下列要求：

- 1 隔震装置和消能部件性能参数应经试验确定。
- 2 隔震装置和消能部件的设置部位，应采取便于检查和替换的措施。
- 3 设计文件上应注明隔震装置和消能部件的性能要求，安装前应按规定进行检测，确保性能符合要求。

14.2 结构隔震设计

14.2.1 建筑结构采用隔震设计时应符合下列各项要求：

- 1 应选用整体刚度较好的基础类型。
- 2 结构的高宽比宜小于4，其变形特征接近剪切型，最大高度应满足本规程非隔震结构的要求；高宽比大于4或最大高度超出非隔震结构相关规定的结构采用隔震设计时，应进行专门研究。
- 3 风荷载或其他非地震作用的水平荷载产生的总水平力不宜超过结构总重力的10%。
- 4 体型基本规则的隔震结构可不设置防震缝，体型复杂的结构不设防震缝时，应选用符合实际的

结构计算模型进行较精确的计算分析，采取必要的加强措施。

14.2.2 隔震层以上结构的水平地震作用应根据水平向减震系数确定 ;其竖向地震作用标准值 ,8度(0.20g)不应小于隔震层以上结构总重力荷载代表值的20%。

14.2.3 建筑结构隔震设计的计算分析应符合下列要求：

1 隔震体系的计算简图，应增加由隔震支座及其顶部梁板组成的质点；对变形特征为剪切型的结构可采用剪切模型；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心不重合时，应计入扭转效应的影响。

2 一般情况下，宜采用时程分析法进行计算，输入地震波的反应谱特性和数量，应符合本规程4.3.5条的规定。

3 当采用7组及7组以上地震波进行时程分析时，计算结果宜取平均值；当处于发震断层10km以内，且输入地震波未计入近场影响时，计算结果尚应乘以近场影响系数：5km以内取1.5、5km以外取1.25。

4 当采用时程分析法时，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、隔震结构的质量偏心、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；对一般建筑，可采用层模型，考虑隔震层的有效刚度和有效阻尼比。隔震结构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。

14.2.4 隔震层的橡胶隔震支座应符合下列要求：

隔震支座在表14.2.4所列的压应力下的极限水平位移，应大于其有效直径的0.55倍和支座内部橡胶总厚度3倍二者的较大值。

橡胶隔震支座在重力荷载代表值下的竖向压应力不超过表14.2.4的规定。

表 14.2.4 橡胶隔震支座压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值(N/mm ²)	10	12	15

注：1 压应力设计值应按永久荷载和可变荷载的组合计算；其中，楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》

GB 50009 或广东省标准《建筑结构荷载规范》的规定乘以折减系数；

- 2 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 时应降低压应力极限：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，丙类建筑的压应力限值取 10N/mm^2 。

14.2.5 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。其中，抗风装置应按下式进行验算：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (14.2.5)$$

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，采用 1.4；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

14.2.6 隔震层的布置应符合下列要求：

- 1 隔震层刚度中心宜与上部结构的质量中心重合。
- 2 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。隔震支座底面宜布置在相同标高位置上，必要时也可布置在不同的标高位置上。
- 3 同一结构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。
- 4 同一支承处选用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距应满足安装和更换时所需的空间尺寸需求。

14.2.7 隔震层的水平等效刚度和等效阻尼比，可按下式计算：

$$K_h = \sum K_j \quad (12.2.7-1)$$

$$\zeta_{eq} = \sum K_j \zeta_j / K_h \quad (12.2.7-2)$$

式中： ζ_{eq} ——隔震层等效阻尼比；

K_h ——隔震层水平等效刚度；

ζ_j ——第 j 个隔震支座由试验确定的等效阻尼比，设置阻尼装置时，应包含阻尼装置的阻尼比；

K_j ——第 j 个隔震支座(含消能器)由试验确定的水平等效刚度。

14.2.8 隔震支座由试验确定设计参数时，竖向荷载应保持表14.2.4的压应力限值；对水平向减震系数计算，应取剪切变形100%的等效刚度和等效阻尼比；对罕遇地震验算，宜采用剪切变形250%时的等效刚度和等效阻尼比，当隔震支座直径较大时可采用剪切变形100%时的等效刚度和等效阻尼比。当采用时程分析时，应以试验所得滞回曲线作为计算依据。

14.2.9 隔震层以上结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1 隔震后水平地震作用计算的水平地震影响系数可按本规程第4.3.8条和第4.3.9条确定。其中，水平地震影响系数最大值可按下式计算：

$$\alpha_{max1} = \beta \alpha_{max} / \psi \quad (14.2.9)$$

式中： α_{max1} ——隔震后的水平地震影响系数最大值；

α_{max} ——非隔震的水平地震影响系数最大值，按本规程第4.3.8条采用；

β ——水平向减震系数；对于多层建筑，为按弹性计算所得的隔震与非隔震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；

ψ ——调整系数；一般橡胶支座，取0.80；支座剪切性能偏差为S-A类，取0.85；隔震装置带有阻尼器时，相应减少0.05。

注：1 弹性计算时，简化计算和反应谱分析时宜按隔震支座水平剪切应变为100%时的性能参数进行计算；当采用时程分析法时按设计基本地震加速度输入进行计算；

2 支座剪切性能偏差按现行国家产品标准《建筑隔震橡胶支座》GB 20688的规定确定。

2 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，并应进行抗震验算；各楼层的水平地震剪力尚应符合本规程第4.3.12条对本地区设防烈度的最小地震剪力系数的规定。

3 8度且水平向减震系数不大于0.3时，隔震层以上的结构应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，并按本规程第4.3.16条计算竖向地震作用标准值沿高度的分布。

14.2.10 隔震结构抗倾覆验算应符合下列要求：

- 1 隔震结构的高宽比超过本规程第3.3.2条的规定时，应进行抗倾覆验算。
- 2 隔震结构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。
- 3 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，并按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。
- 4 上部结构传递到隔震支座的重力荷载代表值应考虑倾覆力矩引起的增加值。
- 5 在罕遇地震作用下，隔震支座不宜出现受拉应力。当隔震支座不可避免处于受拉状态时，其拉应力不应大于1.0MPa。

14.2.11 上部结构的截面抗震验算，应按本规程有关章节对非隔震结构的规定进行。地震影响系数按本规程第14.2.9条取值。

14.2.12 上部结构的抗震变形验算，对框架、剪力墙和框架-剪力墙结构应进行多遇地震和罕遇地震作用下的层间位移验算。

14.2.13 隔震层以上结构的抗震措施，当水平向减震系数大于0.4时（设置消能器时为0.38）不应降低非隔震时的有关要求；水平向减震系数不大于0.4时（设置消能器时为0.38），可适当降低本规程有关章节对非隔震建筑的要求，但烈度降低不得超过1度，与抵抗竖向地震作用有关的抗震构造措施不应降低。

14.2.14 隔震结构应采用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竖向隔离缝，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，应设置完全贯通的水平隔离缝，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 穿越隔震层的门廊、楼梯、电梯、车道等部位，应防止可能的碰撞。

14.2.15 隔震层与上部结构的连接，应符合下列规定：

1 隔震层顶部应设置梁板式楼盖，且应符合下列要求：

- 1) 隔震支座的相关部位应采用现浇混凝土梁板结构，现浇板厚度不应小于160mm；
- 2) 隔震层顶部梁、板的刚度和承载力，宜大于一般楼面梁板的刚度和承载力；
- 3) 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压，加密箍筋根据需要配置网状钢筋。

2 隔震支座和阻尼装置的连接构造，应符合下列要求：

- 1) 隔震支座和阻尼装置应安装在便于维护人员接近的部位；
- 2) 隔震支座与上部结构、下部结构之间的连接件，应能传递罕遇地震下支座的最大水平剪力和弯矩；
- 3) 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接，锚筋的锚固长度由计算确定，且宜大于20倍钢筋直径并不应小于250mm。

14.2.16 隔震层以下的结构与基础应符合下列要求：

1 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用隔震结构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、乙类建筑的液化判别和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。

3 隔震层以下的结构（包括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

足嵌固的刚度比和隔震后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。隔震层以下、地面以上的结构在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表14.2.16要求。

表 14.2.16 隔震层以下、地面以上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-剪力墙	1/200
钢筋混凝土剪力墙	1/250

14.3 结构消能减震设计

14.3.1 消能减震设计时，应根据多遇地震下的预期减震要求及罕遇地震下的预期结构位移控制要求，设置适当的消能部件。消能部件可由消能器及斜撑、墙体、梁或节点等支承构件组成。消能器可采用速度相关型、位移相关型或其他类型。

14.3.2 高层建筑结构采用消能减震设计时应符合下列各项要求：

- 1 建筑场地应避开对建筑抗震危险及不利地段。
- 2 消能器应具备良好的变形能力和消耗地震能量的能力，消能器的极限位移应大于消能器设计位移的120%。速度相关型消能器极限速度应大于消能器设计速度的120%，同时应具有良好的耐久性和环境适应性。
- 3 一般情况下，应至少在建筑消能减震结构的各个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向消能部件和抗侧力构件承担。有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

14.3.3 消能部件的布置应满足下列各项要求：

- 1 消能部件的布置宜使结构在两个主轴方向的动力特性相近。

2 消能部件的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀。

3 消能部件宜布置在层间相对位移或相对速度较大的楼层，同时可采用合理形式增加消能器两端的相对变形或相对速度的技术措施，提高消能器的减震效率。

4 消能部件的布置不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层。

14.3.4 消能减震结构的地震作用效应计算应满足本规程第 4.3.5 条要求，并应满足下列要求：

1 当消能减震结构的主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于线性工作状态时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。

2 当消能减震结构的主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用附加有效阻尼比和等效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法；也可直接采用弹塑性时程分析法。

3 当消能减震主体结构进入弹塑性状态时，应采用静力或动力弹塑性分析方法。

注：在弹性时程分析和弹塑性时程分析中，消能减震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。

4 采用消能减震结构弹塑性时程法分析时，根据主体结构构件弹塑性参数和消能部件的参数确定消能减震结构非线性分析模型，相对于弹性分析模型可有所简化，但二者在多遇地震下的线性分析结果应基本一致。

5 采用静力弹塑性分析方法分析应满足下列要求：

1) 消能部件中消能器和支撑可采用串联模型，将消能器的刚度和支撑的刚度进行等效，在计算中消能部件采用等刚度的连接杆代替。

2) 结构目标位移的确定应根据结构的不同性能来选择，宜采用结构总体高度的 1.5% 作为顶点位移的界限值。

3) 消能减震结构的阻尼比由主体结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比组成，主体结

构阻尼比应取结构弹塑性状态时的阻尼比。

14.3.5 消能器的恢复力模型参数应经试验验证。

14.3.6 采用振型分解反应谱法分析时，可采用下述步骤计算结构有效阻尼比和消能器的参数：

1 假定各个消能器的设计参数(如 $(K_{\text{eff}})_j$, C_j)和消能减震结构的有效阻尼比 ζ 。

2 将消能减震结构的有效阻尼比和各个消能器的设计参数代入分析模型中，采用振型分解反应谱法进行结构分析。

3 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力 F_i 、水平地震作用标准值的位移 u_i 及第 j 个消能器的阻尼力 F_{dj} 及相对位移 Δu_{dj} 。

4 消能器附加给结构的有效阻尼比 ζ_a ，可按本规程式(14.3.11-1)、(14.3.11-2)、(14.3.11-3)、(14.3.11-4)和(14.3.11-5)进行计算。

5 重新修正各个消能器的设计参数($(K_{\text{eff}})_j$, C_j)，并利用下式计算结构有效阻尼比 ζ ：

$$\zeta = \zeta_l + \zeta_a \quad (14.3.6)$$

式中： ζ_l ——结构阻尼比；

ζ_a ——消能部件附加给结构的有效阻尼比。

6 将步骤5计算得到的结构有效阻尼比和各个消能器的参数作为初始假设值，重复步骤2至步骤5。反复迭代，直至步骤2使用的结构有效阻尼比与步骤5计算得到的结构有效阻尼比接近。

14.3.7 采用时程分析时，计算消能器附加给结构的有效阻尼比，消能器两端的相对水平位移 Δu_{dj} 、质点 i 的水平地震作用标准值 F_i 、质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移 u_i ，应满足本规程第14.3.4条要求中结果的包络值。分析出的阻尼比和结构地震反应满足本规程第14.3.4条规定要求。

14.3.8 采用静力弹塑性分析方法时，计算模型中消能器宜采用合理的恢复力模型，并由实际分析计算获得消能器的附加阻尼比，不可采用预估值。位移相关型消能器可采用等刚度的杆单元代替，并依据消能器的力学特性于该杆单元上设置塑性铰，以模拟位移相关型消能器的力学特性。

14.3.9 消能减震结构多遇地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算，消能部件附加给结构的有效阻尼比超过25%时，按25%计算。

14.3.10 消能部件的设计参数，应符合下列规定：

1 位移相关型消能器与斜撑、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，消能部件的恢复力模型参数符合下列要求：

$$\frac{\Delta u_{py}}{\Delta u_{sy}} \leq 2/3 \quad (14.3.10-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；

Δu_{sy} ——设置消能部件的主体结构层间屈服位移。

2 粘弹性消能器的粘弹性材料总厚度应满足下列要求：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (14.3.10-2)$$

式中： t_v ——粘弹性消能器的粘弹性材料的总厚度；

Δu_{dmax} ——沿消能器方向消能器最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——粘弹性材料允许的最大剪切应变。

3 速度线性相关型消能器与斜撑、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq 6\pi C_D / T_1 \quad (14.3.10-3)$$

式中： K_b ——支撑构件沿消能器方向的刚度；

C_D ——消能器的线性阻尼系数；

T_1 ——消能减震结构的基本自振周期。

14.3.11 消能部件附加给结构的有效阻尼比和有效刚度，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件给结构附加的有效刚度应采用等价线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的有效阻尼比可按式估算：

$$\zeta_a = \sum_{j=1}^n W_{cj} / (4\pi W_s) \quad (14.3.11-1)$$

式中： ζ_a ——消能部件附加给结构的有效阻尼比；

W_{cj} ——第 j 个消能部件在结构预期层间位移 Δu_j 下往复循环一周所消耗的能量， Σ 表示安装在结构上的所有消能部件消耗的能量之和；

W_s ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

注：当消能部件在结构上分布较均匀，且附加给结构的有效阻尼比小于20%时，消能部件附加给结构的有效阻尼比

也可采用强行解耦方法确定。

3 不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按式估算：

$$W_s = \frac{1}{2} \sum F_i u_i \quad (14.3.11-2)$$

式中： F_i ——质点*i*的水平地震作用标准值（一般取相应于第一振型的水平地震作用即可）；

u_i ——质点*i*对应于水平地震作用标准值的位移。

4 速度线性相关型消能器在水平地震下所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{vj} = \left(\frac{2\pi^2}{T_1} \right) C_j \cos^2(\theta_j) \Delta u_j^2 \quad (14.3.11-3)$$

式中： C_j ——第*j*个消能器由试验确定的线性阻尼系数；

θ_j ——第*j*个消能器的消能方向与水平面的夹角；

Δu_j ——第*j*个消能器两端的相对水平位移。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震结构基本自振周期的值。

5 对于非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{vj} = \lambda F_{vj\max} \Delta u_j \quad (14.3.11-4)$$

式中： λ ——阻尼指数的函数，如表14.3.11；

$F_{vj\max}$ ——第*j*个消能器在相应水平地震作用下的最大阻尼力。

表 14.3.11 阻尼指数的函数 λ 取值

阻尼指数 α	λ
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1

注：其他阻尼指数对应的 λ 值可线性插值。

6 位移相关型和速度非线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按下列式估算：

$$W_{gj} = \sum A_j \quad (14.3.11-5)$$

式中： A_j ——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积。

消能器的有效刚度可取消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

14.3.12 除消能子结构以外的主体结构的截面抗震验算应符合下列规定：

- 1 主体结构的截面抗震验算，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定执行。
- 2 振型分解反应谱法计算地震作用效应时，附加阻尼比宜按多遇地震作用下消能器的附加阻尼比取值。

14.3.13 消能子结构的截面抗震验算应符合下列规定：

- 1 消能子结构中梁、柱（墙）构件宜按重要构件设计。在罕遇地震作用和其他荷载作用下的效应组合，应小于构件极限承载力标准值。
- 2 消能子结构中的梁、柱和墙截面设计应考虑消能器在极限位移或极限速度下的阻尼力作用效应。
- 3 消能部件采用高强螺栓或焊接连接时，消能子结构节点部位组合弯矩设计值应考虑消能部件端部的附加弯矩。
- 4 消能子结构的节点和构件应进行消能器极限位移和极限速度下的消能器引起的阻尼力作用下的截面验算。
- 5 当消能器的轴心与结构构件的轴线有偏差时，结构构件应考虑附加弯矩或因偏心而引起的平面外弯曲的影响。

14.3.14 消能减震结构的抗震变形验算应符合下列要求：

- 1 消能减震结构层间弹性位移角限值应符合本规程第3.7.3条的规定。
- 2 消能减震结构层间弹塑性位移角限值不应大于本规程第3.7.5条的规定。

14.3.15 消能器与结构的连接与构造，应符合下列规定：

1 消能器与主体结构的连接一般分为：支撑型、墙型、柱型、门架式和腋撑型等，设计时应根据各工程具体情况和消能器的类型合理选择连接型式。

2 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字型和人字型等布置，不宜采用“K”字型布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽度比或径厚比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的要求。

3 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强螺栓连接、焊接或铰接，高强螺栓及焊接的计算、构造要求应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017执行。

4 预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性。

5 与消能器或消能部件相连的预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板的作用力应按以下要求取值：

1) 位移相关型消能器：消能器在设计位移下对应阻尼力的1.2倍；

2) 速度相关型消能器：消能器在设计速度下对应阻尼力的1.2倍。

14.3.16 除消能子结构外的主体结构的构造措施应符合下列要求：

1 除消能子结构外的主体结构的抗震等级应按本规程第3.9节的规定采用。

2 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，除消能子结构外的主体结构的抗震构造措施要求可适当降低，降低程度可根据消能减震主体结构地震剪力与不设置消能减震结构的地震剪力之比确定，最大降低程度应控制在1度以内。

14.3.17 消能部件子结构的抗震措施应符合下列要求：

1 消能子结构结构的抗震措施要求应按本地区抗震设防烈度要求确定。

2 消能子结构为混凝土或型钢混凝土构件时，构件的箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应满足本规程有关章节的要求；消能部件子结构为剪力墙时，其端部宜设暗柱，其箍筋加密区长

度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应不低于本规程框架柱的要求。

注：箍筋加密区长度宜从连接板外侧计算。

3 消能部件为钢结构构件时，钢梁、钢柱节点的构造措施应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99中心支撑的要求确定。

14.3.18 预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性。

14.4 结构风振控制设计

14.4.1 高层结构采用风振控制时，可根据风荷载作用下的预期结构位移和加速度控制要求，设置适当的消能部件。消能部件宜采用速度相关型消能器（黏滞消能器、黏弹性消能器）、调频阻尼器（调频质量消能器、调频液体消能器）或其他类型。

14.4.2 设置消能部件的高层结构风振计算分析，应符合下列规定：

1 当主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于线性工作状态时，可采用等效静力风荷载法或弹性时程分析法计算结构风振作用效应。

2 当主体结构处于弹性工作状态，但消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用等效静力风荷载法或弹塑性时程分析法计算结构风振效应；也可不对消能器进行等效线性化，直接采用弹塑性时程分析法计算结构风振效应。

3 宜在设置消能部件的高层结构的两个主轴方向分别计算风振作用，各方向的风振作用应由该方向消能部件和抗侧力构件承担。

4 应计算高层结构的横风向风振效应，通过消能部件的设置抑制结构横风向风致振动，避免出现横风向涡激共振效应。

5 对于质量和刚度分布不均匀高层结构，应对扭转风向的风振作用进行抗风验算，并宜采用消能部件控制扭转效应对结构产生的不利影响。

14.4.3 时程分析计算消能器的附加阻尼比时，消能器两端的相对水平位移 Δu_{dj} 、质点 i 的风振作用标准值 F_i 、质点 i 对应于风振作用标准值的位移 u_i 采用分析结果的包络值。

14.4.4 采用静力弹塑性分析方法时，计算模型中消能器宜采用合理的恢复力模型，并由实际分析计算获得消能器的附加阻尼比，不可采用预估值。

14.4.5 消能部件在高层结构中的布置，宜满足本规程第14.3.3条和下列要求：

- 1 消能部件宜布置在结构的中上部楼层，且宜布置在层间位移或层间加速度变化较大的楼层。
- 2 消能部件沿高度方向的布置应以位移和加速度为控制目标，降低结构侧移和加速度沿高度方向的突变。

14.4.6 采用消能部件控制风致振动的高层结构，其消能部件的设计参数、恢复力模型、附加给结构的有效阻尼比和有效刚度、性能检验及与结构的连接与构造应分别符合本规程第14.3节的规定。

14.4.7 采用调频质量消能器进行高层结构风致振动控制设计时，调频质量消能器宜设置在结构顶部。当结构顶部根据建筑方案不能设置时，宜在结构可安装调频质量消能器的最高位置设置。当在结构上部设置单个调频质量消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频质量消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频质量消能器。

调频质量消能器应保证其振动频率与结构自振频率接近或相等，调频质量消能器的质量：

$m_d = \alpha_d M_i$ 。其中， M_i 为原结构第 i 振型质量； α_d 宜为 $\alpha_d = [0.005-0.03]$ 。

14.4.8 采用调频液体消能器进行高层结构风致振动控制设计时，调频液体消能器宜设置在结构顶部。

当结构顶部根据建筑方案不能设置时，宜在结构可安装调频液体消能器的最高位置设置。当在结构上部设置单个调频液体消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频液体消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频液体消能器。

调频液体消能器设计时，宜保证其振动频率与结构自振频率接近或相等，并应根据需要按照第一类调频液体消能器和第二类调频液体消能器分别设计。

14.4.9 高层建筑中可使用消防水箱设计调频液体消能器，亦可将水箱作为质量块设计成调频质量消能器。

15 高层建筑施工施工

15.1 一般规定

15.1.1 施工前，施工单位应根据工程特点和施工条件，按有关规定编制施工组织设计和施工方案。

15.1.2 编制施工方案时，应根据施工方法、附墙爬升设备、垂直运输设备及当地的温度、风力等自然条件对结构及构件受力的影响，进行相应的施工工况模拟和受力分析。

15.1.3 雨期、高温及干热气候条件下施工，应按有关规定采取措施并编制专门的施工方案。

15.1.4 宜建立绿色施工管理体系和管理制度，实施目标管理。

15.2 施工测量

15.2.1 施工测量应符合现行国家标准《工程测量规范》GB 50026的有关规定，并应根据建筑物的平面、体形、层数、高度、场地状况和施工要求，编制施工测量方案。

15.2.2 高层建筑施工采用的测量器具、量具，应按国家计量部门的有关规定进行检定、校准，合格后方可使用。测量仪器的精度应满足下列规定：

1 在场地平面控制测量中，宜使用测距精度不低于 $(3\text{mm}+2\times 10^{-6}\times D)$ 、测角精度不低于 $\pm 5''$ 级的全站仪或测距仪（ D 为测距，以毫米为单位）；

2 在场地标高测量中，宜使用精度不低于DSZ3的自动安平水准仪；

3 在轴线竖向投测中，宜使用 $\pm 2''$ 级激光经纬仪或激光自动铅直仪。

15.2.3 大中型高层建筑施工项目，应先建立场区平面控制网，再分别建立建筑物平面控制网；小规模或精度高的独立施工项目，可直接布设建筑物平面控制网。控制网应根据复核后的建筑红线桩或城市测量控制点准确定位测量，并应作好桩位保护。

1 场区平面控制网，可根据场区的地形条件和建筑物的布置情况，布设成建筑方格网、导线网、三角网、边角网或GPS网。建筑方格网的主要技术要求应符合表15.2.3-1的规定。

表 15.2.3-1 建筑方格网的主要技术要求

等级	边长 (m)	测角允许偏差 (")	边长相对中误差
一级	100~300	5	1/30000
二级	100~300	8	1/20000

2 建筑物平面控制网宜布设成矩形，特殊时可布设成十字形主轴线或平行于建筑外廓的多边形。

其主要技术要求应符合表15.2.3-2的规定。

表 15.2.3-2 建筑物平面控制网的主要技术要求

等级	测角中偏差 (")	边长相对中误差
一级	$7'' / \sqrt{n}$	1/30000
二级	$15'' / \sqrt{n}$	1/20000

注：n为建筑结构的跨数。

15.2.4 应根据建筑平面控制网向混凝土底板垫层上投测建筑物外廓轴线，经闭合校测合格后，再放出细部轴线及有关边界线。基础外廓轴线允许偏差应符合表15.2.4的规定。

表 15.2.4 基础外廓轴线尺寸允许偏差

长度L、宽度B (m)	允许偏差 (mm)
$L(B) \leq 30$	± 5
$30 < L(B) \leq 60$	± 10
$60 < L(B) \leq 90$	± 15
$90 < L(B) \leq 120$	± 20
$120 < L(B) \leq 150$	± 25
$L(B) > 150$	± 30

15.2.5 高层建筑结构施工可采用内控法或外控法进行轴线竖向投测。首层放线验收后，应根据测量方案设置内控点或将控制轴线引测至结构外立面上，并作为各施工层主轴线竖向投测的基准。轴线的竖向投测，应以建筑物轴线控制桩为测站。竖向投测的允许偏差应符合表15.2.5的规定。

表 15.2.5 轴线竖向投测允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	
每 层	3	
总高 H (m)	$H \leq 30$	5
	$30 < H \leq 60$	10
	$60 < H \leq 90$	15
	$90 < H \leq 120$	20
	$120 < H < 150$	25
	$H \geq 150$	30

15.2.6 控制轴线投测至施工层后，应进行闭合校验。控制轴线应包括：

- 1 建筑物外轮廓轴线；
- 2 伸缩缝、沉降缝两侧轴线；
- 3 电梯间、楼梯间两侧轴线；
- 4 单元、施工流水段分界轴线。

施工层放线时，应先在结构平面上校核投测轴线，再测设细部轴线和墙、柱、梁、门窗洞口等边线，放线的允许偏差应符合表15.2.6的规定。

表 15.2.6 施工层放线允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	
外廓主轴线长度 L (m)	$L \leq 30$	± 5
	$30 < L \leq 60$	± 10

	$60 < L \leq 90$	± 15
	$L > 90$	± 20
细部轴线		± 2
承重墙、梁、柱边线		± 3
非承重墙边线		± 3
门窗洞口线		± 3

15.2.7 场地标高控制网应根据复核后的水准点或已知标高点引测，引测标高宜采用附和测法，其闭合差不应超过 $\pm 6\sqrt{n}$ mm (n 为测站数) 或 $\pm 20\sqrt{L}$ mm (L 为测线长度，以千米为单位)。

15.2.8 标高的竖向传递，应从首层起始标高线竖直量取，且每栋建筑应由三处分别向上传递。当三个点的标高差值小于3mm时，应取其平均值；否则应重新引测。标高的允许偏差应符合表15.2.8的规定。

表 15.2.8 标高竖向传递允许偏差

项 目		允许偏差 (mm)
每 层		± 3
总高 H (m)	$H \leq 30$	± 5
	$30 < H \leq 60$	± 10
	$60 < H \leq 90$	± 15
	$90 < H \leq 120$	± 20
	$120 < H \leq 150$	± 25
	$H \geq 150$	± 30

15.2.9 建筑物围护结构封闭前，应将外控轴线引测至结构内部，作为室内装饰与设备安装放线的依据。

15.2.10 高层建筑应按设计要求进行沉降观测、变形观测，并应符合国家现行标准《建筑地基基础设计

规范》GB 50007及《建筑变形测量规程》JGJ 8的有关规定。

15.3 基础施工

15.3.1 基础施工前，应根据施工图、地质勘察资料和现场施工条件，制定地下水控制、基坑支护、支护结构拆除和基础的施工方案。

15.3.2 深基础施工，应符合现行国家、行业及地方标准的有关规定。

15.3.3 基坑和基础施工时，应采取降水、止水帷幕等措施减少地下水对施工的影响，同时防止水土流失。可根据土质和地下水状态、不同的降水深度，采用集水明排、单级井点、多级井点、喷射井点或管井等降水；停止降水时间应符合设计要求。

15.3.4 地下室结构工程可采用放坡开挖顺作法、有支护顺作法、逆作法或半逆作法施工。

15.3.5 支护结构可选用土钉墙、加筋水泥土墙、排桩、钢板桩、地下连续墙等。当不能采用悬臂式结构时，可选用锚杆或内支撑体系。

15.3.6 基坑施工时应加强周边建(构)筑物、地下管线及支护结构的全过程安全监测和信息反馈，并制定保护措施和应急预案。

15.3.7 支撑拆除过程应监测支护结构内力与变形的变化情况，制定应急预案。

15.4 垂直运输

15.4.1 垂直运输设备应有合格证书，其质量、安全性能应符合国家相关标准的要求，并按有关规定进行验收。

15.4.2 高层建筑施工所选用的起重设备、混凝土泵送设备和施工升降机等，其安装、验收、使用和拆除应符合现行国家及行业标准的有关规定。

15.4.3 垂直运输设备的配置应根据结构平面布局、运输量、单件吊重及尺寸、设备参数和工期要求等因素确定。垂直运输设备的安装、爬升、使用、拆除应编制专项施工方案。

15.4.4 塔式起重机的配备、安装和使用应符合下列规定：

1 应根据起重机的技术要求，对地基基础及相关结构构件进行承载力、稳定性和变形验算；当塔式起重机布置在基坑槽边时，应满足基坑支护安全的要求。对内爬式塔式起重机，应对其底座和附墙结构进行专项设计和对承载结构进行承载力验算，并经设计单位同意。

2 采用多台塔式起重机时，应有防碰撞措施。

3 作业前，应对索具、机具进行检查，每次使用后应按规定对各设施进行维修和保养。

4 当风速在12m/s及以上的大风或大雨、大雪、大雾等恶劣天气时，塔式起重机不得进行顶升、接高或拆除作业。

5 附着式塔式起重机与建筑物结构进行附着时，应满足其技术要求，附着点最大间距不宜大于25m，附着点的埋件设置应进行计算，附着支承处的结构应进行验算，并经设计单位同意。

15.4.5 混凝土输送泵配备、安装和使用应符合下列规定：

1 混凝土泵的选型和配备台数，应根据混凝土最大输送高度、水平距离、输出量及浇筑量确定。

2 编制混凝土泵送专项方案时应进行配管设计。

3 泵送混凝土宜采用一次输送到位方式；当采用接力泵输送混凝土时，上、下泵的输送能力应匹配；设置接力泵的楼面应校核其结构承载能力，必要时应采取加固措施。

15.4.6 施工升降机配备和安装应符合下列规定：

1 建筑高度超过10层或30m时，应设施工电梯，并应选择具有可靠防坠落升降系统的产品；

2 施工升降机选择，应根据建筑物体型、建筑高度、建筑面积、运输总量、工期要求以及供货条件等确定；

3 施工升降机位置的确定，应方便安装以及人员和物料的集散；

4 施工升降机安装前应对其基础和附墙锚固装置进行设计，并在基础周围设置排水设施。

15.5 脚手架及模板支架

15.5.1 脚手架与模板支架应编制施工方案，经审批后实施。

15.5.2 脚手架及模板支架的荷载取值及组合、计算方法及架体构造和施工要求应符合现行国家及行业标准的有关规定。

15.5.3 外脚手架应根据建筑物的高度选择合理的形式：

- 1 低于50m的建筑，宜采用落地脚手架或型钢悬挑脚手架；
- 2 高于50m的建筑，宜采用附着式升降脚手架或型钢悬挑脚手架。

15.5.4 落地脚手架宜采用双排扣件式钢管脚手架、门式钢管脚手架、承插式钢管脚手架。

15.5.5 型钢悬挑脚手架应符合下列规定：

- 1 悬挑构件宜采用工字钢，架体宜采用双排扣件式钢管脚手架或碗扣式、承插式钢管脚手架；
- 2 分段搭设的脚手架，每段高度不宜超过20m，当超过20m时应按照超过一定规模的脚手架进行专家论证；
- 3 悬挑构件可采用预埋件、U形钢筋固定。预埋件应采用未经冷处理的钢材和螺栓加工，应尽可能重复利用，避免在现场切割；
- 4 当悬挑支架放置在阳台、悬挑梁或大跨度梁等部位时，应对其构件的安全性进行校核。

15.5.6 卸料平台应符合下列规定：

- 1 应对卸料平台结构进行设计和验算，卸料平台宜采用型钢制作成工具式卸料平台，应设有专门独立的保险钢丝绳，并编制专项施工方案；
- 2 卸料平台应与外脚手架脱开；
- 3 卸料平台安装完成后应由施工单位专职安全、技术人员及监理单位专业监理人员进行专项安全验收，合格后方可使用。卸料平台严禁超载使用。

15.5.7 模板支架宜采用工具式支架，并应符合相关标准的规定。

15.5.8 对倾斜的混凝土结构构件的模板支架应设置斜支撑，并进行支架的水平承载力验算。

15.6 模板工程

15.6.1 模板工程应进行专项设计，并编制施工方案。模板方案应根据平面形状、结构类型和施工条件确定。对模板及其支架应进行承载力、刚度和稳定性计算。

15.6.2 模板的设计、制作和安装应符合现行国家及行业标准的有关规定。

15.6.3 模板选型应符合下列规定：

- 1 墙体宜选用大模板、倒模、滑动模板和爬升模板等工具式模板施工。
- 2 柱模宜采用定型模板。圆柱模板可采用玻璃钢或钢板成型。
- 3 梁、板模板宜选用钢框胶合板、组合钢模板或不带框胶合板等，采用整体或分片预制安装。
- 4 楼板模板可选用飞模（台模、桌模）、密肋楼板模壳、永久性模板等。
- 5 电梯井筒内模宜选用铰接式筒形大模板，核心筒宜采用爬升模板。
- 6 清水混凝土、装饰混凝土模板应满足设计对混凝土造型及观感的要求。

15.6.4 现浇楼板模板宜采用早拆模板体系。后浇带应与其两侧梁、板结构的模板及支架分开设置。

15.6.5 大模板板面可采用整块薄钢板，也可选用钢框胶合板或加边框的钢板、胶合板拼装。挂装三角架支承上层外模荷载时，现浇外墙混凝土强度应达到7.5MPa。大模板拆除和吊运时，严禁挤撞墙体。

大模板的安装允许偏差应符合表15.6.5的规定。

表 15.6.5 大模板安装允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	检测方法
位 置	3	钢尺检测
标 高	±5	水准仪或拉线、尺量
上口宽度	±2	钢尺检测

项 目	允许偏差 (mm)	检测方法
垂 直 度	3	2m托线板检测

15.6.6 滑动模板及其操作平台应进行整体的承载力、刚度和稳定性设计，并应满足建筑造型要求。滑升模板施工前应按连续施工要求，统筹安排提升机具和配件等。劳动力配备、工序协调、垂直运输和水平运输能力均应与滑升速度相适应。模板应有上口小、下口大的倾斜度，其单面倾斜度宜取为模板高度的1/1000~2/1000。混凝土出模强度应达到出模后混凝土不塌、不裂。支承杆的选用应与千斤顶的构造相适应，长度宜为4~6m，相邻支撑杆的接头位置应至少错开500mm，同一截面高度内接头不宜超过总数的25%。宜选用额定起重量为60kN以上的大吨位千斤顶及与之配套的钢管支撑杆。

滑动模板组装允许偏差应符合表15.6.6的规定。

表 15.6.6 液压滑动模板组装允许偏差

项 目		允许偏差 (mm)	检测方法
模板结构轴线与相应结构轴线位置		3	钢尺检测
围圈位置偏差	水平方向	3	钢尺检测
	垂直方向	3	
提升架的垂直偏差	平面内	3	2m托线板检测
	平面外	2	
安放千斤顶的提升架横梁相对标高偏差		5	水准仪或拉线、丈量
考虑倾斜度后模板尺寸 的偏差	上口	-1	钢尺检测
	下口	+2	
千斤顶安装位置偏差	平面内	5	钢尺检测
	平面外	5	

项 目	允许偏差 (mm)	检测方法
圆模直径、方模边长的偏差	5	钢尺检测
相邻两块模板平面平整偏差	2	钢尺检测

15.6.7 爬升模板宜采用由钢框胶合板等组合而成的大模板。其高度应为标准层层高加100~300mm。模板及爬架背面应附有爬升装置。爬架可由型钢组成，高度应为3.0~3.5个标准层高度，其立柱宜采取标准节分段组合，并用法兰盘连接；其底座固定于下层墙体时，穿墙螺栓不应少于4个，底部应设有操作平台和防护设施。爬升装置可选用液压穿心千斤顶、电动设备、倒链等。爬升工艺可选用模板与爬架互爬、模板与模板互爬、爬架与爬架互爬及整体爬升等。各部件安装后，应对所有连接螺栓和穿墙螺栓进行紧固检查，并应试爬升和验收。爬升时，穿墙螺栓受力处的混凝土强度不应小于10MPa；应稳起、稳落和平稳就位，不应被其他构件卡住；每个单元的爬升，应在一个工作台班内完成，爬升完毕应及时固定。

爬升模板组装允许偏差应符合表15.6.7的规定。穿墙螺栓的紧固扭矩为40 N·m ~50 N·m 时，可采用扭力扳手检测。

表 15.6.7 爬升模板组装允许偏差

项目	允许偏差	检测方法
墙面留穿墙螺栓孔位置	±5mm	钢尺检测
穿墙螺栓孔直径	±2mm	
大模板	同本规程表15.6.5	
爬升支架：		
标高	±5mm	与水平线钢尺检测
垂直度	5mm或爬升支架高度的0.1%	挂线坠

15.6.8 现浇空心楼板模板施工时，应采取防止混凝土浇筑时预制芯管及钢筋上浮的措施。

15.6.9 模板拆除应满足下列规定：

- 1 柱混凝土拆模强度不应低于1.5MPa，墙体拆模强度不应低于1.2Mpa。
- 2 梁、板底模拆模时，跨度不大于8m时混凝土强度应达到设计强度的75%，跨度大于8m时混凝土强度应达到设计强度的100%。
- 3 悬挑构件拆模时，混凝土强度应达到设计强度的100%。
- 4 后浇带拆模时，混凝土强度应达到设计强度的100%。

15.7 钢筋工程

15.7.1 钢筋工程的原材料、加工、连接、安装和验收，应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204的有关规定。

15.7.2 混凝土结构的钢筋数量、规格、型号和物理力学性能应符合设计要求。

15.7.3 粗直径钢筋宜采用机械连接。机械连接可采用直螺纹套筒连接、套筒挤压连接等方法。焊接时可采用电渣压力焊等方法。钢筋连接应符合现行行业标准《钢筋机械连接通用技术规程》JGJ 107、《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18和《钢筋焊接接头试验方法》JGJ 27等的有关规定。

15.7.4 采用点焊钢筋网片时，应符合现行行业标准《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ 114的有关规定。

15.7.5 采用冷轧带肋钢筋和预应力用钢丝、钢绞线时，应符合现行行业标准《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》JGJ 95和《钢绞线、钢丝束无粘接预应力筋》JG 3006等的有关规定。

15.7.6 框架梁、柱交叉处，梁纵向钢筋应置于柱纵向钢筋内侧；次梁钢筋宜放在主梁钢筋上部。当双向均为主梁时，钢筋位置应按设计要求摆放。剪力墙中外层钢筋，水平钢筋宜放在竖向钢筋外侧。

15.7.7 箍筋的弯曲半径、内径尺寸、弯钩平直长度、绑扎间距与位置等构造做法应符合设计规定。采用开口箍筋时，开口方向应置于受压区，并错开布置。采用螺旋箍等新型箍筋时，应符合设计及工艺要求。

15.7.8 压型钢板-混凝土组合楼板施工时，应保证钢筋位置及保护层厚度准确。可采用在工厂加工钢筋桁架，并与压型钢板焊接成一体的钢筋桁架模板系统。

15.7.9 梁、板、墙、柱的钢筋宜采用预制安装方法。钢筋骨架、钢筋网在运输和安装过程中，应采取保护措施防止变形。

15.8 混凝土工程

15.8.1 高层建筑宜采用预拌混凝土或有自动计量装置、可靠质量控制的搅拌站供应的混凝土，预拌混凝土应符合现行国家标准《预拌混凝土》GB/T 14902的规定。混凝土浇灌宜采用泵送入模、连续施工，并应符合现行行业标准《混凝土泵送施工技术规程》JGJ/T 10的规定。

15.8.2 混凝土工程的原材料、配合比设计、施工和验收，应符合现行国家及行业标准的有关规定。

15.8.3 高层建筑宜根据不同工程需要，选用特定的高性能混凝土。采用高强混凝土时，应优选水泥、粗细骨料、外掺合料和外加剂，并应作好配制、浇筑与养护。

15.8.4 预拌混凝土运至浇筑地点，应进行坍落度检查，其允许偏差应符合表15.8.4的要求。

表 15.8.4 现场实测混凝土坍落度允许偏差

要求坍落度	允许偏差(mm)
< 50	±10
50~90	±20
> 90	±30

15.8.5 混凝土浇筑时应保证不发生离析。混凝土自高处倾落的自由高度不应大于2m；柱、墙模板内的混凝土倾落高度应满足表15.8.5的规定；当不能满足表15.8.5的规定时，宜加设串筒、溜槽或溜管等装置。

表 15.8.5 柱、墙模板内的混凝土倾落高度限值（m）

条件	混凝土倾落高度
----	---------

骨料粒径大于25mm	≤3
骨料粒径不大于25mm	≤6

15.8.6 混凝土浇筑过程中，应设专人对模板支架、钢筋、预埋件和预留孔洞的变形、移位进行观测，发现问题及时采取措施。混凝土泵送管道的布置路线和固定措施应尽可能减少泵送振动对新浇混凝土质量的影响。

15.8.7 混凝土浇筑后，应采取浇水、塑料布覆盖、涂刷薄膜等措施及时进行养护。

15.8.8 预应力混凝土结构施工，应符合国家现行标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370和《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92等的有关规定。

15.8.9 结构柱、墙混凝土设计强度等级高于梁、板混凝土设计强度等级10MPa及以上时，应在交界区域采取分隔措施。分隔位置应在低强度等级的构件中，且与高强度等级构件边缘的距离不宜小于500mm。应先浇筑高强度等级混凝土，后浇筑低强度等级混凝土。

15.8.10 混凝土施工缝宜留置在结构受力较小且便于施工的位置。对有防水防渗要求的结构构件，应采取防水防渗措施，并应征得设计同意。

15.8.11 后浇带应按设计要求预留，并按规定时间浇筑混凝土，进行覆盖养护。当设计对混凝土无特殊要求时，后浇带混凝土宜高于原设计一个强度等级。

15.8.12 现浇混凝土结构的允许偏差应符合表15.8.12的规定。

表 15.8.12 现浇混凝土结构的允许偏差

项 目			允许偏差 (mm)
轴 线 位 置			5
垂直度	每层	≤5m	8
		> 5m	10
	全 高		H/1000且≤30

项 目		允许偏差 (mm)
标 高	每 层	± 10
	全 高	± 30
截面尺寸		+ 8 , - 5 (抹灰)
		+ 5 , - 2 (不抹灰)
表面平整 (2m长度)		8 (抹灰) , 4 (不抹灰)
预埋设施中心线位置	预埋件	10
	预埋螺栓	5
	预埋管	5
预埋洞中心线位置		15
电梯井	井筒长、宽对定位中心线	+25 , 0
	井筒全高 (H) 垂直度	$H/1000$ 且 ≤ 30

15.8.13 混凝土泵送高度超过150m时，其性能应满足以下要求：

- 1 混凝土坍落度宜在200~250mm之间。
- 2 混凝土坍落扩展度不宜小于600mm。
- 3 混凝土出车温度不宜高于32℃。

15.8.14 高强度混凝土中可采用合适的减水剂，以满足高性能混凝土的要求。

15.9 大体积混凝土施工

15.9.1 大体积与超长结构混凝土施工前应编制专项施工方案，并进行大体积混凝土温控计算，必要时可设置抗裂钢筋（丝）网。

15.9.2 大体积混凝土施工应符合现行国家标准《大体积混凝土施工规范》GB 50496的规定。

15.9.3 大体积基础底板及地下室外墙混凝土，当采用粉煤灰混凝土时，可利用60d或90d强度进行配合比设计、施工和评定验收。

15.9.4 大体积与超长结构混凝土配合比应经过试配确定。原材料应符合相关标准要求，宜选用中低水化热低碱水泥，掺入适量的粉煤灰、矿粉和缓凝型外加剂，并控制水泥用量。

15.9.5 大体积混凝土浇筑、振捣应满足下列规定：

- 1 宜避免高温施工；当必须暑期高温施工时，应采取措施降低混凝土拌合物和混凝土内部温度。
- 2 根据面积、厚度等因素，宜采取整体分层连续浇筑或推移式连续浇筑法；混凝土供应速度应大于混凝土初凝速度，下层混凝土初凝前应进行第二层混凝土浇筑。
- 3 分层设置水平施工缝时，除应符合设计要求外，尚应根据混凝土浇筑过程中温度裂缝控制的要求、混凝土的供应能力、钢筋工程的施工、预埋管件安装等因素确定其位置及间隔时间。
- 4 宜采用二次振捣工艺，混凝土上表面在终凝前宜采用磨光机进行二次抹压处理。

15.9.6 大体积混凝土养护、测温应符合下列规定：

- 1 大体积混凝土浇筑后，应在12h内采取保湿、控温措施。混凝土浇筑体的里表温差不宜大于25℃，混凝土浇筑体表面与大气温度差不宜大于20℃；
- 2 宜采用自动测温系统测量温度，并设专人负责；测温点布置应具有代表性，测温频次应符合相关标准的规定。

15.9.7 超长大体积混凝土施工可采取留置变形缝、后浇带施工或跳仓法施工。

15.10 混合结构施工

15.10.1 混合结构施工应符合现行国家及行业标准的有关规定。

15.10.2 施工中应加强钢筋混凝土结构与钢结构施工的协调与配合，根据结构特点编制施工组织设计，确定施工顺序、流水段划分、工艺流程及资源配置。

15.10.3 钢结构制作前应进行深化设计，深化设计时应绘制复杂部位的钢筋与钢结构关系图以指导现场

施工,钢结构构件应有利于混凝土浇筑过程中的振捣和排气,施工过程中不得在型钢构件上开孔或开洞。

15.10.4 钢框架-核心筒结构或型钢混凝土框架-核心筒结构施工中,核心筒应先于钢框架或型钢混凝土框架施工,其高差应满足结构受力的安全性要求以及施工工序的穿插要求。

15.10.5 型钢混凝土竖向构件应按照钢结构、钢筋、模板、混凝土的顺序组织施工,型钢安装应先于混凝土施工至少一个安装节。

15.10.6 钢框架-钢筋混凝土筒体结构施工时,宜考虑内外结构的竖向变形差异控制。

15.10.7 钢管混凝土结构浇筑应符合下列规定:

1 宜采用自密实混凝土,管内混凝土浇筑可选用管顶向下普通浇注法、泵送顶升浇筑法和高位抛落法等。

2 采用从管顶向下浇注时,应加强底部管壁排气孔观察,确认浆体流出和浇筑密实后封堵排气孔。

3 采用泵送顶升浇筑法时,应合理选择顶升浇筑设备,控制混凝土顶升速度,钢管直径不宜小于泵管直径的两倍。

4 采用高位抛落免振法浇筑混凝土时,混凝土技术参数宜通过试验确定;对于抛落高度不足4m的区段,应配合人工振捣;混凝土一次抛落量应控制在 0.7m^3 左右。

5 混凝土浇筑面与尚待焊接部位焊缝的距离不应小于600mm。

6 钢管内混凝土浇灌接近顶面时,应测定混凝土浮浆厚度。计算与原混凝土同级配的石子量,并投入和振捣密实。

7 管内混凝土的浇灌质量,可采用管外敲击法、超声波检测法或钻芯取样法检测;对不密实的部位,应采用钻孔压浆法进行补强。

15.10.8 型钢混凝土柱的箍筋宜采用封闭箍,不宜将箍筋直接焊在钢柱上。梁柱节点部位柱的箍筋可分段焊接。混凝土梁主筋在柱墙内型钢部位直接锚固(直锚或弯锚)长度不够时,优先考虑与设计单位联系在柱墙内型钢中开钢筋孔;无法实施时,也可以采用直螺纹套筒与柱墙内型钢焊接连接,套筒应尽可能

能在钢结构加工时焊接到位。水平钢筋直锚的不足部分应在型钢的背部补足。

15.10.9 当利用型钢梁钢骨架吊挂梁模板时，应对其承载力和变形进行校核。

15.10.10 压型钢板楼面混凝土施工时，应验算压型钢板刚度，必要时设置附加支撑。

15.10.11 型钢剪力墙、暗支撑剪力墙混凝土施工时，应在型钢翼缘处留置排气孔，必要时可在墙体模板侧面留设浇筑孔。

15.10.12 型钢混凝土梁柱接头处和型钢翼缘下部，宜预留排气孔和混凝土浇筑孔。钢筋密集时，可采用自密实混凝土浇筑。

15.10.13 在矩形钢管中一次浇筑混凝土超过二层高度时，应验算混凝土侧压力对钢管的影响并经设计单位同意。

15.11 复杂混凝土结构施工

15.11.1 混凝土转换层、加强层、连体结构、大底盘多塔楼结构等复杂结构应编制专项施工方案。

15.11.2 混凝土结构转换层、加强层施工应符合下列规定：

- 1** 当转换层梁或板混凝土支撑体系利用下层楼板或其他结构传递荷载时，应通过计算确定，必要时应采取加固措施；
- 2** 斜向构件的模板和支架应进行荷载分析及水平推力计算。
- 3** 加强层桁架的施工应根据内外结构的竖向变形差异，确定相关杆件焊接的最佳时期。

15.11.3 悬挑结构施工应符合下列规定：

- 1** 悬挑构件的模板支架可采用钢管支撑、型钢支撑和悬挑桁架等，模板起拱值宜为悬挑长度的0.2%~0.3%；
- 2** 当采用悬挂支模时，应对钢架或骨架的承载力和变形进行计算；
- 3** 应有控制上部受力钢筋保护层厚度的措施。

15.11.4 大底盘多塔楼结构，塔楼间施工顺序和施工高差、后浇带设置及混凝土浇筑时间应满足设计要

求。

15.11.5 塔楼联结体施工应符合下列规定：

- 1 应在塔楼主体施工前确定联结体施工或吊装方案。
- 2 应根据施工方案，对主体结构局部和整体受力进行验算，必要时应采取加强措施。
- 3 塔楼主体施工时应按连接体施工安装方案要求设置预埋件或预留洞。

15.12 施工安全

15.12.1 高层建筑结构施工应符合现行国家及行业标准的有关规定：

15.12.2 附着式整体爬升脚手架应经鉴定，并有产品合格证、使用证和准用证。

15.12.3 施工现场应设立可靠的避雷装置。

15.12.4 建筑物的出入口、楼梯口、洞口、基坑和每层建筑的周边均应设置防护设施。

15.12.5 钢模板施工时，应有防漏电措施。

15.12.6 采用自动提升、顶升脚手架或工作平台施工时，应严格执行操作规程，并经验收后实施。

15.12.7 高层建筑施工，应确保上、下通讯联系通畅。

15.12.8 高层建筑施工应有消防系统，消防供水系统应满足楼层防火要求。

15.12.9 施工用油漆和涂料应妥善保管，并远离火源。

15.12.10 150m以上的高层建筑施工中应设置有组织的临时污水排水系统，施工中宜每隔4层设置一个临时厕所，每个厕所不宜少于2个蹲位。

15.12.11 混合结构中，钢结构外周作业面下部应有可靠的安全防护措施。

15.13 高温和雨期施工

15.13.1 混凝土结构工程高温和雨期专项施工方案应包括混凝土施工工艺、材料和机具设备选择、作业条件和计划等内容。

15.13.2 高温施工混凝土配合比设计除应满足本规程第15.8节的要求外，尚应符合下列规定：

1 应考虑原材料温度、大气温度、混凝土运输方式与时间对混凝土初凝时间、坍落度损失等性能指标的影响，根据环境温度、湿度、风力和采取温控措施的实际情况，对混凝土配合比进行调整。

2 宜在近似现场运输条件、时间和预计混凝土浇筑作业最高气温的天气条件下，通过混凝土试拌合与试运输的工况试验后，调整并确定适合高温天气条件下施工的混凝土配合比。

3 宜采用低水泥用量，并可采用粉煤灰取代部分水泥。宜选用水化热较低的水泥。

4 混凝土坍落度不宜小于70mm。当掺用缓凝型减水剂时，可根据气温适当增加坍落度。

15.13.3 高温施工时，混凝土的搅拌应符合下列规定：

1 应对搅拌站料斗、储水器、皮带运输机、搅拌楼采取遮阳措施。

2 对原材料进行直接降温时，宜采用对水、粗骨料进行降温的方法；可采用冷却装置冷却拌合用水，并对水管及水箱加设遮阳和隔热措施，也可在水中加碎冰作为拌合用水的一部分。混凝土拌合时掺加的固体冰应确保在搅拌结束前融化，且其重量并应在拌合用水中扣除。

3 原材料进入搅拌机的最高温度不宜超过表15.13.3的规定。

4 混凝土拌合物出机温度可按下式估算，且不宜大于30℃。必要时，应采取附加控温措施。

混凝土拌合物出机温度可按下式计算：

$$T = \frac{0.22(T_g W_g + T_s W_s + T_c W_c + T_m W_m) + T_w W_w + T_g W_{wg} + T_s W_{ws} + 0.5T_i W_i - 79.6W_i}{0.22(W_g + W_s + W_c + W_m) + W_w + W_{wg} + W_{ws} + W_i} \quad (15.13.3-1)$$

式中： T ——混凝土的出机温度℃；

T_g 、 T_s ——石子、砂子入机温度，℃；

T_c 、 T_m ——水泥、拌合料（粉煤灰、矿粉等）入机温度，℃；

T_w 、 T_i ——正常搅拌水和冰的入机温度，℃；冰的入机温度低于0℃时， T_i 应取负值；

W_g 、 W_s ——石子、砂子干重量，kg；

W_c 、 W_m ——水泥、拌合料 (粉煤灰、矿粉等) 重量，kg；

W_w 、 W_i ——搅拌水、冰重量，kg；当混凝土不加冰拌合时， $W_i=0$ ；

W_{wg} 、 W_{ws} ——石子、砂子含水重量，kg。

表 15.13.3 原材料最高入机温度 (°C)

原材料	最高温度
水泥	65
骨料	30
水	25
粉煤灰等掺合料	60

5 必要时，可采取喷液态氮和干冰措施，降低混凝土出机温度。

15.13.4 混凝土宜采用白色涂装的混凝土搅拌车运输；运输时间不宜超过60min，现场等待卸料时间不宜超过30min。混凝土输送管应进行遮阳覆盖，并应洒水降温。

15.13.5 混凝土浇筑入模温度不应大于35°C。

15.13.6 混凝土浇筑宜在早间或晚间进行，且应连续浇筑。当混凝土水分蒸发较快时，应在施工作业面采取必要的措施。

15.13.7 混凝土浇筑前，施工作业面宜遮阳，并应对模板、钢筋和施工机具采用洒水等降温措施，但在浇筑时模板内不得积水。

15.13.8 混凝土浇筑完成后，应及时进行保湿养护。侧模拆除前宜采用带模湿润养护。

15.13.9 雨期施工时，水泥和掺和料应采取防水和防潮措施，并应对粗、细骨料含水率实时监测，及时调整混凝土配合比。

15.13.10 雨期施工期间，应选用具有防雨水冲刷性能的模板脱模剂，对混凝土搅拌、运输设备和浇筑

作业面应采取防雨措施，并应加强施工机械检查维修及接地接零检测工作。

15.13.11 除采用防护措施外，小到中雨天气不宜进行混凝土露天浇筑，且不应进行大面积作业面的混凝土露天浇筑；大雨、暴雨天气不应进行混凝土露天浇筑。

15.13.12 支承模板支架的地基面应设置排水措施。雨后应检查地基沉降，并应对模板及支架进行检查。

15.13.13 雨期施工期间，应采取措施防止基槽或模板内积水。基槽、模板和混凝土浇筑面出现积水时，排水后方可继续浇筑混凝土。

15.13.14 混凝土浇筑过程中，对因雨水冲刷致使水泥浆流失严重的部位，应采取补救措施后方可继续施工。

15.13.15 混凝土浇筑完毕后，应及时采取覆盖塑料薄膜等防雨措施。

15.13.16 在雨天进行钢筋焊接时，应采取挡雨等安全措施。

15.13.17 台风来临前，应对尚未浇筑混凝土的模板及支架采取临时加固措施；台风结束后，应检查模板及支架，已验收合格的模板及支架需重新办理验收手续。

15.14 绿色施工

15.14.1 绿色施工应符合现行国家标准《建筑工程绿色施工评价标准》GB/T 50640的有关规定。

15.14.2 高层建筑施工组织设计和施工方案应符合绿色施工的要求，并应进行绿色施工教育和培训。

15.14.3 应采集和保存绿色施工的相关资料。

15.14.4 应控制混凝土中碱、氯、氨等有害物质含量。

15.14.5 施工中应采用下列节能与能源利用措施：

- 1 施工现场的用电应装设电表，且办公区、生活区和施工区用电应分别计量。
- 2 制定措施提高各种机械的使用效率。
- 3 采用节能设备和施工节能照明工具，使用节能型的用电器具。
- 4 对设备进行定期维护保养。

- 5 建筑材料的选用应缩短运输距离，减少能源消耗。

15.14.6 施工中应采用下列节水及水资源利用措施：

- 1 施工过程应有用水计量考核记录。
- 2 采用节水施工工艺和节水设施。
- 3 有条件的工地宜建立水网，实施水资源的循环使用。

15.14.7 施工中应采用下列节材及材料资源利用措施：

- 1 健全机械保养、限额领料、建筑垃圾再生利用等制度并有相关实施记录。
- 2 根据就地取材的原则进行材料选择并有实施记录。材料运输方法应科学，以降低材料运输损耗。
- 3 应编制材料计划和合理使用材料，计算工程主材的计划用量和实际用量并有相关记录。
- 4 采用节材与材料资源合理利用的新技术、新工艺、新材料和新设备。
- 5 宜采用可循环利用材料。

15.14.8 施工中应采取下列节地与土地资源保护措施：

- 1 施工场地布置应根据不同施工阶段实施动态管理。
- 2 合理布置施工总平面。
- 3 节约施工用地及临设用地，避免或减少二次搬运。
- 4 组织分段流水施工，进行劳动力平衡，减少临设和周转材料数量。
- 5 应采取防止水土流失的措施。
- 6 地下水控制应对相邻地表和建筑物无有害影响。

15.14.9 施工中的环境保护应符合下列规定：

- 1 对施工过程中的环境因素进行分析，制定环境保护措施。
- 2 采取必要、可行的降尘措施。
- 3 采取必要、可行的降噪措施。

- 4 采取必要、可行的防光污染措施。
- 5 采用环保建筑材料。
- 6 深基坑施工时，采取封闭降水措施。
- 7 现场污水排放应符合相关规定；进出现场车辆应进行清洗。
- 8 高层建筑的施工垃圾清运采用管道或垂直运输机械完成；建筑垃圾应分类收集，集中堆放和运出。不应在现场燃烧废弃物。
- 9 油漆、机油等应妥善保管，不得遗洒。

附录 A 楼盖结构竖向振动加速度计算

A.0.1 人行走引起的楼盖振动峰值加速度可按下列公式近似计算：

$$a_p = \frac{F_p}{\beta w} g \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$F_p = p_0 e^{-0.35 f_n} \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中： a_p ——楼盖振动峰值加速度(m/s^2)；

F_p ——接近楼盖结构自振频率时人行走产生的作用力(kN)；

p_0 ——人们行走产生的作用力(kN)，按表A.0.1采用；

f_n ——楼盖结构竖向自振频率(Hz)；

β ——楼盖结构阻尼比，按表A.0.1采用；

w ——楼盖结构阻抗有效重量(kN)，可按本附录A.0.2条计算；

g ——重力加速度，取 9.8m/s^2 。

表 A.0.1 人行走作用力及楼盖结构阻尼比

人员活动环境	人员行走作用力 p_0 (kN)	结构阻尼比 β
住宅，办公，教堂	0.3	0.02~0.05
商场	0.3	0.02
室内人行天桥	0.42	0.01~0.02
室外人行天桥	0.42	0.01

注：1 表中阻尼比用于普通钢筋混凝土结构和钢-混凝土组合结构；

2 对住宅、办公建筑，阻尼比0.02可用于无家具和非结构构件情况，如无纸化电子办公区、开敞办公区；阻尼比0.03

可用于有家具、非结构构件，带少量可拆卸隔断的情况；阻尼比0.05可用于含全高填充墙的情况；

3 对室内人行天桥，阻尼比0.02可用于天桥带干挂吊顶的情况。

A.0.2 楼盖结构的阻抗有效重量 w 可按下列公式计算：

$$w = \bar{w}BL \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$B = CL \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中： $\bar{w}$ ——楼盖单位面积有效重量(kN/m^2)，取恒载和有效分布活荷载之和。楼层有效分布活荷载：

对办公建筑可取 0.55kN/m^2 ；对住宅可取 0.3kN/m^2 ；

L ——梁跨度(m)；

B ——楼盖阻抗有效质量的分布宽度(m)；

C ——垂直于梁跨度方向的楼盖受弯连续性影响系数，对边梁取1，对中间梁取2。

A.0.3 楼盖结构的竖向振动加速度也可采用时程分析方法计算。

附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数

B.0.1 广东省主要城镇的基本风压可按表B.0.1取值。

表 B.0.1 广东省主要城镇的基本风压

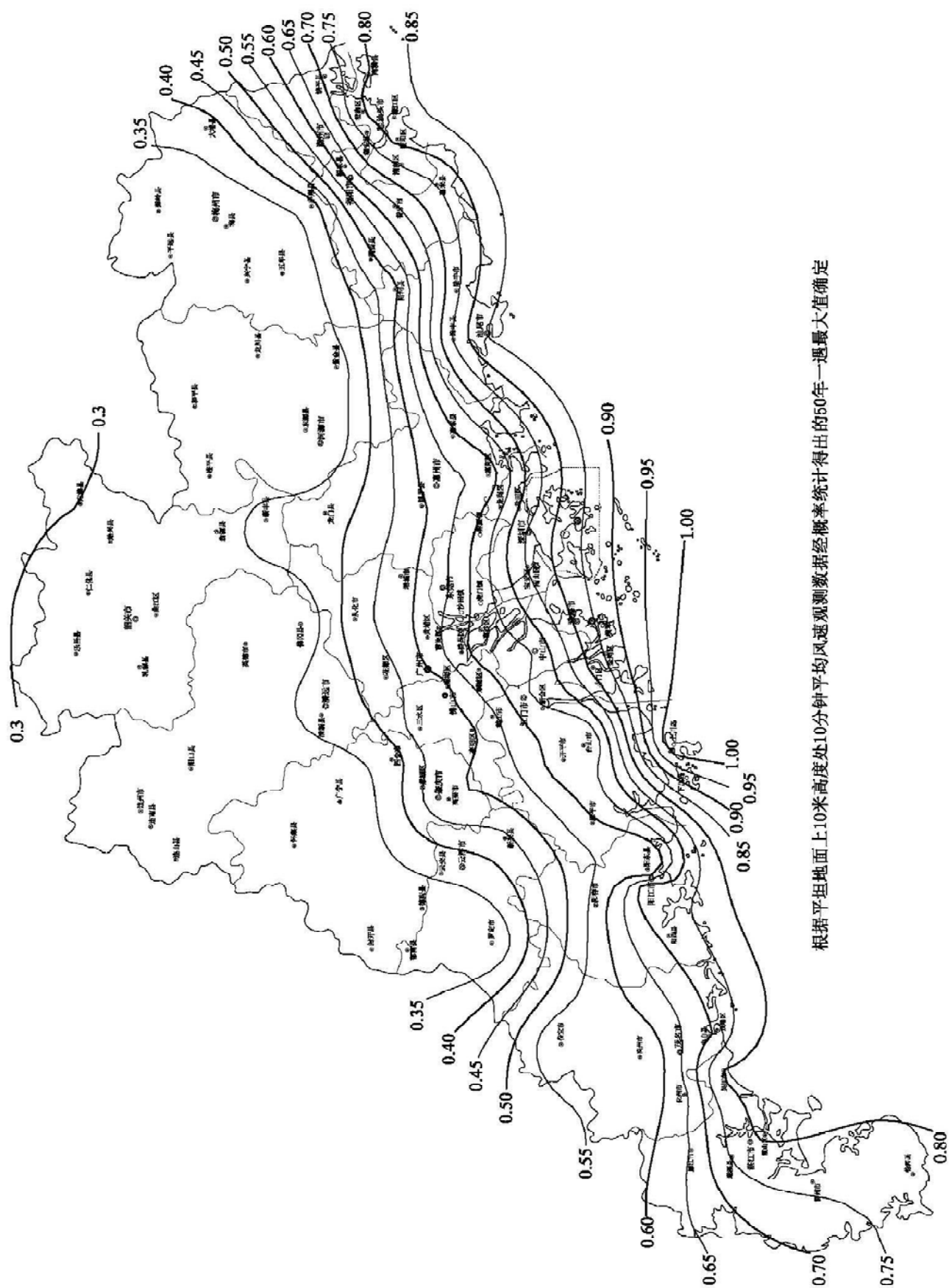
市名	区/县	风压 (kN/m ²)		
		n=10	n=50	n=100
广州市	花都区	0.25	0.45	0.55
	番禺区	0.30	0.60	0.70
	南沙区	0.35	0.65	0.75
	从化市	0.25	0.45	0.55
	增城市	0.30	0.50	0.60
	其他	0.30	0.50	0.60
珠海市	香洲区	0.50	0.80	0.95
	金湾区	0.50	0.85	1.00
	斗门区	0.50	0.80	0.95
	横琴岛	0.50	0.85	1.00
佛山市	顺德区	0.30	0.60	0.70
	其他	0.30	0.50	0.60
韶关市	城区	0.20	0.35	0.45
	乐昌市	0.20	0.30	0.35
	南雄市	0.20	0.30	0.35
	仁化县	0.20	0.30	0.35
	始兴县	0.20	0.30	0.35
	翁源县	0.20	0.30	0.35
	新丰县	0.20	0.35	0.45
	乳源县	0.20	0.30	0.35
惠州市	城区	0.35	0.55	0.60
	惠东县	0.30	0.60	0.70
	惠阳区	0.35	0.55	0.60
	博罗县	0.30	0.50	0.60

	龙门县	0.20	0.35	0.45
汕尾市	城区	0.50	0.85	1.00
	陆河县	0.30	0.50	0.60
	海丰县	0.45	0.75	0.90
	陆丰市	0.45	0.75	0.90
江门市	城区	0.35	0.65	0.75
	台山市	0.35	0.55	0.65
	开平市	0.35	0.60	0.75
	鹤山市	0.35	0.55	0.65
	上川岛	0.75	1.05	1.20
	下川岛	0.75	0.95	1.10
	恩平市	0.30	0.60	0.70
阳江市	城区	0.45	0.75	0.90
	阳春市	0.30	0.55	0.60
	阳东县	0.30	0.60	0.70
	阳西县	0.40	0.70	0.80
揭阳市	城区	0.35	0.65	0.75
	普宁市	0.35	0.65	0.75
	揭东县	0.35	0.65	0.75
	揭西县	0.30	0.50	0.60
	惠来县	0.45	0.75	0.90
云浮市	城区	0.20	0.35	0.45
	罗定市	0.20	0.30	0.35
	新兴县	0.25	0.45	0.50
	郁南县	0.20	0.30	0.35
	云安县	0.20	0.35	0.45
深圳市	城区	0.45	0.75	0.90
汕头市	城区	0.50	0.80	0.95
	南澳县	0.50	0.80	0.95
东莞市	城区	0.35	0.55	0.65

	沙田镇	0.35	0.60	0.75
	塘厦镇	0.35	0.60	0.75
	虎门镇	0.35	0.65	0.80
中山市	城区	0.35	0.65	0.80
河源市	城区	0.20	0.30	0.35
	东源县	0.20	0.30	0.35
	和平县	0.20	0.30	0.35
	龙川县	0.20	0.30	0.35
	紫金县	0.20	0.30	0.35
	连平县	0.20	0.30	0.35
梅州市	城区	0.20	0.30	0.35
	兴宁市	0.20	0.30	0.35
	梅 县	0.20	0.30	0.35
	平远县	0.20	0.30	0.35
	蕉岭县	0.20	0.30	0.35
	大埔县	0.25	0.40	0.45
	丰顺县	0.25	0.40	0.45
	五华县	0.20	0.30	0.35
湛江市	城区	0.50	0.80	0.95
	雷州市	0.45	0.75	0.90
	廉江市	0.35	0.65	0.75
	吴川市	0.50	0.80	0.95
	遂溪县	0.35	0.75	0.90
	徐闻县	0.45	0.75	0.90
茂名市	城区	0.35	0.65	0.70
	高州市	0.35	0.60	0.70
	信宜市	0.35	0.60	0.70
	化州市	0.35	0.65	0.75
	电白县	0.45	0.70	0.80
肇庆市	城区	0.30	0.50	0.60

	高要市	0.30	0.50	0.60
	四会市	0.25	0.40	0.50
	广宁县	0.20	0.30	0.35
	德庆县	0.20	0.30	0.35
	封开县	0.20	0.30	0.35
	怀集县	0.20	0.30	0.35
潮州市	城区	0.35	0.65	0.75
	饶平县	0.40	0.70	0.85
	潮安县	0.45	0.75	0.90
清远市	城区	0.20	0.30	0.35
	英德市	0.20	0.30	0.35
	连州市	0.20	0.30	0.35
	佛冈县	0.20	0.30	0.35
	阳山县	0.20	0.30	0.35
	连南县	0.20	0.30	0.35
	清新县	0.20	0.30	0.35
	连山县	0.20	0.30	0.35

B.0.2 广东省基本风压分布图

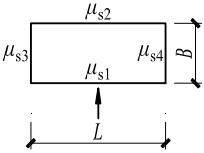


根据平坦地面上10米高度处10分钟平均风速观测数据经概率统计得出的50年一遇最大值确定

图 A.0.2 广东省基本风压分布图 (kN/m²)

B.0.3 风荷载体型系数应根据建筑物平面形状按下列规定采用：

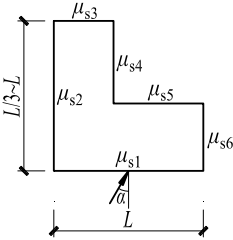
1 矩形平面



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-(0.48 + 0.03 \frac{H}{L})$	-0.60	-0.60

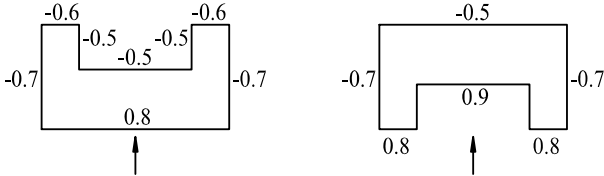
注：H为房屋高度

2 L形平面

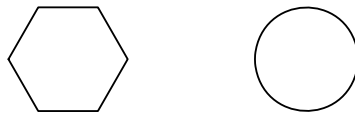


μ_s α	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
45°	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
225°	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

3 槽形平面



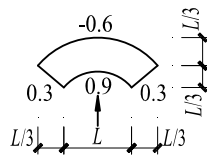
4 正多边形平面、圆形平面



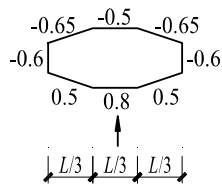
1) $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n}$ (n为边数) ;

2) 当圆形高层建筑表面较粗糙时, $\mu_s = 0.8$ 。

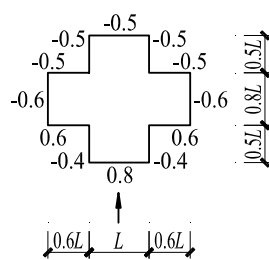
5 扇形平面



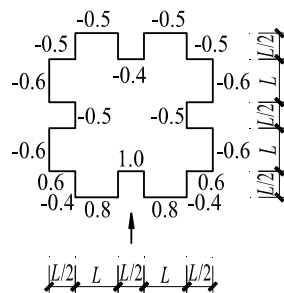
6 棱形平面



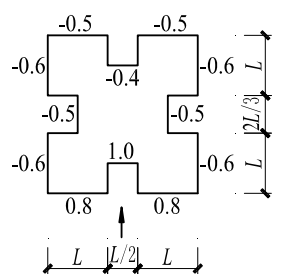
7 十字形平面



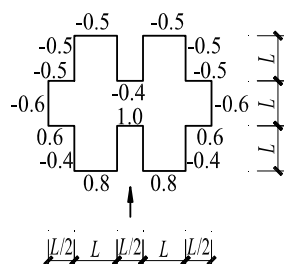
8 井字形平面



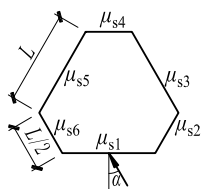
9 X形平面



10 卅形平面

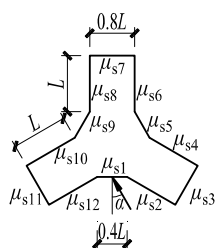


11 六角形平面



μ_s	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
α						
0°	0.80	-0.45	-0.50	-0.60	-0.50	-0.45
30°	0.70	0.40	-0.55	-0.50	-0.55	-0.55

12 Y形平面



α μ_s	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
μ_{s1}	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.50	-0.15
μ_{s2}	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.40	-0.10
μ_{s3}	-0.70	-0.10	0.30	0.50	0.70	0.85	0.95
μ_{s4}	-0.50	-0.50	-0.55	-0.60	-0.75	-0.40	-0.10
μ_{s5}	-0.50	-0.55	-0.60	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15
μ_{s6}	-0.55	-0.55	-0.60	-0.70	-0.65	-0.15	-0.35
μ_{s7}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s9}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s10}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s11}	-0.70	-0.60	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s12}	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.65	0.35

附录 C 时域显式随机模拟法

C.0.1 与本规程第 4.3.9 条规定的地震影响系数曲线等价的平稳地震动功率谱按下式确定：

$$S(f) = \begin{cases} \left(\frac{a_1}{f^2} + \frac{a_2}{f} + a_3 \right) \frac{\alpha_{\max}^2}{(a_4 - \ln f) f} & 0 < f < \frac{1}{5T_g} \\ \frac{a_5 f \alpha_{\max}^2}{a_6 - \ln f} & \frac{1}{5T_g} \leq f < \frac{1}{T_g} \\ \frac{a_7 \alpha_{\max}^2}{f(a_8 - \ln f)} & \frac{1}{T_g} \leq f < 10\text{Hz} \\ \left(\frac{a_9}{f^2} + \frac{a_{10}}{f} + a_{11} \right) \frac{\alpha_{\max}^2}{(a_{12} - \ln f) f} & f \geq 10\text{Hz} \end{cases} \quad (\text{C.0.1})$$

式中： $S(f)$ ——平稳地震动功率谱 (m^2/s^3)；

f ——频率 (Hz)；

$\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值，按表 4.3.8-1 采用；

T_g ——地震影响系数曲线的特征周期 (s)，按表 4.3.8-2 采用；

$a_1, a_2, \dots, a_{12}$ ——功率谱系数，按表 C.0.1 采用。

表 C.0.1 功率谱系数 $a_1, a_2, \dots, a_{12}$ 取值

阻尼比	场地类别	设计地震分组	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}	a_{11}	a_{12}
0.030	I ₀	第一组	-2.87E-05	1.26E-03	-1.38E-02	-2.70E+00	-7.98E-03	-1.56E+00	-8.50E-02	2.83E-01	-3.01E-01	-3.80E-02	-1.42E-02	1.85E+00
		第二组	-2.92E-05	1.32E-03	-1.47E-02	-2.69E+00	-1.24E-02	-1.52E+00	-9.43E-02	4.99E-03	-2.82E-01	-1.59E-01	-9.59E-03	1.66E+00
		第三组	-2.89E-05	1.38E-03	-1.60E-02	-2.69E+00	-1.90E-02	-1.63E+00	-9.48E-02	-8.64E-02	-2.15E-01	-1.85E-01	-7.68E-03	1.65E+00
	I ₁	第一组	-2.92E-05	1.32E-03	-1.47E-02	-2.69E+00	-1.25E-02	-1.53E+00	-9.43E-02	4.28E-03	-2.75E-01	-1.34E-01	-1.04E-02	1.71E+00
		第二组	-2.89E-05	1.38E-03	-1.60E-02	-2.69E+00	-1.90E-02	-1.62E+00	-9.48E-02	-8.64E-02	-2.15E-01	-1.85E-01	-7.68E-03	1.65E+00
		第三组	-2.91E-05	1.39E-03	-1.62E-02	-2.63E+00	-2.63E-02	-1.64E+00	-9.10E-02	-8.82E-02	-1.70E-01	-2.80E-01	-4.07E-03	1.49E+00

阻尼 比	场地 类别	设计地 震分组	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}	a_{11}	a_{12}
	II	第一组	-2.50E-05	1.14E-03	-1.28E-02	-2.67E+00	-2.38E-02	-1.68E+00	-9.13E-02	-2.24E-01	-2.15E-01	-1.76E-01	-7.63E-03	1.61E+00
		第二组	-2.38E-05	1.21E-03	-1.46E-02	-2.76E+00	-3.20E-02	-1.72E+00	-2.56E-01	-3.15E+00	-2.59E-01	1.67E-02	-1.31E-02	1.96E+00
		第三组	-2.33E-05	1.20E-03	-1.47E-02	-2.70E+00	-3.72E-02	-1.57E+00	-9.51E-02	-4.06E-01	-1.58E-01	-2.64E-01	-3.51E-03	1.48E+00
	III	第一组	-2.75E-05	1.40E-03	-1.69E-02	-3.26E+00	-3.35E-02	-1.64E+00	-9.71E-02	-6.00E-01	-1.38E-01	-4.10E-01	-5.10E-04	1.09E+00
		第二组	-2.60E-05	1.29E-03	-1.54E-02	-2.95E+00	-5.79E-02	-1.90E+00	-1.03E-01	-7.93E-01	-1.57E-01	-1.83E-01	-5.29E-03	1.59E+00
		第三组	-2.38E-05	1.59E-03	-2.22E-02	-3.42E+00	-7.91E-02	-1.86E+00	-1.06E-01	-9.23E-01	-1.86E-01	-1.18E-01	-6.55E-03	1.73E+00
	IV	第一组	-2.41E-05	1.24E-03	-1.52E-02	-3.53E+00	-7.65E-02	-2.09E+00	-1.07E-01	-1.10E+00	-1.80E-01	-1.24E-01	-6.90E-03	1.68E+00
		第二组	-2.45E-05	1.30E-03	-1.62E-02	-3.40E+00	-1.12E-01	-2.27E+00	-1.10E-01	-1.21E+00	-1.75E-01	-1.65E-01	-5.12E-03	1.60E+00
		第三组	-2.33E-05	1.32E-03	-1.71E-02	-4.09E+00	-1.75E-01	-2.45E+00	-1.10E-01	-1.27E+00	-2.02E-01	-1.17E-01	-5.65E-03	1.71E+00
0.035	I ₀	第一组	-4.69E-05	1.89E-03	-1.90E-02	-2.88E+00	-8.46E-03	-1.63E+00	-8.66E-02	3.11E-01	-1.61E-01	-3.11E-01	-7.15E-03	1.44E+00
		第二组	-2.98E-05	1.64E-03	-2.09E-02	-3.04E+00	-1.32E-02	-1.59E+00	-9.59E-02	3.03E-02	-3.04E-01	-2.99E-02	-1.42E-02	1.87E+00
		第三组	-4.79E-05	1.89E-03	-1.86E-02	-2.65E+00	-1.98E-02	-1.67E+00	-9.62E-02	-6.23E-02	-2.75E-01	-3.23E-01	-4.30E-03	1.41E+00
	I ₁	第一组	-2.98E-05	1.64E-03	-2.09E-02	-3.04E+00	-1.32E-02	-1.59E+00	-9.59E-02	3.03E-02	-3.04E-01	-2.99E-02	-1.42E-02	1.87E+00
		第二组	-4.79E-05	1.89E-03	-1.86E-02	-2.65E+00	-1.98E-02	-1.67E+00	-9.62E-02	-6.23E-02	-2.75E-01	-3.23E-01	-4.30E-03	1.41E+00
		第三组	-4.34E-05	1.86E-03	-1.98E-02	-2.69E+00	-2.74E-02	-1.69E+00	-9.25E-02	-7.20E-02	-3.46E-01	-4.24E-02	-1.19E-02	1.87E+00
	II	第一组	-4.67E-05	1.82E-03	-1.76E-02	-2.79E+00	-2.49E-02	-1.73E+00	-9.27E-02	-1.95E-01	-1.68E-01	-2.76E-01	-5.18E-03	1.46E+00
		第二组	-4.12E-05	1.86E-03	-2.08E-02	-3.02E+00	-3.36E-02	-1.77E+00	-9.70E-02	-3.42E-01	-1.55E-01	-1.68E-01	-7.21E-03	1.68E+00

阻尼 比	场地 类别	设计地 震分组	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}	a_{11}	a_{12}
		第三组	-4.33E-05	1.89E-03	-2.04E-02	-2.88E+00	-3.87E-02	-1.60E+00	-9.68E-02	-3.90E-01	-2.67E-01	-2.10E-01	-5.28E-03	1.58E+00
		III	第一组	-4.81E-05	1.85E-03	-1.78E-02	-3.02E+00	-3.50E-02	-1.67E+00	-9.99E-02	-5.91E-01	-1.21E-01	-3.24E-01	1.32E+00
			第二组	-4.51E-05	1.90E-03	-2.00E-02	-3.07E+00	-6.03E-02	-1.93E+00	-1.06E-01	-7.95E-01	-9.35E-02	-2.19E-01	1.56E+00
			第三组	-3.96E-05	1.80E-03	-2.02E-02	-3.03E+00	-8.08E-02	-1.87E+00	-1.10E-01	-9.25E-01	-1.75E-01	-1.52E-01	1.69E+00
		IV	第一组	-4.26E-05	1.73E-03	-1.76E-02	-3.41E+00	-7.83E-02	-2.07E+00	-1.11E-01	-1.10E+00	-1.91E-01	-1.12E-01	1.72E+00
			第二组	-4.28E-05	1.81E-03	-1.91E-02	-3.35E+00	-1.14E-01	-2.25E+00	-1.13E-01	-1.20E+00	-1.77E-01	-1.31E-01	1.69E+00
			第三组	-4.05E-05	1.76E-03	-1.91E-02	-3.77E+00	-1.78E-01	-2.43E+00	-1.13E-01	-1.27E+00	-1.72E-01	-1.39E-01	1.69E+00
	0.040	I ₀	第一组	-7.01E-06	1.30E-03	-2.33E-02	-3.47E+00	-8.91E-03	-1.69E+00	-8.70E-02	3.47E-01	-1.05E-01	-2.72E-01	1.53E+00
			第二组	-5.02E-06	1.46E-03	-2.72E-02	-3.60E+00	-1.37E-02	-1.63E+00	-9.63E-02	6.61E-02	1.43E-01	-5.91E-01	1.05E+00
			第三组	-3.80E-06	1.50E-03	-2.85E-02	-3.55E+00	-2.07E-02	-1.72E+00	-9.64E-02	-2.96E-02	-1.47E-01	-2.44E-01	1.59E+00
		I ₁	第一组	-5.02E-06	1.46E-03	-2.72E-02	-3.60E+00	-1.37E-02	-1.64E+00	-9.69E-02	5.58E-02	-4.75E-02	-4.80E-01	1.19E+00
			第二组	-3.80E-06	1.50E-03	-2.85E-02	-3.55E+00	-2.06E-02	-1.72E+00	-9.64E-02	-2.96E-02	-1.47E-01	-2.44E-01	1.59E+00
			第三组	-3.60E-06	1.40E-03	-2.66E-02	-3.29E+00	-2.85E-02	-1.73E+00	-9.29E-02	-4.58E-02	-3.48E-01	-3.03E-02	1.89E+00
		II	第一组	-1.06E-06	1.30E-03	-2.56E-02	-3.76E+00	-2.60E-02	-1.77E+00	-9.34E-02	-1.66E-01	-2.18E-01	-1.83E-01	1.63E+00
			第二组	-3.40E-06	1.43E-03	-2.73E-02	-3.70E+00	-3.50E-02	-1.82E+00	-9.84E-02	-3.27E-01	-1.69E-01	-2.78E-01	1.49E+00
			第三组	-5.80E-06	1.44E-03	-2.65E-02	-3.50E+00	-3.98E-02	-1.62E+00	-9.73E-02	-3.62E-01	-2.75E-01	-1.24E-01	1.74E+00
		III	第一组	-3.79E-06	1.30E-03	-2.46E-02	-4.08E+00	-3.62E-02	-1.69E+00	-1.01E-01	-5.60E-01	-2.05E-01	-1.87E-01	1.59E+00

阻尼比	场地类别	设计地震分组	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}	a_{11}	a_{12}
0.045		第二组	-1.00E-06	1.36E-03	-2.79E-02	-4.09E+00	-6.22E-02	-1.96E+00	-1.08E-01	-7.78E-01	-1.29E-01	-4.26E-01	1.46E-03	1.15E+00
		第三组	-6.69E-06	1.38E-03	-2.50E-02	-3.60E+00	-8.24E-02	-1.88E+00	-2.58E-01	-3.14E+00	-1.86E-01	-1.05E-01	-7.08E-03	1.79E+00
		第一组	-5.60E-06	1.43E-03	-2.64E-02	-4.90E+00	-8.00E-02	-2.06E+00	-1.13E-01	-1.08E+00	-1.56E-01	-1.84E-01	-5.20E-03	1.60E+00
		第二组	-3.80E-06	1.56E-03	-2.97E-02	-4.86E+00	-1.16E-01	-2.23E+00	-1.15E-01	-1.18E+00	-1.68E-01	-1.54E-01	-5.43E-03	1.66E+00
		第三组	-4.25E-06	1.26E-03	-2.36E-02	-5.92E+00	-1.80E-01	-2.40E+00	-1.18E-01	-1.31E+00	-1.29E-01	-2.23E-01	-2.98E-03	1.51E+00
	I ₀	第一组	-4.48E-05	2.09E-03	-2.40E-02	-3.07E+00	-9.37E-03	-1.77E+00	-8.66E-02	3.87E-01	-2.07E-01	-9.12E-02	-1.42E-02	1.80E+00
		第二组	-4.73E-05	2.12E-03	-2.35E-02	-3.01E+00	-1.43E-02	-1.69E+00	-9.57E-02	1.10E-01	-1.77E-01	-3.94E-01	-4.21E-03	1.34E+00
		第三组	-6.23E-05	2.24E-03	-1.99E-02	-3.00E+00	-2.14E-02	-1.77E+00	-9.62E-02	2.87E-03	-2.65E-01	-7.00E-02	-1.22E-02	1.85E+00
		第一组	-4.73E-05	2.12E-03	-2.35E-02	-3.01E+00	-1.44E-02	-1.70E+00	-9.62E-02	1.01E-01	-1.89E-01	-4.22E-01	-3.56E-03	1.28E+00
		第二组	-6.23E-05	2.24E-03	-1.99E-02	-3.00E+00	-2.14E-02	-1.77E+00	-9.62E-02	2.87E-03	-2.65E-01	-7.00E-02	-1.22E-02	1.85E+00
		第三组	-3.70E-05	2.24E-03	-3.01E-02	-3.16E+00	-2.95E-02	-1.79E+00	-9.21E-02	-1.06E-02	-7.71E-02	-5.49E-01	3.00E-03	1.11E+00
	II	第一组	-4.10E-05	2.00E-03	-2.39E-02	-3.16E+00	-6.96E-02	-5.67E+00	-9.34E-02	-1.38E-01	-3.30E-01	-3.74E-02	-1.27E-02	1.86E+00
		第二组	-5.15E-05	2.30E-03	-2.55E-02	-3.10E+00	-3.66E-02	-1.88E+00	-9.87E-02	-3.03E-01	-1.90E-01	-2.23E-01	-5.78E-03	1.60E+00
		第三组	-5.54E-05	2.31E-03	-2.40E-02	-2.86E+00	-4.09E-02	-1.65E+00	-9.75E-02	-3.40E-01	-2.21E-01	-1.35E-01	-7.70E-03	1.75E+00
	III	第一组	-6.51E-05	2.38E-03	-2.16E-02	-3.04E+00	-3.76E-02	-1.72E+00	-1.01E-01	-5.25E-01	-2.94E-01	-1.97E-01	-6.40E-03	1.57E+00
		第二组	-6.63E-05	2.55E-03	-2.45E-02	-3.06E+00	-6.45E-02	-2.00E+00	-1.08E-01	-7.55E-01	-1.18E-01	-3.25E-01	-1.32E-03	1.38E+00
		第三组	-6.67E-05	2.64E-03	-2.62E-02	-3.04E+00	-8.38E-02	-1.89E+00	-1.13E-01	-9.14E-01	-9.30E-02	-2.21E-01	-3.54E-03	1.59E+00

阻尼 比	场地 类别	设计地 震分组	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}	a_{11}	a_{12}
	IV	第一组	-7.64E-05	2.58E-03	-2.11E-02	-3.06E+00	-8.17E-02	-2.06E+00	-1.14E-01	-1.05E+00	-1.89E-01	-9.04E-02	-7.97E-03	1.79E+00
		第二组	-7.61E-05	2.62E-03	-2.20E-02	-3.03E+00	-1.17E-01	-2.21E+00	-1.18E-01	-1.20E+00	-1.49E-01	-1.67E-01	-5.79E-03	1.62E+00
		第三组	-6.98E-05	2.58E-03	-2.37E-02	-3.76E+00	-1.82E-01	-2.38E+00	-1.19E-01	-1.30E+00	-1.38E-01	-2.16E-01	-2.97E-03	1.54E+00
0.050	I ₀	第一组	-4.83E-05	2.16E-03	-2.38E-02	-2.89E+00	-9.87E-03	-1.87E+00	-8.52E-02	4.37E-01	-3.18E-02	-3.07E-01	-8.39E-03	1.51E+00
		第二组	-6.50E-05	2.32E-03	-2.04E-02	-2.50E+00	-3.87E-02	-6.12E+00	-9.49E-02	1.45E-01	-4.89E-02	-2.29E-01	-8.53E-03	1.65E+00
		第三组	-5.97E-06	1.49E-03	-2.75E-02	-3.19E+00	-2.23E-02	-1.84E+00	-9.54E-02	3.68E-02	-1.73E-01	-8.47E-02	-1.17E-02	1.86E+00
	I ₁	第一组	-6.50E-05	2.32E-03	-2.04E-02	-2.50E+00	-3.87E-02	-6.12E+00	-9.49E-02	1.45E-01	-4.89E-02	-2.29E-01	-8.53E-03	1.65E+00
		第二组	-5.97E-06	1.49E-03	-2.75E-02	-3.19E+00	-2.23E-02	-1.84E+00	-9.54E-02	3.68E-02	-1.73E-01	-8.47E-02	-1.17E-02	1.86E+00
		第三组	-3.55E-06	1.76E-03	-3.38E-02	-3.42E+00	-3.07E-02	-1.86E+00	-9.20E-02	7.30E-03	-2.62E-01	-2.05E-01	-6.84E-03	1.66E+00
	II	第一组	-4.27E-06	1.64E-03	-3.12E-02	-3.81E+00	-2.83E-02	-1.89E+00	-9.18E-02	-8.82E-02	-3.37E-01	-1.01E-01	-1.06E-02	1.76E+00
		第二组	-1.33E-06	1.74E-03	-3.43E-02	-3.88E+00	-3.82E-02	-1.95E+00	-9.81E-02	-2.71E-01	-2.28E-01	-1.74E-01	-7.01E-03	1.69E+00
		第三组	-3.13E-05	1.75E-03	-2.24E-02	-2.86E+00	-4.23E-02	-1.69E+00	-9.64E-02	-3.02E-01	-1.93E-01	-2.49E-01	-3.70E-03	1.58E+00
	III	第一组	-5.15E-06	1.63E-03	-3.06E-02	-4.18E+00	-3.87E-02	-1.75E+00	-1.00E-01	-4.86E-01	-2.34E-01	-1.15E-01	-8.83E-03	1.75E+00
		第二组	-7.20E-05	2.81E-03	-2.75E-02	-3.13E+00	-6.66E-02	-2.04E+00	-1.09E-01	-7.33E-01	-1.23E-01	-2.82E-01	-2.27E-03	1.49E+00
		第三组	-4.41E-05	2.72E-03	-3.68E-02	-3.77E+00	-8.54E-02	-1.90E+00	-1.13E-01	-8.92E-01	-6.19E-02	-3.16E-01	-4.92E-04	1.42E+00
	IV	第一组	-4.95E-05	2.22E-03	-2.47E-02	-3.65E+00	-8.24E-02	-2.04E+00	-1.16E-01	-1.07E+00	-1.58E-01	-3.49E-01	-1.50E-03	1.23E+00
		第二组	-8.40E-05	2.90E-03	-2.45E-02	-3.04E+00	-1.18E-01	-2.21E+00	-1.19E-01	-1.18E+00	-1.96E-01	-1.04E-01	-7.62E-03	1.75E+00

阻尼 比	场地 类别	设计地 震分组	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}	a_{11}	a_{12}
		第三组	-7.73E-05	2.86E-03	-2.64E-02	-3.76E+00	-1.81E-01	-2.34E+00	-1.19E-01	-1.27E+00	-1.83E-01	-1.24E-01	-5.34E-03	1.75E+00

C.0.2 考虑地震动的非平稳随机特性，地面运动加速度时程（即人工模拟地震波）按下列公式生成：

$$a_j(t) = g(t)x_j(t) \quad (j = 1, 2, \dots, M) \quad (C.0.2-1)$$

$$g(t) = \begin{cases} (t/t_a)^2 & 0 \leq t < t_a \\ 1 & t_a \leq t < t_b \\ e^{-c(t-t_b)} & t \geq t_b \end{cases} \quad (C.0.2-2)$$

$$x_j(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(2\pi f_k t + \phi_{k,j}) \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (C.0.2-3)$$

$$A_k = 2[2\pi S(f_k)\Delta f]^{1/2} \quad (C.0.2-4)$$

$$f_k = k\Delta f \quad (C.0.2-5)$$

$$\Delta f = \frac{f_{\max} - f_{\min}}{N} \quad (C.0.2-6)$$

式中：

- M ——地面运动加速度时程样本数， $M \geq 500$ ；
- $a_j(t)$ ——第 j 个地面运动加速度时程样本（ m/s^2 ）；
- $g(t)$ ——均匀调制函数，反映地震动的非平稳特性；
- t_b, t_c, c ——均匀调制函数参数，按表 C.0.2 采用；
- $S(f)$ ——平稳地震动 $X(t)$ 的功率谱（ m^2/s^3 ），按公式（C.0.1）确定；
- $x_j(t)$ ——平稳地震动 $X(t)$ 的第 j 个样本（ m/s^2 ）；
- $A_k, f_k, \phi_{k,j}$ ——第 k 个谐波分量的幅值（ m/s^2 ），频率（Hz），相位角。其中 $\phi_{k,j}$ 为服从 $[0, 2\pi]$ 均匀分布的随机数；
- $N, f_{\max}, f_{\min}, \Delta f$ ——频率划分段数，截断最大频率（Hz），截断最小频率（Hz），谐波分量的频率间隔（Hz）。一般取 $N=300$ ， $f_{\max}=30\text{Hz}$ ， $f_{\min}=0.05\text{Hz}$ 。

表 C.0.2 均匀调制函数参数值

场地类别	$t_a (s)$	$t_b (s)$	c
I ₀	0.5	5.5	0.45
I ₁	0.5	5.5	0.45
II	0.8	7	0.35
III	1.2	9	0.25
IV	1.6	12	0.15

C.0.3 在第 j 个地面加速度时程样本 $a_j(t)$ 作用下，时刻 t_i 的结构地震作用效应(含位移和内力等)按下列公式计算：

$$S_i^j = A_{i,0}a_0^j + A_{i,1}a_1^j + \cdots + A_{i,i}a_i^j \quad (i=1,2,\cdots,l; j=1,2,\cdots,M) \quad (C.0.3-1)$$

$$\left. \begin{array}{l} t_i = i\Delta t \\ \Delta t = T_d / l \end{array} \right\} \quad (C.0.3-2)$$

式中：
 T_d ——地震波持续时间， T_d 不小于结构基本周期的 5 倍和 15s 的较大值；
 l ——时程分析步数；
 Δt ——时间步长，一般取 0.01s 或 0.02s；
 S_i^j ——在第 j 个地面加速度时程样本 $a_j(t)$ 作用下，时刻 t_i 的结构地震作用效应；
 $a_0^j, a_1^j, \cdots, a_i^j$ ——表示 $a_j(t_0), a_j(t_1), \cdots, a_j(t_i)$ ，按公式 (C.0.2-1) 确定；
 $A_{i,0}, A_{i,1}, \cdots, A_{i,i}$ ——时刻 t_i 结构地震作用效应的系数向量，按第 C.0.4 条或第 C.0.5 条确定。

C.0.4 当结构地震作用效应 $S = [Y^T \dot{Y}^T]^T$ ， Y 和 $\dot{Y}$ 分别为结构节点位移和速度列阵时，时刻 t_i 结构地震作用效应的系数向量按下列公式计算：

$$\left. \begin{array}{l} A_{i,0} = Q_1, A_{i,0} = TA_{i-1,0} \quad (2 \leq i \leq l) \\ A_{i,1} = Q_2, A_{i,1} = Q_3, A_{i,1} = TA_{i-1,1} \quad (3 \leq i \leq l) \\ A_{i,j} = A_{i-1,j-1} \quad (2 \leq j \leq i \leq l) \end{array} \right\} \quad (C.0.4-1)$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_1 = (I - T)H^{-2}W / \Delta t + TH^{-1}W \\ Q_2 = (T - I)H^{-2}W / \Delta t - H^{-1}W \\ Q_3 = TQ_2 + Q_1 \end{array} \right\} \quad (C.0.4-2)$$

$$\left. \begin{aligned} T &= e^{H\Delta t} & W &= -\begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ E \end{Bmatrix} \\ H &= \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \\ H^{-1} &= \begin{bmatrix} -K^{-1}C & -K^{-1}M \\ \mathbf{I} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \\ H^{-2} &= H^{-1}H^{-1} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.0.4-3})$$

式中： M, C, K ——结构质量矩阵，阻尼矩阵，刚度矩阵；

$\mathbf{I}, \mathbf{0}$ ——单位矩阵，零矩阵（或零列阵）；

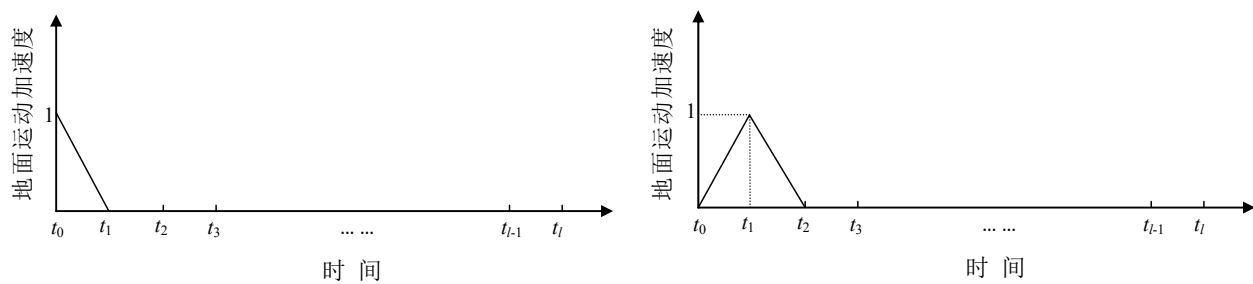
E ——惯性力指示向量，由元素 0 和 1 组成。

对于构件内力，其系数向量可以根据内力-位移关系由公式（C.0.4-1）推导得到。

C.0.5 各时刻结构地震作用效应的系数向量如表 C.0.5 所示。其中，第一列系数向量 $A_{1,0}, A_{2,0}, \dots, A_{l,0}$ 为图 C.0.5(a)所示半三角单位脉冲地面运动加速度作用下，时刻 $t_1, t_2, \dots, t_l$ 的结构效应；第二列系数向量 $A_{1,1}, A_{2,1}, \dots, A_{l,1}$ 为图 C.0.5(b)所示全三角单位脉冲地面运动加速度作用下，时刻 $t_1, t_2, \dots, t_l$ 的结构效应。可以利用已建的结构有限元模型，在通用或专用有限元计算平台上分别进行图 C.0.5(a)和图 C.0.5(b)所示单位脉冲地面运动加速度作用下的时程分析，获得第一列系数向量 $A_{i,0} (i=1, 2, \dots, l)$ 和第二列系数向量 $A_{i,1} (i=1, 2, \dots, l)$ ，其他系数向量按表 C.0.5 构建。

表 C.0.5 各时刻结构地震作用效应的系数向量

时刻	系数向量							
	a_0^j	a_1^j	a_2^j	a_3^j	$\dots$	a_{l-2}^j	a_{l-1}^j	a_l^j
t_1	$A_{1,0}$	$A_{1,1}$						
t_2	$A_{2,0}$	$A_{2,1}$	$A_{2,2} = A_{1,1}$					
t_3	$A_{3,0}$	$A_{3,1}$	$A_{3,2} = A_{2,1}$	$A_{3,3} = A_{1,1}$				
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$			
t_{l-2}	$A_{l-2,0}$	$A_{l-2,1}$	$A_{l-2,2} = A_{l-3,1}$	$A_{l-2,3} = A_{l-4,1}$	$\dots$	$A_{l-2,l-2} = A_{1,1}$		
t_{l-1}	$A_{l-1,0}$	$A_{l-1,1}$	$A_{l-1,2} = A_{l-2,1}$	$A_{l-1,3} = A_{l-3,1}$	$\dots$	$A_{l-1,l-2} = A_{2,1}$	$A_{l-1,l-1} = A_{1,1}$	
t_l	$A_{l,0}$	$A_{l,1}$	$A_{l,2} = A_{l-1,1}$	$A_{l,3} = A_{l-2,1}$	$\dots$	$A_{l,l-2} = A_{3,1}$	$A_{l,l-1} = A_{2,1}$	$A_{l,l} = A_{1,1}$



(a)半三角单位脉冲地面运动加速度

(b)全三角单位脉冲地面运动加速度

图 C.0.5 单位脉冲地面运动加速度

C.0.6 结构地震作用效应峰值的平均值按下式计算：

$$S_{\text{peak}} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \max_{i=1}^I |S_i^j| \quad (\text{C.0.6})$$

式中 S_i^j 按公式 (C.0.3-1) 计算。

附录 D 墙体稳定验算

D.0.1 剪力墙墙肢应满足下式的稳定要求：

$$q \leq \frac{E_c t^3}{10l_0^2} \quad (\text{D.0.1})$$

式中： q ——作用于墙顶组合的等效竖向均布荷载设计值；

E_c ——剪力墙混凝土的弹性模量；

t ——剪力墙墙肢截面厚度；

l_0 ——剪力墙墙肢计算长度，应按本附录第D.0.2条确定。

D.0.2 剪力墙墙肢计算长度应按下式计算：

$$l_0 = \beta h \quad (\text{D.0.2})$$

式中： β ——墙肢计算长度系数，应按本附录第D.0.3条确定；

h ——墙肢所在楼层的层高。

D.0.3 墙肢计算长度系数 β 应根据墙肢的支承条件按下列规定计算：

1 单片独立墙肢按两边支承板计算，取 β 等于1.0。

2 T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘（图D）采用三边支承板按式（D.0.3-1）计算；当 β 计算值小于0.25时，取0.25。

$$\beta \leq \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{b}{2b_f} \right)^2}} \quad (\text{D.0.3-1})$$

式中： b_f ——T形、L形、槽形和工字形剪力墙的单侧翼缘截面高度，取图D中各 b_{fi} 的较大值或最大值。

3 T形剪力墙的腹板（图D）也按三边支承板计算，但应将公式（D.0.3-1）中的 b_f 代以 b_w 。

4 槽形和工字形剪力墙的腹板（图D），采用四边支承板按式（D.0.3-2）计算；当 β 计算值小于0.2时，取0.2。

$$\beta \leq \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{3h}{2b_w} \right)^2}} \quad (\text{D.0.3-2})$$

式中： b_w ——槽形、工字形剪力墙的腹板截面高度。

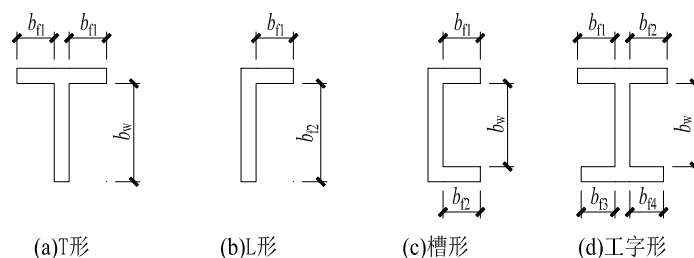


图 D 剪力墙腹板与单侧翼缘截面高度示意

D.0.4 当T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘截面高度小于截面厚度的2倍和800mm，或当T形、L形剪力墙的腹板截面高度与翼缘截面厚度之和小于腹板截面厚度的2倍和800mm时，尚宜按下式验算剪力墙的整体稳定：

$$N \leq \frac{1.2 E_c I}{h^2} \quad (\text{D.0.4})$$

式中： N ——作用于墙顶组合的竖向荷载设计值；

I ——剪力墙整体截面的惯性矩，取两个方向的较小值。

附录 E 转换层上、下结构侧向刚度规定

E.0.1 底部大空间为1、2层时，可近似采用转换层上、下层结构等效剪切刚度比 γ_{e1} 表示转换层上、下层结构刚度的变化， γ_{e1} 宜接近1，非抗震设计时 γ_{e1} 不应小于0.4，抗震设计时 γ_{e1} 不应小于0.5。 γ_{e1} 可按下列公式计算：

$$\gamma_{e1} = \frac{G_1 A_1}{G_2 A_2} \times \frac{h_2}{h_1} \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$A_i = A_{w,i} + \sum_j G_{i,j} A_{ci,j} \quad (i=1,2) \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$C_{i,j} = 2.5 \left(\frac{h_{ci,j}}{h_i} \right)^2 \quad (i=1,2) \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中： G_1 、 G_2 ——转换层和转换层上层的混凝土剪变模量；

A_1 、 A_2 ——转换层和转换层上层的折算抗剪截面面积，可按式(E.0.1-2)计算；

$A_{w,i}$ ——第*i*层全部剪力墙在计算方向的有效截面面积（不包括翼缘面积）；

$A_{ci,j}$ ——第*i*层第*j*根柱的截面面积；

h_i ——第*i*层的层高；

$h_{ci,j}$ ——第*i*层第*j*根柱沿计算方向的截面高度；

$C_{i,j}$ ——第*i*层第*j*根柱截面面积折算系数，当计算值大于1时取1。

E.0.2 底部大空间层数大于2层时，其转换层下部结构与上部结构的等效侧向刚度比 γ_{e2} 可采用图E所示的计算模型按式(E.0.2)计算。 γ_{e2} 宜接近1，非抗震设计时 γ_{e2} 不应小于0.5，抗震设计时 γ_{e2} 不应小于0.8。

$$\gamma_{e2} = \frac{\Delta_1 H_2}{\Delta_2 H_1} \quad (\text{E.0.2})$$

式中： γ_{e2} ——转换层下部、上部结构的等效侧向刚度比；

H_1 ——转换层及其下部结构（计算模型1）的高度；

Δ_1 ——转换层及其下部结构（计算模型1）的顶部在单位水平力作用下的侧向位移；

H_2 ——转换层上部若干层结构（计算模型2）的高度，其值应等于或接近计算模型1的高度 H_1 ，且不大于 H_1 ；

Δ_2 ——转换层上部若干层结构（计算模型2）的顶部在单位水平力作用下的侧向位移。

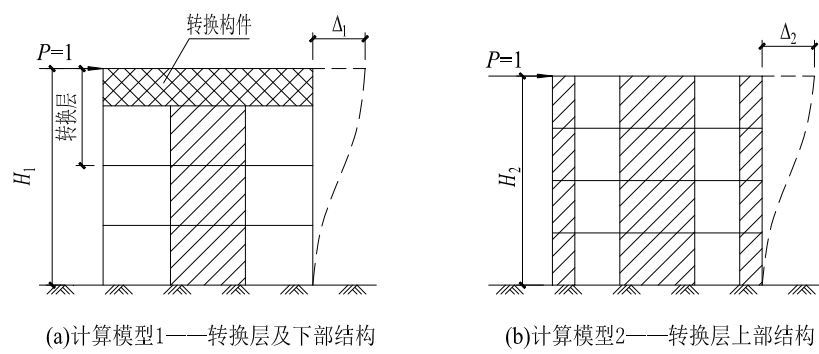


图 E 转换层上、下等效侧向刚度计算模型

附录 F 圆形钢管混凝土构件设计

F.1 构件设计

F.1.1 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力应满足下列要求：

持久、短暂设计状况

$$N \leq N_u \quad (\text{F.1.1-1})$$

地震设计状况

$$N \leq 1.25 N_u \quad (\text{F.1.1-2})$$

式中： N ——轴向压力设计值；

N_u ——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值。

F.1.2 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_l \varphi_e N_0 \quad (\text{F.1.2-1})$$

当 $0.5 < \theta \leq [\theta]$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \alpha \theta) \quad (\text{F.1.2-2})$$

当 $2.5 > \theta > [\theta]$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (\text{F.1.2-3})$$

$$\theta = \frac{A_a f_a}{A_c f_c} \quad (\text{F.1.2-4})$$

且在任何情况下均应满足下列条件：

$$\varphi_l \varphi_e \leq \varphi_0 \quad (\text{F.1.2-5})$$

表 F.1.2 系数 α 、 $[\theta]$

混凝土等级	$\leq \text{C50}$	C55~C80
α	2.00	1.80
$[\theta]$	1.00	1.56

式中： N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

θ ——钢管混凝土的套箍指标；

α ——与混凝土强度等级有关的系数，按表 F.1.2 取值；

$[\theta]$ ——与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值，按表 F.1.2 取值， $[\theta] = 1/(\alpha - 1)^2$ ；

A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值；

A_a ——钢管的横截面面积；

f_a ——钢管的抗拉、抗压强度设计值；

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按第 F.1.4 条的规定确定；

φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数，按第 F.1.3 条的规定确定；

φ_0 ——按轴心受压柱考虑的 φ_l 值。

F.1.3 钢管混凝土柱考虑偏心率影响的承载力折减系数 φ_e ，应按下列公式计算：

当 $e_0/r_c \leq 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (\text{F.1.3-1})$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} \quad (\text{F.1.3-2})$$

当 $e_0/r_c > 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{0.3}{\frac{e_0}{r_c} - 0.4} \quad (\text{F.1.3-3})$$

式中： e_0 ——柱端轴向压力偏心距之较大者；

r_c ——核心混凝土横截面的半径；

M_2 ——柱端弯矩设计值的较大者；

N ——轴向压力设计值。

F.1.4 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l ，应按下列公式计算：

当 $L_e/D > 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 - 0.115 \sqrt{L_e/D - 4} \quad (\text{F.1.4-1})$$

当 $L_e/D \leq 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 \quad (\text{F.1.4-2})$$

式中： D ——钢管的外直径；

L_e ——柱的等效计算长度，按第 F.1.5 条和第 F.1.6 条的规定确定。

F.1.5 柱的等效计算长度应按下列公式计算：

$$L_e = \mu k L \quad (\text{F.1.5})$$

式中： L ——柱的实际长度；

μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数，根据梁柱刚度的比值，按《钢结构设计规范》GB50017 确定；

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，按第 F.1.6 条的规定确定。

F.1.6 钢管混凝土柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数 k ，应按下列公式计算：

1 轴心受压柱和杆件(图 F.1.6a)：

$$k=1 \quad (\text{F.1.6-1})$$

2 无侧移框架柱(图 F.1.6b、c) :

$$k=0.5+0.3\beta+0.2\beta^2 \quad (\text{F.1.6-2})$$

3 有侧移框架柱(图 F.1.6d)和悬臂柱(图 F.1.6e、f) :

当 $e_0/r_c \leq 0.8$ 时

$$k=1-0.625e_0/r_c \quad (\text{F.1.6-3})$$

当 $e_0/r_c > 0.8$ 时, 取 $k=0.5$ 。

当自由端有力矩 M_1 作用时,

$$k=(1+\beta_1)/2 \quad (\text{F.1.6-4})$$

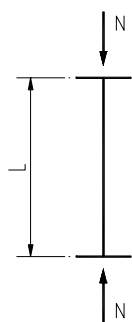
并将式(F.1.6-3)与式(F.1.6-4)所得 k 值进行比较, 取其中之较大值。

式中: β ——柱两端弯矩设计值之绝对值较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值, $\beta=M_1/M_2$, 单曲压弯时, β 为正值, 双曲压弯时, β 为负值;

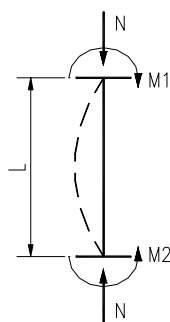
β_1 ——悬臂柱自由端弯矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值, 当 β_1 为负值(双曲压弯)时, 则按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算(图 F.1.6f)。

注: 1 无侧移框架指框架中设有支撑桁架、剪力墙、筒体等支撑结构, 且其抗侧移刚度不小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。有侧移框架指框架中未设上述支撑结构或支撑结构的抗侧移刚度小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。

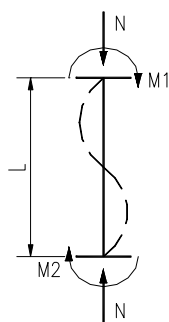
2 嵌固端指相交于柱的横梁的线刚度与柱的线刚度的比值不小于 4 者, 或柱基础的长和宽均不小于柱直径的 4 倍者。



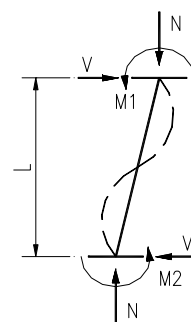
(a)轴心受压



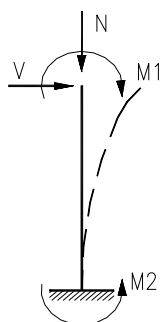
(b)无侧移单曲压弯



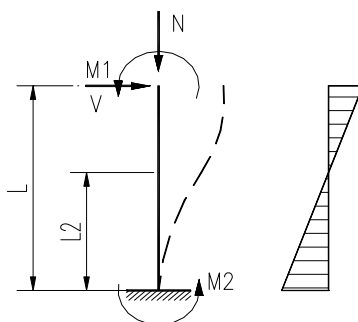
(c)无侧移双曲压弯



(d)有侧移双曲压弯



(e)单曲压弯



(f)双曲压弯

图 F.1.6 框架柱及悬臂柱计算简图

F.1.7 钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力应满足下列要求：

持久、短暂设计状况

$$N \leq N_{ut} \quad (F.1.7-1)$$

地震设计状况

$$N \leq N_{ut}/\gamma_{RE} \quad (F.1.7-2)$$

式中：\$N\$ ——轴向拉力设计值；

\$N_{ut}\$ ——钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力设计值；

\$\gamma_{RE}\$ ——钢管混凝土柱轴向受拉承载力抗震调整系数，按本规程第 12.1.7 条采用。

F.1.8 钢管混凝土单肢柱的拉弯承载力应满足下列规定：

$$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (F.1.8-1)$$

$$N_{ut} = A_a f_a / (1 + 2 \frac{e_0}{r_c}) \quad (F.1.8-2)$$

$$M_u = 0.3 r_c N_0 \quad (F.1.8-3)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (F.1.8-4)$$

式中：\$N\$ ——轴向拉力设计值；

\$M\$ ——柱端弯矩设计值；

\$e_0\$ ——轴向拉力的偏心距；

\$r_c\$ ——钢管的内半径。

F.1.9 当钢管混凝土单肢柱的剪跨 \$a\$ (横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离) 小于柱子直径 \$D\$ 的 2 倍时，即需验算柱的横向受剪承载力，并应满足下列要求：

持久、短暂设计状况

$$V \leq V_{uc} \quad (F.1.9-1)$$

地震设计状况

$$V \leq 1.176 V_{uc} \quad (F.1.9-2)$$

式中：\$V\$ ——横向剪力设计值；

\$V_{uc}\$ ——钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值。

F.1.10 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{uc} = (V_0 + 0.1N') \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (F.1.10-1)$$

$$V_0 = 0.2 A_c f_c (1 + 3\theta) \quad (F.1.10-2)$$

式中： V_0 ——钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值；
 N' ——与横向剪力设计值 V 对应的轴向力设计值；
 a ——剪跨，即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离；
 D ——钢管混凝土柱的外径；
 A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；
 f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值；
 θ ——钢管混凝土的套箍指标，按公式 (F.1.2-4) 确定。

注：横向剪力 V 必须以压力方式作用于钢管混凝土柱。

F.1.11 钢管混凝土的局部受压应满足下列要求：

$$N_l \leq N_{ul} \quad (\text{F.1.11})$$

式中： N_l ——局部作用的轴向压力设计值；
 N_{ul} ——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值；

F.1.12 钢管混凝土柱在中央部位受压时(图 F.1.12)，局部受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{ul} = N_0 \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (\text{F.1.12})$$

式中： N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按第 F.1.2 条公式(F.1.2-2)和公式 (F.1.2-3)计算；
 A_l ——局部受压面积；
 A_c ——钢管内核心混凝土的横截面面积。

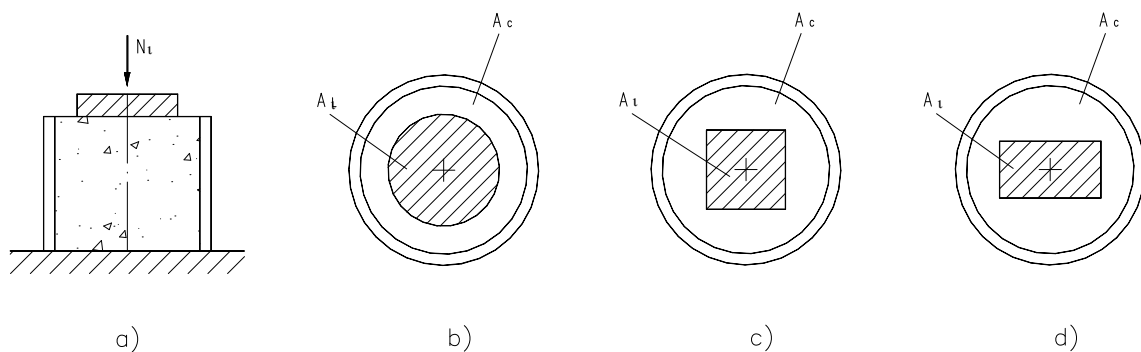


图 F.1.12 中央部位局部受压

F.1.13 钢管混凝土柱在其组合界面附近受压时(图 F.1.13)，局部受压承载力设计值应按下列公式计算：

当 $A_l/A_c \geq 1/3$ 时：

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (\text{F.1.13-1})$$

当 $A_l/A_c < 1/3$ 时：

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{3} \frac{A_t}{A_c} \quad (\text{F.1.13-2})$$

式中： N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按第 F.1.2 条公式(F.1.2-2)和公式(F.1.2-3)计算；

N_c ——非局部作用的轴向压力设计值；

ω ——考虑局压应力分布状况的系数，当局压应力为均匀分布时，取 $\omega=1$ ；当局压应力为非均匀分布时(例如与钢管内壁焊接的柔性抗剪连接件)，取 $\omega=0.75$ 。

当局部受压承载力不足时，可将局压区段(等于钢管直径的 1.5 倍)的管壁加厚，予以补强。

注：这里所谓的柔性抗剪连接件包括节点构造中采用的内加强环、环形隔板、钢筋环和焊钉等。内衬管段和穿心牛腿(承重销)可视为刚性抗剪连接件。

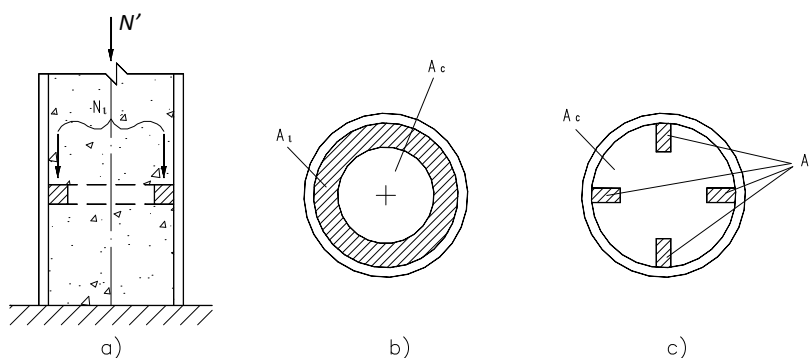


图 F.1.13 组合界面附近局部受压

F.2 连接设计

F.2.1 钢管混凝土柱的直径较小时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用外加强环连接(图 F.2.1-1)，外加强环应是环绕钢管混凝土柱的封闭的满环(图 F.2.1-2)。外加强环与钢管外壁可采用角焊缝或对接与角接焊缝连接，外加强环与钢梁应采用栓焊连接。外加强环的厚度不应小于钢梁翼缘的厚度、最小宽度 c 不应小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍。

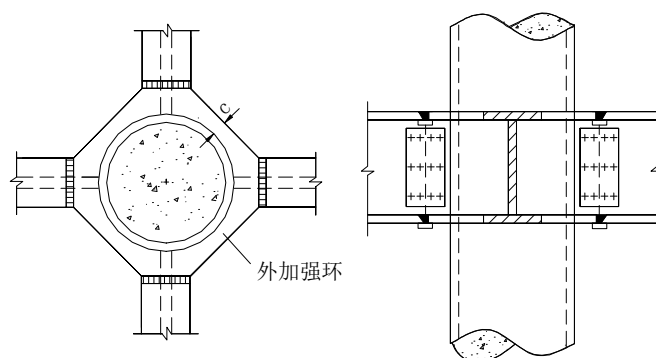


图 F.2.1-1 钢梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接构造示意

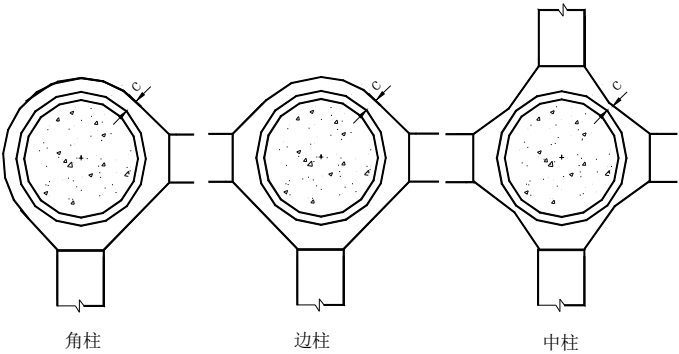


图 F.2.1-2 外加强环构造示意

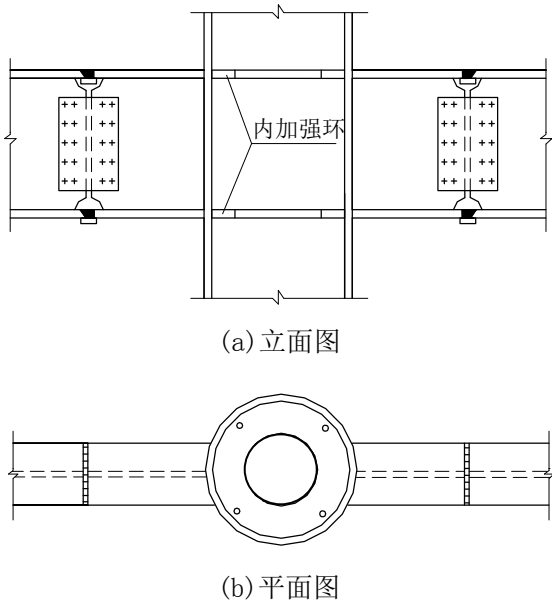


图 F.2.2-1 等截面悬臂钢梁与钢管混凝土柱采用内加强环连接构造示意

F.2.2 钢管混凝土柱的直径较大时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用内加强环连接。内加强环的钢板壁厚不应小于钢梁翼缘的厚度，预留排气孔的直径不宜小于 50mm，预留浇灌孔的直径不宜小于 150mm。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用现场直接连接，也可与带有悬臂梁段的柱在现场与梁拼接，可采用等截面悬臂梁段（图 F.2.2-1），一级和二级时，宜采用端部扩大形连接（图 F.2.2-2、图 F.2.2-3），梁端加盖板或骨形连接。

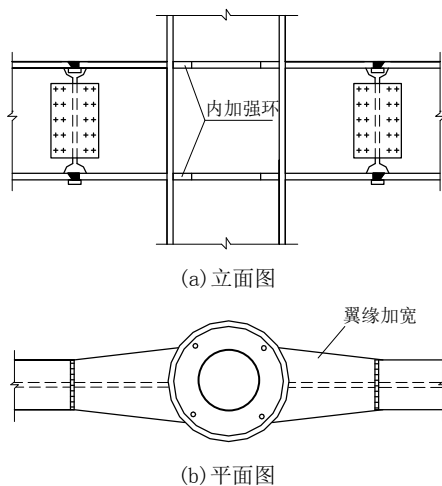


图 F.2.2-2 翼缘加宽的悬臂钢梁与

钢管混凝土柱连接构造示意

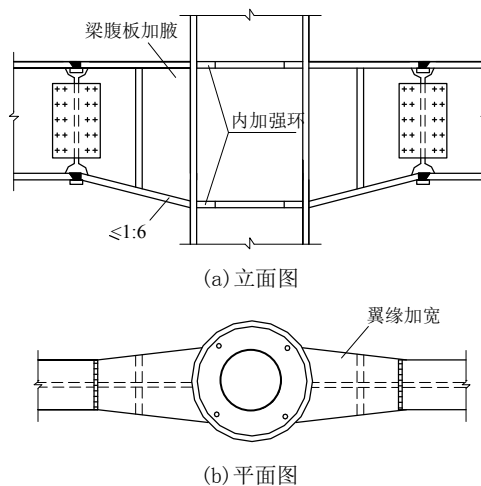


图 F.2.2-3 翼缘加宽、腹板加腋的悬臂钢梁与

钢管混凝土柱连接构造示意

F.2.3 钢梁与钢管混凝土柱可采用钢梁穿过钢管混凝土柱的穿心式连接，钢管壁与钢梁翼缘应采用全熔透坡口焊，钢管壁与钢梁腹板可采用角焊缝（图 F.2.3）。

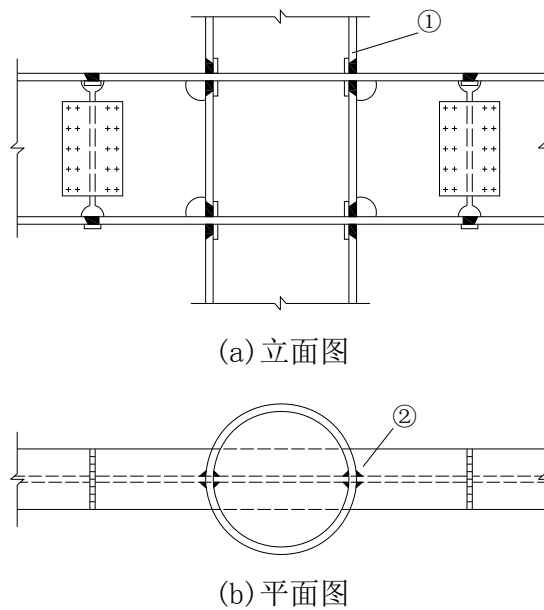


图 F.2.3 钢梁 - 钢管混凝土柱穿心式连接

1 - 钢管混凝土柱 2 - 钢梁

F.2.4 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接构造应同时满足管外剪力传递及弯矩传递的要求。

F.2.5 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用环形牛腿、抗剪环；钢筋混凝土无梁楼板或井式密肋楼板与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿。也可采用其他符合计算受力要求的连接方式传递管外剪力。

F.2.6 环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上下加强环组成（图 F.2.6）。肋板应与钢管壁外表面及上、下加强环采用角焊缝焊接，上、下加强环可分别与钢管壁外表面采用角焊缝焊接。环形牛腿的上、下加强环以及台锥式深牛腿的下加强环应打直径不小于 50mm 的圆孔。台锥式环形深牛腿下加强环的直径可由楼板的冲切强度确定。

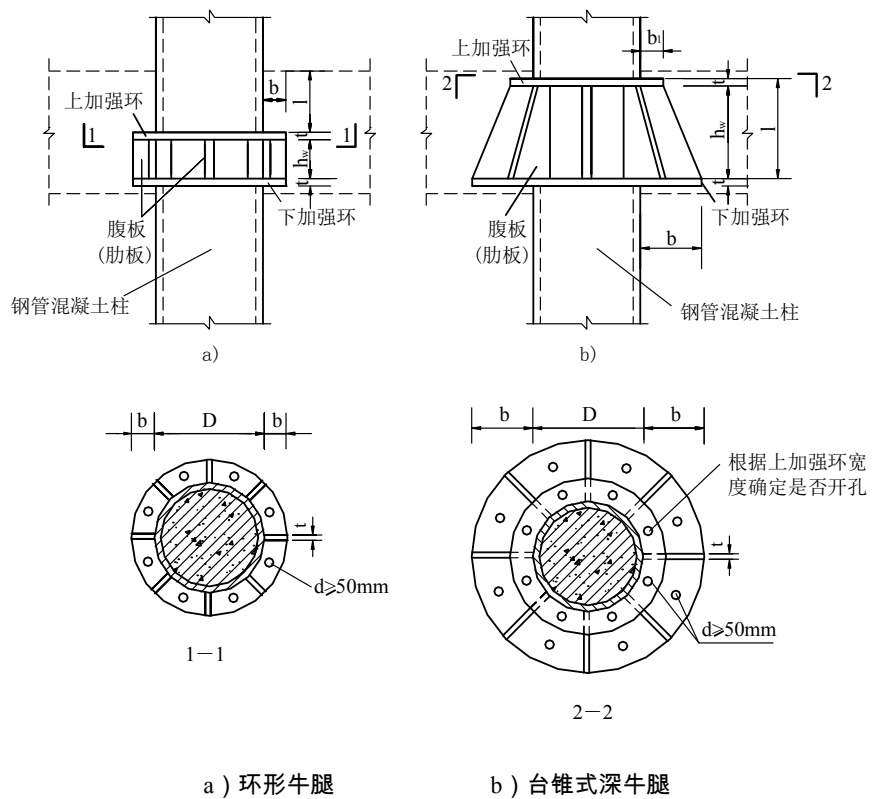


图 F.2.6 环形牛腿构造示意

F.2.7 抗剪环可采用通过双面角焊缝焊接于钢管壁外表面的闭合的钢筋环或闭合的带钢环（图 F.2.7）。钢筋直径 d 不应小于 20mm；带钢厚度 b 不应小于 20mm，带钢高度 h 不应小于其厚度。每个连接节点的抗剪环不应少于两道。设置两道抗剪环时，一道可在距框架梁底 50mm 的位置且宜尽可能接近框架梁

底，另一道可在距框架梁底 $1/2$ 梁高的位置。

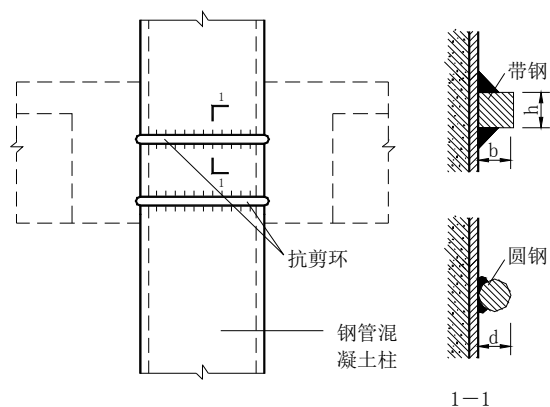


图 F.2.7 抗剪环构造示意

F.2.8 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用环梁、穿筋单梁，也可采用其他符合受力分析要求的连接方式。

F.2.9 钢筋混凝土环梁 (图 F.2.9) 的配筋应由计算确定。环梁的构造应符合下列规定：

- 1 环梁截面高度宜比框架梁高 30mm；
- 2 环梁的截面宽度不宜小于框架梁宽度，不应小于 $2/3$ 框架梁宽度；
- 3 框架梁的纵向钢筋在环梁内的锚固长度应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；
- 4 环梁上、下环筋的截面积，应分别不小于框架梁上、下纵筋截面积的 0.7 倍；
- 5 环梁内、外侧应设置环向腰筋，腰筋直径不宜小于 14mm，间距不宜大于 150mm；
- 6 环梁按构造设置的箍筋直径不宜小于 10mm，外侧间距不宜大于 150mm。

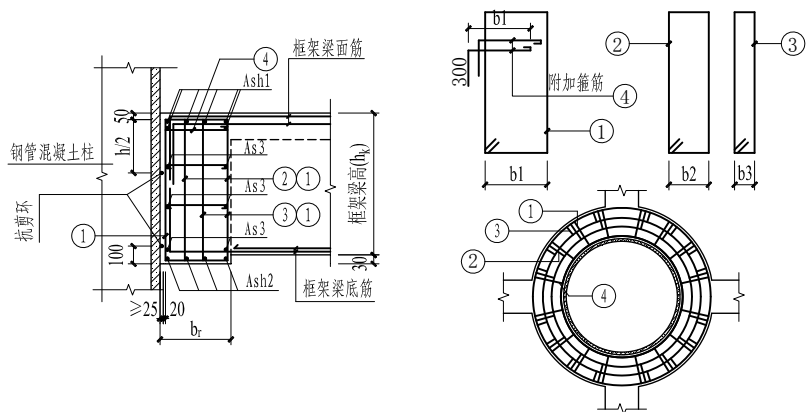


图 F.2.9 钢筋混凝土环梁构造示意

注：1 Ash1、Ash2 为焊接环向钢筋，焊接长度为 10d(单面焊)或 5d(双面焊)。

2 As3 为环梁腰筋，直径不应小于 14mm，间距不应大于 150mm，下方第一道腰筋应位于框架梁底筋的上表面。

3 b1、b2、b3 分别为各闭合箍筋的肢距， $b1 > b2 > b3$ 。

3 抗剪环筋不宜小于两道，且直径不宜小于 20mm。箍筋外肢距抗剪环筋净距为 20mm。

4 框架梁底无反向弯矩或第一排底筋可满足承载力要求时，第二排底筋可不伸入环梁。

F.2.10 穿筋单梁可采用图 F.2.10 所示的构造。在钢管开孔的区段应采用内衬管段或外套管段与钢管壁紧贴焊接，衬(套)管的壁厚不应小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距 s 不应小于孔的长径 b ，衬(套)管端面至孔边的净距 w 不应小于孔长径 b 的 2.5 倍。宜采用双筋并股穿孔。

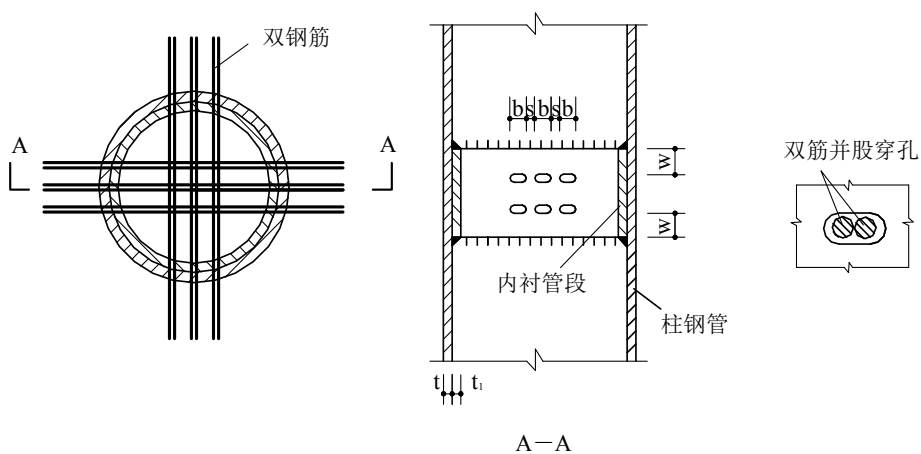


图 F.2.10 穿筋单梁构造示意

附录 G RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法

G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.1.1 当环梁 (图G.1.1) 上部环向钢筋的直径相同、水平间距相等时, 环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积按下式计算:

1 不考虑楼板的有利作用

$$\lambda \geq \frac{2 \sin \theta_2}{7 \sin \theta_1} \quad (\text{G.1.1-1})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4 \alpha_{dp} f_{yh} l_r \left\{ \frac{5}{7} \sin \theta_2 + \lambda \sin \theta_2 + \lambda \frac{R-r}{l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin \theta_2] \right\}} \quad (\text{G.1.1-2})$$

2 考虑楼板的有利作用

$$\lambda \geq \frac{2 \beta_1 \sin \theta_2}{7 \beta_2 \sin \theta_1} \quad (\text{G.1.1-3})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4 \alpha_{dp} f_{yh} l_r \left\{ \frac{5}{7 \beta_2} \sin \theta_2 + \frac{\lambda}{\beta_1} \sin \theta_2 + \lambda \frac{R-r}{\beta_3 l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin \theta_2] \right\}} \quad (\text{G.1.1-4})$$

在负弯矩作用下, β_1 取0.5, β_2 取0.65, β_3 取0.6; 正弯矩作用下取 $\beta_1=\beta_2=\beta_3=1.0$ 。

3 环梁箍筋单肢面积

$$A_{sv} = 0.7 f_{yh} A_{sh} \lambda \gamma_H / (\alpha_v f_{yv}) \quad (\text{G.1.1-5})$$

式中: λ ——剪环比, 为环梁箍筋名义拉力与环梁受拉环筋名义拉力的比值, $\lambda = F_v / F_h$, 可取0.35 ~ 0.7, 不考虑楼板的作用时取较高值, 考虑楼板的作用时取较低值;

F_h ——受拉环筋的名义拉力, $F_h = 0.7 f_{yh} A_{sh}$;

f_{yh} ——环向钢筋抗拉强度设计值;

A_{sh} ——环向钢筋的截面面积;

F_v ——环梁箍筋的名义拉力, $F_v = \alpha_v A_{sv} f_{yv} / \gamma_H$;

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值;

γ_H ——箍筋间夹角 (弧度), $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$;

S ——环梁中线处箍筋间距;

A_{sv} ——环梁箍筋单肢面积;

- α_v —— 闭合箍筋计算系数，按表G.1.1取值；
- M_k —— 由实配钢筋计算得出的框架梁梁端截面弯矩；
- α_{dp} —— 修正系数，取 $\alpha_{dp}=1.3$ ；
- l_r —— 环梁受拉环筋合力作用点到受压区合力点的力臂，取 $l_r=\min\{0.87h_{r0}, h_r-50\text{mm}\}$ ；
- h_r —— 环梁截面高度。
- θ_1 、 θ_2 、 α_0 、 R 、 r 等参数几何含义见图G.1.1-2。

$$\theta_1 = \arcsin[b_k / (2R)]$$

$$\theta_2 = \pi / 4 + \arcsin\left[\frac{r}{R} \sin(\theta_1 - \pi / 4)\right]$$

$$\alpha_0 = \min\left\{\frac{\sqrt{3}h_r}{3R}, \arccos\frac{r}{R} - \theta_2, \pi / 4 - \theta_2\right\}$$

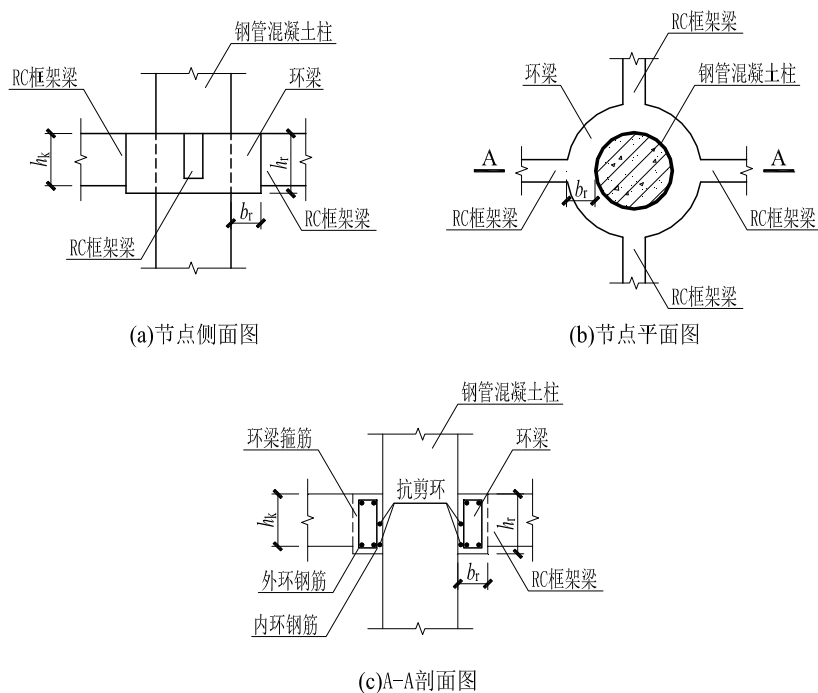


图 G.1.1-1 RC 梁-圆钢管混凝土柱节点简图

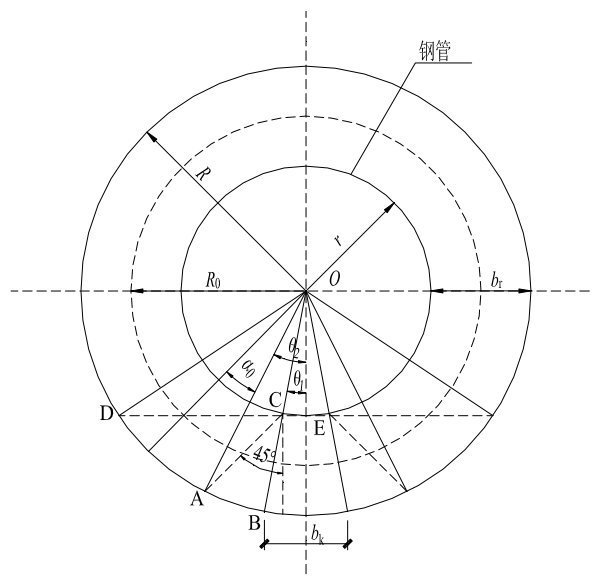


图 G.1.1-2 几何关系示意

表 G.1.1 闭合箍筋计算系数

箍筋形式	图例	α_v
1		1.00
2		2.00
3		3.00

G.1.2 当环梁环向钢筋的强度等级与框架梁相同，环向钢筋直径相同、水平间距相等，假定

$M_k = 0.87 f_y A_{sk} h_{k0}$ ， $l_r = 0.87 h_{r0}$ ，环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积可按式计算：

1 不考虑楼板有利作用

$$A_{sh} = 0.86 A_{sk} \quad (G.1.2-1)$$

$$A_{sv} = 0.36 f_y A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \quad (G.1.2-2)$$

2 考虑楼板有利作用

$$A_{sh}=0.7A_{sk} \quad (G.1.2-3)$$

$$A_{sv}=0.19f_yA_{sk}\gamma_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (G.1.2-4)$$

式中： A_{sk} ——框架梁梁端受拉钢筋面积；

f_y ——环梁环向钢筋的受拉强度设计值。

G.2 钢筋混凝土无梁楼盖—圆钢管混凝土柱节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.2.1 环梁环筋面积按下式计算：

$$A_{sh}=1.15A_{sk} \quad (G.2.1)$$

式中： A_{sk} ——钢管混凝土柱范围内受拉板筋的面积。

G.2.2 环梁箍筋单肢面积按下式计算：

$$A_{sv}=0.14f_yA_{sk}\gamma_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (G.2.2)$$

G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算

G.3.1 联结面直剪承载力验算

环梁节点总剪力应满足：

$$V \leq V_{ul} = 2\pi(D+2b)lf_t \quad (G.3.1)$$

式中： V ——为环梁节点总剪力；

D ——钢管柱的外直径；

b ——抗剪环的厚度(或抗剪环的直径 d)；

l ——最底部抗剪环到环梁顶部距离；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

G.3.2 抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力验算

混凝土局压承载力决定的受剪承载力为：

$$V \leq V_{u2} = f_c \pi D (1.5d_m + 2.0d_b) \quad (\text{G.3.2})$$

式中： d_m ， d_b ——分别为中部和底部抗剪环的直径或宽度；

D ——钢管混凝土柱的外径；

f_c ——混凝土抗压强度设计值。

G.3.3 抗剪环的焊缝强度验算

抗剪环焊缝承载力决定的受剪承载力为：

$$V \leq V_{u3} = \sum l_w h_e \beta_f f_f^w \quad (\text{G.3.3})$$

式中： h_e ——角焊缝的计算高度，直角角焊缝取 $h_e = 0.7h_f$ ， h_f 为焊角尺寸；

l_w ——角焊缝的计算长度，对每条焊缝取实际长度减去 $2h_f$ ；

f_f^w ——角焊缝的强度设计值；

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数：对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构，

$\beta_f = 1.22$ ；对直接承受动力荷载的结构， $\beta_f = 1.0$ 。

G.3.4 联结面抗冲切验算

当环梁设置中部、底部两道抗剪环时，应验算中部抗剪环对环梁的冲切作用（图G.3.4）：

$$V_m \leq V_{u4} = 0.3f_t u_m h_{r0} + 0.8f_{yv} \sum A_{sv} \quad (\text{G.3.4-1})$$

u_m 可按式计算：

$$u_m = \pi \left(D + \frac{h_{r0}}{2} \right) \quad (\text{G.3.4-2})$$

当 $\frac{h_{r0}}{2}$ 大于 b_r 时，取 $\frac{h_{r0}}{2} = b_r$ ；

式中： V_m ——中部抗剪环分配的剪力，取 $0.5V$ ；

$\sum A_{sv}$ ——与呈 45° 冲切破坏锥斜面积相交的全部箍筋竖肢面积；

f_t ， f_{yv} ——分别为混凝土抗拉强度设计值和箍筋抗拉强度设计值。

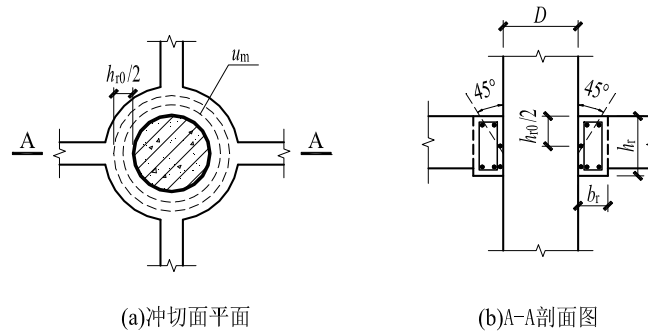


图 G.3.4 环梁冲切面的平面和剖面示意

G.3.5 环梁节点总剪力应满足

$$V \leq \min \{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, 2V_{u4}\} \quad (\text{G.3.5})$$

G.4 算例

G.4.1 算例一：广州翠湖山庄钢管混凝土柱环梁节点的工程实例。钢管混凝土柱直径为1600mm，节点环梁截面尺寸为600mm×1000mm，框架梁截面尺寸为600mm×950mm，梁端弯矩3000kN·m，梁端最大剪力2000kN，环梁、框架梁混凝土强度等级均为C35，纵筋、箍筋均采用HRB335钢， $f_y=f_{yv}=300\text{N/mm}^2$ ，上部受拉纵筋面积 $A_{sk上}=11253.76\text{mm}^2$ ，下部受拉纵筋面积 $A_{sk下}=803.84\text{mm}^2$ ，求节点环梁配筋。

【解】

1) 环梁的环向钢筋配筋

由式(G.1.2-3)，环梁上部环向钢筋面积

$$A_{sh上}=0.7A_{sk上}=7877.63\text{mm}^2$$

实配8 36 ($A_{sh上}=8143\text{mm}^2$)

由式(G.1.2-1)，环梁下部环向钢筋面积

$$A_{sh下}=0.86A_{sk下}=691.30\text{mm}^2$$

实配4 16 ($A_{sk下}=803.84\text{mm}^2$)

2) 环梁的箍筋配筋

环梁环筋强度设计值 $f_y=300\text{N/mm}^2$, 箍筋强度设计值 $f_{yv}=300\text{N/mm}^2$, $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$ 。

由式(G.1.2-4)、(G.1.2-2)得, 环梁单位弧度箍筋为

$$\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H = 0.19 f_y A_{sk上} / f_{yv} = 2138.21 \text{mm}^2$$

$$\alpha_v A_{sv2} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk下} / f_{yv} = 289.38 \text{mm}^2$$

取 $\alpha_v A_{sv} / \gamma_H = \max(\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H, \alpha_v A_{sv2} / \gamma_H) = 2138.21 \text{mm}^2$, 配筋形式如表G.1.1中编号2, $\alpha_v = 2.00$;

选定箍筋间距为150mm, 则 $A_{sv} = 145.79 \text{mm}^2$ 。

故实配箍筋为 14@150 + 4@150 (实配 $A_{sv} = 153.9 \text{mm}^2$)。

3) 节点环梁与钢管界面抗剪验算

由式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、(G.3.4-1)、(G.3.5),

环梁节点总剪力: $V = 4 \times 2000 \text{kN} = 8000 \text{kN} \leq \min\{14087, 11752, 17137, 20273\} \text{kN}$

满足环梁节点与钢管界面抗剪验算要求。

G.4.2 算例二: 某工程钢管混凝土柱直径为900mm, 节点环梁尺寸为400mm×750mm, 混凝土强度等级为C35, 框架梁截面尺寸为300mm×700mm, 框架梁端弯矩设计值为700kN·m, 剪力设计值为350kN, 上部配7 25纵筋, 下部配4 20纵筋, 求节点环梁配筋。

【解】

框架梁受拉钢筋配筋面积:

$$\text{框架梁上部受拉纵筋面积 } A_{sk上} = 3436 \text{mm}^2$$

$$\text{框架梁下部受拉纵筋面积 } A_{sk下} = 1256 \text{mm}^2$$

1) 环梁的环向钢筋

由式(G.1.2-3), 环梁上部环向钢筋面积

$$A_{sh上} = 0.7 A_{sk上} = 2405 \text{mm}^2$$

实配 5 25 ($A_{sh上}=2454\text{mm}^2$)

由式(G.1.2-1), 环梁下部环向钢筋面积

$$A_{sh下}=0.86A_{sk下}=1080\text{mm}^2$$

实配 4 20 ($A_{sh下}=1256\text{mm}^2$)

2) 环梁的箍筋

环梁环筋强度设计值 $f_y=360\text{N/mm}^2$, 箍筋强度设计值 $f_{yv}=300\text{N/mm}^2$, $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$ 。

由式(G.1.2-4)、(G.1.2-2)得, 环梁单位弧度箍筋为

$$\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H = 0.19 f_y A_{sk上} / f_{yv} = 783.41\text{mm}^2$$

$$\alpha_v A_{sv2} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk下} / f_{yv} = 542.59\text{mm}^2$$

取 $\alpha_v A_{sv} / \gamma_H = \max(\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H, \alpha_v A_{sv2} / \gamma_H) = 783.41\text{mm}^2$ 箍筋采用表G.1.1的型式2, $\alpha_v = 2.00$;

选定箍筋间距为130mm, 则 $A_{sv} = 78.34\text{mm}^2$, 故实配箍筋为 10@130+ 10@130 (实配

$$A_{sv} = 78.5\text{mm}^2)。$$

3) 节点环梁与钢管界面抗剪验算

节点环梁中部及下部距梁底100mm处各配一直径为20mm的抗剪环, 由式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、

(G.3.4-1)、(G.3.5), 得:

$$V = 4 \times 350\text{kN} = 1400\text{kN} \leq \min\{6027, 3305, 9624, 5837\}\text{kN}, \text{ 满足节点环梁与钢管界面抗剪验算要求。}$$

G.4.3 算例三: 各条件与算例二相同, 节点环梁配筋设计不考虑楼板的有利作用, 求节点环梁配筋。

【解】

框架梁受拉钢筋配筋面积同算例二

1) 环梁的环向钢筋

由式(G.1.2-1), 环梁上部环向钢筋面积

$$A_{sh上}=0.86A_{sk上}=2953\text{mm}^2$$

实配6 25 ($A_{sh上}=2940\text{mm}^2$)

环梁下部环向钢筋面积

$$A_{sh下}=0.86A_{sk下}=1080\text{mm}^2$$

实配3 22 ($A_{sh下}=1140\text{mm}^2$)

2) 环梁的箍筋

环梁环筋强度设计值 $f_y=360\text{N/mm}^2$, 箍筋强度设计值 $f_{yv}=300\text{N/mm}^2$, $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$ 。

由式(G.1.2-2)得, 环梁单位弧度箍筋为

$$\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk上} / f_{yv} = 1484.35\text{mm}^2$$

$$\alpha_v A_{sv2} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk下} / f_{yv} = 542.59\text{mm}^2$$

取 $\alpha_v A_{sv} / \gamma_H = \max(\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H, \alpha_v A_{sv2} / \gamma_H) = 1484.35\text{mm}^2$ 箍筋采用表G.1.1的型式2, $\alpha_v = 2.00$;

选定箍筋间距为130mm, 则 $A_{sv} = 148.44\text{mm}^2$, 故实配箍筋为 14@130+ 10@130 (实配

$A_{sv} = 153.9\text{mm}^2$)。

3) 节点环梁与钢管界面抗剪验算

环梁节点中部及下部距梁底100mm处各配一直径为20mm的抗剪环, 由式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、

(G.3.4-1)、(G.3.5)得: $V = 4 \times 350\text{kN} = 1400\text{kN} \leq \min\{6027, 3305, 9624, 9270\}\text{kN}$, 满足节点环梁与钢

管界面抗剪验算要求。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对于要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时，首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规程中指明应按其他标准、规范执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定(或要求)”。

引用标准名录

- 1 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 2 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 3 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 4 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 5 《钢结构设计规范》GB 50017
- 6 《工程测量规范》GB 50026
- 7 《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GB 50086
- 8 《地下工程防水技术规范》GB 50108
- 9 《滑动模板工程技术规范》GB 50113
- 10 《混凝土外加剂应用技术规范》GB 50119
- 11 《粉煤灰混凝土应用技术规范》GB 50146
- 12 《混凝土质量控制标准》GB 50164
- 13 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202
- 14 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 15 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 16 《组合钢模板技术规范》GB 50214
- 17 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
- 18 《大体积混凝土施工规范》GB 50496
- 19 《建筑基坑工程监测技术规范》GB 50497
- 20 《塔式起重机安全规程》GB 5144
- 21 《起重机械安全规程》GB 6067

- 22 《施工升降机安全规程》 GB 10055
- 23 《塔式起重机》 GB/T 5031
- 24 《施工升降机标准》 GB/T 10054
- 25 《混凝土泵》 GB/T 13333
- 26 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》 GB/T 14370
- 27 《预拌混凝土》 GB/T 14902
- 28 《混凝土强度检验评定标准》 GB/T 50107
- 29 《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》 JGJ 6
- 30 《建筑变形测量规程》 JGJ 8
- 31 《钢筋焊接及验收规程》 JGJ 18
- 32 《钢筋焊接接头试验方法》 JGJ 27
- 33 《建筑机械使用安全技术规程》 JGJ 33
- 34 《施工现场临时用电安全技术规范》 JGJ 46
- 35 《建筑施工安全检查标准》 JGJ 59
- 36 《液压滑动模板施工安全技术规程》 JGJ 65
- 37 《建筑施工高处作业安全技术规范》 JGJ 80
- 38 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》 JGJ 92
- 39 《建筑桩基技术规范》 JGJ 94
- 40 《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》 JGJ 95
- 41 《钢框胶合板模板技术规程》 JGJ 96
- 42 《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
- 43 《玻璃幕墙工程技术规范》 JGJ 102

- 44 《建筑工程冬期施工规程》 JGJ 104
- 45 《钢筋机械连接技术规程》 JGJ 107
- 46 《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》 JGJ 114
- 47 《建筑基坑支护技术规程》 JGJ 120
- 48 《建筑施工门式钢管脚手架安全技术规范》 JGJ 128
- 49 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》 JGJ 130
- 50 《金属与石材幕墙工程技术规范》 JGJ 133
- 51 《型钢混凝土组合结构技术规程》 JGJ 138
- 52 《施工现场机械设备检查技术规程》 JGJ 160
- 53 《建筑施工模板安全技术规范》 JGJ 162
- 54 《建筑施工碗扣式钢管脚手架安全技术规范》 JGJ 166
- 55 《清水混凝土应用技术规程》 JGJ 169
- 56 《建筑施工土石方工程安全技术规范》 JGJ 180
- 57 《混凝土泵送施工技术规程》 JGJ/T 10
- 58 《钢绞线、钢丝束无粘结预应力筋》 JG 3006

广东省标准

高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

DBJ 15-XX-XXXX

条文说明

目 次

1	总则	241
2	术语和符号	243
2.1	术语	243
3	结构设计基本规定	244
3.2	材料	244
3.4	结构平面布置	244
3.5	结构竖向布置	244
3.6	楼盖结构	245
3.7	水平位移限值和舒适度要求	245
3.9	抗震等级	247
3.11	结构抗震性能设计	247
4	荷载和地震作用	249
4.2	风荷载	249
4.3	地震作用	249
5	结构计算分析	253
5.1	一般规定	253
5.2	计算参数	254
5.3	计算简图处理	254
5.4	重力二阶效应及结构稳定	254

6	框架结构设计	255
6.1	一般规定	255
6.2	截面设计	255
6.3	框架梁构造要求	255
6.4	框架柱构造要求	255
6.5	钢筋的连接和锚固	256
7	剪力墙结构设计	257
7.1	一般规定	257
7.2	截面设计及构造	257
8	框架-剪力墙结构设计	259
8.1	一般规定	259
9	筒体结构设计	260
9.1	一般规定	260
9.2	框架-核心筒结构	260
10	巨型框架-核心筒结构设计	261
10.1	一般规定	261
10.2	截面设计与构造	261
11	复杂高层建筑结构设计	262
11.2	带转换层高层建筑结构	262
11.3	带加强层高层建筑结构	262
11.4	错层结构	262
11.5	连体结构	263

11.6	竖向体型收进、悬挑结构	263
12	混合结构设计	264
12.1	一般规定	264
12.2	结构布置	264
12.4	构件设计	264
13	地下室和基础设计	265
13.1	一般规定	265
13.3	基础设计	265
14	结构隔震和消能减震(振)设计	267
14.1	一般规定	267
14.3	结构消能减震设计	267
14.4	结构风振控制设计	270
15	高层建筑结构施工	272
15.1	一般规定	272
15.3	基础施工	272
15.4	垂直运输	272
15.5	脚手架及模板支架	272
15.6	模板工程	273
15.8	混凝土工程	273
15.10	混合结构施工	274
15.12	施工安全	274
15.13	高温和雨期施工	275

15.14 绿色施工	276
附录 G RC 梁 - 圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法	278
G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算	279
G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算.....	280

1 总则

1.0.1 广东省是我国改革开放的发祥地。三十多年来，广东省高层和超高层建筑的设计和施工得到了很大的发展，并处于国内先进水平。为促进我省高层和超高层建筑更好地发展，有必要结合我省的设计经验及工程实践，编制本规程。

1.0.2 具有较多斜看台的体育场馆、音乐厅、剧院、电影院，以及大型火车站房、航站楼等大跨度空间结构采用层模型进行结构分析并不合适，其计算分析一般应采用三维有限元法，并考虑扭转耦联振动的影响。此类结构的侧向刚度可控制竖向抗侧力构件的最大顶点位移与结构高度之比，竖向构件节点间的位移角等，其限值可按相关设计规范执行或参考本规程相同结构体系的结构层间位移角限值；结构构件的构造措施可参照本规程的相关规定。

1.0.3 工程的抗震设防烈度按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011确定。设计地震动参数可依据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011或工程所在地的场地地震安全性评价报告确定。场地地震安全性评价报告需经省或国家地震局审查批准。场地地震安全性评价报告提供的地震动参数与《建筑抗震设计规范》GB 50011不一致时，小震计算的地震作用及其效应宜取较大值，中、大震计算的地震动参数可取规范值。

1.0.6 近十年来的震灾包括2008年的汶川大地震表明，一般的钢筋混凝土结构按规范要求进行抗震设计已基本上可保证结构的抗震安全性。仅要求规范适用范围以外的、平面立面特别不规则的、或对其抗震性能有特殊要求的建筑结构进行抗震性能化设计，提出中、大震作用下结构预期的性能目标，并加以分析论证。一般来说，中震作用下着重结构构件的承载力校核，大震作用下着重控制整体结构的弹塑性位移角，对结构的关键构件或可能存在的明显薄弱层应有针对性地采取必要的加强措施。

1.0.7 结构的隔震和消能减震（振）技术是一种有效地减轻地震和风振灾害的技术，能明显地改善结构的抗震（振）性能，现已比较成熟，在日本等地震多发国家得到较多地应用，效果显著。为此，规程强

调了这种技术在提高结构抗震（振）性能和使用舒适性上具有的优势。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.8 工程中时有筒体偏置、框架无法沿建筑物外周边布置的情况，此种结构体系可称为框架-筒体结构，其适用高度、抗震等级可参照框架-核心筒结构，当小震作用下筒体外侧翼缘墙受拉时抗震等级宜提高一级并采取有效措施。

3 结构设计基本规定

3.2 材料

3.2.2 钢筋混凝土高层建筑的竖向构件采用高强混凝土有助于减轻结构自重、增加有效建筑面积、提高结构的耐久性、节省材料。高强混凝土的缺点是脆性，因而要求在抗震设防区应用时应有改善其脆性的有效措施。水平受弯构件采用高强混凝土易产生收缩裂缝，影响观感及结构的耐久性，宜采用较低强度等级混凝土。

3.4 结构平面布置

3.4.4 本规程不控制结构的周期比。结构扭转效应的大小体现于扭转引起的扭转角和扭矩。研究表明，限制偶然偏心地震作用下的结构扭转位移比不要过大，就可控制结构的扭转刚度不致过弱。

3.4.4 有条件地略为放松扭转位移比限值。限制楼层间最大弹性水平位移与平均位移之比是为了控制结构平面布置的不规则，避免结构产生过大的扭转效应。考虑到这一指标是一个宏观的相对指标，当结构的水平刚度很大（即楼层平动位移很小）时，即使楼层扭转角不大（即扭转刚度足够），扭转位移比也往往难以满足要求，因此，在计算楼层最大弹性水平位移或层间位移角很小时，略为放松了这一限制。由于考虑扭转效应的三维动力分析（必要时考虑耦连影响）的计算已把扭转效应的不利影响计及在内，有条件地适当放松这一限制是合理并且安全的。

3.5 结构竖向布置

3.5.2 设层剪力为 V ，剪力墙面积为 A ，剪变模量为 G ，剪切变形角为 γ ，则 $\gamma = \frac{\Delta}{h} = \frac{V}{GA}$ ，其中 Δ 为楼层水平位移， h 为剪力墙层高。当不考虑弯曲变形时，剪切变形角也即层间位移角 $\theta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$ ，则层侧向刚度可定义为 $K_i = \frac{V_i}{\theta_i}$ 。框架结构在水平力作用下的剪切变形主要由框架梁柱的弯曲变形引起，如果

梁柱的弹性模量相等，令 $G=0.4E$ ，对应于剪力墙，不难导得其等效剪切面积 $A_s = \frac{30}{Eh[\frac{1}{\sum i_c} + \frac{1}{\sum i_b}]}$ ，式中 i_c

为柱的线刚度， i_b 为梁的线刚度， h 为层高。可看出框架的等效剪切面积约与层高的平方成反比例，即当其他条件相同，层高大的侧向刚度小。这也与实际情况相符，且已反映于结构的计算分析中。为避免在判断框架结构、少墙的框架-剪力墙结构等结构侧向刚度变化时的不连续性，结构侧向刚度统一以单位层间位移角所需的水平力表达。

3.5.9 可按以下简化方法考虑高振型的影响：突出屋面的建筑或顶层取消部分墙柱形成的空旷房间建模参与整体计算时，该部分质量参与系数不宜小于85%，突出部分的层剪力放大3倍（放大部分不向下传递）；如不参加整体计算，此部分的水平地震影响系数可取最大值，并将剪力放大3倍，仅以其质量参与整体计算。

3.6 楼盖结构

3.6.1 利用楼盖传递较大水平力（如部分框支剪力墙结构的转换层）时，楼板必需具有足够的承载力和整体刚度。当地下室顶板采用无梁楼盖时，板厚宜取较小柱距的1/25和400mm的较大值，柱上板带应设置暗梁。结合工程经验规定了相应各种情况的最小楼板厚度。

3.6.2 预应力仅用于控制板、壳的裂缝宽度时，预应力筋一般直线布置，板厚可适当减薄，但应满足板钢筋保护层等构造要求，不宜小于120mm。

3.6.3 建筑物首层楼板可能受较大的施工荷载，且可能传递部分水平力至地下室混凝土外墙；转换层楼板受力较大较复杂；顶层楼板受温差影响较大，框架-剪力墙结构顶层楼板受力也较大，均适当提高了板的最小配筋率。

3.7 水平位移限值和舒适度要求

3.7.3 结构的层间位移角是衡量结构刚度及变形能力的指标。较之日本、美国等国，我国规范对结构尤其是钢筋混凝土结构在多遇地震作用下的层间位移角限制较为严格。导致位移角限制偏严格的原因大致如下：

首先，认为小震作用属正常使用极限状态，结构应保持“弹性”，故以钢筋混凝土构件（包括柱、剪力墙）开裂时的层间位移角作为多遇地震作用下结构的弹性位移角限值。钢筋与混凝土的弹性模量相差约5~10倍，因此，对钢筋混凝土受弯或大偏压（拉）构件而言，混凝土开裂时钢筋的应力还很小。即使是外荷载长期作用的受弯构件，如一般的钢筋混凝土梁，正常使用状态下也是带裂缝工作的，但这并不妨碍用弹性方法计算结构的内力，只要控制住裂缝的宽度，也不影响结构的耐久性。钢筋混凝土柱和剪力墙正常使用阶段主要内力是竖向荷载引起的压力，在风荷载和可能发生的地震作用下，只要钢筋不屈服，仍处于弹性阶段，即使混凝土开裂，也不会影响结构的安全性和耐久性。并且，在短时间作用的横向力卸载后，可能出现的裂缝也会闭合，这比竖向荷载长期存在的受弯钢筋混凝土梁更容易满足耐久性要求。

其次，工程实践表明，结构分析得到的结构自振周期往往较实测为长，也即结构的计算刚度较实际为小，其主要原因是结构分析时未考虑非承重墙等非结构构件以及楼梯等的影响。计算刚度偏小会导致结构的地震反应偏小，因此，规范要求对计算周期乘以小于1的系数来加以修正，框架结构的周期折减系数为0.6~0.7，框-剪结构为0.7~0.8，剪力墙结构为0.8~1。然而，结构分析得到的位移却没有相应修正。

由单自由度体系的周期计算公式 $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$ 可知，结构刚度K与周期T的平方成反比例，因此，大致上框架结构的位移计算值约偏大估计 $\frac{1}{0.6^2} \sim \frac{1}{0.7^2}$ ，即约2.04~2.77倍；框-剪结构约偏大 $\frac{1}{0.7^2} \sim \frac{1}{0.8^2}$ ，即约1.56~2.04倍；剪力墙结构约偏大 $\frac{1}{0.8^2} \sim \frac{1}{1.0^2}$ ，即约1.0~1.56倍。

最后，通常层间位移角以建筑物的中、上部楼层较大，即使建筑物的高度小于150m，上部楼层的侧向位移中也有相当部分是由于下部楼层的转角所引起的，此部分位移为刚体位移，而刚体位移并不产生结构内力。

从等位移原理出发，如果大震作用是小震的6倍，大震作用下框架结构、框-剪结构、剪力墙结构的层间弹塑性极限位移角分别为1/50、1/100、1/120，则小震作用下框架结构、框-剪结构、剪力墙结构的层间位移角分别控制不大于1/300、1/600和1/720，可保证结构的安全，而且试验表明，采取一定构造措

施的框架、剪力墙的层间弹塑性极限位移角限值偏于安全。

3.7.6 大部分钢筋混凝土结构的高层建筑在风作用下的舒适度可满足要求。当房屋高度较高(大于150m)、高宽比较大(大于6)、建筑体型对风效应较敏感时,宜通过风洞试验判定。

3.9 抗震等级

3.9.5 高层建筑设置地下室对结构抗震有利,部分或大部分的地震水平剪力由地下室外墙的土压力平衡,地下室中的结构竖向构件(柱、剪力墙)承担的水平剪力大为减少,这一事实与结构计算嵌固端设于地下室顶板或基础底板无关。因此,地下二层及以下的结构抗震等级可适当放松。“相关范围”一般指主楼周边外延1~2跨的地下室范围。

3.11 结构抗震性能设计

3.11.3 结构抗震性能水准是预期的震后结构性状的宏观表现。为方便设计人直观把握设防烈度(中震)结构构件的安全度,以构件承载力利用系数 ζ 的大小表征各性能水准结构构件的承载力安全储备(承载力利用程度)和损伤程度。第1、2性能水准的结构以弹性分析对构件进行中、大震作用下的承载力校核;计算时阻尼比不增加,连梁刚度折减系数不宜小于0.5;受当前技术发展水平的限制,第3、4性能水准的结构以弹性分析对构件进行中震作用下的承载力校核,考虑到结构的部分构件实际上已进入弹塑性阶段,计算时阻尼比可增加0.005~0.01,连梁刚度折减系数不宜小于0.3;第3、4、5性能水准的结构宜以大震弹性地震力控制竖向构件的受剪截面,以保证不发生剪切破坏,并以弹塑性分析控制大震作用下整体结构的弹塑性位移角。当地震作用以竖向为主时,相关计算公式的地震作用效应组合为 $(0.4S_{\text{Ehk}}^* + S_{\text{Evk}}^*)$ 。

3.11.4 传统的弹性计算不能考虑结构进入弹塑性阶段以后构件刚度退化、内力重新分布,部分构件受损退出工作,阻尼增加,地震作用力相应减小等一系列的变化。结构的弹塑性分析是了解大震作用下结构响应的必要手段。当前常用的有动力弹塑性时程分析和静力弹塑性分析两种方法。这两种方法各有其优缺点,可根据工程的具体情况选用,如结构较规则,高度不大于300m,基本振型的质量参与系数不小

于50%的结构可采用静力弹塑性方法，否则宜采用动力弹塑性时程方法。

4 荷载和地震作用

4.2 风荷载

4.2.2 广东省的基本风压可按附录B采用。一般来说，高度较高、质量较小、高宽比较大、阻尼较小的高层建筑对风荷载较敏感，此外，建筑体型也有很大影响，由于牵涉的因素较多，目前尚未有明确的界定标准。为实用上的方便，规定高度大于60m的建筑为对风荷载比较敏感的高层建筑。计算结构的水平位移时仍可采用基本风压。

4.2.7 多栋高层建筑相互间距较近时的风干扰效应与风向角关系明显，必要时可考虑风速玫瑰及台风的影响。

4.3 地震作用

4.3.1 结构的前三个振型中，当某一振型的扭转方向因子在0.35-0.65之间，且扭转不规则程度为Ⅱ类时，表明结构的质量与刚度分布明显不对称、不均匀，应计算双向地震作用下的扭转影响。

4.3.3 偶然偏心应与楼面的平面的形状及质量的分布有关。对单位面积上质量均匀分布、同样长度的楼层平面，哑铃形平面，矩形平面，圆形平面的偶然偏心应是哑铃形平面最大，矩形平面次之，圆形平面最小。对单位面积上质量非均匀分布、形状相同的楼层平面，质量向边缘集中的平面与质量向质心集中的平面，其偶然偏心应是前者最大，后者最小。质量回转半径正好符合上述规律，故以质量回转半径为基础计算偶然偏心比较合理。

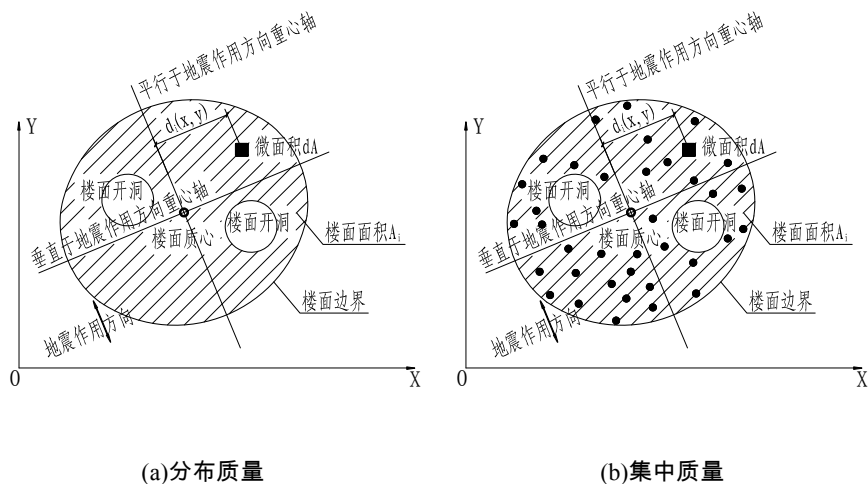


图 1 质量回转半径计算示意

第*i*层平行于地震作用方向质心轴的质量回转半径的定义如下（图1）：

$$r_i = \sqrt{\frac{J_{Mi}}{M_i}}$$

对分布质量： $J_{Mi} = \iint_A d_i^2(x,y)m_i(x,y)dA$ ， $M_i = \iint_A m_i(x,y)dA$ ；

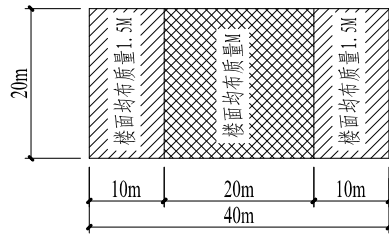
对集中质量： $J_{Mi} = \sum_{k=1}^{N_i} d_i^2(x_k,y_k)M_{ik}$ ， $M_i = \sum_{k=1}^{N_i} M_{ik}$ 。

根据式（4.3.3）计算得到的几个典型平面在*y*向地震作用下*x*向的偶然偏心结果见表1。

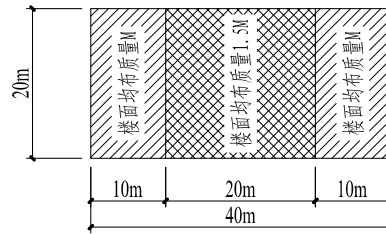
表 1 偶然偏心计算结果

平面形状及质量分布	平面长度 L_i	质量 M_i	惯性矩 J_{Mi}	回转半径 r_i	偶然偏心 e_i	e_i/L_i
质量均匀分布的矩形	L_i	$m_i b_i L_i$	$\frac{m_i b_i^3 L_i^3}{12}$	$0.2887 L_i$	$0.050 L_i$	5.00%
质量均匀分布的圆形	L_i	$\frac{\pi}{4} m_i L_i^2$	$\frac{\pi}{64} m_i L_i^4$	$0.25 L_i$	$0.0433 L_i$	4.33%
图4.3.3-2a	$L_i=40\text{m}$	1000M	153333.33M	12.383m	2.1447m	5.36%
图4.3.3-2b	$L_i=40\text{m}$	1000M	113333.33M	10.646m	1.8439m	4.61%
图4.3.3-2c	$L_i=40\text{m}$	600M	100000M	12.910m	2.236m	5.59%
图4.3.3-2d	$L_i=40\text{m}$	600M	60000M	10.000m	1.732m	4.33%

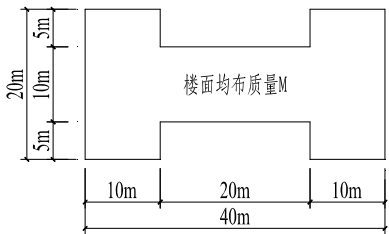
图4.3.3-2e	$L_i=40\text{m}$	96M	16400M	13.070m	2.2638m	5.66%
图4.3.3-2f	$L_i=40\text{m}$	96M	10000M	10.206m	1.7677m	4.42%



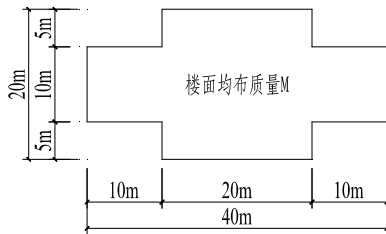
(a) 质量向边缘集中的矩形平面



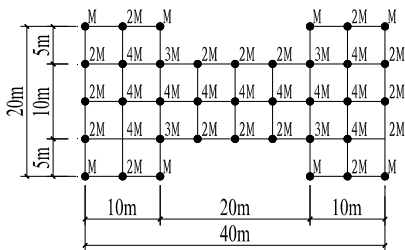
(b) 质量向质心集中的矩形平面



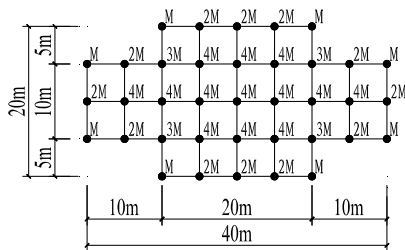
(c) 均布质量哑铃形平面



(d) 均布质量十字形平面



(e) 集中质量哑铃形平面



(f) 集中质量十字形平面

图2 质量回转半径计算实例

4.3.4 由于计算机技术的发展，考虑扭转耦联振动的影响已非常方便，结构的地震作用效应采用CQC法组合比SRSS法更为合理。

随着现代工程科学的发展，随机振动方法日益引起国内外工程界的高度重视并得以推广应用，1995

年颁布的欧洲桥梁抗震设计规范以及2008年颁布的我国公路桥梁抗震设计细则已把随机振动方法列为可供设计选用的三种方法之一。时域显式随机模拟法是一种基于随机振动理论的地震作用效应计算方法，可以通过快速随机模拟获得结构地震作用效应的各种统计特征。

本条第3款对于需要采用弹性时程分析方法或时域显式随机模拟法进行补充计算的高层建筑做了具体规定，这些高层建筑结构高度较高或刚度、承载力和质量沿竖向分布不规则或属于特别重要的甲类建筑。所谓“补充”，主要指对计算的基底剪力、楼层剪力和层间位移进行比较，当时程分析结果或时域显式随机模拟法分析结果大于振型分解反应谱法分析结果时，相关部位的构件内力和配筋作相应的调整。

4.3.12 计算结构地震作用力的反应谱在长周期段下降较快。反应谱法是中、美、欧、日等主流国家计算结构地震反应最主要的方法。长期以来，由于模拟式强震仪自身的缺点，也由于大震级地震发生的几率较小，记录到的长周期地震动时程不多，对反应谱长周期段的可靠性没有把握。为安全起见，规定结构需承担必要的最小地震剪力。

4.3.13 当小震弹性计算的基底剪力满足最小地震剪力要求，仅部分楼层不满足要求时，可直接放大这些楼层的地震剪力使之满足要求；当小震弹性计算的基底剪力不满足最小地震剪力要求时，则全部楼层的地震剪力均应放大，放大系数=规定的最小地震剪力/弹性计算的基底剪力。放大后的基底总剪力宜取按底部剪力法算得的总剪力的85%和4.3.12条规定的最小地震剪力的较大值。

4.3.15 通常7度(0.15g)及8度设防区的大跨楼盖、连体($\geq 24\text{m}$)、大跨度转换结构($\geq 16\text{m}$)、长悬挑梁($\geq 6\text{m}$)结构需用振型分解反应谱法、动力时程分析方法或时域显式随机模拟法计算竖向地震作用。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.14 如结构弹性分析的结果差异较大，应分析原因，必要时用第三个计算软件进行校核。一般认为总质量、前三阶自振周期相差8%以上，反应谱法计算的基底剪力、倾覆弯矩相差15%以上为差异较大。

5.1.17 分塔楼计算主要考察结构的扭转位移比等控制指标，整体模型计算主要考察多塔楼对裙房的影响。塔楼的结构设计可依据分塔楼模型或整体模型的计算结果。

5.1.21 质量参与系数与地震作用方向有关。计算振型数一定时，每一地震作用方向都有一个质量参与系数。一般只要两个水平主轴的质量参与系数不小于给定值，就可保证任意水平地震作用方向的质量参与系数不小于给定值。

计算振型数是否足够，主要看结构整体质量的质量参与系数是否达到要求。高振型的影响是否考虑足够，特别是结构顶部的小塔楼、天线等相对于主体结构其质量较小结构的高振型的影响是否考虑足够，主要看顶部的部分质量的质量参与系数是否达到要求。结构的部分质量在两水平主轴方向的质量参与系

数 $k_{x(l)[n]}$ 、 $k_{y(l)[n]}$ 可按下式计算：

$$k_{x(l)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{x(l)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(l)}}$$

$$k_{y(l)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{y(l)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(l)}}$$

上式中， $\tilde{m}_j = \sum_{i=1}^l M_i (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + r_i^2 \Phi_{ij}^2)$ 为第 j 振型的广义质量， $\gamma_{x(l)j} = \frac{\sum_{i=1}^l M_i X_{ij}}{\tilde{m}_j}$ 、 $\gamma_{y(l)j} = \frac{\sum_{i=1}^l M_i Y_{ij}}{\tilde{m}_j}$ 分别

为部分质量 x 、 y 方向的振型参与系数， $\sum_{i=1}^l [^*]$ 表示对 l 个 $[^*]$ 求和， l 为全部 L 个质量中的部分质量个数，

$M_{(l)} = \sum_{i=1}^l M_i$ 为 l 个部分质量的质量和， n 为计算振型数。可以证明，当 n 等于全部振型数 N 时，

$\sum_{j=1}^N \gamma_{x(l)j}^2 \tilde{m}_j = M_{(l)}$ 及 $\sum_{j=1}^N \gamma_{y(l)j}^2 \tilde{m}_j = M_{(l)}$ 。因此，部分质量的质量参与系数 $k_{x(l)[n]}$ 、 $k_{y(l)[n]}$ 随着计算振型数的增

加而单调增加，其最大值是1。

当部分质量个数 l 等于全部质量个数 L 时， $k_{x(L)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{x(L)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(L)}}$ 、 $k_{y(L)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{y(L)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(L)}}$ 为全部质量的质量参与系数。 $M_{(L)}$ 为结构的全部质量， $\gamma_{x(L)j}$ 、 $\gamma_{y(L)j}$ 为式(4.3.11-2)、(4.3.11-3)的 γ_y 。

5.2 计算参数

5.2.1 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010中6.2.13条文说明，“计算地震内力时，抗震墙连梁刚度可折减；计算位移时，连梁刚度可不折减。”

5.3 计算简图处理

5.3.7 计算模型中嵌固端的物理意义是水平位移和转角均为零。基础底板面或地下室底板面的约束条件较为接近计算假定。计算时可用土弹簧模拟地室外侧土约束的影响，土弹簧刚度的选取宜与地室外岩土的工程性质匹配。当地下室顶板作为上部结构的计算嵌固端时，如地下一层的侧向刚度不小于首层的2倍，可近似满足水平位移的约束条件，但转角不为零。

5.4 重力二阶效应及结构稳定

5.4.5 5.4.4条的结构整体稳定性计算方法一般适用于刚度和质量分布沿竖向均匀的结构。对于刚度和质量分布沿竖向不均匀的结构可采用有限元分析方法。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.2 单跨框架结构是指整栋建筑全部或绝大部分采用单跨框架的结构，不包括仅局部为单跨框架的框架结构。一般情况下，某个主轴方向均为单跨框架时定义为单跨框架结构；当框架结构多跨部分的侧向刚度不小于结构总侧向刚度的50%时，不属单跨框架结构。

震害调查表明，单跨框架结构，尤其是层数较多的高层建筑，震害比较严重。因此，抗震设计的框架结构不宜采用冗余度较低的单跨框架结构。必须采用时，应有适当措施保证结构的抗震安全性。

6.1.4 楼梯间为主要疏散通道，其结构应有足够的抗倒塌能力。框架结构中楼梯构件的组合内力设计值应包括与地震作用效应的组合，楼梯梁、柱的抗震等级可与所在的框架结构本身相同。框架结构中楼梯相关构件，包括梯板、柱及楼梯板支承梁等，应进行必要的构造加强。有条件时，高层建筑框架结构中的楼梯间墙布置为剪力墙，做成少墙框架结构，可避免产生短柱，确保楼梯间的安全。

6.2 截面设计

6.2.10 宜仅考虑板面筋的作用。当需要考虑板底筋的作用时，应有相应的锚固构造要求。

6.3 框架梁构造要求

6.3.6 为了避免或减小扭转的不利影响，宽扁梁框架的梁柱中线宜重合，并应采用整体现浇楼盖。为了使宽扁梁端部在柱外的纵向钢筋有足够的锚固，应在两个主轴方向都设置宽扁梁。宽扁梁梁高较小时，受力钢筋宜单排布置。

6.3.9 地震作用时，支承于框架柱上的悬臂梁受力特点不同于框架梁，不需强调悬臂梁梁端的塑性变形能力，在满足承载力及正常使用状态的情况下，可不按框架梁的配筋构造。

6.4 框架柱构造要求

6.4.1 柱的截面尺寸太小不易保证强柱弱梁的实现。在一些特殊的场合，如小跨度密排柱、受力较小的

连廊柱、构架柱等，在满足刚度、承载力、抗震构造要求的情况下，柱截面宽度可适当减小。

6.4.10~6.4.11 为使梁纵向钢筋有可靠的锚固条件，框架梁柱节点核心区的混凝土应具有良好的约束。

考虑到节点核心区内箍筋的作用与柱端有所不同，其构造要求与柱端有所区别。

宽扁梁节点外核心区指两向宽扁梁相交面积扣除柱截面面积部分，该区域两向梁箍筋相交，钢筋施工较为困难且影响节点混凝土浇筑质量，故允许以附加水平箍筋和竖向拉筋代替箍筋，加强宽扁梁节点外核心区的约束作用。

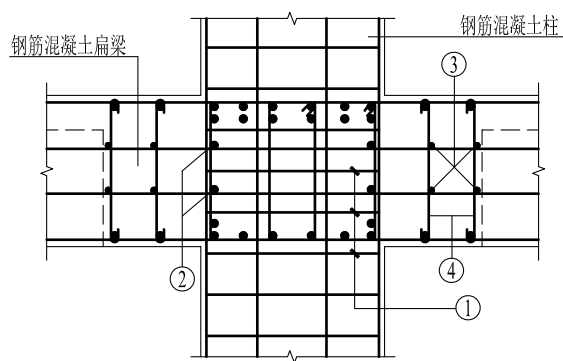


图 3 柱截面外的节点外核心区配筋示意

①柱内核心区箍筋；②核心区附加腰筋；③节点外核心区附加水平箍筋或拉筋；④节点外核心区拉筋

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.5 实际工程中，部分框架梁跨度较大时下部纵筋较多，如全部伸入支座，施工难度较大且会影响柱节点施工质量，对于梁端受力计算并不需要全部下部纵筋锚入支座时，允许部分纵筋在支座外截断，但伸入支座纵筋的面积及构造要求应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定。本款内容也适用于非抗震设计。

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.2 筒体墙段长度大于8m时，墙段的高度与墙段长度之比不宜小于4。

7.1.5 楼面梁支承在连梁上时，对连梁受力不利，应尽量避免。不能避免时，楼面梁端按铰接处理可减少连梁承受的扭矩，且应加大连梁的截面承载力的安全度储备。

7.1.6 暗柱经计算为构造配筋时，暗柱截面宽度可减小，但不应小于梁宽加200mm。

7.1.8 改进短肢剪力墙的定义使之更合理。将截面高厚比不大于8作为短肢剪力墙与一般剪力墙分界点时有矛盾发生，例如，有一截面厚度为200mm、截面高度为1650mm的剪力墙，按截面高厚比不大于8来判断，它是一般剪力墙；当墙厚加厚至250时，却算作短肢剪力墙，设计反而要加强，明显不合理。

7.2 截面设计及构造

7.2.2 短肢剪力墙抗震性能较差，特别是一字形短肢剪力墙，其平面外刚度较差，且厚度较小时与其连接的梁钢筋与墙钢筋难以布置，故规定其最小厚度不小于200mm；在底部加强部位，轴压比限值比一般剪力墙墙肢减小0.05，以提高其延性。当剪力墙较长时，配筋集中在墙端部更有效。

7.2.3 当剪力墙钢筋多于两排时，应将较多的钢筋置于外排，外排钢筋直径宜比内排钢筋直径大，内排钢筋直径不宜大于16mm。当剪力墙截面厚度更大时，各排纵向钢筋的间距不宜大于300mm。（美国混凝土结构规范ACI 318规定：墙竖向和水平钢筋之间的间距不大于3倍墙厚，也不大于450mm。）

7.2.9 当验算不满足要求时，可采取增加附加插筋、在施工缝处留设抗剪键等措施。

7.2.11 约束边缘构件可提高剪力墙的延性。本规程规定底部加强部位墙肢轴压比大于表7.2.11的数值时，均应设置约束边缘构件。底层墙与上一层墙厚变化较大时，即使底层轴压比满足表7.2.11规定，上一层不满足表7.2.11规定，也应设置约束边缘构件。

7.2.12 试验研究表明：适当提高约束边缘构件的配筋率和配箍率可提高剪力墙的延性。

对有翼墙或转角墙（图7.2.12中(b)、(d)），当翼墙厚度 b_f 比腹板墙厚度 b_w 大很多时，约束边缘构件取 b_w 加两倍 b_f 导致截面过大，本规程作适当调整。

7.2.14 目前，我省出现了很多高层剪力墙住宅建筑，电梯、楼梯位于建筑物侧边，其周边剪力墙形成筒体。在地震作用下，筒体翼缘的剪力墙可能出现整片墙受压或受拉，这些剪力墙的分布钢筋已不是构造钢筋，而是受力钢筋，最小配筋率宜适当提高，一、二、三级时均不宜小于0.35%，四级和非抗震设计时不宜小于0.3%。

7.2.15 剪力墙竖向分布筋直径太小时，施工过程中钢筋网易产生变形，故适当加大了竖向分布钢筋的最小直径。

7.2.22 假定连梁在中大震作用下破坏，必须保证墙肢不会破坏。此时，位移会增大，中大震作用下不必按小震作用要求限制其位移。

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.4 框架分担的剪力不满足8.14条要求时，可直接调整放大框架柱的剪力，不再对框架梁端弯矩、剪力进行调整，以满足强柱弱梁的抗震设计要求。

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.6 地震作用下核心筒或内筒可近似视为箱形截面的压弯构件，其工作特性不同于矩形截面的单片剪力墙。在相同轴压力和弯矩作用下，其延性优于矩形截面的单片剪力墙；轴压力一定，其承载力和延性又与所承担的倾覆力矩有关。根据工程经验，有条件地适当放松其轴压比限值。相应地宜适当提高剪力墙的体积配箍率，配箍特征值 λ_v 宜不小于0.22。计算体积配箍率时可计入箍筋、拉筋、墙水平分布筋，不扣除重叠部分。计入体积配箍率的墙水平分布筋应有拉筋拉结，拉筋间距不大于2倍竖向钢筋的间距。

9.1.10 当框架部分刚度较弱，其层地震剪力最大值小于结构地震总剪力的10%时，应对核心筒的设计剪力和抗震构造要求进行加强，要求核心筒承担100%的层地震剪力，抗震等级宜提高一级；另外，适当放松框架部分地震剪力的调整要求，要求按结构底部总剪力 V_0 的15%和框架部分楼层地震剪力中最大值 $V_{f,max}$ 的1.8倍二者的较小值较小调整。 V_0 与 $V_{f,max}$ 的取值应按本规程第8.1.4条的要求。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.2 在竖向荷载和水平荷载作用下，核心筒的工作特性接近于箱型截面的压弯构件，筒体周边墙体的竖向分布筋实际上是纵向受力钢筋。当墙体抗震等级较高时，适当提高其底部加强部位的竖向分布筋配筋率及体积配箍率，有利于提高核心筒的承载力和延性。核心筒的外墙在地震作用下起到箱型截面压弯构件受压翼缘的作用，采用箍筋-拉筋相间的拉结筋形式，有助于提高对混凝土的横向约束作用，改善混凝土的受压性能，提高其延性。

9.2.5 对核心筒偏置的筒体结构，可能造成筒体外墙承受的重力荷载较小，中、大震作用下容易出现小偏心受拉，构件延性相对较差，有必要提高其抗震构造措施。

10 巨型框架-核心筒结构设计

10.1 一般规定

10.1.2 巨型框架-核心筒结构适用于超高层建筑。其受力特点为：加强层伸臂桁架及其连结的巨柱、核心筒弯曲刚度很大，基本满足平截面假定，侧向荷载产生的转角引起巨柱的拉伸和压缩，由于巨柱间力臂较大，从而提供了巨大的抗倾覆力矩，大大减小核心筒承担的倾覆力矩。与此同时，由于巨型框架的侧向刚度大致与伸臂加强层间的间距的三次方成反比例关系，故其侧向刚度很小，核心筒几乎承担全部的水平剪力。此外，建筑物的全部重量集中于核心筒及少数几根巨柱，巨柱的竖向荷载较大，在大风及强震作用下一般不出现拉力，从而提高了结构的整体抗倾覆稳定性。

10.2 截面设计与构造

10.2.1 带斜撑或斜柱的巨型框架具一定的侧向刚度，可分担部分地震剪力，此时核心筒可按其实际承担的地震剪力进行设计。

10.2.2 在水平荷载作用下，核心筒剪力墙承担两侧伸臂桁架上弦拉、压力引起的较大剪力，常规设计往往不能满足剪力墙的受剪承载力要求，需采取加强措施。

10.2.6 可采用等效弹性法或弹塑性法验算大震作用下核心筒的压弯承载力。采用等效弹性法时，结构的阻尼比可取0.06~0.08，特征周期增加0.05s；钢筋、型钢的抗拉强度可取极限抗拉强度，混凝土的抗压强度可取极限抗压强度。

11 复杂高层建筑设计

11.2 带转换层高层建筑结构

11.2.1 对整体结构中仅有个别结构构件进行转换的结构，比如框支剪力墙的面积不大于剪力墙总面积的10%，或托换柱的数量不多于总柱数的20%时，可不划归带转换层结构，但有关转换构件和转换柱的设计可参照本节有关条文要求进行构件设计。

11.2.2 当转换层的位置较高，位于建筑物的1/4高度及以上时，底部加强区可取不小于底部两层和房屋高度1/10二者的较大值；转换层及其上、下各两层应予适当加强，抗震等级宜提高一级。

11.2.5 对部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，依据设防烈度的不同给予限制。托柱转换层结构主要承受竖向荷载，故其转换位置可不受限制。

11.2.6 转换层设于地下室时，大部分地震剪力由地下室楼盖传至地室外墙，对其要求适当放松。

11.3 带加强层高层建筑结构

11.3.2 伸臂桁架上下弦杆的拉力需可靠地传递到核心筒上，所以要求伸臂桁架上下弦杆贯通核心筒。

高层建筑由于设置了加强层，核心筒墙体承受较大的剪力，要求加强层及相邻层的竖向构件需要加强。

加强层的楼面结构存在较大的面内应力，对设置水平伸臂构件的楼层在计算时宜考虑楼板平面内的变形，对加强层及相邻层的结构构件的配筋给予加强，并注意加强层各构件的连接锚固。

加强层的伸臂构件强化了内筒与周边框架的联系，内筒与周边框架的竖向变形差将产生较大的次应力，需采取有效措施减小其影响（如伸臂桁架斜腹杆的滞后连接等），在结构分析时宜将这些措施的影响反映在合理的模拟中。

11.4 错层结构

11.4.1 楼层板面高差大于相连处楼面梁高，板面高差小于相连处楼面梁高但板间垂直净距大于支承梁梁宽时称为错层。结构中错层楼层数少于总楼层数的10%且连续错层数不超过2层时不属于错层结构，

但这些错层构件宜按本节的规定进行设计。

11.4.2 计算分析表明，错层框架结构的抗震性能要比错层剪力墙结构或框架-剪力墙结构更差，因此错层结构宜优先选用剪力墙或框架-剪力墙结构体系；错层两侧采用侧向刚度和变形性能相近的结构方案能减少扭转效应，减小错层处墙、柱内力，避免错层处形成结构薄弱部位。

11.4.3 当采用错层结构时，为了保证结构分析的可靠性，相邻错开的楼层不应归并为一个刚性楼层计算。

11.5 连体结构

11.5.4 当连接部分的楼板较薄弱时，在强烈地震作用下可能发生破坏，为确保连体部分失效后两侧塔楼可以独立承担地震作用不致于发生严重破坏或倒塌，因此宜补充两侧分塔楼的计算分析。

根据具体工程的特点而需采用滑动连接方式时，连接体往往由于滑动量较大致使支座发生破坏，因此对其位移的计算提出应采用弹塑性时程分析方法进行复核。滑动连接根据具体工程的可能性优先采用一端刚接，另一端采用滑动的方式。

11.5.5 刚性连接的连体部分结构在地震作用下需要协调两侧塔楼的变形，连接体部分的边梁、楼板，尤其最下面一个楼板及顶层在协调两侧塔楼的变形中所起的作用最大，因此对其截面、配筋提出了加强要求。

11.6 竖向体型收进、悬挑结构

11.6.3 试验研究和计算分析表明，当各塔楼的质量和刚度存在较大差别时，塔楼的不同步振动对大底盘的影响较大。因此，对多塔楼结构各塔楼的体量以及塔楼相对于底盘位置作了规定，并提供增强大底盘抗扭转刚度的可行且有效做法。

12 混合结构设计

12.1 一般规定

12.1.4 增加了巨型框架-钢筋混凝土核心筒结构体系中的构件的抗震等级规定。

12.1.7 增加了型钢(钢管)混凝土构件中焊缝和高强螺栓的承载力抗震调整系数。

12.2 结构布置

12.2.2 混合结构中,楼面梁承担的竖向荷载通常较大,若支承在连梁上对连梁受力不利,应予避免。

必须设置时,宜有必要的加强措施,如提高连梁的截面受剪承载力,以简支梁校核连梁的受弯承载力,连梁可采用型钢混凝土梁等。楼面梁在连梁一端的支座宜按铰支考虑。

12.4 构件设计

12.4.5 型钢混凝土柱的含钢率越高承载力越高、延性越好。但从经济性出发,一般型钢混凝土柱的含钢率不宜大于15%,比较常用的含钢率为4%~8%。

型钢混凝土柱设置栓钉的主要目的是使钢和混凝土更好地协同工作。也可采取利用加厚的内衬板作为抗剪连接件等其他有效措施。

12.4.6 当型钢混凝土柱内部型钢为封闭式钢骨(例如钢管),计算体积时的混凝土截面面积可扣除封闭钢骨内的面积;对于钢骨为十字型的型钢混凝土柱,当有可靠依据时,计算体积时的混凝土截面面积可扣除全部或部分钢骨截面范围内的面积。

12.4.14 当6、7度区地下室不少于一层、8度区地下室不少于两层时可采用非埋入式柱脚,柱中型钢(钢管)宜延伸至基础顶面,其柱脚锚固构造由计算确定。

13 地下室和基础设计

13.1 一般规定

13.1.7 高层建筑设置地下室有利于结构抗震，相当一部分的地震水平剪力由地下室外墙的土压力平衡，桩基承担的水平力大大减少。按日本计算桩基抗剪的经验办法，当地下室土体的标贯数为4时，每增加一层地下室，桩承受水平剪力减少约25%，当土的标贯数为20时，有一层地下室，桩基承受的水平剪力就减少70%。结合本省的工程经验并方便执行而作此简明的规定（常规地下室的层高约4m左右），地下室周边应回填密实。

13.1.8 竖向荷载作用下，柱、剪力墙等承重构件底部截面有轴力，也常有弯矩、剪力。提高偏心竖向力(同时存在轴力、弯矩)作用下桩的承载力，相当于降低桩的安全度储备，因为竖向荷载引起的弯矩和轴力一样长期存在。考虑到常规结构在重力荷载作用下竖向构件底端的弯矩较小，为方便布桩，允许小幅度（不超过10%）提高桩的竖向承载力。

13.3 基础设计

13.3.9 当建筑物外周边的荷载较小或地基承载力较高时，筏形基础周边可不外挑，以方便防水层的施工。

13.3.10 地下室外墙混凝土养护条件较差，容易产生收缩裂缝。常用的应对措施包括每30~40米左右留设后浇带（水平钢筋断开）、适当提高配筋率、减少水平钢筋的间距、对混凝土施加预压应力、利用混凝土的后期强度（减少水泥等胶凝材料）、混凝土细骨料采用减少中粗砂、减小水灰比、加强养护等。

13.3.21 大直径嵌岩桩承载力高。如在成桩后检查桩底持力层形状，则当持力层承载力不满足设计要求时，往往造成处理、补救工作的困难。故要求终孔时进行桩端持力层检验验收。检测单位可视具体情况采取相应的检测、验收方法。抽取岩芯进行抗压强度试验也可结合超前钻进行，参照其结果。

13.3.22 当大直径嵌岩桩静载试验有困难时，其竖向承载力可按13.3.17条规定结合桩底沉渣等情况综合

评定。

14 结构隔震和消能减震(振)设计

14.1 一般规定

14.1.1 隔震结构是指在建筑结构下部结构与上部结构之间设置隔震支座(或系统)形成隔震层,把建筑的上部结构与下部隔离开的建筑结构。隔震结构由上部结构、隔震层、下部结构和基础等组成。

消能减震(振)结构是指在建筑结构的某些部位(如支撑、剪力墙、节点、联结缝或连接件、楼层空间、相邻建筑间、主附结构间等)设置了消能(阻尼)器(或元件)的建筑结构。消能减震(振)结构由主体结构、消能器和支撑组成的消能部件及基础等组成。消能子结构是指与消能部件直接连接的主体结构的单元。

14.1.2 合理设计的隔震和消能减震结构相比于非减震结构能有效减小结构的地震反应10%~60%,可有效提高结构安全性、增加结构安全储备。减震建筑不改变主体结构的竖向受力体系,按本规程设计与施工的减震结构的设防目标,与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011基本的抗震设防目标保持一致或略有提高。

14.1.4 采用隔震和消能减震(振)技术设计的结构,设计的隔震支座和消能器的性能对结构的安全性起到至关重要的作用,应保证隔震支座和消能器的性能质量。设计时隔震支座和消能器的性能参数和数量是控制结构隔震或消能减震(振)效果的主要依据,也是隔震支座和消能器进行性能检测时判断产品是否合格及抽检数量的依据,为此,设计文件中应注明具体数值。

14.3 结构消能减震设计

14.3.2 地震造成建筑物的破坏,除地震动直接引起结构破坏外,场地条件亦会引起结构破坏。因此,抗震设防区的消能减震建筑宜选择有利地段,避开危险及不利地段。有利、一般、不利和危险地段的划分详现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010表4.1.1。

由于地震动的不确定性,结构在地震作用下的反应也是不确定的。由于结构计算模型的各种假定和

实际情况存在一定差异，依据所规定的地震作用进行结构抗震验算，不论计算理论和工具如何先进、计算如何严格，实际地震发生时与计算结果仍可能存在较大的差异。因此，为使消能减震结构实现大震不倒的设防目标，需保证大震作用下消能器不致失效破坏。为此，要求消能器的极限位移应比罕遇地震作用时消能器的计算最大位移值更大以留有必要的余量。

14.3.3 消能器一般是和支撑（支承构件）一起布置在结构中，支撑（支承构件）和消能器构成消能部件。常见的布置形式有单斜撑、“V”字型撑、“人”字型等，概念设计阶段应根据消能器的类型、构造及原结构空间使用、建筑设计、施工和检修要求选择消能部件的类型。例如：从消能器的构造、类型角度考虑，圆筒式黏弹性消能器、筒式流体消能器等适合采用斜杆支撑；Pall型摩擦消能器、双环金属消能器、加劲圆环金属消能器适合采用交叉支撑；金属消能器适合采用“人”字型支撑或用于耗能剪力墙中。

抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理、连续。结构体系合理的抗震结构能使结构分析更加符合结构在地震时的实际表现，提高结构的抗震性能。因此，消能部件的布置应使结构形成均匀合理的受力体系，减少不规则性，提高整体结构的消能能力。

消能器的布置以使结构平面两个主轴方向动力特性相近或竖向方向刚度均匀为原则；对于规则结构，平面上可在两个主轴方向上分别采用对称布置。对于结构平面两个主轴动力特性相差较大时，可根据需要分别在两个主轴方向布置，也可以只在较弱的一个主轴方向布置，这时结构设计时应考虑只单个方向的消能作用。对于结构竖向存在薄弱层可优先在薄弱层布置，然后再考虑沿竖向每层或隔层或跨层布置。

14.3.4 不同的结构采用不同的分析方法在各国抗震规范中均有体现，振型分解反应谱法仍是基本方法，但对不规则、重要和较高的高层建筑要求采用时程分析法作为补充计算方法。

14.3.5 位移相关型消能器恢复力模型大致有两类：一种是用复杂的数学公式予以描述的曲线型；另一种是分段线性化的折线型。曲线型恢复力模型中的刚度是连续变化的，与工程实际较为接近，但在刚度的确定及计算方法上较为复杂，在实际工程计算中并不常用。对于软钢消能器和屈曲约束支撑可采用双线性模型、三线性模型或Wen模型；摩擦消能器、铅消能器可采用理想弹塑性模型。

速度相关型消能器宜采用Maxwell模型或Kelvin模型。其他类型消能器模型可根据组成消能器的元件是采用串联还是并联具体确定。

14.3.8 静力弹塑性分析方法是一种静力的分析方法，是在结构计算模型上施加按某种规则分布的水平侧向力，单调加载并逐级加大；一旦有构件开裂(或屈服)即修改其刚度(或使其退出工作)，进而修改结构总刚度矩阵，进行下一步计算，依次循环直到结构达到预定的状态(成为机构、位移超限或达到目标位移)，从而判断是否满足相应的抗震能力要求。消能器产生减震效果主要体现在消能器的滞回性能上，消能器需要产生往复位移或速度而起作用。为此，静力弹塑性分析方法分析过程中无法直接体现出消能器的作用，也不能直接得出消能器附加结构的阻尼比，为了使静力弹塑性分析方法能够体现出消能器的作用，对消能器的刚度和阻尼参数进行等代，并布置在结构中进行分析。

14.3.12 主体结构的强度和截面验算，依据求得的内力按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中对不同类建筑结构规定的公式计算。由于消能减震结构中附加刚度和附加阻尼都相比于主体结构存在一定的变化，为此，计算地震作用效应时应考虑消能器附加刚度和附加阻尼的影响。

14.3.13 对于消能器连接板与框架梁连接的情况，当消能器采用平行法安装时，支撑可能会限制框架梁的竖向变形，但其作用很小不能起到明显的约束作用，为此，在确定布置消能部件跨的横梁截面时，不应考虑消能部件在跨中的支承作用；消能器在地震作用下往复作用时，消能器产生的水平阻尼力会通过连接板传递到与其相连的框架梁上，导致框架梁除承受竖向荷载作用外，还要承受消能器在地震作用时消能器附加的水平阻尼力作用。

为了确保消能减震结构在罕遇地震作用下不发生倒塌，消能减震结构需要保证在主体结构达到极限承载力前，消能部件不能产生失稳或节点板破坏；为了保证消能部件的安全，其连接节点和构件都应进行罕遇地震作用下消能器引起的附加外荷载作用下的截面验算。

14.3.16 对于消能减震混凝土结构中的主体结构由于消能部件附加的阻尼比使得结构的地震反应降低，构件的截面尺寸可能会有所减小，主体结构的抗震等级是根据设防烈度、结构类型、房屋高度进行区分，

主体结构应采用对应结构体系的计算和构造措施执行，抗震等级的高低体现了对结构抗震性能要求的严格程度。为此，对于消能减震混凝土结构的主体结构抗震等级应根据其自身的特点，按相应的规范和规程取值，当消能减震结构的减震效果比较明显时，主体结构的构造措施可适当降低，即当消能减震的地震影响系数不到非消能减震的50%时，主体结构的构造措施可降低1度执行。

14.3.17 消能减震结构中消能部件与结构构件进行连接，并且会传递给结构构件较大的阻尼力，为了保证结构构件在消能部件附加的外力作用下不至于发生破坏，需要在与消能部件连接的部位进行构造加强。

14.4 结构风振控制设计

14.4.1 高层建筑的风振控制，往往以减小结构的风振加速度、提高舒适性为主，因而所设置的消能器应以附加阻尼为主，速度相关型消能器和调频消能器主要为结构附加阻尼，附加刚度较小或不附加刚度，对抑制结构风致加速度响应的效果较为显著。然而，当结构的抗侧刚度较小时，在风振作用下位移响应也不满足要求时，可联合采用速度相关型消能器和其他类型消能器（如位移相关型消能器），同时为结构附加刚度和阻尼。

14.4.2 采用弹性或弹塑性时程分析法计算结构风振效应时，结构顺风向和横风向的风荷载时程可采用风洞试验方法直接测得，也可采用线性滤波法或谐波叠加法模拟得到。当采用线性滤波法或谐波叠加法模拟结构的风荷载时程曲线时，应通过试验数据验证模拟风荷载时程的正确性。

14.4.5 消能部件在结构中发挥优越耗能能力的条件是消能器在风振作用下具有较大的相对位移或相对速度，因此，消能部件宜设置在结构层间位移或层间速度较大的楼层，以此来提高消能器的耗能性能，耗散风振输入结构的能量，提高结构的安全性和舒适性。

14.4.9 高层建筑设计中，消防水箱是必不可少的组成部分，当结构风振性能不满足要求时，可直接将消防水箱设计成调频消能器，即可避免额外设计调频消能器而占用建筑使用空间，又可利用消防水箱中水体的运动形成对结构的控制力而无需额外设计调频液体消能器，或将消防水箱的重量作为调频质量消

能器的一部分而节约原材料。

15 高层建筑施工

15.1 一般规定

15.1.3 “雨期”并不完全是指气象概念上的雨期,而是指必须采取措施保障混凝土施工质量的下雨时间段。

本条所指雨期,包括雨季和雨天两种情况。

《混凝土结构工程施工规范》GB 50666中规定,当室外大气温度达到35℃及以上时,应按高温施工要求采取措施。

15.3 基础施工

15.3.2 应符合的国家、行业及地方标准主要有:《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6、《建筑桩基技术规范》JGJ 94、《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120、《建筑施工土石方工程安全技术规范》JGJ 180、《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GB 50086、《地基与基础工程质量验收规范》GB 50202、《建筑基坑工程监测技术规范》GB 50497、广东省《建筑基坑支护技术规程》DBJ/T 15-20、广东省《建筑地基基础检测规范》DBJ 15-60等。

15.4 垂直运输

15.4.2 应符合的国家及行业标准主要有:《塔式起重机》GB/T 5031、《塔式起重机安全规程》GB 5144、《起重机械安全规程》GB 6067、《施工升降机标准》GB/T 10054、《施工升降机安全规程》GB 10055、《混凝土泵》GB/T 13333、《混凝土泵送施工技术规程》JGJ/T 10、《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33、《施工现场机械设备检查技术规程》JGJ 160、《建筑施工塔式起重机安装、使用、拆卸安全技术规程》JGJ 196、《建筑施工升降机安装、使用、拆卸安全技术规程》JGJ 215等。

15.5 脚手架及模板支架

15.5.1 脚手架和模板支架的搭设对安全性要求高,应进行专项设计。高、大模板支架和脚手架工程施

工方案应按住房和城乡建设部《危险性较大的分部分项工程安全管理办法》（建质〔2009〕87号）以及广东省住房和城乡建设厅《关于印发广东省住房和城乡建设厅关于<危险性较大的分部分项工程安全管理办法>的实施细则的通知》（粤建质〔2011〕13号）的要求进行专家论证。

15.5.2 应符合的国家及行业标准主要有：《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《建筑施工安全检查标准》JGJ 59、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130、《建筑施工门式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 128、《建筑施工碗扣式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 166、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162、《建筑施工承插型盘扣式钢管支架安全技术规程》JGJ 231等。

15.5.8 倾斜的混凝土结构构件在混凝土浇筑时会产生较大的水平分力，模板支架必须具有足够的抵抗水平荷载的能力，以防止在施工过程中模板及其支架发生水平向变形、破坏或坍塌。

15.6 模板工程

15.6.2 应符合的国家及行业标准主要有：国家现行标准《滑动模板工程技术规范》GB 50113、《混凝土工程施工质量验收规范》GB 50204、《组合钢模板技术规范》GB 50214、《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《钢框胶合板模板技术规程》JGJ 96、《清水混凝土应用技术规程》JGJ 169、《液压爬升模板工程技术规程》JGJ 195等。

15.8 混凝土工程

15.8.2 应符合的国家及行业标准主要有：《混凝土质量控制标准》GB 50164、《混凝土外加剂应用技术规范》GB 50119、《粉煤灰混凝土应用技术规范》GB 50146、《混凝土强度检验评定标准》GB/T 50107、《清水混凝土应用技术规程》JGJ 169等。

15.8.13 超高泵送时，混凝土自重压力及管道阻力增大，对混凝土的流动性要求更高，综合广州西塔及深圳京基100工程的施工经验，提出上述超高泵送要求。由于超高泵送后混凝土存在2-3℃的温度升高，故混凝土出搅拌车的温度宜按32℃考虑。由于超高泵送过程中发生堵管和爆管对工程施工影响很大，宜

在施工过程中对需进行超高泵送的混凝土的上述四个泵送指标进行每车检验，不合格的应退场。

15.8.14 C80以上的混凝土胶凝材料用量很大，相应混凝土的粘性就很大，为降低混凝土粘性，需要增加减水剂的用量。有试验表明，采用较大用量聚羧酸减水剂可以使混凝土可泵性指标满足要求，但混凝土的初凝时间过长，试验中有超过36小时的情况，对于现场施工应用不利。采用氨基-萘系-沸石粉复合减水剂，可以保证高水泥用量混凝土的可泵送性能，且不会过分延长混凝土的凝结时间。

15.10 混合结构施工

15.10.1 应符合的国家及行业标准主要有：《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205、《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138等。

15.10.13 钢管混凝土一次浇筑高度过高，混凝土侧压力在钢板中产生较大的初始应力，在壁板弯曲刚度较小的矩形钢管中会产生较大的变形，对结构的受力不利，故应控制混凝土的一次浇筑高度，减少混凝土浇筑对钢管混凝土柱正常受力的影响。

15.12 施工安全

15.12.1 应符合的国家及行业标准主要有：《建设工程施工现场消防安全技术规范》GB 50720、《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80、《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33、《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ 46、《建筑施工门式钢管脚手架安全技术规程》JGJ 128、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130、《建筑施工碗扣式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 166、《建筑施工承插型盘扣式钢管支架安全技术规程》JGJ 231、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162、《滑动模板工程技术规范》GB 50113、《液压爬升模板工程技术规程》JGJ 195等。

15.12.10 超高层建筑施工中主体结构施工到一定高度时就要进行装修及机电工程的施工，主体结构施工用水如不进行有组织的排放，将会影响装修及机电工程的施工质量和安全，因此，要求施工单位在超高层建筑施工中要设置有组织的临时施工用水排水系统。

15.12.11 钢结构在施工过程中切割的高温钢板下落时，普通的尼龙类安全网会被高温钢板烫坏，失去防护作用，应采用钢质安全防护网进行防护。

15.13 高温和雨期施工

15.13.2 原材料的温度、天气、混凝土运输方式与时间等客观条件对混凝土配合比的影响很大。在初次使用前，进行实际条件下的工况试运行，以保证高温天气条件下施工的混凝土的性能指标的稳定性是必要的。

水泥的水化热将使混凝土的温度升高，导致混凝土表面水分的蒸发速度加快，从而使混凝土表面干缩裂缝产生的机会增大。

高温天气条件下施工的混凝土坍落度不宜过低。

15.13.3 混凝土高温天气搅拌首先应对机具设备采取遮阳措施；对混凝土搅拌温度进行估算，达不到规定要求温度时，对原材料采取直接降温措施；采取对原材料进行直接降温时，对水、石子进行降温最有效；混凝土加冰拌和时，冰的重量不宜超过剩余水的50%，以便于冰的融化。喷液态氮措施成本较高，除非十分必要，一般不采用。

15.13.5 我国《水工混凝土施工规范》SDJ 207-82中规定，高温季节施工时，混凝土最高浇筑温度不得超过28℃；日本规范规定，夏季混凝土的浇筑温度要低于35℃；德国规范规定，在炎热气候下，混凝土卸车时不超过30℃；澳大利亚规范中，混凝土下料温度达到35℃时，定义为炎热气候下混凝土施工。我国的《混凝土结构工程施工规范》GB 50666中规定：混凝土浇筑入模温度不应大于35℃。

15.13.6 混凝土浇筑应尽可能避开高温时段。同时，应对混凝土可能出现的早期干缩裂缝进行预测，并做好预防措施计划。混凝土水分蒸发速率较大时（如蒸发速率大于 $1\text{kg}/(\text{m}^2\cdot\text{h})$ ），产生早期干缩裂缝的风险也随之增加。挡风、遮阳、喷雾等措施可改善作业面环境条件，有利于预防混凝土可能产生的干缩、塑性裂缝。

混凝土水分蒸发速率可按下式进行估算：

$$E = 5 \left[(T_b + 18)^{2.5} - r(T_a + 18)^{2.5} \right] (V + 4) \times 10^{-6}$$

式中， E ——水的蒸发速率， $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ；

r ——混凝土水分蒸发面以上1.5m高度测得大气相对湿度，%；

T_a ——混凝土水分蒸发面以上1.5m高度测得大气温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

T_b ——混凝土（湿）表面温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

V ——混凝土水分蒸发面以上0.5m高度测得水平风速， km/h 。

15.13.14 补救措施包括：补充水泥砂浆、铲除表层混凝土、插短钢筋等。

15.14 绿色施工

15.14.8 施工阶段的不同，对现场布置的需求也会发生变化。现场需根据变化了的施工环境及时、合理、安全、科学有序地作出施工平面布局的调整，做到合理使用施工用地，保证施工安全文明及保持良好的场容场貌。减少和避免临时建筑拆迁和搬迁，最大限度地节约土地资源。一般建筑工程至少应有地基基础、主体结构工程施工和装饰装修及设备安装三个阶段的施工平面布置图。

15.14.9

1 土方与地基施工阶段是最容易引起扬尘的。因此，应采取洒水、围蔽、硬地化等一系列措施控制扬尘。比如在施工现场推行硬地化，工地大门内外通道、临时设施室内地面、材料堆放场、加工场、仓库地面等要求浇厚度不小于150mm，强度不少于C15的混凝土硬底；现场裸露地面、坡面、集中堆放的土方可以采用洒水、绿化、喷浆、隔尘布遮盖、安全防护网遮盖、混凝土封盖等措施抑尘。垂直运送的建筑垃圾、散体物料合理设置封闭式管道运输通道而避免产生扬尘等。

2 施工噪音扰民是城市居民对周边施工投诉最多的。特别是夜间施工时，过大的噪音会严重影响附近居民的休息睡眠。因此，应采取一系列措施对施工噪声的排放加以限制，比如注意建筑机械、机具的保养和维修，降低其使用噪音；采用低噪音机具，比如用旋挖桩机代替冲孔桩机等；合理安排施工进

度，混凝土浇筑尽力安排在白天进行，振捣时振动棒不得碰击钢筋和钢模板；产生噪声的机械设备设置在远离居民的一侧，且不应集中布置，以减少噪声相互影响；建筑物立面采用密目网外加隔音布围以挡减弱噪音传播。应保证离工地最近民居的场界隔档高度位置测得的现场噪音值不得超过国家标准《建筑施工场界噪声限值》GB 12523的规定，噪声的监测方法执行国家标准《建筑施工场界噪声测量方法》GB 12524。

3 光污染是一类特殊形式的污染。强光会引起脑晕目眩、烦躁不安、神经衰弱、失眠等光害综合症。因此，要尽量避免或减少施工过程中的光污染，夜间室外照明灯要加设灯罩，透光方向集中在施工作业区范围，必要时夜间施工可设密目网屏障遮挡光线。防止夜间施工灯光溢出施工场地范围以外，对周围居民造成影响，同时尽量避免在夜间进行电焊作业等。

4 施工降水根据工程勘察的水文地质资料以及设计要求进行，降水量以满足施工要求为宜，要注意保护环境、保护地下水资源，避免过度降水；为防止土壤被化学污染、重金属污染，现场放置危险品、化学品的库房地面一律采取隔断和硬化处理。

5 现场施工污水、生活污水等不同来源的污水，应通过现场设置的沉淀池、隔油池，去除泥沙和油污后，排放入市政污水管道。未经处理的污水里含有各种污染物质，如果直接排入江河将会对水体造成污染，危害甚大。

6 建筑垃圾里含有重金属元素，如长期堆放不作处理，就会破坏土壤、植被以及对水源造成污染。因此，建筑垃圾要按《城市建筑垃圾管理办法》（中华人民共和国建设部令第139号）的有关规定进行收集、运输和处置。

附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数

B.0.1~B.0.2 广东省基本风压值及基本风压分布图采用现行国家标准《建筑结构荷载规范》及广东省建筑科学研究院提供的资料。

附录 G RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法

G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.1.1 基于RC梁 - 圆钢管混凝土柱节点试验破坏面的极限平衡条件 ,得到节点环梁承载力的设计方法。该方法综合考虑了环梁环筋和箍筋的相互作用及钢管混凝土柱、框架梁、环梁截面尺寸的影响。同时 ,在对节点进行详细的有限元分析的基础上 ,考虑了楼板的作用 ,并以试验结果对计算公式作了校正。但除对环梁环筋和箍筋的配置有特别要求 ,按G.1.1条计算外 ,一般情况下 ,可按G.1.2条的简化方法设计环梁 ,依节点的实际情况确定考虑或不考虑楼板的作用。

RC梁 - 钢管混凝土柱环梁节点的承载力试验进行了7批 ,共48个试件及1个2层2跨框架(18个节点) ,节点形式包括 “十”字形、“T”字形、“—”字形、“L”字形和单肢形 ,其中有部分带楼板。根据试验目的不同 ,加载形式包括单调加载、低周往复加载及2层2跨的RC梁 - 钢管混凝土柱框架的拟动力试验和单调推覆试验(表1)。

表 2 环梁节点主要试验情况

批次	类型	个数	比例	地点	钢管直径/mm
1	静载	11	1 : 3	广州交通研究所	200 , 300
2	静载	2	原型	华南理工大学	800
3	低周往复	4	1 : 3	清华大学	550 , 800
4	低周往复	6	原型	同济大学	1000
5	拟动力、单调推覆	18	2 层 2 跨框架	清华大学	500
6	静载	24	1 : 2	同济大学	400 - 600
7	静载	1	原型	广州翠湖山庄工地	1600

G.1.2 忽略环梁、框架梁及钢管混凝土柱截面尺寸等的影响 ,取合适的剪环比 λ 及环筋计算系数 ,得

到节点环梁承载力简化计算方法：由框架梁端截面的实配钢筋，即可得到环梁的配筋。节点环梁的设计步骤简要归纳如下：

a) 依构造要求初选环梁的截面尺寸及抗剪环直径。环梁截面高度宜比框架梁大30mm，宽度不宜小于框架梁截面宽，且需满足框架梁纵筋的锚固长度。在满足钢筋间距等构造要求的情况下，环梁宽可适当减小，但不应小于2/3框架梁宽。抗剪环筋可用圆钢，也可用方钢，直径或宽度不宜小于20mm，一般 $\geq 25\text{mm}$ ；并不宜少于二道，一道于环梁中部，一道于下部。

b) 环梁的环筋和箍筋可由式(G.1.2-1)、(G.1.2-2)或式(G.1.2-3)、(G.1.2-4)求得，后者考虑了楼板的有利作用。

c) 按式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、(G.3.4)验算节点环梁与钢管混凝土柱联结界面的受剪承载力。一般情况下为抗剪环承压面混凝土的局部承压强度所控制。

G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算

G.3.2 环梁中部抗剪环处混凝土局部承压强度取 $\sigma_{c,v} = 1.5f_c$ ，环梁底部抗剪环处取 $\sigma_{c,v} = 2.0f_c$ 。

G.3.4 当由框架梁端弯矩 M_k 形成的静摩擦力 $F_s = \mu_s \frac{M_k}{0.87h_{k0}} \geq V_k$ 时，环梁节点实现自锁（即仅静摩擦力就满足节点抗剪要求）。假定静摩擦系数 $\mu_s = 0.25$ ，当框架梁的剪跨比 $\lambda = \frac{M_k}{V_k h_{k0}} \geq \frac{0.87}{0.25} = 3.48$ 时，环梁节点能实现自锁。

相比与钢管柱与环梁联结面间的静摩擦力和粘结咬合力，与钢管贴焊的抗剪环是框架梁端剪力传递到钢管混凝土柱的可靠途径。环梁节点联结面的破坏形式有三种：联结面直剪破坏、抗剪环承压面混凝土的局部承压破坏和抗剪环筋与钢管间焊缝的剪坏。在环梁节点设计中，要保证框架梁端剪力可靠地传递到钢管混凝土柱，必须保证抗剪环自身和支承环梁处的混凝土不破坏。

为简化计算，可偏保守忽略环梁与钢管壁间的静摩擦力和环梁与钢管壁间的粘结咬合力，认为环梁节点的联结面抗剪计算内容包括联结面的直剪、混凝土局部承压、抗剪环与钢管壁之间的焊缝强度以及

环梁的抗冲切等几方面验算。

G.3.5 一般情况下，环梁节点竖向受剪承载力由抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力所控制。