

山东省工程建设标准



DB37/T 5055 — 2016

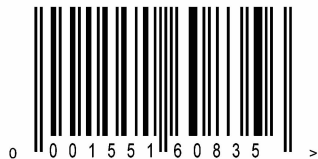
备案号: J13444 — 2016

建筑工程抗震性能设计规范

Seismic Code for Performance-Based
Design of Buildings

2016 - 05 - 04 发布

2016 - 08 - 01 实施



统一书号: 155160 · 835

定 价: 109.00 元

山东省住房和城乡建设厅
山东省质量技术监督局

联合发布

山东省工程建设标准

建筑工程抗震性能设计规范
Seismic Code for Performance-Based
Design of Buildings

DB37/T 5055 — 2016

备案号: J13444 — 2016

济 南 • 2016

山东省工程建设标准
建筑工程抗震性能化设计规范
Seismic Code for Performance-Based
Design of Buildings
DB37/T 5055 — 2016

*

中国建材工业出版社出版（北京市海淀区三里河路1号）
北京雁林吉兆印刷有限公司印刷

*

开本：850mm×1168mm 1/32 印张：10.625 字数：290千字

2016年7月第一版 2016年7月第一次印刷

印数：1~1000册

定价：109.00元

统一书号：155160·835

版权所有 翻印必究

山东省住房和城乡建设厅
山东省质量技术监督局

鲁建标字〔2016〕6号

山东省住房和城乡建设厅
山东省质量技术监督局
关于发布山东省工程建设标准
《建筑工程抗震性态设计规范》的通知

各市住房城乡建委（建设局）、质监局，各有关单位：

由哈尔滨工业大学（威海）和青岛理工大学主编的《建筑工程抗震性态设计规范》业经审定通过，批准为山东省工程建设标准，编号为 DB37/T 5055—2016，现予以发布，自 2016 年 8 月 1 日起施行。

本标准由山东省住房和城乡建设厅负责管理，由哈尔滨工业大学（威海）负责具体内容的解释。

山东省住房和城乡建设厅
山东省质量技术监督局
2016 年 5 月 4 日

前 言

根据山东省住房和城乡建设厅《山东省工程建设标准编制管理规定》（鲁建标字〔2011〕8号）的要求，规范编制组经广泛调查研究，认真总结工程实践经验，参考有关国际标准和国内外先进标准，在广泛征求意见的基础上，编制本规范。

本规范的主要内容：1. 总则；2. 术语和符号；3. 抗震设计基本要求；4. 场地类别与设计地震动；5. 地基基础；6. 地震作用和结构抗震验算；7. 多层和高层钢结构；8. 多层和高层钢筋混凝土结构；9. 砌体结构；10. 空旷房屋和大跨屋盖建筑；11. 隔震和消能减震设计；12. 建筑构件和建筑附属设备。

本规范的主要特点：1. 是根据山东省地震影响的特点和经济发展水平编制的适用于山东省的建筑工程抗震设计；2. 基于抗震性态的设计思想，对使用功能分别为Ⅳ类、Ⅲ类、Ⅱ类建筑的结构抗震验算，提出了具体规定和要求；根据建筑抗震设计类别和结构类型，提出了各类结构的应用范围和抗震措施；3. 给出了山东省各地区的设防地震（相应于50年超越概率为10%）和罕遇地震（相应于50年超越概率为2%~3%）的设计加速度值；4. 规范对抗震设计类别较高的建筑采用二级设计，第一级设计和一般建筑一样按建筑场地的设防地震进行设计，第二级设计则是按罕遇地震进行弹塑性变形验算；5. 给出了场地分类方法，采用了场地地震影响系数最大值调整系数；6. 给出了合理的设计谱曲线和设计用加速度时程曲线；7. 给出了与抗震设防地震相对应的结构影响系数和位移放大系数。

本规范由山东省住房和城乡建设厅负责管理，哈尔滨工业大学（威海）负责具体技术内容的解释。执行过程中，如有意见和建议，请寄送哈尔滨工业大学（威海）（威海市文化西路2号，

邮编：264209)。

主 编 单 位：哈尔滨工业大学（威海）
青岛理工大学

参 编 单 位：山东省地震局
山东大学
中国海洋大学
山东建筑大学
山东科技大学
烟台大学
山东省建筑科学研究院
山东省建筑设计研究院
山东省地矿工程勘察院
青岛城市建筑设计有限公司
青岛腾远设计事务所有限公司
烟台市建筑设计研究股份有限公司

主要起草人员：徐龙军 于德湖 王焕定
(以下按姓氏笔画为序)

于明武	王 来	王 征	王幼清
成 勃	李当生	李庭文	张继刚
陈再现	陈时军	郁有升	周学军
周新刚	赵长河	胡海涛	侯和涛
祝英杰	贾立哲	钱宏亮	盛根来
崔士起	隋杰英	蒋世林	蒋济同
翟长海			

主要审查人员：谢礼立 郑文忠 王立军 傅传国
张维汇 马连仲 张 鑫 付安元
刘建平

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	3
2.1	术语	3
2.2	主要符号	5
3	抗震设计基本要求	9
3.1	抗震设防	9
3.2	场地和地基基础	11
3.3	抗震结构体系	13
3.4	建筑形体及构件布置的规则性	14
3.5	非结构构件	16
3.6	结构材料与施工	17
3.7	隔震与消能减震设计	17
3.8	强震观测系统	17
4	场地类别与设计地震动	19
4.1	场地分类	19
4.2	建筑场地地震影响系数	23
4.3	地震加速度时程	25
5	地基基础	26
5.1	一般规定	26
5.2	天然地基和基础	27
5.3	液化和软弱土层地基	28
5.4	桩基础	33
5.5	抗震治理措施	35
6	地震作用和结构抗震验算	38
6.1	一般规定	38

6.2	水平地震作用计算的底部剪力法	46
6.3	水平地震作用计算的振型分解反应谱法	49
6.4	竖向地震作用的计算	53
6.5	建筑结构抗震验算	55
7	多层和高层钢结构	63
7.1	一般规定	63
7.2	计算要点	67
7.3	抗震构造措施	73
8	多层和高层钢筋混凝土结构	79
8.1	一般规定	79
8.2	钢筋混凝土结构的承载力	87
8.3	钢筋混凝土框架结构的抗震构造措施	100
8.4	钢筋混凝土抗震墙结构的抗震构造措施	108
8.5	钢筋混凝土框架-抗震墙结构的构造措施	112
8.6	钢筋混凝土板柱-抗震墙结构的构造措施	113
8.7	钢筋混凝土筒体结构的构造措施	114
8.8	装配式钢筋混凝土框架结构	116
9	砌体结构	118
9.1	一般规定	118
9.2	计算要点	123
9.3	多层砖砌体房屋抗震构造措施	128
9.4	多层砌块房屋抗震构造措施	134
9.5	底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施	136
10	空旷房屋和大跨屋盖建筑	141
10.1	单层空旷房屋	141
10.2	大跨屋盖建筑	144
11	隔震和消能减震设计	149
11.1	一般规定	149
11.2	房屋隔震设计要点	151
11.3	房屋消能减震设计要点	157

12 建筑构件和建筑附属设备	162
12.1 一般规定	162
12.2 基本计算要求	163
12.3 建筑构件的抗震构造措施	168
12.4 附属设备的抗震构造措施	172
附录 A 山东省设计地震加速度及设计地震分组表	175
附录 B 推荐用于 I (I_0 、 I_1)、II、III、IV 类场地的 设计地震动	177
附录 C Seed 提出的液化判别简化法	180
附录 D 高强混凝土结构抗震设计要求	184
附录 E 预应力混凝土结构抗震设计要求	186
附录 F 转换层结构的抗震设计要求	188
附录 G 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震 设计要求	190
附录 H 隔震设计简化计算和砌体结构隔震措施	192
本规范用词说明	197
引用标准目录	198
附：条文说明	199

Contents

1	General	1
2	Terms and Symbols	3
2.1	Terms	3
2.2	Symbols	5
3	Basic Requirements of Seismic Design	9
3.1	Seismic Requirements	9
3.2	Site and Foundation	11
3.3	Structural System	13
3.4	Regularity of Building Configuration and Structural Assembly	14
3.5	Nonstructural Components	16
3.6	Materials and Construction	17
3.7	Isolation and Energy-Dissipation	17
3.8	Strong Motion Observation System	17
4	Site Classification and Design Ground Motion	19
4.1	Site Category	19
4.2	Seismic Influence Factor of Construction Site	23
4.3	Time History of Earthquake Acceleration	25
5	Soil and Foundation	26
5.1	General	26
5.2	Foundations on Soil	27
5.3	Liquefaction and Soft Soils	28
5.4	Pile Foundations	33
5.5	Treatment Measures for Seismic Precaution	35
6	Earthquake Action and Seismic Checking	38

6.1	General	38
6.2	Base Shear Method for Horizontal Earthquake Action	46
6.3	Mode-Superposition Response Spectrum Method for Horizontal Earthquake Action	49
6.4	Calculation for Vertical Earthquake Action	53
6.5	Seismic Checking of Buildings	55
7	Multi-Story and Tall Steel Buildings	63
7.1	General	63
7.2	Essentials in Calculation	67
7.3	Details of Seismic Design	73
8	Multi-Story and Tall Reinforcement Concrete Buildings	79
8.1	General	79
8.2	Bearing Capacity of Reinforcement Concrete Buildings	87
8.3	Details for Frame Structure	100
8.4	Details for Wall Structure	108
8.5	Details for Frame-Wall Structure	112
8.6	Details for Slab-Column-Wall Structure	113
8.7	Details for Tube Structure	114
8.8	Details for Fabricated Structure	116
9	Masonry Buildings	118
9.1	General	118
9.2	Essentials in Calculation	123
9.3	Details for Multi-Story Brick Buildings	128
9.4	Details for Multi-Story Concrete Block Buildings	134
9.5	Details for Multi-Story Buildings with R. C. Frames on Ground Floors	136
10	Spacious Buildings and Large-Span Buildings	141
10.1	Single-story Spacious Buildings	141
10.2	Large-Span Roof Buildings	144

11	Seismically Isolated and Energy-Dissipated Buildings	149
11.1	General	149
11.2	Essentials in Design of Seismically Isolated Buildings	151
11.3	Essentials in Design of Energy-Dissipated Buildings	157
12	Architectural Elements and Appurtenances	162
12.1	General	162
12.2	Essentials in Calculation	163
12.3	Details for Architectural Elements	168
12.4	Details for Architectural Appurtenances	172
Appendix A	Design Accelerations of Ground Motion and Earthquake Groups in Shandong	175
Appendix B	Recommendation Design Ground Motion Sites Category I (I_0 , I_1), II, III, and IV	177
Appendix C	Simplified Method of Liquefaction Evaluation Developed by Seed	180
Appendix D	Requirements for Seismic Design of High Strength Concret Structures	184
Appendix E	Requirements for Seismic Design of Prestressed Concret Structures	186
Appendix F	Requirements for Seismic Design of the Transition-Story Structures	188
Appendix G	Seismic Design for R. C. Block Buildings	190
Appendix H	Simplified Calculation, General and Details for Seismically Isolated Masonry Structures	192
	Explanation of Wording in This Code	197
	List of Quoted Standards	198
	Addition: Explanation of Provisions	199

1 总 则

1.0.1 为执行《中华人民共和国防震减灾法》，提高山东省建筑工程的抗震能力，改善建筑结构的抗震性能，防止地震时因建筑结构损坏造成重大损失，减轻地震对社会经济造成的不良后果，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于山东省抗震设防烈度不大于 8 度（设计基本地震加速度值不大于 $0.3g$ ）地区建筑工程的抗震性能设计以及隔震、消能减震工程设计。

1.0.3 抗震设防烈度必须按国家规定的权限审批、颁发的文件（图件）确定。一般情况下，抗震设防烈度可采用现行国家标准《中国地震动参数区划图》的地震基本烈度。山东省主要城市的设计基本地震加速度按附录 A 确定。对已编制抗震设防区划的市县，可按国家规定权限审批的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。

1.0.4 新建和改、扩建的建筑工程应按下列要求进行抗震设计：

1 新建建筑应符合本规范的全部要求。结构的分析和设计应符合本规范的有关要求。

2 现有建筑的改、扩建部分，如在结构上独立于现有建筑结构，应符合本条第 1 款有关新建建筑的规定。

3 改、扩建部分在结构上不独立于现有建筑结构时，应同时符合下列三个要求，否则整个建筑应符合本条第 1 款有关新建建筑的规定；

1) 改、扩建部分符合本规范对新建建筑的要求；

2) 改、扩建后现有建筑结构中的任一结构构件的地震作用不增加，或构件在承受增加的地震作用后仍符合本规范的有关规定；

- 3) 改、扩建部分不应导致现有建筑结构任一结构构件抗震能力的降低，或构件的抗震能力不低于对新建建筑结构的抗震要求。

1.0.5 建筑结构采用抗震性能设计时，应符合本规范的要求；除此之外，应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 抗震设防 seismic precaution

为使工程结构在地震作用下能按设计要求实现预定功能所采取的防御措施。

2.1.2 抗震设防烈度 seismic precautionary intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况下，取 50 年内超越概率 10% 的地震烈度。

2.1.3 抗震设防标准 seismic precautionary criterion

衡量抗震设防要求高低的尺度，由抗震设防烈度或设计地震动参数及建筑抗震设防类别确定。

2.1.4 抗震设防分类 seismic fortification category

根据建筑遭遇地震后，可能造成人员伤亡、直接和间接经济损失、社会影响的程度及其在抗震救灾中的作用等因素，对各类建筑所做的设防类别划分。

2.1.5 地震作用 earthquake action

由地震动引起的结构动态作用，包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.6 设计地震动参数 design parameters of ground motion

抗震设计用的地震动加速度（速度、位移）时程曲线、峰值加速度和场地设计谱及其特征周期。

2.1.7 地震动参数区划图 seismic ground motion parameter zonation map

以地震动参数为指标，将全国划分为不同抗震设防要求区域的图件。

2.1.8 抗震性能 seismic performance

地震动作用下的结构状态，它可以用结构的运动学状态、内力（应力）状态、损伤状态或使用功能保持状态等来表述，例如层间位移或层间位移角、顶层最大位移、最大基底剪力，“完好”“轻微破坏”“严重破坏”或“倒塌”等等。结构的抗震性态既与结构自身性能有关，也与地震动大小和频谱特性有关。

2.1.9 抗震性态设计 performance-based seismic design

旨在控制工程结构受地震动作用时的抗震性态，确保预期使用功能的设计。

2.1.10 抗震性态目标 seismic performance objectives

对所设计的建筑物在给定的设计地震动作用下要求达到的抗震性态描述。

2.1.11 抗震性态水平 seismic performance levels

对所设计的建筑物在不同水平的设计地震动作用下规定不同的性态目标，构成了不同的性态水平。

2.1.12 抗震设计类别 category of seismic design

根据设计地震动参数和由建筑使用功能规定的相应性态目标，对建筑设计的防御标准所作的分组。

2.1.13 设计基本地震加速度 design basic acceleration of ground motion

50 年设计基准期超越概率为 10% 的地震加速度的设计取值。

2.1.14 场地 site

工程群体所在地，具有相似的反应谱特征。其范围相当于厂区、居民小区和自然村或不小于 1.0km^2 的平面面积。

2.1.15 建筑场地设计谱 construction site dependent design spectra

抗震设计中采用的设计地震动参数之一，是对应不同场地类别的、平滑化和规一化的绝对加速度反应谱。

2.1.16 设计谱特征周期 characteristic period of design spectra

与场地设计谱曲线下降段起始点对应的周期值，简称特征周

期。其数值与地震震级、震中距和场地类别有关。

2.1.17 抗震概念设计 seismic concept design

依据工程实际地震破坏和抗震设计实践等所形成的基本设计原则、设计思想，对建筑和结构进行的总体布置和确定细部构造的过程。

2.1.18 抗震措施 seismic measures

除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。

2.1.19 抗震构造措施 details of seismic design

根据抗震概念设计原则，对结构和非结构构件所采用的一般不需计算的、具有明显抗震效果的各种细部要求。

2.2 主要符号

2.2.1 地震和地震动

I ——地震烈度；

M ——地震震级；

T_g ——特征周期；

$A_{\%}$ ——相应于 50 年某超越概率的地震加速度峰值；

g ——重力加速度；

v ——土层剪切波速度。

2.2.2 作用和作用效应

F ——结构地震作用；

F_{Ek} 、 F_{Evk} ——结构总水平、竖向地震作用标准值；

G_E 、 G_{eq} ——地震时结构（构件）的重力荷载代表值、等效总重力荷载代表值；

w_k ——风荷载标准值；

S_E ——地震作用效应（弯矩、轴向力、剪力、应力和变形）；

S_k ——作用、荷载标准值的效应；

M ——弯矩；

M_{ov} ——倾覆力矩；

V ——剪力；

N ——轴向力；

σ ——正应力；

τ ——剪应力；

ε ——正应变；

γ ——剪应变；

P ——基础底面压力；

U ——侧移；

θ ——楼层位移角。

2.2.3 材料性能和结构构件抗力

m ——质量；

E ——弹性模量；

K ——结构（构件）的刚度；

R ——结构构件承载力；

f 、 f_k 、 f_v ——材料强度（含地基承载力）设计值、标准值和抗震设计值；

$[\theta]$ ——楼层位移角限值。

2.2.4 几何参数

A ——构件截面面积；

A_n ——构件净截面面积；

A_s ——钢筋截面面积；

b ——构件截面宽度；

d ——土层深度或厚度，钢筋直径；

h ——计算楼层层高，构件截面高度；

l ——构件长度或跨度；

t ——抗震墙厚度，楼板厚度；

B ——结构总宽度；

H ——结构总高度，柱高度；

I ——截面惯性矩；

L —— 结构总长度；

W —— 截面模量；

W_p —— 塑性截面模量；

a —— 距离；

a_s 、 a'_s —— 纵向受拉、受压钢筋合力点至截面边缘的最小距离。

2.2.5 计算系数

α —— 水平地震影响系数；

$\alpha_{\max}$ —— 水平地震影响系数最大值；

$\alpha_{v\max}$ —— 竖向地震影响系数最大值；

C —— 结构影响系数；

γ_0 —— 结构重要性系数；

γ_G 、 γ_E 、 γ_w —— 作用分项系数；

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数；

ζ —— 计算系数；

ζ_d —— 位移放大系数；

η —— 地震作用效应（内力和变形）的增大或调整系数；

λ —— 构件长细比，比例系数；

ξ_y —— 结构（构件）屈服强度系数；

ρ —— 配筋率，比率；

ϕ —— 构件受压稳定系数；

ψ —— 组合值系数，影响系数。

2.2.6 其他

i, j, m —— 序数；

n —— 总数，如楼层数、质点数、钢筋根数、跨数等；

$P(\cdot)$ —— 事件（ $\cdot$ ）的概率；

N —— 贯入锤击数；

T —— 结构自振周期；

X_{ji} —— 位移振型坐标（ j 振型 i 质点的 x 方向相对位

- 移);
- Y_{ji} ——位移振型坐标 (j 振型 i 质点的 y 方向相对位移);
- ω ——结构自振圆频率;
- I_{LE} ——地震时地基的液化指数;
- v_{se} ——土层等效剪切波速;
- Φ_{ji} ——转角振型坐标 (j 振型 i 质点的转角方向相对位移)。

3 抗震设计基本要求

3.1 抗震设防

3.1.1 建筑结构的抗震性态设计应根据抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则性，以及建筑使用功能和附属设施功能的要求、投资大小、震后损失和修复难易程度等，确定性态设计目标，明确抗震设防水平。

3.1.2 抗震设防的所有建筑应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 确定抗震设防类别及抗震设防标准。

3.1.3 建筑使用功能分类应符合下列要求：

1 所有建筑应根据其使用功能分为四个类别：

Ⅳ类，《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 规定的甲类建筑，或有特殊要求地震时和地震后使用功能不能中断的建筑。

Ⅲ类，《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 规定的乙类建筑，或按要求地震后使用功能必须在短期内恢复的建筑。

Ⅱ类，除Ⅳ类、Ⅲ类和Ⅰ类以外的建筑。

Ⅰ类，地震破坏不危及人的生命和不造成严重财产损失的建筑。

2 不同使用功能分类的建筑的最低抗震性态水平应按表 3.1.3 采用。

3 当建筑有多种用途时，应取其最高的使用功能分类进行设计。

表 3.1.3 各级地震作用下的最低抗震性态水平

地震动水平	抗震建筑使用功能			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
多遇地震（小震） （50 年超越概率为 63%）	运行	充分运行	充分运行	充分运行

表 3.1.3(续)

地震动水平	抗震建筑使用功能			
	I	II	III	IV
设防地震（中震） (50 年超越概率为 10%)	基本运行	基本运行	运行	充分运行
罕遇地震（大震） (50 年超越概率为 2%~3%)	接近倒塌	生命安全	基本运行	运行

注：1 充分运行是指建筑的使用功能在地震时或震后能继续保持，建筑结构完好，但非结构构件可能有轻微的破坏。

2 运行是指建筑使用功能可基本保持，建筑结构基本完好，一些次要的结构构件可能轻微破坏。

3 基本运行是指建筑的使用功能尚未丧失，结构可能损坏，但结构的关键和重要构件未遭破坏，经一般修理后结构仍可继续使用。

4 生命安全是指建筑的使用功能难以保持，主体结构有较重破坏但不影响承重，非结构构件可能坠落。

5 接近倒塌是指建筑的使用功能无法维持，结构构件与耗能构件较重破坏致使主体结构已无法继续承重，但尚未倒塌。

3.1.4 建筑的抗震设计类别，应根据设计基本地震加速度和建筑使用功能分类按表 3.1.4 确定。

表 3.1.4 抗震设计类别

设计基本地震加速度值 A (g) (50 年超越概率为 10%)	建筑使用功能分类			
	I	II	III	IV
$A \leq 0.05$	A	A	B	B
$0.05 < A \leq 0.10$	A	B	B	C
$0.10 < A \leq 0.15$	A	B	C	C
$0.15 < A \leq 0.20$	B	C	C	D
$0.20 < A \leq 0.30$	B	C	D	D

注：1 抗震设计类别 D 为本规范最高的抗震设计类别；不同结构的抗震设计类别由相应章节做具体规定。

2 不同使用功能分类的建筑属同一抗震设计类别时，使用功能分类高的建筑应采用更严格的抗震构造措施。

3.1.5 建筑结构的抗震设防烈度与设计地震动参数应按下列方法确定：

1 主要城镇（县级及县级以上城镇）中心地区的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组，可按本规范附录 A 采用。对做过抗震设防区划或地震安全性评价的城市、地区和厂矿等重大建筑的场址，应按经批准的抗震设防烈度或设计地震动参数确定抗震设计的设计地震动参数。

2 建筑场地的设计地震动参数，包括建筑所在地点的设计基本地震加速度和特征周期 T_g ，应分别符合表 3.1.5-1 和第 4 章表 4.2.1-3 的取值和要求，并按第 4 章提供的方法确定。

表 3.1.5-1 抗震设防烈度及其对应的设计地震基本加速度值（g）

抗震设防烈度	6	7	8
设计地震基本加速度	0.05	0.10(0.15)	0.20(0.30)

3 幼儿园、小学、中学的教学用房、学生宿舍和食堂，医院的住院、医技、门诊，以及用于应急避险场所的体育场馆等用房的设计地震基本加速度取值应在表 3.1.5-1 的基础上按表 3.1.5-2 调整确定。

表 3.1.5-2 学校、医院主要建筑场地设计地震基本加速度值调整表

设计地震基本加速度	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
设计地震基本加速度调整值	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g

3.2 场地和地基基础

3.2.1 场地应按对建筑抗震的影响，按表 3.2.1 划分为抗震有利、一般、不利和危险地段。

表 3.2.1 抗震有利、一般、不利和危险地段的划分

地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等

表 3.2.1(续)

地段类别	地质、地形、地貌
一般地段	不属于有利、不利和危险的地段
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，陡坎，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（含故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘洪沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表错位的部位

3.2.2 场地选择应符合下列规定：

1 首选有利地段，其次选择一般地段。

2 避开不利地段和危险地段；当无法避开时，对不利地段应采取适当的抗震措施。对危险地段，严禁建造使用功能Ⅳ、Ⅲ类的建筑，不应建造使用功能Ⅱ类的建筑，当无法避开时，应对场地进行专门的评估，并采取有效措施消除危险性后方可建造。

3 场地内存在发震断裂时，应对断裂的工程影响进行评价，并采取避让措施。

3.2.3 基础设计应符合下列规定：

1 地基有软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土层时，应采取措施加强基础的整体性和刚性。

2 同一结构单元应采用同一类型基础，同一结构单元的基础宜设置在同一标高上。

3.2.4 山区建筑的场地和地基基础应符合下列要求：

1 山区建筑场地勘察应有边坡稳定性评价和防治方案建议；应根据地质、地形条件和使用要求，因地制宜设置符合抗震设防要求的边坡工程。

2 边坡设计应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的要求；其稳定性验算时，有关的摩擦角应按设防烈度的高低相应修正。

3 边坡附近的建筑基础应进行抗震稳定性设计。建筑基础

与土质、强风化岩质边坡的边缘应留有足够的距离，其值应根据设防烈度的高低确定，并采取措施避免地震时地基基础破坏。

3.2.5 建筑场地类别的划分按照本规范第 4.1 节规定的方法。建筑场地为 I（ I_0 、 I_1 ）类时，对使用功能Ⅳ、Ⅲ类的建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；对使用功能Ⅱ类的建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施，但抗震设防烈度为 6 度时仍应按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施。

3.2.6 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，除本规范另有规定外，宜按抗震设防烈度 8 度（0.20g）抗震设防类别建筑的要求采取抗震构造措施。

3.3 抗震结构体系

3.3.1 抗震结构体系应根据建筑的抗震设计类别、设计地震动参数、结构高度、场地、地基、材料和施工等因素，经技术经济和使用条件综合比较后确定。

3.3.2 抗震结构体系应符合下列要求：

- 1 应具有明确的计算简图和简捷、合理的地震作用传递路线；传递路线中主体结构的构件及节点不应发生脆性破坏。
- 2 应具备必要的承载力、良好的变形能力和耗能能力。
- 3 应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。
- 4 对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高抗震能力。

3.3.3 抗震结构体系尚宜符合下列各项要求：

- 1 具有多道抗震防线。
- 2 具有合理的刚度分布，避免因刚度突变形成薄弱部位，避免产生过大的压力集中或塑性变形集中。
- 3 结构布置均匀对称，结构在两个主轴方向的动力特性相近。

3.3.4 抗震结构的结构构件应符合下列要求：

- 1 砌体结构构件应采用约束砌体或配筋砌体，如设置钢筋

混凝土圈梁、构造柱和芯柱等。

2 混凝土结构构件应合理选择截面尺寸，合理配置纵向钢筋和箍筋，避免剪切破坏、剪压破坏、黏结失效等脆性破坏。

3 预应力混凝土的抗侧力构件，应采用有黏结的预应力筋，并应有足够的非预应力钢筋，以保证结构具有必要的耗能能力，对采用预应力的桁架下弦和悬臂大梁，还应考虑竖向地震对预应力构件的不利影响。

4 钢结构构件应合理选择尺寸，防止构件局部或整体失稳。

5 多、高层的混凝土楼、屋盖宜优先采用现浇混凝土板。当采用预制装配式混凝土楼、屋盖时，应从楼盖体系和构造上采取措施确保各预制板之间的连接具有良好的整体性。

3.3.5 结构构件的连接应符合下列规定：

- 1 构件连接节点应有足够的延性。
- 2 构件节点的承载力，不应低于其连接构件的承载力。
- 3 预埋件的锚固承载力，不应低于其连接构件的承载力。
- 4 装配式结构的连接，应能保证结构的整体性。
- 5 预应力混凝土的预应力筋应在节点核心区外锚固。

3.3.6 装配式单层厂房的各种抗震支撑系统应能保证地震时结构的稳定和可靠地传递水平地震作用。

3.3.7 对体型复杂的构筑物或建筑及构筑物组联结构，应采取下列措施：

- 1 当设置防震缝时，宜将结构分成规则的结构单元。
- 2 当不设置防震缝时，宜对结构进行整体抗震计算；对薄弱部位，应采取提高抗震能力的措施。

3.4 建筑形体及构件布置的规则性

3.4.1 建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性。建筑的平面、立面和竖向剖面布置宜符合下列规定：

- 1 建筑的平面、立面和竖向剖面布置宜规则、对称；平面和沿竖向的质量分布和刚度变化宜均匀，相邻层的层间刚度不宜

突变，平面内宜减小刚度中心与质量中心间的偏心距，避免产生扭转。

2 相邻层的抗侧力结构或构件的承载力不宜突变，平面内同类抗侧力构件的承载力宜均匀。

3 不宜采用自重大的悬臂结构。

不规则建筑的抗震设计应符合本规范第 6 章的有关规定。

3.4.2 建筑形体及其构件布置的平面、竖向不规则性，应按下列要求划分：

1 混凝土房屋、钢结构房屋和钢-混凝土混合结构房屋存在表 3.4.2-1 所列举的某项平面不规则类型或表 3.4.2-2 所列举的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型，应属于不规则的建筑。

表 3.4.2-1 平面不规则的类型

不规则性类型	定义和参考指标	适用抗震设计类别	应符合的条款
1. 扭转不规则（当楼板为非柔性时，应考虑）	楼层的最大弹性水平位移（层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（层间位移）平均值的 1.2 倍	C、D	6.2.5
2. 楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于楼板典型宽度的 50%或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层	B、C、D	6.1.6
3. 凹凸不规则	结构平面凹进的一侧尺寸，大于相应投影方向尺寸的30%	C、D	

注：1 形体指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化。

2 对混凝土墙或砌体墙结构，屋盖应认为是柔性的；现浇和装配整体式混凝土楼、屋盖应认为是刚性的；具有可靠连接的普通的预制装配式混凝土楼、屋盖应认为是半刚性的。

表 3.4.2-2 竖向不规则的类型

不规则性类型	定义	适用抗震设计类别	应符合的条款
1. 侧向刚度不规则	该层侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或者小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部缩进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%	B、C、D	6.1.6
2. 竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件的内力由水平转换构件向下传递	B、C、D	
3. 楼层承载力突变 (有薄弱层)	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%	B、C、D	

2 砌体房屋、单层工业厂房、单层空旷房屋、大跨屋盖建筑的平面和竖向不规则性的划分，应符合本规范有关章节的规定。

3 当存在表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中多项不规则或某项不规则超过规定的参考指标较多时，应属于特别不规则的建筑。

4 当存在表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中多项不规则超过规定的参考指标较多时，应属于严重不规则的建筑。

3.4.3 不规则的结构应按规定采取加强措施；特别不规则的结构和高度超过规定的结构应进行专门研究和论证，采取特别的加强措施；严重不规则的结构不应采用。

建筑形体及其构件布置不规则时，应按本规范第 6.1.4 条要求进行地震作用计算和内力调整，并对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。

3.5 非结构构件

3.5.1 非结构构件，包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备，自身及其与结构主体的连接，应进行抗震设计。

3.5.2 非结构构件的抗震设计，应由相关专业人员分别负责进行。

3.5.3 附着于楼、屋面结构上的非结构构件，以及楼梯间的非承重墙体，应与主体结构有可靠的连接或锚固，避免地震时倒塌伤人或砸坏重要设备。

3.5.4 框架结构的围护墙、隔墙、幕墙、装饰贴面等非结构构件，应与主体结构有可靠的连接，其细部构造应使非结构构件能够在地震时主体结构可能发生大变形的情况下不破坏。

3.5.5 围护墙和隔墙，不宜采用半高的填充墙；当必须采用时，墙体与主体结构间应采取相应构造措施或考虑其对框架柱的约束作用以及由此产生的抗震不利影响。

3.5.6 安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接，应符合地震时使用功能的要求，且不应导致相关部件的损坏。

3.6 结构材料与施工

3.6.1 抗震结构对材料和施工质量的特别要求，应在设计文件上注明。

3.6.2 结构材料性能指标，应符合本规范各章的要求。

3.6.3 若需要对本规范所选的材料和施工方法进行变更，应提供依据表明所建议的替代材料和方法能够达到预期目的，且经主管部门审定。

3.7 隔震与消能减震设计

3.7.1 隔震与消能减震设计，可用于使用功能Ⅳ、Ⅲ，Ⅱ类，抗震设计类别为C、D的建筑或有专门要求的建筑。

3.7.2 采用隔震或消能减震设计的建筑，当遭遇到本地区的罕遇地震影响时，应能满足使用功能要求。

3.8 强震观测系统

3.8.1 在设防烈度为7度（0.15g）、8度地震区的下列建筑，

建筑设计时，宜设置强震观测系统并留有观测仪器和线路的位置：

- 1 特别重要的建筑。
- 2 使用功能属于Ⅳ类和部分Ⅲ类的建筑（如通信、电力枢纽等）。
- 3 设防烈度 7 度($0.15g$)、8 度时，高度分别超过 160m、120m 的大型公共建筑。

4 场地类别与设计地震动

4.1 场 地 分 类

4.1.1 建筑场地的类别划分，应基于土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度，对建筑场地进行综合评定以确定场地类别。

4.1.2 土层剪切波速的测量，应符合下列要求：

1 在场地初步勘察阶段，对大面积的同一地质单元，测试土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 3 个。

2 在场地详细勘察阶段，对单幢建筑，测试土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 2 个，测试数据变化较大时，可适量增加；对小区中处于同一地质单元内的密集建筑群，测试土层剪切波速的钻孔数量可适量减少，但每幢高层建筑和大跨空间结构的钻孔数量均不得少于 1 个，对使用功能属于Ⅳ、Ⅲ类的建筑结构，钻孔数量应适当增加。

3 对使用功能Ⅰ类及Ⅱ类建筑中层数不超过 10 层、高度不超过 24m 的多层建筑，当无实测剪切波速时，可根据岩土名称和性状，按表 4.1.2 划分土的类型，再利用当地经验在表 4.1.2 的剪切波速范围内估算各土层的剪切波速。

表 4.1.2 土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围 (m/s)
岩石	坚硬、较硬且完整的岩石	$v_s > 800$
坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土	$800 \geq v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂， $f_{ak} > 150$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$

表 4.1.2(续)

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围 (m/s)
中软土	稍密的砾、粗、中砂, 除松散外的细、粉砂, $f_{ak} \leq 150$ 的黏性土和粉土, $f_{ak} > 130$ 的填土, 可塑性黄土	$250 \geq v_s > 150$
软弱土	淤泥和淤泥质土, 松散的砂, 新近沉积的黏性土和粉土, $f_{ak} \leq 130$ 的填土, 流塑黄土	$v_s \leq 150$

注: f_{ak} 为由载荷试验等方法得到的地基承载力特征值 (kPa); v_s 为岩土剪切波速。

4.1.3 建筑场地覆盖层厚度应按下列要求确定:

1 一般情况下, 应按地面至剪切波速大于 500m/s 且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 500m/s 的土层顶面的距离确定。

2 当地面 5m 以下存在剪切波速大于其上部各土层剪切波速 2.5 倍的土层, 且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 400m/s 时, 可按地面至该土层顶面的距离确定。

3 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体, 应视同周围土层。

4 场地土层中的火山岩硬夹层, 应视为刚体, 其厚度应从覆盖土层中扣除。

4.1.4 场地土层的等效剪切波速应按下列公式计算:

$$v_{se} = d_0 / t \quad (4.1.4-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i / v_{si}) \quad (4.1.4-2)$$

式中: v_{se} ——场地土层的等效剪切波速 (m/s);

d_0 ——场地评定用的计算深度 (m), 取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值;

t ——剪切波在地表与计算深度之间传播的时间 (s);

d_i ——计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m);

n ——计算深度范围内土层的分层数;

v_{si} ——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s)。

4.1.5 建筑场地的类别, 应根据场地等效剪切波速和覆盖层厚

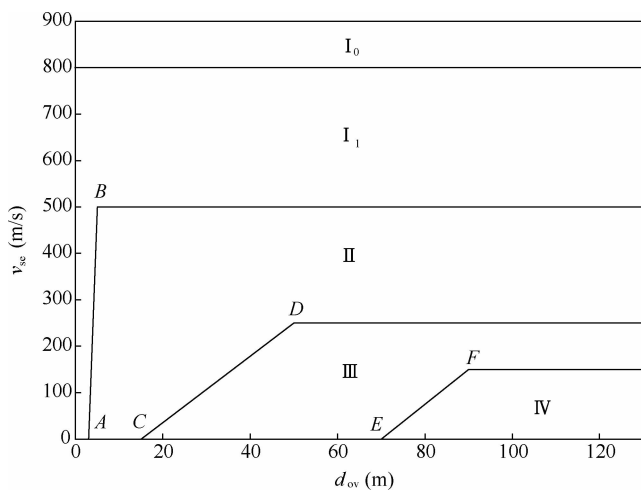
度划分为四类（其中Ⅰ类场地分为Ⅰ₀和Ⅰ₁两个亚类）。划分方法可根据表 4.1.5 或图 4.1.5 确定。

1 根据表 4.1.5 确定场地类别:

表 4.1.5 场地类别划分表

等效剪切 波速度 v_{se} 覆盖层 厚度 d_{ov} (m)	$v_{se} > 800$	$800 \geq v_{se} > 500$	$500 \geq v_{se} > 250$	$250 \geq v_{se} > 150$	$v_{se} \leq 150$
$0 = d_{ov}$	I ₀	I ₁	—	—	—
$d_{ov} < 0.004v_{se} + 3$	I ₀	I ₁	I ₁	I ₁	I ₁
$0.004v_{se} + 3 \leq d_{ov} \leq 0.14v_{se} + 15$	I ₀	I ₁	II	II	II
$0.14v_{se} + 15 < d_{ov} \leq 0.133v_{se} + 70$	I ₀	I ₁	II	III	III
$d_{ov} > 0.133v_{se} + 70$	I ₀	I ₁	II	III	IV

2 根据图 4.1.5 确定场地类别:



图中: $A(3,0)$ $B(5,500)$ $C(15,0)$ $D(50,250)$ $E(70,0)$ $F(90,150)$

图 4.1.5 场地类别划分图

4.1.6 对于地震时可能发生滑坡、崩塌、泥石流、塌陷、地裂，并可能影响工程安全的场地，以及可能发生地震液化、震陷的场地，应进行专门评估并根据评估结果采取必要的工程治理措施。

4.1.7 场地内存在发震断裂时，应对断裂的工程影响进行评价，并应符合下列要求：

1 对符合下列规定之一的情况，可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响：

- 1) 抗震设防烈度小于 8 度；
- 2) 非全新世活动断裂；
- 3) 抗震设防烈度为 8 度时，隐伏断裂上覆土层覆盖厚度大于 60m。

2 对不符合本条 1 款规定的情况，应避开主断裂带。其避让距离不宜小于表 4.1.7 对发震断裂最小避让距离的规定。在避让距离范围内不应建造三层及以上的使用功能Ⅲ、Ⅳ类建筑，确有需要建造分散的、低于三层的使用功能Ⅲ、Ⅳ类建筑时，应按提高一度采取抗震措施，并提高基础和上部结构的整体性，且不得跨越断层线。

表 4.1.7 发展断裂的最小避让距离（m）

烈度	建筑使用功能类别		
	Ⅳ	Ⅲ	Ⅱ
8	专门研究	200m	100m

4.1.8 当需要在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造使用功能Ⅱ类及更高类别建筑时，除保证其在地震作用下的稳定性外，尚应估计不利地段对设计地震动参数可能产生的放大作用，其水平地震影响系数最大值应乘以增大系数。其值应根据不利地段的具体情况确定，在 1.1~1.6 范围内采用。

4.1.9 场地岩土工程勘察，应根据实际需要划分为对建筑有利、一般、不利和危险的地段，提供建筑的场地类别和岩土地震稳定

性（含滑坡、崩塌、液化和震陷特性）评价，对需要采用时程分析法补充计算的建筑，尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关动力参数。

4.2 建筑场地地震影响系数

4.2.1 建筑结构的地震影响系数应根据设防烈度、场地类别、设计地震分组、结构自振周期和阻尼比确定。

1 水平地震影响系数按图 4.2.1 确定；水平地震影响系数最大值按表 4.2.1-1 采用。

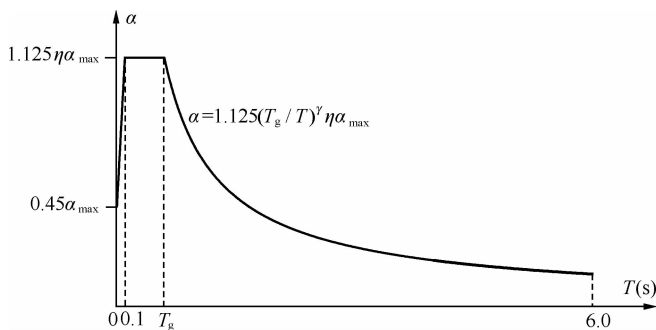


图 4.2.1 地震影响系数曲线

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

T_g —特征周期； η —阻尼调整系数； γ —衰减指数

2 考虑场地条件的影响，场地水平地震影响系数最大值应根据Ⅱ类场地的 $\alpha_{\max}^{\text{II}}$ 情况和场地调整系数 F_α ，按式（4.2.1-1）确定：

$$\alpha_{\max} = F_\alpha \cdot \alpha_{\max}^{\text{II}} \quad (4.2.1-1)$$

3 场地水平地震影响系数的调整系数 F_α 按表 4.2.1-2 取值，允许分段线性插值确定。

4 特征周期按表 4.2.1-3 采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

5 建筑结构的阻尼比一般取 0.05，此时地震影响系数曲线

的阻尼比调整系数按 1 采用。

6 周期大于 6s 建筑结构的地震影响系数应专门研究。

表 4.2.1-1 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}^{\text{II}}$ (g)

地震影响	6 度	7 度	8 度
设防地震	0.11	0.23(0.34)	0.45(0.68)
罕遇地震	0.23	0.45(0.68)	0.90(1.35)

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 4.2.1-2 场地水平地震影响系数最大值调整系数 F_a

场地类别	6 度	7 度	8 度
I ₀	1.00	0.68(0.70)	0.75(0.85)
I ₁	1.00	0.82(0.83)	0.85(0.95)
II	1.00	1.00(1.00)	1.00(1.00)
III	1.30	1.15(1.00)	1.00(1.00)
IV	1.25	1.20(1.10)	1.00(0.95)

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 4.2.1-3 特征周期值 T_g (s)

设计地震分组	场地类别				
	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
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

4.2.2 各类工程结构可根据需要对场地地震影响系数曲线的形状参数做下列调整：

1 对于含有软弱夹层的场地，经专门研究后其特征周期可适当增大。

2 当工程结构的阻尼比不等于 0.05 时，在 0.02~0.30 的范围内，可按以下方法调整 γ 值：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (4.2.2-1)$$

式中： γ ——设计谱曲线下降段衰减指数；

ζ ——阻尼比。

阻尼调整系数按下式确定：

$$\eta = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (4.2.2-2)$$

当 η 值小于 0.55 时，应取 0.55。

4.2.3 本规范附录 A 表 A.1 列出了山东省县级及县级以上城市抗震设防地震的加速度取值及地震分组。

4.3 地震加速度时程

4.3.1 建筑结构地震作用计算采用时程分析法时，地震加速度时程曲线应采用实际得到的强震加速度记录和人工模拟的加速度记录，地震动记录总组数不得少于 3 组。其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3。

4.3.2 选用实际强震加速度记录时，宜根据建筑场地类别与建筑结构基本自振周期所处的频段，在本规范附录 B 表推荐的设计地震动加速度时程中选取 2~3 组；并根据设计地震动参数对其进行适当调整。

4.3.3 选择人工模拟加速度时程时，应以该场地设计谱为目标谱，其 0.05 阻尼比的反应谱与目标谱各周期点之间的最大差异不宜大于 10%。

4.3.4 当结构采用多维模型，需要双向（两个水平向）或三向（两个水平和一个竖向）地震动输入时，其加速度最大值通常按 1（水平向）：0.85（水平 2）：0.65（竖向）的比例调整。选用实际强震记录，可取在相同场地条件下同一地点的三分量记录，也可取同一场地条件下不同地点的相应分量记录。

5 地 基 基 础

5.1 一 般 规 定

5.1.1 在进行地基基础抗震设计时，除应符合本规范的要求外，尚应符合下列现行国家标准、规范的规定：

- 1 《岩土工程勘察规范》GB 50021；
- 2 《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ 72；
- 3 《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》JGJ 6；
- 4 《建筑地基基础设计规范》GB 50007；
- 5 《建筑桩基技术规范》JGJ 94；
- 6 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202；
- 7 《建筑地基处理技术规范》JGJ 79。

5.1.2 下列地基属于抗震不利的地基：

1 含有松至中密的饱和砂土层（特别是粉砂和细砂）、低密度的饱和粉土层（特别是黏粒含量低于10%者）、砾粒含量低于70%~80%的砂砾石层、软弱黏性土层以及低密度的填土层等的地基。

2 在水平分布上含有类别、状态显著不同的土层的不均匀地基，例如位于故河道、沟、坑边缘的地基、半挖半填地基。

对第1款地基必须查清这些土层的分布、物理状态，并对地震时饱和砂土、粉土和砂砾石液化的可能性及危害，对软弱黏性土产生的附加沉降及危害做出评估，并采取必要的工程措施。

当建筑物坐落在第2款地基上时，应对地震引起的不均匀附加沉降和可能的局部滑动及其危害做出评估，并采取必要的工程措施。

5.1.3 土的承载力，以及桩、墩或沉箱与土界面的承载力应足以抵抗包括地震在内的荷载组合作用。土的地震承载力应根据本

规范第 5.2 节和第 5.4 节的规定确定。如果天然土体不能满足上述要求，应采取适当的工程措施提高土体的抗震能力。

5.2 天然地基和基础

5.2.1 符合下列条件之一的建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

- 1 本规范规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。
- 2 当地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层时的下列建筑：
 - 1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
 - 2) 砌体房屋；
 - 3) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋；
 - 4) 基础荷载与 3) 相当的多层框架结构厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

注：软弱黏性土层指 7 度、8 度时，地基承载力特征值分别小于 80kPa、100kPa 的土层。

5.2.2 当进行地基抗震承载力验算时，应采用地震作用效应标准组合，地基土的抗震承载力应取静力设计的承载力特征值乘以地基土抗震承载力调整系数，即按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \tag{5.2.2}$$

式中： f_{aE} ——调整后的地基土抗震承载力；
 ζ_a ——地基土的抗震承载力调整系数，根据地基土的类型按表 5.2.2 取值；
 f_a ——深宽修正后地基土的静力设计承载力特征值，按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定确定。

表 5.2.2 地基土抗震承载力调整系数

岩土类别及状态	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土及粉土	1.5

表 5.2.2(续)

岩土类别及状态	ζ_a
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥、淤泥质土、松散的砂、杂填土、新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

注： f_{ak} 为未经深宽修正的静力设计的地基土承载力特征值。

5.2.3 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式的要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (5.2.3-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (5.2.3-2)$$

式中： p ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

$p_{\max}$ ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

高宽比大于 4 的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现脱离区（零应力区）；其他建筑，基础底面的脱离区（零应力区）面积不应超过基础底面面积的 15%。

5.3 液化和软弱土层地基

5.3.1 存在液化土层的地基，应根据建筑的抗震设计类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的抗液化措施。当地基中含有饱和的砂土层和粉土（不含黄土）层时，设计基本地震加速度 $A \leq 0.05g$ 一般可不进行判别和处理。但对 7 度和 8 度的使用功能 II 类以上建筑可按本地区抗震设防烈度的要求进行判别和采取适当的工程措施。

注：本条饱和土液化判别要求不含黄土、粉质黏土。

5.3.2 如下两种情况可认为不会发生液化：

1 地基中的饱和砂土层或粉土层的地质年代为第四纪晚更新世（ Q_3 ）及其以前者。

2 粉土的黏粒（粒径小于 0.005mm 的颗粒）含量百分率，7 度、8 度分别不小于 10、13 时。

注：用于液化判别的黏粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定，采用其他方法时应按有关规定换算。

5.3.3 饱和砂土层或粉土层，如果上覆的非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一者，可不考虑其液化对天然地基浅基础所引起的危害：

$$d_u > d_o + d_b - 2 \tag{5.3.3-1}$$

$$d_w > d_o + d_b - 3 \tag{5.3.3-2}$$

$$d_u + d_w > 1.5d_o + 2d_b - 4.5 \tag{5.3.3-3}$$

式中： d_w ——地下水位深度（m），宜按近期内年最高水位或设计基准期内年平均最高水位采用；

d_u ——上覆盖非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；

d_b ——基础埋置深度（m），不超过 2m 时应采用 2m；

d_o ——液化土特征深度（m），可按表 5.3.3 采用。当设计基本地震加速度不等于表 5.3.3 所列数值时，液化土特征深度可按线性插值确定。

表 5.3.3 液化土特征深度（m）

饱和土类别	7 度(0.10g)	7 度(0.15g)	8 度(0.20g)
粉土	6	6.5	7
砂土	7	7.5	8

注：当区域的地下水位处于变动状态时，应按不利的情况考虑。

5.3.4 当饱和砂土、粉土的初步判别认为需进一步进行液化判别时，应采用标准贯入试验判别法判别地面下 20m 范围内土的液化；但对本规范第 5.2.1 条规定可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的各类建筑，可只判别地面下 15m 范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数（未经杆长修正）小于或等于液化判别标准贯入锤击数临界值时，应判为液化土。当有成熟经验

时，尚可采用其他判别方法。

在地面下 20m 深度范围内，液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{3/\rho_c} \quad (5.3.4)$$

式中： N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值，可按表 5.3.4 采用；

d_s ——饱和土标准贯入点深度（m）；

d_w ——地下水位（m）；

ρ_c ——黏粒含量百分率，当小于 3 或为砂土时，应采用 3；

β ——调整系数，设计地震第一组取 0.80，第二组取 0.95，第三组取 1.05。

表 5.3.4 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0

设计基本地震加速度（g）	0.10	0.15	0.20	0.30
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16

5.3.5 当建筑的抗震设计类别为 C、D 时，饱和砂土层和粉土层的液化判别还宜采用 Seed 简化法，见附录 C。

当同时采用上述两种方法进行液化判别时，如果其中一种方法的判别结果为液化，则认为饱和的砂土或粉土层会发生液化。

5.3.6 当地基中存在会发生液化的饱和砂土层和粉土层时，应探明各液化土层的深度和厚度，按下式计算每个钻孔的液化指数：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n (1 - N_i/N_{cr,i}) d_i \gamma w_i \quad (5.3.6)$$

式中： I_{LE} ——地基土层的液化指数；

n ——在判别深度范围内标准贯入试验点的总数；

$N_{cr,i}$ ——第 i 个标准贯入试验点的临界液化贯入锤击数。当

按本规范第 5.3.4 条规定的方法判别液化时，按式 (5.3.4) 确定；当按 Seed 简化法判别液化时，按附录 C 确定；

N_i ——第 i 个标准贯入试验点的实测贯入锤击数，当 $N_i > N_{cr,i}$ 时，取 $N_i = N_{cr,i}$ ；

d_i ——第 i 个标准贯入试验点所代表的子层厚度 (m)，可采用第 i 个标准贯入试验点与相邻的上下两标准贯入试验点深度差之和的 1/2，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

w_i —— i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (单位为 m^{-1})。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 20m 时应采用零值，5~20m 时应按线性内插法取值。

5.3.7 未经处理的会发生液化的饱和砂土层和粉土层，一般不宜作为天然地基持力层，应根据地基土层的液化指数按表 5.3.7-1 确定其液化等级，并考虑建筑物的抗震设计类别采取适宜的避免液化或减轻液化危害的工程措施，见本规范 5.5 节。所采取的工程措施宜符合表 5.3.7-2 的原则和要求。

表 5.3.7-1 液化等级与液化指数的对应关系

液化等级	轻微	中等	严重
液化指数 I_{LE}	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

表 5.3.7-2 避免液化或减轻液化危害的原则和要求

建筑物的 抗震设计类别	地基土层的液化等级		
	轻 微	中 等	严 重
D	全部消除液化引起的沉降，或部分消除液化引起的沉降，且加强基础和上部结构的整体性和刚度	全部消除液化引起的沉降	全部消除液化引起的沉降

表 5.3.7-2(续)

建筑物的 抗震设计类别	地基土层的液化等级		
	轻 微	中 等	严 重
C	部分消除液化引起的沉降，或加强基础和上部结构的整体性和刚度	全部消除液化引起的沉降，或部分消除液化引起的沉降，且加强基础和上部结构的整体性和刚度	全部消除液化引起的沉降
B	加强基础和上部结构的整体性和刚度，或不采取措施	加强基础和上部结构的整体性和刚度，或更高要求的措施	全部消除液化引起的沉降，或部分消除液化引起的沉降，且加强基础和上部结构的整体性和刚度
A	可不采取措施	适当加强基础和上部结构的整体性和刚度	部分消除液化引起的沉降，且加强基础和上部结构的整体性和刚度

5.3.8 在故河道以及临近河岸、海岸和边坡等地段内，应考虑可能会发生滑坡、流滑或液化侧向扩展，不宜修建永久性建筑。否则应进行抗滑验算，采取防止土体滑动或侧向位移的措施。

5.3.9 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层和高含水量的可塑性黄土时，应结合具体情况综合考虑，采用桩基、地基加固处理或按本规范第 5.5 节采取消除、减少软弱土层附加沉降或增强基础和上部结构抵抗沉降的工程措施。抗震设计类别为 D 的建筑宜采取消除沉降，或减少沉降且增强基础和上部结构抵抗沉降能力的措施；抗震设计类别为 C 的建筑宜采取减少沉降或增强基础和上部结构抵抗沉降能力的措施；抗震设计类别为 B 的建筑宜采取增强基础和上部结构抵抗沉降能力的措施；抗震设计

类别为 A 的建筑可不采取措施。

5.3.10 地基中饱和粉质黏土震陷的危害性和抗震陷措施应根据沉降和横向变形大小等因素综合研究确定。

5.4 桩 基 础

5.4.1 符合本规范第 5.2.1 条规定之一者，且采用桩基的建筑可不进行桩承台、桩基的抗震承载力验算。

5.4.2 建筑桩基抗震计算，其地震作用只考虑上部结构惯性作用所引起的桩的弯矩和剪力，不考虑地震时桩周围的土运动所引起的桩的附加弯矩和剪力。

5.4.3 在进行非液化土中低承台桩基的抗震验算时，单桩的竖向及水平向抗震承载力特征值按如下规定确定：

1 一般土层情况下，可比其静力承载力特征值提高 25%。

2 符合本规范第 5.2.1 条定义的软弱黏性土层情况下，可取其静力承载力特征值。

3 当承台周围的回填土夯实至干密度不小于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用；但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

5.4.4 在桩周围存在液化土层的情况下，低承台桩基抗震验算，应符合下列规定：

1 承台埋深较浅时，不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用。

2 当桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 的非液化土层或非软弱土层时，可按下列两种情况进行桩的抗震验算，并按不利情况设计：

1) 地震作用达到最大而液化尚未充分发展的情况，计入全部地震作用，桩承载力按本规范第 5.4.3 条取用，液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 5.4.4 的折减系数。

表 5.4.4 液化土的侧阻力及水平抗力折减系数

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深度 d_s (m)	折减系数
≤ 0.6	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

2) 地震作用接近结束而液化已充分发展的情况，只计入 10% 的地震作用，桩承载力仍按本规范第 5.4.3 条第 1 款取用，但应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

3 打入式预制桩及其他挤土桩，当平均桩距为 2.5~4 倍桩径且桩数不少于 5×5 时，可计入打桩对土的加密作用及桩身对液化土变形限制的有利影响。当打桩后桩间土的标准贯入锤击数值达到不液化的要求时，单桩承载力可不折减，但对桩尖持力层做强度校核时，桩群外侧的应力扩散角应取为零。打桩后桩间土的标准贯入锤击数宜由试验确定，也可按下式计算：

$$N_1 = N_p + 100\rho(1 - e^{-0.3N_p}) \quad (5.4.4)$$

式中： N_1 ——打桩后的标准贯入锤击数；

ρ ——打入式预制桩的面积置换率；

N_p ——打桩前的标准贯入锤击数。

5.4.5 对于液化等级为中等和严重的斜坡或倾斜地面，距常时水位线 100m 范围内的桩基除应满足本节中的其他规定外，其抗震计算尚应考虑土体顺坡位移引起的侧向推力作用，且侧向推力的面积应按两侧边桩外缘间的宽度计算。

5.4.6 液化土和震陷软土中桩的配筋范围，应自桩顶至桩端，其纵向钢筋应与桩顶部相同，箍筋应加粗和加密。对于空心管桩应通长灌芯。

5.4.7 桩承台周围宜用稳定的土类回填，填筑的密度应符合《建筑地基基础设计规范》的要求。如回填土为砂土或粉土且处于地下水位之下时，其标准贯入锤击数应不小于本规范第 5.3.4 条的规定。

5.5 抗震治理措施

5.5.1 治理液化土和软弱土，提高地基抗震能力的措施包括：换土、增加土的密度、胶结固化、增加覆盖压力、设置排水通道、采用桩基和深基础等。

1 换土法适用于埋深较浅的会发生液化的砂土、粉土或会发生附加沉降的软黏土。回填的土应属于稳定土类，填筑的密度应达到《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的要求。

2 增加土的密度的方法应根据土类和所要求的加密深度而确定。加密深层的砂土宜采用振冲法、挤密碎石桩法；加密深层的黏性土宜采用强夯法及石灰桩挤密法。

3 胶结固化土的方法应根据土类而确定。钻孔灌浆固化法适用于渗透性较好的土类，例如砂土、砂砾石等；钻孔旋喷法和搅拌法既适用于砂土也适用于黏性土。

4 增加覆盖压力可采用增填上覆土层的方法。所填筑的土应属于稳定性土类，填筑的密度应达到《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的要求。在增填的上覆土层底面宜设置垫层。

5 增设排水通道的方法应根据土类而确定。如采用振冲法和挤密碎石桩加密砂土，同时就形成了向上的排水通道。如在黏性土中增设排水通道宜采用砂井。设置排水通道宜与增填上覆土层相结合采用。

6 采用桩基时，宜选择打入式预制桩或其他挤土桩型，使桩基能与加固治理液化土和软土相结合。

7 采用深基础应根据液化土和软土层的厚度及沿深度的分布而确定。

5.5.2 采取抗震治理措施除采用桩基和深基础外，地基土体处

理在平面上的范围应满足如下要求：在基础边缘以外的处理宽度应超过基础底面以下处理深度的 $1/2$ ，且不小于基础宽度的 $1/5$ 。

5.5.3 采取抗震治理措施提高液化土和软弱土地基的抗震能力，应符合表 5.3.7-2 的原则和要求。此外，还应满足下列要求：

1 处理后砂土的标准贯入锤击数不应小于本规范第 5.3.4 条的规定。

2 处理深度应符合如下规定：

- 1) 当要求全部消除地基液化或附加沉降时，采用桩基应桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分）按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚应不小于 0.8m ，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m ；采用深基础应基础底面埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度应不小于 0.5m ；采用换土法应用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度；采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固应处理至液化深度下界。
- 2) 当要求部分消除地基液化或附加沉降时，处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于 5，大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低 1；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值；或采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

注：中心区域指位于基础外边界以内沿长宽方向距外边界大于相应方向 $1/4$ 长度的区域。

5.5.4 为减轻液化影响，可综合采用下列基础和上部结构的处理措施：

1 选择合适的基础埋置深度。如果在液化土层之上有非液化的土层时，宜尽量保持非液化土层的厚度。

2 调整基础底面积，减小偏心。

3 采用整体性好和刚度大的基础，例如箱基、筏基、钢筋混凝土交叉条形基础，设置基础圈梁等。液化等级为中等和严重的情况下，应采用连系梁将独立式基础、桩承台、箱基础等相互连接起来。

4 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

5 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

5.5.5 对于不均匀地基，应查清不均匀地基两部分的界线、软弱部分土层的组成及其物理力学性能。同一结构单元不宜坐落在不均匀地基上，相邻结构单元应由沉降缝分开；如果不可避免，则应加固软弱部分土层，或采用抗滑桩，并加强结构的整体性。

6 地震作用和结构抗震验算

6.1 一般规定

6.1.1 各类建筑结构及构件的抗震分析和设计方法，应符合下列规定：

1 结构分析模型应正确、合理地反映地震作用的传递途径和结构体系的质量、刚度分布。

2 结构体系应具有足够的承载力、刚度和耗能能力。

3 一般情况下，应至少在建筑结构的两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，应按式 (6.3.8-5) 计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

4 各个抗侧向及竖向构件应具有满足本规范要求的足够承载力，连接构件应不先于被连结构件丧失承载力。

5 结构体系应提供尽可能直接的地震作用传递途径。基础的设计，应符合第 5 章的有关规定。

6 建筑结构的抗震验算按本规范第 6.5 节进行，对于本规范第 6.5.5 条所规定的结构，尚应进行罕遇地震作用下的变形验算，对于本规范第 6.1.2 条第 3 款所指出的抗震设计类别 D 类的结构或不规则且具有明显薄弱部位可能导致重大地震破坏的建筑结构，可采用罕遇地震作用下静力弹塑性分析或弹塑性时程分析计算结构的弹塑性变形。当本规范有具体规定时，尚可采用简化方法计算结构的弹塑性变形。

7 对设计使用年限超过 50 年的建筑的结构，宜考虑实际需要和可能，经专门研究后对地震作用做适当调整。对处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，地震动参数应计入近场影响，5km 以内

宜乘以增大系数 1.5, 5km 以外宜乘以不小于 1.25 的增大系数。

8 质量和刚度分布明显不对称的结构, 应计入双向水平地震作用下的扭转影响; 其他情况, 允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

9 平面投影尺度很大的空间结构, 应根据结构形式和支承条件, 分别按单点一致、多点、多向或多向多点输入计算地震作用。按多点输入计算时, 应根据视波速大小确定是否需要考虑地震行波效应, 根据场地具体情况决定是否需要考虑局部场地效应。

10 8 度时的大跨度和长悬臂结构, 应计算竖向地震作用。

注: 8 度时采用隔震设计的建筑结构, 应按有关规定计算竖向地震作用。

6.1.2 一般情况下, 抗震设计类别为 A 的结构需要进行抗震验算, 且需满足本规范第 6.1.6 条第 1 款的规定; 其他抗震设计类别结构的地震作用, 在抗震设防地震 (50 年超越概率为 10%) 下的抗震计算, 应采用下列方法:

1 以剪切变形为主的规则结构、近似于单质点体系的结构, 或抗震设防烈度为 6 度、7 度 ($0.10g$) 的地区, 抗震设计类别为 B 或 C 类高度不超过 40m 的不规则结构, 确定为剪切型结构时, 在抗震设防地震作用下的地震作用计算可采用本规范第 6.2 节的底部剪力法。

2 设防烈度为 6 度、7 度 ($0.10g$) 的地区, 抗震设计类别为 B 或 C 类高度超过 40m 的不规则结构; 抗震设计类别为 B 或 C 类高度不超过 40m 的特别不规则结构; 地震设防烈度为 7 度 ($0.15g$)、8 度的地区, 除特别不规则的抗震设计类别为 D 类的建筑结构外, 可采用本规范第 6.3 节振型分解反应谱法等方法计算地震作用。

3 特别不规则的高层建筑或抗震设计类别为 D 类的特别不规则建筑结构, 以及超过表 6.1.2-1 所列高度范围的高层建筑, 应采用时程分析法进行多遇地震作用下, 并按照本规范第 6.1.3

条和第 6.1.5 条的规定进行补充计算；当取三到六组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法包络值和振型分解反应谱法中的较大值；当取七组及七组以上的时程曲线时，计算结果可取时程法的平均值和振型分解反应谱法中的较大值。

采用时程分析法时，地震加速度时程曲线应符合本规范第 4.3 节的规定，多组时程曲线的平均加速度反应谱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，其加速度时程的最大值可按表 6.1.2-2 采用。时程分析输入地震记录的有效持续时间应不少于 5 倍结构基本周期，且不宜少于 15s。弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

表 6.1.2-1 采用时程分析的房屋高度范围

烈度、场地类别	房屋高度范围（m）
8 度Ⅰ、Ⅱ类场地和 7 度	>100
8 度Ⅲ、Ⅳ类场地	>80

表 6.1.2-2 时程分析所用地震加速度时程的最大值（g）

地震影响	6 度	7 度	8 度
设防地震	0.05	0.1(0.15)	0.2(0.3)
罕遇地震	0.1	0.2(0.3)	0.4(0.6)

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

4 计算罕遇地震下结构的变形，应按本规范第 6.5 节的规定，采用增加阻尼的等效线性化方法或简化的弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法等。

对需要进行罕遇地震时程分析的结构，弹塑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；罕遇地震加速度时程曲线的最大值按表 6.1.2-2 决定；应计入重力二阶效应，合理确定弹塑性参数，应依据构件的

实际截面、配筋等计算承载力，可通过与理想弹性假定计算结果的对比分析，着重发现构件可能破坏的部位及其弹塑性变形程度，从而通过采取适当的抗震构造措施使其达到预期的使用功能目标。

5 平面投影尺度很大的空间结构，6~8 度Ⅰ、Ⅱ类场地上的支承结构、上部结构和基础的抗震验算可采用简化方法，根据结构跨度、长度及烈度的不同，其短边构件可乘以附加地震作用效应系数 1.15~1.30；7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 7 度、8 度抗震设计为 C、D 类的建筑，应采用时程分析方法进行抗震验算。

6 建筑结构的隔震和消能减震设计，应采用本规范第 11 章的计算方法。

6.1.3 结构体系的设计应符合下列规定：

1 除第 12 章外，结构影响系数 C 和位移放大系数 ζ_d 按表 6.1.3 取值。

表 6.1.3 结构影响系数和位移放大系数

结构材料	结构体系	结构影响系数 C	位移放大系数 ζ_d
钢	框架结构	0.25	2.8
	中心支撑（剪力墙板）框架结构	0.30	2.7
	偏心支撑框架结构	0.27	2.1
	框架-中心支撑结构	0.27	3.0
	框架-偏心支撑结构	0.25	2.3
	框筒和巨型结构	0.30	2.7
钢筋混凝土	框架	0.35	2.3
	框架-抗震墙	0.38	2.2
	抗震墙	0.40	2.5
	局部框支抗震墙	0.40	2.5
	板柱-抗震墙	0.38	2.2
	框架-核心筒体	0.38	2.2
	筒中筒	0.38	2.2
	单层空旷房屋	0.40	2.5

表 6.1.3(续)

结构材料	结构体系	结构影响系数 C	位移放大系数 ζ_d
砖、砌块 砌体	黏土砖、多孔砖砌体墙结构	0.45	1.5
	小砌块砌体墙结构	0.45	1.5
	底部框架-抗震墙结构	0.45	2.3
	多排柱内框架结构	0.45	2.2

2 A~D 各抗震设计类别各种材料的结构，应符合相应章节的最大适用高度要求。

6.1.4 建筑形体及其构件布置不规则时，应按下列要求进行地震作用计算、内力调整和采取有效的抗震构造措施等：

1 平面不规则而竖向规则的建筑，应采用空间结构计算模型，并应符合下列要求：

- 1) 扭转不规则时，应计入扭转影响，且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍，当最大层间位移远小于规范限值时，可适当放宽。
- 2) 凹凸不规则或楼板局部不连续时，应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型；不规则程度较大时，宜计入楼板局部变形的影响。
- 3) 平面不对称且凹凸不规则或局部不连续，可根据实际情况分块计算扭转位移比，对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数。

2 平面规则而竖向不规则的建筑，应采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以不小于 1.15 的增大系数，其薄弱层应按本规范有关规定进行弹塑性变形分析，并应符合下列要求：

- 1) 竖向抗侧力构件不连续时，该构件传递给水平转换构件的地震内力应根据烈度高低和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等，乘以 1.25~2.0 的增大系数。

- 2) 侧向刚度不规则时，相邻层的侧向刚度比应依据其结构类型符合本规范相关章节的规定。
- 3) 楼层承载力突变时，薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%。
- 3 平面不规则且竖向不规则的建筑，应根据不规则类型的数量和程度，有针对性地采取不低于本条第 1、2 款要求的各项抗震措施。特别不规则的建筑，应经专门研究，采取更有效的加强措施。
- 6.1.5** 为达到各使用功能分类所对应的最低抗震性态目标，结构的地震作用分析和位移验算应按如下规定进行：
- I 类使用功能结构可不进行抗震验算。
- II、III 类使用功能结构取表 6.1.3 的结构影响系数 C 进行抗震设防地震下的承载力验算，并进行对应地震作用下的弹性位移验算；对本规范第 6.5.5 条所规定的结构，需进行罕遇地震下的弹塑性位移验算。
- IV 类使用功能结构取表 6.1.3 的结构影响系数 C 进行罕遇地震下的承载力验算，并进行对应地震作用下的弹塑性位移验算；对本规范第 6.5.5 条所规定的结构，需进行弹塑性位移验算。
- 计算地震作用时，建筑结构的重力荷载代表值，应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数，应符合表 6.1.5 的规定。

表 6.1.5 组合值系数

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不考虑
按实际情况考虑的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载 考虑的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5

表 6.1.5(续)

可变荷载种类		组合值系数
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不考虑

注：当硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用。

6.1.6 结构基础的设计应符合本规范第 5 章的要求；各类材料的结构体系尚应符合本规范各抗震设计类别的要求和限制；建筑构件与附属设备应符合本规范第 12 章的规定。结构体系的构件设计和抗震构造措施，应符合下列要求：

1 抗震设计类别为 A 类的结构设计和抗震构造措施，应符合：结构的所有部分应相互连接，这些连接应能传递被连接部件的地震作用，不出现连接件先于被连接部分破坏。

2 抗震设计类别为 B 类的结构，应符合第 1 款对 A 类的要求和下列规定：

- 1) 所有结构构件应提供足够的承载力，其荷载效应组合应符合本规范第 6.5.3 条第 1 款的规定；地震作用的作用方向，应取构件中最不利荷载效应的方向；地震作用可分别按两正交方向计算，并忽略正交效应。
- 2) 在抗震墙、楼、屋盖或其他板形构件中开洞时，应满足本规范各章有关开洞的设计要求。
- 3) 具有表 3.4.2-2 第 3 类侧向承载力不连续（薄弱层）的竖向不规则结构，当薄弱层的计算承载力小于上层的 65% 时，薄弱层层数不应超过 2 层或总高度不应超过 9m。

注：薄弱层层间位移角小于弹塑性位移角限值 75% 时除外。

- 4) 结构设计应考虑结构体系中单个构件或连接失效对结构稳定性产生的潜在不利效应。
- 5) 对竖向不规则及超高结构应该有可靠的传力措施，以便将建筑结构各部分的地震作用传递到对这些作用提供抗力的构件上。

6) 楼、屋盖应与其相连构件的变形协调, 在地震作用下保持结构的整体性。

3 抗震设计类别为 C 类的结构, 应符合本条第 2 款对 B 类的要求和下列规定:

1) 具有表 3.4.2-1 中第 2 类平面不规则的结构, 应就最不利地震作用方向进行分析; 或取任何两个正交方向独立进行分析, 结构构件按一个主方向地震作用效应的 100% 加上正交方向地震作用效应的 30% 进行设计。

2) 混凝土墙或砌体墙与楼盖、屋盖或支撑构件的连接, 当楼、屋盖属于非刚性情况时, 墙体的允许变形应与楼、屋盖的变形一致。

4 抗震设计类别为 D 类的结构, 应符合本条第 3 款对 C 类的要求和下列规定:

任何楼层承载力与地震作用效应之比显著小于相邻上层的相应比值时, 应考虑调整承载力以消除可能的不利效应。

6.1.7 当结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10% 时, 应计入重力二阶效应的影响。

注: 重力附加弯矩指任一楼层以上全部重力荷载与该楼层地震平均层间位移的乘积; 初始弯矩指该楼层地震剪力与楼层层高的乘积。

6.1.8 结构抗震分析时, 应按照楼、屋盖的平面形状和平面内变形情况确定为刚性、分块刚性、半刚性、局部弹性和柔性等的横隔板, 再按抗侧力系统的布置确定抗侧力构件间的共同工作并进行各构件间的地震内力分析。

6.1.9 质量和侧向刚度分布接近对称且楼、屋盖可视为刚性横隔板的结构, 以及本规范有关章节有具体规定的结构, 可采用平面结构模型进行抗震分析。其他情况, 应采用空间结构模型进行抗震分析。

6.1.10 结构抗震分析, 应符合下列要求:

1 计算模型的建立、必要的简化计算与处理, 应符合结构的实际工作状况, 计算中应考虑楼梯构件的影响。

2 计算机软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定，并应阐明其特殊处理的内容和依据。

3 复杂结构在设防地震作用下的内力和变形分析，应采用不少于两个力学模型，并对其计算结果进行分析比较。

4 所有计算机计算结果，应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。

6.1.11 采用底部剪力法时，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数 3，此增大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件应予计入；采用振型分解反应谱法时，突出屋面部分可作为一个质点。

6.2 水平地震作用计算的底部剪力法

6.2.1 本节规定底部剪力法分析的最低要求，计算简图如图 6.2.1 所示。本方法使用的限制见本规范第 6.1.2 条第 1 款。

6.2.2 在给定方向结构的总水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{Ek} = C\eta_h\alpha_1 G_{efl} \quad (6.2.2-1)$$

$$G_{efl} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n G_i X_{1i}\right)^2}{\sum_{i=1}^n G_i X_{1i}^2} \quad (6.2.2-2)$$

$$X_{1i} = (h_i/h)^\delta \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.2.2-3)$$

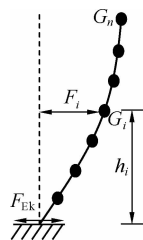


图 6.2.1 结构
水平地震作用计
算简图

式中： F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

C ——结构影响系数，应按表 6.1.3 采用并应遵循第 6.1.5 条的规定；

α_1 ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数，应按本规范第 4.2 节采用；

η_h ——水平地震影响系数的增大系数，应按下列公式确定：

$$\text{当 } T_1 > T_g \text{ 时: } \eta_h = (T_g/T_1)^{-\zeta} \quad (6.2.2-4)$$

$$\text{当 } T_1 \leq T_g \text{ 时: } \eta_h = 1.0 \quad (6.2.2-5)$$

T_1 、 T_g ——结构的基本自振周期、场地的特征周期；

ζ ——增大系数的结构类型指数，应根据结构类型按表 6.2.2-1 采用；

G_{eff} ——相应于结构基本振型的有效重力荷载；

G_i ——集中于质点 i 的重力荷载代表值，应按表 6.1.5 采用；

X_{1i} ——结构基本振型质点 i 的水平相对位移 [当用式 (6.2.2-3) 计算时，为假设基本振型]；

h_i ——质点 i 的计算高度；

h ——结构的总计算高度；

δ ——结构假设基本振型指数，应按表 6.2.2-2 采用；

n ——质点数。

表 6.2.2-1 结构类型指数

结构类型	单质点结构	剪切型结构	弯剪型结构	弯曲型结构
ζ	0	0.05	0.20	0.35

表 6.2.2-2 结构基本振型指数

结构类型	剪切型结构	弯剪型结构	弯曲型结构
δ	1.0	1.5	1.75

6.2.3 建筑结构在计算方向的基本周期，应根据抗震结构的变形特性等确定，一般可采用下式计算：

$$T_1 = 2\pi\alpha_0 \sqrt{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2 / g \sum_{i=1}^n F_i u_i} \quad (6.2.3)$$

式中： G_i ——集中于质点 i 的重力荷载；

F_i ——质点 i 的水平地震作用；

u_i ——按线弹性计算的、由地震作用 F_i 在质点 i 产生的静水平位移；

g ——重力加速度；

α_0 ——考虑填充墙影响的折减系数，框架结构取 0.6～0.7，填充墙较多的框架-剪力墙结构取 0.7～0.8，填充墙较少的框架-剪力墙结构取 0.8～0.9，剪力墙结构取 1.0。

也可用其他经验公式确定，但应注意符合相应的适用条件。

6.2.4 结构各质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{\text{Ek1}} = C\alpha_1 G_{\text{ef1}} \quad (6.2.4-1)$$

$$F_{\text{Ek2}} = \sqrt{F_{\text{Ek}}^2 - F_{\text{Ek1}}^2} \quad (6.2.4-2)$$

$$F_{1i} = F_{\text{Ek1}} \frac{G_i X_{1i}}{\sum_{j=1}^n G_j X_{1j}} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.2.4-3)$$

$$F_{2i} = F_{\text{Ek2}} \frac{G_i X_{2i}}{\sum_{j=1}^n G_j X_{2j}} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.2.4-4)$$

$$X_{2i} = (1 - h_i/h_0) h_i/h_0 \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.2.4-5)$$

式中： F_{1i} 、 F_{2i} ——分别为结构基本振型和第二振型质点 i 的水平地震作用标准值；

F_{Ek1} 、 F_{Ek2} ——分别为结构基本振型和第二振型的水平地震作用标准值；

G_i 、 G_j ——分别为集中于质点 i 、 j 的重力荷载代表值；

X_{2i} ——假设的结构第二振型质点 i 的水平相对位移；

h_0 ——结构第二振型曲线的节点计算高度，可取结构总计算高度的 80%；

n ——结构总质点数。

任何楼层的水平地震作用效应标准值，包括层间剪力、倾覆力矩和层间位移以及质点的位移等，按结构基本振型和第二振型的水平地震作用效应标准值的平方和开平方确定。

6.2.5 任何楼层的层间地震剪力，应按竖向抗侧力体系各构件和楼、屋盖的相对侧向刚度，分配到计算楼层中结构体系的各竖向抗侧力构件上，层间地震剪力的分配原则为：

1 采用现浇和装配整体式混凝土刚性楼屋盖的建筑，宜按抗侧力构件等效刚度的比例分配。

2 采用柔性楼屋盖的建筑，宜按抗侧力构件从属面积上重力荷载代表值的比例分配。

3 采用普通预制装配式混凝土半刚性楼屋盖的建筑，可取上述两种分配结果的平均值。

4 规则结构不进行扭转耦联计算时，平行于地震作用方向的两个边榀各构件，其地震作用效应需乘以增大系数。一般情况下，短边可按 1.15 采用，长边可按 1.05 采用；当扭转刚度较小时，周边各构件宜按不小于 1.3 采用。角部构件宜同时乘以两个方向各自的增大系数。

不规则结构的地震作用效应需按本规范第 6.1.4 条的规定进行调整。如果结构的不规则内容较多或程度较严重，宜用有限元方法进行振型分解反应谱法分析。

6.2.6 结构的设计应能抵抗本规范第 6.2.4 条规定的地震作用引起的倾覆效应。竖向抗侧力体系各构件因倾覆力矩引起的附加轴力，可按与水平剪力相同的分配比例进行分配。

6.2.7 层间位移角的确定应符合下列要求；

1 层间位移角应由水平地震作用施加于实际结构的力学模型来确定，所建立的模型应包括对结构受力和变形分析有显著影响的所有构件的刚度。

2 层间位移角为计算楼层顶部和底部质量中心的位移之差除以层高。位移为按第 1 款所确定模型，在第 6.2.4 条地震作用标准值下的弹性位移。

6.3 水平地震作用计算的振型分解反应谱法

6.3.1 结构的力学模型应能代表整个结构的质量和刚度的空间

分布。对于具有独立正交抗震体系的规则结构，独立的二维模型可用来代表每个体系。对于不规则结构或不具有独立正交体系的结构，应采用空间结构模型或在结构每个楼面包含两正交平面方向平移和绕竖轴扭转转动的三个自由度的三维扭转耦联模型。

6.3.2 应按基底固定的条件由结构体系的质量和弹性刚度用确认的结构分析方法计算结构振动的固有特性，包括各振型的周期、振型向量、振型参与系数和振型质量。分析应包括足够数目的振型，使两个正交方向各振型有效质量之和均不少于 90% 的结构实际总质量，也即：

$$\sum_i M_i^E = \sum_i \left[\left(\sum_{j=1}^n m_j x_{ji} \right)^2 / \sum_{j=1}^n m_j x_{ji}^2 \right] \geq 0.9 \sum_{j=1}^n m_j \quad (6.3.2)$$

式中： M_i^E ——第 i 振型对应的有效质量；

m_j ——第 j 质点的质量；

x_{ji} ——第 i 振型第 j 质点对应的位移；

n ——结构的总质点数。

注：这里所涉及的所谓质量都指广义质量。与平动对应的是质量，与转角对应的是转动惯量。

6.3.3 不进行扭转耦联计算的结构，第 j 振型的总水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{E_{kj}} = C \alpha_j G_{\text{ef}j} \quad (6.3.3-1)$$

$$G_{\text{ef}j} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n G_i X_{ji} \right)^2}{\sum_{i=1}^n G_i X_{ji}^2} \quad (6.3.3-2)$$

式中： $F_{E_{kj}}$ —— j 振型的总水平地震作用标准值；

α_j ——相应于 j 振型自振周期的水平地震影响系数，应按本规范第 4.2 节确定；

$G_{\text{ef}j}$ —— j 振型的有效重力荷载；

G_i ——集中于质点 i 的重力荷载代表值；

X_{ji} —— j 振型质点 i 的水平相对位移；

C —— 结构影响系数，应按表 6.1.2 采用并应遵循本规范第 6.1.5 条的规定；

n —— 结构总质点数。

6.3.4 各质点 i 的振型水平地震作用标准值应按下列公式确定：

$$F_{ji} = C_{vji} F_{Ekj} (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.3.4-1)$$

$$C_{vji} = \frac{G_i X_{ji}}{\sum_{k=1}^n G_k X_{jk}} (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.3.4-2)$$

式中： F_{ji} —— j 振型质点 i 的水平地震作用标准值；

C_{vji} —— j 振型的竖向分布系数；

G_i 、 G_k —— 分别为质点 i 、 k 的重力荷载代表值；

X_{ji} 、 X_{jk} —— 分别为 j 振型质点 i 、 k 处的相对水平位移。

6.3.5 各质点的振型位移应基于地震作用标准值由弹性分析确定。振型层间位移角应以计算楼层的顶部和底部的位移之差除以层高来计算。

6.3.6 第 6.3.4 条确定的振型水平地震作用标准值产生的各楼层的层间剪力和倾覆力矩，以及结构体系的竖向构件中的剪力和弯矩，应按各振型用线性静力方法计算。

6.3.7 结构的总水平地震作用标准值、各楼层层间剪力、倾覆力矩和层间位移，以及各质点的位移，应由第 6.3.5 条至第 6.3.7 条求得的振型值的组合来确定。可取各振型值的平方和开平方值，也即按下式组合：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^n S_{Ekj}^2} \quad (6.3.7)$$

式中： S_{Ek} —— 水平地震作用标准值效应；

S_{Ekj} —— 结构第 j 振型的水平地震作用标准值效应。

对不规则结构，如此组合得到的作用标准效应，需考虑本规范第 6.1.4 条规定的调整。

振型组合的总水平地震作用标准值，不应小于本规范第 6.2

节底部剪力法计算的总水平地震作用标准值的 90%。

注：对特征周期小于 1s 和设防地震作用下水平地震影响系数大于 0.2 的Ⅲ、Ⅳ类场地的结构，当周期不小于 0.7s 时，其底部剪力标准值不应小于本规范第 6.2 节底部剪力法确定的值。

6.3.8 对于有扭转不规则的频率密集型结构，按本规范第 6.3.1 条扭转耦联振型分解反应谱法计算时，第 j 振型的总水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{\text{Ek}j} = C\alpha_j G_{\text{ef}j} \quad (6.3.8-1)$$

$$G_{\text{ef}j} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n G_i \phi_{ji}\right)^2}{\sum_{i=1}^n G_i (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + r_i^2 \Phi_{ji}^2)} \quad (6.3.8-2)$$

式中： X_{ji} 、 Y_{ji} 、 Φ_{ji} ——分别为 j 振型 i 层质心在 x 、 y 方向的水平相对位移和 i 层的相对扭转角；

ϕ_{ji} ——分别可取 X_{ji} 、 Y_{ji} 、 Φ_{ji} ；

$F_{\text{Ek}j}$ —— j 振型与 ϕ_{ji} 相应的总水平地震作用标准值；

r_i —— i 层转动半径，可取 i 层绕质心的转动惯量与该层质量之商的平方根。

其他符号含义同第 6.3.3 条。

第 i 层各自由度 (x 、 y 方向水平相对位移和相对扭转角 φ) 方向的 j 振型地震作用标准值应按下列公式确定：

$$F_{ji} = C_{\text{v}ji} F_{\text{Ek}j} (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.3.8-3)$$

$$C_{\text{v}ji} = \frac{G_i \phi_{ji}}{\sum_{k=1}^n G_k \varphi_{jk}} (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.3.8-4)$$

当求与 x 方向斜交的地震作用时：

$$F_{ji\theta} = F_{jiX} \cos\theta + F_{jiY} \sin\theta \quad (6.3.8-5)$$

式中： $F_{ji\theta}$ 、 F_{jiX} 、 F_{jiY} ——分别为斜交、 x 、 y 方向的地震作用标准值；

θ ——地震作用方向与 x 方向的夹角。

此时单向水平地震作用下的扭转耦联效应，应采用完全二次型组合法（CQC 法）确定：

$$S_{\text{Ek}} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (6.3.8-6)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (6.3.8-7)$$

式中： S_{Ek} ——单向水平地震作用标准值的扭转效应；

S_j 、 S_k ——分别为 j 、 k 振型地震作用标准值的效应，可取前 m 个振型，一般 $m=9\sim 15$ ；

ζ_j 、 ζ_k ——分别为 j 、 k 振型的阻尼比；

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。

如果需要考虑双向水平地震作用的扭转效应时，可按如下两式中的较大值确定：

$$S_{\text{Ek}} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (6.3.8-8)$$

$$S_{\text{Ek}} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (6.3.8-9)$$

式中： S_x 、 S_y ——分别为 x 、 y 方向水平地震作用按式（6.3.8-6）计算的扭转效应。

6.3.9 水平剪力的分配，应符合本规范第 6.2.5 条的要求。

6.3.10 基础-土界面处的基础倾覆力矩，可减小 10%。

6.4 竖向地震作用的计算

6.4.1 8 度时的 IV 类使用功能高层建筑，其竖向地震作用标准值应按下列公式确定（图 6.4.1）；楼层的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值的比例分配，并宜乘以增大系数 1.5。

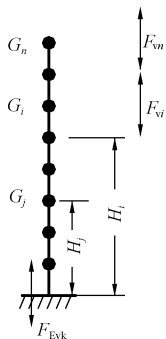


图 6.4.1 结构竖向地震作用计算简图

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (6.4.1-1)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{Evk} \quad (6.4.1-2)$$

式中： F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；
 F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值；
 α_{vmax} ——竖向地震影响系数最大值，可取水平地震影响系数最大值的 65%；
 G_{eq} ——结构等效总重力荷载，可取重力荷载代表值的 75%。

6.4.2 跨度、长度小于本规范第 6.1.2 条第 5 款规定且规则的平板型网架屋盖和跨度大于 24m 的屋架、屋盖横梁及托架的竖向地震作用标准值，宜取其重力荷载代表值和竖向地震作用影响系数的乘积；8 度时竖向地震作用影响系数可按表 6.4.2 采用。

表 6.4.2 竖向地震作用影响系数

结构类型	抗震设计类别	场地类别		
		I	II	III、IV
平板型网架、钢屋架	C	可不考虑 (0.011 α_{max})	0.088 α_{max} (0.0132 α_{max})	0.011 α_{max} (0.0165 α_{max})
	D		0.0136 α_{max} (0.0204 α_{max})	0.017 α_{max} (0.0255 α_{max})
钢筋混凝土屋架	C	0.018 α_{max} (0.0270 α_{max})	0.0234 α_{max} (0.0342 α_{max})	0.0234 α_{max} (0.0342 α_{max})
	D	0.024 α_{max} (0.0360 α_{max})	0.0312 α_{max} (0.0456 α_{max})	0.0312 α_{max} (0.0456 α_{max})

注：括号中数值用于设计基本地震加速度为 0.30g 的地区。

6.4.3 长悬臂构件和不属于第 6.4.2 条的大跨结构的竖向地震作用标准值，8 度可取该结构、构件重力荷载代表值的 10%。

6.4.4 大跨度空间结构的竖向地震作用，尚可按竖向振型分解反应谱方法计算。其竖向地震影响系数可采用第 4.2 节规定的水平地震影响系数的 65%，但特征周期可均按设计第一组采用。

6.5 建筑结构抗震验算

6.5.1 抗震验算时，结构任一楼层的水平地震剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \tag{6.5.1}$$

式中： V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；
 G_j ——第 j 层的重力荷载代表值；
 λ ——楼层最小地震剪力系数值，按表 6.5.1 取值。

表 6.5.1 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 (0.048)
基本周期大于 5.0s 的结构	0.006	0.012 (0.018)	0.024 (0.036)

注：1 基本周期介于 3.5s 和 5s 之间的结构，可插入取值。
2 括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

6.5.2 结构抗震计算，一般情况下可不计入地基与结构相互作用的影响；7 度（0.15g）地区且建于Ⅲ、Ⅳ类场地的Ⅳ类使用功能、8 度地区建造于Ⅲ、Ⅳ类场地，且采用箱基、刚性较好的筏基和桩箱联合基础的钢筋混凝土高层建筑，当结构基本自振周期处于特征周期的 1.2 倍至 5 倍范围时，若计入地基与结构动力相互作用的影响，对刚性地基假定计算的水平地震剪力可按下列规定折减，其层间变形可按折减后的楼层剪力计算。

1 高宽比小于 3 的结构，各楼层水平地震剪力的折减系数，可按下式计算：

$$\phi = \left(\frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} \tag{6.5.2}$$

式中： ϕ ——计入地基与结构动力相互作用后的地震剪力折减系数；

T_1 ——按刚性地基假定确定的结构基本自振周期（s）；

ΔT ——计入地基与结构动力相互作用的附加周期（s），可按表 6.5.2 采用。

表 6.5.2 附加周期（s）

烈度	场地类别	
	Ⅲ类	Ⅳ类
7（0.15g）、8	0.08	0.20

2 高宽比不小于 3 的结构，底部的地震剪力按第 1 款的规定折减，顶部不折减，中间各层按线性插入值折减。

3 折减后各楼层的水平地震剪力，应符合本规范第 6.5.1 条的规定。

6.5.3 结构构件的截面抗震验算应符合下列要求：

1 结构构件地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ek} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \gamma_w \phi_w S_{wk} \quad (6.5.3-1)$$

式中： S ——结构构件内力组合的设计值；

γ_G ——重力荷载分项系数，一般情况应采用 1.2；当重力荷载代表值效应对构件承载力有利时，应不大于 1.0；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表 6.5.3-1 采用；

γ_w ——风荷载分项系数，应采用 1.4；

S_{GE} ——重力荷载代表值效应，重力荷载代表值按第 6.1.5 条采用，当有吊车时尚应包括悬吊物重力标准值效应；

S_{Ek} ——水平地震作用标准值效应，应按第 6.2 节、第 6.3 节的规定采用；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，应按第 6.4 节的规定采用；

S_{wk} ——风荷载标准值效应；

ϕ_w ——风荷载组合系数，一般结构不予考虑，高耸结构和高层建筑采用 0.2。

表 6.5.3-1 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
同时计算水平与竖向地震作用（水平地震为主）	1.3	0.5
同时计算水平与竖向地震作用（竖向地震为主）	0.5	1.3

2 结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式：

$$S \leqslant R/\gamma_{RE} \tag{6.5.3-2}$$

式中： R ——结构构件承载力设计值，应按各有关结构设计规范的规定计算；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，除另有规定外，应按表 6.5.3-2 采用。

表 6.5.3-2 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝 柱、支撑	强度	0.75
		稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙 其他抗震墙	受剪	0.9
		受剪	1.0
混凝土	梁 轴压比小于 0.15 的柱 轴压比不小于 0.15 的柱 抗震墙 各类构件	受弯	0.75
		偏压	0.75
		偏压	0.80
		偏压	0.85
		受剪、偏拉	0.85

3 当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件承载力抗震调整系数均应采用 1.0。

4 钢筋混凝土结构构件的截面抗震验算在按抗震设计等级调整内力组合设计值时，高度低于 60m 的建筑可不考虑风荷载的组合；Ⅲ类使用功能的关键构件和竖向承重构件应满足弹性设计要求，不再做弹塑性变形验算；其他构件应该按式（6.5.3-3）进行验算。

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^* \leq R_k \tag{6.5.3-3}$$

式中： R_k ——截面承载力标准值，按材料强度标准值计算；
 S_{Ehk}^* ——水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数；
 S_{Evk}^* ——竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数。

6.5.4 结构在抗震设防地震（小震）作用下的弹性变形验算，应符合下列要求：

1 结构的弹性层间位移角 θ_e 应按本规范第 6.2.7 条或第 6.3.5 条确定。对于具有显著扭转位移的结构，层间位移角应包括扭转效应。计算弹性层间位移时，除以弯曲变形为主的高层建筑外，可不扣除结构整体弯曲变形；各作用分项系数均应采用 1.0；钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度。

2 结构的弹性层间位移角，对任何楼层应不超过表 6.5.4 规定的限值。

表 6.5.4 弹性层间位移角限值

结构类型	弹性层间位移角限值 $[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、 框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000

表 6.5.4 (续)

结构类型	弹性层间位移角限值 $[\theta_e]$
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

3 结构的所有部件的设计和构造，应能起整体抗震的作用，当需要设置防震缝时，防震缝应留有足够的宽度，以避免弹性位移在考虑位移放大系数后估算弹塑性位移时产生破坏性的碰撞。

6.5.5 对在罕遇地震作用下需进行弹塑性变形验算的结构规定如下：

1 下列结构应进行弹塑性变形验算：

- 1) 8度Ⅲ、Ⅳ类场地高大的单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架；
- 2) 7度和8度时楼层屈服强度系数小于0.5的钢筋混凝土框架结构和框排架结构；
- 3) 高度大于150m的结构；
- 4) 抗震设计类别D类的钢筋混凝土结构和钢结构；
- 5) 采用隔震和消能减震设计的结构。

注：楼层屈服强度系数为按钢筋混凝土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标准值计算的楼层弹性地震剪力的比值；对排架柱，指按实际配筋面积、材料强度标准值和轴向力计算的正截面受弯承载力与按罕遇地震作用标准值计算的弹性地震弯矩的比值。

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：

- 1) 表6.1.2-1所列高度范围且属于表3.4.2-2所列竖向不规则类型的高层建筑结构；
- 2) 7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构；
- 3) 板柱-抗震墙结构和底部框架砌体房屋；
- 4) 高度不大于150m的其他超过本规范表6.1.2-1限制的高层钢结构；

5) 不规则的地下建筑结构。

6.5.6 结构在罕遇地震作用下薄弱层（部位）弹塑性变形计算，可采用下列方法：

1 不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架和框排架结构、单层钢筋混凝土柱厂房，可采用第 6.5.7 条规定的简化计算方法。

2 除第 1 款以外的建筑结构，可采用弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析方法等。

3 规则结构可采用弯剪层模型或平面杆系模型，属于第 3.4 节规定的不规则结构应采用空间结构模型。

6.5.7 结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移简化计算，宜符合下列要求：

1 楼层薄弱层（部位）的位置，按下列规定采取：

- 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，可取系数最小的楼层（部位）和相对较小的楼层，一般可不超过 2~3 层处；
- 3) 单层厂房，可取上柱。

2 层间弹塑性位移可按下列公式计算：

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (6.5.7-1)$$

或
$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \eta_p \Delta u_y / \xi_y \quad (6.5.7-2)$$

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求得的层间位移；

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 6.5.7 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 6.5.7 弹塑性层间位移增大系数 η_p

结构类别	总层数 n 或 部位	楼层屈服强度系数 ξ_y		
		0.5	0.4	0.3
多层均匀框架结构	2~4	1.30	1.40	1.60
	5~7	1.50	1.65	1.80
	8~12	1.80	2.00	2.20
单层厂房	上柱	1.30	1.60	2.00

6.5.8 结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移，对于Ⅱ、Ⅲ和Ⅳ类使用功能、抗震设计类别为 B、C 及 D 类的建筑，应符合下式要求：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (6.5.8)$$

式中： $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值，可按表 6.5.8 采用；对钢筋混凝土框架结构，当轴压比小于 0.40 时，可提高 10%；当柱子全高的箍筋构造比第 8.3.10 条规定的体积配箍率大 30% 时，可提高 20%，但累计不超过 25%；

h ——薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度。

表 6.5.8 弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$

结构类型	建筑使用功能类别		
	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
单层钢筋混凝土柱排架	1/26	1/30	1/36
钢筋混凝土框架	1/44	1/50	1/59
底部框架砖房中的框架-抗震墙	1/85	1/100	1/120
钢筋混凝土框架-抗震墙 板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/85	1/100	1/120
配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋	1/85	1/100	1/120

表 6.5.8 (续)

结构类型	建筑使用功能类别		
	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/100	1/120	1/150
多、高层钢框架结构	1/40	1/50	1/60
钢支撑框架结构	1/50	1/55	1/66

注：规则结构不进行扭转耦联计算时，平行于地震作用方向的两个边框各构件，其地震作用效应应乘以增大系数。一般情况下，短边可按 1.15 采用，长边可按 1.05 采用；当扭转刚度较小时，周边各构件宜按不小于 1.3 采用。角部构件宜同时乘以两个方向各自的增大系数。

7 多层和高层钢结构

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于多层和高层钢结构的抗震设计。

7.1.2 钢结构及其构件和连接，当按本章的规定进行设计时，尚应符合下列现行标准中与本规范不相抵触的其他要求：

- 1 《钢结构设计规范》GB 50017；
- 2 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99；
- 3 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205。

7.1.3 钢结构房屋应按本规范表 3.1.4 确定其抗震设计类别，并符合相应的抗震设计要求。

7.1.4 钢结构根据不同的抗震设计类别，抗震性态分为 I ~ V 五个水准，按表 7.1.4 确定。

表 7.1.4 钢结构房屋抗震水准划分

地震影响	抗震设计类别			
	A	B	C	D
设防地震	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	V
罕遇地震	I	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ

7.1.5 钢结构的材料应符合下列规定：

1 抗侧力结构的钢材应采用等级为 B 级或优于 B 级的 Q235 碳素结构钢和 Q345 低合金高强度结构钢，其质量应分别符合国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。当有可靠根据时，可采用其他钢种和钢号的钢材，其性能应符合下列要求：

- 1) 钢材的抗拉强度与屈服强度的实测值之比不应小于 1.2。

- 2) 钢材的伸长率应大于 20%，且应有明显的屈服台阶。
- 3) 钢材应具有良好的可焊性和合格的冲击韧性。
- 4) 偏心支撑框架中的耗能连梁不得采用屈服强度高于 345N/mm² 的钢材。

2 采用焊接连接的节点，当板厚不小于 40mm，且沿板厚方向承受拉力作用时，应对该部分钢材提出关于沿板厚方向受拉试件破坏后断面收缩率的附加要求，该值不得小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 规定的 Z15 级的限值。

3 用于抗震设计类别为 C 类以上的抗侧力体系钢结构中的所有坡口全熔透焊缝的填充金属，其-20℃的夏比冲击功应不小于 27J。

7.1.6 钢结构房屋中的下列连接焊缝，应作为关键性焊缝，提出对填充金属夏比冲击韧性的要求：

- 1 框架结构的梁翼缘与柱的连接焊缝；
- 2 框架结构的抗剪连接板与柱的连接焊缝；
- 3 框架结构的梁腹板与柱的连接焊缝；
- 4 柱的拼接焊缝，包括与柱腹板的连接焊缝。

按一、二、三级抗震等级设计的钢构件中的关键性焊缝的填充金属应检验 V 形切口的冲击韧性，其夏比冲击韧性在-20℃时不低于 27J。

7.1.7 抗震钢结构的体系及其限制如下：

1 各种结构体系的最大适用高度应符合表 7.1.7-1 的规定，平面和竖向均不规则的钢结构，适用的最大高度宜适当降低。超过规定高度的建筑，应根据专门的研究采取相应的抗震构造措施。

表 7.1.7-1 钢结构体系的最大适用高度（m）

结构体系	抗震设计类别			
	A	B	C	D
框架结构	120	120	110	90
框架-中心支撑结构	220	200	180	160

表 7.1.7-1 (续)

结构体系	抗震设计类别			
	A	B	C	D
框架-偏心支撑（延性墙板）结构	260	240	220	200
框筒和巨型结构	380	340	300	280

注：适用高度指规则结构室外地面至檐口的高度（不包括局部突出屋顶部分）。

2 钢结构的总高度与其宽度的比值不宜大于表 7.1.7-2 的规定。

表 7.1.7-2 钢结构高宽比限值

结构体系	抗震设计类别			
	A	B	C	D
框架	5.5	5	5	4
框架-支撑结构	6.5	6	5.5	5
框筒和巨型结构	7	6.5	6	5.5

注：具有大底盘的塔楼，塔楼高度自大底盘顶部算起。

7.1.8 钢结构房屋需要设置防震缝时，缝宽应不小于相应钢筋混凝土结构房屋的 1.5 倍。

7.1.9 抗震设计类别为 B、C、D 类的钢结构房屋，宜设置偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板、屈曲约束支撑等消能支撑或筒体。

采用框架结构时，抗震设计类别为 B、C、D 类的多层建筑和高层钢建筑不应采用单跨框架，多层的 A 类建筑不宜采用单跨框架。

7.1.10 采用框架-支撑结构的钢结构房屋应符合下列规定：

1 支撑框架在两个方向的布置均宜基本对称，支撑框架之间楼盖的长宽比不宜大于 3。

2 抗震设计类别为 A、B 类的不超过 50m 的钢结构宜采用中心支撑，也可采用偏心支撑、屈曲约束支撑等消能支撑。

3 中心支撑框架宜采用交叉支撑，也可采用人字支撑或单

斜杆支撑，不宜采用 K 形支撑；支撑的轴线宜交汇于梁柱构件轴线的交点，偏离交点时的偏心距不应超过支撑杆件宽度，并应计入由此产生的附加弯矩。当中心支撑采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆，且每组中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不应大于 10%。

4 偏心支撑框架的每根支撑应至少有一端与框架梁连接，并在支撑与梁交点和柱之间或同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段。

5 采用屈曲约束支撑时，宜采用人字支撑、成对布置的单斜杆支撑等形式，不应采用 K 形或 X 形，支撑与柱的夹角宜在 $35^{\circ}\sim 55^{\circ}$ 之间。屈曲约束支撑受压时，其设计参数、性能检验和作为两种消能部件的计算方法可按相关要求设计。

7.1.11 钢框架-筒体结构，必要时可设置由筒体外伸臂或外伸臂和周边桁架组成的加强层。

7.1.12 钢结构房屋的楼盖应符合下列要求：

1 宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板或钢筋混凝土楼板，并应与钢梁有可靠连接。

2 抗震设计类别为 A 类不超过 50m 的钢结构，尚可采用装配整体式钢筋混凝土楼板，也可采用装配式楼板或其他轻型楼盖；但应将楼板预埋件与钢梁焊接，或采取其他保证楼盖整体性的措施。

3 对转换层楼盖或楼板有大洞口等情况，必要时可设置水平支撑。

7.1.13 钢结构房屋的地下室设置，应符合下列要求：

1 设置地下室时，框架-支撑（抗震墙板）结构中竖向连续布置的支撑（抗震墙板）应延伸至基础；钢框架柱应至少延伸至地下一层，其竖向荷载应直接传至基础。

2 超过 50m 的钢结构房屋应设置地下室。其基础埋置深度，当采用天然地基时不宜小于房屋总高度的 $1/15$ ；当采用桩基时，桩承台埋深不宜小于房屋总高度的 $1/20$ 。

7.2 计算要点

7.2.1 钢构件和连接抗震验算时，凡本章未做规定者，应符合现行有关设计规范的要求，但截面抗震验算应按本规范第 6.5.3 条的有关规定进行。

7.2.2 钢结构抗震计算的阻尼比宜符合下列规定：

1 设防地震下的弹性阶段的计算，高度不大于 50m 时可取 0.04；高度大于 50m 且小于 200m 时，可取 0.03；高度不小于 200m 时，宜取 0.02。

2 当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其阻尼比可比本条第 1 款相应增加 0.005。

3 在罕遇地震下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

7.2.3 钢结构在地震作用下的内力和变形分析，应符合下列规定：

1 钢结构应计入重力二阶效应。进行二阶效应的弹性分析时，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定，在每层柱顶附加假想水平力。

2 框架梁可按梁端截面的内力设计。对工字形截面柱，宜计入梁柱节点域剪切变形对结构侧移的影响；对箱形柱框架、中心支撑框架和不超过 50m 的钢结构，其层间位移计算可不计入梁柱节点域剪切变形的影响，近似按框架轴线进行分析。

3 钢框架-支撑结构的斜杆可按端部铰接杆计算；其框架部分按刚度分配计算得到的地震层剪力应乘以调整系数，达到不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分计算最大层剪力 1.8 倍二者的较小值。

4 中心支撑框架的斜杆轴线偏离梁柱轴线交点不超过支撑杆件的宽度时，仍可按中心支撑框架分析，但应计及由此产生的附加弯矩。

5 偏心支撑框架中，与消能梁段相连构件的内力设计值，应按下列要求调整：

- 1) 支撑斜杆的轴力设计值，应取与支撑斜杆相连接的消能梁段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积；其增大系数，抗震设计类别 D 类不应小于 1.4，C 类不应小于 1.3，B 类不应小于 1.2。
- 2) 位于消能梁段同一跨的框架梁内力设计值，应取消能梁段达到受剪承载力时框架梁内力与增大系数的乘积；其增大系数，抗震设计类别 D 类不应小于 1.3，C 类不应小于 1.2，B 类不应小于 1.1。
- 3) 框架柱的内力设计值，应取消能梁段达到受剪承载力时柱内力与增大系数的乘积；其增大系数，抗震设计类别 D 类不应小于 1.3，C 类不应小于 1.2，B 类不应小于 1.1。

6 内藏钢支撑钢筋混凝土墙板和带竖缝钢筋混凝土墙板应按有关规定计算，带竖缝钢筋混凝土墙板可仅承受水平荷载产生的剪力，不承受竖向荷载产生的压力。

7 钢结构转换构件下的钢框架柱，地震内力应乘以增大系数，可取 1.5。

7.2.4 钢框架节点处的抗震承载力验算，应符合下列规定：

1 节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力，除下列情况之一外，应符合下式要求：

- 1) 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%，且不满足强柱弱梁要求的柱子提供的抗剪承载力之和，不超过总抗剪承载力的 20%；
- 2) 柱轴压比不超过 0.4，或 $N_2 \leq \varphi A_c f$ (N_2 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值)；
- 3) 与支撑斜杆相连的节点；
- 4) 顶层柱。

等截面梁：

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_y \quad (7.2.4-1)$$

端部翼缘变截面的梁：

$$\Sigma W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \Sigma(\eta W_{pbl}f_{yb} + V_{bp}S) \quad (7.2.4-2)$$

式中： W_{pc} 、 W_{pb} ——分别为交汇于节点的柱和梁的塑性截面模量；

W_{pbl} ——梁塑性铰所在截面的梁塑性截面模量；

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别为柱和梁的钢材屈服强度；

N ——地震组合的柱轴力；

A_c ——框架柱的截面面积；

η ——强柱系数，抗震设计类别 A 类取 1.15，B 类取 1.10，C 类取 1.05；

V_{pb} ——梁塑性铰剪力；

S ——塑性铰至柱面的距离，塑性铰可取梁端部变截面翼缘的最小处。

7.2.5 梁柱刚性节点设计应符合下列规定：

1 节点域的屈服承载力应符合下列要求：

$$\phi(M_{pbl} + M_{pb2})/V_p \leq (4/3)f_{yv} \quad (7.2.5-1)$$

工字形截面柱：

$$V_p = h_{bl}h_{cl}t_w \quad (7.2.5-2)$$

箱形截面柱：

$$V_p = 1.8h_{bl}h_{cl}t_w \quad (7.2.5-3)$$

圆管截面柱：

$$vp = (\pi/2)b_{bl}h_{cl}t_w \quad (7.2.5-4)$$

2 工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按下列公式验算：

$$t_w \geq (h_b + h_c)/90 \quad (7.2.5-5)$$

$$(M_{bl} + M_{b2})/V_p \leq (4/3)f_v/\gamma_{WE} \quad (7.2.5-6)$$

式中： M_{pbl} 、 M_{pb2} ——分别为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力；

V_p ——节点域的体积；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_{yv} ——钢材的屈服抗剪强度，取钢材屈服强度的 0.58 倍；

ϕ ——折减系数，抗震设计类别 A、B 类取 0.6，C、D 类取 0.7；

h_{bl} 、 h_{cl} ——分别为梁翼缘厚度中点间的距离和柱翼缘（或钢管直径线上管壁）厚度中点间的距离；

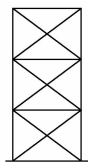
t_w ——柱在节点域的腹板厚度；

M_{bl} 、 M_{b2} ——分别为节点域两侧梁的弯矩设计值；

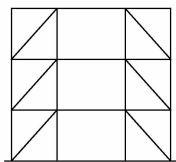
γ_{WE} ——节点域承载力抗震调整系数，取 0.75。

7.2.6 中心支撑框架（包括框架-中心支撑结构）的抗震设计应符合下列规定：

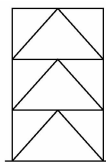
1 中心支撑斜杆的轴线应交汇于框架梁柱的轴线的交点。支撑斜杆可按端部铰接杆件进行内力分析。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组单斜杆，且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。用于抗震的中心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.6 所示。



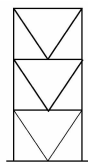
(a) 十字交叉支撑



(b) 单斜支撑



(c) 人字形支撑



(d) V 形支撑

图 7.2.6 中心支撑布置形式

2 在地震效应组合下，中心支撑斜杆的受压承载力应按下式验算：

$$N/(\phi A_{br}) \leq \phi f / \gamma_{RE} \quad (7.2.6-1)$$

$$\phi = 1 / (1 + 0.35 \lambda_n) \quad (7.2.6-2)$$

$$\lambda_n = (\lambda / \pi) \sqrt{f_y / E} \quad (7.2.6-3)$$

式中： N ——支撑杆件的轴向力设计值；

A_{br} ——支撑斜杆的截面面积；

φ ——轴心受压构件的稳定系数；

ψ ——受循环荷载时的强度降低系数；

λ 、 λ_n ——支撑斜杆的长细比和正则化长细比；

E ——支撑斜杆钢材的弹性模量；

f 、 f_y ——分别为钢材强度设计值和屈服值；

γ_{RE} ——支撑稳定破坏承载力抗震调整系数。

3 V形和人字形支撑的框架应符合下列规定：

- 1) 与支撑相交的横梁，在柱间应保持连续。
- 2) 在确定支撑跨的横梁截面时，不考虑支撑在跨中的支承作用。此外，还应考虑跨中节点处两根支撑斜杆分别受拉、受压所引起的不平衡竖向分力的作用。
- 3) 在支撑与横梁相交处，梁的上下翼缘应设计成能承受在数值上等于 2% 的相应翼缘承载力 $f_y b_f t_f$ 的侧向力的作用（ f_y 、 b_f 、 t_f 分别为钢材的屈服强度、翼缘板的宽度和厚度）。

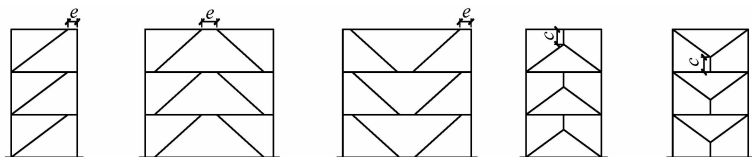
4 当中心支撑构件为垫板连接的组合截面时，垫板的间距应均匀，每一构件中的垫板数不得少于 2 块，且应符合下列规定：

- 1) 如支撑屈曲后会在垫板的连接处产生剪力，两垫板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.4 倍。垫板连接处的总受剪承载力设计值至少应等于单肢杆件的受拉承载力设计值。
- 2) 当支撑屈曲后不在垫板的连接处产生剪力时，两垫板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.75 倍。
- 3) 应保证支撑两端的节点板不发生出平面失稳。

7.2.7 偏心支撑框架（包括框架-偏心支撑结构）的抗震设计应符合下列规定：

1 用于抗震的偏心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.7 所示。偏心支撑框架的每根支撑应至少一端与梁连接，支撑轴线与

梁轴线的交点应偏离梁柱轴线的交点，或偏离相对方向支撑轴线与梁轴线的交点，在支撑与柱之间或支撑与支撑间形成消能梁段；或采用具有竖向耗能连梁的 Y 形支撑与梁相连。



(a) 单斜偏心支撑 (b) 人字形偏心支撑 (c) V 形偏心支撑 (d)、(e) Y 形偏心支撑

图 7.2.7 偏心支撑布置形式

2 偏心支撑框架消能梁段的受剪承载力应符合下列条件：

当 $\frac{N}{Af} \leq 0.15$ 时

$$V \leq \phi V_l / \gamma_{RE} \quad (7.2.7-1)$$

$V_l = 0.58A_w f_y$ 或 $V_l = 2M_{lp}/a$ ，取较小值。

$$A_w = (h - 2t_f)t_w$$

$$M_{lp} = fW_p$$

当 $\frac{N}{Af} > 0.15$ 时

$$V \leq \phi V_{lc} / \gamma_{RE} \quad (7.2.7-2)$$

$$V_{lc} = 0.58A_w f_y \sqrt{1 - [N/(Af)]^2}$$

或 $V_{lc} = 2.4M_{lp}[1 - N/(Af)]/a$ ，取较小值。

式中： ϕ ——系数，可取 0.9；

N 、 V ——分别为消能梁段的轴力设计值和剪力设计值；

V_l 、 V_{lc} ——分别为消能梁段受剪承载力和计入轴力影响的受剪承载力；

M_{lp} ——消能梁段的全塑性受弯承载力；

A 、 A_w ——分别为消能梁段的截面面积和腹板截面面积；

W_p ——消能梁段的塑性截面模量；

a 、 h ——分别为消能梁段的净长和截面高度；

t_w 、 t_f ——分别为消能梁段的腹板厚度和翼缘厚度；

f 、 f_y ——消能梁段钢材的抗压强度设计值和屈服强度；

γ_{RE} ——消能梁段承载力抗震调整系数，取 0.75。

3 偏心支撑斜杆及其连接中的轴力和弯矩等内力设计值，应不小于与其相连接的消能梁段达到本条第 2 款所确定的受剪承载力设计值时其内力的 1.25η 倍， η 按第 7.2.4 条取用（下同）。

4 与消能梁段位于同一跨内的框架梁和框架柱的内力设计值应由最不利内力组合确定，且不应小于 1.1η 倍的下列数值：

1) 当消能梁段达到按本条第 2 款确定的受剪承载力设计值时在框架梁内产生的内力；

2) 当消能梁段达到按公式 (7.2.7-1) 和公式 (7.2.7-2) 确定的受剪承载力设计值时在框架柱中产生的内力。

7.2.8 支撑与框架连接处和支撑拼接处的极限承载力应符合下式要求：

$$N_{ubr} \geq 1.2A_n f_y \quad (7.2.8)$$

式中： N_{ubr} ——连接沿支撑轴线方向的极限承载力设计值；

A_n ——支撑的截面净面积；

f_y ——支撑杆件钢材的屈服强度。

7.3 抗震构造措施

7.3.1 梁和柱的抗震构造应符合下列规定：

1 在罕遇地震时可能出现塑性铰的框架梁处，不得突然改变翼缘的截面。当经过试验证明，在翼缘钻孔或适当调整其宽度能符合发展稳定的塑性铰的延性要求，又能符合强度承载力的要求时，也可采用这种构造形式。

2 在罕遇地震时可能出现塑性铰的框架梁处，其上下翼缘均应设侧向支承。该支承点与其相邻支承点间梁的侧向长细比应

符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中有关塑性设计的要求。在耗能连梁端部的上、下翼缘处设置的侧向支撑应能承受 6% 的相应翼缘承载力 $\eta f_y b_f t_f$ 的侧向力的作用。

7.3.2 框架柱的长细比，抗震设计类别 D 类不应大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$ ，C 类不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$ ，B 类不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$ ，A 类不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

7.3.3 框架梁、柱板件宽厚比，应符合表 7.3.3 的规定。

表 7.3.3 框架梁、柱板件宽厚比限值

板件名称		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72 \sim 120N_b / (Af) \leq 60$	$72 \sim 100N_b / (Af) \leq 65$	$80 \sim 110N_b / (Af) \leq 70$	$85 \sim 120N_b / (Af) \leq 75$

- 注：**1 表中， N_b 为梁的轴向力， A 为梁的截面面积， f 为梁的钢材强度设计值。
- 2 表列值适用于 Q235 钢，当钢材为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ， f_y 为钢材的屈服强度。

7.3.4 支撑构件的构造应符合下列规定：

- 1 支撑杆件的长细比，按压杆设计时，不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ ；抗震设计类别为 D、C、B 类时中心支撑不得采用拉杆设计，A 类采用拉杆设计时，其长细比不应大于 180。
- 2 支撑杆件的板件宽厚比，不应大于表 7.3.4 规定的限值。采用节点板连接时，应注意节点板的强度和稳定。

表 7.3.4 钢结构中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	设计类别 D	设计类别 C	设计类别 B	设计类别 A
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚比	38	40	40	42

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ，圆管应乘以 $235/f_y$ 。

7.3.5 偏心支撑框架消能梁段的构造应符合下列规定：

1 偏心支撑框架消能梁段的钢材屈服强度不应大于 345MPa。消能梁段及与消能梁段同一跨内的非消能梁段，其板件的宽厚比不应大于表 7.3.5 规定的限值。

表 7.3.5 偏心支撑框架梁的板件宽厚比限值

板件名称		宽厚比限值
翼缘外伸部分		8
腹板	当 $N/(Af) \leq 0.14$ 时	$90[1 - 1.65N/(Af)]$
	当 $N/(Af) > 0.14$ 时	$33[2.3 - N/(Af)]$

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他钢号时应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ， $N/(Af)$ 为梁轴压比。

2 偏心支撑框架的支撑杆件长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，支撑杆件的板件宽厚比不应超过现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽度比限值。

3 消能梁段的构造应符合下列要求：

1) 当 $N > 0.16Af$ 时，消能梁段的长度应符合下列规定：

当 $\rho(A_w/A) < 0.3$ 时

$$a < 1.6M_{lp}/V_l \quad (7.3.5-1)$$

当 $\rho(A_w/A) \geq 0.3$ 时

$$a \leq [1.15 - 0.5\rho(A_w/A)]1.6M_{lp}/V_l \quad (7.3.5-2)$$

$$\rho = N/V \quad (7.3.5-3)$$

式中： a ——消能梁段的长度；

ρ ——消能梁段轴向力设计值与剪力设计值之比。

2) 消能梁段的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞。

3) 消能梁段与支撑连接处，应在其腹板两侧配置加劲肋，加劲肋的高度应为梁腹板高度，一侧的加劲肋宽度不应小于 $(b_f/2 - t_w)$ ，厚度不应小于 $0.75t_w$ 和 10mm 的较大值。

4) 消能梁段应按下列要求在其腹板上设置中间加劲肋：

a 当 $a \leq 1.6M_{lp}/V_l$ 时，加劲肋间距不大于 $(30t_w h/5)$ ；

b 当 $2.6M_{lp}/V_l < a \leq 5M_{lp}/V_l$ 时，应在距消能梁段端部 $1.5b_f$ 处配置中间加劲肋，且中间加劲肋间距不应大于 $(52t_w - h/5)$ ；

c 当 $1.6M_{lp}/V_l < a \leq 2.6M_{lp}/V_l$ 时，中间加劲肋的间距宜在上述二者间线性插入；

d 当 $a > 5M_{lp}/V_l$ 时，可不配置中间加劲肋；

e 中间加劲肋应与消能梁段的腹板等高，当消能梁段截面高度不大于 640mm 时，可配置单侧加劲肋，消能梁段截面高度大于 640mm 时，应在两侧配置加劲肋，一侧加劲肋的宽度不应小于 $(b_f/2 - t_w)$ ，厚度不应小于 t_w 和 10mm 。

5) 耗能连梁腹板加劲肋的设置，应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 有关节点设计的规定。

7.3.6 连接和节点的构造应符合下列规定：

1 抗侧力结构中的螺栓连接应全部采用高强度螺栓摩擦型连接。在同一个连接面内不容许混合采用螺栓和焊缝共同承受剪力。

2 螺栓孔的制作应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 有关 C 级螺栓孔的要求。也可采用孔槽垂直于受力方向的长圆孔。

3 抗侧力结构中的构件和连接在制作和安装过程中所造成的缺陷,如定位焊缝、引弧板、吊装辅件、电弧气刨和火燃切割等,均应严格按照现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的要求进行清理和修复。

4 梁与柱的节点构造应符合下列规定:

- 1) 梁与柱的连接宜采用柱贯通型,必要时也可采用梁贯通型。
- 2) 当工字形柱翼缘与梁刚接时,梁翼缘与柱翼缘间应采用带引弧板的坡口全熔透焊缝,并在柱中与梁翼缘的对应位置设置横向加劲肋,且加劲肋厚度不应小于梁翼缘厚度。梁腹板宜采用高强螺栓与柱连接板形成摩擦型连接。
- 3) 在梁翼缘与柱之间采用坡口全熔透焊缝时,应在梁腹板的上下端做弧形切口。切口形式可参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定采用。
- 4) 框架节点腹板的厚度应根据强度验算和稳定性要求合理确定,不宜偏厚过多。
- 5) 宜采取抗震构造措施把梁端塑性铰截面从柱面外移。
- 6) 梁端下翼缘焊接衬板底面与柱翼缘相接处的缝隙,应沿衬板全长用角焊缝补焊封闭。
- 7) 用于刚性节点的柱中横向加劲肋或隔板,宜与梁翼缘等厚,工字形柱的加劲肋与柱翼缘焊接时,宜采用坡口全熔透焊缝,与腹板的连接可采用角焊缝。当梁端垂直于工字形柱腹板平面焊接时,加劲肋与柱腹板的焊缝也宜采用坡口全熔透焊缝。箱形柱隔板与柱的焊接,宜采用坡口全熔透焊缝;对无法进行手工焊接的焊缝,应采用电渣焊。

7.3.7 抗震剪力墙板的构造应符合下列规定:

1 钢板抗震剪力墙宜采用屈服强度较低的钢板制成,钢板不宜过厚,应通过纵、横加劲肋保证稳定性。钢板宜通过拼接板用高强螺栓与周边框架连接,并避免承受竖向荷载的作用。

2 内藏钢板支撑剪力墙板四周应与框架梁柱留有一定空隙，仅通过钢板支撑与框架梁相连。

3 带竖缝混凝土剪力墙板应与框架柱之间留有一定空隙，仅通过墙板上端的连接件用高强螺栓与框架梁相连，下端通过墙板的齿槽与框架梁上的焊接栓钉实现可靠的连接，墙板应避免承受竖向荷载的作用。

8 多层和高层钢筋混凝土结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于现浇钢筋混凝土结构和装配式钢筋混凝土框架结构的抗震设计。

8.1.2 当按本章的规定对钢筋混凝土结构进行设计时，尚应符合下列现行标准中与本规范不相抵触的其他要求：

- 1 《混凝土结构设计规范》GB 50010；
- 2 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3；
- 3 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204；
- 4 《预应力混凝土结构抗震设计规程》JGJ 140。

8.1.3 不同抗震设计类别的现浇钢筋混凝土结构的最大适用高度应符合表 8.1.3 的规定，相同抗震设计类别的装配式钢筋混凝土结构应适当降低高度。超过表 8.1.3 规定高度的建筑，应根据专门研究采取必要的构造措施。

表 8.1.3 现浇钢筋混凝土建筑的最大适用高度（m）

结构体系		抗震设计类别			
		A	B	C	D
框架		60	50	40	35
框架-抗震墙		130	120	100	80
抗震墙	全部落地抗震墙	140	120	100	80
	部分框支抗震墙	120	100	80	50

表 8.1.3 (续)

结构体系		抗震设计类别			
		A	B	C	D
筒体	框架-核心筒	150	130	100	90
	筒中筒	180	150	120	100
板柱-抗震墙		80	70	55	40

- 注：1 本章“抗震墙”指结构抗侧力体系中的钢筋混凝土剪力墙，不包括只承担重力荷载的混凝土墙。
- 2 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）。
- 3 表中框架不含异形柱框架结构。
- 4 框架-核心筒结构指周边稀柱框架与核心筒组成的结构。
- 5 部分框支抗震墙结构指首层或底部两层为框支层的结构，不包括仅个别框支墙的情况。
- 6 板柱-抗震墙结构指板柱、框架和抗震墙组成抗侧力体系的结构。
- 7 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

8.1.4 混凝土结构房屋抗震验算标准应符合表 8.1.4 的规定。

表 8.1.4 混凝土结构房屋抗震验算标准

房屋类型	使用功能类别	受力构件	多遇地震	设防地震	罕遇地震
框架结构	Ⅳ类	框架梁	弹性	弹性	梁端允许开裂，但裂宽 $\leq 0.2\text{mm}$ ；纵筋不屈服
		框架柱	弹性	弹性	柱端允许开裂，但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$ ；纵筋不屈服
		框架节点	弹性	弹性	节点允许开裂，但裂宽 $\leq 0.1\text{mm}$ ；箍筋不屈服

表 8.1.4 (续)

房屋类型	使用功能类别	受力构件	多遇地震	设防地震	罕遇地震
框架结构	Ⅲ类	框架梁	弹性	梁端允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.2\text{mm}$; 纵筋不屈服	梁端允许开裂, $\leq 25\%$ 梁端控制截面纵筋可屈服, 但受压边缘混凝土不被压碎
		框架柱	弹性	柱端允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 纵筋不屈服	柱端允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.25\text{mm}$; 纵筋不屈服
		框架节点	弹性	节点允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.1\text{mm}$; 箍筋不屈服	节点允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 箍筋不屈服
	Ⅱ类	框架梁	弹性	梁端允许开裂, $\leq 25\%$ 梁端控制截面纵筋可屈服, 受压边缘混凝土不被压碎	任何一层的层间位移角 $\leq 1/50$
		框架柱	弹性	柱端允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.25\text{mm}$; 纵筋不屈服	
		框架节点	弹性	节点允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 箍筋不屈服	
剪力墙结构	Ⅳ类	底部加强区域剪力墙	弹性	弹性	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.10\text{mm}$; 无受剪斜裂缝; 竖向及水平分布筋不屈服
		一般楼层剪力墙	弹性	弹性	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 斜截面受剪允许裂缝, 但斜裂缝宽 $\leq 0.1\text{mm}$; 竖向及水平分布筋不屈服
		连梁	弹性	弹性	连梁梁端允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.25\text{mm}$

表 8.1.4 (续)

房屋类型	使用功能类别	受力构件	多遇地震	设防地震	罕遇地震
剪力墙结构	Ⅲ类	底部加强区域剪力墙	弹性	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.10\text{mm}$; 无受剪斜裂缝; 竖向及水平分布筋不屈服	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 斜截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.1\text{mm}$ 裂缝; 竖向及水平分布筋不屈服
		一般楼层剪力墙	弹性	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 斜截面受剪允许裂缝, 但斜裂缝宽 $\leq 0.1\text{mm}$; 竖向及水平分布筋不屈服	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.2\text{mm}$; 斜截面受剪允许开裂, 但斜裂缝宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 竖向及水平分布筋不屈服
		连梁	弹性	连梁梁端允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.25\text{mm}$	连梁梁端允许开裂, 少部分($\leq 15\%$)连梁梁端控制截面纵筋可屈服, 但受压边缘混凝土不被压碎
	Ⅱ类	底部加强区域剪力墙	弹性	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.15\text{mm}$; 斜截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.1\text{mm}$; 竖向及水平分布筋不屈服	任何一层的层间位移角 $\leq \frac{1}{120}$
		一般楼层剪力墙	弹性	控制截面允许开裂, 但裂宽 $\leq 0.2\text{mm}$; 斜截面受剪允许开裂, 但斜裂缝宽 $\leq 0.1\text{mm}$; 竖向及水平分布筋不屈服	
		连梁	弹性	连梁梁端允许开裂, 少部分($\leq 15\%$)连梁梁端控制截面纵筋可屈服, 但受压边缘混凝土不被压碎	

注: 1 筒体结构房屋抗震验算标准与剪力墙结构房屋相同。

2 框架-剪力墙结构房屋的框架和剪力墙抗震验算标准分别同框架结构房屋和剪力墙结构房屋。

8.1.5 钢筋混凝土结构房屋应按本规范表 3.1.4 确定抗震设计类别。裙房与主楼相连的建筑，裙房的抗震设计类别不应低于主楼；主楼与裙房顶层同高度的楼层及相邻的上下层，应适当加强抗震构造措施，裙房与主楼分离的建筑应按各自情况确定抗震类别。

8.1.6 钢筋混凝土结构的材料选择应符合下列规定：

1 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和可焊性较好的钢筋；普通纵向受力钢筋宜选用符合抗震性能指标的不低于 HRB400 级的热轧钢筋。

2 预应力钢筋宜采用预应力钢丝、钢绞线和精轧螺纹钢。

3 箍筋宜选用符合抗震性能指标的 HRB400 级热轧钢筋，也可选用 HPB300 级热轧钢筋。

4 混凝土的强度等级，框支梁和框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区不应低于 C30，其他各类构件不应低于 C20。预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30。抗震墙不宜超过 C60，其他构件，8 度时不宜超过 C70。

8.1.7 当选用第 3.4.2 条规定的规则和合理的结构方案时，可不设防震缝。

1 当需要设置防震缝时，其最小宽度应符合下列规定：

1) 高度不超过 15m 的框架结构，设计地震加速度为 $< 0.10g$ 的地区可取 90mm，设计地震加速度为 $0.10g$ 的地区可采用 100mm，设计地震加速度为 $0.15g$ 、 $0.20g$ 和 $0.30g$ 的地区可分别采用 110mm、120mm 和 130mm；超过 15m 的框架结构，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-抗震墙结构的防震缝宽度可取框架结构规定数值的 70%，抗震墙结构可取框架结构规定数值的 60%；但设计地震加速度为 $< 0.10g$ 的地区不得小于 90mm，设计地震加速度为 $0.10g \sim 0.30g$ 的地区不得小于 100mm。

3) 防震缝两侧结构类型不同时，宜按需要较宽防震缝的结

构类型和较低房屋高度确定缝宽。

2 8 度框架结构房屋防震缝两侧结构层高相差较大时，防震缝两侧框架柱的箍筋应沿房屋全高加密，并可根据需要在缝两侧沿房屋全高各设置不少于两道垂直于防震缝的抗撞墙。抗撞墙的布置宜避免加大扭转效应，其长度可不大于 1/2 层高，抗震设防类别可同框架结构；框架构件的内力应按设置和不设置抗撞墙两种计算模型的不利情况取值。

8.1.8 在多层和高层钢筋混凝土建筑中，相邻楼层的楼层屈服强度系数 ξ_y 相差不应大于 20%。

8.1.9 框架结构和框架-抗震墙结构中，应合理布置框架柱和抗震墙，使之形成足够抗扭刚度。框架和抗震墙均应双向设置，柱中线与抗震墙中线、梁中线与柱中线之间偏心距大于柱宽的 1/4 时，应计入偏心的影响。

使用功能Ⅳ、Ⅲ类建筑以及高度大于 24m 的Ⅱ类建筑，不应采用单跨框架结构；高度不大于 24m 的Ⅱ类建筑不宜采用单跨框架结构。

8.1.10 框架-抗震墙结构和板柱-抗震墙结构中的抗震墙宜贯通房屋的全高，且抗震墙不宜设置在墙面需要开大洞口的位置，需要开洞时洞口宜上下对齐。框架-抗震墙、板柱-抗震墙结构以及框支层中，抗震墙之间无大洞口的楼、屋盖的长宽比，不宜超过表 8.1.10 的规定；超过时，应计入楼盖平面内变形的影响。

表 8.1.10 抗震墙之间楼、屋盖的长宽比

楼、屋盖类型		设防烈度		
		6	7	8
框架-抗震墙结构	现浇或叠合楼、屋盖	4	4	3
	装配整体式楼、屋盖	3	3	2
板柱-抗震墙结构的现浇楼、屋盖		3	3	2
框支层的现浇楼、屋盖		2.5	2.5	2

8.1.11 采用装配整体式楼、屋盖时，应采取措施保证楼、屋盖的整体性及其与抗震墙的可靠连接。装配整体式楼、屋盖采用配筋现浇面层加强时，其厚度不应小于 50mm。

8.1.12 框架-抗震墙结构和板柱-抗震墙结构中的抗震墙设置除需满足第 8.1.10 条的规定外，尚应符合下列要求：

- 1 楼梯间宜设置抗震墙，但不宜造成较大的扭转效应。
- 2 抗震墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱或与另一方向的抗震墙相连。

3 房屋较长时，刚度较大的纵向抗震墙不宜设置在房屋的端开间。

- 4 抗震墙需开洞时，洞边距端柱不宜小于 300mm。

8.1.13 抗震墙结构和部分框支抗震墙结构中的抗震墙设置，应符合下列要求：

1 抗震墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱或与另一方向的抗震墙相连；框支部分落地墙的两端（不包括洞口两侧）应设置端柱或与另一方向的抗震墙相连。

2 较长的抗震墙宜设置跨高比大于 6 的连梁形成洞口，将一道抗震墙分成长度较均匀的若干墙段，各墙段的高宽比不宜小于 3。

3 墙肢的长度沿结构全高不宜有突变；抗震墙有较大洞口时，以及抗震墙的底部加强部位，洞口宜上下对齐。

4 矩形平面的部分框支抗震墙结构，其框支层的楼层侧向刚度不应小于相邻非框支层楼层侧向刚度的 50%；框支层落地抗震墙间距不宜大于 24m，框支层的平面布置宜对称，且宜设抗震筒体；底层框架部分承担的地震倾覆力矩，不应大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

8.1.14 抗震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，应从地下室顶板算起。
- 2 部分框支抗震墙结构的抗震墙，其底部加强部位的高度，可取框支层加框支层以上两层的高度及落地抗震墙总高度的 1/10

二者的较大值。其他结构的抗震墙，房屋高度大于 24m 时，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；房屋高度不大于 24m 时，底部加强部位可取底部一层。

3 当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时，底部加强部位尚宜向下延伸到计算嵌固端。

8.1.15 框架单独柱基有下列情况之一时，宜沿两个主轴方向设置基础系梁：

1 高度大于 24m 的 C 类、D 类框架和Ⅳ类场地的高度大于 24m 的 B 类和高度不大于 24m 的 C 类框架。

2 各柱基础底面在重力荷载代表值作用下的压应力差别较大。

3 基础埋置较深，或各基础埋置深度差别较大。

4 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层、液化土层或严重不均匀土层。

5 桩基承台之间。

8.1.16 框架-抗震墙结构、板柱-抗震墙结构中的抗震墙基础和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙基础，应有良好的整体性和抗转动的能力。

8.1.17 主楼与裙房相连且采用天然地基，除应符合第 5.2 节的规定外，在多遇地震作用下主楼基础底面不宜出现零应力区。

8.1.18 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，应符合下列要求：

1 地下室顶板应避免开设大洞口；地下室在地上结构相关范围的顶板应采用现浇梁板结构，相关范围以外的地下室顶板宜采用现浇梁板结构；其楼板厚度不宜小于 180mm，混凝土强度等级不宜小于 C30，应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25%。

2 结构地上一层的侧向刚度，不宜大于相关范围地下一层侧向刚度的 0.5 倍；地下室周边宜有与其顶板相连的抗震墙。

3 地下室顶板对应于地上框架柱的梁柱节点除应满足抗震

计算要求外，尚应符合下列规定之一：

- 1) 地下一层柱截面每侧纵向钢筋不应小于地上一层柱对应纵向钢筋的 1.1 倍，且地下一层柱上端和节点左右梁端实配的抗震受弯承载力之和应大于地上一层柱下端实配的抗震受弯承载力的 1.3 倍。
- 2) 地下一层梁刚度较大时，柱截面每侧的纵向钢筋面积应大于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍；同时梁端顶面和底面的纵向钢筋面积均应比计算增大 10% 以上。
- 4 地下一层抗震墙墙肢端部边缘构件纵向钢筋的截面面积，不应少于地上一层对应墙肢端部边缘构件纵向钢筋的截面面积。

8.1.19 楼梯间应符合下列要求：

- 1 宜采用现浇钢筋混凝土楼梯。
- 2 对于框架结构，楼梯间的布置不应导致结构平面特别不规则；楼梯构件与主体结构整浇时，应计入楼梯构件对地震作用及其效应的影响，应进行楼梯构件的抗震承载力验算；宜采取构造措施，减少楼梯构件对主体结构刚度的影响。
- 3 楼梯间两侧填充墙与柱之间应加强拉结。

8.1.20 抗震设计类别为 A 类的结构，除本规范有具体规定外，可不进行地震作用验算，但应符合本规范第 8.1.3 条高度限值和第 8.3 节抗震构造措施要求。除此之外，则应进行地震作用验算。

8.1.21 框架的填充墙应符合本规范第 12 章的规定。

8.1.22 高强混凝土结构抗震设计应符合本规范附录 D 的规定。

8.1.23 预应力混凝土结构抗震设计应符合本规范附录 E 的规定。

8.2 钢筋混凝土结构的承载力

8.2.1 钢筋混凝土结构应按本节规定调整构件的组合内力设计值，其层间变形应符合本规范第 6.5 节的有关规定。构件截面抗

震验算时，非抗震的承载力设计值应除以本规范规定的承载力抗震调整系数；凡本章和本规范附录未做规定者，应符合现行有关结构设计规范的要求。

8.2.2 框架的梁柱节点处，除框架顶层和柱轴压比小于 0.15 者及框支梁与框支柱的节点外，柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求：

$$\sum M_C = \eta_C \sum M_b \tag{8.2.2-1}$$

高度大于 24m 的设计类别 C 和 D 类框架结构可不符合上式要求，但应符合下式要求：

$$\sum M_C = 1.2 \sum M_{bu} \tag{8.2.2-2}$$

式中： $\sum M_C$ ——节点上下柱端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和，上下柱端的弯矩设计值可按弹性分析分配；

$\sum M_b$ ——节点左右梁端截面逆时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和，D 类框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{bu}$ ——节点左右梁端截面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，根据实配钢筋面积（计入梁受压筋和相关楼板钢筋）和材料强度标准值确定；

η_C ——框架柱端弯矩增大系数；对框架结构其取值按表 8.2.2-1 的规定，其他结构类型中的框架，取值按表 8.2.2-2 的规定。

表 8.2.2-1 框架结构中的柱端弯矩增大系数

η_C	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度（m）
1.7	Ⅳ	D	≤24
	Ⅲ	D	>24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	>24

表 8.2.2-1 (续)

η_c	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.5	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	> 24
1.3	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	> 24
1.2	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	≤ 24

表 8.2.2-2 其他结构类型中的框架柱端弯矩增大系数

η_c	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.4	Ⅳ	D	25~50
	Ⅲ	D	> 60
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	> 60
1.2	Ⅳ	D	≤ 24
	Ⅲ	D	25~60
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	25~60
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	> 60
1.1	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	≤ 60
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	—

当反弯点不在柱的层高范围内时，柱端截面组合的弯矩设计值可乘以上述柱端弯矩增大系数。

框架结构的底层，柱下端截面组合的弯矩设计值，应按照表 8.2.2-1 的分类情况，分别乘以增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

8.2.3 钢筋混凝土结构设计应符合下列规定：

1 设计梁柱构件时，应使其在弯曲破坏之前不发生剪切破坏和钢筋与混凝土粘结破坏；与抗弯承载力相比梁柱构件应具有更充分的抗剪承载力，而且柱轴压比不应超过第 8.3.7 条的规定。

2 不宜采用易产生剪切破坏的剪跨比较小的构件，特别是剪跨比小于 1 的构件。

3 构成楼盖的构件及其连接部位，应具有足够的刚度与承载力。当为装配整体式楼盖时，应采取可靠措施保证其整体性。采用配筋现浇面层加强时，其厚度不应小于 50mm。

8.2.4 高度大于 24m 的设计类别 A 类和 B、C、D 类框架梁和抗震墙中跨高比大于 2.5 的连梁，其梁端截面组合的剪力设计值，应按下列公式计算：

$$V = \eta_{vb}(M_b^l + M_b^r)/L_n + V_{Gb} \quad (8.2.4-1)$$

高度大于 24m 的 C 类和 D 类框架结构可不按上式调整，但应符合下式要求：

$$V = 1.1(M_b^l + M_b^r)/L_n + V_{Gb} \quad (8.2.4-2)$$

式中： V ——梁端截面组合的剪力设计值；

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；

M_b^l 、 M_b^r ——分别为梁左右端逆时针或顺时针方向组合的弯矩设计值，D 类框架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抗震受弯承载力所对应的弯矩值，根据实配钢筋面积（计入受压筋和相关楼板钢筋）和材料强度标准值确定；

η_{vb} ——梁端剪力增大系数，取值按照表 8.2.4 的规定。

表 8.2.4 梁端剪力增大系数

η_{vb}	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.3	Ⅳ	D	≤ 24
	Ⅲ	D	> 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	> 24
1.2	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	> 24
1.1	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	> 24

8.2.5 框架柱和框支柱组合的剪力设计值应按式调整：

$$V = \eta_{vc}(M_c^b + M_c^t)/H_n \quad (8.2.5-1)$$

高度大于 24m 的 C 类和 D 类框架结构可不按上式调整，但应符合下式要求：

$$V = 1.2(M_{cua}^b + M_{cua}^t)/H_n \quad (8.2.5-2)$$

式中： V ——柱端截面组合的剪力设计值；框支柱的剪力设计值尚应符合第 8.2.10 条的规定；

H_n ——柱的净高；

M_c^t, M_c^b ——分别为柱的上下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合第 8.2.2、8.2.3 条的规定；框支柱的弯矩设计值尚应符合第 8.2.10 条的规定；

M_{cua}^t, M_{cua}^b ——分别为偏心受压柱的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，根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴压力等确定；

η_{vc} ——柱剪力增大系数；对框架结构，取值按表 8.2.5-1 的规定，其他结构类型中的框架，柱剪力增大系数取值按表 8.2.5-2 的规定。

表 8.2.5-1 框架结构中的柱剪力增大系数

η_{vc}	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.5	Ⅳ	D	≤ 24
	Ⅲ	D	> 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	> 24
1.3	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	B	> 24
1.2	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	> 24
1.1	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	≤ 24

表 8.2.5-2 其他结构类型中的框架柱剪力增大系数

η_{vc}	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.4	Ⅳ	D	25~50
	Ⅲ	D	> 60
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	> 60
1.2	Ⅳ	D	≤ 24
	Ⅲ	D	25~60
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	25~60
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	> 60
1.1	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	≤ 60
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	—

8.2.6 框架的角柱，经第 8.2.2、8.2.5、8.2.10 条调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数，且正截面承载力按双向偏心受压设计。

8.2.7 抗震墙各墙肢截面组合的内力设计值，应按下列规定

采用：

1 高度大于 80m 的 C 类和高度在 25～60m 的 D 类抗震墙的底部加强部位以上部位，墙肢的组合弯矩设计值应乘以增大系数，其值可采用 1.2，剪力相应调整。

2 部分框支抗震墙结构中落地抗震墙的墙肢不应出现小偏心受拉。

3 双肢抗震墙中，墙肢不宜出现小偏心受拉；当任一墙肢为偏心受拉时，另一墙肢的剪力设计值、弯矩设计值应乘以增大系数 1.25。

8.2.8 高度大于 80m 的 A 类、高度大于 25m 的 B、C、D 类的抗震墙底部加强部位，其截面组合的剪力设计值应按下式调整：

$$V = \eta_{vw} V_w \tag{8.2.8}$$

式中：V——调整后抗震墙底部加强部位截面组合的剪力设计值；

V_w ——抗震墙底部加强部位截面组合的剪力计算值；

η_{vw} ——抗震墙剪力增大系数，取值按表 8.2.8 的规定。

表 8.2.8 抗震墙剪力增大系数

η_{vw}	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度（m）
1.6	Ⅳ	D	25～60
	Ⅲ	D	>80
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	>80
1.4	Ⅳ	D	≤24
	Ⅲ	D	25～80
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	25～80
	Ⅰ、Ⅱ	B	>80
1.2	Ⅲ	D	≤24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤24
	Ⅲ	B	25～80
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	25～80
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	>80

8.2.9 框架梁、柱、抗震墙和连梁，其截面组合最大剪力设计值应符合下列要求：

1 跨高比大于 2.5 的框架梁和连梁及剪跨比大于 2 的框架柱、框支柱和抗震墙：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h_{0,1}) \quad (8.2.9-1)$$

2 跨高比不大于 2.5 的梁和连梁，剪跨比不大于 2 的框架柱、框支柱和抗震墙：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_c b h_{0,1}) \quad (8.2.9-2)$$

3 剪跨比应按下列式计算：

$$\lambda = M_c / (V_c \cdot h_{0,1}) \quad (8.2.9-3)$$

式中：V——按第 8.2.4、8.2.5、8.2.6、8.2.8、8.2.10 条等规定调整后的梁端、柱端或墙端截面组合的剪力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

b ——梁、柱截面宽度或抗震墙墙板截面厚度；圆形截面柱可按面积相等的方形截面柱计算；

$h_{0,1}$ ——第一排受拉钢筋到截面受压边缘的距离，抗震墙可取为墙肢长度；

λ ——剪跨比，应按柱端或墙端截面组合的弯矩计算值 M_c 、对应的截面组合剪力计算值 V_c 及截面有效高度 $h_{0,1}$ 确定，并取上下端计算结果的较大值；反弯点位于柱高中部的框架柱可按柱净高与 2 倍柱截面高度之比计算；

M_c ——柱端或墙端截面组合弯矩计算值；

V_c ——截面组合剪力计算值。

8.2.10 部分框支抗震墙结构的框支柱尚应满足下列要求：

1 框支柱承受的最小地震剪力，当框支柱的数量不少于 10 根时，柱承受地震剪力之和不应小于结构底部总地震剪力的

20%；当框支柱的数量少于 10 根时，每根柱承受的地震剪力不应小于结构底部总地震剪力的 2%。框支柱的地震弯矩应相应调整。

2 框支柱由地震作用引起的附加轴力应分别乘以增大系数 1.5、1.2；计算轴压比时，该附加轴力可不乘以增大系数。

3 框支柱的顶层柱上端和底层柱下端，其组合的弯矩设计值应分别乘以增大系数 1.5 和 1.25，框支柱的中间节点应满足第 8.2.2 条的要求。

4 框支梁中线宜与框支柱中线重合。

8.2.11 部分框支抗震墙结构的 D 类落地抗震墙底部加强部位尚应满足下列要求：

1 当墙肢在边缘构件以外的部位在两排钢筋间设置直径不小于 8mm、间距不大于 400mm 的拉结筋时，抗震墙受剪承载力验算可计入混凝土的受剪作用。

2 墙肢底部截面出现大偏心受拉时，宜在墙肢的底截面处另设交叉防滑斜筋，防滑斜筋承担的地震剪力可按墙肢底截面处剪力设计值的 30% 采用。

8.2.12 部分框支抗震墙结构的框支柱顶层楼盖应符合附录 F 第 F.1 节的规定。

8.2.13 钢筋混凝土结构抗震计算时，尚应符合下列要求：

1 侧向刚度沿竖向分布基本均匀的框架-抗震墙结构和框架-核心筒结构，任一层框架部分承担的剪力值，不应小于结构底部总地震剪力的 20% 和按框架-抗震墙结构、框架-核心筒结构计算的框架部分各楼层地震剪力中最大值 1.5 倍二者的较小值；板柱-剪力墙结构中各层横向及纵向剪力墙，应能承担相应方向该层的全部地震剪力；各层板柱部分除应满足计算要求外，并应能承担不小于该层相应方向地震剪力的 20%。

2 抗震墙地震内力计算时，连梁的刚度可折减，折减系数不宜小于 0.50。

3 抗震墙结构、部分框支抗震墙结构、框架-抗震墙结构、

框架-核心筒结构、筒中筒结构、板柱-抗震墙结构计算内力和变形时，其抗震墙应计入端部翼墙的共同工作。

4 设置少量抗震墙的框架结构，其框架部分的地震剪力值，宜采用框架结构模型和框架-抗震墙结构模型二者计算结果的较大值。

8.2.14 梁伸入角柱的纵筋应有可靠锚固，不同方向梁的纵筋在角柱中的布置应有合理的细部设计。当梁或柱的主筋穿过节点时，应注意到节点内主筋的轴向应变和滑动对节点的承载能力、延性，特别是对恢复力特性的影响。

8.2.15 当相连的梁端和柱端达到正截面承载力极限状态时，梁与柱所交框架节点应保持足够的抗剪承载力。框架节点核心区的抗震验算应符合下列要求：

高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架的节点核心区应进行抗震验算；高度不大于 24m 的 A 类框架节点核心区可不进行抗震验算，但应符合抗震构造措施的要求。

8.2.16 高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架的节点核心区组合的剪力设计值 V_j ，应按下列式计算：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (8.2.16-1)$$

高度大于 24m 的 C 类和高度不大于 24m 的 D 类框架结构可不按上式确定，但应符合下列式：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (8.2.16-2)$$

顶层中间节点和端节点：

$$V_j = \eta_{jb} \frac{(M_b^l + M_b^r)}{h_{b0} - a'_s} \quad (8.2.16-3)$$

其他层中间节点和端节点：

$$V_j = \eta_{jb} \frac{(M_b^l + M_b^r)}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (8.2.16-4)$$

式中： V_j ——梁柱节点核心区组合的剪力设计值；

h_{b0} 、 h_b ——梁的截面有效高度、截面高度，当节点两侧梁高不

相同时，取其平均值；

H_c ——柱的计算高度，可取节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

a'_s ——梁纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；

η_{jb} ——强节点系数，对于框架结构，取值按表 8.2.16-1 的规定，其他结构类型中的框架，强节点系数取值按表 8.2.16-2 的规定。

ΣM_b ——节点左、右梁端逆时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，D类框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

ΣM_{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，可根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定。

表 8.2.16-1 框架结构中的强节点系数

η_{jb}	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.5	Ⅳ	D	≤ 24
	Ⅲ	D	> 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	> 24
1.35	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	> 24
1.2	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	> 24

表 8.2.16-2 其他结构类型中的框架强节点系数

η_{jb}	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.35	Ⅳ	D	25~50
	Ⅲ	D	> 60
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	> 60

表 8.2.16-2 (续)

η_b	建筑使用功能分类	抗震设计类别	高度 (m)
1.2	Ⅳ	D	≤ 24
	Ⅲ	D	25~60
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	25~60
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	> 60
1.1	Ⅲ	D	≤ 24
	Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	C	≤ 24
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	B	25~60
	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	A	> 60

8.2.17 框架梁柱节点核心区受剪的水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30 \eta_b \beta_c f_c b_j h_j) \quad (8.2.17)$$

式中： h_j ——框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度，即 $h_j = h_c$ ；

b_j ——框架节点核心区的截面有效验算宽度，当 $b_b \geq b_c/2$ 时，可取 $b_j = b_c$ ；当 $b_b < b_c/2$ 时，可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 中的较小值；当梁与柱的中线不重合，且偏心距 $e_0 \leq b_c/4$ 时，可取 $(0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0)$ 、 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 三者中的最小值；此处， b_b 为验算方向梁截面宽度， b_c 为该侧柱截面宽度；

β_c ——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ；其间按线性内插法确定；

η_b ——正交梁对节点的约束影响系数：当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 $1/2$ ，且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 $3/4$ 时，可取 $\eta_b = 1.5$ ；当不满足上述约束

条件时，应取 $\eta_i = 1.0$ 。

8.2.18 节点核心区抗震受剪承载力验算，应符合下列规定：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.1\eta_i f_t b_j h_j + 0.05\eta_i N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (8.2.18)$$

式中： N ——对应于考虑地震作用组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值：当 N 为压力时，取轴向压力设计值的较小值，且当 $N > 0.5f_c b_c h_c$ 时，取 $N = 0.5f_c b_c h_c$ ；当 N 为拉力时，取 $N = 0$ ；

A_{svj} ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积；

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

h_{b0} ——梁截面有效高度，节点两侧梁截面高度不等时取平均值；

s ——箍筋间距。

8.2.19 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，受剪的水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3\eta_i \beta_c f_c A_j) \quad (8.2.19)$$

式中： A_j ——节点核心区有效截面面积：当梁宽 $b_b \geq 0.5D$ 时，取 $A_j = 0.8D^2$ ；当 $0.4D \leq b_b < 0.5D$ 时，取 $A_j = 0.8D(b_b + 0.5D)$ ；

D ——圆柱截面直径；

b_b ——梁的截面宽度；

β_c ——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ；其间按线性内插法确定；

η_i ——正交梁对节点的约束影响系数，按第 8.2.17 条取用。

8.2.20 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，其抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.5 \eta_i f_t A_j + 0.05 \eta_i \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right] \quad (8.2.20)$$

式中： h_{b0} ——梁截面有效高度；

A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积；

A_{svj} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积。

8.3 钢筋混凝土框架结构的抗震构造措施

8.3.1 框架梁的截面尺寸应符合下列规定：

- 1 梁截面宽度不宜小于 200mm。
- 2 梁截面的高宽比不宜大于 4。
- 3 梁净跨与截面高度之比不宜小于 4。

8.3.2 梁宽大于柱宽的扁梁应符合下列要求：

1 采用扁梁的楼、屋盖应现浇，梁中线宜与柱中线重合，扁梁应双向布置。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：

$$b_b \leq 2b_c \quad (8.3.2-1)$$

$$b_b \leq b_c + h_b \quad (8.3.2-2)$$

$$h_b \geq 16d \quad (8.3.2-3)$$

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 扁梁不宜用于 D 类框架结构。

8.3.3 钢筋混凝土框架梁的纵向钢筋配置，应符合下列各项要求：

1 梁端计入受压钢筋的混凝土受压区高度和有效高度之比，

抗震设计类别为 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类结构不应大于 0.25，对 B 类、建筑高度不大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 24m 的 A 类结构不应大于 0.35。

2 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，抗震设计类别为 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类结构不应大于 0.5，对 B 类、建筑高度不大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 24m 的 A 类结构不应大于 0.3。

8.3.4 梁端加密区的箍筋配置应符合下列规定：

1 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径应按表 8.3.4 采用，当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2％时，表中箍筋最小直径应增大 2mm。

2 对高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架梁，当净跨长度与截面高度（圆柱直径）之比小于 4 时，宜全跨加密。

3 梁端加密区的箍筋肢距，对抗震设计类别为 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类结构不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，对 B 类、建筑高度不大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 24m 的 A 类结构不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，建筑高度小于 24m 的 A 类结构不宜大于 300mm。

表 8.3.4 梁端箍筋加密区的长度、箍筋的最大间距和最小直径

抗震设计类别	加密区长度 (采用较大值) (mm)	箍筋最大间距 (采用最小值) (mm)	箍筋最小直径 (mm)
D 类、C 类（高度＞24m）	2h _b ，500	h _b /4，6d，100	10
B 类（高度＞24m） C 类（高度≤24m）	1.5h _b ，500	h _b /4，8d，100	8
B 类（高度≤24m） A 类（高度＞24m）	1.5h _b ，500	h _b /4，8d，150	8
A 类（高度≤24m）	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 箍筋直径大于 12mm、数量不少于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，抗震设计类别为 D 类、C 类、建筑高度大于 24m 的 B 类的最大间距允许适当放宽，但不得大于 150mm。

8.3.5 普通钢筋混凝土框架梁和预应力混凝土框架梁的纵向钢筋配置除分别满足第 8.3.3 条和第 8.3.6 条要求外, 尚应符合下列规定:

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%。沿梁全长顶面和底面的配筋, 对抗震设计类别为 D 类、C 类、建筑高度大于 24m 的 B 类不应少于 $2\phi 14$, 且不应小于梁端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 1/4; 对抗震设计类别为 A 类、建筑高度不大于 24m 的 B 类不应少于 $2\phi 12$ 。

2 D 类、C 类、B 类和建筑高度大于 24m 的 A 类框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径, 对框架结构不应大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的 1/20, 或纵向钢筋所在位置圆形截面柱弦长的 1/20; 对其他结构类型的框架不宜大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的 1/20, 或纵向钢筋所在位置圆形截面柱弦长的 1/20。

8.3.6 预应力混凝土框架梁的纵向钢筋配置应符合下列规定:

1 预应力混凝土框架梁宜采用后张有黏结预应力钢筋和非预应力钢筋的混合配置方式。

2 预应力混凝土框架梁端纵向受拉钢筋的最大配筋率、底面和顶面非预应力钢筋配筋量的比值, 应按预应力强度比相应换算后符合钢筋混凝土框架梁的要求。

3 抗侧力的预应力混凝土构件, 应采用预应力筋和非预应力筋混合配筋方式。预应力强度比宜符合下式要求:

$$\frac{f_{py}A_{ps}}{f_{py}A_{ps} + f_yA_s} \leq 0.75 \quad (8.3.6)$$

式中: A_s ——受拉区纵向非预应力钢筋的截面面积;

A_{ps} ——受拉区纵向预应力钢筋的截面面积;

f_y ——非预应力钢筋的抗拉强度设计值;

f_{py} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值。

8.3.7 柱轴压比不宜超过表 8.3.7 的规定; 建造于 IV 类场地且较高的高层建筑, 柱轴压比限值应适当减小。

表 8.3.7 柱轴压比限值

结构类型	抗震设计类别			
	D 类 C 类(高度>24m)	B 类(高度>24m) C 类(高度≤24m)	B 类(高度≤24m) A 类(高度>24m)	A 类(高度 ≤24m)
框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-抗震墙、 板柱-抗震墙、 框架-核心筒、 筒中筒	0.75	0.85	0.90	0.95
部分框支抗震墙	0.6	0.70	—	

注：1 轴压比指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比；对本规范规定不进行地震作用计算的结构，可取无地震作用组合的轴力设计值计算。

- 2 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱，轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。
- 3 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200mm、间距不大于 100mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍、螺旋间距不大于 100mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍、螺旋净距不大于 80mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm，轴压比限值均可增加 0.10；上述三种箍筋的最小配箍特征值均应按增大的轴压比由表 6.3.9 确定。
- 4 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%，轴压比限值可增加 0.05；此项措施与注 3 的措施共同采用时，轴压比限值可增加 0.15，但箍筋的体积配箍率仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定。
- 5 柱轴压比不应大于 1.05。

8.3.8 柱的钢筋配置，应符合下列各项要求：

1 柱纵向受力钢筋的最小总配筋率应按表 8.3.8-1 采用，同时每侧配筋率不应小于 0.2%；对建造于Ⅳ类场地且较高的高层建筑，最小总配筋率应增加 0.1%。

表 8.3.8-1 柱截面纵向钢筋的最小总配筋率 (%)

类别	抗震设计类别			
	D 类 C 类(高度>24m)	B 类(高度>24m) C 类(高度≤24m)	B 类(高度≤24m) A 类(高度>24m)	A 类(高度 ≤24m)
中柱和边柱	0.9 (1.0)	0.7 (0.8)	0.6 (0.7)	0.5 (0.6)
角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注：1 表中括号内数值用于框架结构的柱。

2 钢筋强度标准值小于 400MPa 时，表中数值应增加 0.1，钢筋强度标准值为 400MPa 时，表中数值应增加 0.05。

3 混凝土强度等级高于 C60 时，上述数值应相应增加 0.1。

2 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 8.3.8-2 采用。

表 8.3.8-2 柱箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径

抗震设计类别	箍筋最大间距 (采用较小值，mm)	箍筋最小直径 (mm)
D 类、C 类 (高度>24m)	$6d$, 100	10
B 类 (高度>24m) C 类 (高度≤24m)	$8d$, 100	8
B 类 (高度≤24m) A 类 (高度>24m)	$8d$, 150 (柱根 100)	8
A 类 (高度≤24m)	$8d$, 150 (柱根 100)	6 (柱根 8)

注：1 d 为柱纵筋最小直径。

2 柱根指底层柱下端箍筋加密区。

- 2) D类框架柱的箍筋直径大于 12mm 且箍筋肢距不大于 150mm 及 C类框架柱的箍筋直径不小于 10mm 且箍筋肢距不大于 200mm 时,除底层柱下端外,最大间距应允许采用 150mm; B类框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时,箍筋最小直径应允许采用 6mm; A类框架柱剪跨比不大于 2 时,箍筋直径不应小于 8mm。
- 3) 框支柱和剪跨比不大于 2 的框架柱,箍筋间距不应大于 100mm。

8.3.9 柱的截面尺寸及纵向钢筋配置,尚应符合下列规定:

1 截面的宽度和高度,建筑高度不大于 24m 的 A 类或不超过 2 层时不宜小于 300mm, D 类、C 类、B 类和建筑高度大于 24m 的 A 类且超过 2 层时不宜小于 400mm; 圆柱的直径,建筑高度不大于 24m 的 A 类或不超过 2 层时不宜小于 350mm, D 类、C 类、B 类和建筑高度大于 24m 的 A 类且超过 2 层时不宜小于 450mm。

2 柱净高与截面高度之比不宜小于 4。

3 截面长边与短边的边长比不宜大于 3。

4 柱的纵向钢筋宜对称配置。

5 柱总配筋率不应大于 5%; 剪跨比不大于 2 的 D 类和建筑高度大于 24m 的 C 类框架的柱,每侧纵向钢筋配筋率不宜大于 1.2%。

6 截面尺寸大于 400mm 的柱,其纵向钢筋的间距不宜大于 200mm。

7 柱纵向钢筋的绑扎接头应避开柱端的箍筋加密区。

8 边柱、角柱及抗震墙端柱在小偏心受拉时,柱内纵筋总截面面积应比计算值增加 25%。

8.3.10 柱的箍筋配置,尚应符合下列要求:

1 柱的箍筋加密范围,应按下列规定采用:

- 1) 柱端,取截面高度(圆柱直径)、柱净高的 $1/6$ 和 500mm 三者的最大值;

- 2) 底层柱的下端不小于柱净高的 1/3；柱净高与截面高度之比不大于 4 的柱，应取全高；
- 3) 刚性地面上下各 500mm；
- 4) 剪跨比不大于 2 的柱、因设置填充墙等形成的柱净高与柱截面高度之比不大于 4 的柱、框支柱、D 类和 C 类以及建筑高度大于 24m 的 B 类框架的角柱，取全高；
- 5) 抗震等级为 D 类、C 类和建筑高度大于 24m 的 B 类的柱，在可能产生剪切破坏的部位和侧向变形受约束的部位，加密上下柱截面高度范围；柱中间区可能发生弯曲破坏的截面，加密柱截面高度范围。

2 柱箍筋加密区的箍筋肢距，D 类和建筑高度大于 24m 的 C 类不宜大于 200mm，建筑高度不大于 24m 的 C 类、B 类和建筑高度大于 24m 的 A 类不宜大于 250mm，建筑高度不大于 24m 的 A 类不宜大于 300mm。至少每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束；采用拉筋复合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住箍筋。

3 柱箍筋加密区的体积配箍率，应按下列规定采用：

1) 柱箍筋加密区的体积配箍率应符合下式要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (8.3.10)$$

式中： ρ_v ——柱箍筋加密区的体积配箍率，D 类和建筑高度大于 24m 的 C 类不应小于 0.8%，建筑高度不大于 24m 的 C 类、建筑高度大于 24m 的 B 类不应小于 0.6%，建筑高度不大于 24m 的 B 类和 A 类不应小于 0.4%；计算复合螺旋箍的体积配箍率时，其非螺旋箍的箍筋体积应乘以折减系数 0.80；

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

f_{yv} ——箍筋或拉筋抗拉强度设计值；

λ_v ——最小配箍特征值，宜按表 8.3.10 采用。

表 8.3.10 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值

抗震设计类别	箍筋形式	柱轴压比									
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05	
D类 C类(高度>24m)	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—	
	螺旋箍、复合或连续 复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—	
B类(高度>24m) C类(高度≤24m)	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24	
	螺旋箍、复合或连续 复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22	
B类(高度≤24m) A类	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22	
	螺旋箍、复合或连续 复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20	

注：普通箍指单个矩形箍和单个圆形箍，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；连续复合矩形螺旋箍指用一根通长钢筋加工而成的箍筋。

2) 框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其最小配箍特征值应比表 8.3.10 内数值增加 0.02，且体积配箍率不应小于 1.5%。

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%，8 度由使用功能Ⅲ类提高到 9 度的 D 类时不应小于 1.5%。

4 柱箍筋非加密区的箍筋配置，应符合下列要求：

1) 柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于加密区的 50%；

2) 箍筋间距，D 类、C 类和建筑高度大于 24m 的 B 类框架柱不应大于 10 倍纵向钢筋直径，建筑高度不大于 24m 的 B 类和 A 类框架柱不应大于 15 倍纵向钢筋直径。

8.3.11 框架节点核心区箍筋的最大间距和最小直径宜按第 8.3.8 条采用；D 类、C 类、B 类和建筑高度大于 24m 的 A 类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，体积配箍率不宜小于核心区上、下柱端的较大体积配箍率。

8.3.12 框架节点核心区内箍筋的最大间距和最小直径除满足第 8.2.17 条至第 8.2.20 条的计算要求外,尚应满足柱加密区的相关规定。

8.4 钢筋混凝土抗震墙结构的抗震构造措施

8.4.1 抗震墙竖向、横向分布钢筋的配筋,应符合下列要求:

1 建筑高度不大于 60m 的 D 类、C 类、建筑高度大于 24m 的 B 类和建筑高度大于 80m 的 A 类抗震墙的竖向和横向分布钢筋的最小配筋率均不应小于 0.25%,建筑高度不大于 24m 的 B 类和建筑高度不大于 80m 的 A 类抗震墙分布钢筋的最小配筋率不应小于 0.20%。钢筋直径不应小于 $\phi 8$,间距不应大于 300mm。

注:高度小于 24m 且剪压比很小的四级抗震墙,其竖向分布筋的最小配筋率应允许按 0.15% 采用。

2 部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位,竖向和横向分布钢筋的配筋率均不应小于 0.30%,钢筋间距不应大于 200mm。

8.4.2 抗震墙结构,尚应符合下列规定:

1 抗震墙的厚度,建筑高度不大于 60m 的 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 80m 的 B 类不应小于 160mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/20;建筑高度不大于 24m 的 C 类、建筑高度不大于 80m 的 B 类和 A 类不应小于 140mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/25;无端柱或翼墙时,建筑高度不大于 60m 的 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 80m 的 B 类不宜小于层高或无支长度的 1/16;建筑高度不大于 24m 的 C 类、建筑高度不大于 80m 的 B 类和 A 类不宜小于层高或无支长度的 1/20。

底部加强部位的墙厚,建筑高度不大于 60m 的 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 80m 的 B 类不应小于 200mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/16,建筑高度不大于 24m 的 C 类、建筑高度不大于 80m 的 B 类和 A 类不应小于 160mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/20;无端柱或翼墙时,

建筑高度不大于 60m 的 D 类、建筑高度大于 24m 的 C 类和建筑高度大于 80m 的 B 类不宜小于层高或无支长度的 $1/12$ ，建筑高度不大于 24m 的 C 类、建筑高度不大于 80m 的 B 类和 A 类不宜小于层高或无支长度的 $1/16$ 。

2 抗震墙的竖向和横向分布钢筋的间距不宜大于 300mm，部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位，竖向和横向分布钢筋的间距不宜大于 200mm。

3 抗震墙厚度大于 140mm 时，其竖向和横向分布钢筋应双排布置，双排分布钢筋间拉筋的间距不宜大于 600mm，直径不应小于 6mm。

4 抗震墙竖向和横向分布钢筋的直径，均不宜大于墙厚的 $1/10$ 且不应小于 8mm；竖向钢筋直径不宜小于 10mm。

5 建筑高度不大于 60m 的 D 类、C 类、建筑高度大于 24m 的 B 类和建筑高度大于 80m 的 A 类抗震墙在重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比，建筑高度在 25m 至 60m 间的 D 类和建筑高度大于 80m 的 C 类在设计基本地震加速度值大于 $0.1g$ 时不宜大于 0.5；建筑高度不大于 24m 的 D 类、建筑高度不大于 80m 的 C 类和建筑高度大于 24m 的 B 类和高度大于 80m 的 A 类不宜大于 0.6。

注：墙肢轴压比指墙的轴压力设计值与墙的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值。

8.4.3 抗震墙除应满足第 8.4.1 和 8.4.2 条的要求外，抗震墙两端和洞口两侧尚应设置边缘构件，边缘构件包括暗柱、端柱和翼墙，并应符合下列要求：

1 对于抗震墙结构，底层墙肢底截面的轴压比不大于表 8.4.3-1 规定的抗震墙及建筑高度不大于 24m 的 B 类和建筑高度不大于 80m 的 A 类抗震墙，墙肢两端可设置构造边缘构件，构造边缘构件的范围可按图 8.4.3-1 采用，构造边缘构件的配筋除应满足受弯承载力要求外，并宜符合表 8.4.3-2 的要求。

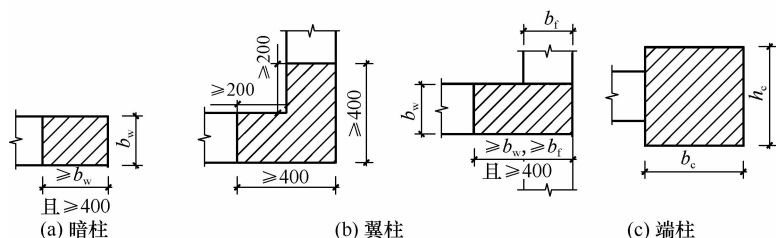


图 8.4.3-1 抗震墙的构造边缘构件范围

表 8.4.3-1 抗震墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震设计类别	D 类 (25m≤高度≤60m) C 类 (高度>80m)	D 类 (高度≤24m) C 类 (高度≤80m) B 类 (高度>24m) A 类 (高度>80m)
轴压比	0.2	0.3

表 8.4.3-2 抗震墙构造边缘构件的配筋要求

抗震设计类别	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋 最小量 (取较大值)	箍筋		纵向钢筋 最小量 (取较大值)	箍筋	
		最小 直径 (mm)	沿竖向 最大间 距(mm)		最小 直径 (mm)	沿竖向 最大间 距(mm)
D类(25m≤高度≤60m) C类(高度>80m)	0.010A _c , 6φ16	8	100	0.008A _c , 6φ14	8	150
D类(高度≤24m) C类(25m≤高度≤80m) B类(高度>80m)	0.008A _c , 6φ14	8	150	0.006A _c , 6φ12	8	200
C类(高度≤24m) B类(25m≤高度≤80m) A类(高度>80m)	0.006A _c , 6φ12	6	150	0.005A _c , 4φ12	6	200
B类(高度≤24m) A类(高度≤80m)	0.005A _c , 4φ12	6	200	0.004A _c , 4φ12	6	250

注：1 A_c为边缘构件的截面面积。

2 其他部位的拉筋，水平间距不应大于纵筋间距的 2 倍；转角处宜采用箍筋。

3 当端柱承受集中荷载时，其纵向钢筋、箍筋直径和间距应满足柱的相应要求。

2 底层墙肢底截面的轴压比大于表 8.4.3-1 规定的建筑高度不大于 60m 的 D 类、C 类、建筑高度大于 24m 的 B 类和建筑高度大于 80m 的 A 类抗震墙，以及部分框支抗震墙结构的抗震墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，在以上的其他部位可设置构造边缘构件。约束边缘构件沿墙肢的长度、配箍特征值、箍筋和纵向钢筋宜符合表 8.4.3-3 的要求（图 8.4.3-2）。

表 8.4.3-3 抗震墙约束边缘构件的范围及配筋要求

项目	D 类 ($25\text{m} \leq \text{高度} \leq 60\text{m}$) C 类 ($\text{高度} > 80\text{m}$)		D 类 ($\text{高度} \leq 24\text{m}$) C 类 ($\text{高度} \leq 80\text{m}$) B 类 ($\text{高度} > 24\text{m}$) A 类 ($\text{高度} > 80\text{m}$)	
	$\lambda \leq 0.3$	$\lambda > 0.3$	$\lambda \leq 0.4$	$\lambda > 0.4$
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
纵向钢筋 (取较大值)	$0.012A_c, 8\phi 16$		$0.010A_c, 6\phi 16$	
箍筋或拉筋沿 竖向间距	100mm		150mm	

注：1 抗震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，按无翼墙、无端柱查表。

2 l_c 为约束边缘构件沿墙肢长度，且不小于墙厚和 400mm；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。

3 λ_v 为约束边缘构件的配箍特征值，体积配箍率可按式 (8.3.10) 计算，并可适当计入满足构造要求且在墙端有可靠锚固的水平分布钢筋的截面面积。

4 h_w 为抗震墙墙肢长度。

5 λ 为墙肢轴压比。

6 A_c 为图 8.4.3-2 中约束边缘构件阴影部分的截面面积。

8.4.4 抗震墙的墙肢长度不大于墙厚的 3 倍时，应按柱的有关要求进行设计；矩形墙肢的厚度不大于 300mm 时，尚宜全高加

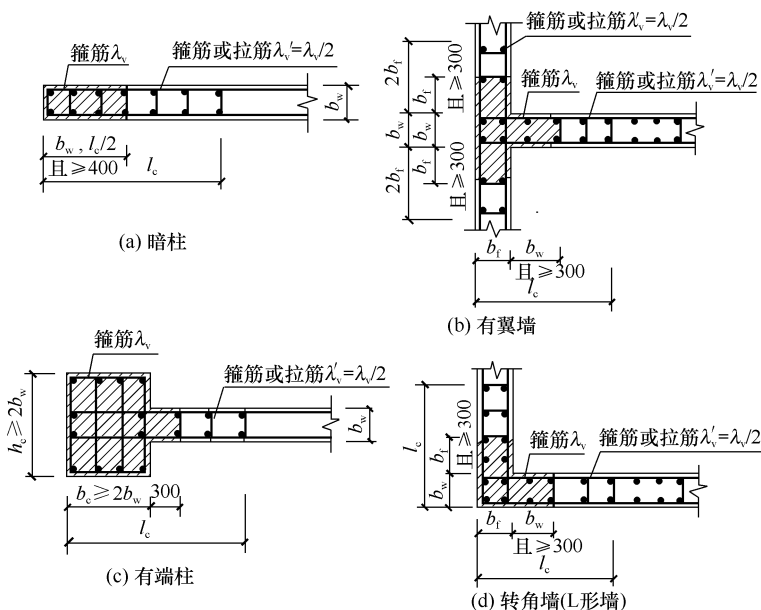


图 8.4.3-2 抗震墙的约束边缘构件

密箍筋。

8.4.5 跨高比较小的高连梁，可设水平缝形成双连梁、多连梁或采取其他加强受剪承载力的构造。顶层连梁的纵向钢筋伸入墙体的锚固长度范围内，应设置箍筋。

8.5 钢筋混凝土框架-抗震墙结构的构造措施

8.5.1 框架-抗震墙结构的抗震墙厚度和边框设置，应符合下列要求：

1 抗震墙的厚度不应小于 160mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/20，底部加强部位的抗震墙厚度不应小于 200mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/16。

2 有端柱时，墙体在楼盖处宜设置暗梁，暗梁的截面高度不宜小于墙厚和 400mm 的较大值；端柱截面宜与同层框架柱相

同，并应满足第 8.3.7 条至 8.3.10 条对框架柱的要求；抗震墙底部加强部位的端柱和紧靠抗震墙洞口的端柱宜按柱箍筋加密区的要求沿全高加密箍筋。

8.5.2 抗震墙的竖向和横向分布钢筋，配筋率均不应小于 0.25%，钢筋直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 300mm，并应双排布置，双排分布钢筋间应设置拉筋。

8.5.3 楼面梁与抗震墙平面外连接时，不宜支承在洞口连梁上；沿梁轴线方向宜设置与梁连接的抗震墙，梁的纵筋应锚固在墙内；也可在支承梁的位置设置扶壁柱或暗柱，并应按计算确定其截面尺寸和配筋。

8.5.4 框架-抗震墙结构的其他抗震构造措施，应符合本规范中关于框架柱及抗震墙的有关要求。

注：设置少量抗震墙的框架结构，其抗震墙的抗震构造措施，可仍按 8.4.1 至 8.4.5 中对抗震墙的规定执行。

8.6 钢筋混凝土板柱-抗震墙结构的构造措施

8.6.1 板柱-抗震墙结构的抗震墙，其抗震构造措施应符合本节规定，尚应符合第 8.5 节的有关规定；柱（包括抗震墙端柱）和梁的抗震构造措施应符合第 8.3 节的有关规定。

8.6.2 板柱-抗震墙的结构布置，尚应符合下列要求：

1 抗震墙厚度不应小于 180mm，且不宜小于层高或无支长度的 1/20；房屋高度大于 12m 时，墙厚不应小于 200mm。

2 房屋的周边应采用有梁框架，楼、电梯洞口周边宜设置边框梁。

3 8 度时宜采用有托板或柱帽的板柱节点，托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不宜小于柱纵筋直径的 16 倍，托板或柱帽的边长不宜小于 4 倍板厚和柱截面对应边长之和。

4 房屋的地下一层顶板，宜采用梁板结构。

8.6.3 板柱-抗震墙结构的抗震计算，应符合下列要求：

1 房屋高度大于 12m 时，抗震墙应承担结构的全部地震作

用；房屋高度不大于 12m 时，抗震墙宜承担结构的全部地震作用。各层板柱和框架部分应能承受不少于本层地震剪力的 20%。

2 板柱结构在地震作用下按等代平面框架分析时，其等代梁的宽度宜采用垂直于等代平面框架方向两侧柱距各 1/4。

3 板柱节点应进行冲切承载力的抗震验算，应计入不平衡弯矩引起的冲切，节点处地震作用组合的不平衡弯矩引起的冲切反力设计值应乘以增大系数，板柱的增大系数，C 类、D 类取 1.7，B 类和高度大于 35m 的 A 类取 1.5，高度不大于 35m 的取 1.3。

8.6.4 板柱-抗震墙结构的板柱节点构造应符合下列要求：

1 无柱帽平板应在柱上板带中设构造暗梁，暗梁宽度可取柱宽及柱两侧各不大于 1.5 倍板厚。暗梁支座上部钢筋面积应不小于柱上板带钢筋面积的 50%，暗梁下部钢筋不宜少于上部钢筋的 1/2；箍筋直径不应小于 8mm，间距不宜大于 3/4 倍板厚，肢距不宜大于 2 倍板厚，在暗梁两端应加密。

2 无柱帽柱上板带的板底钢筋，宜在距柱面为 2 倍板厚以外连接，采用搭接时钢筋端部宜有垂直于板面的弯钩。

3 沿两个主轴方向通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积，应符合下式要求：

$$A_s \geq N_G / f_Y \quad (8.6.4)$$

式中： A_s ——板底连续钢筋总截面面积；

N_G ——在本层楼板重力荷载代表值（8 度时尚宜计入竖向地震）作用下的柱轴压力设计值；

f_Y ——楼板钢筋的抗拉强度设计值。

4 板柱节点应根据抗冲切承载力要求，配置抗剪栓钉或抗冲切钢筋。

8.7 钢筋混凝土筒体结构的构造措施

8.7.1 框架-核心筒结构的核心筒、筒中筒结构的内筒，其抗震墙应符合本章关于抗震墙的有关规定；筒体底部加强部位及相邻

上一层不应改变墙体厚度。框架-核心筒结构 D、C、B 类筒体角部的边缘构件宜按下列要求加强：底部加强部位，约束边缘构件沿墙肢的长度应取墙肢截面高度的 $1/4$ ，且约束边缘构件范围内应全部采用箍筋；底部加强部位以上的全高范围内应按转角墙的要求设置约束边缘构件，约束边缘构件沿墙肢的长度仍取墙肢截面高度的 $1/4$ 。

8.7.2 核心筒和内筒中跨高比不大于 2 的连梁，当梁截面宽度不小于 400mm 时，宜采用交叉暗柱配筋，全部剪力应由暗柱的配筋承担，并按框架梁构造要求设置普通箍筋；当梁截面宽度小于 400mm 且不小于 200mm 时，除普通箍筋外，宜另加设交叉的构造钢筋。

8.7.3 钢筋接头和锚固除应符合国家现行有关标准的规定外，还应符合下列要求：

1 箍筋末端应做 135° 弯钩，弯钩的平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍。

2 框架梁、柱和抗震墙边缘构件中的纵向钢筋接头，对 C 类结构的各部位及 B 类结构的底层柱和抗震墙底部加强部位宜采用焊接，其他情况可采用绑扎接头。钢筋搭接长度范围内的箍筋间距不应大于 100mm。

3 框架梁、柱和抗震墙连梁中的纵向钢筋的锚固长度，对抗震设计类别为 C 类的结构应比非抗震设计的最小锚固长度相应增加 5 倍纵向钢筋直径。

4 抗震墙的分布钢筋接头，对抗震设计类别为 C 类结构的底部加强部位的竖筋，当直径大于 22mm 时宜采用机械连接或可靠焊接，其他情况可采用绑扎接头，但在加强部位应每隔一根错开搭接位置。

5 钢筋接头均不宜位于构件最大弯矩处，且宜避开梁端、柱端的箍筋加密区；绑扎接头的最小搭接长度，对抗震设计类别为 C 类的结构应比非抗震结构的最小搭接长度相应增加 5 倍搭接钢筋直径。

6 当柱纵向钢筋的总配筋率超过 3% 时, 箍筋末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍, 也可焊成封闭环式。

8.8 装配式钢筋混凝土框架结构

8.8.1 本节适用于设计基本加速度不大于 $0.10g$ 且抗震设计类别不高于 C 类的建筑; 装配式框架结构的抗震设计类别和建筑物最大适用高度, 应分别符合表 3.1.4 和第 8.1.3 条的规定。

8.8.2 装配式框架结构所有构件承受的地震作用, 应有传向基础的连续的传递路径。

8.8.3 当装配式框架结构的变形为弹性变形的位移放大系数 ζ_d 倍时, 整个结构应保持完整的荷载作用传递路径。

8.8.4 装配式钢筋混凝土框架结构的接头应符合下列规定:

1 装配式钢筋混凝土框架结构应采用强接头, 以使塑性反应区远离接头位置。

2 当不能符合本条第 1 款规定时, 应使接头形成的节点区能为结构提供等同于或超过与之可比较的现浇钢筋混凝土结构的性能。

3 在采用强接头的预制钢筋混凝土框架中, 抗地震作用的构件应符合下列条件:

- 1) 选择的非线性反应区位置应在地震作用下能形成强柱弱梁的变形机制。对于梁-连续柱接头, 与柱子的距离应不小于 $3/4$ 倍的梁高; 对梁-梁接头, 可以在框架受弯构件的任意部位, 但离接头的距离应不小于 $3/4$ 倍梁高; 对柱-连续梁和柱-柱接头, 可以在节点外侧梁长度内的任意部位; 对柱-基础接头, 非线性区的位置离基础的距离应不小于 $3/4$ 的柱子宽度。

- 2) 接头截面的设计承载力应符合下式要求:

$$R_c \geq 1.35S_F \quad (8.8.4)$$

式中: R_c ——接头截面上的承载力设计值 (弯矩或剪力);

S_F ——考虑非线性作用后的内力设计值（弯矩或剪力）。

8.8.5 装配式框架结构接头区和节点区力与变形的关系，必须经过实际实验验证符合设计要求。

8.8.6 装配式框架结构应采用接头区和节点区力与变形的关系并结合这些区域所连接的预制混凝土构件的变形关系，对建筑物的地震反应进行分析，并符合设计要求。

8.8.7 采用第 8.8.4 条第 2 款设计装配式混凝土框架和墙体应符合下列要求：

1 结构在规定的侧向荷载作用下的变形形状，应相似于相应的现浇钢筋混凝土结构的变形形状。

2 框架构件的主要纵向钢筋和墙边缘构件的纵向钢筋应连续通过接头或有可靠锚固。

8.8.8 装配式钢筋混凝土框架结构除符合上述各条规定外，还应符合现浇混凝土结构的其他规定。

9 砌体结构

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于烧结普通黏土砖、烧结多孔砖（蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖）和混凝土小型空心砌块等砌体结构承重的多层房屋，底层或底部两层框架-抗震墙砌体房屋的抗震设计。配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的抗震设计，应符合附录 G 的规定。

注：本章中“普通砖、多孔砖、小砌块”即“烧结普通黏土砖、烧结多孔黏土砖、混凝土小型空心砌块”的简称。采用其他烧结砖、蒸压砖的砌体房屋，块体的材料性能应有可靠的实验数据；当砌体抗剪强度不低于黏土砖砌体时，可按本章黏土砖房屋的相应规定执行。

9.1.2 砌体结构和构件，当按本章规定进行设计和质量控制时，尚应符合下列现行标准中与本规范规定不相抵触的其他要求：

- 1 《砌体结构设计规范》GB 50003；
- 2 《混凝土小型空心砌块建筑技术规程》JGJ/T 14；
- 3 《砖砌圆筒仓技术规范》CECS 08；
- 4 《砌体结构工程施工质量验收规范》GB 50203。

9.1.3 砌体结构的材料性能应符合下列现行国家标准的要求：

- 1 《烧结普通砖》GB 5101；
- 2 《烧结多孔砖和多孔砌块》GB 13544；
- 3 《普通混凝土小型砌块》GB/T 8239；
- 4 《轻集料混凝土小型空心砌块》GB/T 15229；
- 5 《通用硅酸盐水泥》GB 175；
- 6 《建设用砂》GB/T 14684。

9.1.4 砌体结构房屋应按表 3.1.4 确定其抗震设计类别，并符

合相应的抗震设计要求。

9.1.5 不同抗震设计类别的砌体结构房屋的总高度和层数应符合下列要求：

1 一般情况下，房屋的层数和总高度不应超过表 9.1.5 的规定。

表 9.1.5 房屋的层数和总高度限值（m）

房屋结构类别		最小抗震 墙厚度 (mm)	抗震设计类别					
			A 类		B 类		C 类	
			高度	层数	高度	层数	高度	层数
多层砌体 结构房屋	普通砖	240	21	7	21	7	18	6
	多孔砖	240	21	7	18	6	18	6
	多孔砖	190	21	7	15	5	15	5
	小砌块	190	21	7	18	6	18	6
底部框架-抗 震墙砌体 结构房屋	普通砖	240	22	7	19	6	16	5
	多孔砖							
	多孔砖	190	22	7	16	5	13	4
	小砌块	190	22	7	19	6	16	5

- 注：1 房屋的总高度指室外地面到主要屋面板板顶或檐口的高度，半地下室从地下室室内地面算起，全地下室和嵌固条件好的半地下室应允许从室外地面算起；对带阁楼的坡屋面应算到山尖墙的 1/2 高度处。
- 2 室内外高差大于 0.6m 时，房屋总高度应允许比表中的数据适当增加，但增加量应少于 1.0m。
- 3 建筑使用功能为Ⅲ类时，多层砌体房屋层数应减少一层且总高度应降低 3m；不应采用底部框架-抗震墙砌体房屋。
- 4 本表小砌块砌体房屋不包括配筋混凝土小型空心砌块砌体房屋。

2 横墙较少的多层砌体房屋，总高度应比表 9.1.5 的规定降低 3m，层数相应减少一层；各层横墙很少的多层砌体房屋，还应再减少一层。

注：横墙较少是指同一楼层内开间大于 4.2m 的房间占该层总面积的 40%以上；其中，开间不大于 4.2m 的房间占该层总面积不到 20%且开间大于 4.8m 的房间占该层总面积的 50%以上为横墙很少。

3 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的房屋，当砌体的抗剪强度仅达到普通黏土砖砌体的 70％时，房屋的层数应比普通砖房减少一层，总高度应减少 3m；当砌体的抗剪强度达到普通黏土砖砌体的取值时，房屋层数和总高度的要求同普通砖房屋。

9.1.6 多层砌体承重房屋的层高，不应超过 3.6m。底部框架-抗震墙砌体房屋的底部，层高不应超过 4.5m；当底层采用约束砌体抗震墙时，底层的层高不应超过 4.2m。

注：当使用功能确有需要时，采用约束砌体等加强措施的普通砖房屋，层高不应超过 3.9m。

9.1.7 多层砌体房屋总高度与总宽度的最大比值，宜符合表 9.1.7 的要求。

表 9.1.7 砌体房屋最大高宽比

抗震设计类别	A 类	B 类	C 类
结构高宽比	2.5	2.5	2.0

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

9.1.8 砌体结构房屋抗震横墙间距，不应超过表 9.1.8 的要求。

表 9.1.8 砌体结构房屋抗震横墙间距（m）

房屋结构类别		抗震设计类别		
		A 类	B 类	C 类
多层砌体结构房屋	现浇和装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖	15	15	11
	装配式钢筋混凝土楼、屋盖	11	11	9
底部框架-抗震墙砌体结构房屋	上部各层	同多层砌体房屋		
	底层或底部两层	18	15	11

注：1 多层砌体房屋的顶层，采用表中所列屋盖时最大横墙间距应允许适当放宽，但应采取相应加强措施。
2 多孔砖抗震横墙厚度为 190mm 时，最大横墙间距应比表中数值减少 3m。

9.1.9 多层砌体房屋中砌体墙段的局部尺寸限值，应符合表 9.1.9 的要求。

表 9.1.9 砌体结构房屋局部尺寸限值 (m)

部位	抗震设计类别	
	A 类和 B 类	C 类
承重窗间墙最小宽度	1.0	1.2
承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.2
非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0
内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.5
无锚固女儿墙（非出入口处）的最大高度	0.5	0.5

注：1 局部尺寸不足时，应采取局部加强措施弥补，且最小宽度不宜小于 1/4 层高和表列数据的 80%。

2 出入口处的女儿墙应有锚固。

9.1.10 多层砌体房屋的结构体系，应符合下列要求：

1 应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。不应采用砌体墙和混凝土墙混合承重结构体系。

2 纵横向砌体抗震墙的布置应符合下列要求：

- 1) 宜均匀对称，沿平面内宜对齐，沿竖向应上下连续；且纵横向墙体的数量不宜相差过大；
- 2) 平面轮廓凹凸尺寸，不应超过典型尺寸的 50%；当超过典型尺寸的 25%时，房屋转角处应采取加强措施；
- 3) 楼板局部大洞口的尺寸不宜超过楼板宽度的 30%，且不应在墙体两侧同时开洞；
- 4) 房屋错层的楼板高差超过 500mm 时，应按两层计算；错层部位的墙体应采取加强措施；
- 5) 同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀；墙面洞口的面积，抗震设计类别为 A、B 类时不宜大于墙面总面积的 55%，C 类时不宜大于 50%；
- 6) 在房屋宽度方向的中部应设置内纵墙，其累计长度不宜少

于房屋总长度的 60% (高宽比大于 4 的墙段不计入)。

3 房屋有下列情况之一时宜设置防震缝, 缝两侧均应设置墙体, 缝宽可采用 70~100mm, 防震缝下的基础可不断开:

- 1) 房屋立面高差在 6m 以上;
- 2) 房屋有错层, 且楼板高差大于层高的 1/4;
- 3) 各部分结构刚度、质量截然不同。
- 4 楼梯间不宜设置在房屋的尽端或转角处。

5 烟道、风道、垃圾道等不应削弱墙体; 当墙体被削弱时, 应对墙体采取加强措施; 不宜采用无竖向配筋的附墙烟囱及出屋面的烟囱。

6 横墙较少、跨度较大的房屋, 宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖, 否则应有保证其整体性的抗震构造措施。

7 不应采用无可靠锚固的钢筋混凝土预制挑檐。

8 不应在房屋转角处设置转角窗。

9.1.11 底部框架-抗震墙砌体房屋的结构布置, 应符合下列要求:

1 上部的砌体墙体与底部的框架梁或抗震墙, 除楼梯间附近的个别墙段外均应对齐。

2 房屋的底部, 应沿纵横两方向设置一定数量的抗震墙, 并应均匀对称布置。抗震设计类别为 A 类且总层数不超过四层的底层框架-抗震墙砌体房屋, 应允许采用嵌砌于框架之间的约束普通砖砌体或小砌块砌体抗震墙, 但应计入砌体墙对框架的附加轴力和附加剪力并进行底层的抗震验算, 且同一方向不应同时采用钢筋混凝土抗震墙和约束砌体抗震墙; 其余情况, C 类时应采用钢筋混凝土抗震墙, A 类、B 类时应采用钢筋混凝土抗震墙或配筋小砌块砌体抗震墙。

3 底层框架-抗震墙砌体房屋的纵横两个方向, 第二层与底层侧向刚度的比值, A、B 类时不应大于 2.5, C 类时不应大于 2.0, 且均不应小于 1.0。

4 底部两层框架-抗震墙砌体房屋的纵横两个方向, 底层与

底部第二层侧向刚度应接近，第三层计入构造柱影响的侧向刚度与底部第二层侧向刚度的比值，A、B类时不应大于2.0，C类时不应大于1.5，且均不应小于1.0。

5 底部框架-抗震墙砌体房屋的抗震墙应设置条形基础、筏式基础等整体性好的基础。

9.1.12 底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土结构部分，除应符合本章规定外，尚应符合第8章的有关要求。

9.1.13 砌体结构的材料强度等级应符合下列要求：

1 黏土砖的强度等级不应低于MU10。砖墙配置水平钢筋时，砂浆强度等级不应低于M7.5；未配置水平钢筋时，砂浆强度等级不应低于M5。

2 小砌块的强度等级不应低于MU7.5。小砌块砌体的砂浆强度等级不应低于M7.5。

3 现浇钢筋混凝土构造柱、芯柱和圈梁（简称为构造柱、芯柱和圈梁）的混凝土强度等级不应低于C20。构造柱、芯柱和圈梁中的钢筋应采用HRB335、HRBF335和HPB300级钢筋，也可采用HRB400级钢筋。

9.2 计算要点

9.2.1 多层砌体房屋、底部框架-抗震墙砌体房屋的抗震计算，可采用底部剪力法，并应按本节规定调整地震作用效应。

9.2.2 对砌体房屋，可只选择从属面积较大或竖向应力较小的墙段进行截面抗震承载力验算。

9.2.3 进行地震剪力分配和截面验算时，砌体墙段的层间等效侧向刚度应按下列原则确定：

1 刚度的计算应计及高宽比的影响。高宽比小于1时，可只计算剪切变形；高宽比不大于4且不小于1时，应同时计算弯曲和剪切变形；高宽比大于4时，等效侧向刚度取0。

注：墙段的高宽比指层高与墙长之比，对门窗洞边的小墙段指洞净高与洞侧墙宽之比。

2 墙段宜按门窗洞口划分；对设置构造柱的小开口墙段按毛墙面计算的刚度，可根据开洞率乘以表 9.2.3 的墙段洞口影响系数。

表 9.2.3 墙段洞口影响系数

开洞率	0.10	0.20	0.30
影响系数	0.98	0.94	0.88

- 注：1 开洞率为洞口水平截面积与墙段水平毛截面积之比，相邻洞口之间净宽小于 500mm 的墙段视为洞口。
- 2 洞口中线偏离墙段中线大于墙段长度的 1/4，表中影响系数值折减 0.9；门洞的洞顶高度大于层高 80% 时，表中数据不适用；窗洞高度大于 50% 层高时，按门洞对待。

9.2.4 底部框架-抗震墙砌体房屋的地震作用效应，应按下列规定调整：

- 1 对底层框架-抗震墙砌体房屋，底层的纵向和横向地震剪力设计值均应乘以增大系数，其值应允许在 1.2~1.5 范围内选用，第二层与底层侧向刚度比大者应取大值。
- 2 对底部两层框架-抗震墙砌体房屋，底层和第二层的纵向和横向地震剪力设计值亦均应乘以增大系数，其值应允许在 1.2~1.5 范围内选用，第三层与第二层侧向刚度比大者应取大值。
- 3 底层或底部两层的纵向和横向地震剪力设计值应全部由该方向的抗震墙承担，并按各抗震墙侧向刚度比例分配。

9.2.5 底部框架-抗震墙砌体房屋中，底部框架的地震作用效应宜采用下列方法确定：

- 1 底部框架柱的地震剪力和轴向力，宜按下列规定调整：
- 1) 框架柱承担的地震剪力设计值，可按各抗侧力构件有效侧向刚度比例分配确定；有效侧向刚度的取值，框架不折减；混凝土墙或配筋混凝土小砌块砌体墙可乘以折减系数 0.30；约束普通砖砌体或小砌块砌体抗震墙可乘以折减系数 0.20。
- 2) 框架柱的轴力应计入地震倾覆力矩引起的附加轴力，上

部砖房可视为刚体，底部各轴线承受的地震倾覆力矩，可近似按底部抗震墙和框架的有效侧向刚度的比例分配确定。

3) 当抗震墙之间楼盖长宽比大于 2.5 时，框架柱各轴线承担的地震剪力和轴向力，尚应计入楼盖平面内变形的影响。

2 底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土托墙梁计算地震组合内力时，应采用合适的计算简图。若考虑上部墙体与托墙梁的组合作用，应计入地震时墙体开裂对组合作用的不利影响，可调整有关的弯矩系数、轴力系数等计算参数。

9.2.6 各类砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值，应按下式确定：

$$f_{vE} = \zeta_N f_v \tag{9.2.6}$$

式中： f_{vE} ——砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值；
 f_v ——非抗震设计的砌体抗剪强度设计值；
 ζ_N ——砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数，应按表 9.2.6 采用。

表 9.2.6 砌体强度的正应力影响系数

砌体 类别	σ_0/f_v							
	0.0	1.0	3.0	5.0	7.0	10.0	12.0	≥ 16
普通砖、多孔砖	0.8	0.99	1.25	1.47	1.65	1.90	2.05	—
小砌块	—	1.23	1.69	2.15	2.57	3.02	3.32	3.92

注： σ_0 为对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力。

9.2.7 普通砖、多孔砖墙体的截面抗震受剪承载力，应按下列规定验算：

1 一般情况下，应按下式验算：

$$V \leq f_{vE} A / \gamma_{RE} \tag{9.2.7-1}$$

式中： V ——墙体剪力设计值；
 f_{vE} ——砖砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值；

A ——墙体横截面面积，多孔砖取毛截面面积；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，承重墙按第 6.5.3 条的规定采用，非承重墙按 0.75 采用。

2 采用水平配筋的墙体，应按下式验算：

$$V \leqslant (f_{vE}A + \zeta_s f_{yh} A_{sh}) / \gamma_{RE} \quad (9.2.7-2)$$

式中： f_{yh} ——水平钢筋抗拉强度设计值；

A_{sh} ——层间墙体竖向截面的总水平钢筋总截面面积，其配筋率应不小于 0.07% 且不大于 0.17%；

ζ_s ——钢筋参与工作系数，可按表 9.2.7 采用。

表 9.2.7 钢筋参与工作系数

墙体高宽比	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
ζ_s	0.10	0.12	0.14	0.15	0.12

3 当按式 (9.2.7-1)、式 (9.2.7-2) 验算不满足要求时，可计入基本均匀设置于墙段中部、截面不小于 240mm×240mm (墙厚 190mm 时为 240mm×190mm) 且间距不大于 4m 的构造柱对受剪承载力的提高作用，按下列简化方法验算：

$$V \leqslant [\eta_c f_{vE} (A - A_c) + \zeta_c f_t A_c + 0.08 f_{yc} A_{sc} + \zeta_s f_{yh} A_{sh}] / \gamma_{RE} \quad (9.2.7-3)$$

式中： A_c ——中部构造柱的横截面总面积 (对横墙和内纵墙， $A_c > 0.15A$ 时，取 0.15A；对外纵墙， $A_c > 0.25A$ 时，取 0.25A)；

f_t ——中部构造柱的混凝土轴心抗拉强度设计值；

A_{sc} ——中部构造柱的纵向钢筋截面总面积 (配筋率不小于 0.6%，大于 1.4% 时取 1.4%)；

f_{yh} 、 f_{yc} ——分别为墙体水平钢筋、构造柱钢筋抗拉强度设计值；

ζ_c ——中部构造柱参与工作系数；居中设一根时取 0.5，多于一根时取 0.4；

η_c ——墙体约束修正系数；一般情况取 1.0，构造柱间距

不大于 3.0m 时取 1.1;

A_{sh} ——层间墙体竖向截面的总水平钢筋面积, 无水平钢筋时取 0。

9.2.8 小砌块墙体的截面抗震受剪承载力, 应按下式验算:

$$V \leq [f_{vE}A + (0.3f_tA_c + 0.05f_yA_s)\zeta_c]/\gamma_{RE} \quad (9.2.8)$$

式中: f_t ——芯柱混凝土轴心抗拉强度设计值;

A_c ——芯柱截面总面积;

A_s ——芯柱钢筋截面总面积;

f_y ——芯柱钢筋抗拉强度设计值;

ζ_c ——芯柱参与工作系数, 可按表 9.2.8 采用。

注: 当同时设置芯柱和构造柱时, 构造柱截面可作为芯柱截面, 构造柱钢筋可作为芯柱钢筋。

表 9.2.8 芯柱参与工作系数

填孔率 ρ	$\rho < 0.15$	$0.15 \leq \rho < 0.25$	$0.25 \leq \rho < 0.5$	$\rho \geq 0.5$
ζ_c	0.0	1.0	1.10	1.15

注: 填孔率指芯柱根数 (含构造柱和填实孔洞数量) 与孔洞总数之比。

9.2.9 底层框架-抗震墙砌体房屋中嵌砌于框架之间的普通砖或小砌块的砌体墙, 当符合第 9.5.4 条、9.5.5 条的构造要求时, 其抗震验算应符合下列规定:

1 底层框架柱的轴向力和剪力, 应计入砖墙或小砌块墙引起的附加轴向力和附加剪力, 其值可按下列公式确定:

$$N_f = V_w H_f / l \quad (9.2.9-1)$$

$$V_f = V_w \quad (9.2.9-2)$$

式中: V_w ——墙体承担的剪力设计值, 柱两侧有墙时可取二者的较大值;

N_f ——框架柱的附加轴压力设计值;

V_f ——框架柱的附加剪力设计值;

H_f 、 l ——分别为框架的层高和跨度。

2 嵌砌于框架之间的普通砖墙或小砌块墙及两端框架柱,

其抗震受剪承载力应按下式验算：

$$V \leq [\Sigma(M_{yc}^u + M_{yc}^l)/H_0]/\gamma_{REc} + \Sigma(f_{vE}A^{w0})/\gamma_{REw} \quad (9.2.9-3)$$

式中：V——嵌砌普通砖墙或小砌块墙及两端框架柱剪力设计值；

A_{w0} ——砖墙或小砌块墙水平截面的计算面积，无洞口时取实际截面的 1.25 倍，有洞口时取截面净面积，但不计入宽度小于洞口高度 1/4 的墙肢截面面积；

M_{yc}^u 、 M_{yc}^l ——分别为底层框架柱上下端的正截面受弯承载力设计值，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 非抗震设计的有关公式取等号计算；

H_0 ——底层框架柱的计算高度，两侧均有砖墙时取柱净高的 2/3，其余情况取柱净高；

γ_{REc} ——底层框架柱承载力抗震调整系数，可采用 0.8；

γ_{REw} ——嵌砌普通砖墙或小砌块墙承载力抗震调整系数，可采用 0.9。

9.3 多层砖砌体房屋抗震构造措施

9.3.1 各类多层砖砌体房屋，应按下列要求设置现浇钢筋混凝土构造柱（以下简称构造柱）：

1 构造柱设置部位，一般情况下应符合表 9.3.1 的要求。

2 外廊式和单面走廊式的多层房屋，应根据房屋增加一层的层数，按表 9.3.1 的要求设置构造柱，且单面走廊两侧的纵墙均应按外墙处理。

3 横墙较少的房屋，应根据房屋增加一层的层数，按表 9.3.1 的要求设置构造柱。当横墙较少的房屋为外廊式或单面走廊式时，应按本条第 2 款要求设置构造柱；但抗震设计类别为 A 类不超过四层、B 类不超过三层、C 类不超过二层时，应按增加二层的层数对待。

4 各层横墙很少的房屋，应按增加二层的层数设置构造柱。

5 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖的砌体房屋，当砌体的抗剪强度仅达到普通黏土砖砌体的 70% 时，应根据增加一层的层数按本条 1~4 款要求设置构造柱；但抗震设计类别为 A 类不超过四层、B 类不超过三层、C 类不超过二层时，应按增加二层的层数对待。

表 9.3.1 多层砖砌体房屋构造柱设置要求

抗震设计类别	A 类	B 类	C 类	设置部位	
房屋层数	四、五	三、四	二、三	楼、电梯间四角，楼梯斜梯段上下端对应的墙体处；外墙四角和对应转角；错层部位横墙与外纵墙交接处；大房间内外墙交接处；较大洞口两侧	隔 12m 或单元横墙与外纵墙交接处；楼梯间对应的另一侧内横墙与外纵墙交接处
	六	五	四		隔开间横墙（轴线）与外墙交接处；山墙与内纵墙交接处
	七	≥六	≥五		内墙（轴线）与外墙交接处；内墙的局部较小墙垛处；内纵墙与横墙（轴线）交接处

注：较大洞口是指宽度不小于 2.1m 的洞口；大房间是指开间不小于 3.9m 的房间。

9.3.2 多层砖砌体房屋的构造柱应符合下列要求：

1 构造柱最小截面可采用 180mm×240mm（墙厚 190mm 时为 180mm×190 mm），纵向钢筋宜采用 4φ12，箍筋间距不宜大于 250mm，且在柱上下端应适当加密；抗震设计类别为 A、B 类超过六层，C 类超过五层时，构造柱纵向钢筋宜采用 4φ14，箍筋间距不应大于 200mm；房屋四角的构造柱可适当加大截面及配筋。

2 构造柱与墙连接处应砌成马牙槎，并应沿墙高每隔 500mm 设 2φ6 水平钢筋和 φ4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网

片或 $\phi 4$ 点焊钢筋网片，每边伸入墙内不宜小于 1m。抗震设计类别为 A、B 类时底部 1/3 楼层，C 类时底部 1/2 楼层，上述拉结钢筋网片应沿墙体水平通长设置。

3 构造柱与圈梁连接处，构造柱的纵筋应在圈梁纵筋内侧穿过，保证构造柱纵筋上下贯通。

4 构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下 500mm，或与埋深小于 500mm 的基础圈梁相连。

5 房屋高度和层数接近本规范表 9.1.5 的限值时，纵、横墙内构造柱间距尚应符合下列要求：

- 1) 横墙内的构造柱间距不宜大于层高的 2 倍；下部 1/3 楼层的构造柱间距适当减小，但不再连通的构造柱纵筋应在圈梁内有可靠锚固。
- 2) 当外纵墙开间大于 3.9m 时，应另设加强措施。内纵墙的构造柱间距不宜大于 4.2m。

9.3.3 多层砖砌体房屋的现浇钢筋混凝土圈梁设置应符合下列要求：

1 装配式钢筋混凝土楼、屋盖的砖房，应按表 9.3.3 的要求设置圈梁；纵墙承重时，抗震横墙上的圈梁间距应比表内要求适当加密。

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

表 9.3.3 多层砖砌体房屋现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙类	抗震设计类别	
	A、B 类	C 类
外墙和内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	屋盖处及每层楼盖处；屋盖处间距不应大于 4.5m；楼盖处间距不应大于 7.2m；构造柱对应部位	屋盖处及每层楼盖处；各层所有横墙，且间距不应大于 4.5m；构造柱对应部位

9.3.4 多层砖砌体房屋现浇钢筋混凝土圈梁的构造应符合下列要求：

- 1** 圈梁应闭合，遇有洞口圈梁应上下搭接。圈梁宜与预制板设在同一标高处或圈梁紧靠板底。
- 2** 圈梁在第 9.3.3 条要求的间距内无横墙时，应利用梁或板缝中配筋替代圈梁。
- 3** 圈梁的截面高度不应小于 120mm，配筋应符合表 9.3.4 的要求；按第 9.3.3 条第 1 款要求增设的基础圈梁，截面高度不应小于 180mm，配筋不应少于 4 ϕ 12。

表 9.3.4 多层砖砌体房屋圈梁配筋要求

配 筋	抗震设计类别	
	A、B 类	C 类
最小纵筋	4 ϕ 10	4 ϕ 12
最大箍筋间距（mm）	250	200

9.3.5 多层砖砌体房屋的楼、屋盖应符合下列要求：

- 1** 现浇钢筋混凝土楼板或屋面板伸进纵、横墙内的长度，均不应小于 120mm。
- 2** 装配式钢筋混凝土楼板或屋面板，当圈梁未设在板的同一标高时，板端伸进外墙的长度不应小于 120mm，伸进内墙的长度不应小于 100mm 或采用硬架支模连接，在梁上不应小于 80mm 或采用硬架支模连接。
- 3** 当板的跨度大于 4.8m 并与外墙平行时，靠外墙的预制板侧边应与墙或圈梁拉结。
- 4** 房屋端部大房间的楼盖，抗震设计类别为 A 类时房屋的屋盖和 B、C 类时房屋的楼、屋盖，当圈梁设在板底时，钢筋混凝土预制板应相互拉结，并应与梁、墙或圈梁拉结。

9.3.6 楼、屋盖的钢筋混凝土梁或屋架应与墙、柱（包括构造柱）或圈梁可靠连接；不得采用独立砖柱。跨度不小于 6m 大梁的支承构件应采用组合砌体等加强措施，并满足承载力要求。

9.3.7 抗震设计类别为 A、B 类时长度大于 7.2m 的大房间，及 C 类时外墙转角及内外墙交接处，应沿墙高每隔 500mm 配置 2 ϕ 6 的通长钢筋和 ϕ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 ϕ 4 点焊钢筋网片。

9.3.8 楼梯间应符合下列要求：

1 顶层楼梯间墙体应沿墙高每隔 500mm 设 2 ϕ 6 通长钢筋和 ϕ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 ϕ 4 点焊钢筋网片；抗震设计类别为 B 类和 C 类时其他各层楼梯间墙体应在休息平台或楼层半高处设置 60mm 厚、纵向钢筋不应少于 2 ϕ 10 的钢筋混凝土带或配筋砖带，配筋砖带不少于 3 皮，每皮的配筋不少于 2 ϕ 6，砂浆强度等级不应低于 M7.5 且不低于同层墙体的砂浆强度等级。

2 楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁支承长度不应小于 500mm，并应与圈梁连接。

3 装配式楼梯段应与平台板的梁可靠连接，设计类别为 C 类时不应采用装配式楼梯段；不应采用墙中悬挑式踏步或踏步竖肋插入墙体的楼梯，不应采用无筋砖砌栏板。

4 突出屋顶的楼、电梯间，构造柱应伸到顶部，并与顶部圈梁连接，所有墙体应沿墙高每隔 500mm 设 2 ϕ 6 通长钢筋和 ϕ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 ϕ 4 点焊钢筋网片。

9.3.9 坡屋顶房屋的屋架应与顶层圈梁可靠连接，檩条或屋面板应与墙及屋架可靠连接，房屋出入口处的檐口瓦应与屋面构件锚固。采用硬山搁檩时，顶层内纵墙顶宜增砌支承山墙的踏步式墙垛，并设置构造柱。

9.3.10 门窗洞处不应采用砖过梁；过梁支承长度不应小于 240mm。

9.3.11 预制阳台，A 类和 B 类应与圈梁和楼板的现浇板带可靠连接，设计类别为 C 类时不应采用预制阳台。

9.3.12 后砌的非承重砌体隔墙，烟道、风道、垃圾道等应符合第 12.3 节的有关规定。

9.3.13 同一结构单元的基础（或桩承台），宜采用同一类型的

基础，底面宜埋置在同一标高上，否则应增设基础圈梁并应按 1：2 的台阶逐步放坡。

9.3.14 建筑使用功能为Ⅱ类的多层砖砌体房屋，当横墙较少且总高度接近或达到表 9.1.5 规定的限值时，应采取下列加强措施：

- 1 房屋的最大开间尺寸不宜大于 6.6m。
- 2 同一结构单元内横墙错位数量不宜超过横墙总数的 1/3，且连续错位不宜多于两道；错位的墙体交接处均应增设构造柱，且楼、屋面板应采用现浇钢筋混凝土板。
- 3 横墙和内纵墙上洞口的宽度不宜大于 1.5m；外纵墙上洞口的宽度不宜大于 2.1m 或开间尺寸的一半；且内外墙上洞口位置不应影响内外纵墙与横墙的整体连接。
- 4 所有纵、横墙均应在楼、屋盖标高处设置加强的现浇钢筋混凝土圈梁：圈梁的截面高度不宜小于 150mm，上下纵筋各不应少于 3 ϕ 10，箍筋不小于 ϕ 6，间距不大于 300mm。
- 5 所有纵、横墙交接处及横墙的中部，均应增设满足下列要求的构造柱：在纵、横墙内的柱距不宜大于 3.0m，最小截面尺寸不宜小于 240mm×240mm（墙厚 190mm 时为 240mm×190mm），配筋宜符合表 9.3.14 的要求。

表 9.3.14 增设构造柱的纵筋和箍筋设置要求

位置	纵向钢筋			箍筋		
	最大配筋率 (%)	最小配筋率 (%)	最小直径 (mm)	加密区范围 (mm)	加密区间距 (mm)	最小直径 (mm)
角柱	1.8	0.8	14	全高	100	6
边柱			14	上端 700		
中柱	1.4	0.6	12	下端 500		

- 6 同一结构单元的楼、屋面板应设置在同一标高处。
- 7 房屋底层和顶层的窗台标高处，宜设置沿纵、横墙通长的水平现浇钢筋混凝土带；其截面高度不小于 60mm，宽度不小于 240mm，纵向钢筋不少于 2 ϕ 10，横向分布筋的直径不小于 ϕ 6

且其间距不大于 200mm。

9.4 多层砌块房屋抗震构造措施

9.4.1 多层小砌块房屋应按表 9.4.1 的要求设置钢筋混凝土芯柱，对外廊式和单面走廊式的多层房屋、横墙较少的房屋、各层横墙很少的房屋，尚应分别按第 9.3.1 条第 2、3、4 款关于增加层数的对应要求，按表 9.4.1 的要求设置芯柱。

表 9.4.1 多层小砌块房屋芯柱设置要求

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

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

9.4.2 多层小砌块房屋的芯柱，应符合下列构造要求：

- 1 小砌块房屋芯柱截面不宜小于 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ 。
- 2 芯柱混凝土强度等级，不应低于 Cb20。
- 3 芯柱的竖向插筋应贯通墙身且与圈梁连接；插筋不应小于 $1\phi 12$ ，设计类别为 A、B 类时超过五层，C 类时超过四层，插筋不应小于 $1\phi 14$ 。

4 芯柱应伸入室外地面下 500mm 或与埋深小于 500mm 的基础圈梁相连。

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

6 多层小砌块房屋墙体交接处或芯柱与墙体连接处应设置拉结钢筋网片，网片可采用直径 4mm 的钢筋点焊而成，沿墙高间距不大于 600mm ，并应沿墙体水平通长设置。设计类别为 A、B 类时底部 $1/3$ 楼层，C 类时底部 $1/2$ 楼层，上述拉结钢筋网片沿墙高间距不大于 400mm 。

9.4.3 小砌块房屋中替代芯柱的钢筋混凝土构造柱，应符合下列构造要求：

1 构造柱截面不宜小于 $190\text{mm} \times 190\text{mm}$ ，纵向钢筋宜采用 $4\phi 12$ ，箍筋间距不宜大于 250mm ，且在柱上下端宜适当加密；设计类别为 A、B 类时超过五层，C 类时超过四层，构造柱纵向钢筋宜采用 $4\phi 14$ ，箍筋间距不应大于 200mm ；外墙转角的构造柱可适当加大截面及配筋。

2 构造柱与砌块墙连接处应砌成马牙槎，与构造柱相邻的砌块孔洞，设计类别为 A 类时宜填实，B 类时应填实，C 类时应填实并插筋。构造柱与砌块墙之间沿墙高每隔 600mm 设置 $\phi 4$ 点焊拉结钢筋网片，并应沿墙体水平通长设置。设计类别 A、B 类时底部 $1/3$ 楼层，C 类时底部 $1/2$ 楼层，上述拉结钢筋网片沿墙高间距不大于 400mm 。

3 构造柱与圈梁连接处，构造柱的纵筋应穿过圈梁，保证构造柱纵筋上下贯通。

4 构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下 500mm，或与埋深小于 500mm 的基础圈梁相连。

9.4.4 多层小砌块房屋的现浇钢筋混凝土圈梁的设置应按第 9.3.3 条多层砖砌体房屋圈梁的要求执行，圈梁宽度不应小于 190mm，配筋不应少于 4 ϕ 12，箍筋间距不应大于 200mm。

9.4.5 多层小砌块房屋的层数，设计类别为 A 类时超过五层、B 类时超过四层、C 类时超过三层，在底层和顶层的窗台标高处，沿纵、横墙应设置通长的水平现浇钢筋混凝土带；其截面高度不小于 60mm，纵筋不少于 2 ϕ 10，并应有分布拉结钢筋；其混凝土强度等级不应低于 C20。水平现浇混凝土带亦可采用槽形砌块替代模板，其纵筋和拉结钢筋不变。

9.4.6 使用功能为 II 类的多层小砌块房屋，当横墙较少且总高度和层数接近或达到本规范表 9.1.5 规定的限值时，应符合本规范第 9.3.14 条的相关要求；其中，墙体中部的构造柱可采用芯柱替代，芯柱的灌孔数量不应少于 2 孔，每孔插筋的直径不应小于 18mm。

9.4.7 小砌块房屋的其他抗震构造措施，应符合本规范第 9.3 节的有关要求。其中，墙体的拉结钢筋网片间距应符合本节的相应规定，分别取 600mm 和 400mm。

9.5 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施

9.5.1 底部框架-抗震墙砌体房屋的上部墙体应设置钢筋混凝土构造柱或芯柱，并应符合下列要求：

1 钢筋混凝土构造柱、芯柱的设置部位，应按本规范第 9.3.1 条、9.4.1 条的规定设置。过渡层尚应在底部框架柱对应的位置处设置构造柱。

2 构造柱、芯柱的构造，除应符合下列要求外，尚应符合第 9.3.2 条、9.4.2 条、9.4.3 条的规定：

1) 砖砌体墙中构造柱截面不宜小于 240mm $\times$ 240mm（墙厚 190mm 时为 240mm $\times$ 190mm）；

2) 构造柱的纵向钢筋不宜少于 $4\phi 14$, 箍筋间距不宜大于 200mm; 芯柱每孔插筋不应小于 $1\phi 14$, 芯柱之间应每隔 400mm 设 $\phi 4$ 焊接钢筋网片。

3 构造柱、芯柱应与每层圈梁连接, 或与现浇楼板可靠拉接。

9.5.2 过渡层墙体的构造, 应符合下列要求:

1 上部砌体墙的中心线宜与底部的框架梁、抗震墙的中心线相重合; 构造柱或芯柱宜与框架柱上下贯通。

2 过渡层应在底部框架柱、混凝土墙或约束砌体墙的构造柱所对应处设置构造柱或芯柱; 墙体中的构造柱间距不宜大于层高; 芯柱除按表 9.4.1 设置外, 最大间距不宜大于 1m。

3 过渡层构造柱的纵向钢筋设计类别为 A、B 类时不宜少于 $4\phi 16$, C 类时不宜少于 $4\phi 18$ 。过渡层芯柱的纵向钢筋, 设计类别为 A、B 类时不宜少于每孔 $1\phi 16$, C 类时不宜少于每孔 $1\phi 18$ 。一般情况下, 纵向钢筋应锚入下部的框架柱或混凝土墙内; 当纵向钢筋锚固在托墙梁内时, 托墙梁的相应位置应加强。

4 过渡层的砌体墙在窗台标高处, 应设置沿纵、横墙通长的水平现浇钢筋混凝土带; 其截面高度不小于 60mm, 宽度不小于墙厚, 纵向钢筋不少于 $2\phi 10$, 横向分布筋的直径不小于 6mm 且其间距不大于 200mm。此外, 砖砌体墙在相邻构造柱间的墙体, 应沿墙高每隔 360mm 设置 $2\phi 6$ 通长水平钢筋和 $\phi 4$ 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 $\phi 4$ 点焊钢筋网片, 并锚入构造柱内; 小砌块砌体墙芯柱之间沿墙高应每隔 400mm 设置 $\phi 4$ 通长水平点焊钢筋网片。

5 过渡层的砌体墙, 凡宽度不小于 1.2m 的门洞和 2.1m 的窗洞, 洞口两侧宜增设截面不小于 $120\text{mm} \times 240\text{mm}$ (墙厚 190mm 时为 $120\text{mm} \times 190\text{mm}$) 的构造柱或单孔芯柱。

6 当过渡层的砌体抗震墙与底部框架梁、墙体不对齐时, 应在底部框架内设置托墙转换梁, 并且过渡层砖墙或砌块墙应采取比本条第 4 款更高的加强措施。

9.5.3 底部框架-抗震墙砌体房屋的底部采用钢筋混凝土墙时，其截面和构造应符合下列要求：

1 墙体周边应设置梁（或暗梁）和边框柱（或框架柱）组成的边框；边框梁的截面宽度不宜小于墙板厚度的 1.5 倍，截面高度不宜小于墙板厚度的 2.5 倍；边框柱的截面高度不宜小于墙板厚度的 2 倍。

2 墙板的厚度不宜小于 160mm，且不应小于墙板净高的 1/20；墙体宜开设洞口形成若干墙段，各墙段的高宽比不宜小于 2。

3 墙体的竖向和横向分布钢筋的配筋率均不应小于 0.30%，并应采用双排布置；双排分布钢筋间拉筋的间距不应大于 600mm，直径不应小于 6mm。

4 墙体的边缘构件可按第 8.8 节中关于一般部位的规定设置。

9.5.4 当设计类别为 A 类的底层框架-抗震墙砖房的底层采用约束砖砌体墙时，其构造应符合下列要求：

1 砖墙厚不应小于 240mm，砌筑砂浆强度等级不应低于 M10，应先砌墙后浇框架。

2 沿框架柱每隔 300mm 配置 2 ϕ 8 水平钢筋和 ϕ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片，并沿砖墙水平通长设置；在墙体半高处尚应设置与框架柱相连的钢筋混凝土水平系梁。

3 墙长大于 4m 时和洞口两侧，应在墙内增设钢筋混凝土构造柱。

9.5.5 当抗震设计类别为 A 类的底层框架-抗震墙砌块房屋的底层采用约束小砌块砌体墙时，其构造应符合下列要求：

1 墙厚不应小于 190mm，砌筑砂浆强度等级不应低于 Mb10，应先砌墙后浇框架。

2 沿框架柱每隔 400mm 配置 2 ϕ 8 水平钢筋和 ϕ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片，并沿砌块墙水平通长设置；在墙体半高处尚应设置与框架柱相连的钢筋混凝土水平系梁，系梁截面

不应小于 $190\text{mm} \times 190\text{mm}$ ，纵筋不应小于 $4\phi 12$ ，箍筋直径不应小于 $\phi 6$ ，间距不应大于 200mm 。

3 墙体在门、窗洞口两侧应设置芯柱，墙长大于 4m 时，应在墙内增设芯柱，芯柱应符合第 9.4.2 条的有关规定；其余位置，宜采用钢筋混凝土构造柱替代芯柱，钢筋混凝土构造柱应符合第 9.4.3 条的有关规定。

9.5.6 底部框架-抗震墙砌体房屋的框架柱应符合下列要求：

1 柱的截面不应小于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，圆柱直径不应小于 450mm 。

2 柱的轴压比，设计类别为 A 类时不宜大于 0.85，B 类时不宜大于 0.75，C 类时不宜大于 0.65。

3 柱的纵向钢筋最小总配筋率，当钢筋的强度标准值低于 400MPa 时，中柱在设计类别为 A、B 类时不应小于 0.9%，C 类时不应小于 1.1%；边柱、角柱和混凝土抗震墙端柱在设计类别为 A、B 类时不应小于 1.0%，C 类时不应小于 1.2%。

4 柱的箍筋直径设计类别为 A、B 类时不应小于 8mm ，C 类时不应小于 10mm ，并应全高加密箍筋，间距不大于 100mm 。

5 柱的最上端和最下端组合的弯矩设计值应乘以增大系数，设计类别为 A、B 类时取 1.15，C 类时取 1.25。

9.5.7 底部框架-抗震墙砌体房屋的楼盖应符合下列要求：

1 过渡层的底板应采用现浇钢筋混凝土板，板厚不应小于 120mm ；并应少开洞、开小洞，当洞口尺寸大于 800mm 时，洞口周边应设置边梁。

2 其他楼层，采用装配式钢筋混凝土楼板时均应设现浇圈梁；采用现浇钢筋混凝土楼板时应允许不另设圈梁，但楼板沿抗震墙体周边均应加强配筋并应与相应的构造柱可靠连接。

9.5.8 底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土托墙梁，其截面和构造应符合下列要求：

1 梁的截面宽度不应小于 300mm ，梁的截面高度不应小于跨度的 $1/10$ 。

2 箍筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；梁端在 1.5 倍梁高且不小于 $1/5$ 梁净跨范围内，以及上部墙体的洞口处和洞口两侧各 500mm 且不小于梁高的范围内，箍筋间距不应大于 100mm。

3 沿梁高应设腰筋，数量不应少于 $2\phi 14$ ，间距不应大于 200mm。

4 梁的纵向受力钢筋和腰筋应按受拉钢筋的要求锚固在柱内，且支座上部的纵向钢筋在柱内的锚固长度应符合钢筋混凝土框支梁的有关要求。

9.5.9 底部框架-抗震墙砌体房屋的材料强度等级，应符合下列要求：

1 框架柱、混凝土墙和托墙梁的混凝土强度等级，不应低于 C30。

2 过渡层砌体块材的强度等级不应低于 MU10，砖砌体砌筑砂浆的强度等级不应低于 M10，砌块砌体砌筑砂浆的强度等级不应低于 Mb10。

9.5.10 底部框架-抗震墙砌体房屋的其他抗震构造措施，应符合第 9.3 节、第 9.4 节和第 8.8 节的有关要求。

10 空旷房屋和大跨屋盖建筑

10.1 单层空旷房屋

(I) 一般规定

10.1.1 本节适用于较空旷的单层大厅和附属房屋组成的公共建筑，设计时其抗震设计类别的选取应符合本规范表 3.1.4 的规定。

10.1.2 单层空旷房屋除应满足本规范有关同类使用功能结构的规定外，尚应满足《建筑结构抗震设计规范》GB 50011 对此类结构的要求。

10.1.3 大厅、前厅、舞台之间，不宜设防震缝分开；大厅与两侧附属房屋之间可不设防震缝。但不设缝时应加强连接。

10.1.4 单层空旷房屋大厅屋盖的承重结构，在下列情况下不应采用砖柱：

1 使用功能类别不低于Ⅲ类的大厅。

2 7 度 (0.15g)、8 度时的大厅。

3 大厅内设有挑台。

4 7 度 (0.10g) 时，大厅跨度大于 12m 或柱顶高度大于 6m。

5 6 度时，大厅跨度大于 15m 或柱顶高度大于 8m。

10.1.5 单层空旷房屋大厅屋盖的承重结构，除第 10.1.4 条规定者外，可在大厅纵墙屋架支点下增设钢筋混凝土-砖组合壁柱，不得采用无筋砖壁柱。

10.1.6 前厅结构布置应加强横向的侧向刚度，大门处壁柱和前厅内独立柱应采用钢筋混凝土柱。

10.1.7 前厅与大厅、大厅与舞台连接处的横墙，应加强侧向刚

度，设置一定数量的钢筋混凝土抗震墙。

(II) 计 算 要 点

10.1.8 单层空旷房屋的抗震计算，可将房屋划分为前厅、舞台、大厅和附属房屋等若干独立结构，按第 6 章底部剪力法执行，但应计及相互影响。

10.1.9 大厅的纵向水平地震作用标准值，可按下式计算：

$$F_{Ek} = 2.5CG_{eq} \quad (10.1.9)$$

式中： F_{Ek} ——大厅一侧纵墙或柱列的纵向水平地震作用标准值；
 G_{eq} ——等效重力荷载代表值，包括大厅屋盖和毗连附属房屋屋盖各一半的自重和 50% 雪荷载标准值，及一侧纵墙或柱列的折算自重；

C ——根据表 6.1.3 进行取值。

10.1.10 大厅的横向抗震计算，应符合下列原则：

1 两侧无附属房屋的大厅，有挑台部分和无挑台部分可各取一个典型开间计算；符合第 10 章规定时，尚可计及空间工作。

2 两侧有附属房屋时，应根据附属房屋的结构类型，选择适当的计算方法。

10.1.11 8 度时，高大山墙的壁柱应进行平面外的截面抗震验算。

(III) 抗震构造措施

10.1.12 大厅的屋盖构造，应根据其设计基本地震加速度分别符合第 3 章及相应章节对抗震设计类别要求的规定。

10.1.13 大厅的钢筋混凝土柱和组合砖柱应符合下列要求：

1 组合砖柱纵向钢筋的上端应锚入屋架底部的钢筋混凝土圈梁内。组合砖柱的纵向钢筋，除按计算确定外，6 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 7 度 (0.10g) Ⅰ、Ⅱ类场地每侧不应少于 4 ϕ 14；7 度 (0.10g) Ⅲ、Ⅳ类场地每侧不应少于 4 ϕ 16。

2 组合砖柱纵向钢筋的上端应锚入屋架底部的钢筋混凝土圈梁内。组合砖柱的纵向钢筋,除按计算确定外,抗震设计类别 A、B 类时,每侧不应少于 $4\phi 14$,C 类时,每侧不应少于 $4\phi 16$,D 类时,每侧不应少于 $4\phi 18$ 。

3 钢筋混凝土柱应框架柱设计,设计类别 A、B 类时抗震等级按照二级,C、D 类时抗震等级按照一级,其配筋量应按计算确定。

10.1.14 前厅与大厅、大厅与舞台间轴线上横墙,应符合下列要求:

1 应在横墙两端、纵向梁支点及大洞口两侧设置钢筋混凝土框架柱或构造柱。

2 嵌砌在框架柱间的横墙应有部分设计钢筋混凝土抗震墙,设计类别 A、B 类时抗震等级按照二级,设计类别 C、D 类时抗震等级按照一级。

3 舞台口的柱和梁应采用钢筋混凝土结构,舞台口大梁上承重砌体墙应设置间距不大于 4m 的立柱和间距不大于 3m 的圈梁,立柱、圈梁的截面尺寸、配筋及与周围砌体的拉结应符合多层砌体房屋的要求。

10.1.15 大厅柱(墙)顶标高处应设置现浇圈梁,并宜沿墙高每隔 3m 左右增设一道圈梁。梯形屋架端部高度大于 900mm 时还应在上弦标高处增设一道圈梁。设计类别 A、B 类时,圈梁的截面高度不宜小于 180mm,宽度宜与墙厚相同,纵筋不应少于 $4\phi 12$,箍筋间距不宜大于 200mm;设计类别 C、D 类时,圈梁的截面高度不宜小于 200mm,宽度宜与墙厚相同,纵筋不应少于 $4\phi 14$,箍筋间距不宜大于 180mm。

10.1.16 大厅与两侧附属房屋间不设防震缝时,应在同一标高处设置封闭圈梁并在交接处拉通,抗震设计类别 A、B 类时,墙体交接处应沿墙高每隔 100mm 在水平灰缝内设置拉结钢筋网片,且每边伸入墙内不宜小于 1m;设计类别 C、D 类时,墙体交接处应沿墙高每隔 80mm 在水平灰缝内设置拉结钢筋网片,

且每边伸入墙内不宜小于 1.2m。

10.1.17 悬挑式挑台应有可靠的锚固和防止倾覆的措施。

10.1.18 山墙应沿屋面设置钢筋混凝土卧梁，并应与屋盖构件锚拉；山墙应设置钢筋混凝土柱或组合柱，其截面和配筋分别不宜小于排架柱或纵墙组合柱，并应通到山墙的顶端与卧梁连接。

10.1.19 舞台后墙、大厅与前厅交接处的高大山墙，应利用工作平台或楼层作为水平支撑。

10.2 大跨屋盖建筑

(I) 一般规定

10.2.1 本节适用于采用拱、平面桁架、立体桁架、网架、网壳、张弦梁、弦支穹顶等基本形式及其组合而成的大跨度钢屋盖建筑。

采用非常用形式以及跨度大于 120m、结构单元长度大于 300m 或悬挑长度大于 40m 的大跨钢屋盖建筑的抗震设计，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

10.2.2 屋盖及其支承结构的选型和布置，应符合下列各项要求：

- 1** 应能将屋盖的地震作用有效地传递到下部支承结构。
- 2** 应具有合理的刚度和承载力分布，屋盖及其支承的布置宜均匀对称。
- 3** 宜优先采用两个水平方向刚度均衡的空间传力体系。
- 4** 结构布置宜避免因局部削弱或突变形形成薄弱部位，产生过大的内力、变形集中。对于可能出现的薄弱部位，应采取措施提高其抗震能力。
- 5** 宜采用轻型屋面系统。
- 6** 下部支承结构应合理布置，避免使屋盖产生过大的地震扭转效应。

10.2.3 屋盖体系的结构布置, 尚应分别符合下列要求:

1 单向传力体系的结构布置, 应符合下列规定:

- 1) 主结构(桁架、拱、张弦梁)间应设置可靠的支撑, 保证垂直于主结构方向的水平地震作用的有效传递。
- 2) 当桁架支座采用下弦节点支承时, 应在支座间设置纵向桁架或采取其他可靠措施, 防止桁架在支座处发生平面外扭转。

2 空间传力体系的结构布置, 应符合下列规定:

- 1) 平面形状为矩形且三边支承一边开口的结构, 其开口边应加强, 保证足够的刚度。
- 2) 两向正交正放网架、双向张弦梁, 应沿周边支座设置封闭的水平支撑。
- 3) 单层网壳应采用刚接节点。

注: 单向传力体系指平面拱、单向平面桁架、单向立体桁架、单向张弦梁等结构形式; 空间传力体系指网架、网壳、双向立体桁架、双向张弦梁和弦支穹顶等结构形式。

10.2.4 当屋盖分区域采用不同的结构形式时, 交界区域的杆件和节点应加强; 也可设置防震缝, 缝宽不宜小于 150mm。

10.2.5 屋面围护系统、吊顶及悬吊物等非结构构件应与结构可靠连接, 其抗震措施应符合第 12 章的有关规定。

(II) 计 算 要 点

10.2.6 下列屋盖结构可不进行地震作用计算, 但应符合本节有关的抗震措施要求:

1 抗震设计类别为 A、B 类时, 矢跨比小于 $1/5$ 的单向平面桁架和单向立体桁架结构可不进行沿桁架的水平向以及竖向地震作用计算。

2 抗震设计类别为 A、B 类时, 网架结构可不进行地震作用计算。

10.2.7 屋盖结构抗震分析的计算模型, 应符合下列要求:

1 应合理确定计算模型,屋盖与主要支承部位的连接假定应与构造相符。

2 计算模型应计入屋盖结构与下部结构的协同作用。

3 单向传力体系支撑构件的地震作用,宜按屋盖结构整体模型计算。

4 张弦梁和弦支穹顶的地震作用计算模型,宜计入几何刚度的影响。

10.2.8 屋盖钢结构和下部支承结构协同分析时,阻尼比应符合下列规定:

1 当下部支承结构为钢结构或屋盖直接支承在地面时,阻尼比可取 0.02。

2 当下部支承结构为混凝土结构时,阻尼比可取 0.025~0.035。

10.2.9 屋盖结构的水平地震作用计算,应符合下列要求:

1 对于单向传力体系,可取主结构方向和垂直主结构方向分别计算水平地震作用。

2 对于空间传力体系,应至少取两个主轴方向同时计算水平地震作用;对于有两个以上主轴或质量、刚度明显不对称的屋盖结构,应增加水平地震作用的计算方向。

10.2.10 一般情况,屋盖结构的多遇地震作用计算可采用振型分解反应谱法;体型复杂或跨度较大的结构,也可采用多向地震反应谱法或时程分析法进行补充计算。对于周边支承或周边支承和多点支承相结合且规则的网架、平面桁架和立体桁架结构,其竖向地震作用可按第 6.4.2 条的规定进行简化计算。

10.2.11 屋盖结构构件的地震作用效应的组合应符合下列要求:

1 单向传力体系,主结构构件的验算可取主结构方向的水平地震效应和竖向地震效应的组合,主结构间支撑构件的验算可仅计入垂直于主结构方向的水平地震效应。

2 一般结构,应进行三向地震作用效应的组合。

10.2.12 大跨屋盖结构在重力荷载代表值和多遇竖向地震作用

标准值下的组合挠度值不宜超过表 10. 2. 12 的限值。

表 10. 2. 12 大跨屋盖结构的挠度限值

结构体系	屋盖结构（短向跨度 l_1 ）	悬挑结构（悬挑跨度 l_2 ）
平面桁架、立体桁架、网架、张弦梁	$l_1/250$	$l_2/125$
拱、单层网壳	$l_1/400$	—
双层网壳、弦支穹顶	$l_1/300$	$l_2/150$

10. 2. 13 屋盖构件截面抗震验算除应符合第 6. 4 节的有关规定外，尚应符合下列要求：

1 关键杆件的地震组合内力设计值应乘以增大系数；其取值，抗震设计类别为 B、C、D 类时宜分别按 1. 1、1. 15、1. 2 采用。

2 关键节点的地震作用效应组合设计值应乘以增大系数；其取值，抗震设计类别为 B、C、D 类时宜分别按 1. 15、1. 2、1. 25 采用。

3 预张拉结构中的拉索，在多遇地震作用下应不出现松弛。

注：对于空间传力体系，关键杆件指临支座杆件，即：临支座 2 个区（网）格内的弦、腹杆；临支座 1/10 跨度范围内的弦、腹杆，两者取较小的范围。对于单向传力体系，关键杆件指与支座直接相邻节间的弦杆和腹杆。关键节点为与关键杆件连接的节点。

（Ⅲ） 抗震构造措施

10. 2. 14 屋盖钢杆件的长细比，应符合表 10. 2. 14 的规定。

表 10. 2. 14 钢杆件的长细比限值

杆件类型	受拉	受压	压弯	拉弯
一般杆件	250	180	150	250
关键杆件	200	150（120）	150（120）	200

注：1 括号内数值用于抗震设计类别 C、D 类时。

2 表列数据不适用于拉索等柔性构件。

10.2.15 屋盖构件节点的抗震构造，应符合下列要求：

1 采用节点板连接各杆件时，节点板的厚度不宜小于连接杆件最大壁厚的 1.2（1.4）倍。

2 采用相贯节点时，应将内力较大方向的杆件直通。直通杆件的壁厚不应小于焊于其上各杆件的壁厚。

3 采用焊接球节点时，球体的壁厚不应小于相连杆件最大壁厚的 1.3（1.5）倍。

4 杆件宜相交于节点中心。

注：括号内数值用于抗震设计类别 C、D 类时。

10.2.16 支座的抗震构造应符合下列要求：

1 应具有足够的强度和刚度，在荷载作用下不应先于杆件和其他节点破坏，也不得产生不可忽略的变形。支座节点构造形式应传力可靠、连接简单，并符合计算假定。

2 对于水平可滑动的支座，应保证屋盖在罕遇地震下的滑移不超出支承面，并应采取限位措施。

3 抗震设计类别为 C、D 类时，多遇地震下只承受竖向压力的支座，宜采用拉压型构造。

10.2.17 屋盖结构采用隔震及减震支座时，其性能参数、耐久性及相关构造应符合第 11 章的有关规定。

11 隔震和消能减震设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于设置隔震层以隔离水平地震动的房屋隔震设计,以及设置消能部件吸收与消耗地震能量的房屋消能减震设计。

采用隔震和消能减震设计的建筑结构,应符合第 3.7.1 条的规定,其抗震设防目标应符合第 3.7.2 条的规定。

隔震设计主要指在房屋基础与上部结构之间设置具有整体复位功能的隔震层,以减少输入上部结构的水平地震作用,从而达到预期使用功能要求。

消能减震设计指在房屋结构中设置消能器,通过消能器的相对变形或相对速度提供附加阻尼,以消耗输入结构的地震能量,从而达到预期使用功能要求。

注:隔震房屋的隔震层宜置于房屋首层底部、地下室底部或地下室顶部;隔震层也可设置在底部或下部结构与上部结构之间,但此时本规范介绍的设计方法不再适用,应做专门研究;隔震层除采用叠层橡胶隔震支座外,在有专门研究的基础上也可采用其他隔震方案。但本规范主要介绍叠层橡胶隔震支座隔震方案。

11.1.2 建筑结构隔震设计和消能减震设计确定设计方案时,除应符合第 3.3.1 条的规定外,尚应与采用抗震设计的方案进行对比,确保使用功能的实现。

11.1.3 建筑结构采用隔震设计时应符合下列各项要求:

1 隔震房屋的上部结构、隔震层、下部结构和基础应依本章规定分别采用不同的抗震设计类别。

隔震房屋上部结构和隔震层的抗震设计类别由等效设计基本地震动 A_d 和房屋的建筑使用功能分类依第 3 章表 3.1.4 确定。

A_d 由下式计算, 当 A_d 小于 0.05 时, 取 0.05。

$$A_d = 1.1 \cdot \alpha(T_d, \zeta_d) \quad (11.1.3-1)$$

式中: A_d ——隔震房屋所在场址的设计基本地震动加速度;

ζ_d ——隔震房屋的隔震层在设防烈度的地震动作用下的有效阻尼比;

T_d ——隔震房屋在设防烈度 (或设计基本地震动) 作用下的基本周期, 依下式计算:

$$T_d = 2\pi [G/(K_d \cdot g)]^{0.5} \quad (11.1.3-2)$$

G ——隔震房屋上部结构重力荷载代表值;

K_d ——隔震层的有效刚度, 为隔震层中隔震支座、阻尼器和抗风装置等的水平有效刚度之和;

g ——重力加速度。

2 隔震房屋下部结构和基础的抗震设计类别仍由抗震设计基本地震动 A 和房屋的建筑使用功能分类依第 3 章表 3.1.4 确定。

3 结构高宽比宜小于 4, 且不应大于相关规范规程对非隔震结构的具体规定。变形特征接近剪切变形的结构, 最大高度应满足本规范非隔震结构的要求; 高宽比大于 4 或非隔震结构有相关规定的结构采用隔震设计时, 应进行专门研究。

4 建筑场地宜为 I、II、III 类, 并应选用稳定性较好的基础类型。

5 风荷载和其他非地震作用的水平荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。

6 隔震层应提供必要的竖向承载力、侧向刚度和阻尼; 穿过隔震层的设备配管、配线, 应采用柔性连接或其他有效措施以适应隔震层的罕遇地震水平位移。

11.1.4 消能减震设计可用于钢、钢筋混凝土、砌体、钢-混凝土混合等结构类型的房屋。

消能部件应对结构提供足够的附加阻尼, 尚应根据其结构类型分别符合本规范相应章节的设计要求。

11.1.5 隔震和消能减震设计时, 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的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 设计文件上应注明对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。

11.1.6 建筑结构的隔震和消能减震主要用于抗震性能设计，设计时尚应符合《叠层橡胶支座隔震技术规程》CECS 126 和《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 的与本规范不相抵触的规定。

11.1.7 隔震房屋应进行如下两个水准的抗震验算：

1 设防烈度的地震动作用下的抗震验算，包括本规范规定进行的构件强度验算以及本章规定的隔震层水平恢复力特性验算和支座的竖向静承载力验算。

2 罕遇地震作用下的抗震验算，包括上部结构的层间位移验算、抗倾覆验算以及隔震支座的水平变形和稳定性验算。

11.1.8 隔震房屋的试验验证按以下要求进行：

建筑使用功能分类为Ⅳ类和Ⅲ类的隔震房屋、结构复杂具有平立面不规则性的隔震房屋以及超出本章规定适用范围的隔震房屋，宜进行结构模型的地震模拟振动台试验并宜在房屋上设置强震观测台阵。

11.2 房屋隔震设计要点

11.2.1 隔震设计应根据预期的竖向承载力、与使用功能相应的水平向减震系数和位移控制要求，选择适当的隔震装置、抗风装置或复位装置组成结构的隔震层。

隔震支座应进行竖向承载力的验算和罕遇地震下水平位移的验算。

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；8度（0.20g）时其竖向地震作用标准值，应不小于隔震层以上结构总重力荷载代表值的20%。

11.2.2 建筑结构隔震设计的计算分析，应符合下列规定：

1 基底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量 m_b ；对变形特征为剪切型的结构可采用剪切模型（图 11.2.2）；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心不重合（但在布置隔震支座时，应该尽可能让两者重合）时，应计入扭转效应的影响。隔震层顶部的梁板结构，应作为其上部结构的一部分进行计算和设计。非基底隔震体系计算简图需增加相应的下部结构部分。

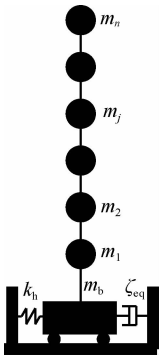


图 11.2.2 基底隔震结构计算简图

2 一般情况下，宜采用时程分析法进行计算；输入地震动记录的反应谱特性和数量，应符合第 6.1.2 条的规定，计算结果宜取其包络值；当处于发震断层 10km 以内时，输入地震动应考虑近场影响系数，5km 以内宜取 1.5，5km 以外可取不小于 1.25。

3 砌体结构及基本周期与其相当的结构可按附录 H 简化计算。

11.2.3 隔震层橡胶隔震支座应符合下列要求：

1 橡胶隔震支座在重力荷载代表值的竖向压应力不应超过表 11.2.3 的规定。

表 11.2.3 橡胶隔震支座压应力限值

使用功能类别	Ⅳ类	Ⅲ类	Ⅱ类
压应力限值 (MPa)	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 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（即有效直径与橡胶层总厚度之比）小于 5.0 时应降低压应力限值；小于 5 不小于 4 时降低 20%；小于 4 不小于 3 时降低 40%。
- 4 外径小于 300 mm 的橡胶支座，Ⅱ类使用功能建筑的压应力限值为 10MPa。

2 隔震支座在表 11.2.3 所列的压应力下的极限水平变位,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。

3 在经历相应设计基准期的耐久试验后,隔震支座刚度、阻尼特性变化不超过初期值的 $\pm 20\%$;徐变量不超过支座内部橡胶总厚度的 5%。

11.2.4 隔震层的布置、竖向承载力、侧向刚度和阻尼应符合下列规定:

1 隔震层宜设置在结构的底部或下部,其橡胶隔震支座应设置在受力较大的位置,间距不宜过大,其规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求通过计算确定。隔震层在罕遇地震下应保持稳定,不宜出现不可恢复的变形;结构的高宽比必须保证橡胶支座在罕遇地震的水平和竖向地震同时作用下,其拉应力不大于 1MPa。

2 隔震层的水平等效刚度和等效黏滞阻尼比可按下列公式计算:

$$K_h = \sum_j K_j \quad (11.2.4-1)$$

$$\zeta_{eq} = \sum_j K_j \zeta_j / K_h \quad (11.2.4-2)$$

式中: ζ_{eq} ——隔震层等效黏滞阻尼比;

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黏滞阻尼比,设置阻尼装置时,应包含相应阻尼比;

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。

3 隔震支座由试验确定设计参数时,竖向荷载应保持表 11.2.3 的压应力限值;对水平向减震系数计算,应取剪切变形 100%的等效刚度和等效黏滞阻尼比;对罕遇地震验算,宜采用剪切变形 250%时的等效刚度和等效黏滞阻尼比,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黏滞阻尼

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。

11.2.5 对Ⅱ类使用功能建筑，隔震层以上结构的地震作用计算应符合下列规定：

1 对多层结构，水平地震作用沿高度可按重力荷载代表值分布。

2 隔震后水平地震作用计算的水平地震影响系数可按第 4.2.1 条确定。其中，水平地震影响系数最大值可按下式计算：

$$\alpha_{\max l} = \beta \alpha_{\max} / \psi \quad (11.2.5)$$

式中： $\alpha_{\max l}$ ——隔震后的水平地震影响系数最大值；

$\alpha_{\max}$ ——非隔震的水平地震影响系数最大值，按第 4.2.1 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应变为 100% 时的性能参数进行计算；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标准《橡胶支座 第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 确定。

3 隔震层以上结构的总水平地震作用不得低于非隔震结构在 6 度设防时的总水平地震作用，并应进行抗震验算；各楼层的水平地震剪力尚应符合第 6.5.1 条对本地区设防烈度的最小地震剪力系数的规定；

4 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，并按式 (6.4.1-2) 计算竖向地

震作用标准值沿高度的分布。

11.2.6 隔震支座的水平剪力应根据隔震层在罕遇地震下的水平剪力按各隔震支座的水平等效刚度分配；当按扭转耦联计算时，尚应计及隔震层的扭转刚度。

隔震支座对应于罕遇地震水平剪力的水平位移，应符合下列要求：

$$u_i \leq [u_i] \quad (11.2.6-1)$$

$$u_i = \eta_i u_c \quad (11.2.6-2)$$

式中： u_i ——罕遇地震作用下，第 i 个隔震支座考虑扭转的水平位移；

$[u_i]$ ——第 i 个隔震支座的水平位移限值；对橡胶隔震支座，不应超过该支座有效直径的 0.55 倍和支座内部橡胶总厚度 3.0 倍二者的较小值；

u_c ——罕遇地震下隔震层质心处或不考虑扭转的水平位移；

η_i ——第 i 个隔震支座的扭转影响系数，应取考虑扭转和不考虑扭转时 i 支座计算位移的比值；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心在两个主轴方向均无偏心时，边支座的扭转影响系数不应小于 1.15。

11.2.7 隔震结构的隔震措施，应符合下列规定：

1 隔震结构应采取不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的下列措施：

- 1) 上部结构的周边应设置竖向隔离缝，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。

2 使用功能Ⅱ类建筑隔震层以上结构的抗震措施，当水平向减震系数大于 0.40 时（设置阻尼器时为 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 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），可适当降低本规范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。此时，对砌体结构，可按附录 H 采取抗震构造措施。对使用功能为Ⅲ类及以上的建筑隔震层以上结构的抗震构造措施，不应低于非隔震时的有关要求。

注：与抵抗竖向地震作用有关的抗震措施，对钢筋混凝土结构，指墙、柱的轴压比规定；对砌体结构，指外墙尽端墙体的最小尺寸和圈梁的有关规定。

11.2.8 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，宜大于一般楼盖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，加密箍筋并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，锚固钢筋的锚固长度宜大于 20 倍锚固钢筋直径，且不应小于 250mm。

11.2.9 对于非基底隔震房屋隔震层以下的结构和基础，应符合下列要求：

1 隔震层支墩、支柱及相连构件，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，以保证使用功能目标的实现。

2 隔震层以下的结构（包括地下室和隔震塔楼下的底盘）中直接支承隔震层以上结构的相关构件，应满足嵌固的刚度比并使隔震后罕遇地震的抗震承载力满足使用功能要求。不同使用功能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 11.2.9 的要求。

3 隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理仍应按本地区抗震设防烈度进行，使用功能Ⅳ、Ⅲ类建筑的抗液化措施应按提高一个液化等级确定，直至全部消除液化沉陷。

表 11.2.9 不同使用功能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 $[\theta_p]$

下部结构类型	Ⅲ类	Ⅳ类
钢筋混凝土框架结构和钢结构	1/100	1/150
钢筋混凝土框架-抗震墙	1/200	1/300
钢筋混凝土抗震墙	1/250	1/375

11.3 房屋消能减震设计要点

11.3.1 消能减震设计时，应根据使用功能对罕遇地震时结构位移的控制要求，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。

- 注：1 速度相关型消能器指其抗力表达为速度函数的装置，主要是黏滞消能器和黏弹性消能器等。
- 2 位移相关型消能器指其抗力表达为位移函数的装置，主要是金属屈服消能器和摩擦消能器等。

11.3.2 消能部件可根据需要沿结构的两个主轴方向分别设置。消能部件宜设置在变形较大的位置，其数量和分布应通过综合分析合理确定，并有利于提高整个结构的消能减震能力，形成均匀

合理的受力体系。

11.3.3 消能减震设计的计算分析,应符合下列规定:

1 使用功能Ⅳ类的主体结构应基本处于弹性工作阶段时,可采用线性分析方法做简化估算,并根据结构的变形特征和高度等,按第 6.2 节和第 6.3 节的规定分别采用底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法。消能减震结构的地震影响系数根据消能减震结构的总阻尼比按第 4.2.2 条的规定采用。

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

消能减震结构的总阻尼比应为结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比的总和,当进行时程分析时需特别注意系统是非经典阻尼系统(也即阻尼矩阵是非正交的);设防地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算。

2 使用功能Ⅲ类的主体结构可进入弹塑性工作阶段,应根据主体结构体系特征,采用静力非线性分析方法或非线性时程分析方法。

在非线性分析中,除应注意第 1 款事项外,需要注意消能减震结构的恢复力、阻尼力模型应包括结构和消能部件的恢复力、阻尼力模型。

3 消能减震结构的层间弹塑性位移角限值,应符合预期的变形控制要求,应比非消能减震结构小。

11.3.4 当非时程分析进行消能减震结构计算时,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附加给结构的有效刚度应采用等效线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的有效阻尼比可按下列式估算:

$$\xi_a = \sum_j W_{cj} / (4\pi W_s) \quad (11.3.4-1)$$

式中: ξ_a ——消能减震结构的附加有效阻尼比;

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；

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：

$$W_s = 0.5 \sum_i F_i u_i \quad (11.3.4-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值；

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作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = (2\pi^2/T_1) C_j \cos^2 \theta_j \Delta u_j^2 \quad (11.3.4-3)$$

式中： T_1 ——消能减震结构的基本自振周期；

C_j ——第 j 个消能器的线性阻尼系数；

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 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，可按式估算：

$$W_{cj} = A_j \quad (11.3.4-4)$$

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。

6 消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25% 时，宜按 25% 计算。

当进行消能减震结构时程分析计算时，应直接考虑消能部件的抗力对运动方程的影响。

11.3.5 消能部件的设计参数,应符合下列规定:

1 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:

$$K_b \geq (6\pi/T_1)C_D \quad (11.3.5-1)$$

式中: K_b ——支承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。

2 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度应满足下式:

$$t \geq \Delta u / [\gamma] \quad (11.3.5-2)$$

式中: t ——黏弹性消能器的黏弹性材料的总厚度;

Δu ——沿消能器方向的最大可能的位移;

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变。

3 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宜符合下列要求:

$$\Delta u_{py} / \Delta u_{sy} \leq 2/3 \quad (11.3.5-3)$$

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} ——设置消能部件的结构层间屈服位移。

4 消能器的极限位移应不小于罕遇地震下消能器最大位移的 1.2 倍;对速度相关型消能器,消能器的极限速度应不小于地震作用下消能器最大速度的 1.2 倍,且消能器应满足在此极限速度下的承载力要求。

11.3.6 消能器的性能检验,应符合下列规定:

1 对黏滞流体消能器,由第三方进行抽样检验,其数量为同一工程、同一类型、同一规格数量的 20%,但不少于 2 个,检测合格率为 100%,检测后的消能器可用于主体结构;对其他类型消能器,抽检数量为同一类型、同一规格数量的 3%,当同一类型、同一规格的消能器数量较少时,可以在同一类型消能器中抽检总数量的 3%,但不应少于 2 个,检测合格率为 100%,检测后的消能器不能用于主体结构。

2 对速度相关型消能器,在消能器设计位移和设计速度幅

值下，以结构基本频率往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%；对位移相关型消能器，在消能器设计位移幅值下往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%，且不应有明显的低周疲劳现象。

11.3.7 结构采用消能减震设计时，消能部件的相关部位应符合下列要求：

1 消能器与支承构件的连接，应符合本规范和有关规程对相关构件连接的构造要求。

2 在消能器施加给主结构最大阻尼力作用下，消能器与主结构之间的连接部件应在弹性范围内工作。

3 与消能部件相连的结构构件设计时，应计入消能部件传递的附加内力。

11.3.8 当Ⅱ类使用功能结构采用消能减震时，如果消能减震结构的抗震性能明显提高，且需要考虑经济指标时，主体结构的抗震构造要求可适当降低。降低程度可根据消能减震结构地震影响系数与不设置消能减震装置结构的地震影响系数之比确定，最大降低程度应控制在 1 度以内。

12 建筑构件和建筑附属设备

12.1 一般规定

12.1.1 本章主要适用于固定在建筑结构上的建筑构件、附属设备及其支承连接件（以下统称为非结构构件）的抗震设计。非结构构件包括持久性的建筑非结构构件和支承于建筑结构的附属机电设备。已有专门技术标准规定的机电设备以及生命线枢纽建筑中机械、通信、电器设备和精密仪器的抗震设计要求不属本章内容范畴。

注：1 建筑非结构构件指建筑中除承重骨架体系以外的固定构件和部件，主要包括非承重墙体，附着于楼面和屋面结构的构件、装饰构件和部件、固定于楼面的大型储物架等。

2 建筑附属机电设备指为现代建筑使用功能服务的附属机械、电气构件、部件和系统，主要包括电梯、照明和应急电源、通信设备，管道系统，采暖和空气调节系统，烟火监测和消防系统，公用天线等。

12.1.2 非结构构件应根据所属建筑的抗震设计类别和地震破坏的后果及其对整个建筑结构影响的范围，采取不同的抗震措施，达到相应的性能化设计目标。非结构构件应满足以下抗震设计要求：

1 非结构构件的抗震设计类别应与其所在结构相同。

2 非结构构件应按重要性区别为重要非结构构件和一般非结构构件。

1) 出屋面女儿墙，非承重外墙，自承重砌体隔墙，幕墙，大型顶棚等长跨和悬臂构件，屋顶大型广告牌、商标和标志，危险和贵重物品储物架，大型储货架等建筑构件为重要非结构构件。

2) 大型屋顶天线，高位水箱，电梯和应急电源（含发电机、

冷却器、开关柜或配电盘)等设备为重要非结构构件。

3) 其他非结构构件为一般非结构构件。

3 非结构构件均应满足本章规定的抗震构造措施要求,重要非结构构件和抗震设计类别为 C 类(及以上)建筑的非结构构件宜进行设防地震动作用下的构件截面承载力验算。

12.1.3 当抗震要求不同的两个非结构构件连接在一起时,应按较高的要求进行抗震设计。其中一个非结构构件连接破坏时,应不致引起与之相连接的有较高要求的非结构构件失效。

12.2 基本计算要求

12.2.1 建筑结构抗震计算时,应按下列规定计入非结构构件的影响:

1 地震作用计算时,应计入支承于结构构件的建筑构件和建筑附属机电设备的重力。

2 对柔性连接的建筑构件,可不计入刚度;对嵌入抗侧力构件平面内的刚性建筑非结构构件,应计入其刚度影响,可采用周期调整等简化方法;一般情况下不应计入其抗震承载力,当有专门的构造措施时,尚可按有关规定计入其抗震承载力。

3 支撑非结构构件的结构构件,应将非结构构件地震作用效应作为附加作用对待,并满足连接件的锚固要求。

12.2.2 非结构构件的地震作用计算方法,应符合下列要求:

1 各构件和部件的地震力应施加于其重心,水平地震力应沿任一水平方向。

2 一般情况下,非结构构件自身重力产生的地震作用可采用等效侧力法计算;对支承于不同楼层或防震缝两侧的非结构构件,除自身重力外,尚应同时计及地震时支撑点之间相对位移产生的作用效应。

3 建筑附属设备(含支架)的体系自振周期大于 0.1s 且其重力超过所在楼层重力的 1%,或建筑附属设备的重力超过所在楼层重力的 10%时,宜进入整体结构模型的抗震设计,也可采

用系统动力分析法或楼面谱方法计算。其中，与楼盖非弹性连接的设备，可直接将设备与楼盖作为一个质点计入整个结构的分析中得到设备所受的地震作用。

12.2.3 非结构构件水平地震作用标准值的等效侧力法、楼层反应谱法或系统动力分析法分别按如下规定计算。

1 等效侧力法水平地震作用标准值的算式如下：

$$F_p = \alpha_p I_p \lambda_p k G_p (1 + 2z/h) \tag{12.2.3-1}$$

- 式中： F_p —— 作用于非结构构件重心处的水平地震作用标准值；
 α_p —— 构件放大系数，系数取值见表 12.2.3-1 和表 12.2.3-2；
 I_p —— 构件重要性系数，重要非结构构件取 1.5，一般非结构构件取 1.0；
 λ_p —— 构件反应修正系数，系数取值见表 12.2.3-1 和表 12.2.3-2；
 k —— 地震系数；
 G_p —— 非结构构件的重力，包括构件中储存的液体和物品的重力；
 z —— 非结构构件最高点距地面的高度（当构件位于或低于地面时， z 取 0）；
 h —— 非结构构件所在主体结构的顶部距地面的高度。

表 12.2.3-1 建筑构件的放大系数 α_p 和反应修正系数 λ_p

非结构构件	放大系数 α_p	反应修正系数 λ_p
自承重无筋砌体隔墙	1.0	1.0
其他自承重隔墙	1.0	0.5
非承重外墙（含玻璃幕墙）和连接件	1.0	0.5
连接系统的固定件	1.25	1.0
女儿墙和悬臂内墙（无支撑或支撑点在其质心以下）	2.5	0.5
女儿墙和悬臂内墙（支撑点在其质心以上）	1.0	0.5

表 12.2.3-1 (续)

非结构构件	放大系数 α_p	反应修正系数 λ_p
大型顶棚	1.0	0.5
危险和贵重物品储物架、大型储物架	1.0	0.5
大型悬臂构件（如雨篷、挑檐和装饰）	2.5	0.5
大型广告、商标和标志	2.5	0.5

表 12.2.3-2 机械和电气设备部件的放大系数 α_p 和反应修正系数 λ_p

机械和电气设备部件	放大系数 α_p	反应修正系数 λ_p
大型屋顶天线	2.5	0.5
管道系统变形能力高的部件和连接	1.0	0.3
管道系统变形能力有限的部件和连接	1.0	0.5
管道系统变形能力低的部件和连接	1.0	1.0
空调通风系统设备	1.0	0.5
电梯部件	1.0	0.5
应急电源设备	1.0	0.5
高位水箱	1.0	0.5
大型照明设备	1.0	1.0

2 楼层反应谱法计算水平地震作用标准值的算式如下：

$$F_p = I_p G_p \beta_s(\omega) A_f \quad (12.2.3-2)$$

式中： $\beta_s(\omega)$ ——以动力放大系数表示的楼层设计反应谱，可由设备所在楼层地震反应加速度时程计算；

A_f ——设备所在楼层的加速度反应峰值（以重力加速度 g 为单位），可由结构地震反应分析确定，或采用以下简化公式估计：

$$A_f = k \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right) \quad (12.2.3-3)$$

式中符号定义同式（12.2.3-1）。

在计算和使用由楼层地震反应加速度时程得出的楼层反应谱时，应考虑楼层地震反应和设备动力特性的不确定性。

3 系统动力分析法是将非结构构件作为所在结构体系的一部分进行整体分析，与所在结构固接的刚性非结构构件应计入其质量并考虑对结构体系的刚度影响；与所在结构弹性连接的非结构构件可简化为弹簧-质量体系。

12.2.4 非结构构件因支撑点相对水平位移产生的内力，可按该构件在位移方向的刚度乘以支撑点相对水平位移计算。

非结构构件在位移方向的刚度，应根据其端部的实际连接状态，分别采用刚接、铰接、弹性连接或滑动连接等简化的力学模型。

支承点水平相对位移可按下列公式计算。

1 同一结构上不同高度的两个支承点的相对位移可采用下列两式计算结果的较小者：

$$u_E = u_x - u_y \quad (12.2.4-1)$$

$$u_E = (X - Y) \frac{\Delta}{h} \quad (12.2.4-2)$$

式中： u_E ——支撑点水平相对位移；

u_x 、 u_y ——分别为结构标高 x 和 y 处的位移；

X 、 Y ——分别为上下支承点距地面高度；

Δ ——弹性层间位移限值，可由本规范规定的弹性位移角乘以层高确定；

h ——楼层层高。

2 分别位于两个结构上的支承点的相对位移可采用下列两式计算结果的较小者：

$$u_E = |u_{xA}| + |u_{yB}| \quad (12.2.4-3)$$

$$u_E = \frac{X_A \Delta_A}{h_A} + \frac{Y_B \Delta_B}{h_B} \quad (12.2.4-4)$$

式中： u_{xA} 、 u_{yB} ——分别为 A 建筑 x 标高处和 B 建筑物 y 标高处的位移；

X_A 、 Y_B ——分别为建筑 A 、 B 的非结构构件支承点距地面的高度；

Δ_A 、 Δ_B ——分别为建筑 A、B 的弹性层间位移限值；

h_A 、 h_B ——分别为建筑 A 和 B 的楼层层高。

12.2.5 非结构构件的抗震验算应满足以下要求，摩擦力不得作为抵抗地震作用的抗力；承载力抗震调整系数可采用 1.0。

1 建筑构件的内力组合设计值应取重力荷载效应、地震作用效应（含支承点相对位移引起的作用效应）和风荷载效应的组合，可采用极限状态表达式（6.5.3-1）进行截面承载力验算。

2 设备的抗震验算应符合以下规定：

- 1) 内力组合设计值除考虑重力荷载效应和地震作用效应外，容器类尚应计及设备运转时的温度、工作压力等产生的作用效应，幕墙需计算地震作用效应与风荷载效应的组合。
- 2) 可采用许用应力法进行构件强度验算，构件应力组合设计值不应大于材料许用应力。延性材料制造的机械设备，许用应力可取材料最小屈服强度的 90%，其连接螺栓的许用应力可取材料最小屈服强度的 70%；非延性材料制造的机械设备，许用应力可取材料最小抗拉强度的 25%。

12.2.6 以悬吊方式支承在结构上的非结构构件若不会发生地震破坏且不危及其他结构，可不进行地震作用计算；但这些构件的设计重力荷载应取工作荷载的 3 倍。

12.2.7 非结构构件的连接构件和锚固件的抗震计算应符合下列要求：

1 连接构件的地震作用应根据相关非结构构件的地震作用确定。当采用膨胀螺栓或浅埋（低变形能力）锚固件固定非结构构件时，构件地震作用应乘以放大系数 1.5。

2 埋入混凝土或砌体中的锚固件应能承受连接构件的最大地震作用。

12.3 建筑构件的抗震构造措施

12.3.1 建筑结构中, 设置连接幕墙、围护墙、隔墙、女儿墙、雨篷、商标、广告牌、顶棚支架、大型储物架等建筑非结构构件的预埋件、锚固件的部位, 应采取加强措施, 以承受建筑非结构构件传给主体结构的地震作用。

12.3.2 非承重墙体的材料、选型和布置, 应根据抗震设计类别、房屋高度、建筑体型、结构层间变形、墙体自身抗侧力性能的利用等因素, 经综合分析后确定, 并应符合下列要求:

1 非承重墙体宜采用轻质墙体材料或轻质墙板; 采用砌体墙时, 应采取减少措施减少对主体结构的不利影响, 并应设置拉结筋、水平系梁、圈梁、构造柱等与主体结构可靠拉结。

2 刚性非承重墙体的布置, 应避免使结构形成刚度和强度分布上的突变; 当围护墙非对称均匀布置时, 应考虑质量和刚度的差异对主体结构抗震不利的影响。

3 墙体与主体结构应有可靠的拉结, 应能适应主体结构不同方向的层间位移; 8 度时应具有满足节点转动引起的竖向变形的能力, 与悬挑构件连接时, 尚应具有满足节点转动引起的竖向变形的能力。

4 外挂式墙板与主体结构的连接应具有足够的延性、适当的转动能力以及适应主体结构不同方向层间变形的能力。

5 埋入式墙体应与主体混凝土结构或砌体结构中的钢筋相连接, 实现力的有效传递。

6 砌体女儿墙在人流出入口的通道处应与主体结构锚固; 非出入口无锚固的女儿墙高度, 不宜超过 0.5m。防震缝处应留有足够的宽度, 缝两侧的自由端应予以加强。

12.3.3 多层砌体结构中, 非承重墙体等建筑非结构构件应符合下列要求:

1 砌体结构中的后砌隔墙应沿墙高每隔 500~600mm 设置 2 ϕ 6 拉结钢筋与主体结构拉结, 拉结筋锚固长度不应小于

500mm；8 度时，长度大于 5m 的后砌隔墙，墙顶尚应与楼板或梁拉结，独立墙肢端部及大门洞边宜设钢筋混凝土构造柱。

2 烟道、风道、垃圾道等不应削弱墙体；当墙体被削弱时，应对墙体采取加强措施；不宜采用无竖向配筋的附墙烟囱或出屋面的烟囱。

3 不应采用无锚固的钢筋混凝土预制挑檐。

12.3.4 钢筋混凝土结构中的砌体填充墙应满足以下要求：

1 填充墙在平面和竖向的布置宜均匀对称，避免形成薄弱层或短柱。

2 填充墙的砌筑砂浆等级不应低于 M5，实心块体的强度等级不宜低于 MU2.5，空心块体的强度等级不宜低于 MU3.5；墙顶应以细石膨胀混凝土与梁黏结。

3 填充墙应沿框架柱全高每隔 500~600mm 设 2 ϕ 6 拉筋与框架柱拉结，拉筋深入墙内的长度不应小于墙长的 1/5 且不小于 700mm，6 度、7 度时宜沿墙全长贯通，8 度时应全长贯通。

4 墙长大于 5m 时，墙顶与梁宜有拉结；填充墙长度超过 8m 或层高 2 倍时宜设钢筋混凝土构造柱；墙高超过 4m 时宜在半高处设置与柱连接的钢筋混凝土水平系梁。系梁、构造柱截面边长不应小于墙厚，纵筋不少于 4 ϕ 12。

5 楼梯间和人流通道的填充墙，尚应采用钢丝网砂浆面层加强。

12.3.5 单层钢筋混凝土柱厂房的隔墙和围护墙宜采用轻质墙板或大型预制混凝土板；不宜采用砌体结构，采用砌体结构时应符合下列要求：

1 砌体围护墙应贴柱的外表面砌筑且与柱可靠拉结，外侧柱距为 12m 时应采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板。刚性围护墙沿纵向宜均匀对称布置，不宜一侧为外贴式，另一侧为嵌砌式或开敞式；不宜一侧采用砌体墙一侧采用轻质墙板。

2 不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙宜采用轻质墙板，厂房的高低跨封墙和悬墙不应砌筑在低跨屋盖上。

3 隔墙应与柱可靠拉结,隔墙系梁和构造柱的设置应满足第 12.3.5 条第 4 款的要求;砌体隔墙与柱顶宜脱开或柔性连接,并应采取的措施使墙体稳定,隔墙顶部应设现浇混凝土压顶梁。

4 砌体围护墙应设现浇钢筋混凝土圈梁和构造柱:

1) 圈梁沿高度按上密下疏的原则每 4m 设置一道,不等高厂房的高跨封墙和纵墙交界处的悬墙,圈梁的竖向间距不应大于 3m。

2) 梯形屋架上弦和柱顶标高处、山墙屋面标高处应设置圈梁,但屋架端部高度不大于 900mm 时可合并设置。

3) 山墙沿屋面应设钢筋混凝土卧梁,并应与屋架端部上弦标高处的圈梁连接。

4) 构造柱沿长度宜每 4 m 设置一根,排架柱处应设构造柱。

5 圈梁和构造柱应符合下列规定:

1) 圈梁应闭合,断面宽度宜与墙厚相同,截面高度不应小于 180mm,梁内纵筋,6~8 度时不应少于 4 ϕ 12。

2) 厂房转角处圈梁配筋宜适当加强,转角处柱顶圈梁在端开间范围内的纵筋,6~8 度时不宜少于 4 ϕ 14,转角两侧各 1m 范围内的箍筋直径不宜小于 ϕ 8,间距不宜大于 100mm;圈梁转角处应增设不少于三根且直径与纵筋相同的水平斜筋。

3) 圈梁、构造柱与排架柱、屋架或屋面板应可靠连接,山墙卧梁应与屋面板拉结;顶部圈梁与柱或屋架连接的锚拉直径不宜少于 4 ϕ 12,且锚固长度不宜少于 35 倍钢筋直径,防震缝处圈梁与柱或屋架的拉结宜加强。

4) 构造柱断面不应小于 240mm $\times$ 180mm,纵筋不应小于 4 ϕ 12。

6 空心砌块墙体可以灌孔芯柱代替构造柱,芯柱位置与本条对构造柱的要求相同,每处至少灌实 4 孔;芯柱断面不宜小于 120mm $\times$ 120mm,芯柱混凝土强度等级不应低于 C20,每孔插

筋不应小于 $1\phi 12$ 。

7 墙梁宜采用现浇，当采用预制墙梁时，梁底应与砖墙顶面牢固拉结并应与柱锚拉；厂房转角处相邻的墙梁，应相互可靠连接。

8 砖墙的基础，8度Ⅲ、Ⅳ类场地时，预制基础梁应采用现浇接头；当另设条形基础时，在柱基础顶面标高处应设置连续的现浇钢筋混凝土圈梁，其配筋不应少于 $4\phi 12$ 。

9 砌体女儿墙高度不宜大于 1m ，且应采取措施防止地震时倾倒。

12.3.6 钢结构厂房的围护墙，应符合下列要求：

1 厂房的围护墙，应优先采用轻型板材，预制钢筋混凝土墙板宜与柱柔性连接。

2 单层厂房的砌体围护墙应贴砌并与柱拉结，尚应采取措施使墙体不妨碍厂房柱列沿纵向的水平位移；8度时不应采用嵌砌式。

12.3.7 顶棚应符合下列规定：

1 采暖空调管道、防火喷淋设施和电线等应与悬吊顶棚分别支承。顶棚格架与管道间应采用柔性连接。

2 各类顶棚的构件与楼板的连接件，应能承受顶棚、悬挂重物及有关机电设施的自重和地震附加作用；其锚固的承载力应大于连接件的承载力。

12.3.8 悬挑雨篷或一端由柱支承的雨篷，应与主体结构可靠连接，支承柱不应采用独立砖柱。

12.3.9 大型储物架应与主体结构锚固，侧向及顶部宜有支撑构件与主体结构连接。

12.3.10 活动地板应符合下列规定：

1 地板支架应与楼板锚固，支柱之间应设斜撑。

2 活动地板应有防止地板上重要设备移位的锁定装置。

3 活动地板上的连接导线、电缆、光缆接头处应预留冗余长度，具有足够的变形能力。

12.3.11 玻璃幕墙的设计应符合下列规定：

1 玻璃幕墙应悬挂在主体结构上，斜玻璃幕墙可悬挂或支承在主体结构上，幕墙体系不应分担主体结构的地震作用。

2 玻璃幕墙的连接应符合下列规定：

1) 玻璃幕墙的立柱应尽可能直接与主体结构连接。当某些立柱与主体结构有较大距离而难以直接连接时，应在立柱与主体结构之间设置连接结构。

2) 玻璃幕墙与主体结构的连接应具有足够的延性和变形能力。

12.3.12 房屋出入口上部和临街的女儿墙应与主体结构锚固，防震缝处的女儿墙切断后应预留足够的缝宽并加强端部。

12.3.13 广告牌、标志和商标应与主体结构可靠连接，应设必要的支撑，使其具有足够的稳定性。

12.4 附属设备的抗震构造措施

12.4.1 隶属于建筑的电梯、照明和应急电源系统、烟火监测和消防系统、采暖和空气调节系统、通信系统、公用天线等与建筑结构的连接构件和部件的抗震措施，应根据抗震设计类别、房屋高度、结构类型和变形特征、附属设备所处的位置和运转要求等经综合分析后确定。

12.4.2 下列附属机电设备的支架可不考虑抗震设防要求：

1 重力不超过 1.8kN 的设备。

2 内径小于 25mm 的燃气管道和内径小于 60mm 的电气配管。

3 矩形截面面积小于 0.38m^2 和圆形直径小于 0.70m 的风管。

4 吊杆计算长度不超过 300mm 的吊杆悬挂管道。

12.4.3 建筑附属机电设备不应设置在可能导致其使用功能发生故障等二次灾害的部位；建筑附属机电设备的支架应具有足够的刚度和强度；其与建筑结构应有可靠的连接和锚固，应使设备在

遭遇设防烈度地震影响后能迅速恢复运转。

12.4.4 建筑附属机电设备的基座或连接件应能将设备承受的地震作用全部传递到建筑结构上。建筑结构中，用以固定建筑附属机电设备的预埋件、锚固件部位，应采取加强措施，以承受附属机电设备传给主体结构的地震作用。

12.4.5 设置于分离的主体结构之间的机电设施管线，应具有适当的变形能力，应能适应主体结构间的相对变形和动力作用。

12.4.6 有隔震的设备应在水平方向设置约束器或缓冲器，必要时可加设防止倾覆的竖向约束，防止设备和建筑结构发生谐振现象。宜在缓冲器、缓冲器和设备之间加设黏弹性材料减少冲击荷载。

12.4.7 采暖空调系统中重量超过 340N 的设备（如风扇、热交换器和加温器）应采用独立的支承。

12.4.8 电缆、通风管和设备的洞口设置，应减少对主要承重结构构件的削弱；洞口边缘应有补强措施。给排水和煤气管道不宜采用大直径柔性管道；应采取措施防止管道与其他部件发生碰撞，管道宜采用具有变形能力的支承。管道和设备与建筑结构的连接，应能允许二者间有一定的相对变位。

12.4.9 机械设备的锚固不应采用摩擦锚，膨胀螺栓不应用于额定功率在 7.45kW 以上的未隔震机械设备的锚固。

12.4.10 电气设备的锚固不应采用摩擦锚；蓄电池四周应设约束结构，约束结构与电瓶间应加柔性填充物。重要电气设备尚应符合下列规定：

1 电气设备部件应采取措施防止与其他部件发生碰撞。

2 干式变压器的内部线圈应牢固固定在变压器外壳内的支承结构上。

3 开关柜或配电盘中的可滑出部件应有锁定装置。

12.4.11 梯机箱和平衡重块的顶部和底部应有制动装置，电梯应有地震时停止运行的控制系统。

12.4.12 高位水箱应与主体结构可靠连接；且应计及水箱及所

含水量对建筑结构产生的地震作用效果。

12.4.13 在设防地震下需要连续工作的附属设备，宜设置在建筑结构地震反应较小的部位；相关部位的结构构件应采取相应的加强措施。

附录 A 山东省设计地震加速度及 设计地震分组表

表 A.1

地区	抗震设防烈度	设计基本加速度	罕遇地震加速度
郯城 ¹ , 临沭 ¹ , 莒南 ¹ , 莒县 ¹ , 沂水 ¹ , 安丘 ¹ , 阳谷 ¹ , 临沂 ¹ (河东)、鄆城 ¹ 、东明 ¹ 、潍坊 ² (奎文、潍城、坊子), 莘县 ¹	8	0.20	0.40
临沂 ¹ (兰山、河东), 青州 ¹ , 临朐 ¹ , 菏泽 ¹ , 聊城 ¹ , 昌乐 ² , 昌邑 ² , 诸城 ² , 五莲 ² , 长岛 ² , 蓬莱 ² , 龙口 ² , 枣庄 ² (台儿庄), 淄博 ² (临淄), 寿光 ² , 苍山 ² , 沂南 ² , 潍坊 ² (寒亭)	7	0.15	0.30
烟台 ¹ (莱山、芝罘、牟平), 烟台 ² (福山), 威海 ¹ , 文登 ¹ , 高唐 ¹ , 茌平 ¹ , 定陶 ¹ , 成武 ¹ , 枣庄 ² (薛城、市中、峄城、山亭), 淄博 ² (张店、淄川、周村), 淄博 ³ (博山), 平原 ² , 东阿 ² , 平阴 ² , 梁山 ² , 郓城 ² , 巨野 ² , 曹县 ² , 广饶 ² , 博兴 ² , 高青 ² , 桓台 ² , 蒙阴 ² , 费县 ² , 微山 ² , 禹城 ² , 冠县 ² , 单县 ² , 夏津 ² , 莱芜 ² (莱城、钢城), 东营 ³ (东营、河口), 日照 ³ (东港、岚山), 沂源 ³ , 招远 ³ , 新泰 ³ , 栖霞 ³ , 莱州 ³ , 平度 ³ , 高密 ³ , 垦利 ³ , 滨州 ³ , 平邑 ³ , 宁阳 ² , 汶上 ³ , 泗水 ³ , 曲阜 ² , 兗州 ² , 邹城 ² , 滕州 ³ , 德州 ² , 临邑 ³ , 陵县 ³ , 邹平 ³ , 临清 ³ , 泰安 ³ , 齐河 ³ , 荣成 ¹ , 青岛 ³ (市南、市北、四方、黄岛、崂山、城阳、李沧)	7	0.10	0.20

表 A.1 (续)

地区	抗震设防烈度	设计基本加速度	罕遇地震加速度
乳山 ² ，济南 ³ （市中、历下、槐荫、天桥、历城、长清），济宁 ³ （市中、任城），宁津 ³ ，沾化 ³ ，利津 ³ ，武城 ³ ，商河 ³ ，济阳 ³ ，莱阳 ³ ，海阳 ³ ，金乡 ³ ，莱西 ³ ，即墨 ³ ，胶南 ³ ，胶州 ³ ，东平 ³ ，嘉祥 ³ ，肥城 ³ ，鱼台 ² ，乐陵 ³ ，庆云 ³ ，无棣 ³ ，阳信 ³ ，惠民 ³ ，章丘 ³	6	0.05	0.10
注：城镇右上标 ^{1,2,3} 分别指该城镇设计地震为第一组、第二组、第三组。			

附录 B 推荐用于 I (I₀、I₁)、II、III、IV 类场地的设计地震动

表 B.1

场地类型	短周期结构输入 (0.0~0.5s)			中周期结构输入 (0.5~1.5s)			长周期结构输入 (1.5~5.5s)		
	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量
I	01	1995, 乌苏地震 乌苏	NS	01	1988, 澜沧余震 竹塘 B	NS #	01	1988, 澜沧余震 竹塘 B	NS #
			EW #			EW #			EW #
			VERT			Vert			Vert
	02	11976, alaska subduction, kodiak, u. s. naval	260 #	02	11976, alaska subduction, kodiak, u. s. naval	260 #	02	1988, 澜沧余震、竹塘 C	NS
			350			350 #			EW #
			Vert			Vert			Vert
	03	1988, 澜沧余震 竹塘 A	NS #	03	1988, 澜沧余震 竹塘 C	NS	03	1976, alaska subduction, kodiak, u. s. naval	260 #
			EW			EW #			350 #
			Vert			Vert			Vert

表 B.1 (续)

场地类型	短周期结构输入 (0.0~0.5s)				中周期结构输入 (0.5~1.5s)				长周期结构输入 (1.5~5.5s)			
	组号	记录名称	分量		组号	记录名称	分量		组号	记录名称	分量	
II	01	11980, Livermore Valley Antioch	090 #	01	11981, Westmoreland Parachute Test Site	225	01	11981, Westmoreland Parachute Test Site	01	11981, Westmoreland Parachute Test Site	225 #	
			360 #			315 #					315 #	
			Vert			Vert					Vert	
	02	1981, Westmoreland Parachute Test Site	225	02	11980, Livermore Valley Antioch	090 #	02	11988, 耿马余震 勐省	02	11988, 耿马余震 勐省	NS #	
			315 #			360					EW	
			Vert			Vert					Vert	
03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	0 #	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	0 #	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	0 #		
		90			90					90		
		Vert			Vert					Vert		
III	01	11986, North Palm Springs Indio C. C	0 #	01	11980, Livermore Valley Tracy	093 #	01	11986, North Palm Springs Indio C. C	01	11986, North Palm Springs Indio C. C	0 #	
			90			183					90 #	
			Vert			Vert					Vert	
	02	11980, Livermore Valley San Ramon	146	02	11986, North Palm Springs Indio C. C	0 #	02	11980, Livermore Valley Tracy	02	11980, Livermore Valley Tracy	093 #	
			266 #			90					183	
			Vert			Vert					Vert	
03	1981, Westmoreland Salton Sea Wildlife Refuge	225	03	11980, Livermore Valley San Ramon	146	03	11980, Livermore Valley San Ramon	03	11980, Livermore Valley San Ramon	146		
		315 #			266 #					266 #		
		Vert			Vert					Vert		

表 B.1 (续)

场地 类型	短周期结构输入 (0.0~0.5s)			中周期结构输入 (0.5~1.5s)			长周期结构输入 (1.5~5.5s)		
	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量
IV	01	11987, whittier narrows imperial highway, northwalk	90 #	01	11981, Westmoreland. CA Westmoreland	90 #	01	11981, Westmoreland. CA Westmoreland	90 #
			360			180			180 #
			Vert			Vert			Vert
	02	11981, Westmoreland. CA Westmoreland	90 #	02	11987, whittier narrows rancho los cerritos	90 #	02	11976, 肃南余震 文县一中	S60E #
			180			360			S30E
			Vert			Vert			Vert
	03	11987, whittier narrows rancho los cerritos	90 #	03	11987, whittier narrows imperial highway, northwalk	90 #	03	11987, whittier narrows rancho los cerritos	90 #

附录 C Seed 提出的液化判别简化法

C.0.1 按简化法判别液化要求的已知条件如下:

- 1 土层柱状图;
- 2 地下水位埋深 d_w (m);
- 3 各层土的有效重力密度 γ' (kN/m^3);
- 4 饱和砂土或粉土的标准贯入试验锤击数 N ;
- 5 设计基本地震加速度 A (m/s^2).

C.0.2 判别液化的方法如下:

- 1 如果符合下列条件,则饱和砂土或粉土被判为会发生液化:

$$\tau_{\text{hv,eq}} \geq [\tau_{\text{hv,d}}] \quad (\text{C.0.2-1})$$

式中: $\tau_{\text{hv,eq}}$ ——地震时检验点所受的等价地震水平剪应力,按式 (C.0.2-2) 计算;

$[\tau_{\text{hv,d}}]$ ——引起液化所要求的地震水平剪应力,按式 (C.0.2-6) 计算。

- 2 地震时检验点所受的的等价地震水平剪应力按下式计算:

$$\tau_{\text{hv,eq}} = 0.65\gamma_d \frac{A}{g}\sigma_v \quad (\text{C.0.2-2})$$

式中: g ——重力加速度 (m/s^2);

γ_d ——考虑土为变形体引进的修正系数,按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_d &= 1.0 - 0.00765d_s, d_s \leq 9.15\text{m} \\ \gamma_d &= 1.174 - 0.0267d_s, d_s < d_d \leq 23\text{m} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.0.2-3})$$

σ_v ——检验点的上覆总应力 (kPa),按下式计算:

$$\sigma_v = \sigma'_v + \gamma_w(d_s - d_w) \quad (\text{C.0.2-4})$$

$$\sigma'_v = \sum_{i=1}^n \gamma'_i h_i \quad (\text{C.0.2-5})$$

式中： γ_w ——水的重力密度 (kN/m^3)；

σ'_v ——检验点的上覆有效应力 (kPa)；

n ——将检验点以上的土层划分的子层层数；

γ'_i 、 h_i ——分别为第 i 个子土层的有效重力密度 (kN/m^3) 和子层厚度 (m)。

3 引起检验点饱和砂土或粉土液化所要求的地震水平剪应力按下式确定：

$$[\tau_{\text{hv,d}}] = FE \left[\frac{\tau_{\text{hv,d}}}{\sigma'_v} \right]_{\text{cr}} \sigma'_v \quad (\text{C.0.2-6})$$

式中： FE ——地震特性影响系数，在考虑最大地震震级为 6、7 和 8 级时分别取 1.32、1.09 和 0.95；其他震级时允许线性插入法计算并确定取值；

$\left[\frac{\tau_{\text{hv,d}}}{\sigma'_v} \right]_{\text{cr}}$ ——震级为 7.5 级时临界液化应力比，由图 (C.0.2)

根据修正标准贯入锤击数 N_1 确定。修正贯入锤击数 N_1 由实测标准贯入锤击数 N 按下式确定：

$$N_1 = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{(f-1)} N \quad (\text{C.0.2-7})$$

式中： p_a ——大气压力 (kPa)；

f ——为与砂土相对密度 D_r 有关的参数，当 $D_r \leq 40\%$ ， $f=0.8$ ； $40\% < D_r \leq 60\%$ ， $f=0.7$ ； $60\% < D_r \leq 80\%$ ， $f=0.6$ 。

对于粉土，还应将由式 (C.0.2-7) 求得的修正标准贯入锤击数 N_1 按式 (C.0.2-8) 转化成等价砂土的修正标准贯入锤击数 $N_{1,\text{eq}}$ ，再以 $N_{1,\text{eq}}$ 代替 N_1 由图 (C.0.2) 确定临界液化应力比 $\left[\frac{\tau_{\text{hv,d}}}{\sigma'_v} \right]_{\text{cr}}$ 。等价修正标准贯入锤击数 $N_{1,\text{eq}}$ 按下式计算：

$$N_{1,\text{eq}} = \alpha + \beta N_1 \quad (\text{C.0.2-8})$$

式中，当

$$FC \leq 5, \alpha = 0, \beta = 1 \quad (\text{C.0.2-9})$$

$$\left. \begin{aligned} 5 < FC \leq 35, \alpha &= \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right) \\ \beta &= 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C. 0. 2-10})$$

$$FC \geq 35, \alpha = 0.5, \beta = 1.2 \quad (\text{C. 0. 2-11})$$

式中：FC——细粒含量的百分数值，细粒指粒径尺寸小于 0.075mm 的颗粒。

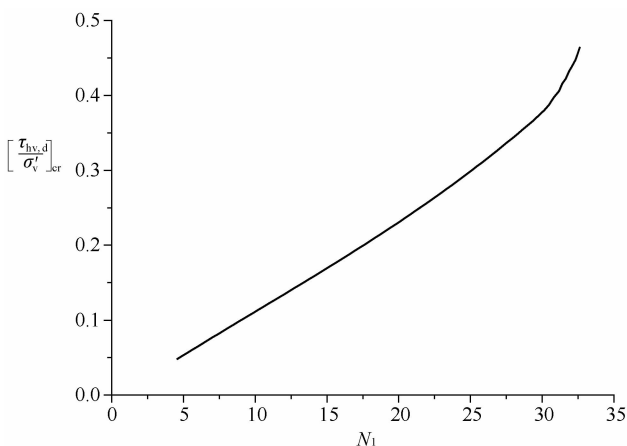


图 C. 0. 2 $\left[\frac{\tau_{hv,d}}{\sigma'_v} \right]_{cr} - N_1$ 关系线

C. 0. 3 采用 Seed 简化法确定临界标准贯入击数 N_{cr} 的方法如下：

1 按下式确定临界液化剪应力比；

$$\left[\frac{\tau_{hv,d}}{\sigma'_v} \right]_{cr} = 0.65 \gamma_d \frac{1}{FE} \frac{A}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (\text{C. 0. 3-1})$$

2 根据临界液化剪应力比由图 (C. 0. 2) 确定出相应的修正标准贯入锤击数 N_1 。对于饱和砂土， N_1 即为临界液化的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cr}$ ；对于饱和粉土， N_1 为等价砂土的临界液化的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cr,eq}$ ，其临界液化的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cr}$ 按下式确定：

$$N_{1,\text{cr}} = \frac{N_{1,\text{cr,eq}} - \alpha}{\beta} \quad (\text{C. 0. 3-2})$$

3 临界液化的标准贯入锤击数按下式确定：

$$N_{\text{cr}} = \left(\frac{\sigma'_{\text{v}}}{p_{\text{a}}} \right)^{(1-f)} N_{1,\text{cr}} \quad (\text{C. 0. 3-3})$$

附录 D 高强混凝土结构抗震设计要求

D.0.1 高强混凝土结构所采用的混凝土强度等级应符合抗震墙不宜超过 C60，其他构件，8 度时不宜超过 C70；其抗震设计，除应符合普通混凝土接近抗震设计要求外，尚应符合本附录的规定。

D.0.2 结构构件截面剪力设计值的限值中含有混凝土轴心抗压强度设计值 (f_c) 的项应乘以混凝土强度影响系数 (β_c)。其值，混凝土强度等级为 C50 时取 1.0，C80 时取 0.8，介于 C50 和 C80 之间时取其内插值。

结构构件受压区高度计算和承载力验算时，公式中含有混凝土轴心抗压强度设计值 (f_c) 的项也应按国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定乘以相应的混凝土强度影响系数。

D.0.3 高强混凝土框架的构造措施，应符合下列要求：

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 3%（HRB335 级钢筋）和 2.6%（HRB400 级钢筋）。梁端箍筋加密区的箍筋最小直径应比普通混凝土梁箍筋的最小直径增大 2mm。

2 柱的轴压比限值宜按下列规定采用：不超过 C60 混凝土的柱可与普通混凝土柱相同，C65~C70 混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小 0.05，C75~C80 混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小 0.1。

3 当混凝土强度等级大于 C60 时，柱纵向钢筋的最小总配筋率应比普通混凝土柱增大 0.1%。

4 柱加密区的最小配箍特征值宜按下列规定采用：混凝土强度等级高于 C60 时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍。

1) 轴压比不大于 0.6 时, 宜比普通混凝土柱大 0.02。

2) 轴压比大于 0.6 时, 宜比普通混凝土柱大 0.03。

D.0.4 当抗震墙的混凝土强度等级大于 C60 时, 应经过专门研究, 采取加强措施。

附录 E 预应力混凝土结构抗震设计要求

E. 0.1 本附录适用于 6 度、7 度、8 度时先张法和后张法有黏结预应力混凝土结构的抗震设计。

无黏结预应力混凝土结构的抗震设计，应采取措施防止罕遇地震下结构构件塑性区以外有效预应力松弛，并符合专门的规定。

E. 0.2 抗震设计的预应力混凝土结构应采取措施使其具有良好的变形和消耗地震能量的能力，达到延性结构的基本要求；应避免构件剪切破坏先于弯曲破坏、节点先于被连接件破坏、预应力筋的锚固黏结先于构件破坏。

E. 0.3 抗震设计时，后张法预应力混凝土框架、门架、转换层的转换大梁，宜采用有黏结预应力筋。承重构件的受拉杆件和抗震设计类别为 D、C 类的框架，不得采用无黏结预应力筋。

E. 0.4 抗震设计时，预应力混凝土结构的抗震设计类别及相应的地震组合内力调整，应按本规范第 8 章对钢筋混凝土结构的要求执行。

E. 0.5 预应力混凝土结构的混凝土强度等级，框架及转换层的转换构件不宜低于 C40；其他抗侧力的预应力混凝土构件，不应低于 C30。

E. 0.6 预应力混凝土的抗震计算，除应符合第 6 章规定外，尚应符合下列规定：

1 预应力混凝土结构自身的阻尼比可采用 0.03，并可按钢筋混凝土结构部分和预应力混凝土结构部分在整个结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 预应力混凝土结构构件截面抗震验算时，第 6.5.3 条地震作用效应基本组合中，应增加预应力作用效应项，其分项系

数，一般情况应采用 1.0，当预应力作用效应对构件承载力不利时，应采用 1.2。

3 预应力穿过框架节点核心区时，节点核心区的截面抗震验算，应计入总有效预加力以及预应力孔道消弱核心区有效验算宽度的影响。

E.0.7 预应力混凝土的抗震构造，除下列规定外，应符合第 8 章对钢筋混凝土结构的要求：

1 抗侧力的预应力混凝土构件，应采用预应力筋和非预应力筋混合配筋方式。二者的比例应依据抗震设计类别按有关规定控制，其预应力强度比不宜大于 0.75。

2 预应力混凝土框架梁纵向受拉钢筋的最大配筋率、底面和顶面非预应力钢筋配筋量的比值，应按预应力强度比相应换算后符合钢筋混凝土框架梁的要求。

3 预应力混凝土框架柱可采用非对称配筋方式；其轴压比计算，应计入预应力筋的总有效预加力形成的轴向压力设计值，并符合钢筋混凝土结构中对于框架柱的要求；箍筋宜全高加密。

4 板柱-抗震墙结构中，在柱截面范围内通过板底连续钢筋的要求，应计入预应力钢筋截面面积。

E.0.8 后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核心区。预应力筋-锚具组装件的锚固性能，应符合专门规定。

附录 F 转换层结构的抗震设计要求

F.1 矩形平面抗震墙结构框支层楼板设计要求

F.1.1 框支层应采用现浇楼板，厚度不宜小于 180mm，混凝土强度等级不宜低于 C30，应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不应小于 0.25%。

F.1.2 部分框支抗震墙结构的框支层楼板剪力设计值，应符合下列要求：

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.1 f_c b_f t_f) \quad (\text{F.1.2})$$

式中： V_f ——由不落地抗震墙传到落地抗震墙处按刚性楼板计算的框支层楼板组合的剪力设计值，8 度时应乘以增大系数 2；7 度时应乘以增大系数 1.5；验算落地抗震墙时不考虑此项增大系数；

b_f 、 t_f ——分别为框支层楼板的宽度和厚度；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，可采用 0.85。

F.1.3 部分框支抗震墙结构的框支层楼板与落地抗震墙交接截面的受剪承载力，应按下列公式验算：

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_y A_s) \quad (\text{F.1.3})$$

式中： A_s ——穿过落地抗震墙的框支层楼盖（包括梁和板）的全部钢筋的截面面积。

F.1.4 框支层楼板的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，纵向钢筋配筋率不应小于 1%，钢筋接头宜采用机械连接或焊接，楼板的钢筋应锚固在边梁内。

F.1.5 对建筑平面较长或不规则及各抗震墙内力相差较大的框支层，必要时可采用简化方法验算楼板平面内的受弯、受剪承

载力。

F.2 筒体结构转换层抗震设计要求

F.2.1 转换层上下的结构质量中心宜接近重合（不包括裙房），转换层上下层的侧向刚度比不宜大于 2。

F.2.2 转换层上部的竖向抗侧力构件（墙、柱）宜直接落在转换层的主结构上。

F.2.3 厚板转换层结构不宜用于 7 度及 7 度以上的高层建筑。

F.2.4 转换层楼盖不应有大洞口，在平面内宜接近刚性。

F.2.5 转换层楼盖与筒体、抗震墙应有可靠的连接，转换层楼板的抗震验算和构造应符合本附录第 F.1 节对框支层楼板的有关规定。

F.2.6 8 度时转换层结构应考虑竖向地震作用。

附录 G 配筋混凝土小型空心砌块 抗震墙房屋抗震设计要求

G.1 一般要求

G.1.1 配筋混凝土小砌块抗震墙的分布钢筋仅需混凝土抗震墙的一半就有一定的延性，但其地震力大于框架结构且变形能力不如框架结构。从安全、经济诸方面综合考虑，本规范的规定仅适用于房屋高度不超过表 G.1.1 的配筋混凝土小砌块房屋。当经过专门研究，有可靠技术依据，采取必要的加强措施后，房屋高度可适当增加。

表 G.1.1 配筋混凝土小砌块抗震墙房屋最大高度 (m)

最小墙厚 (mm)	A 类	B 类	C 类
190	60	45	40

配筋混凝土小砌块房屋高宽比限制在一定范围内时，有利于房屋的稳定性，减少房屋发生整体弯曲破坏的可能性，一般可不作整体弯曲验算。

G.1.2 参照钢筋混凝土房屋的抗震设计要求，也根据设计地震动参数和建筑使用功能分类，按第 3.1.4 条确定其不同的抗震设计类别。

G.1.3 根据第 6.1 节的规则性要求，提出配筋混凝土小砌块房屋平面和竖向布置简单、规则、抗震墙拉通对直的要求。为提高变形能力，要求墙段不宜过长。

G.1.4 选用合理的结构布置，采用有效的结构措施，保证结构整体性，避免扭转等不利因素，可以不设置防震缝。当房屋各部分高差较大，建筑结构不规则等需要设置防震缝时，为减少强烈地震下相邻结构局部碰撞造成破坏，防震缝必须保证一定的宽

度。此时，缝宽可按两侧较低房屋的高度计算。

G.2 计 算 要 点

G.2.1 配筋混凝土小砌块房屋的抗震计算分析，包括整体分析、内力调整和截面验算方法，大多参照钢筋混凝土结构的规定，并针对砌体结构的特点做了修正。其中：

配筋混凝土小砌块墙体截面剪应力控制和受剪承载力，基本形式与混凝土墙体相同，仅需把混凝土抗压、抗拉强度设计值改为“灌芯小砌块砌体”的抗压、抗剪强度。

配筋混凝土小砌块墙体截面受剪承载力由砌体、竖向力和水平分布筋三者共同承担，为使水平分布筋不致过小，要求水平分布筋应承担一半以上的水平剪力。

G.2.2 配筋混凝土小砌块抗震墙的连接，宜采用钢筋混凝土连梁。

附录 H 隔震设计简化计算和 砌体结构隔震措施

H.1 隔震设计的简化计算

H.1.1 多层砌体结构及与砌体结构周期相当的结构采用隔震设计时，上部结构的总水平地震作用可按本规范式 (6.2.2-1) 简化计算，但应符合下列规定：

1 水平向减震系数，宜根据隔震后整个体系的基本周期按下式确定：

$$\beta = 1.2\eta_2(T_{\text{gm}}/T_1)^\theta \quad (\text{H.1.1-1})$$

式中： β ——水平向减震系数；

η_2 ——地震影响系数的阻尼调整系数，根据隔震层等效阻尼按本规范附录 D 确定；

θ ——地震影响系数的曲线下降段衰减指数，根据隔震层等效阻尼按第 4.2.1 条确定；

T_{gm} ——砌体结构采用隔震方案时的特征周期，根据本地区所属的设计地震分组按第 4.2.1 条确定，但小于 0.4s 时应按 0.4s 采用；

T_1 ——隔震后体系的基本周期，不应大于 2.0s 和 5 倍特征周期的较大值。

2 与砌体结构周期相当的结构，其水平向减震系数宜根据隔震后整个体系的基本周期，按下式确定：

$$\beta = 1.2\eta_2(T_{\text{g}}/T_1)^\theta(T_0/T_{\text{g}})^{0.9} \quad (\text{H.1.1-2})$$

式中： T_0 ——非隔震结构的计算周期，当小于特征周期时应采用特征周期的数值；

T_1 ——隔震后体系的基本周期，不应大于 5 倍特征周期值；

T_g ——特征周期。

其余符号同上。

3 砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震后体系的基本周期可按下式计算：

$$T_1 = 2\pi\sqrt{G/K_h g} \quad (\text{H. 1. 1-3})$$

式中： T_1 ——隔震体系的基本周期；

G ——隔震层以上结构的重力荷载代表值；

K_h ——隔震层的水平等效刚度，可按第 11. 2. 4 条的规定计算；

g ——重力加速度。

H. 1. 2 砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震层在罕遇地震下的水平剪力可按下式计算：

$$V_c = \lambda_s \alpha_1 \zeta_{eq} G \quad (\text{H. 1. 2-1})$$

式中： V_c ——隔震层在罕遇地震下的水平剪力；

λ_s ——近场系数，距发震断层 5km 以内取 1.5；5~10km 取不小于 1.25；

$\alpha_1 \zeta_{eq}$ ——罕遇地震下的地震影响系数值，可根据隔震层参数，按第 4. 2. 1 条的规定进行计算。

H. 1. 3 砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震层质心处在罕遇地震下的水平位移可按下式计算：

$$u_e = \lambda_s \alpha_1 \zeta_{eq} G / K_h \quad (\text{H. 1. 3-1})$$

式中： u_e ——隔震层质心处在罕遇地震下的水平位移；

K_h ——罕遇地震下隔震层的水平等效刚度，应按第 11. 2. 4 条的有关规定采用。

H. 1. 4 当隔震支座的平面布置为矩形或接近于矩形，但上部结构的质心与隔震层刚度中心不重合时，隔震支座扭转影响系数可按下列方法确定：

1 仅考虑单向地震作用扭转时（图 H. 1. 4），扭转影响系数可按下式估计：

$$\eta = 1 + 12es_i / (a^2 + b^2) \quad (\text{H. 1. 4-1})$$

式中： e ——上部结构质心与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的偏心距；

s_i ——第 i 个隔震支座与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的距离；

a, b ——隔震层平面的两个边长。

对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.15；当隔震层和上部结构采取有效的抗扭措施后或扭转周期小于平动周期的 70% 时，扭转影响系数可取 1.15。

2 同时考虑双向地震作用的扭转时，扭转影响系数可仍按式 (H.1.4-1) 计算，但其中的偏心距值 (e) 应采用下列公式中的较大值替代：

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \quad (\text{H.1.4-2})$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2} \quad (\text{H.1.4-3})$$

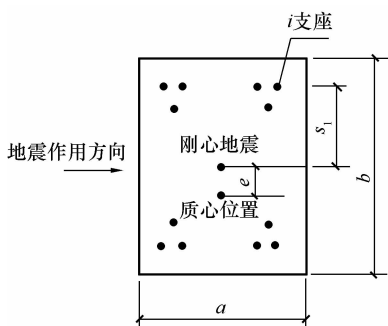


图 H.1.4 扭转计算示意图

式中： e_x —— y 方向地震作用时的偏心距；

e_y —— x 方向地震作用时的偏心距。

对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.2。

H.1.5 砌体结构按第 6.4.1 条规定进行竖向地震作用下的抗震验算时，砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数，宜按减去竖向地震作用效应后的平均压应力取值。

H.1.6 砌体结构的隔震层顶部各纵、横梁均可按承受均布荷载的单跨简支梁或多跨连续梁计算。均布荷载可按第 9.2.5 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的规定取值；当按连续梁算出的正弯矩小于单跨简支梁跨中弯矩的 0.8 倍时，应按 0.8 倍单跨

简支梁跨中弯矩配筋。

H.2 砌体结构的隔震措施

H.2.1 当水平向减震系数不大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），Ⅱ类使用功能建筑的多层砌体结构，房屋的层数、总高度和高宽比限值，可按第 9.1 节中降低一度的有关规定采用。Ⅱ类以上使用功能建筑可不降低，以确保性态目标的实现。

H.2.2 砌体结构隔震层的构造应符合下列规定：

1 多层砌体房屋的隔震层位于地下室顶部时，隔震支座不宜直接放置在砌体墙上，并应验算砌体的局部承压。

2 隔震层顶部纵、横梁的构造均应符合第 9.5.8 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的要求。

H.2.3 Ⅱ类使用功能的建筑隔震后上部砌体结构的抗震构造措施应符合下列要求：

1 承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离及圈梁的截面和配筋构造，仍应符合第 9.1 节和第 9.3、9.4 节的有关规定。

2 多层砖砌体房屋的钢筋混凝土构造柱设置，水平向减震系数大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），仍应符合表 9.3.1 的规定；7~8 度，水平向减震系数不大于 0.4 时（设置阻尼器时为 0.38），应符合表 H.2.3-1 的规定。

表 H.2.3-1 隔震后砖房构造柱设置要求

房屋层数		设置部位	
7 度	8 度		
3、4	2、3	楼、电梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；外墙四角和对应转角；错层部位横墙与外纵墙交接处，较大洞口两侧，大房间内外墙交接处	每隔 12m 或单元横墙与外墙交接处
5	4		每隔三开间的横墙与外墙交接处
6	5		隔开间横墙（轴线）与外墙交接处；山墙与内纵墙交接处
7	6、7		内墙（轴线）与外墙交接处，内墙局部较小墙垛处；内纵墙与横墙（轴线）交接处

3 混凝土小砌块房屋芯柱的设置，水平向减震系数大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），仍应符合本规范表 9.4.1 的规定；7~8 度，当水平向减震系数不大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），应符合表 H.2.3-2 的规定。

4 上部结构的其他抗震构造措施，水平向减震系数大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38）仍按第 9 章的相应规定采用；7~8 度，水平向减震系数不大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），可按第 7 章降低一度的相应规定采用。Ⅱ类以上使用功能建筑可不降低，以确保性态目标的实现。

表 H.2.3-2 隔震后混凝土小砌块房屋构造柱设置要求

房屋层数		设置部位	设置数量
7 度	8 度		
3、4	2、3	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处；每隔 12m 或单元横墙与外墙交接处	外墙转角，灌实 3 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔
5	4	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处，山墙与内纵墙交接处，隔三开间横墙（轴线）与外纵墙交接处	
6	5	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处，隔开间横墙（轴线）与外纵墙交接处，山墙与内纵墙交接处；8 度、9 度时，外纵墙与横墙（轴线）交接处，大洞口两侧	外墙转角，灌实 5 个孔；内外墙交接处，灌实 5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔
7	6、7	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；各内外墙（轴线）与外墙交接处；内纵墙与横墙（轴线）交接处；洞口两侧	外墙转角，灌实 7 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔；内墙交接处，灌实 4~5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“表现”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 对表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的：

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 规范中指定应该按其他有关标准执行时，写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。非必须按所指定标准执行时，写为“可参考……执行”。

引用标准目录

- | | | |
|----|--------------------|-------------|
| 1 | 《建筑抗震设计规范》 | GB 50011 |
| 2 | 《建筑工程抗震设计通则(试用)》 | CECS 160 |
| 3 | 《岩土工程勘察规范》 | GB 50021 |
| 4 | 《建筑地基基础设计规范》 | GB 50007 |
| 5 | 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》 | GB 50202 |
| 6 | 《钢结构设计规范》 | GB 50017 |
| 7 | 《钢结构工程施工质量验收规范》 | GB 50205 |
| 8 | 《混凝土结构设计规范》 | GB 50010 |
| 9 | 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 | GB 50204 |
| 10 | 《砌体结构设计规范》 | GB 50003 |
| 11 | 《砌体结构工程施工质量验收规范》 | GB 50203 |
| 12 | 《高层民用建筑钢结构技术规程》 | JGJ 99 |
| 13 | 《建筑桩基技术规程》 | JGJ 94 |
| 14 | 《高层建筑混凝土结构技术规程》 | JGJ 3 |
| 15 | 《预应力混凝土结构抗震设计规程》 | JGJ 140 |
| 16 | 《型钢混凝土组合结构技术规程》 | JGJ 138 |
| 17 | 《混凝土小型空心砌块建筑技术规程》 | JGJ/T 14 |
| 18 | 《钢管混凝土结构设计与施工规程》 | CECS 28 |
| 19 | 《矩形钢管混凝土结构技术规程》 | CECS 159 |
| 20 | 《砖砌圆筒仓技术规范》 | CECS 08 |
| 21 | 《建筑工程抗震性态设计规范》 | DB23/T 1502 |

山东省工程建设标准

建筑工程抗震性能设计规范

**Seismic Code for Performance-Based
Design of Buildings**

DB37/T 5055—2016

条 文 说 明

目 次

1	总则	201
2	术语和符号	203
3	抗震设计基本要求	204
4	场地类别与设计地震动	218
5	地基基础	226
6	地震作用和结构抗震验算	229
7	多层和高层钢结构	257
8	多层和高层钢筋混凝土结构	268
9	砌体结构	288
10	空旷房屋和大跨屋盖建筑.....	300
11	隔震和消能减震设计.....	309
12	建筑构件和建筑附属设备.....	320

1 总 则

1.0.1 建筑工程抗震设计旨在使所设计的结构在承受地震作用时保持稳定,使用功能得以维持。考虑到地震输入的不确定性,结构设计应具有适当的安全储备。结构物的抗震能力最终取决于工程设计、施工以及质量控制。

本条陈述了制定本规范的目的和指导思想,提出了抗震设防的基本要求,即:当遭受本地区多遇地震、抗震设防地震或罕遇地震(分别相当于50年超越概率为63%、10%、2%~3%的地震)时,能按设计要求,保证安全,基本上实现其预定的使用功能目标。

为实现这个基本要求,本规范采用二级设计。第一级设计是按建筑场地所在地点给定的超越概率为10%的抗震设防地震动进行设计,对大多数建筑结构,可通过抗震验算基本要求和抗震构造措施进行设计,达到预定的目标。第二级设计则是对抗震设计类别较高的建筑,除符合第一级设计要求外,还要按罕遇地震进行弹塑性变形验算,以满足相应的设防要求。

1.0.2 本条给出了山东省建筑工程抗震性能化设计适用的抗震设防范围。

1.0.3 本条明确了山东省建筑工程抗震设防烈度(或设计地震动参数)确定的依据必须是按国家规定的权限审批、颁发的文件(图件)。

1.0.4 本条规定了对新建、改扩建工程应符合本规范的要求。

第1款规定了对新建建筑进行抗震设计的要求。第2款规定,在结构上与现有建筑独立的改、扩建部分应视为新建筑,要求按本规范设计。第3款规定,当改、扩建部分在结构上不独立于现有建筑时,应同时符合本款规定所列的三个条件,以使改、

扩建部分符合本规范对新建建筑的要求，以及现有建筑抗震能力不降低或不低于对新建建筑的抗震要求。

1.0.5 本条阐述了本规范与现行国家标准的关系。

本规范是在国家现有各种规定的基础上，一方面严格按照国家的有关规定，特别是我国国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的内容，同时又结合山东省的地震危险性特点，充分吸取和反映了近年来国内外建筑结构的先进抗震设计理念、经验和震害教训，以及抗震设计实践的经验制定的适用于本省的抗震性能设计的最低标准。

2 术语和符号

2.1 抗震设防烈度是一个地区的设防依据，不能随意提高或降低。

结构上地震作用的含义，强调了其动态作用的性质，不仅包括多个方向地震加速度的作用，还包括地震动的速度和动位移的作用。

抗震性态的含义，强调了是用各种指标对地震动作用下结构状态的描述，它与结构自身的动力特性、地震动的强度及频谱特性有关。

按《中华人民共和国防震减灾法》的规定，引入了“地震动参数区划图”这个术语。明确在国家法律中，“地震动参数”是“以加速度表示地震作用强弱程度”，“区划图”是将国土“划分为不同抗震设防要求区域的图件”。

强调了抗震措施和抗震构造措施的区别。抗震构造措施只是抗震措施的一个组成部分。在本规范的目录中，可以看到一般规定、计算要点、抗震构造措施、设计要求等。其中的一般规定及计算要点中对地震作用效应（内力和变形）调整的规定均属于抗震措施，而设计要求中的规定，可能包含有抗震措施和抗震构造措施，需按术语的定义加以区分。

3 抗震设计基本要求

3.1 抗震设防

3.1.1 本条给出了选取抗震设防水平、确定性态设计目标需要考虑的影响因素。抗震性态设计需要综合考虑使用功能、设防烈度、结构的不规则程度和类型、结构发挥延性变形的能力、造价、震后的各种损失及修复难度等等因素。不同的抗震设防类别，其性态设计要求应有所不同。

3.1.2 根据山东省的实际情况——经济实力总体较强，但各地区发展不均衡，采取适当的抗震设防标准，既能合理利用建设投资，又能达到较好的抗震安全要求。

按照《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223，建筑抗震设防类别分为特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类，又分别简称为甲、乙、丙、丁类。设防类别的划分既突出了使用功能和灾害后果的区分，又强调并体现了对人员安全的保障。

2008年汶川地震表明，严格按“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设防目标进行设计、施工和使用的房屋建筑，达到了三水准规定的设防目标，在遭遇到高于地震区划图一度的地震作用下，没有出现倒塌破坏——实现了生命安全的目标。因此，《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223将绝大部分建筑划为标准设防类（丙类），将使用上需要提高防震减灾能力的房屋建筑控制在较小的范围。

在需要提高设防标准的建筑中，乙类需按提高一度的要求加强其抗震措施——增加关键部位的投资即可达到提高安全性的目标；甲类在提高一度要求以加强其抗震措施的基础上，“地震作用应按高于本地区设防烈度计算，其值应按批准的地震安全性评

价结果确定”。

根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 设计使用年限的原则规定。显然，抗震设防的甲、乙、丙、丁分类，也可体现设计使用年限的不同。

还需说明，《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 规定乙类提高抗震措施而不要求提高地震作用，同一些国家的规范只提高地震作用（10%~30%）而不提高抗震措施，在设防概念上有所不同：提高抗震措施，着眼于把财力、物力用在增加结构薄弱部位的抗震能力上，是经济而有效的方法；只提高地震作用，则结构的各构件均全面增加材料，投资增加的效果不如前者。

3.1.3 本条是有关建筑使用功能分类的规定。这是总结约 30 年来现代大城市震害和地震损失经验得来的。不少建筑遭遇的震害并不严重，但由于其使用功能遭到破坏，致使运行中断，导致不可接受的巨大经济损失。因此，在建筑抗震设计中，不仅要控制破坏，还应考虑在地震时或地震后保持必要的建筑使用功能。本条规定所有建筑应根据其在地震中需要确保的功能并兼顾其重要性，将使用功能分为Ⅰ类、Ⅱ类、Ⅲ类或Ⅳ类四个类别；本条对这四个使用功能类别的建筑又规定了在不同设防地震水准下应达到的最低抗震性态要求，也即最低的抗震性态目标。

下列建筑的使用功能不应低于Ⅲ类。

使用功能应为Ⅳ类的建筑包括：

- 1) 承担研究、中试和存放剧毒的高危险传染病病毒任务的疾病预防与控制中心的建筑或其区段。
- 2) 国家和区域的电力调度中心。
- 3) 国际进出口局、国际无线电台、国家卫星通信地球站、国际海缆登陆站。
- 4) 省级的电视调频广播发射塔建筑，当混凝土结构塔的高度大于 250m 或钢结构塔的高度大于 300m 时。
- 5) 国家级卫星地球站上行站。
- 6) 科学实验建筑中，研究、中试生产和存放具有高放射性

物品以及剧毒的生物制品、化学制品、天然和人工细菌、病毒（如鼠疫、霍乱、伤寒和新发高危险传染病等）的建筑。

使用功能不应低于Ⅲ类的建筑包括：

- 1) 幼儿园、小学、中学（包括中专、技校）的教学用房、学生宿舍和食堂建筑、养老建筑。
- 2) 城乡医院的住院部、医技楼、门诊部和乡村卫生院诊疗建筑。
- 3) 体育场馆（含高等院校、中小学风雨操场）、展览中心等可作为地震避险场所的公共建筑，图书馆、影剧院、文化馆、博物馆、交通枢纽等人员密集的公共建筑。
- 4) 20 万人口以上的城镇和县及县级市防灾应急指挥中心的主要建筑。
- 5) 储存高、中放射性物质或剧毒物品的仓库。

使用功能应为Ⅲ类的建筑包括：

- 1) 建筑面积超过 10000m^2 或三层及三层以上的商业建筑。当商业建筑与其他建筑合建时应分别判断其使用功能类别，取其最高的使用功能分类进行设计。
- 2) 用于城镇长途电信和移动通信枢纽楼的主机房和天线支承物的建筑。
- 3) 城镇电视、调频广播发射和传送的主体建筑及天线支承物建筑。
- 4) 城镇供水工程中的取水、净化、动力和化验、输配等建（构）筑物。
- 5) 城镇主、次干道上的桥梁（含高架路）运营与管理用建筑。

从表 3.1.3 中不难看出，使用功能为Ⅳ类的建筑对应的性能要求最高，Ⅰ类的最低，而且可以发现对使用功能为Ⅱ类的建筑的性能要求，就是现行建筑抗震设计规范中规定的大震不倒、中震可修和小震不坏。

表 3.1.3 中, 为了便于专业人员和非专业人员都能理解和应用, 对建筑抗震性态水平的描述既采用了通俗语言的描述, 如: “充分运行” “运行” “基本运行” “生命安全”; 又采用了专业术语的描述, 如: 建筑结构…, 非结构构件…, 次要的结构构件…, 主体结构…等的损伤状态表述。损伤状态包括“完好”“基本完好”“轻微破坏”“严重破坏”“倒塌”等等。结构的抗震性态既与结构自身性能有关, 也与地震动大小和特性有关。

3.1.4 本条给出了根据建筑使用功能类别和预期的地震动水平确定抗震设计类别的方法以确保所设计的建筑物实现相应的性态目标。根据山东省境内的地震危险性水平, 抗震设计类别可分为 A、B、C 和 D 四种。这四种类别中 D 为最高类别, 对应最高的抗震设计要求。一旦建筑的抗震设计类别确定之后, 对建筑的抗震设计及抗震措施, 如地震作用效应的调整、细部构造等都将确定。

3.1.5 本条给出了建筑物的设防烈度与设计地震动参数的确定原则。它们都是依我国地震动参数区划图来确定的, 地震动参数区划图是以 50 年超越概率为 10% 的设防水准, 以地震动峰值加速度 A_{10} 和反应谱特征周期 (T_g) 为地震动区划参数, 考虑震级、震中距和场地条件影响编制的全国范围的地震动分区图; 此外, 也可采用经批准的抗震设防区划或地震安全性评价提供的设计地震动参数。本规范第 4 章给出了具体确定设计地震动的方法。

本条第 3 款给出了学校、医院等主要建筑场地设计地震基本加速度值的调整规定, 是根据最新的《中国地震动参数区划图》GB 18306—2015 的结果, 也是汶川地震震害经验教训的总结和体现。

3.2 场地和地基基础

3.2.1 场地划分为有利、一般、不利和危险地段, 对地形、地貌和岩土特性的影响是综合在一起加以评价的, 这是因为由不同

岩土构成的同样地形条件的地震影响是不同的。考虑到高含水量的可塑黄土在地震作用下会产生震陷，历次地震的震害也比较重，当地表存在结构性裂缝时对建筑物抗震也是不利的，因此将其列入不利地段。

关于局部地形条件的影响，从国内几次大地震的宏观调查资料来看，岩质地形与非岩质地形有所不同。调查表明，非岩质地形对烈度的影响比岩质地形的影响更为明显。对于岩石地基的陡坡、陡坎等未列为不利的地段。但对于岩石地基的高度达数十米的条状突出的山脊和高耸孤立的山丘，由于鞭鞘效应明显，振动有所加大，烈度仍有增高的趋势，因此均将其列为不利的地形。

3.2.2 本条规定建筑场地应该首选有利地段，其次是一般地段，应尽量避免不利地段，并且用“严禁”这样的术语，规定不能在危险地段建设使用功能为Ⅳ、Ⅲ类的建筑，规定不应建造使用功能Ⅱ类的建筑，确需建造Ⅱ类建筑时需要进行专门的场地评估，对存在发震断层的场地规定要专门评价断层的工程影响，这是经济合理的抗震设计的前提。

3.2.3 地基对于上部结构除了起承载作用外，还起到传递和消散地震能量的作用。在抗震设计时，不仅要考虑它对结构的承载作用，还要考虑地基土的地震反应特征对上部结构的影响。液化土层在液化之前，有一个局部软化到全层软化的过程，以喷冒为标志的液化现象通常发生于地震动停止以后，所以，除了要重点考虑液化造成的地基失效外，还要注意土层软化对结构的影响，并采取适当的措施加强基础的整体性和刚性。

3.2.4 针对山区房屋选址和地基基础设计，提出明确的抗震要求。需注意：

(1) 有关山区建筑距边坡边缘的距离，参照《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 第 5.4.1、第 5.4.2 条计算时，其边坡坡角需按地震烈度的高低修正（减去地震角），滑动力矩需计入水平地震和竖向地震产生的效应。

(2) 挡土结构抗震设计稳定验算时有关摩擦角的修正，指地

震主动土压力按库仑理论计算时：土的重度除以地震角的余弦，填土的内摩擦角减去地震角，土对墙背的摩擦角增加地震角。

地震角的范围取 $1.5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ ，取决于地下水位以上和以下，以及设防烈度的高低。可参见《建筑抗震鉴定标准》GB 50023—2009 第 4.2.9 条。

3.2.5 抗震构造措施不同于抗震措施。震害经验表明，同样或相近的建筑，建造于Ⅰ类场地时震害较轻，建造于Ⅲ、Ⅳ类场地震害较重。本规范对Ⅰ类场地，仅降低抗震构造措施，不降低抗震措施中的其他要求，如按概念设计要求的内力调整措施。对于使用功能为Ⅰ类的建筑，其抗震措施已降低，不再重复降低。

3.2.6 对Ⅱ、Ⅳ类场地，除本条规定和各章具体规定外，仅提高抗震构造措施，不提高抗震措施中的其他要求，如按概念设计要求的内力调整措施。

3.3 抗震结构体系

3.3.1 本条的内容是根据国内外大量震害经验和抗震研究成果，对抗震结构体系提出的共性要求。

3.3.2 保证水平地震作用的合理传递路线可以起到三种作用：①使地震作用下结构的实际受力状态与计算简图相符；②避免传力路线中断；③使结构的地震反应通过简捷的传力路线向地基反馈，充分发挥地基逸散地震能量对上部结构的减振效果，有利于增强建筑整体的抗震性能。

3.3.3 多道防线对于结构在强震下的安全是很重要的。所谓多道防线的概念，通常指的是：

第一，整个抗震结构体系由若干个延性较好的分体系组成，并由延性较好的结构构件连接起来协同工作。如框架-抗震墙体系是由延性框架和抗震墙两个系统组成；双肢或多肢抗震墙体系由若干个单肢墙分系统组成；框架-支撑框架体系由延性框架和支撑框架两个系统组成；框架-筒体体系由延性框架和筒体两个系统组成。

第二，抗震结构体系具有最大可能数量的内部、外部赘余度，有意识地建立起一系列分布的塑性屈服区，以使结构能吸收和耗散大量的地震能量，一旦破坏也易于修复。设计计算时，需考虑部分构件出现塑性变形后的内力重分布，使各个分体系所承担的地震作用的总和大于不考虑塑性内力重分布时的数值。

多道防线要求保留在第 3.3.3 条，对本规范各章规定能够设置多道防线的结构类型，应尽可能利用多道防线对抗震性态提高的作用。

抗震薄弱层（部位）的概念，也是抗震设计中的重要概念，包括：

（1）结构在强烈地震作用下不存在强度安全储备，构件的实际承载力分析（而不是承载力设计值的分析）是判断薄弱层（部位）的基础。

（2）要使楼层（部位）的实际承载力和设计计算的弹性受力之比在总体上保持一个相对均匀的变化，一旦楼层（或部位）的这个比例有突变时，会由于塑性内力重分布导致塑性变形的集中。

（3）要防止在局部上加强而忽视整个结构各部位刚度、强度的协调。

（4）在抗震设计中有意识、有目的地控制薄弱层（部位），使之有足够的变形能力又不使薄弱层发生转移，这是提高结构总体抗震性能的有效手段。

考虑到有些建筑结构，横向抗侧力构件（如墙体）很多而纵向很少，在强烈地震中往往由于纵向的破坏导致整体倒塌，增加了结构两个主轴方向的动力特性（周期和振型）相近的抗震概念。

3.3.4 本条对各种不同材料的结构构件提出了改善变形能力的原则和途径。

（1）无筋砌体本身是脆性材料，只能利用约束条件（圈梁、构造柱、组合柱等来分割、包围）或采用约束砌体、配筋砌体和

组合砌体柱等使砌体发生裂缝后不致崩塌和散落，地震时不致丧失对重力荷载的承载能力。

(2) 钢筋混凝土构件抗震性能与砌体相比是比较好的，但若处理不当，也会造成不可修复的脆性破坏。这种破坏包括：混凝土压碎、构件剪切破坏、钢筋锚固部分拉脱（黏结破坏），应力求避免；混凝土结构构件的尺寸控制，包括轴压比，截面长宽比，墙体高厚比、宽厚比等，当墙厚偏薄时，也有自身稳定问题。

(3) 提出了对预应力混凝土结构构件的要求。

(4) 钢结构杆件的压屈破坏（杆件失去稳定）或局部失稳也是一种脆性破坏，应予以防止。

(5) 针对预制混凝土板在强烈地震中容易脱落导致人员伤亡的震害，推荐采用现浇楼、屋盖，特别强调装配式楼、屋盖需加强整体性的基本要求。

3.3.5 本条指出了主体结构构件之间的连接应遵守的原则：通过连接的承载力来发挥各构件的承载力、变形能力，从而获得整个结构良好的抗震能力。本条还提出了对预应力混凝土及钢结构构件的连接要求。

3.3.6 本条支撑系统指屋盖支撑。支撑系统的不完善，往往导致屋盖系统失稳倒塌，使厂房发生灾难性的震害，因此在支撑系统布置上应特别注意保证屋盖系统的整体稳定性。

3.3.7 体型复杂的建筑，在工艺容许且经济合理的前提下，可用防震缝分割成几个独立的规则单元；当工艺上不允许或受建筑场地限制以及当不设防震缝对抗震安全更为经济合理时，也可以不设防震缝。当不设防震缝时，最好对整体结构采用较精细的抗震分析方法，如时程分析法、空间计算模型等以估计复杂体型产生的不利作用，判明薄弱环节，采取针对性措施。

当防震缝宽度不足时，因碰撞可能导致整体结构严重破坏，但是过宽的防震缝会给结构、设备布置以及立面处理带来困难。因此，要根据具体情况选取适当的宽度，才能达到安全、经济的

目的。

3.4 建筑形体及其布置的规则性

3.4.1 为提高建筑设计和结构设计的协调性，建筑形体和布置应依据抗震概念设计原则划分为规则与不规则两大类；对于不规则的建筑，针对其不规则程度的具体情况，明确提出不同的要求；强调应避免采用严重不规则的设计方案。

抗震概念设计的定义见本规范第 2.1.17 条。规则性是其中的一个重要概念。

规则的建筑方案体现在体型（平面和立面的形状）简单，抗侧力体系的刚度和承载力上下变化连续、均匀，平面布置基本对称。即在平面、立面、竖向剖面或抗侧力体系上，没有明显的、实质的不连续（突变），目的在于避免过大的偏心距引起过大的地震扭矩和避免抗侧力结构或构件出现薄弱层（薄弱部位）或塑性变形集中。

3.4.2 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相应规定，并参考了美国 UBC（1997）、日本 BSL（1987 年版）和欧洲规范 EC-8。对不规则结构的条文规定有以下三种方式：

（1）规定了规则结构的准则，不规定不规则结构的相应设计规定，如《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3。

（2）对结构的不规则性做出限制，如日本 BSL。

（3）对规则与不规则结构做出定量的划分，并规定了相应的设计计算要求，如美国 UBC 及欧洲规范 EC-8。

本规范基本上采用了第（3）种方式，但对容易避免或危害性较小的不规则问题未做规定。

对于结构扭转不规则，按刚性楼盖计算，当最大层间位移与其平均值的比值为 1.2 时，相当于一端为 1.0，另一端为 1.45；当比值为 1.5 时，相当于一端为 1.0，另一端为 3。美国 FEMA 的 NEHRP 规定，取 1.4。

对于较大错层，如超过梁高的错层，需按楼板开洞对待；当

错层面积大于该层总面积 30% 时, 则属于楼板局部不连续。楼板典型宽度按楼板外形的基本宽度计算。

上层缩进尺寸超过相邻下层对应尺寸的 $1/4$, 属于用尺寸衡量的刚度不规则的范畴。侧向刚度可取地震作用下的层剪力与层间位移之比值计算, 刚度突变上限 (如框支层) 在有关章节规定。

除了表 3.4.2 所列的不规则, UBC 的规定中, 对平面不规则尚有抗侧力构件上下错位、与主轴斜交或不对称布置, 对竖向不规则尚有相邻楼层质量比大于 150% 或竖向抗侧力构件在平面内收进的尺寸大于构件的长度 (如棋盘式布置) 等。

本规范 3.4.2 条 (1) 款的规定, 主要针对钢筋混凝土和钢结构的多层和高层建筑所做的不规则性的限制, 对砌体结构多层房屋和单层工业厂房的不规则性应符合本规范有关章节的专门规定。

此外尚需强调如下几点:

(1) 明确规定表 3.4.2 所列的不规则类型是主要的而不是全部不规则, 所列的指标是概念设计的参考性数值而不是严格的数值, 使用时需要综合判断。明确规定按不规则类型的数量和程度, 采取不同的抗震措施。

不规则的程度和设计的上限控制, 可根据设防烈度的高低适当调整。对于特别不规则的建筑结构要求专门研究和论证。

(2) 对于扭转不规则计算, 需注意以下几点:

1) 按国外的有关规定, 楼盖周边两端位移不超过平均位移 2 倍的情况称为刚性楼盖, 超过 2 倍则属于柔性楼盖。因此, 这种“刚性楼盖”, 并不是刚度无限大。计算扭转位移比时, 楼盖刚度可按实际情况确定而限于刚度无限大假定。

2) 扭转位移比计算时, 楼层的位移不采用各振型位移的 CQC 组合计算, 按国外的规定明确改为取“给定水平力”计算, 可避免有时 CQC 计算的最大位移出现在楼盖边缘的中部而不在角部, 而且对无限刚楼盖、分块无限刚楼盖和弹性楼盖均可采用

相同的计算方法处理；该水平力一般采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力，并考虑偶然偏心；结构楼层位移和层间位移控制值验算时，仍采用 CQC 的效应组合。

3) 偶然偏心大小的取值，除采用该方向最大尺寸的 5% 外，也可考虑具体的平面形状和抗侧力构件的布置调整。

4) 扭转不规则的判断，还可依据楼层质量中心和刚度中心的距离用偏心率的大小作为参考方法。

(3) 对于侧向刚度的不规则，建议根据结构特点采用合适的方法，包括楼层标高处产生单位位移所需要的水平力、结构层间位移角的变化等进行综合分析。

(4) 为避免水平转换构件在大震下失效，不连续的竖向构件传递到转换构件的小震地震内力应加大，借鉴美国 UBC 规定取 2.5 倍（分项系数为 1.0），对增大系数做了调整。

3.4.3 规则与不规则的区分，在第 3.4.2 条规定了一些定量的参考界限，但实际上引起建筑不规则的因素还有很多，特别是复杂的建筑体型，很难用简化的定量指标来划分不规则程度并规定限制范围，但是，有经验的、有抗震知识素养的建筑设计人员，应该对所设计的建筑的抗震性能有所估计，要区分不规则、特别不规则和严重不规则等不规则程度，避免采用抗震性能差的严重不规则的设计方案。

四种规则和不规则程度的主要划分方法如下：

规则，不超过表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中的不规则指标；

不规则，指的是超过表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中一项及以上的不规则指标；

特别不规则，指具有较明显的抗震薄弱部位，可能引起不良后果者，其参考界限可参见《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》，通常有三类：其一，同时具有本规范表 3.4.2 所列六个主要不规则类型的三个或三个以上；其二，具有表 1 所列的一项不规则；其三，具有本规范表 3.4.2 所列两个方面的基本不规则且其中有一项接近表 1 的不规则指标。

表 1 特别不规则的项目举例

序号	不规则类型	简 要 含 义
1	扭转偏大	裙房以上有较多楼层考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.4
2	扭转刚度弱	扭转周期比大于 0.9，混合结构扭转周期比大于 0.85
3	层刚度偏小	本层侧向刚度小于相邻上层的 50%
4	高位转换	框支墙体的转换构件位置：7 度超过 5 层，8 度超过 3 层
5	厚板转换	7~9 度设防的厚板转换结构
6	塔楼偏置	单塔或多塔合质心与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长 20%
7	复杂连接	各部分层数、刚度、布置不同的错层或连体两端塔楼显著不规则的结构
8	多重复杂	同时具有转换层、加强层、错层、连体和多塔类型中的 2 种以上

对于特别不规则的建筑方案，只要不属于严重不规则，结构设计应采取比本规范第 6.1.4 条等的要求更加有效的措施。

3.5 非结构构件

3.5.1 非结构构件包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备的支架等。建筑非结构构件在地震中的破坏允许大于结构构件，其抗震设防目标可适当降低。非结构构件的地震破坏经常造成附加灾害，因此，本条强调非结构构件不仅本身要有足够的强度，而且要有可靠的连接。

3.5.2 建筑非结构构件一般指下列三类：①附属结构构件，如：女儿墙、高低跨封墙、雨篷等；②装饰物，如：贴面、顶棚、悬吊重物等；③围护墙和隔墙。处理好非结构构件和主体结构的关系，可防止附加灾害，减少损失。

3.5.3 本条所列的非结构构件主要指在人流出入口、通道及重要设备附近的附属结构构件，其破坏往往伤人或砸坏设备，因此要求加强与主体结构的可靠锚固，在其他位置可以放宽要求。必

须强调的是，作为疏散通道的楼梯间应做“抗震安全岛”进行设计，以提高对生命的保护。

3.5.4 本条强调围护墙、隔墙等非结构构件是否合理设置对主体结构的影响，以加强围护墙、隔墙等建筑非结构构件的抗震安全性，提高对生命的保护。

3.5.5 设置不合理的围护墙会给建筑带来严重震害。在设计时要明确受力关系，考虑它的影响，连接上要与设计一致。

3.5.6 本条提出了对附属机械、电气设备系统支座和连接等需符合地震时对使用功能的要求。这里的使用要求，一般指设防地震。

3.6 结构材料与施工

3.6.1、3.6.2 我国现行的各类结构设计和施工规范对施工质量都有明确规定，在使用本规范时必须确保满足这些规定。此外，如果有抗震的特殊要求，必须在设计文档中加以注明。

3.6.3 在选定替代材料和施工方法时，应对其强度、持久性和抗震性能进行专门检验和评价，并经主管部门审定，以保证材料和施工方法的改变不会降低抗震设计的预期标准。

3.7 隔震与消能减震设计

3.7.1 建筑结构的振动控制是主动防御地震灾害的应对策略，在经济许可的条件下应尽可能采用隔震与消能减震等有效减轻地震灾害的技术。特别对使用功能有较高的Ⅳ、Ⅲ类建筑或有专门要求的建筑，隔震与消能减震等振动控制技术应作为提高抗震性态水平的首选方案之一。

3.7.2 本条对建筑结构隔震设计和消能减震设计的设防目标提出了原则要求。采用隔震和消能减震设计方案，具有可能满足提高抗震性态要求的优势，故推荐其按较高的设防目标进行设计。

按本规范第 11 章的规定进行隔震设计，还不能做到在设防烈度下上部结构不受损坏或主体结构处于弹性工作阶段的要求，

但与非隔震或非消能减震建筑相比，设防目标会有所提高，至少应该达到：当遭受多遇地震影响时，上部结构不受损坏或主体结构处于弹性工作阶段；当遭受设防地震影响时，不需修理仍可继续使用；当遭受罕遇地震影响时，建筑基本功能可继续保持，建筑结构基本完好，一些次要的构件可能轻微破坏。

3.8 强震观测系统

3.8.1 本节提出了在建筑物设置强震观测系统的要求，其目的在于一方面能有利于震后判定建筑的安全性和为修复提供重要技术资料，另一方面可以促进我国强震观测事业的发展和加速我国强震记录第一手资料的积累，以利于我国抗震设计和地震工程学科的发展。

4 场地类别与设计地震动

4.1 场地分类

4.1.1 本条指出了评定场地类别的方法。

参考 GB 50011—2010 的做法，本规范给出了一种双参数场地评定方法，综合考虑了土层软硬（以等效剪切波速为代表）和覆盖层厚度的双因素场地划分定量指标。

4.1.2 考虑到 $f_{ak} < 200$ 的黏性土和粉土的实测波速可能大于 250m/s，GB 50011—2010 将 GB 50011—2001 规范的中硬土与中软土地基承载力的分界改为 $f_{ak} > 150$ 。考虑到软弱土的指标 140m/s 与国际标准相比略偏低，将其改为 150m/s。场地类别的分界也改为 150m/s。

考虑到波速为 500～800m/s 的场地还不是很坚硬，GB 50011—2010 将硬质岩石场地明确为 I_0 类场地。因此，土的类型划分也相应区分。硬质岩石的波速，我国核电站抗震设计为 700m/s，美国抗震设计规范为 760m/s，欧洲抗震规范为 800m/s，从偏于安全方面考虑，调整为 800m/s。

4.1.3 本条规定了场地覆盖层厚度的确定方法。

需特别强调的是，执行中必须注意本条第 1 款其下部所有土层的剪切波速均大于 500m/s，以及第 2 款其下部所有土层的剪切波速均大于 400m/s 的要求。

4.1.4 本条给出了场地等效剪切波速的计算公式，用剪切波通过土层时间相同的概念求得的等效剪切波速值，使土层平均波速的物理意义更为明确和合理。场地分类的计算深度取覆盖层厚度和 20m 两者中的较小值，是根据目前工程勘察的现状和经济条件确定的。

4.1.5 场地分类采用了梯形分类法。梯形分类法如表 4.1.5 和

图 4.1.5 所示。图和表给出的方法是完全一致、等效的。其主要特点是：提出用梯形分类法代替传统的矩形分类法，将原来传统的场地分类竖直边界线改为斜线，使得场地分类的边界划分更趋合理，避免了在场地分类边界线两侧特征周期跳跃变化大的不合理现象。表中列出的简单公式是图中分界线的解析表示式；它和现行规范 GB 50011 — 2010 中的场地分类方法基本相当。这种改变总体上保持了原来场地分类的特点和结果，但消除了原来方法对同一类场地中，场地参数差别很大时，仍采用同一个特征周期，以及场地参数十分接近的位于场地分类边界两侧的场地类别和特征周期会急剧变化的弊病。图 1 给出了按照 GB 50011 — 2010 规范与本规范场地分类边界的对比情况。

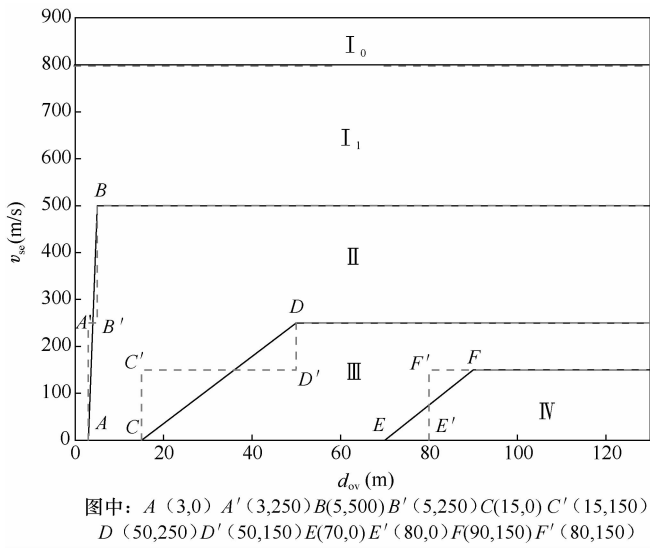


图 1 场地分类边界（实线为本规范场地边界，
虚线所示为 GB 50011 — 2010 场地边界）

4.1.6 本条强调，对于特殊的场地和存在潜在危险的场地，应区别对待并重点考虑加强评估和应对措施。

4.1.7 这里所说的避让距离是断层面在地面上的投影或到断层

破裂线的距离，不是指到断裂带的距离。

综合考虑历次大地震的断裂震害，离心机试验结果和我国地震区、特别是山区民居建造的实际情况，规定当确实需要在避让范围内建造房屋时，仅限于建造分散的、不超过三层的使用功能为Ⅰ、Ⅱ类的建筑，同时应按提高一度采取抗震措施，并提高基础和上部结构的整体性，且不得跨越断层。严格禁止在避让范围内建造使用功能为Ⅲ、Ⅳ类的建筑。对于山区中可能发生滑坡的地带，属于特别危险的地段，严禁建造民居。

4.1.8 本条考虑局部突出地形对地震动参数的放大作用，主要依据宏观震害调查的结果和对不同地形条件和岩土构成的形体所进行的二维地震反应分析结果。所谓局部突出地形，主要是指山包、山梁和悬崖、陡坎等，情况比较复杂，对各种可能出现情况的地震动参数的放大作用都做出具体的规定是很困难的。从宏观震害经验和地震反应分析结果所反映的总趋势，大致可以归纳为几点：①高突地形距离基准面的高度愈大，高处的反应愈强烈；②离陡坎和边坡顶部边缘的距离愈大，反应相对减小；③从岩土构成方面看，在同样地形条件下，土质结构的反应比岩质结构大；④高突地形顶面愈开阔，远离边缘的中心部位的反应明显减小；⑤边坡愈陡，其顶部的放大效应相应增大。

基于以上变化趋势，以突出地形的高差 H 、坡降角度的正切 H/L 以及场址距突出地形边缘的相对距离 L_1/H 为参数，归纳出各种地形的地震力放大作用如下：

$$\lambda = 1 + \xi \alpha \quad (1)$$

式中： λ ——局部突出地形顶部的地震影响系数的放大系数；

α ——局部突出地形地震动参数的增大幅度，按表 2 采用；

ξ ——附加调整系数，与建筑场地离突出台地边缘的距离 L_1 与相对高差 H 的比值有关。当 $L_1/H < 2.5$ 时， ξ 可取为 1.0；当 $2.5 \leq L_1/H < 5$ 时， ξ 可取为 0.6；当 $L_1/H > 5$ 时， ξ 可取为 0.3。 L 、 L_1 均应按距离场地的最近点考虑。

表 2 局部突出地形地震影响系数的增大幅度

突出地形的高度 H (m)	非岩质地层	$H < 5$	$5 \leq H < 15$	$15 \leq H < 25$	$H \geq 25$
	岩质地层	$H < 20$	$20 \leq H < 40$	$40 \leq H < 60$	$H \geq 60$
局部突出台 地边缘的侧 向平均坡降 (H/L)	$H/L < 0.3$	0	0.1	0.2	0.3
	$0.3 \leq H/L < 0.6$	0.1	0.2	0.3	0.4
	$0.6 \leq H/L < 1.0$	0.2	0.3	0.4	0.5
	$H/L \geq 1.0$	0.3	0.4	0.5	0.6

条文中规定的最大增大幅度 0.6 是根据分析结果和综合判断给出的。本条的规定对各种地形，包括山包、山梁、悬崖、陡坡都可以应用。

4.1.9 场地工程勘察内容应根据实际的土层情况确定：有些地段，既不属于有利地段也不属于不利地段，而属于一般地段；不存在饱和砂土和饱和粉土时，不判别液化，若判别结果为不考虑液化，也不属于不利地段；无法避开的不利地段，要在详细查明地质、地貌、地形条件的基础上，提供岩土稳定性评价报告和相应的抗震措施。

场地地段的划分，是在选择建筑场地的勘察阶段进行的，要根据地震活动情况和工程地质资料进行综合评价。对软弱土、液化土等不利地段，要按规范的相关规定提出相应的措施。

场地类别划分，不要误为“场地土类别”划分，要依据场地覆盖层厚度和场地土层软硬程度这两个因素。其中，土层软硬程度一律采用“土层的等效剪切波速”值予以反映。

4.2 建筑场地地震影响系数

4.2.1 地震影响系数曲线又称抗震设计谱，是以地震动加速度反应谱统计特性为基础，经平滑化处理并考虑经验条件确定的。

为了进一步认识地震动的普遍规律和基本特征，谢礼立院士及其领导的课题组对大量地震记录的加速度反应谱进行了双规范化处理，按照场地条件、震级和震中距等反应谱影响因素分类进

行统计分析，得出结论：双规准加速度反应谱在短、中周期频段均具有良好的统一性，5%阻尼比的统一设计谱的平台段高度取 2.5 为宜，下降段衰减指数取 0.9 为宜。

《中国地震动参数区划图》GB 18306 — 2015 第 8 章规定，场地地震动参数调整由只调整反应谱特征周期的单参数调整过渡到同时调整峰值加速度（或地震影响系数）和反应谱特征周期的双参数调整，在一定程度上提高了部分地区的设防参数。这种双参数调整主要是基于以下因素：近年来国际和国内相关的研究进展，以及大量的强震动记录的统计分析与研究结果，为场地分类方案以及场地特征对地震动幅值与频谱特征影响的调整方案提供了依据；双参数调整是国际上一些主要国家和地区建筑抗震设计规范发展的趋势，部分国家和地区已经采用。

《中国地震动参数区划图》GB 18306 — 2015 第 9 章规定 5% 阻尼比反应谱放大系数最大值取 2.5 为强制性要求。反应谱放大系数最大值取 2.5 是根据大量强震记录统计、地震安全性评价工作实践得出的结果，是最低要求，符合我国的地震环境特点，而且整体提高了我国的抗震设防要求。综合考虑以上规定和调查、研究结果，本规范地震影响系数的高度调整为 $1.125\eta\alpha_{\max}$ ，相应于设计谱平台段高度取值为 2.5，平台段及其下降段大部分的取值均提高为国标的 1.125 倍；下降段衰减指数取 0.9。

由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于长周期结构，由此计算所得到的水平地震作用下的结构效应可能偏小，而对于长周期结构，地震作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但规范所采用的反应谱法对此无法做出估计，出于安全考虑，增加了对各楼层水平地震最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，结构水平地震作用效应，对于基本周期大于 2.0s 的结构，剪力系数取 $0.225\alpha_{\max}$ 。

在我国的地震动参数区划图里，针对 II 类场地给出了反应谱特征周期 T_g 按地震环境影响的分区图。所谓地震环境，是指建筑所在地区及周围可能发生地震的震源机制、震级大小、地震发

生的年超越概率、建筑所在地区与震源距离的远近和传播介质以及建筑物所在地区的场地条件等。国标 GB 50011 — 2010 在这种分区的基础上略做调整后称为设计地震分组。本规范与国标 GB 50011 — 2010 的设计地震分组一致。我省主要地区特征周期的分组情况见附录 A。

4.2.2 影响地震影响系数曲线的因素很多。容许对地震影响系数曲线的某些参数做适当的调整，包括：

1 多次地震灾害的经验和地震震动观测的结果表明，软弱夹层的存在，对造成震害的场地地震震动特性有明显的影响。由于软弱土层的影响很复杂，它不仅与软弱土层本身的特性有关，而且与场地土层的构成、地震本身的特性以及地震波传播途径、介质等因素有关。因此，目前在各国规范中对软弱夹层影响的考虑尚无具体的规定。软弱夹层的存在不仅可以改变地震震动（加速度、速度、位移）幅值的大小，而且对反应谱的形状及峰值、周期等地面运动参数有明显的影响。其中对地震动幅值的影响尤为复杂，但是反应谱峰点周期向长周期移动的趋势则比较明显，可以通过土层模型的地震反应分析初步掌握其规律。例如，根据大量土层模型的地震反应分析结果，当覆盖层厚度不超过 30m 且软夹层的剪切波速小于 150m/s 时，可将表 4.2.1-3 规定的特征周期乘以周期影响系数 φ ：

$$\varphi = 1 + \frac{\lambda}{4H}(\lambda d_s + h_s) \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{v_{sc}}{v_s} \quad (3)$$

式中 φ ——周期影响系数；

v_{sc} ——场地土层影响厚度范围内的等效剪切波速 (m/s)；

v'_s ——软弱夹层土的剪切波速 (m/s)；

λ ——波速比，一般考虑 $\lambda \geq 1.5$ ；

H ——场地土层影响厚度，取地面下 30m，但不应超过场地覆盖层的厚度 (m)；

d_s ——软弱夹层土的厚度 (m);

h_s ——软弱夹层顶面距地表面的距离 (m)。

2 众所周知, 阻尼比减小, 场地设计谱值增加; 阻尼比增大, 场地设计谱值减小。资料分析表明, 增加或减小的幅度随周期不同而不同, 而且与特征周期有关。4.2.2 给出了阻尼比为 0.02~0.30 范围内的地震影响系数调整方法。

4.2.3 目前, 我国抗震设防一般情况下采用地震动参数区划图提供的地震动参数和相应的设防烈度; 在一定条件下, 也可采用抗震设防区划或地震安全性评价提供的设防烈度和地震动参数。我国的地震动参数区划图给出的是相当于 50 年超越概率为 10% 的以 II 类场地为标准场地的地震动峰值加速度 A_{10} 分区图和按地震环境的反应谱特征周期 T_g 分区图。为了满足抗震设计的需要, 本规范给出了基于《中国地震动参数区划图》GB 18306 — 2015 的山东省地震动峰值加速度 A_{10} 、 $A_{2\sim3}$ 的取值。

4.3 地震加速度时程

4.3.1 本条给出了采用时程分析法时选取记录的类型及数量要求。

4.3.2 本节给出了选择设计地震加速度时程的方法。我国现行抗震设计规范, 一般规定采用时程分析法时, 应按建筑场地和设计地震分组选用不少于两组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线。目前国内普遍的做法是, 无论在设计或研究中均把 1940 年的 El Centro (NS) 记录、1952 年的 Taft 记录、我国的迁安记录或天津骨科医院的记录作为首选记录。但是研究表明, 选择这些地震记录的根据是不足的, 这些记录并不一定就是抗震验算所需要的最不利地震动。对于工程结构, 特别是大型复杂结构的抗震研究和设计来说, 其最重要的任务之一是科学合理地选择设计地震动。为了在现行规范规定的前提下选择这样的设计地震动, 谢礼立院士等在总结了国内外大量强震记录资料和相关研究的基础上, 首先提出了最不利设计地震动的概念。所谓最

不利设计地震动，是指对于给定的结构和场地条件，最不利设计地震动能使结构的非弹性地震反应处于最不利的状况，即处在最高危险状态下的地震动记录。结构的破坏标准为位移延性和塑性累积损伤的双重破坏准则。

本规范在附录 B 中列出了可供参考使用的最不利设计地震动。需要说明的是，表中所列的国内最不利设计地震动只是对国内现有的记录而言，与国外强震记录相比还远不是最不利的。

4.3.3 本条给出了选取人工模拟地震动所依据的原则和方法。

4.3.4 本条给出了采用多维模型计算地震作用时地震动的幅值要求以及分量选取要求。

5 地基基础

5.1 一般规定

5.1.1 本条列出了国内现行的与地基基础勘察和设计及地基处理（主要是在静荷载作用下）有关的专业规范。在竖向荷载和除地震作用外的侧向荷载作用下，地基基础的勘察和设计及地基处理应满足这些规范的要求。

5.1.2 在地基基础抗震设计中，应充分考虑地基基础震害与地基土层类别及分布有密切关系，而并非简单地与地震动水平成正比。本条根据地基基础震害的现场调查结果及现有的研究成果，指出了属于不利抗震的地基种类、相应的土层条件，以及在勘察和设计中应做的工作。但应指出，不利抗震的地基并不一定不能满足抗震设计要求的地基。在设计时只对不能满足抗震设计要求的抗震不利地基才采取措施。

5.1.3 本条要求地基土的竖向承载力和土与基础侧向界面的水平承载力足以承受包括地震作用在内的荷载组合作用。在包括地震作用在内的荷载组合作用下，确定土的承载力时应考虑地震作用的暂短性和土的速率效应。

5.2 天然地基和基础

5.2.1 根据天然地基浅基础震害的现场调查结果，在遭受破坏的建筑中，因地基失效导致的破坏较上部结构惯性力的破坏为少，大量的一般天然地基都具有较好的抗震性能。因此规定了不需进行地基承载力抗震验算的天然地基基础建筑物的范围。

5.2.2 规定了天然地基土的抗震承载力的确定方法。表 5.2.2 给出的土的抗震承载力调整系数是考虑在短暂的地震作用下结构可靠度容许有一定程度降低和土的速率效应，根据现有的研究成

果和工程经验给出的,是对 5.1.3 条款的补充。

5.2.3 规定了天然地基地震承载力验算应满足的要求。式 (5.2.3-1) 中的 p 和式 (5.2.3-2) 中的 $p_{\max}$ 分别是在包括地震作用在内的荷载组合作用下基础底面上的平均压应力和基础边缘的最大压应力,由上部结构抗震计算确定。因此,在确定 p 及 $p_{\max}$ 时考虑了性态设计要求。

5.3 液化和软弱土层地基

5.3.1 本条是有关液化判别和处理的强制性条文,较全面规定了减少地基液化危害的对策。液化判别的范围是除设计基本地震加速度 $A \leq 0.05g$ 外存在饱和砂土和饱和粉土的土层。这些土层一旦判为液化土,应确定地基的液化等级,按液化等级和建筑抗震设计类别采取合适的抗液化措施。由于抗液化的工程措施应按建筑抗震设计类别采取,故考虑了性态设计的要求。

5.3.2、5.3.3 规定了不会发生液化和可不考虑液化对天然地基浅基础产生影响的情况。

5.3.4 规定了砂土层和粉土层的液化判别方法。该方法与《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的方法基本一致。临界液化贯入锤击数基准值按地震特征周期分区和设计基本地震加速度来确定,如表 5.3.4 所示。

5.3.5 规定了当建筑抗震设计类别为 C、D 类时,还宜采用 Seed 简化法判别液化。如果两种方法判别结果有一个判为液化,则认为液化。

5.3.6 给出了地基土层液化指数的计算方法。该法与《建筑抗震设计规范》GB 50011 — 2010 相同。当采用 Seed 简化法判别液化时,式 (5.3.6) 中的 $N_{cr,i}$ 可参考附录 C.0.3 确定。

5.3.7 给出了以地基土层液化指数为定量指标的地基土层液化等级划分标准,以及按地基土层液化等级和建筑抗震设计类别应采取的避免或减轻液化危害的工程措施的原则和要求。由于所采取的工程措施与建筑抗震设计类别有关,故考虑了性态设计要求。

5.3.8 对斜坡和倾斜的地面下土层液化情况所应采取的工程措施做了规定。

5.3.9、5.3.10 对地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层情况所应采用的工程措施做了规定。

5.4 桩 基 础

5.4.1 规定了可不进行桩基抗震验算的范围。

5.4.2 规定了桩基的抗震验算只考虑上部结构惯性作用引起的桩的弯矩和剪力。上部结构的惯性作用由上部结构抗震计算确定，故考虑了性能化设计要求。

5.4.3 规定了一般桩基抗震承载力的确定方法。

5.4.4 规定了当桩周围存在液化土层时桩基承载力验算的两种情况。第一种情况相应于地震时地震动达到最大而地震作用引起的饱和砂土的孔隙水压力尚未达到最大。第二种情况相当于地震动接近结束但地震作用引起的饱和砂土的孔隙水压力达到最大。表 5.4.4 中的折减系数与《建筑抗震设计规范》GB 50011 相同。

5.4.5 对斜坡或倾斜地面下土层的液化情况，规定了在桩基的抗震计算中应考虑土体顺坡位移引起的侧向推力作用。

5.4.6 对液化土中桩的配筋做了规定。

5.4.7 对桩承台周围的回填土及密度提出了要求。

5.5 抗震治理措施

5.5.1 给出了几种提高地基抗震能力的措施，并对每种措施的适用性做了评述。

5.5.2 规定了地基土体处理在平面上的几何范围。

5.5.3 对提高液化土抗震能力的工程措施提出了要求。

5.5.4 给出了为减轻液化影响可采取的基础和上部结构的构造措施，并提出了要求。

5.5.5 对不均匀地基采取的工程措施做了规定，本条款是对 5.1.2 条中第二种抗震不利地基条款的补充。

6 地震作用和结构抗震验算

6.1 一般规定

6.1.1 可接受的抗震结构分析和设计方法应包括：

(1) 抗震分析的计算模型必须尽可能符合地震作用下结构的实际受力变形状态，这是基本条件。

(2) 结构分析设计的目的是确保结构遭遇地震作用时能具有足够的承载力、刚度和良好的耗能能力，从而保证达到预期的抗震性态目标。

(3) 任何结构均至少具有两个方向的抗侧力构件，从偏安全考虑某一方向水平地震作用仅由该方向抗侧力构件承担，因此规定至少应在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，如该方向抗侧力构件带有翼缘、翼墙等，尚应包括翼缘、翼墙的抗侧力作用。

相对建筑而言实际地震动传播方向是任意的，为此要求对相对建筑结构主轴有斜交抗侧力构件的结构，应考虑对各构件的最不利方向的水平地震作用，一般即与该构件平行的方向。明确交角大于 15° 时，应考虑斜向地震作用，按第 6.3 节式 (6.3.8-5) 进行计算。

(4) 如果连接件先于被连接件破坏，连接件将失去连接各部分成整体的作用，因此确保连接件具有足够的承载力是非常重要的。

(5) 计算分析和地震经验证明，结构受力的传递途径越直接，结构所遭受的地震作用就能越快传递到基础并经基础耗散掉，因此抗震性能也就越好。为此，结构设计应该尽可能提供直接的传力途径。

(6) 本款规定了建筑结构抗震验算的原则。

鉴于目前的弹塑性参数、分析软件对构件裂缝的闭合状态和残余变形、结构自身阻尼系数、施工图中构件实际截面、配筋与计算书取值的差异等等，弹塑性分析的可靠程度需谨慎判断，可从下列几方面进行综合分析：

- 1) 结构弹塑性模型一般应该比反应谱计算时的分析模型有所简化，但在弹性阶段的主要计算结果应与多遇地震分析模型的计算结果基本相同，两种模型的嵌固端、主要振动周期、振型和总地震作用应一致。弹塑性阶段，结构构件和整个结构实际具有的抵抗地震作用的承载力是客观存在的，在计算模型合理时，不因计算方法、输入具有相同频谱特性的不同地震动记录而有明显改变。若计算得到的承载力明显异常，则计算方法或参数存在问题，需仔细复核、排除。
- 2) 整个结构客观存在的、实际具有的最大受剪承载力（底部总剪力）应控制在合理的、经济上可接受的范围，不需要接近更不可能超过按同样阻尼比的理想弹性假定计算的大震剪力，如果弹塑性计算的结果超过，则该计算的承载力数据需认真检查、复核，判断其合理性。
- 3) 进入弹塑性变形阶段的薄弱部位会出现一定程度的塑性变形集中，该楼层的层间位移（以弯曲变形为主的结构宜扣除整体弯曲变形）应大于按同样阻尼比的理想弹性假定计算的该部位大震的层间位移；如果明显小于此值，则该位移数据需认真检查、复核，判断其合理性。
- 4) 薄弱部位可借助于上下相邻楼层或主要竖向构件的屈服强度系数（其计算方法参见本规范第 6.5.5 条的说明）的比较予以复核，不同的方法、不同的地震动记录，尽管彼此计算的承载力、位移、进入塑性变形的程度差别较大，但发现的薄弱部位一般相同。
- 5) 影响弹塑性位移计算结果的因素很多，现阶段，其计算值的离散性，与承载力计算的离散性相比较。建议按

下列方法确定其层间位移参考数值：用同一软件、同一地震动记录进行弹性和弹塑性计算，得到同一地震动记录、同一部位弹塑性位移（层间位移）与小震弹性位移（层间位移）的比值，然后将此比值取平均或包络值，再乘以反应谱法计算的该部位小震位移（层间位移），从而得到大震下该部位的弹塑性位移（层间位移）的参考值。

(7) 规范的地震水准是按 50 年设计基准期确定的。对于设计使用年限不同于 50 年的结构，其地震作用需要做适当调整，取值经专门研究提出并按规定的权限批准后确定。当缺乏当地的相关资料时，可参考《建筑工程抗震性态设计通则（试用）》CECS 160：2004 的附录 A，其调整系数的范围大体是：设计使用年限 70 年，取 1.15~1.2；100 年，取 1.3~1.4。

对近场的地震动参数，规定了相应的增大系数。

(8) 明显不对称、不均匀的结构是“不规则结构”的一种，需考虑扭转的影响。对于扭转计算，应同时“考虑双向水平地震作用下的扭转影响”。其他结构可按本节 6.1.4 条的规定调整地震作用效应。

(9) 所谓平面投影尺度很大的空间结构，指跨度大于 120m，或长度大于 300m，或悬臂大于 40m 的结构。其他相关规定的含义如下：

1) 关于结构形式和支承条件

对周边支承空间结构，如：网架，单、双层网壳，索穹顶，弦支穹顶屋盖和下部圈梁-框架结构，当下部支承结构为一个整体，且与上部空间结构侧向刚度比大于等于 2 时，可采用三向（水平两向加竖向）单点一致输入计算地震作用；当下部支承结构由结构缝分开，且每个独立的支承结构单元与上部空间结构侧向刚度比小于 2 时，应采用三向多点输入计算地震作用。

对两线边支承空间结构，如：拱、拱式桁架，门式刚架、门式桁架，圆柱面网壳等结构，当支承于独立基础时，应采用三向多点输入计算地震作用。

对长悬臂空间结构，应视其支承结构特点，采用多向单点一致输入或多向多点输入计算地震作用。

2) 关于单点一致输入、多向单点输入、多点输入和多向多点输入

单点一致输入，即仅对基础底部输入一致的加速度反应谱或加速度时程进行结构计算。

多向单点输入，即沿空间结构基础底部，三向同时输入，其地震动参数（加速度峰值或反应谱最大值）比例取：水平主向：水平次向：竖向=1.00：0.85：0.65。

多点输入，即考虑地震行波效应和局部场地效应，对各独立基础或支承结构输入不同设计反应谱的加速度时程进行计算，估计可能造成的地震效应。

多向多点输入，即同时考虑多向和多点输入进行计算。

3) 关于行波效应

地震波从一个支承点传播到另一个支承点需要时间，当两支承间距离较大时将使不同点支承结构或支座处的加速度峰值、相位不同，即为行波效应。由于地震动是一种随机过程，多点输入时，应考虑最不利的组合情况。视波速与场地剪切波速之间存在如下关系：视波速 $v' = v_s / \sin \alpha$ ，其中 v_s 是剪切波速，其取值与土层类别有关，从 $<150\text{m/s}$ 到 $>800\text{m/s}$ ， α 为地震波到地基所在地面的入射角，它取决于潜在震源深度和震中距。以震源深度 20km 、震中距 100km 的情况为例，如果土层属中软土，其剪切波速在 $150 \sim 250\text{m/s}$ 之间，根据视波速与剪切波速之间的关系，可知视波速在 $764 \sim 1275\text{m/s}$ 之间，如果支承间距为 d ，则除以视波速就可以估算支承间地震动的时差 $\Delta t = d/v'$ ，从而解决考虑行波效应的多点输入问题。

4) 关于局部场地效应

所谓局部场地效应，是指不同支承点下卧土层地质条件相差较大，因此地震引起的波动有明显的差异。当存在这种情况时，可采用一维或二维模型计算求得基础底部土层地震反应谱的加速

度时程，或按土层等效剪切波速对基岩地震反应谱的加速度时程进行修正后，作为多点输入地震反应谱的加速度时程。

(10) 关于大跨度和长悬臂结构，根据我国大陆和台湾地震的经验，8度时跨度大于24m的屋架、2m以上的悬挑阳台和走廊等震害严重，需要计入竖向地震作用的影响。

6.1.2 明确指出抗震设计类别为A类的建筑，只需满足本规范第6.1.6条1款的抗震构造措施，可不进行抗震验算。同时，指明了其他抗震设计类别的结构地震作用分析的方法。

结构的地震作用和变形分析，按其严密性和预期精度的增加次序排列如下：

- ① 底部剪力法（第6.2节）；
- ② 振型分解反应谱法（第6.3节）；
- ③ 时程分析法（弹性）；
- ④ 静力弹塑性分析法（推覆分析，即 push-over 分析）；
- ⑤ 弹塑性时程分析法。

因6度、7度（0.10g）地区抗震设计类别B、C类对应的地震作用不大，高度不大于40m的非特别不规则结构所产生的扭转效应等的影响并不显著，因此仍指出可以应用底部剪力法进行抗震设计类别为B和C类的不规则结构的地震作用分析。其他情况则规定应采用振型分解反应谱法或时程分析法或静力弹塑性或弹塑性时程分析等更精确的方法。

进行时程分析时，鉴于不同地震动记录输入进行时程分析的结果不同，本条规定一般可以根据小样本容量下的计算结果来估计地震作用效应值。通过大量地震加速度记录输入不同结构类型进行时程分析结果的统计分析，若选用不少于2组实际记录和1组人工模拟的加速度时程曲线作为输入，计算的平均地震效应值不小于大样本容量平均值的保证率在85%以上，而且一般也不会偏大很多。当选用数量较多的地震动记录，如5组实际记录和2组人工模拟时程曲线，则保证率更高。所谓“在统计意义上相符”指的是，多组地震动记录时程的平均地震影响系数曲线与振

型分解反应谱法所用的地震影响系数曲线相比，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于 20%。计算结果在结构主方向的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的 80%，每条地震动记录输入的计算结果不会小于 65%。从工程角度考虑，这样可以保证时程分析结果满足最低安全要求。但计算结果也不能太大，每条地震动记录输入计算不大于 135%，平均不大于 120%。当地震记录组数没有达到或超过 7 组时，仍都按 3 组情况考虑，是偏于安全的。

正确选择输入的地震加速度时程曲线，要满足地震动三要素的要求，即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。

频谱特性可用地震影响系数曲线表征，依据所处的场地类别和设计地震分组确定。

加速度的有效峰值按附表 A 中所列设防地震对应的地震加速度最大值采用。计算输入的加速度曲线的峰值，必要时可比上述有效峰值适当加大。当结构采用三维空间模型等需要双向（二个水平向）或三向（二个水平和一个竖向）地震动记录输入时，其加速度最大值通常按 1（水平 1）：0.85（水平 2）：0.65（竖向）的比例调整。人工模拟的加速度时程曲线，也应按上述要求生成。

输入的地震加速度时程曲线的有效持续时间，一般从首次达到该时程曲线最大峰值的 10% 那一点算起，到最后一点达到最大峰值的 10% 为止；不论是实际强震记录还是人工模拟地震动记录，有效持续时间一般为结构基本周期的 5~10 倍，即结构顶点的位移可按基本周期往复 5~10 次。

6.1.3 为便于抗震分析和制定设计规定，将建筑结构按材料划分为不同类别的结构体系。

（1）在选择结构体系时，要慎重考虑结构体系的连续性、韧性（包括减至最小的脆性状态）和赘余度的相互关系。

在抗震设防地震作用下，对于大多数使用功能 II 类（状态要求为基本运行）的结构，其内力和变形实质上将超过结构构件开

始屈服和屈曲之点，并表现为非弹性状态。但是地震经验表明，只要选择合适的结构体系，并按适当的延性、规则性和连续性对结构进行细部设计，则有可能按折减的地震作用对结构完成弹性设计，仍能获得可接受的性态。因此本规范采取这样的方法确定结构尺寸，使结构在采用结构影响系数折减的设计地震加速度可能产生的水平地震作用下，不会变形到超过显著屈服之点，然后，当需要时由位移放大系数放大由此折减后地震作用计算的弹性变形，来估计设计地震加速度下的预期变形，以避免当需要设置伸缩缝时产生破坏性碰撞等。

所谓“显著屈服”，并非指任何构件首次出现屈服，而是定义为至少引起结构最危险区域完全进入塑性的水平（例如，结构中第一个塑性铰的形成）。密实构件组成的钢框架，当在结构的最高应力构件中形成塑性铰时，即认为达到显著屈服。混凝土框架构件中至少一个截面达到第 8 章所述承载力时，认为达到显著屈服。图 2 示意典型结构的水平地震作用-位移曲线。显著屈服是结构中受力最大构件出现塑性铰时的状态，随着地震作用的增

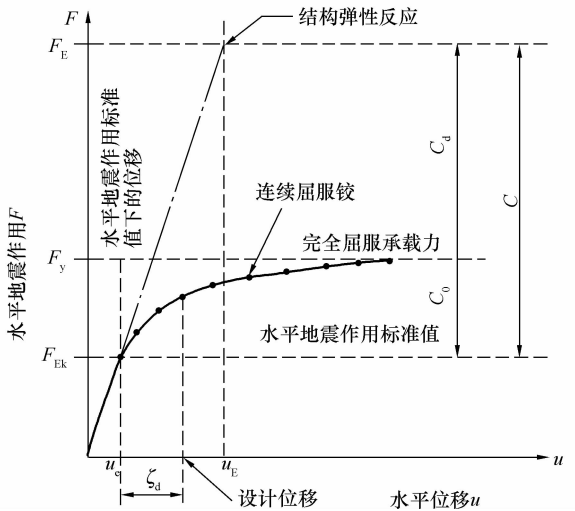


图 2 非弹性地震作用-变形曲线

加而引起附加塑性铰的形成，承载力逐渐增加至最大值。由这种连续的非弹性作用所得到的超承载力，提供了结构抵抗设计地震加速度可能产生的真实地震作用所需的承载力储备。

应当指出，上述的结构超承载力是由合适设计的超静定结构产生一系列的塑性铰而得到的。还有一些因素增加结构的超承载力，如材料的超强度，构件的设计承载力计入了抗力因子，设计者在选择截面和配筋时高于要求的值，规范规定的最小要求，如最小配筋率，许多柔性结构，例如框架的设计常常是由位移而不是承载力控制的。因此，结构通常具有远高于规范规定的最小侧向抗力，其真实的首次显著屈服可远高于规定的地震作用标准值，若具备适当的延性、赘余度和规则性，则结构的完全屈服更可显著高于规定的地震作用标准值。

图 2 说明了规范中的结构影响系数 C 和位移放大系数 ζ_d ，以及规范未考虑的结构超承载力系数 C_0 的意义。应当说明，表 6.1.3 中规定的 C 和 ζ_d 值，是考虑了合适设计的典型结构的特点而确定的。若结构的设计过分“优化”，且侧向抗力仅由少数构件提供，则图 2 所示连续屈服铰的状态将不可能形成，而规范中的设计参数 C 和 ζ_d 值，将不足以提供预期的抗震性态。

结构影响系数 C 代表设计地震加速度下规定的地震作用标准值与弹性地震作用之比，即 $C = F_{Ek}/F_E$ ，它恒小于 1。用结构影响系数对弹性地震作用进行折减，其理由是当结构开始屈服和非弹性变形时，结构的有效周期趋于增长，对许多结构这导致地震作用减小；而且非弹性作用，亦即滞变阻尼导致大量耗能。它们的组合效应称为延性折减，体系的延性折减系数定义为 $C_d = F_y/F_E$ 。由图 2 显见， $C = C_d C_0$ 。目前虽已认识到结构超承载力和非弹性状态均对结构影响系数有重要贡献，但还没有足够的有效研究支持在规范中予以分开考虑。另外，不同结构的超承载力和非弹性状态的相对贡献有显著差异，难以精确定量。因此，本规范没有将它们分开考虑。

单凭承载力不足以获得较高的抗震性态。因此，还需通过对

各抗震设计类别的结构,应用第 6.1.6 条规定的设计和细部要求以及表 6.5.4 中严格的层间位移角限值来获得。

在罕遇地震作用下,为防止标准设防类结构倒塌(保证生命安全),对某些延性结构需要计算结构的弹塑性变形。对脆性结构,则主要通过设置构造柱、芯柱、圈梁和水平钢筋来提高结构的变形能力,以防止倒塌。

对较重要的使用功能类别的建筑所要求的较高性态(使用功能Ⅲ、Ⅳ类的结构),为确保在抗震设防地震下满足相应的性态要求,则需按第 6.1.5 条的规定进行承载力和相应的变形验算。

关于位移放大系数 ζ_d ,在 30 多年前 Newmark 就曾指出,结构的最大弹塑性位移可合理地用相同地震加速度下的弹性结构的位移来估计(Miranda 和 Bertro, 1996),亦即弹塑性位移 u 可表为 $u = 1.0u_e/C$,式中 u_e 是按折减的地震作用由弹性分析计算的位移。美国 SEAOC 1996 规范附录 C 建议在上式中以 0.7 代替 1.0,以作为弹塑性位移一个较合理的、覆盖面较广的近似。本规范在 SEAOC 建议的基础上,考虑各结构体系的变形特性,规定了它们的位移放大系数,如表 6.1.3 所示。

6.1.4 本条对各种不规则情况规定了内力调整和应该如何对薄弱部位采取有效的抗震构造措施等。

地震扭转效应是一个极其复杂的问题,一般情况,体型复杂的建筑结构,即使楼层“计算刚心”和质心重合,往往仍然存在明显的扭转效应。对低于 40m 的框架结构,当各层的质心和“计算刚心”接近于两串轴线(即所谓均匀偏心结构)时,根据上千个算例的分析,若偏心参数 ϵ 满足 $0.1 < \epsilon < 3$,则边榀框架的扭转效应增大系数 $\eta = 0.65 + 4.5\epsilon$ 。偏心参数的计算公式是 $\epsilon = e_y s_y / (K_\varphi / K_x)$,其中 e_y 、 s_y 分别为 i 层刚心和 i 层边榀框架距 i 层以上总质心的距离(y 方向), K_x 、 K_φ 分别为 i 层平动刚度和绕质心的扭转刚度。其他类型结构,如单层厂房也有相应的扭转效应系数。对单层结构,多采用基于刚心和质心概念的动力偏心距法估算。这些简化方法各有一定的适用范围,故规范要求的确

有依据时才可用来近似估计。

对于明显存在偏心的结构，宜建立三维空间结构计算模型而进行分析。三维空间结构计算模型可选用空间杆系、空间杆-墙板元（壳元）、空间杆-薄壁杆系和其他组合有限元等计算模型。设置剪力墙的结构应优先选用空间杆-墙板元（壳元）模型。框架梁柱节点区宜按刚域考虑，同时框架柱应按实际偏轴情况建立模型。

根据目前结构计算方法的发展，各种商品化计算软件的模型基本上都是三维空间模型，剪力墙也基本都采用二维或三维有限元模型。对框支剪力墙的框支梁，当程序没有在三维模型中进行有限元细分的功能时，可在平面模型中进行有限元的细分计算。

结构计算所选用的软件应能满足相应结构计算分析的要求，对于特殊的结构形式或构件，应选取具有相应分析功能的计算软件。对于多塔结构、转换层结构、加强层结构、混合结构、大跨空间结构及跨层柱、坡屋面等特殊形式，应确认软件具有相应的计算功能，不能单纯通过直观三维模型判断。

结构整体分析时，作为横隔板的楼盖模型应符合下列要求：

1 当楼盖为一块整体混凝土板，且平面内变形可忽略时，可采用平面内刚性假定模型。

2 当楼盖为多块整体混凝土板，各板块平面内变形可忽略时，可采用平面内分块刚性假定模型。

3 当楼盖由多块可忽略各自平面内变形的混凝土板组成，并通过平面内变形不可忽略的板带连接时，可采用平面内分块刚性+局部弹性板带假定模型。

4 当楼板平面内变形较大不可忽略时，可采用弹性楼板假定模型。

5 当软件未提供分块刚性假定+局部弹性板假定的计算模型时，该层可整体采用弹性楼板假定模型。

6 当弹性板仅需考虑平面内变形时，可采用忽略平面外变

形的膜单元；当弹性板同时考虑平面内和平面外变形时，可采用板壳单元，此时尚应考虑由于板对梁弯矩的分担作用而造成梁内力减小的影响。

7 板柱-剪力墙结构的楼板应采用壳元或其他可考虑楼板平面外刚度的有限元模型，平面内变形可忽略时，可采用平面内刚性假定。

在进行结构地震动力分析时，当楼盖符合刚性楼板假定，则楼层质量可采用楼层集中质量模型（侧刚模型）；当楼盖采用弹性楼板假定或有空楼板、弹性节点的情况，则楼层质量应采用分散节点质量模型（总刚模型）。

在进行结构的弹塑性静力和动力分析时，应选用三维空间有限元模型。梁、柱和支撑可采用具有塑性铰的一维杆单元或纤维束模型模拟，剪力墙可采用非线性壳单元或其他非线性组合单元模拟。

当地基基础需要进行抗震承载力验算时，对梁板式筏形基础可采用弹性地基梁或有限元（梁元、板元）模型；对平板式筏形基础可采用有限元（板元）模型；对交叉梁基础可采用弹性地基梁模型。地基模型可采用文克尔模型或分层总和法模型。

6.1.5 第 6.1.1 条说明解释了为实现Ⅱ类使用功能结构在设防地震下满足基本运行的性态要求，可采用结构影响系数 C 进行弹性设计，利用位移放大系数 ζ_d 预估弹塑性位移。由于弹塑性位移角限值给出的依据并不充分，地震经验表明，在抗震设防地震下满足承载力验算及弹性位移角验算的结构，在罕遇地震下可以实现运行的性态目标。因此本规范除 6.5.5 条所规定的结构以外，只进行抗震设防地震下承载力验算及弹性位移验算。而对本规范 6.5.5 条所规定的结构，尚需进行罕遇地震下的弹塑性位移验算。

根据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 重点设防类应相对标准设防类提高一度采用抗震措施，但不提高地震作用，因此Ⅲ类使用功能的结构地震作用分析与位移验算与Ⅱ类相同。

为了保证Ⅳ类使用功能的结构在罕遇地震下能运行（也即基本接近弹性工作状态），《建筑工程抗震设防分类标准》规定除提高一度考虑抗震措施外，其地震作用分析也需提高，在同样考虑结构影响系数 C 的情况下进行罕遇地震下的承载力验算及弹性位移验算。基于与Ⅱ类结构相同的原因，除本规范 6.5.5 条所规定的结构以外，一般不再需要进行弹塑性变形验算。

对于使用功能为Ⅰ类的次要结构，其破坏不会造成人员伤亡和大的经济损失，因此不进行抗震设防验算是合理的。

国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 按国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则规定，将地震发生时的恒荷载与其他重力可能的遇合结果，总称为“抗震设计的重力荷载代表值”，即永久荷载标准值与有关可变荷载组合值之和。本规范采用了 GB 50011 定义的重力荷载代表值及各可变荷载的组合系数。

6.1.6 结构体系构件的设计和细部要求列于本条。本条的要求叙述较为详细，这是因为详细规定设计地震动和结构分析的要求，它们本身并不能使建筑抗震，必须附加结构体系构建和细部的设计要求，以便使整个建筑具备同等的抗震承载力。预期的地震动愈严重、抗震设计类别愈高，这些附加的要求应愈严格。结构的抗震设计存在很大的不确定性，包括：

- ① 建筑场地预期的未来地震动的真实动力特性；
- ② 建筑当其基础遭受地震动时的真实反应；
- ③ 土—结构—基础相互作用；
- ④ 不同结构材料的力学特性，特别是当它们遭受可导致强非弹性的反复循环应变时的性能；结构计算模型的不确知性。

应当注意，结构的整体非弹性反应对其临界区域的非弹性状态是非常敏感的，而这种状态本身又受这些区域的细部设计的影响。

虽然可以利用增加地震作用的水平来消除这些不确定性的后果，但是给建筑系统提供与非结构构件和设备的容许最大变形相

一致的最大耗能,是更为可行的。这种耗能能力,通常简单地称为“延性”,对细部设计是极为敏感的。因此,为了获得足够大的耗能能力,对结构及非结构的构件和它们的连接或隔离件的细部设计,采用严格的设计要求是必需的。

细部设计要求,应当与预期的地震动强度和建筑功能的设防类别和/或居住者的密度和类型联系起来。预期的地震动强度越大,建筑的功能设防类别越高或建筑中的居住者数量越多,设计和细部要求应越严格。在确定这些要求时,本规范使用了抗震设计类别的概念(表 3.1.4),它与设计地震加速度值和建筑使用功能分类相关。

6.1.7 本条规定,框架结构和框架-抗震墙(支撑)结构在重力附加弯矩 M_a 与初始弯矩 M_0 之比符合下式条件下,应考虑几何非线性,即重力二阶效应的影响。

$$\theta_i = \frac{M_a}{M_0} = \frac{\sum G_i \cdot \Delta u_i}{V_i \cdot h_i} > 0.1 \quad (4)$$

式中: θ_i ——稳定系数;

$\sum G_i$ —— i 层以上全部重力荷载计算值;

Δu_i ——第 i 层楼层质心处的弹性或弹塑性层间位移;

V_i ——第 i 层地震剪力计算值;

h_i ——第 i 层层间高度。

上式规定是考虑重力二阶效应影响的下限,其上限则受弹性层间位移角限值控制。对混凝土结构,弹性位移角限值较小,上述稳定系数一般均在 0.1 以下,可不考虑弹性阶段重力二阶效应影响。

当在弹性分析时,作为简化方法,二阶效应的内力增大系数可取 $1/(1-\theta)$ 。

当在弹塑性分析时,宜采用考虑所有受轴向力的结构和构件的几何刚度的计算机程序进行重力二阶效应分析,亦可采用其他简化分析方法。

混凝土柱考虑多遇地震作用产生的重力二阶效应的内力时，不应与混凝土规范承载力计算时考虑的重力二阶效应重复。

砌体结构和混凝土墙结构，通常不需要考虑重力二阶效应。

6.1.8、6.1.9 刚性、半刚性、柔性横隔板分别指在平面内不考虑变形、考虑变形、不考虑刚度的楼、屋盖。一般可参考本规范第 3.4.2 条来确定。

6.1.10 本条规定要求使用计算机进行结构抗震分析时，应对软件的功能有切实的了解，计算模型的选取必须符合结构的实际工作情况，计算软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定，设计对所有计算结果应进行判别，确认其合理有效后方可在设计中应用。

复杂结构指计算的力学模型十分复杂、难以找到完全符合实际工作状态的理想模型，只能依据各个软件自身的特点在力学模型上分别做某些程度不同的简化后才能运用该软件进行计算的结构。例如，多塔类结构，其计算模型可以是底部一个塔通过水平刚臂分成上部若干个不落地分塔的分叉结构，也可以用多个落地塔通过底部的低塔连成整个结构，还可以将底部按高塔分区分别归入相应的高塔中再按多个高塔进行联合计算，等等。因此本规范对这类复杂结构要求用多个力学模型而不是截然不同不合理的模型进行比较计算。复杂结构应是计算模型复杂的结构，不同的力学模型还应属于不同的计算机程序。

6.1.11 突出屋面的小建筑，一般按其重力荷载小于标准层 $1/3$ 控制。

对于顶层带有空旷大房间或轻钢结构的房屋，不宜视为突出屋面的小屋并采用底部剪力法乘以增大系数的办法计算地震作用效应，而应视为结构体系一部分，用振型分解反应谱法等计算。

6.2 水平地震作用计算的底部剪力法

6.2.1 本节讨论结构水平地震作用计算的底部剪力法。

6.2.2 底部剪力法的核心是式 (6.2.2-1)，它给出以结构影响系数 C 、水平地震影响系数 α 及其增大系数 η_h 和建筑有效总重力荷载四个因子表示的总水平地震作用标准值 F_{Ek} 。本规范采用了国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的底部剪力法。

本底部剪力法的总水平地震作用是以基本振型的贡献表示的，它仅适用于谱加速度控制区，对于谱速度和谱位移控制区，其谱值应乘以增大系数。增大系数以式 (6.2.2-4) 的形式给出，不同类型结构的增大系数的指数 (表 6.2.2-1)，是由拟合不同类型结构的振型分解反应谱法的结果求得。

关于剪切型、剪弯型和弯曲型结构的划分标准，可参考下列准则：

① 根据基本振型曲线判断，倒三角形曲线为剪切型，接近二次曲线的为弯曲型，处于两者之间且偏于倒三角形的为剪弯型。

② 对于框架结构，可根据框架标准层的弯剪刚度比 ζ 来判断。当 $\zeta = 0$ ，为纯弯型； $\zeta = \infty$ ，为纯剪型； $\zeta = 0.125$ 附近，为剪弯型。其中：

$$\zeta = \frac{\sum_b EI_b / L_b}{\sum_c EI_c / L_c} \quad (5)$$

EI_b 和 EI_c 、 L_b 和 L_c 分别为梁和柱的抗弯刚度、梁长和柱高。

③ 对于抗震墙结构，可根据墙的弯剪刚度比 R 来判断。当 $R = 0$ ，为纯弯型； $R = \infty$ ，为纯剪型；当 $R < 0.25$ ，弯曲为主； $R > 0.25$ ，剪切为主。

$$R = \frac{kEI}{l^2 GA} \quad (6)$$

EI 为墙的弯曲刚度， l 为墙高， GA 为墙的剪切刚度， k 为墙的剪应力不均匀分布系数。对矩形截面， $k = 6/5$ ；对圆形截面， $k = 10/9$ ；对工字形截面， $k = A/A_n =$ 全截面面积/腹板部分截

面积；对薄壁环形截面， $k = 2.0$ 。

有效重力荷载，取基本振型的有效重力荷载。基本振型的振型曲线取近似曲线式 (6.2.2-3)，其中的指数，对剪切型、弯剪型和弯曲型结构，分别近似取 1.0、1.5 和 1.75。

结构影响系数列于表 6.1.3 中，但必须考虑第 6.1.5 条对不同使用功能类比的调整，其值确定的基础见第 6.1.3 条的说明。

需要指出的是，上述底部剪力法与《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 有所不同，但通过计算发现，两者差别不大。

6.2.3 建筑结构的周期应按确定的分析方法计算，式 (6.2.3) 是基于瑞利方法的修正结果。

计算周期随结构柔度的增加而增加。如果在计算位移时忽略了非结构构件对结构刚度的贡献，则位移将被夸大，而计算周期加长，将导致地震影响系数和地震作用的减小。计算周期时，忽略非结构构件的影响所产生的误差，是处于非保守的一边，故应对计算结果予以适当折减。当计算周期的经验公式是基于脉动或小振幅振动试验结果时，鉴于结构的非结构构件和建筑物件在小振幅时的刚度影响，而建筑结构遭受设计地震加速度时为大振幅振动，故对小振幅实测周期应予以适当增长。

对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构、框架-剪力墙结构和剪力墙结构，其基本自振周期 T_1 (s) 还可按下式计算：

$$T_1 = 1.7\alpha_0\sqrt{\Delta_T} \quad (7)$$

式中 Δ_T ——结构顶点假想侧移，即把集中在各层楼面处的重量 G_i 视为作用于 i 层楼面的假想水平荷载，按弹性刚度计算得到的结构顶点侧移，以 m 为单位；

α_0 ——考虑填充墙影响的折减系数，框架结构取 0.6～0.7，填充墙较多的框架-剪力墙结构取 0.7～0.8，填充墙较少的框架-剪力墙结构取 0.8～0.9，剪力墙结构取 1.0。

高层钢筋混凝土剪力墙结构，高度为 20～50m，剪力墙间距

为 3~6m 的住宅、旅馆类建筑，其基本自振周期 T_1 (s) 还可按下列经验公式计算：

$$\text{横墙间距较密时, } \left. \begin{array}{l} T_{1\text{横}} = 0.054n \\ T_{1\text{纵}} = 0.04n \end{array} \right\} \quad (8)$$

$$\text{横墙间距较疏时, } \left. \begin{array}{l} T_{1\text{横}} = 0.06n \\ T_{1\text{纵}} = 0.05n \end{array} \right\} \quad (9)$$

或

$$T_1 = 0.04 + 0.038 \frac{H}{\sqrt[3]{B}} \quad (10)$$

式中： n 为建筑物层数； H 为建筑物总高度； B 为建筑物计算方向的宽度。

钢筋混凝土框架、框架-剪力墙结构还可按下列经验公式计算：

$$T_1 = 0.33 + 0.00069 \frac{H}{\sqrt[3]{B}} \quad (11)$$

或

$$T_1 = (0.07 - 0.09)n \quad (12)$$

H 、 B 、 n 意义同前。

6.2.4 水平地震作用沿建筑高度的分布通常是十分复杂的，因为这些作用是许多固有振型反应叠加的结果。这些振型地震作用对总水平地震作用的相对贡献取决于一系列因素，包括地震反应谱形状、建筑固有振动周期和振型形状，而后者又取决于质量和刚度沿高度的分布。目前规范关于总水平地震作用沿建筑高度分布的常用方法有两种：一是将部分底部剪力集中作用于结构顶部（如《建筑抗震设计规范》），而其余部分则按倒三角形分布。另一是将总水平地震作用按结构基本振型形状分布，在短周期的规则建筑中，基本振型与直线相近，在较长周期的规则建筑中，基本振型近似位于直线和顶点位于基底的抛物线之间。令振型曲线以 $(h_i/h)^k$ 表示，则对于短周期 ($T \leq 0.5\text{s}$) 建筑，取 $k=1$ ；对于长周期 ($T \geq 2.5\text{s}$) 建筑，取 $k=2$ ；对于周期处于 0.5s 和

2.5s 之间的建筑, k 由 1 和 2 间线性插值确定。第一种方法以简单方式考虑高振型的影响, 但不适用于计算楼层弯矩; 第二种方法考虑了长短周期的不同基本振型曲线特性, 但未考虑高振型的影响, 本规范选用该方法。这种方法利用振型组合的概念, 将总水平地震作用看成是由基本振型和第二振型 (以此代表高振型影响) 的水平地震作用的组合, 在分别求得基本振型和第二振型的水平地震作用沿高度分布后, 分别计算它们的地震作用效应, 然后按平方和开方法求总地震作用效应。

6.2.5 本条像《建筑抗震设计规范》(GB 50011) 一样, 介绍了根据楼、屋盖的具体情况将各层地震剪力分配到竖向抗侧力构件的原则。

对不规则结构指出应按本规范第 6.1.4 条的规定进行调整, 并建议不规则结构宜用有限元分析进行振型分解反应谱法分析。

6.2.6 本条要求结构的设计应能抵抗与层间静力剪力一致的倾覆力矩。在基础的设计中, 倾覆力矩可取基础-土界面处的值乘以折减系数 0.85。这样做是因为在振动过程中基础一个边缘的轻微翘离将导致倾覆力矩的减小, 且这种状态通常不会引起结构的破坏。

6.2.7 本条定义层间位移角为计算楼层顶部和底部位移之差除以层高。位移由弹性分析确定 (如需预估弹塑性位移的大致数值, 可将位移乘以位移放大系数而得)。弹性分析将结构看成固定于基底, 用规定的地震作用对抗震体系求出。不应包括抗震体系以外的构件刚度, 因为它们在较高的非弹性应变水平时, 可能是不可靠的。

结构位移计算的模型应尽可能考虑下列因素: 节点域的变形, 楼盖的变形, 抗侧力构件的轴向、弯曲和剪切变形。然后由第 6.2.4 条规定的水平地震作用来计算。

6.3 水平地震作用计算的振型分解反应谱法

6.3.1 振型分解 (或叠加) 反应谱法通常适用于计算复杂的多

自由度结构的线性反应。结构的线性反应是各固有振动振型反应的叠加，可用一系列单自由度振子的反应来模拟。对于阻尼确实可用系统质量和刚度来表达的线性体系，振型分解法在数学上是精确的。而对于建筑结构的地震反应，由于结构的自身特性实际并不确切、地震动具有随机和事先不确知的特点，单自由度振子的响应需要利用从大量统计得到的反应谱曲线来确定。综上所述原因，结构地震反应的振型分解反应谱法，即使对于线性反应分析也只是一个较好的近似。振型分解反应谱法的数学模型，有二维模型和三维模型，三维模型还可包括模拟楼、屋盖柔度的附加自由度。

振型分解反应谱法在设计中是方便有效的。底部剪力法式(6.2.2-1)中的地震影响系数，实质上是加速度设计谱，可以用来确定一个完整结构的每个振型的最大反应。本规范采用了单个振型的振型水平地震作用及其沿结构高度分布的表达方式。这种表达方式突出了它们与底部剪力法的相似性。一旦确定了每个主要振型的水平地震作用和其他反应变量，并组合给出总水平地震作用标准值及其效应，它们与第6.2节给出的总水平地震作用采用类似的方式使用。

要利用振型分解反应谱法进行地震作用分析，首先要求得系统的振型，这就需要建立尽可能接近实际的力学分析模型，本条给出了建模的原则。

6.3.2 本条规定用于分析所需的振型数目。对于许多结构，包括低层建筑和中等高度的结构，它们的频率是稀疏的，一般每个方向取三个振型，几乎总是足以确定建筑的地震反应量。但是对于高耸、大跨等频率密集型结构，为恰当地确定地震作用，则必须要求三个以上的振型。本条提供了一个简单的规则，即在两个水平正交方向的每个方向中，分析中包含的所有振型的组合参与质量，应不小于有效总质量的90%。

6.3.3~6.3.5 振型分解反应谱法的主要特点，是将地震反应看作是结构以其每个主要振型振动时的独立反应的组合。当结构按

某特殊振型以其相联系的周期来回振动时，它便经历底部剪力、层间位移、楼面位移、底部（倾覆）力矩等的最大值。对规则或频率稀疏型结构在本条中 j 振型的总水平地震作用标准值，规定为振型地震影响系数 α_j 、结构影响系数 C 、振型有效重力荷载 G_{efj} 的乘积。每个振型的系数 α_j ，由相联系的振型周期 T_j 确定。

6.3.4 和 6.3.5 条则规定与每个主要反应振型相联系的水平地震作用和位移。各质点的振型水平地震作用由式 (6.3.4-1) 和式 (6.3.4-2) 给出，并以楼面的重力荷载代表值、振型形状和振型总水平地震作用标准值表示。式 (6.3.4-1) 的形式稍不同于通常的表达形式，它清楚地表示出振型水平地震作用与振型总水平地震作用之间的关系，并突出了与底部剪力法中式 (6.2.4) 的相似性。

各质点的振型位移是将振型水平地震作用 F_{ji} 做静力计算所得的位移，如果所考虑的振型控制着地震反应，要预估弹塑性位移大小，可将设计地震加速度下的振型位移乘以位移放大系数 ζ_d 来得到。

6.3.6 本条规定应采用式 (6.3.4-1) 来确定计算方向的各振型的剪力和倾覆力矩。实质上，式 (6.3.4-1) 给出的水平地震作用，是作用在每个质点上，并用线性静力方法计算层间剪力和倾覆力矩。计算得到的总水平地震作用应采用式 (6.3.3-1) 来校核。

6.3.7 本条规定结构的总水平地震作用标准值、层间剪力、倾覆力矩和层间位移量以及各质点的位移进行组合的方式。采用振型量的平方和开方的方法是因为它简单而又广泛熟悉。但必须注意，前提条件是频率稀疏型结构。对频率密集型结构，需要按第 6.3.8 条计算和组合。

与底部剪力法的结果相比较，本条还限制了振型分解反应谱法可获得的总水平地震作用的减小程度。由于振型反应谱法给出较精确的地震反应，出现某些减小应是正确的。但对由计算的较长周期产生的任何这种可能的减小加以限制，也是必要的，因为

由于非抗震体系部分的构件和非结构的和建筑构件的刚度影响，即使是在中等量级振幅运动时，真实的振动周期可能不会这么长。限制借助于与底部剪力法结果的比较给出。

6.3.8 因为考虑结构扭转效应时，一般只能取各楼层质心为相对坐标原点，按多维（即平扭耦联的空间协同）振型分解法计算，其振型效应彼此耦联，用完全二次型方根法组合，可以由计算机运算。

6.3.9 本条要求将第 6.3.7、6.3.8 条计算的层间剪力，如第 6.2.5 条中规定的那样，分配到抗震体系的竖向构件上。

6.3.10 在基础的设计中，根据第 6.2.6 条的规定，底部剪力法基础-土界面处倾覆力矩折减系数为 15%，而本条文的折减系数为 10%。这是因为振型分解反应谱法计算结果较底部剪力法精确，振型分解法计入高阶振型效应后倾覆力矩的折减幅度也相应减少。

6.4 竖向地震作用的计算

6.4.1 从 8 度Ⅳ类使用功能（抗震设计类别为 D 类）结构地震作用计算应该适当提高的角度考虑，按 2010 版抗震规范的规定计算其竖向地震作用，原则上与水平地震作用的底部剪力法类似：结构竖向振动的基本周期较短，总竖向地震作用可表示为竖向地震影响系数最大值和等效总重力荷载代表值的乘积；沿高度分布按第一振型考虑，也采用倒三角形分布；在楼层平面内的分布，则按构件所承受的重力荷载代表值分配。只是等效质量系数取 0.75。

根据台湾 921 大地震的经验，抗震规范要求高层建筑楼层的竖向地震作用效应需乘以增大系数 1.5，使结构总竖向地震作用标准值，8 度略大于重力荷载代表值的 10%。

6.4.2 用反应谱法、时程分析法等进行结构竖向地震反应的计算分析研究表明，对一般尺度的平板型网架和大跨度屋架各主要杆件，竖向地震内力和重力荷载下的内力之比，彼此相差一般

不太大，此比值随烈度和场地条件而异，且当结构周期大于特征周期时，随跨度的增大，比值反而有所下降。由于在常用的跨度范围内，这个下降还不很大，为了简化，本规范略去跨度的影响。

此外，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 3 所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 3 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	0.30g
竖向地震作用系数	0.08	0.10	0.15

6.4.3 对长悬臂等大跨度结构的竖向地震作用计算，本规范采用抗震规范 2010 的规定。

6.4.4 空间结构的竖向地震作用，除了第 6.4.2、第 6.4.3 条的简化方法外，还可采用竖向振型的振型分解反应谱方法。现阶段，多数规范仍采用水平反应谱的 65%，包括最大值和形状参数。但认为竖向反应谱的特征周期与水平反应谱相比，尤其在远震中距时，明显小于水平反应谱。故本条规定，特征周期均按第一组采用。对处于发震断裂 10km 以内的场地，竖向反应谱的最大值可能接近于水平谱，但特征周期小于水平谱。

6.5 建筑结构抗震验算

6.5.1 由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于基本周期大于 3.5s 的结构，由此计算得到的水平地震作用下的结构效应可能太小。而对于长周期结构，地震动态作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但是规范所采用的振型分解反应谱法尚无法对此做出估计。出于结构安全的考虑，提出了对结构总水平地震剪力及各楼层水平地震剪力最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，当不满足时，需改变结构布置或

调整结构总剪力和各楼层的水平地震剪力使之满足要求。

需要注意：①当底部总剪力相差较多时，结构的选型和总体布置需重新调整，不能仅采用乘以增大系数方法处理。②只要底部总剪力不满足要求，则结构各楼层的剪力均需要调整，不能仅调整不满足的楼层。③满足最小地震剪力是结构后续抗震计算的前提，只有调整到符合最小剪力要求才能进行相应的地震倾覆力矩、构件内力、位移等等的计算分析；即意味着，当各层的地震剪力需要调整时，原先计算的倾覆力矩、内力和位移均需要相应调整。④采用时程分析法时，其计算的总剪力也需符合最小地震剪力的要求。⑤本条规定不考虑阻尼比的不同，是最低要求，各类结构，包括钢结构、隔震和消能减震结构均需一律遵守。

扭转效应明显与否，一般可由考虑耦联的振型分解反应谱法分析结果判断，例如前三个振型中，二个水平方向的振型参与系数为同一个量级，即存在明显的扭转效应。对于扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构，剪力系数取 $0.225\alpha_{\max}$ ，保证足够的抗震安全度。对于存在竖向不规则的结构，突变部位的薄弱楼层，尚应按本规范 6.1.4 条第 2 款的规定，再乘以不小于 1.15 的系数。

6.5.2 由于地基和结构动力相互作用的影响，按刚性地基分析的水平地震作用在一定范围内有明显的折减。考虑到我国的地震作用取值与国外相比还较小，故仅在必要时才利用这一折减。《建筑抗震设计规范》GB 50011 在统计分析基础上建议，框架结构折减 10%，抗震墙结构折减 15%~20%。研究表明，折减量与上部结构的刚度有关，同样高度的框架结构，其刚度明显小于抗震墙结构，水平地震作用的折减量也减小，当地震作用很小时不宜再考虑水平地震作用的折减。据此规定了可考虑地基与结构动力相互作用的结构自振周期的范围和折减量。

6.5.3 本条主要包含以下两款内容：

(1) 地震作用与其他荷载效应的组合

本规范沿用《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的地震作

用效应和其他荷载效应的基本组合式和设计表达式。

1) 地震作用分项系数的确定

对水平地震作用, 确定 $\gamma_{\text{Eh}}=1.3$, 至于竖向地震作用分项系数, 则参照水平地震作用, 也取 $\gamma_{\text{Ev}}=1.3$ 。当竖向与水平地震作用同时考虑时, 根据加速度峰值记录和反应谱的分析, 二者的组合比为 $1:0.4$, 故 $\gamma_{\text{Eh}}=1.3$, $\gamma_{\text{Ev}}=0.4 \times 1.3 \approx 0.5$ 。

考虑大跨、大悬臂结构的竖向地震作用效应比较显著, 表 6.5.3 增加了同时计算水平与竖向地震作用 (竖向地震为主) 的组合。

此外, 按照《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定, 当重力荷载对结构构件承载力有利时, 取 $\gamma_{\text{G}}=1.0$ 。

2) 抗震验算中作用组合值系数的确定

本规范 6.1.5 条中规定了一组组合值系数, 形成了抗震设计重力荷载代表值, 在验算和计算地震作用时 (除吊车悬吊重力外), 对重力荷载均采用相同的组合值系数的规定, 可简化计算, 并避免有两种不同的组合值系数。因此, 本条中仅出现风荷载的组合值系数, 并按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的方法得到。这里, 所谓风荷载起控制作用, 指风荷载和地震作用产生的总剪力和倾覆力矩相当的情况。

3) 地震作用标准值的效应

对地震作用效应, 当本规范各章有规定时尚应乘以相应的效应调整系数 η , 如突出屋面的小建筑、天窗架、高低跨厂房交接处的柱子、框架柱, 底层框架-抗震墙结构的柱子、梁端和抗震墙底部加强部位的剪力等的增大系数。

(2) 构件截面抗震验算设计表达式

结构在设防烈度下的抗震验算根本上应该是弹塑性变形验算, 但为减少验算工作量并符合设计习惯, 对大部分结构, 将变形验算转换为众值烈度地震作用下构件承载力验算的形式来表现。

现阶段大部分结构构件截面抗震验算时, 采用了各有关规范

的承载力设计值 R_d ，因此，抗震设计的抗力分项系数，就相应地变为非抗震设计的构件承载力设计值的抗震调整系数 γ_{RE} ，即 $\gamma_{RE} = R_d / R_{dE}$ 或 $R_{dE} = R_d / \gamma_{RE}$ 。还需注意，地震作用下结构的弹塑性变形直接依赖于结构实际的屈服强度（承载力），本节的承载力是设计值，不可误作为标准值来进行本章弹塑性变形验算。

根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 附录 M. 1. 2，增加了对钢筋混凝土结构在按抗震设计等级调整内力组合设计值时，应不考虑风荷载的组合的规定；同时参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 — 2010 给出了Ⅲ类实用功能结构关键构件、竖向承重构件和其他构件的验算规定。

6.5.4 本规范要求考虑两个水准地震，即抗震设防地震和罕遇地震作用下结构的变形验算。鉴于在此两水准地震作用下结构一般均已进入非弹性阶段，结构的非弹性变形计算和变形限值的确定都很复杂，因此本规范的变形验算未采用基于可靠度的方法，而仅根据地震作用下的变形，采用弹性层间位移角限值的方法进行验算。

关于结构在抗震设防地震作用下的抗震变形验算，结构的设计层间位移角可按第 6.2.7 条或第 6.3.5 条确定，故本条仅提供弹性层间位移角限值。但是，因为砌体结构设计规范并不进行整体结构的位移计算，将墙体均视作单层结构，因此没有给出砌体结构的层间位移角限值，也即不进行它的变形验算。

控制抗震设防地震作用下的层间位移角需考虑的因素有：

① 控制构件非弹性变形，虽然利用层间位移角限值控制应变，是一个不精确的方法，但它与人们对应变限值的认识现状是相当的。

② 承受地震作用的建筑结构需要控制层间位移角，以限制隔墙、电梯和楼梯封闭墙、玻璃和其他易损的非结构构件的破坏，更重要的是使地震安全构件的差异运动减至最小。从生命可能受到过度威胁这个意义上来说，非结构构件的破坏和地震安全构件的非结构破坏，是限制层间位移的依据。

从上述控制因素来看，参考如下资料：

Vision 2000 (OES 1995) 给出了不同性态水平和结构破坏及层间位移角限值的关系，如表 4 所示：

表 4 性态水平和结构破坏及层间位移角限值

性态水平	完全运行	运行	生命安全	接近倒塌	倒塌
建筑总体破坏	可忽略	轻微	中等	严重	倒塌
容许层间位移角	$<\pm 0.2\%$	$<\pm 0.5\%$	$<\pm 1.5\%$	$<\pm 2.5\%$	$>\pm 2.5\%$

FEMA 273 地震修复规范中表 2-6 给出了不同性态水平和结构破坏及不同结构体系的层间位移角限值的关系，如表 5 所示。

由于本规范在进行设防烈度下的地震作用计算时，已区别使用功能调整了结构影响系数；对Ⅱ类使用功能结构，大体相当于进行小震作用下的弹性验算；对Ⅲ、Ⅳ类使用功能结构，由于使用了较大的结构系数，旨在遭遇比小震更强的地震作用时，使结构大体处于弹性状态，保障更高的使用功能要求。因此，本规范沿用《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的规定，对不同的使用功能使用同样的弹性位移角限值。

表 5 性态水平和结构破坏及不同结构体系的层间位移角限值

性态水平	立即可居住	生命安全	防止倒塌
结构总体破坏	轻微	中等	严重
容许层间位移角：	—	—	—
钢筋混凝土框架	1.0%	2.0%	4.0%
钢筋混凝土抗震墙	0.5%	1.0%	2.0%
钢框架	0.7%	2.5%	5.0%
钢支撑框架	0.5%	1.5%	2.0%

相邻建筑或同一建筑的各部分之间，应设分隔缝或防震缝（带或不带填塞物），使相邻建筑或建筑的各部分在地震作用下能独立地反应。除非结构的所有部分的设计和构造能使结构作为一个整体起作用，它们必须用防震缝分隔开。对于不能期望作为整

体可靠起作用的不规则结构,应当用防震缝将结构分隔成若干能在地震作用下独立反应的单元。

6.5.5 本条给出罕遇地震作用下的弹塑性变形验算规定,是为了防止结构在预估的罕遇地震中不能实现预期的性态目标,预估的罕遇地震的含义指 50 年内超越概率约为 $2\%\sim 3\%$ 的地震。本条规定了需要进行罕遇地震作用下变形验算的结构,沿用了《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。鉴于罕遇地震作用下抗震变形验算的计算工作量较大,仅要求对在罕遇地震作用下较易倒塌的延性结构和有特殊要求的钢筋混凝土结构进行变形验算。该规范中关于烈度和场地类别的条件,在本规范中已转换成相应的设计地震加速度和抗震设计类别。

6.5.6、6.5.7 从结构非线性分析的学术现状来看,目前还没有一种材料非线性本构关系可应用于所有类型的结构。鉴于此,本规范将对不同类型的结构采取不同的分析方法。这些方法的基础参见《建筑抗震设计规范》GB 50011 的条文说明。

(1) 对于不超过 12 层且刚度无突变的钢筋混凝土框架结构、单层钢筋混凝土柱厂房,可采用《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的仅计算薄弱层(部位)变形的简化方法。

(2) 对于其他结构,应采用弹塑性时程分析法或其他简化的弹塑性分析。

弹塑性时程分析可根据第 6.1.4 条说明,利用有效的计算机程序来完成。但这种分析的结果的可靠性对下列因素是敏感的:输入时程的数目和合适性,包括非线性单元的相互作用效应的数学模型,非线性时程分析算法和材料的本构模型。因此本规范要求时程分析必须满足本章 6.1.2 条的有关规定。简化的弹塑性分析方法可采用静力弹塑性分析法(Pushover Analysis),或其他方法。在进行结构的弹塑性静力和动力分析时,应选用三维空间有限元模型。梁、柱和支撑可采用具有塑性铰的一维杆单元或纤维束模型模拟,剪力墙可采用非线性壳单元或其他非线性组合单元模拟。

6.5.8 根据第 1 章中的抗震设防原则，在预估的罕遇地震作用下，控制结构的变形是为了防止结构不能实现预期的性能目标。相应于此目的的层间弹塑性位移角限值的取值，目前尚难以准确确定。参考《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，并根据上述 Vision 2000 和 FEMA 273 给出的结构破坏程度和层间位移角限值的关系，对Ⅲ类建筑偏于安全地取中等至严重破坏之间接近中等破坏的层间位移角限值。为考虑不同使用功能类别建筑的不同性能标准，Ⅳ类和Ⅱ类建筑的层间位移角限值，根据Ⅲ类建筑的层间位移角限值做适当调整而得，最后确定的弹塑性层间位移角限值如表 6.5.8 所示。

7 多层和高层钢结构

7.1 一般规定

7.1.1、7.1.2 本章的规定原则上适用于各种承受地震作用的多层和高层钢结构及其构件和连接的设计。

7.1.4 将《建筑抗震设计规范》GB 50011 规范对不同烈度、不同层数所规定的“作用效应调整系数”和“抗震构造措施”共 7 种, 调整、归纳、整理为四个不同的抗震设计类别, 不同抗震设计类别的钢结构在地震作用下的抗震性态要求划分为五个水准。对抗震设计类别为 A 类高度不超过 50m 的钢结构, 其“作用效应调整系数”和“抗震构造措施”可按非抗震设计执行。

不同的抗震性态水准, 体现不同的延性要求。可借鉴国外相应的抗震规范, 如欧洲 Eurocode 8、美国 AISC、日本 BCJ 的高、中、低等延性要求的规定。而且, 按抗震设计等能量的概念, 当构件的承载力明显提高, 能满足烈度高一度的地震作用的要求时, 延性要求可适当降低, 故允许降低其抗震性态水准。

甲、乙类设防的建筑结构, 其抗震设防标准的确定, 按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定处理。

7.1.5

1 根据国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 第 3.3.4 条的条文说明, 对于重要的受拉和受弯的焊接结构的钢材, 应具有常温冲击韧性的合格保证。地震区的抗侧力结构应属于重要的结构, 故应采用 B 级以上的 Q235 和 Q345 钢材。强度等级更高的 Q390 和 Q420 钢材的延性较低, 暂不推荐在承受地震作用的钢结构中采用。当采用其他钢材时, 其性能必须同时符合强度、延性、韧性和焊接性的要求。

2 因厚钢板的热轧变形量较小, 很难焊合夹杂在钢中的硫

化物在轧扁后形成的层状分离间隙，此时，当沿厚度方向受拉时很容易出现层状撕裂破坏。钢板的抗层状撕裂性能，采用沿厚度方向的标准试件在拉力试验破坏后的断面收缩率来评定。Z15 级厚度方向性能钢材是指含硫量不大于 0.01%，沿厚度方向拉断时的断面收缩率不小于 15% 的钢材。本款的规定是为了防止厚板施焊时因局部构造原因产生沿厚度方向的高约束焊接残余拉应力，或结构受力时在该处产生拉应力而发生层状撕裂破坏。

3 本款引自美国钢结构学会给出的钢结构抗震规定（见 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 1997, Part I.）（以下简称美国规定）。通过工厂的质量鉴定试验，来控制坡口全熔透焊缝的质量，尽量避免非延性断裂。美国规定不区分抗震设计类别，似过于保守。本款只对 C 类以上提出要求。

7.1.6 按照钢结构房屋连接焊缝的重要性，并参照 AISC 341-05 规范，首次提出了关键性焊缝的概念，本次修订列出了 4 条关键性焊缝。

主要是保证焊缝和构件具有足够的塑性变形能力，真正做到“强连接弱构件”和实现设计确定的屈服机制。

7.1.7 本条给出的结构体系是我国钢结构设计中常用的，对不同抗震设计类别的最大适用高度和高宽比限值，是参照行业标准 JGJ 99 对不同抗震设防烈度的规定值经适当调整给出的。

7.1.8 对钢结构房屋的防震缝提出相比较于钢筋混凝土结构房屋的明确要求。

7.1.9 对抗震设计类别为 B、C、D 类的钢结构房屋及框架结构，分别设置偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板、屈曲约束支撑等消能支撑或筒体，以及框架的形式进行了规定。

7.1.10 抗震设计类别为 A、B 类且高度不大于 50m 的钢结构房屋宜优先采用交叉支撑，它可按拉杆设计，较经济。若采用受

压支撑，其长细比及板件宽厚比应符合有关规定。

大量研究表明，偏心支撑具有弹性阶段刚度接近中心支撑框架，弹塑性阶段的延性和消能能力接近于延性框架的特点，是一种良好的抗震结构。常用的偏心支撑形式如图 3 所示。

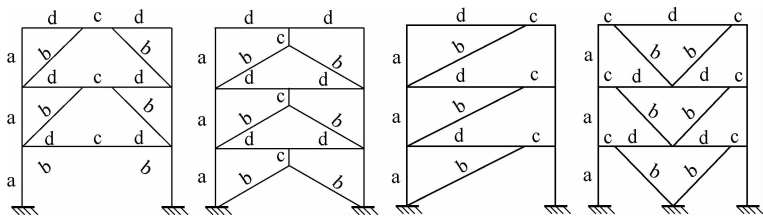


图 3 偏心支撑示意图

a—柱；b—支撑；c—消能梁段；d—其他梁段

偏心支撑框架的设计原则是强柱、强支撑和弱消能梁段，即在大震时消能梁段屈服形成塑性铰，且具有稳定的滞回性能，即使消能梁段进入应变硬化阶段，支撑斜杆、柱和其余梁段仍保持弹性。因此，每根斜杆只能在一端与消能梁段连接，若两端均与消能梁段相连，则可能一端的消能梁段屈服，另一端消能梁段不屈服，使偏心支撑的承载力和消能能力降低。

考虑了设置屈曲约束支撑框架的情况，屈曲约束支撑是由芯材、约束芯材屈曲的套管和位于芯材和套管间的无黏结材料及填充材料组成的一种支撑构件。这是一种受拉时同普通支撑而受压时承载力与受拉时相当且具有某种消能机制的支撑，采用单斜杆布置时宜成对设置。屈曲约束支撑在多遇地震下不发生屈曲，可按中心支撑设计；与 V 形、Λ 形支撑相连的框架梁可不考虑支撑屈曲引起的竖向不平衡力。此时，需要控制屈曲约束支撑轴力设计值：

$$N \leq 0.9 N_{ysc} / \eta_y$$

$$N_{ysc} = \eta_y f_{ay} A_1$$

式中：N——屈曲约束支撑轴力设计值；

N_{ysc} ——芯板的受拉或受压屈服承载力, 根据芯材约束屈服段的截面面积来计算;

A_1 ——约束屈服段的钢材截面面积;

f_{ay} ——芯板钢材的屈服强度标准值;

η_y ——芯板钢材的超强系数, Q235 取 1.25, Q195 取 1.15, 低屈服点钢材 ($f_{ay} < 160$) 取 1.1, 其实测值不应大于上述数值的 15%。

作为消能构件时, 其设计参数、性能检验、计算方法的具体要求需按专门的规定执行, 主要内容如下:

1 屈曲约束支撑的性能要求:

- 1) 芯材钢材应有明显的屈服台阶, 屈服强度不宜大于 235kN/mm^2 , 伸长率不应小于 25%。
- 2) 钢套管的弹性屈曲承载力不宜小于屈曲约束支撑极限承载力计算值的 1.2 倍。
- 3) 屈曲约束支撑应能在 2 倍设计层间位移角的情况下, 限制芯材的局部和整体屈曲。

2 屈曲约束支撑应按照同一工程中支撑的构造形式、约束屈服段材料和屈服承载力分类进行抽样试验检验, 构造形式和约束屈服段材料相同且屈服承载力在 50% 至 150% 范围内的屈曲约束支撑划分为同一类别。每种类别抽样比例为 2%, 且不少于一根。试验时, 依次在 1/300、1/200、1/150、1/100 支撑长度的拉伸和压缩往复各 3 次变形。试验得到的滞回曲线应稳定、饱满, 具有正的增量刚度, 且最后一级变形第 3 次循环的承载力不低于历经最大承载力的 85%, 历经最大承载力不高于屈曲约束支撑极限承载力计算值的 1.1 倍。

3 计算方法可按照位移型阻尼器的相关规定执行。

7.1.13 支撑桁架沿竖向连续布置, 可使层间刚度变化较均匀。

支撑桁架需延伸到地下室, 不可因建筑方面的要求而在地下室移动位置。支撑在地下室是否改为混凝土抗震墙形式, 与是否设置钢骨混凝土结构层有关, 设置钢骨混凝土结构层时采用混凝

土墙较协调。该抗震墙是否由钢支撑外包混凝土构成还是采用混凝土墙，由设计确定。

日本在高层钢结构的下部（地下室）设钢筋混凝土结构层，目的是使内力传递平稳，保证柱脚的嵌固性，增加建筑底部刚性、整体性和抗倾覆稳定性；而美国无此要求。本规范对此不做规定。

多层钢结构与高层钢结构不同，根据工程情况可设置或不设置地下室。当设置地下室时，房屋一般较高，钢框架柱宜伸至地下一层。

钢结构的基础埋置深度，参照高层混凝土结构和上海的工程经验确定。

7.2 计算要点

7.2.2 采用屈曲约束支撑的钢结构，阻尼比按消能减震结构的规定采用。采用该阻尼比后，地震影响系数均按本规范第4章的规定采用。

7.2.3 本条规定了钢结构内力和变形分析的一些原则要求。

1 钢结构考虑二阶效应的计算，《钢结构设计规范》GB 50017—2003第3.2.8条的规定，应计入构件初始缺陷（初倾斜、初弯曲、残余应力等）对内力的影响，其影响程度可通过在框架每层柱顶作用有附加的假想水平力来体现。

2 对工字形截面柱，美国 NEHRP 抗震设计手册（第二版）2000年节点域考虑剪切变形的的方法如下，可供参考：

考虑节点域剪切变形对层间位移角的影响，可近似将所得层间位移角与由节点域在相应楼层设计弯矩下的剪切变形角平均值相加求得。节点域剪切变形角的楼层平均值可按下式计算：

$$\Delta\gamma_i = \frac{1}{n} \sum \frac{M_{j,i}}{GV_{pe,ji}}, (j = 1, 2, \dots, n)$$

式中： $\Delta\gamma_i$ ——第*i*层钢框架在所考虑的受弯平面内节点域剪切变形引起的变形角平均值；

$M_{j,i}$ ——第 i 层框架的第 j 个节点域在所考虑的受弯平面内的不平衡弯矩, 由框架分析得出, 即 $M_{ji} = M_{b1} + M_{b2}$;

$V_{pe,ji}$ ——第 i 层框架的第 j 个节点域的有效体积;

M_{b1} 、 M_{b2} ——分别为受弯平面内第 i 层第 j 个节点左、右梁端同方向地震作用组合下的弯矩设计值。

对箱形截面柱, 节点域变形较小, 其对框架位移的影响可略去不计。

3 本款修订依据多道防线的概念设计, 框架-支撑体系中, 支撑框架是第一道防线, 在强烈地震中支撑先屈服, 内力重分布使框架部分承担的地震剪力必须增大, 二者之和应大于弹性计算的总剪力; 如果调整的结果框架部分承担的地震剪力不适当增大, 则不是“双重体系”而是按刚度分配的结构体系。美国 IBC 规范中, 这两种体系的延性折减系数是不同的, 适用高度也不同。日本在钢支撑-框架结构设计中, 去掉支撑的纯框架按总剪力的 40% 设计, 远大于 25% 总剪力。这一规定体现了多道设防的原则, 抗震分析时可通过框架部分的楼层剪力调整系数来实现, 也可采用删去支撑框架进行计算来实现。

4 为使偏心支撑框架仅在耗能梁段屈服, 支撑斜杆、柱和非耗能梁段的内力设计值应根据耗能梁段屈服时的内力确定并考虑耗能梁段的实际有效超强系数, 再根据各构件的承载力抗震调整系数, 确定斜杆、柱和非耗能梁段保持弹性所需的承载力。

5 2005AISC 抗震规程规定, 位于消能梁段同一跨的框架梁和框架柱的内力设计值增大系数不小于 1.1, 支撑斜杆的内力增大系数不小于 1.25。据此, 对 2001 规范的规定适当调整, 梁和柱由原来的 8 度不小于 1.5 和 9 度不小于 1.6 调整为二级不小于 1.2 和一级不小于 1.3, 支撑斜杆由原来的 8 度不小于 1.4 和 9 度不小于 1.5 调整为二级不小于 1.3 和一级不小于 1.4。

7.2.4 轴压比较小时可不验算强柱弱梁。条文所要求的是按 2

倍的小震地震作用的地震组合得出的内力设计值，而不是取小震地震组合轴向力的 2 倍。

参考美国规定增加了梁端塑性铰外移的强柱弱梁验算公式。

骨形连接（RBS）连接的塑性铰至柱面距离，参考 FEMA350 的规定，取 $(0.5 \sim 0.75) b_f + (0.65 \sim 0.85) h_b / 2$ （其中， b_f 和 h_b 分别为梁翼缘宽度和梁截面高度）；梁端扩大型和加盖板的连接按日本规定，取净跨的 1/10 和梁高二者的较大值。强柱系数建议以 7 度（0.10g）作为低烈度区分界，大致相当于 AISC 的等级 C，按 AISC 抗震规程，等级 B、C 是低烈度区，可不执行该标准规定的抗震构造措施。强柱系数实际上已隐含系数 1.15，只是将强柱系数按抗震等级做了相应的划分。

7.2.5 关于节点域。日本规定节点板域尺寸自梁柱翼缘中心线算起，AISC 的节点域稳定公式规定自翼缘内侧算起。本次修订，拟取自翼缘中心线算起。

美国节点板域稳定公式为高度和宽度之和除以 90，历次修订此式未变；我国同济大学和哈尔滨工业大学做过试验，结果都是 1/70，考虑到试件板厚有一定限制，过去对高层用 1/90，对多层用 1/70。板的初始缺陷对平面内稳定影响较大，特别是板厚有限时，一次试验也难以得出可靠结果。考虑到该式一般不控制，本次修订拟统一采用美国的参数 1/90。

研究表明，节点域既不能太厚，也不能太薄，太厚了使节点域不能发挥其耗能作用，太薄了将使框架侧向位移太大，规范使用折减系数来设计，取 0.7 是参考日本研究结果采用。《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 — 98 规定在 7 度时改用 0.6，是考虑到我国 7 度地区较大，可减少节点域加厚。日本第一阶段设计相当于我国 8 度；考虑 7 度可适当降低要求，所以按抗震等级划分拟就了系数。

7.2.6 本条给出了中心支撑框架和框架-中心支撑结构的抗震设计规定。

1 用于抗震的中心支撑框架的支撑布置形式如图 4 所示。

在罕遇地震作用时，要靠支撑屈曲后的循环塑性耗能。当采用以受拉屈服形式耗能的单斜支撑体系时，应同时设不同倾斜方向的两组斜杆，如图 4（b）所示，以防因一侧单斜支撑受压失稳使结构向一侧倾倒。

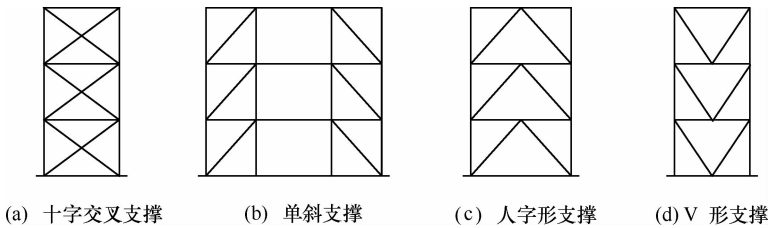


图 4 中心支撑布置形式

2 考虑循环荷载时的强度降低系数，是高钢规范编制时陈绍蕃教授提出的。考虑中心支撑长细比限制改动较大，拟保留此系数。

3 在罕遇地震作用下，V 形或人字形支撑中的受压斜杆会发生反复的整体屈曲使承载力降低到初始承载力的 30% 左右，而此时受拉的斜杆则可承受直至屈服强度的拉力，在横梁跨中产生不平衡的竖向力的作用，因此不能考虑支撑在梁跨中的支承作用，且横梁必须保持连续。本款的最后一项是为了防止横梁在与支撑相交处发生侧向失稳，当梁上为组合楼盖时，梁的上翼缘可不必验算。

4 本款规定是为了防止组合压杆的单肢失稳和垫板焊缝的失效，条文中的“组合支撑杆件控制长细比”是指组合支撑杆件在框架平面内和平面外的最大长细比。试验表明当支撑杆件发生出平面失稳时，将带动两端节点板的出平面弯曲，为了不在单壁节点板内发生节点板的出平面失稳，又能使节点板产生非约束的出平面塑性转动，可在支撑端部与假定的节点板约束线之间留有 2 倍节点板厚的间隙，如图 5 所示。

7.2.7 本条给出了偏心支撑框架和框架-偏心支撑结构的抗震设

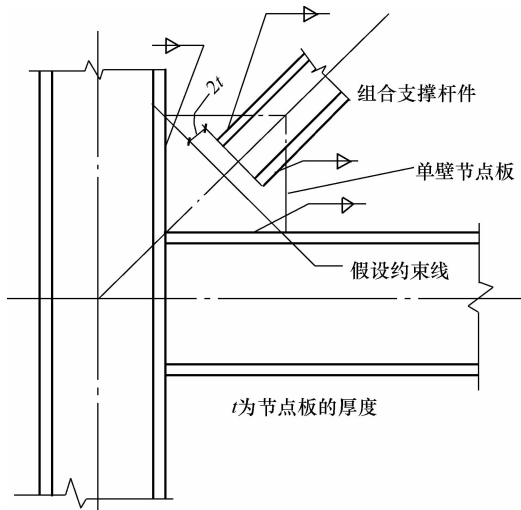


图 5 组合支撑杆件端部与单壁节点板的连接

计规定。

1 用于抗震的偏心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.7 所示。

2 当消能梁段的轴力设计值不超过 $0.15Af$ 时，按 AISC 规定，忽略轴力影响，消能梁段的受剪承载力取腹板屈服时的剪力和梁段两端形成塑性铰时的剪力二者的较小值。本规范根据我国钢结构设计规范关于钢材拉、压、弯强度设计值与屈服强度的关系，取承载力抗震调整系数为 1.0，计算结果与 AISC 相当；当轴力设计值超过 $0.15Af$ 时，则降低梁段的受剪承载力，以保证该梁段具有稳定的滞回性能。

3 偏心支撑框架耗能机制实现的先决条件是确保支撑不失去整体稳定。本款规定的偏心支撑斜杆的内力增大系数与现行抗震规范接近，另外还考虑了弯矩的影响。偏心支撑应根据增大的内力设计值，按国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的压弯构件进行设计。

4 本款规定也是确保耗能机制只发生在耗能连梁处。

7.2.8 对支撑与框架连接处和支撑拼接处的承载力做了规定。

7.3 抗震构造措施

7.3.1 本条给出了梁和柱的构造要求。

1 梁翼缘的突然改变,会引起应力集中,在罕遇地震作用下很难充分发展塑性和延性。但最近国外的试验研究证明,当圆滑地改变梁翼缘的宽度(所谓狗骨形翼缘)时,能保证在削弱截面处充分发展塑性和延性,有利于抗震耗能,保证罕遇地震作用下的框架梁不发生侧向失稳。

2 本条引自国家行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99,只是将设防烈度大体换算为抗震设计类别。限制板件的宽厚比,可保证构件在达到所要求的受力状态下,不失去局部稳定。抗震结构的梁柱均希望能在弹塑性状态下工作,并有较大的延性,因此对其板件的宽厚比较非抗震结构有更加严格的限制。表中数值是根据国内外的相关研究确定的。

7.3.2 框架柱的长细比关系到钢结构的整体稳定。研究表明,钢结构高度加大时,轴力加大,竖向地震对框架柱的影响很大。

7.3.3 框架梁、柱板件宽厚比的规定,是以结构符合强柱弱梁为前提,考虑柱仅在后期出现少量塑性不需要很高的转动能力,综合美国和日本的规定制定的。陈绍蕃教授指出,以轴压比 0.37 为界的 12 层以下梁腹板宽厚比限值的计算公式,适用于采用塑性内力重分布的连续组合梁负弯矩区,如果不考虑出现塑性铰后的内力重分布,宽厚比限值可以放宽。考虑到按刚性楼盖分析时,得不出梁的轴力,但在进入弹塑性阶段时,上翼缘的负弯矩区楼板将退出工作,迫使钢梁翼缘承受一定轴力,不考虑是不安全的。注意到日本对梁腹板宽厚比限值的规定为 60 (65),括号内为缓和值,不考虑轴力影响; AISC 341-05 规定,当梁腹板轴压比为 0.125 时其宽厚比限值为 75。据此,梁腹板宽厚比限值对抗震设计类别 D、C、B、A 类分别取上限值 (60、65、70、75) $\sqrt{235/f_y}$ 。

注意,从抗震设计的角度,对于板件宽厚比的要求,主要是地震下构件端部可能的塑性铰范围,非塑性铰范围的构件宽厚比可有所放宽。

7.3.4 本节规定了中心支撑框架的构造要求,主要用于高度50m以上的钢结构房屋。AISC 341-05 抗震规程,特殊中心支撑框架和普通中心支撑框架的支撑长细比限值均规定不大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 。按抗震设计类别,支撑板件宽厚限值也做了适当修改。

7.3.5 本节规定了保证消能梁段发挥作用的一系列构造要求。

为使消能梁段有良好的延性和消能能力,其钢材应采用 Q235、Q345 或 Q345GJ。

板件宽厚比参照 AISC 的规定做了适当调整。当梁上翼缘与楼板固定但不能表明其下翼缘侧向固定时,仍需设置侧向支撑。

7.3.6 本条给出了连接和节点的构造要求。

1~3 引自美国规定和国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

4 震害表明,梁柱刚性节点构造不当,常在强烈地震中发生破损,降低结构的抗震能力。为保证框架有足够的延性,应尽量做到:① 尽量减少在坡口全熔透焊缝处的应力集中和变形约束条件;② 利用框架节点板域的适度剪切变形,提高框架的变形能力;③ 防止梁端与柱翼缘连接焊缝发生脆性断裂;④ 避免地震时框架梁端下翼缘焊缝断裂的常见震害。

7.3.7 本条给出了各种抗震剪力墙板的构造要求。由低屈服强度钢板制成的钢板抗震剪力墙,有利于形成剪切屈服耗能机制。有条件时可采用 LYP100 钢板,其机械性能为 $f_y \leq 100\text{N/mm}^2$, 强屈比 >3 , 伸长率 $\delta_5 \geq 50\%$ 。

8 多层和高层钢筋混凝土结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章只适用于现浇钢筋混凝土结构和装配式框架结构的抗震设计；装配式大板结构未列入本章，可参阅专门的规程。

8.1.2 本条列出了与本章有关的国家现行设计和施工标准。抗震设防区的钢筋混凝土结构除应符合本章的抗震要求外，还应符合这些标准的要求。

8.1.3 建筑的抗震设计类别是根据设计地震动参数和建筑使用功能类别确定的，结构高度的限制与抗震设计类别有关，不同设计类别和不同结构体系的抗震性能不同，它们的最大适用高度也不同。本章规定的最大适用高度是根据抗震措施、地震危险性、经济效果和地震宏观的经验提出的。如有可靠的论据，可以超出此限制。

8.1.4 基于抗震性态要求的混凝土结构房屋抗震验算标准给出了钢筋混凝土结构房屋按性态要求的验算依据。

8.1.5 给出了钢筋混凝土结构房屋抗震设计类别划分依据、裙房抗震设计类别的选取方法，指出主楼与裙房顶层同高度的楼层及相邻的上下层应适当加强抗震构造措施。

8.1.6 钢筋混凝土结构材料的选择合理与否直接影响工程的质量、功能和造价。对普通钢筋的选择体现了普通纵向受力钢筋以不低于 HRB400 级的热轧钢筋为主导钢筋，同时兼顾 HRB335 热轧钢筋的原则。对预应力钢筋的选择体现了以高强钢丝钢绞线为主导预应力钢材，同时兼顾精轧螺纹钢的原则。对混凝土强度等级的选择体现了结构混凝土强度等级适当提高，同时又能确保浇筑质量的原则。

8.1.7 设置防震缝是减轻不规则建筑局部破坏的主要措施，最

小宽度限制是防止地震时相互碰撞而引起严重震害。

防震缝可以结合沉降缝的要求贯通到地基，当无沉降问题时也可以从基础或地下室以上贯通。当有多层地下室，上部结构为带裙房的单塔或多塔结构时，可将裙房用防震缝自地下室以上分隔，地下室顶板应有良好的整体性和刚度，能将地震剪力分布到整个地下室结构。

8 度框架结构房屋防震缝两侧层高相差较大时，可在防震缝两侧房屋的尽端沿全高设置垂直于防震缝的抗撞墙，通过抗撞墙的损坏减少防震缝两侧碰撞时框架的破坏。抗撞墙的长度可不大于层高的 $1/2$ 。结构单元较长时，抗撞墙可能引起较大温度内力，也可能有较大扭转效应，故设置时应综合分析（图 6）。

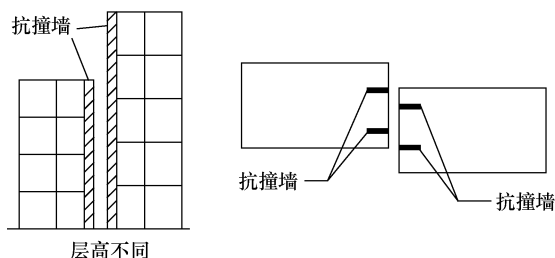


图 6 抗震墙示意图

8.1.8 多层和高层建筑相邻楼层沿高度的受剪承载力如相差较大，会产生弹塑性变形集中现象，使这些楼层产生严重破坏，日本 1995 年阪神地震中就有很多这种震害例子。本条对相邻楼层的屈服剪力系数相差值的限制是根据数千个算例给出的。

8.1.9 “5·12 汶川地震”震害表明，地震扭转效应所引起的震害是主要震害类型之一。本条款要求在工程中按照“均匀、对称、分散、周边”的原则布置框架柱和抗震墙，以形成足够的抗扭刚度，避免过于严重的受损破坏。梁中线与柱中线之间、柱中线与抗震墙中线之间有较大偏心距时，在地震作用下可能导致核心区受剪面积不足，对柱带来不利的扭转效应。当偏心距超过 $1/4$ 柱宽时，需进行具体分析并采取有效措施，如可采用水平加

腋梁及加强柱的箍筋等。

震害表明单跨框架抗震性能很差，因此本条增加了控制单跨框架结构适用范围的要求。框架结构中某个主轴方向均为单跨，也属于单跨框架结构；某个主轴方向有局部的单跨框架，可不作为单跨框架结构对待。一、二层的连廊采用单跨框架时，需要注意加强。框架-抗震墙结构中的框架，可以是单跨。

8.1.10 楼、屋盖平面内的变形，将影响楼层水平地震剪力在各抗侧力构件之间的分配。为使楼、屋盖具有传递水平地震剪力的刚度，从 78 年版抗震规范起，就提出了不同烈度下抗震墙之间不同类型楼、屋盖的长宽比限值。超过该限值时，需考虑楼、屋盖平面内变形对楼层水平地震剪力分配的影响。本规范规定 8 度框架-抗震墙结构装配整体式楼、屋盖的长宽比由 2.5 调整为 2；适当放宽板柱-抗震墙结构现浇楼、屋盖的长宽比。

8.1.11 预制板的连接不足时，地震中将造成严重的震害，需要特别加强。在混凝土结构中，本规范仅适用于采用符合要求的装配整体式混凝土楼、屋盖。

8.1.12 在框架-抗震墙结构和板柱-抗震墙结构中，抗震墙是主要抗侧力构件，竖向布置应连续，防止刚度和承载力突变。应结合楼梯间布置抗震墙形成安全通道；“抗震墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱，或与另一方向的抗震墙相连”，明确要求两端设置端柱或翼墙。

8.1.13 部分框支抗震墙属于抗震不利的结构体系，本规范的抗震措施只限于框支层不超过两层的情况。规定了纵横向墙体互为翼墙或设置端柱的要求。明确部分框支抗震墙结构的底层框架应满足框架-抗震墙结构对框架部分承担地震倾覆力矩的限值，框支层不应设计为少墙框架体系（图 7）。

为提高较长抗震墙的延性，分段后各墙段的总高度与墙宽之比，不宜小于 3（图 8）。

要求框支层的楼层侧向刚度不应小于相邻非框支层楼层侧向刚度的 50%，是为了避免地震时在框支层产生弹塑性变形集中

现象，避免在框支层产生严重破坏。

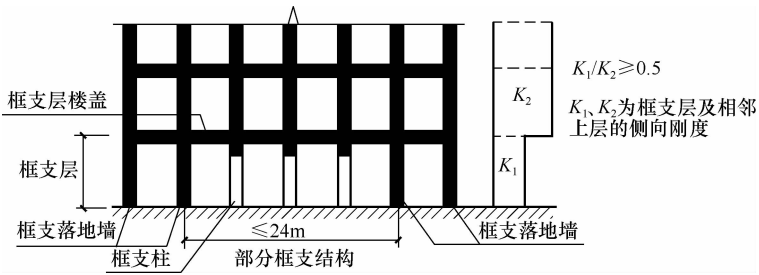


图 7 框支结构示意图

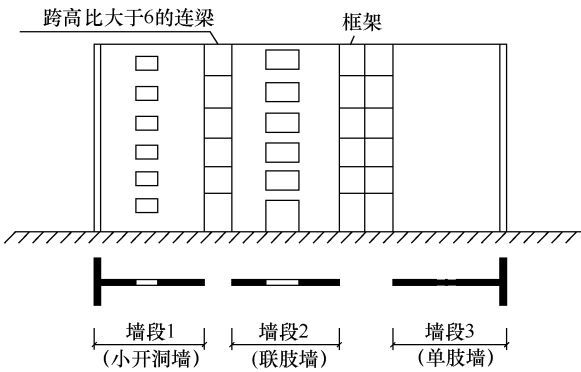


图 8 较长抗震墙的组成示意图

8.1.14 进行抗震墙结构、框架-抗震墙结构、板柱-抗震墙结构和筒体结构等的抗震墙抗震设计时，为保证出现塑性铰后抗震墙具有足够的延性，该范围内应当加强构造措施，提高其抗剪切破坏的能力。由于抗震墙底部塑性铰出现有一定范围，因此对其做了规定。一般情况下单个塑性铰发展高度为墙底截面以上墙肢截面高度 h_w 的范围，为安全起见，本条规定的加强部位范围适当扩大。

部分框支抗震墙结构，由于转换层位置的增高，结构传力路径复杂、内力变化较大，规定抗震墙底部加强范围亦增大，可取

框支层加框支层以上两层的高度及落地抗震墙总高度的 $1/10$ 二者的较大者，这里的抗震墙包括落地抗震墙和转换构件上部的抗震墙。

加强部位的高度一律从地下室顶板算起；当计算嵌固端位于地面以下时，还需向下延伸，但加强部位的高度仍从地下室顶板算起。还规定了高度不超过 24m 的多层建筑的底部加强部位高度。

有裙房时，按本规范第 8.1.5 条的要求，主楼与裙房顶对应的相邻上下层需要加强。此时，加强部位的高度也可以延伸至裙房以上一层。

8.1.15 对软弱黏性土层、液化土层和严重不均匀的土层以及重力荷载相差较大具有单独基础的框架柱基，在两个主轴方向设置基础连系梁可以控制柱的下沉量，避免引起结构破坏，所以增加了 (4)。

8.1.16 当地基土较弱，基础刚度和整体性较差，在地震作用下抗震墙基础将产生较大的转动，从而降低了抗震墙的抗侧力刚度，对内力和位移都将产生不利影响。

8.1.17 配合本规范第 5.2 节的规定，针对主楼与裙房相连的情况明确其天然地基底部不宜出现零应力区。

8.1.18 为了能使地下室顶板作为上部结构的嵌固部位，本条规定了地下室顶板和地下一层的设计要求：

地下室顶板必须具有足够的平面内刚度，以有效传递地震基底剪力。地下室顶板的厚度不宜小于 180mm ，若柱网内设置多个次梁时，板厚可适当减小。这里所指地下室应为完整的地下室，在山（坡）地建筑中出现地下室各边填埋深度差异较大时，宜单独设置支挡结构。

框架柱嵌固端屈服时，或抗震墙墙肢的嵌固端屈服时，地下一层对应的框架柱或抗震墙墙肢不应屈服。据此规定了地下一层框架柱纵筋面积和墙肢端部纵筋面积的要求。

“相关范围”一般可从地上结构（主楼、有裙房时含裙房）

周边外延不大于 20m。

当框架柱嵌固在地下室顶板时，位于地下室顶板的梁柱节点应按首层柱的下端为“弱柱”设计，即地震时首层柱底屈服、出现塑性铰。为实现首层柱底先屈服的设计概念，本规范提供了两种方法：

其一，按下式复核：

$$\sum M_{\text{bua}} + \sum M_{\text{cua}}^{\text{t}} \geq 1.3 \sum M_{\text{cua}}^{\text{b}}$$

式中： $\sum M_{\text{bua}}$ ——节点左右梁端截面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，根据实配钢筋面积（计入梁受压筋和相关楼板钢筋）和材料强度标准值确定；

$\sum M_{\text{cua}}^{\text{t}}$ ——地下室柱上端与梁端受弯承载力同一方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，应根据轴力设计值、实配钢筋面积和材料强度标准值等确定；

$\sum M_{\text{cua}}^{\text{b}}$ ——地上一层柱下端与梁端受弯承载力不同方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，应根据轴力设计值、实配钢筋面积和材料强度标准值等确定。

设计时，梁柱纵向钢筋增加的比例也可不同，但柱的纵向钢筋至少比地上结构柱下端的钢筋增加 10%。

其二，作为简化，当梁按计算分配的弯矩接近柱的弯矩时，地下室顶板的柱上端、梁顶面和梁底面的纵向钢筋均增加 10% 以上。可满足上式的要求。

8.1.19 发生强烈地震时，楼梯间是重要的紧急逃生竖向通道，楼梯间（包括楼梯板）的破坏会延误人员撤离及救援工作，从而造成严重伤亡。因此对楼梯间的抗震设计提出要求是必要的。对于框架结构，楼梯构件与主体结构整浇时，梯板起到斜支撑的作用，对结构刚度、承载力、规则性的影响比较大，应参与抗震计算；当采取措施，如梯板滑动支承于平台板，楼梯构件对结构刚

度等的影响较小，是否参与整体抗震计算差别不大。对于楼梯间设置刚度足够大的抗震墙的结构，楼梯构件对结构刚度的影响较小，也可不参与整体抗震计算。

8.1.20 试算结果表明，绝大部分抗震设计类别为 A 类或抗震等级为四级的结构，若满足本规范 8.1.5 条高度限值和 8.3 节抗震构造要求，可顺利通过地震作用验算。本规范有具体规定时，应进行地震作用验算。

8.2 钢筋混凝土结构的承载力

8.2.2 框架结构的抗地震倒塌能力与其破坏机制密切相关。试验研究表明，梁端屈服型框架有较大的内力重分布和能量消耗能力，极限层间位移大，抗震性能较好；柱端屈服型框架容易形成倒塌机制。

在强震作用下结构构件不存在承载力储备，梁端受弯承载力即为实际可能达到的最大弯矩，柱端实际可能达到的最大弯矩也与其偏压下的受弯承载力相等。这是地震作用效应的一个特点。因此，所谓“强柱弱梁”指的是：节点处梁端实际受弯承载力 M_{by}^a 和柱端实际受弯承载力 M_{cy}^a 之间满足下列关系：

$$\sum M_{cy}^a > \sum M_{by}^a$$

这种概念设计，由于地震的复杂性、楼板的影响和钢筋屈服强度的超强，难以通过精确的承载力计算真正实现。

即使按“强柱弱梁”设计的框架，在强震作用下，柱端仍有可能出现塑性铰，保证柱的抗地震倒塌能力是框架抗震设计的关键。本规范通过柱的抗震构造措施，使柱具有大的弹塑性变形能力和耗能能力，达到在大震作用下，即使柱端出现塑性铰，也不至于引起框架倒塌的性态目标。

当框架底部若干层的柱反弯点不在楼层内时，说明这些层的框架梁相对较弱。为避免在竖向荷载和地震共同作用下变形集中，压屈失稳，柱端弯矩也应乘以增大系数。

对于轴压比小于 0.15 的柱，包括顶层柱在内，因其具有比

较大的变形能力，可不满足上述要求；对框支柱，在本规范第 8.2.10 条另有规定。

框架结构计算嵌固端所在层即底层的柱下端过早出现塑性屈服，将影响整个结构的抗地震倒塌能力。嵌固端截面乘以弯矩增大系数是为了避免框架结构柱下端过早屈服。对其他结构中的框架，其主要抗侧力构件为抗震墙，对其框架部分的嵌固端截面，可不做要求。

当仅用插筋满足柱嵌固端截面弯矩增大的要求时，可能造成塑性铰向底层柱的上部转移，对抗震不利。故规范提出按柱上下端不利情况配置纵向钢筋的要求。

8.2.3 本条的规定主要是为增强构件的延性。增强构件延性应限制和避免下列几种破坏；一是对角线剪切破坏，这种破坏一般发生在剪跨比小于 1 的构件中，所以对剪跨比规定了一个下限；剪压破坏、剪拉破坏和黏结破坏都会降低构件的延性。轴向应力 (σ_0) 大时，如发生弯曲破坏，由于延伸率小而容易产生剪压破坏。根据试验， σ_0/f_c 在 0.4 左右延性最好。节点是保持结构整体性和梁柱连接的重要部位，即使梁柱已屈服，节点还必须保持一定的潜力，以保证结构的整体性。

8.2.4、8.2.5、8.2.8 防止梁、柱和抗震墙底部在弯曲屈服前出现剪切破坏是抗震概念设计的要求，它意味着构件的受剪承载力要大于构件弯曲时实际达到的剪力，即按实际配筋面积和材料强度标准值计算的承载力之间满足下列关系式：

$$V_{bu} > (M_{bu}^l + M_{bu}^r)/l_{bo} + V_{Gb}$$

$$V_{cu} > (M_{cu}^b + M_{cu}^t)/H_{cn}$$

$$V_{wu} > (M_{wu}^b - M_{wu}^t)/H_{wn}$$

规范在纵向受力钢筋不超过计算配筋 10% 的前提下，将承载力不等式转为内力设计值表达式，不同抗震等级采用不同的剪力增大系数，使“强剪弱弯”的程度有所差别。该系数同样考虑了材料实际强度和钢筋实际面积这两个因素的影响，对柱和墙还

考虑了轴向力的影响，并简化计算。

注意：柱和抗震墙的弯矩设计值系经本节有关规定调整后的取值；梁端、柱端弯矩设计值之和须取顺时针方向之和以及逆时针方向之和两者的较大值；梁端纵向受拉钢筋也按顺时针及逆时针方向考虑。

8.2.6 地震时角柱处于复杂的受力状态，其弯矩和剪力设计值的增大系数，比其他柱略有增加，以提高抗震能力。

8.2.7 对高度大于 80m 的 C 类和高度在 25~60m 的 D 类抗震墙规定调整截面的组合弯矩设计值，目的是通过配筋方式迫使塑性铰区位于墙肢的底部加强部位。89 版抗震规范要求底部加强部位的组合弯矩设计值均按墙底截面的设计值采用，以上一般部位的组合弯矩设计值按线性变化，对于较高的房屋，会导致与加强部位相邻一般部位的弯矩取值过大。2001 版抗震规范改为：底部加强部位的弯矩设计值均取墙底部截面的组合弯矩设计值，底部加强部位以上均采用各墙肢截面的组合弯矩设计值乘以增大系数，但增大后与加强部位紧邻一般部位的弯矩有可能小于相邻加强部位的组合弯矩。本规范采用 2010 版抗震规范的规定，仅加强部位以上乘以增大系数。主要有两个目的：一是使墙肢的塑性铰在底部加强部位的范围内得到发展，不是将塑性铰集中在底层，甚至集中在底截面以上不大的范围内，从而减轻墙肢底截面附近的破坏程度，使墙肢有较大的塑性变形能力；二是避免底部加强部位紧邻的上层墙肢屈服而底部加强部位不屈服。

当 II 类使用功能抗震墙的墙肢在设防地震下出现小偏心受拉时，在罕遇地震下的抗震能力可能大大丧失；而且，即使设防地震下为偏压的墙肢而罕遇地震下转为偏拉，则其抗震能力有实质性的改变，也需要采取相应的加强措施。

双肢抗震墙的某个墙肢为偏心受拉时，一旦出现全截面受拉开裂，则其刚度退化严重，大部分地震作用将转移到受压墙肢，因此，受压肢需适当增大弯矩和剪力设计值以提高承载能力。注意到地震是往复的作用，实际上双肢墙的两个墙肢，都可能要按

增大后的内力配筋。

8.2.9 本条给出的限制条件，目的是规定框架梁、柱、抗震墙和连梁截面尺寸的最小值，或者说限制了结构构件截面的最大名义剪应力值。结构构件的名义剪应力值过高，会在早期出现斜裂缝，抗剪钢筋难以充分发挥作用。

框架柱和抗震墙的剪跨比可按图 9 及公式进行计算。

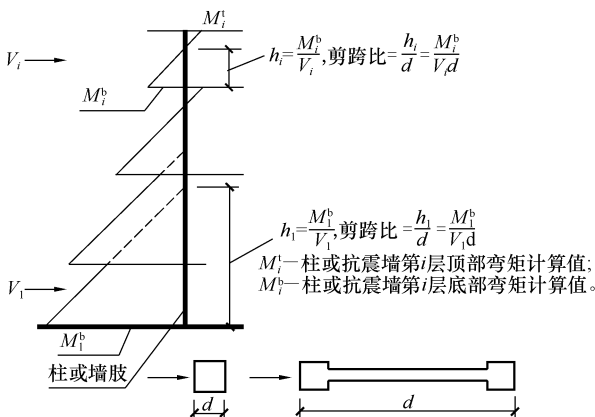


图 9 剪跨比计算简图

8.2.10~8.2.12 这几条规定了部分框支结构设计计算的注意事项。

第 8.2.10 条 1 款的规定，适用于本章 8.1.1 条所指的框支层不超过 2 层的情况。本规范按 2010 版抗震规范将本层地震剪力改为底层地震剪力即基底剪力，但主楼与裙房相连时，不含裙房部分的地震剪力，框支柱也不含裙房的框架柱。

在转换层以下，一般落地剪力墙的刚度远远大于框支柱的刚度，落地剪力墙几乎承受全部地震剪力，框支柱的剪力非常小。考虑到实际工程中转换层楼面会有一定的面内变形，从而使框支柱的剪力显著增加。同时考虑到落地剪力墙出现裂缝后刚度下降，也导致框支柱剪力增加。所以对框支柱剪力给予调整增大。

框支结构的落地墙，在转换层以下的部位是保证框支结构抗

震性能的关键部位,该部位的剪力传递还可能存在矮墙效应。为了保证抗震墙在大震时的受剪承载力,只考虑有拉筋约束部分的混凝土受剪承载力。

无地下室的部分框支抗震墙结构的落地墙,特别是联肢或双肢墙,当考虑不利荷载组合出现偏心受拉时,为了防止墙与基础交接处产生滑移,宜按总剪力的30%设置 45° 交叉防滑斜筋,斜筋可按单排设在墙截面中部并应满足锚固要求。

8.2.13 本条规定了在结构整体分析中的内力调整:

(1) 按照框墙结构(不包括少墙框架体系和少框架的抗震墙体系)中框架和墙体协同工作的分析结果,在一定高度以上,框架按侧向刚度分配的剪力与墙体的剪力反号,二者相减等于楼层的地震剪力,此时,框架承担的剪力与底部总地震剪力的比值基本保持某个比例;按多道防线的概念设计要求,墙体是第一道防线,在设防地震、罕遇地震下先于框架破坏,由于塑性内力重分布,框架部分按侧向刚度分配的剪力会比多遇地震下加大。

此项规定适用于竖向结构布置基本均匀的情况;对塔类结构出现分段规则的情况,可分段调整;对有加强层的结构,不含加强层及相邻上下层的调整。此项规定不适用于部分框架柱不到顶,使上部框架柱数量较少的楼层。

(2) 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。抗震墙的连梁刚度折减后,如部分连梁尚不能满足剪压比限值,可采用双连梁、多连梁的布置,还可按剪压比要求降低连梁剪力设计值及弯矩,并相应调整抗震墙的墙肢内力。

(3) 抗震墙应计入腹板与翼墙共同工作。对于翼墙的有效长度,采取2001版抗震规范的规定:“每侧由墙面算起可取相邻抗震墙净间距的一半、至门窗洞口的墙长度及抗震墙总高度的15%三者的最小值”。

(4) 对于少墙框架结构,框架部分的地震剪力取两种计算模型的较大值较为妥当。

8.2.14 节点是维持结构整体性的重要部位。一方面要处理好不同方向梁的纵筋在节点内分排垂直叠放问题，另一方面也要处理好不同方向梁纵筋在节点的可靠锚固问题。解决好这两个方面问题是保证节点设计合理的前提。

8.2.15、8.2.16 地震震害分析表明，对未按抗震要求进行设计的抗震等级为四级的节点，在相应罕遇地震作用下破坏较少，而抗震设计类别为一、二、三级的框架的节点在相应罕遇地震作用下发生不同程度的破坏。综合考虑地震震害分析结果和抗震性态设计的要求，高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架，应进行梁柱节点核心区抗震受剪承载力验算。

对于纵横向框架共同交汇的节点，可以按各自方向分别进行节点计算。

8.2.17~8.2.19 规定节点截面限制条件，是为了防止节点截面太小，核心区混凝土承受过大的斜压应力，致使节点混凝土首先被压碎而破坏。

框架节点的抗震受剪承载力由混凝土斜压杆和水平箍筋两部分受剪承载力组成。依据试验，节点核心区内的混凝土斜压杆截面面积虽然可随柱端轴力的增加而稍有增加，使得在节点剪力较小时，柱轴压力的增大对节点抗震性能起一定有利作用；但当节点剪力较大时，因核心区混凝土斜向压应力已经较高，轴压力的增大反而会对节点抗震性能产生不利影响。综合考虑上述因素后，适度降低了轴压力的有利作用。

节点在两个正交方向有梁时，增加了对核心区混凝土的约束，因而提高了节点的受剪承载力。但若两个方向的梁截面较小，则其约束影响就不明显。因此，规定在两个正交方向有梁，梁的宽度、高度都能满足一定要求且有现浇板时，才可考虑梁与现浇板对节点的约束影响，并对节点的抗震受剪能力乘以大于 1.0 的约束系数。对于梁截面较小或只有一个方向有直交梁的中间节点以及边节点、角节点均不考虑梁对节点的约束影响。

对于采用预应力混凝土框架梁与矩形柱所形成的节点，考虑

了水平有效预加力对节点抗震受剪承载力的贡献。

8.2.20 圆柱的计算公式依据国外资料和国内试验结果提出。式中去掉 γ_{RE} 及 η 附加系数后可写为:

$$V_j \leqslant 1.5f_t A_j + 0.05 \frac{N}{D^2} A_j + 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}$$

上式中系数 1.57 来自 ACI Structural Journal, Jan-Feb. 1989, Priestley 和 Paulay 的文章: Seismic strength of circular reinforced concrete columns。

圆形截面柱受剪, 环形箍筋所承受的剪力可用下式表达:

$$V_s = \frac{\pi A_{sh} f_{yv} D'}{2s} = 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{D'}{s} \approx 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}$$

式中: A_{sh} ——环形箍单肢截面面积;

D' ——纵向钢筋所在圆周的直径;

h_{b0} ——框架梁截面有效高度;

s ——环形箍筋间距。

根据重庆建筑大学 2000 年完成的 4 个圆柱梁柱节点试验, 对比了计算和试验的节点核心区受剪承载力, 计算值与试验值之比约为 85%, 说明此计算公式的可靠性有一定保证。

8.3 钢筋混凝土框架结构的抗震构造措施

8.3.1 梁的截面尺寸, 应从整个框架结构中梁、柱的相互关系, 如在强柱弱梁基础上提高梁变形能力的要求等来处理。规定梁截面宽度不宜小于 200mm, 是为了在绑扎钢筋骨架并支模后易于保证混凝土的浇筑质量。要求截面高宽比不宜大于 4, 是为了保证易于实现梁的剪切破坏迟于弯曲破坏。要求梁净跨与截面高度之比不宜小于 4, 是为了避免梁呈现深受弯构件趋势。

8.3.2 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。

8.3.3~8.3.5 梁的变形能力主要取决于梁端的塑性转动量, 而

梁的塑性转动量与截面混凝土相对受压区高度有关。当相对受压区高度为 0.25 至 0.35 范围时,梁的位移延性系数可达到 3~4。计算梁端截面纵向受拉钢筋时,应采用与柱交界面的组合弯矩设计值,并应计入受压钢筋。计算梁端相对受压区高度时,宜按梁端截面实际受拉和受压钢筋面积进行计算。

梁端底面和顶面纵向钢筋的比值,同样对梁的变形能力有较大影响。梁端底面的钢筋可增加负弯矩时的塑性转动能力,还能防止在地震中梁底出现正弯矩时过早屈服或破坏过重,从而影响承载力和变形能力的正常发挥。

根据试验和震害经验,梁端的破坏主要集中于 1.5~2.0 倍梁高的长度范围内;当箍筋间距小于 $6d \sim 8d$ (d 为纵向钢筋直径)时,混凝土压溃前受压钢筋一般不致压屈,延性较好。因此规定了箍筋加密区的最小长度,限制了箍筋最大肢距;当纵向面的配筋、配箍率、箍距及箍筋肢距均相同时,采用连续复合螺旋箍比一般复合箍筋可提高柱的极限变形角 25%。采用连续复合矩形螺旋箍可按圆形复合螺旋箍对待。用上述方法提高柱的轴压比后,应按增大的轴压比由本规范表 8.3.10 确定配箍量,且沿柱全高采用相同的配箍特征值。

试验研究和工程经验都证明,在矩形或圆形截面柱内设置矩形核心柱,不但可以提高柱的受压承载力,还可以提高柱的变形能力。在压、弯、剪共同作用下,当柱出现弯、剪裂缝,在大变形情况下芯柱可以有效地减小柱的压缩,保持柱的外形和截面承载力,特别对于承受高轴压的短柱,更有利于提高变形能力,延缓倒塌。为了便于梁筋通过,芯柱边长不宜小于柱边长或直径的 $1/3$,且不宜小于 250mm (图 10)。

普通框架梁和预应力混凝土框架梁顶面和底面纵向配筋的直径和根数的下限值是综合考虑形成钢筋骨架的需要、抗震性态要求及已有工程经验确定的。

要求梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径,对高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架不宜大于柱在该方向截面尺寸的

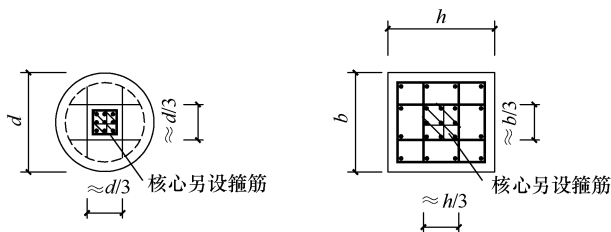


图 10 芯柱尺寸示意图

1/20，是基于纵筋在节点内有可靠锚固提出的。

8.3.6 框架梁是框架结构的主要承重构件，应保证其必要的承载力和延性。同时，试验表明，在预应力混凝土框架梁中采用配置一定数量非预应力钢筋的混合配筋方式，对改善裂缝分布，提高承载力和延性的作用是明显的。为此规定地震区的框架梁，宜采用后张有黏结预应力，且应配置一定数量的非预应力钢筋。

预应力强度比对框架梁的抗震性能有重要影响，对其选择要结合工程具体条件，应全面考虑使用阶段和抗震性能两方面要求。从使用阶段看，该比值大一些好；从抗震角度，其值不宜过大。综合考虑，预应力混凝土框架梁梁端配筋强度比宜不大于 0.75。

梁端箍筋加密区内，梁端下部纵向非预应力钢筋和上部非预应力钢筋的截面面积应符合一定的比例，其理由同非预应力抗震框架。规范对预应力混凝土框架梁端下部非预应力钢筋和上部非预应力钢筋的面积比限值的规定，是参考了已有的试验研究和本规范有关钢筋混凝土框架梁的规定，经综合分析后确定的。

8.3.8 表 8.3.8-1 中规定的柱纵向钢筋最小配筋率，是为保证在相应罕遇地震下结构不发生倒塌而提出的。

8.3.9 柱最小截面尺寸是根据经验给出的，考虑了梁最小截面宽度的要求。要求柱净高与截面高度之比不宜小于 4，是为了避免在工程中出现短柱及短柱趋势。

考虑地震反复作用的特点，同时为了实现柱端附近裂缝分布有利于延性改善，提出了第 4 款和第 6 款柱纵筋的配置要求。考

虑到经济性要求,规定柱总配筋率不应大于 5%。

本规范相对 2001 版以前抗震规范提高了框架结构中柱和边柱纵向钢筋的最小总配筋率的要求。随着高强钢筋和高强混凝土的使用,最小纵向钢筋的配筋率要求,将随混凝土强度和钢筋的强度而有所变化,但表中的数据是最低的要求,必须满足。

当框架柱在地震作用组合下处于小偏心受拉状态时,柱的纵筋总截面面积应比计算值增加 25%,是为了避免柱的受拉纵筋屈服后再受压时,由于包兴格效应导致纵筋压屈。

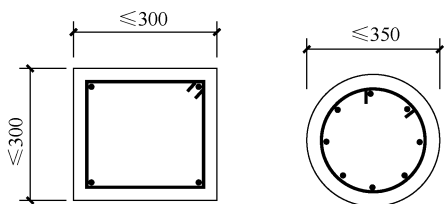
8.3.10 框架柱的弹塑性变形能力,主要与柱的轴压比和箍筋对混凝土的约束程度有关。为了具有大体上相同的变形能力,轴压比大的柱,要求的箍筋约束程度高。箍筋对混凝土的约束程度,主要与箍筋形式、体积配箍率、箍筋抗拉强度以及混凝土轴心抗压强度等因素有关,而体积配箍率、箍筋强度及混凝土强度三者又可以用配箍特征值表示,配箍特征值相同时,螺旋箍、复合螺旋箍及连续复合螺旋箍的约束程度,比普通箍和复合箍对混凝土的约束更好。因此,规范规定,轴压比大的柱,其配箍特征值大于轴压比低的柱;轴压比相同的柱,采用普通箍或复合箍时的配箍特征值,大于采用螺旋箍、复合螺旋箍或连续复合螺旋箍时的配箍特征值。

本规范按 2010 版抗震规范,删除了 89 版和 2001 版抗震规范中关于复合箍应扣除重叠部分箍筋体积的规定,因重叠部分对混凝土的约束情况比较复杂,如何换算有待进一步研究;箍筋的强度也不限制在标准值 400MPa 以内。

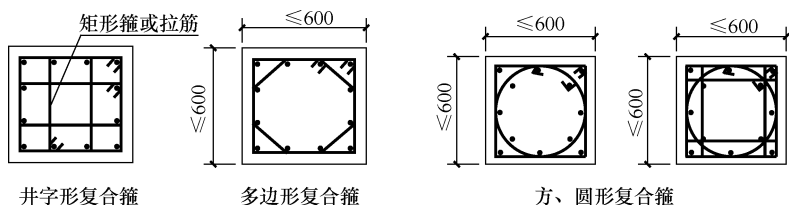
对于封闭箍筋与两端为 135°弯钩的拉筋组成的复合箍,约束效果最好的是拉筋同时钩住主筋和箍筋,其次是拉筋紧靠纵向钢筋并钩住箍筋;当拉筋间距符合箍筋肢距的要求,纵筋与箍筋有可靠拉结时,拉筋也可紧靠箍筋并钩住纵筋。

考虑到框架柱在层高范围内剪力不变及可能的扭转影响,为避免箍筋非加密区的受剪能力突然降低很多,导致柱的中段破坏,对非加密区的最小箍筋量也做了规定。

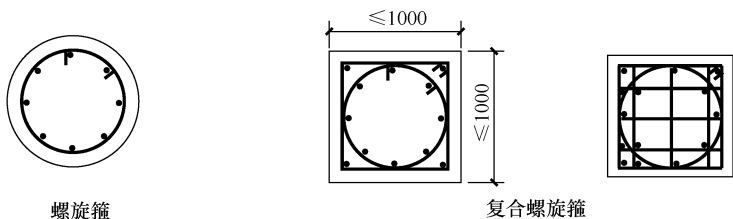
箍筋类别参见图 11。



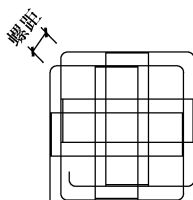
(a) 普通箍



(b) 复合箍



(c) 螺旋箍



(d) 连续复合螺旋箍 (用于矩形截面柱)

图 11 各类箍筋示意图

8.3.11 使框架的梁柱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要具有良好的约束。考虑到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。

8.3.12~8.3.14 箍筋的间距和直径限制是考虑了箍筋的约束作用，同时也考虑便于施工和国内的经济条件，参照了我国抗震规范的规定。考虑柱子在其层高内剪力不变及可能的扭转影响，为避免非加密区抗剪能力突然降低很多而造成柱子中段破坏，对非加密区的最大箍筋间距也做了规定。为保证框架节点的延性性能和抗震受剪承载力，对节点箍筋配置做了规定。

8.4 钢筋混凝土抗震墙结构的抗震构造措施

8.4.1、8.4.2 为保证在地震作用下墙体出平面的稳定性，对墙的最小厚度做了规定。考虑到温度的影响和对剪切引起的裂缝宽度的控制，对墙板最小配筋率做了规定。为了保证抗震墙有必要的延性，对抗震墙底部加强部位在重力荷载代表值作用下墙肢轴压比限值做了规定。

8.4.3 对于一般抗震墙结构、部分框支抗震墙结构等的开洞抗震墙，以及核心筒和内筒中开洞的抗震墙，地震作用下连梁首先屈服破坏，然后墙肢的底部钢筋屈服、混凝土压碎。因此，底层墙肢底截面的轴压比大于规定的抗震墙，以及部分框支抗震墙结构的抗震墙，墙的两端及洞口两侧应设置约束边缘构件，使底部加强部位有良好的延性和耗能能力；考虑到底部加强部位以上相邻层的抗震墙，其轴压比可能仍较大，为此，将约束边缘构件向上延伸一层。其他情况，墙的两端及洞口两侧可仅设构造边缘构件。

为保证抗震墙达到预定的功能，对约束边缘构件、构造边缘构件的范围及箍筋特征值做了具体规定。这些规定是依据试验结果、震害分析和工程经验给出的。

8.4.4 抗震墙的墙肢长度不大于墙厚的 3 倍时，应按柱的有关要求进行设计；这样降低了小墙肢的箍筋全高加密的要求。

8.4.5 高连梁设水平缝，使一根连梁成为大跨高比的两根或多根连梁，其破坏形态从剪切破坏变为弯曲破坏。

8.5 钢筋混凝土框架-抗震墙结构的构造措施

8.5.1 为保证在地震作用下墙体出平面的稳定性,对墙的最小厚度做了规定。框架-抗震墙结构中的抗震墙作为该体系第一道防线的主要的抗侧力构件,需要比一般的抗震墙有所加强。

对于带边框抗震墙,如果梁的宽度大于墙的厚度,每一层抗震墙有可能成为高宽比小的矮墙,强震下发生剪切破坏,同时抗震墙给柱端施加很大的剪力,使柱端剪坏,对于抗地震倒塌是非常不利的。

8.5.2 考虑到温度的影响和对剪切引起的裂缝宽度的控制,对墙板最小配筋率及最大间距等做了规定。拉筋的具体配置方式可参照本规范 8.4.2 条。

8.5.3 楼面梁与抗震墙平面外连接,主要出现在抗震墙与框架分开布置的情况。试验表明,在往复荷载作用下,锚固在墙内的梁的纵筋有可能产生滑移,与梁连接的墙面混凝土有可能拉脱。

8.5.4 少墙框架结构中抗震墙的地位不同于框架-抗震墙,不需要按本节的规定设计其抗震墙。

8.6 钢筋混凝土板柱-抗震墙结构的构造措施

8.6.2 规定了板柱-抗震墙结构中抗震墙的最小厚度;放松了楼、电梯洞口周边设置边框梁的要求。按柱纵筋直径 16 倍控制托板或柱帽根部的厚度是为了保证板柱节点的抗弯刚度。

8.6.3 对高度不超过 12m 的板柱-抗震墙结构,放松抗震墙所承担的地震剪力的要求;新增板柱节点冲切承载力的抗震验算要求。

无柱帽平板在柱上板带中按本规范要求设置构造暗梁时,不可把平板作为有边梁的双向板进行设计。

8.6.4 为防止强震作用下楼板脱落,穿过柱截面的板底两个方向钢筋的受拉承载力应满足该楼层板重力荷载代表值作用下的轴压力验算值。试验研究表明,抗剪栓钉的抗冲切效果优于抗冲切钢筋。

8.7 钢筋混凝土筒体结构的构造措施

8.7.1、8.7.2 对框架-核心筒、筒中筒结构的内筒及跨高比不大于 2 的连梁的抗震构造进行了规定，其主要依据为 2001 版抗震规范。

8.7.3 构件内的主筋接头位置及接头方式对构件的受力性能有影响，本条对此做了规定。这些规定是惯用的和经验的。

8.8 装配式钢筋混凝土框架结构

8.8.1~8.8.3 对于低烈度区且抗震设计类别较低的建筑，采用装配式钢筋混凝土框架结构是能保证预期性能目标的，因此对本节的适用范围加以上述限制。装配式框架结构的最大适用高度应参考现浇混凝土结构，同时要保证其整体工作过程中保持地震力传递过程的连续性。

8.8.4 接头设计是装配式框架是否能达到整体结构设计要求的关键部位，第 1~3 款是对接头设计的具体要求。接头最好设计成强接头，即这种接头在结构受力过程中是不屈服的，发生屈服的位置应选择在能使框架结构在地震作用下形成强柱弱梁的机制，本条款给出了不同接头位置、非线性区应选择的位置和接头应符合的强度要求。

8.8.5、8.8.6 接头区和节点区的本构关系将直接影响结构的动力响应及计算结果的可靠性，所以提出了实验验证的要求，并以其为依据进行地震反应分析。

8.8.7 当接头的设计不能符合强接头的要求时，应使节点区能达到或超过现浇混凝土结构的性能。这时必须符合本条款的要求。

8.8.8 装配式钢筋混凝土框架结构除了接头部分的有关规定外，尚应符合现浇钢筋混凝土结构的所有规定，使其达到对整体结构抗震能力的要求。

9 砌体结构

9.1 一般规定

9.1.1 本章包括烧结普通黏土砖、烧结多孔砖和混凝土小砌块砌体构件和结构，底层或底部两层框架-抗震墙砌体房屋的抗震设计要求。石砌体结构的抗震研究和使用的均比较少，本章未包括这种砌体结构。配筋混凝土砌块砌体结构的规定单列于附录G中。

9.1.2 本条列出了与本章有关的国家现行设计和施工标准。抗震设防区的砌体结构除应符合本章的抗震要求外，还应符合这些标准的要求。

9.1.3 本条列出了有关砌体原材料的现行标准，抗震设计时，材料性能应符合这些标准的要求。

9.1.5 震害调查发现，砌体结构的层数越多，结构破坏越严重，因此应规定砌体结构总高度的限值。国外在地震区对砖结构房屋的高度限制较严，不少国家在7度及以上抗震设防区不允许用无筋砖结构，前苏联等国家对砌体结构总高度的限值做过一些规定。根据震害经验，考虑到目前砌体材料强度不高，结合我国具体情况，规定了我国砌体结构总高度的限值。这些限值是在当前条件下做出的，随着砌体材料强度的提高，突破这些限值是不可能的。如果突破这些限值，应加强砌体结构的构造措施。

砌体结构的抗震性能，除与墙体的间距、砖（或砌块）和砂浆的强度等级、结构的整体性、材料和施工的质量等因素有关外，还与结构的总高度有关。因而，砌体结构总高度的限值随着抗震设计类别的提高而降低。

砌块砌体结构，特别是小砌块砌体结构（无筋的），近年来发展较快。砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构的少，这种结

构的抗震研究也比较少。一般地说，这种结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而，对砌块砌体结构总高度的限制比砖砌体结构严一些。

对于横墙较少的房屋，其总高度的限值应降低 3m。当横墙间距大于 4.2m 的房间面积超过总面积的 40% 时，应认为横墙较少；横墙很少是指同一楼层内开间不大于 4.2m 的房间占该层总面积不到 20% 且开间大于 4.8m 的房间占该层总面积的 50% 以上（房间面积中不含楼梯间、走廊面积）。

9.1.6 本条规定了砌体结构层高的限值。层高越大，墙体出平面的稳定性越差。为了保证墙体出平面的稳定，将层高限值定为 3.6m。对于一般的住宅楼、办公楼等，均能符合这个要求。当使用功能确有需要（如教学楼等），采用约束砌体等加强措施，层高限值定为 3.9m。约束砌体是指由间距接近层高的构造柱与圈梁组成的砌体，同时拉结网片符合相应构造要求。

9.1.7 本条规定了砌体结构总高度与总宽度的比值。如果砌体结构符合这个要求，可以不进行整体抗弯验算；否则，应进行整体抗弯验算。当计算结构高宽比时，对于矩形平面，应取短边作为宽度，对于复杂平面（如 L 形或工字形平面），应取独立抗震单元中的最短边作为宽度。

9.1.8 多层砌体房屋的横向地震力主要由横墙承担，不仅横墙须具有足够的承载力，而且楼盖须具有传递地震力给横墙的水平刚度，本条规定是为了满足楼盖对传递水平地震力所需的刚度要求。对砌块房屋则参照多层砖房给出，且不宜采用木楼、屋盖。

纵墙承重的房屋，横墙间距同样应满足本条规定。

9.1.9 砌体房屋局部尺寸的限制，在于防止因这些部位的失效而造成整栋结构的破坏甚至倒塌，本条系根据地震区的宏观调查资料分析规定的，如采用另增设构造柱等措施，可适当放宽。

震害调查表明：较窄承重窗间墙的破坏往往容易造成上部构件塌落，从而危及整个房屋；较宽承重窗间墙虽然在罕遇地震作用下也可能遭受破坏，有时裂缝宽度甚至可达数厘米，但裂后仍

有一定的承载能力。因而，本条对承重窗间墙的宽度做了规定，以避免其破坏造成上部构件塌落。

女儿墙在地震作用下容易遭受破坏，特别是无锚固的较高女儿墙因鞭梢效应更是如此。因而，对无锚固女儿墙的高度做了限制。为了防止出入口上面的女儿墙在地震时落下，造成人员伤亡，出入口上面的女儿墙应予锚固。

9.1.10 本条列出了砌体结构布置的基本原则。

根据地震震害的调查统计，纵墙承重的结构布置方案，因横向支承较少，纵墙易受弯曲破坏而导致倒塌，为此，要优先采用横墙承重的结构布置方案。

纵横墙均匀对称布置，可使各墙垛受力基本相同，避免薄弱部位的破坏。

震害调查表明，不设防震缝造成的房屋破坏，一般多只是局部的，一些平面较复杂的一、二层房屋，其震害与平面规则的同类房屋相比，并无明显的差别，同时，考虑到设置防震缝所耗的投资较多，所以规范对设置防震缝的要求比过去有所放宽。

楼梯间墙体缺少各层楼板的侧向支承，有时还因为楼梯踏步削弱楼梯间的墙体，尤其是楼梯间顶层，墙体有一层半楼层的高度，震害加重。因此，在建筑布置时尽量不设在尽端，或对尽端开间采取特殊措施。

在墙体内设烟道、风道、垃圾道等洞口，大多因留洞而减薄了墙体的厚度，往往仅剩 120mm，由于墙体刚度变化和应力集中，一旦遇到地震则首先破坏，为此要求这些部位的墙体不应削弱，或采取在砌体中加配筋、预制管道构件等加强措施。

教学楼、医院等横墙较少、跨度较大的房屋，宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖，以加强楼、屋盖的整体性。

9.1.11 本规范允许底部框架-抗震墙砌体房屋的总高度与普通的砌体房屋相当。相应的要求是：严格控制相邻层侧移刚度，合理布置上下楼层的墙体，加强托墙梁、过渡楼层的墙体和底部框架。对底部的抗震墙，一般要求采用钢筋混凝土墙。

9.1.12 底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土结构部分，其抗震要求原则上均应符合本规范第 8 章的要求。

9.1.13 砌体结构墙体的强度较低，因此构造柱（或芯柱）和圈梁的混凝土强度等级无须过高，一般采用不低于 C20 即可。

在地震作用下构造柱（或芯柱）和圈梁对墙体主要起约束作用，以提高砌体结构的抗震性能，因此构造柱（或芯柱）和圈梁中钢筋的应力并不很高。因而，构造柱（或芯柱）和圈梁中的钢筋宜采用 HRB335、HRBF335 和 HPB300 钢筋。

9.2 计 算 要 点

9.2.1 砌体房屋层数不多，刚度沿高度分布一般比较均匀，并以剪切变形为主，因此可采用底部剪力法计算。

自承重墙体（如横墙承重方案中的纵墙等），如按常规方法做抗侧力验算，往往比承重墙还要厚，但抗震安全性的要求可以考虑降低，为此，利用承载力抗震调整系数 γ_R ，适当调整。

底部框架-抗震墙砌体房屋属于上刚下柔结构，层数不多，仍可采用底部剪力法简化计算，但应考虑一系列的地震作用效应调整，使之较符合实际。

9.2.2 根据一般的经验，抗震设计时，只需对纵、横向的不利墙段进行截面验算，不利墙段为：承担地震作用较大的墙段、竖向压应力较小的墙段、局部截面较小的墙段。

9.2.3 在楼层各墙段间进行地震剪力的分配和截面验算时，根据层间墙段的不同高宽比（一般墙段和门窗洞边的小墙段，高宽比按本条“注”的方法分别计算），分别按剪切或弯剪变形同时考虑，较符合实际情况。砌体的墙段按门窗洞口划分。

9.2.4、9.2.5 底部框架-抗震墙砌体房屋是我国现阶段经济条件下特有的一种结构。大地震的震害表明，底层框架砖房在地震时，底层将发生变形集中，出现过大的侧移而严重破坏，甚至坍塌。近十多年来，各地进行了许多试验研究和分析计算，对这类结构有了进一步的认识，当采取相应措施后底部框架可有两层，

但总体上仍需持谨慎的态度。其抗震计算上需注意:

1 对底层框架-抗震墙砌体房屋地震作用效应要进行调整。按第二层与底层侧移刚度的比例相应地增大底层的地震剪力,比例越大,增加越多,以减少底层的薄弱程度;底层框架砖房,二层以上全部为砖墙承重结构,仅底层为框架-抗震墙结构,水平地震剪力要根据对应的单层的框架-抗震墙结构中各构件的侧移刚度比例,并考虑塑性内力重分布来分配;作用于房屋二层以上的各楼层水平地震力对底层引起的倾覆力矩,将使底层抗震墙产生附加弯矩,并使底层框架柱产生附加轴力。倾覆力矩引起构件变形的性质与水平剪力不同,考虑实际运算的可操作性,近似地将倾覆力矩在底层框架和抗震墙之间按其侧移刚度的比例分配。

2 考虑到大震时墙体严重开裂,托墙梁与非抗震的墙梁受力状态有所差异,当按静力的方法考虑有框架柱落地的托梁与上部墙体组合作用时,若计算系数不变会导致不安全,应调整计算参数。作为简化计算,偏于安全,在托墙梁上部各层墙体不开洞和跨中 $1/3$ 范围内开一个洞口的情况,也可采用折减荷载的方法:

托墙梁弯矩计算时,由重力荷载代表值产生的弯矩,四层以下全部计入组合,四层以上可有所折减,取不小于四层的数值计入组合;对托墙梁剪力计算时,由重力荷载产生的剪力不折减。

9.2.6 地震作用下砌体材料的强度指标,因不同于静力,宜单独给出。其中砖砌体强度是按震害调查资料综合估算并参照部分试验给出的,砌块砌体强度则依据试验。为了方便,当前仍继续沿用静力指标。但是,强度设计值和标准值的关系则是针对抗震设计的特点按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 进行可靠度分析得到的,并采用调整静强度设计值的形式。

当前砌体结构抗剪承载力的计算,有两种半理论半经验的方法:主拉和剪摩。在砂浆等级 $> M2.5$ 且在 $1 < \sigma_0/f_v \leq 4$ 时,两种方法结果相近。本规范采用正应力影响系数的统一表达形式。

对砖砌体, 采用在震害统计基础上的主拉公式得到:

$$\zeta_N = \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.45\sigma_0/f_v}$$

对于混凝土小砌块砌体, 其 f_v 较低, σ_0/f_v 相对较大, 两种方法差异也大, 震害经验又较少, 根据试验资料, 正应力影响系数由剪摩公式得到:

$$\zeta_N = \begin{cases} 1 + 0.25\sigma_0/f_v & (\sigma_0/f_v \leq 5) \\ 2.25 + 0.17(\sigma_0/f_v - 5) & (\sigma_0/f_v > 5) \end{cases}$$

9.2.7 一般情况下, 构造柱仍不以显式计入受剪承载力计算中。当构造柱的截面和配筋满足一定要求后, 必要时可采用显式计入墙段中部位置处构造柱对抗震承载力的提高作用。现行构造柱规程、地方规程和有关的资料, 对计入构造柱承载力的算法有三种: 其一, 换算截面法, 根据混凝土和砌体的弹性模量比折算, 刚度和承载力均按同一比例换算, 并忽略钢筋的作用; 其二, 并联合加法, 构造柱和砌体分别计算刚度和承载力, 再将二者相加, 构造柱的受剪承载力分别考虑了混凝土和钢筋的承载力, 砌体的受剪承载力还考虑了小间距构造柱的约束提高作用; 其三, 混合法, 构造柱混凝土的承载力以换算截面并入砌体截面计算受剪承载力, 钢筋的作用单独计算后再叠加。在三种方法中, 对承载力抗震调整系数 γ_{RE} 的取值各有不同。由于不同的方法均根据试验成果引入不同的经验修正系数, 使计算结果彼此相差不大, 但计算基本假定和概念在理论上不够理想。

本规范采用了简化计算公式, 特点是:

1 墙段两端的构造柱对承载力的影响仅采用承载力抗震调整系数 γ_{RE} 反映其约束作用, 忽略构造柱对墙段刚度的影响, 仍按门窗洞口划分墙段, 使之与现行国家标准的方法有延续性。

2 引入中部构造柱参与工作及构造柱间距不大于 2.8m 的墙体约束修正系数。

3 构造柱的承载力分别考虑了混凝土和钢筋的抗剪作用，但不能随意加大混凝土的截面和钢筋的用量，对混凝土的受剪承载力改用抗拉强度表示。

4 该公式是简化方法，计算的结果与试验结果相比偏于保守，必要时才可采用。横墙较少房屋及外纵墙的墙段计入其中部构造柱参与工作，抗震验算问题有所改善。

横向配筋砖砌体截面抗震受剪承载力验算公式是根据试验资料得到的。钢筋的效应系数随墙段高宽比在 $0.07 \sim 0.15$ 之间变化，并明确水平配筋的适用范围是 $0.07\% \sim 0.17\%$ 。

9.2.8 混凝土小砌块墙体截面抗震受剪承载力验算公式系根据小砌块设计施工规程的基础资料，无芯柱时取 $\gamma_{RE} = 1.0$ 和 $\zeta_c = 0.0$ ，有芯柱时取 $\gamma_{RE} = 0.9$ ，按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则要求分析得到的。芯柱受剪承载力的表达式中，将混凝土抗压强度设计值改为混凝土抗拉强度设计值，系数的取值，由 0.03 相应换算为 0.3 。

9.2.9 底层框架-抗震墙砌体房屋中采用砖砌体作为抗震墙时，砖墙和框架成为组合的抗侧力构件，由砖抗震墙-周边框架所承担的地震作用，将通过周边框架向下传递，故底层砖抗震墙周边的框架柱还需考虑砖墙的附加轴向力和附加剪力。

9.3 多层砖砌体房屋抗震构造措施

9.3.1、9.3.2 钢筋混凝土构造柱在多层砖砌体结构中的应用，根据历次大地震的经验和大量试验研究，得到了比较一致的结论，即：①构造柱能够提高砌体的受剪承载力 $10\% \sim 30\%$ ，提高幅度与墙体高宽比、竖向压力和开洞情况有关；②构造柱主要是对砌体起约束作用，使之有较高的变形能力；③构造柱应当设置在震害较重、连接构造比较薄弱和易于应力集中的部位。

构造柱设置的数量应随着砌体结构抗震设计类别的增高而增多。对于 A 类砌体结构，构造柱设置的数量最少；对于 C 类砌体结构，构造柱设置的数量多。

小砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构少，这些结构的抗震研究也比较少。一般地说，这些结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而，这些结构芯柱的设置原则比砖砌体结构构造柱严一些。

根据房屋的用途、结构部位、承担地震作用的大小来设置构造柱。对较长的纵、横墙需有构造柱来加强墙体的约束和抗倒塌能力。

由于钢筋混凝土构造柱的作用主要在于对墙体的约束，构造上截面不必很大，但需与各层纵横墙的圈梁或现浇楼板连接，才能发挥约束作用。

为保证钢筋混凝土构造柱的施工质量，构造柱须有外露面。一般利用马牙槎外露即可。

为加强下部楼层墙体的抗震性能，将下部楼层构造柱间的拉结筋贯通，拉结筋与 $\phi 4$ 钢筋在平面内点焊组成拉结网片，提高抗倒塌能力。

9.3.3、9.3.4 震害经验表明，圈梁能增强砌体结构的整体性，从而提高砌体结构的抗震性能。因而，在砌体结构中设置圈梁是十分必要的。

对于现浇钢筋混凝土楼板允许不设圈梁，但应在现浇板边沿墙长方向另加板边钢筋，以代替圈梁配筋，其数量可少于单独圈梁的钢筋数量，伸入构造柱内并满足锚固要求。

圈梁设置的数量随着砌体结构抗震设计类别的增高而增多。对于 A 类砌体结构，圈梁设置的数量最少；对于 C 类砌体结构，圈梁设置的数量多。

小砌块砌体结构圈梁的设置原则比砖砌体结构圈梁严一些。

9.3.5、9.3.6 砌体房屋楼、屋盖的抗震构造要求，包括楼板搁置长度，楼板与圈梁、墙体的拉结，屋架（梁）与墙、柱的锚固、拉结等等，是保证楼、屋盖与墙体整体性的重要措施。

依据砌体结构规范对大跨度梁支座的规定，给出了大跨混凝土梁支承构件的构造和承载力要求，不允许采用一般的砖柱或

砖墙。

9.3.7 由于砌体材料的特性,较大的房间在地震中会加重破坏程度,需要局部加强墙体的连接构造要求。

9.3.8 历次地震震害表明,楼梯间常常破坏严重,必须采取一系列有效措施。同时,楼梯间作为地震疏散通道,而且地震时受力比较复杂,故提高了砌体结构楼梯间的构造要求。

突出屋顶的楼、电梯间,地震中受到较大的地震作用,因此在构造措施上也应当特别加强。

9.3.9 坡屋顶与平屋顶相比,震害有明显差别。硬山搁檩的做法不利于抗震。屋架的支撑应保证屋架的纵向稳定。出入口处要加强屋盖构件的连接和锚固,以防脱落伤人。

9.3.10 砌体结构中的过梁应采用钢筋混凝土过梁。砖过梁的抗震性能较差,因此无论哪种抗震设计类别,砌体结构均不应采用砖过梁,不论是配筋还是无筋。

9.3.11 预制的悬挑构件,特别是较大跨度时,需要加强与现浇构件的连接,以增强稳定性。

9.3.12 如果后砌的非承重隔墙与承重墙或柱、楼(屋)面板或梁的结合不好,地震时隔墙可能倾倒。为了避免隔墙的倾倒,本条做了有关规定。

9.3.13 房屋的同一独立单元中,基础底面最好处于同一标高,否则易因地面运动传递到基础不同标高处而造成震害。如有困难时,则应设基础圈梁并放坡逐步过渡,不宜有高差上的过大突变。

对于软弱地基上的房屋,按第3章的原则,应在外墙及所有承重墙下设置基础圈梁,以增强抵抗不均匀沉陷和加强房屋基础部分的整体性。

9.3.14 对于横墙间距大于4.2m的房间超过楼层总面积40%且房屋总高度接近本章表9.1.5规定限值的砌体房屋,其抗震设计方法大致包括以下方面:

1 墙体的布置和开洞大小不妨碍纵横墙的整体连接的要求。

2 楼、屋盖结构采用现浇钢筋混凝土板等加强整体性的构造要求。

3 增设满足截面和配筋要求的钢筋混凝土构造柱并控制其间距，在房屋底层和顶层沿楼层半高处设置现浇钢筋混凝土带，并增大配筋数量，以形成约束砌体墙段的要求。

4 按本章第 9.2.7 条 3 款计入墙段中部钢筋混凝土构造柱的承载力。

9.4 多层砌块房屋抗震构造措施

9.4.1、9.4.2 为了增加混凝土小型空心砌块砌体房屋的整体性和延性，提高其抗震能力，结合空心砌块的特点，规定了在墙体的适当部位设置钢筋混凝土芯柱的构造措施。这些芯柱设置要求均比砖房构造柱设置严格，且芯柱与墙体的连接要采用钢筋网片。

芯柱伸入室外地面下 500mm，地下部分为砖砌体时，可采用类似于构造柱的方法。

在外墙转角、内外墙交接处等部位，可采用钢筋混凝土构造柱替代芯柱。

9.4.3 本条规定了替代芯柱的构造柱的基本要求，与砖房的构造柱规定大致相同。小砌块墙体在马牙槎部位浇灌混凝土后，需形成无插筋的芯柱。

试验表明，在墙体交接处用构造柱代替芯柱，可较大幅度地提高对砌块砌体的约束能力，也为施工带来方便。

9.4.4 小砌块房屋的圈梁设置位置的要求同砖砌体房屋的圈梁设置要求。

9.4.5 根据振动台模拟试验的结果，作为砌块房屋的层数和高度达到与普通砖房屋相同的加强措施之一，在房屋的底层和顶层，沿楼层半高处增设一道通长的现浇钢筋混凝土带，以增强结构抗震的整体性。

9.4.6 与多层砖砌体横墙较少的房屋一样，当房屋高度和层数

接近或达到表 9.1.5 规定的限值,使用功能为Ⅱ类建筑中横墙较少的多层小砌块房屋应满足本章第 9.3.14 条的相关要求。本条对墙体中部替代增设构造柱的芯柱给出了具体规定。

9.4.7 砌块砌体房屋楼盖、屋盖、楼梯间、门窗过梁和基础等的抗震构造要求,基本上与多层砖房相同。

9.5 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施

9.5.1 总体上看,底部框架-抗震墙砌体房屋比多层砌体房屋抗震性能稍弱。因此,构造柱的设置要求更严格。上部小砌块墙体内代替芯柱的构造柱,考虑到模数的原因,构造柱截面不再加大。

9.5.2 过渡层即与底部框架-抗震墙相邻的上一砌体楼层,在地震时往往破坏较重。因此,将关于过渡层的要求集中在一条内叙述并予以特别加强。

9.5.3 底部框架-抗震墙砌体房屋中的钢筋混凝土抗震墙,是底部的主要抗侧力构件,而且往往为低矮抗震墙。对其构造上提出了更为严格的要求,以加强抗震能力。

由于底部框架-抗震墙中的混凝土抗震墙为带边框的抗震墙且总高度不超过二层,其边缘构件只需要满足构造边缘构件的要求。

9.5.4、9.5.5 对约束砖、小砌块砌体抗震墙提出具体构造要求,以确实加强砖抗震墙的抗震能力,同时应注意在使用中不致随意拆除更换。

9.5.6 规定底部框架-抗震墙砌体房屋的框架柱不同于一般框架-抗震墙结构中的框架柱的要求,大体上接近框支柱的有关要求。

9.5.7 底部框架-抗震墙砌体房屋的底部与上部各层的抗侧力结构体系不同,为使楼盖具有传递水平地震力的刚度,要求过渡层的底板为现浇钢筋混凝土板。

底部框架-抗震墙砌体房屋上部各层对楼盖的要求,同多层砖房。

9.5.8 底部框架的托墙梁是其重要的受力构件，根据有关试验资料和工程经验，对其构造做了较多的规定。

9.5.9 针对底部框架房屋在结构上的特殊性，提出了有别于一般多层房屋的材料强度等级要求。

10 空旷房屋和大跨屋盖建筑

10.1 单层空旷房屋

(I) 一般规定

10.1.1~10.1.3 单层空旷房屋是一组不同类型的结构组成的建筑, 包含有单层的观众厅和多层的先后左右的附属用房。无侧厅的食堂, 可参照本规范相应章节设计。

观众厅与前后厅之间、观众厅与两侧厅之间一般不设缝, 震害较轻; 个别房屋在观众厅与侧厅处留缝, 反而破坏较重。因此, 在单层空旷房屋中的观众厅与侧厅、前后厅之间可不设防震缝, 但根据第3章的要求, 布置要对称, 避免扭转, 并按本章采取措施, 使整组建筑形成相互支持和有良好联系的空间结构体系。

10.1.4~10.1.7 主要规定了单层空旷房屋大厅抗震设计中有别于单层厂房的要求。对屋盖选型、构造、非承重隔墙及各种结构类型的附属房屋的要求, 见其他各有关章节。

大厅人员密集, 抗震要求较高, 故观众厅有挑台, 或房屋高、跨度大, 或烈度高, 需要采用钢筋混凝土框架或门式刚架结构等。根据震害调查及分析, 为进一步提高其抗震安全性, 增加了功能类别不低于Ⅲ类的大厅的承重结构不能使用砖柱的要求。

(II) 计算要点

10.1.8 单层空旷房屋的平面和体型均较复杂, 尚难以采用符合实际工作状态的假定和合理的模型进行整体计算分析。为了简化, 从工程设计的角度考虑, 可将整个房屋划为若干个部分, 分

别进行计算，然后从构造上和荷载的局部影响上加以考虑，互相协调。例如，通过周期的经验修正，使各部分的计算周期趋于一致；横向抗震分析时，考虑附属房屋的结构类型及其与大厅的连接方式，选用排架、框排架或排架-抗震墙的计算简图，条件合适时亦可考虑空间工作的影响，交接处的柱子要考虑高振型的影响；纵向抗震分析时，考虑屋盖的类型和前后厅等影响，选用单柱列或空间协同分析模型。

10.1.9、10.1.10 在计算水平地震作用时采用了第 6 章规定的底部作用计算方法，相应的参数取值参见第 6 章。

10.1.11 根据宏观震害调查分析，单层空旷房屋中，舞台后山墙等高大山墙的壁柱，地震中容易破坏。为减少其破坏，特别强调，高烈度时高大山墙应进行出平面的抗震验算。验算要求可参考第 9 章，即壁柱在水平地震力作用下的偏心距超过规定值时，应设置组合壁柱，并验算其偏心受压的承载力。

（Ⅲ）抗震构造措施

本性态规范抗震构造措施基本采用 2010 版抗震规范的规定，但对如下的情况做了更为严格的限制：对组合砖柱的纵向钢筋、钢筋混凝土柱的抗震等级、对嵌砌在框架柱间的钢筋混凝土抗震墙的配筋、大厅柱（墙）顶标高处应设置现浇圈梁等，按照不同的抗震设计类别予以了区别，其中抗震设计类别 A、B 类与抗震规范一致，C、D 类要求更为严格。

10.2 大跨屋盖建筑

（I）一般规定

10.2.1 大跨屋盖建筑是指与传统板式、梁板式屋盖结构相区别，具有更大跨越能力的屋盖体系，不应单从跨度大小的角度来理解大跨屋盖建筑结构。

大跨屋盖的结构形式多样，新形式也不断出现，本规范适用

于一些常用结构形式，包括：拱、平面桁架、立体桁架、网架、网壳、张弦梁和弦支穹顶等七类基本形式以及由这些基本形式组合而成的结构。相应的，针对于这些屋盖结构形式的抗震研究开展较多，也积累了一定的抗震设计经验。

对于悬索结构、膜结构、索杆张力结构等柔性屋盖体系，由于几何非线性效应，其地震作用计算方法和抗震设计理论目前尚不成熟，暂不纳入。此外，大跨屋盖结构基本以钢结构为主，故未对混凝土薄壳、组合网架、组合网壳等屋盖结构形式做出具体规定。

还需指出的是，对于存在拉索的预张拉屋盖结构，总体可分为三类：预应力结构，如预应力桁架、网架或网壳等；悬挂（斜拉）结构，如悬挂（斜拉）桁架、网架或网壳等；张弦结构，主要指张弦梁结构和弦支穹顶结构。本节中，预应力结构、悬挂（斜拉）结构归类在其依托的基本形式中。考虑到张弦结构的受力性能与常规预应力结构、悬挂（斜拉）结构有较大的区别，且是近些年发展起来的一类大跨屋盖结构新体系，因此将其作为基本形式列入。

大跨屋盖的结构新形式不断出现、体型复杂化、跨度极限不断突破，为保证结构的安全性，避免抗震性能差、受力很不合理的结构形式被采用，有必要对超出适用范围的大型建筑屋盖结构进行专门的抗震性能研究和论证，这也是国际上通常采用的技术保障措施。根据当前工程实践经验，对于跨度大于 120m、结构单元长度大于 300m 或悬挑长度大于 40m 的屋盖结构，需要进行专门的抗震性能研究和论证。同时由于抗震设计经验的缺乏，新出现的屋盖结构形式也需要进行专门的研究和论证。

对于可开启屋盖，也属于非常用形式之一，其抗震设计除满足本节的规定外，与开闭功能有关的设计也需要另行研究和论证。

10.2.2 本条规定为抗震概念设计的主要原则，是第 3.4 和 3.5 节规定的补充。

大跨屋盖结构的选型和布置首先应保证屋盖的地震效应能够有效地通过支座节点传递给下部结构或基础，且传递途径合理。

屋盖结构的地震作用不仅与屋盖自身结构相关，而且与支承条件以及下部结构的动力性能密切相关，是整体结构的反应。根据抗震概念设计的基本原则，屋盖结构及其支承点的布置宜均匀对称，具有合理的刚度和承载力分布。同时下部结构设计也应充分考虑屋盖结构地震响应的特点，避免采用很不规则的结构布置而造成屋盖结构产生过大的地震扭转效应。

屋盖自身的结构形式宜优先采用两个水平方向刚度均衡、整体刚度良好的网架、网壳、双向立体桁架、双向张弦梁或弦支穹顶等空间传力体系。同时宜避免局部削弱或突变的薄弱部位。对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高抗震能力。

10.2.3 本条针对屋盖体系自身传递地震作用的主要特点，对两类结构的布置要求做了规定。

1 单向传力体系的抗震薄弱环节是垂直于主结构（桁架、拱、张弦梁）方向的水平地震力传递以及主结构的平面外稳定性，设置可靠的屋盖支撑是重要的抗震措施。在单榀立体桁架中，与屋面支撑同层的两（多）根主弦杆间也应设置斜杆。这一方面可提高桁架的平面外刚度，同时也使得纵向水平地震内力在同层主弦杆中分布均匀，避免薄弱区域的出现。

当桁架支座采用下弦节点支承时，必须采取有效措施确保支座处桁架不发生平面外扭转，设置纵向桁架是一种有效的做法，同时还可保证纵向水平地震力的有效传递。

2 空间传力结构体系具有良好的整体性和空间受力特点，抗震性能优于单向传力体系。对于平面形状为矩形且三边支承一边开口的屋盖结构，可以通过在开口边局部增加层数来形成边桁架，以提高开口边的刚度和加强结构整体性。对于两向正交正放网架和双向张弦梁，屋盖平面内的水平刚度较弱。为保证结构的整体性及水平地震作用的有效传递与分配，应沿上弦周边网格设置封闭的水平支撑。当结构跨度较大或下弦周边支承时，下弦周

边网格也应设置封闭的水平支撑。

10.2.4 当屋盖分区域采用不同抗震性能的结构形式时,在结构交界区域通常会产生复杂的地震响应,一般避免采用此类结构。如确要采用,应对交界区域的杆件和节点采用加强措施。如果建筑设计和下部支承条件允许,设置防震缝也是可采用的有效措施。此时,由于实际工程情况复杂,为避免其两侧结构在强烈地震中碰撞,条文规定的防震缝宽度可能不足,最好按设防烈度下两侧独立结构在交界线上的相对位移最大值来复核。对于规则结构,缝宽也可将多遇地震下的最大相对变形值乘以不小于3的放大系数近似估计。

(II) 计 算 要 点

10.2.6 本条规定屋盖结构可不进行地震作用计算的范围。

1 研究表明,单向平面桁架和单向立体桁架是否受沿桁架方向的水平地震效应控制主要取决于矢跨比的大小。对于矢跨比小于 $1/5$ 的该类结构,水平地震效应较小,抗震设计类别A、B类时可不进行沿桁架的水平向和竖向地震作用计算。但是由于垂直桁架方向的水平地震作用主要由屋盖支撑承担,本节并没有对支撑的布置进行详细规定,因此对于抗震设计类别C、D类体系,均应进行垂直于桁架方向的水平地震作用计算并对支撑构件进行验算。

2 大量计算分析结果表明,当支承结构刚度较大时,网架结构以竖向振动为主。抗震设计类别A、B类时,网架结构的设计往往由非地震作用工况控制,因此可不进行地震作用计算,但应满足相应的抗震措施的要求。

10.2.7 本条规定抗震计算模型。

1 屋盖结构自身的地震效应是与下部结构协同工作的结果。由于下部结构的竖向刚度一般较大,以往在屋盖结构的竖向地震作用计算时通常习惯于仅单独以屋盖结构作为分析模型。但研究表明,不考虑屋盖结构与下部结构的协同工作,会对屋盖结构的

地震作用，特别是水平地震作用计算产生显著影响，甚至得出错误结果。即便在竖向地震作用计算时，当下部结构给屋盖提供的竖向刚度较弱或分布不均匀时，仅按屋盖结构模型所计算的结果也会产生较大的误差。因此，考虑上下部结构的协同作用是屋盖结构地震作用计算的基本原则。

考虑上下部结构协同工作的最合理方法是按整体结构模型进行地震作用计算。因此对于不规则的结构，抗震计算应采用整体结构模型。当下部结构比较规则时，也可以采用一些简化方法（譬如等效为支座弹性约束）来计入下部结构的影响。但是，这种简化必须依据可靠且符合动力学原理。

2 研究表明，对于跨度较大的张弦梁和弦支穹顶结构，由预张力引起的非线性几何刚度对结构动力特性有一定的影响。此外，对于某些布索方案（譬如肋环型布索）的弦支穹顶结构，撑杆和下弦拉索系统实际上是需要依靠预张力来保证体系稳定性的几何可变体系，且不计入几何刚度也将导致结构总刚矩阵奇异。因此，这些形式的张弦结构计算模型就必须计入几何刚度。几何刚度一般可取重力荷载代表值作用下的结构平衡态的内力（包括预张力）贡献。

10.2.8 本条规定了整体、协同计算时的阻尼比取值。

屋盖钢结构和下部混凝土支承结构的阻尼比不同，协同分析时阻尼比取值方面的研究较少。工程设计中阻尼比取值大多在 0.025~0.035 间，具体数值一般认为与屋盖钢结构和下部混凝土支承结构的组成比例有关。下面根据位能等效原则提供两种计算整体结构阻尼比的方法，供设计中采用。

方法一：振型阻尼比法。振型阻尼比是指针对于各阶振型所定义的阻尼比。组合结构中，不同材料的能量耗散机理不同，因此相应构件的阻尼比也不相同，一般钢构件取 0.02，混凝土构件取 0.05。对于每一阶振型，不同构件单元对于振型阻尼比的贡献认为与单元变形能有关，变形能大的单元对该振型阻尼比的贡献较大，反之则较小。所以，可根据该阶振型下的单元变形

能, 采用加权平均的方法计算出振型阻尼比 ξ_i :

$$\xi_i = \sum_{s=1}^n \xi_s \tau_{si} / \sum_{s=1}^n \tau_{si}$$

式中: ξ_i ——结构第 i 阶振型的阻尼比;

ξ_s ——第 s 个单元阻尼比, 对钢构件取 0.02; 对混凝土构件取 0.05;

n ——结构的单元总数;

τ_{si} ——第 s 个单元对应于第 i 阶振型的单元变形能。

方法二: 统一阻尼比法。依然采用方法一的公式, 但并不针对各振型 i 分别计算单元变形能 τ_{si} , 而是取各单元在重力荷载代表值作用下的变形能 τ_{si} , 这样便求得对应于整体结构的一个阻尼比。

在罕遇地震作用下, 一些实际工程的计算结果表明, 屋盖钢结构也仅有少量构件能进入塑性屈服状态, 所以阻尼比仍建议与多遇地震下的结构阻尼比相同。

10.2.9 本条规定水平地震作用的计算方向和宜考虑水平多向地震作用计算的范围。

不同于单向传力体系, 空间传力体系的屋盖结构通常难以明确划分为沿某个方向的抗侧力构件, 通常需要沿两个水平主轴方向同时计算水平地震作用。对于平面为圆形、正多边形的屋盖结构, 可能存在两个以上的主轴方向, 此时需要根据实际情况增加地震作用的计算方向。另外, 当屋盖结构、支承条件或下部结构的布置明显不对称时, 也应增加水平地震作用的计算方向。

10.2.10 本条规定了屋盖结构地震作用计算的方法。

本节适用的大跨屋盖结构形式属于线性结构范畴, 因此振型分解反应谱法依然可作为结构弹性地震效应计算的基本方法。随着近年来结构动力学理论和计算技术的发展, 一些更为精确的动力学计算方法逐步被接受和应用, 包括多向地震反应谱法、时程分析法, 甚至多向随机振动分析方法。对于结构动力响应复杂和

跨度较大的结构，应该鼓励采用这些方法进行地震作用计算，以作为振型分解反应谱法的补充。

自振周期分布密集是大跨屋盖结构区别于多高层结构的重要特点。在采用振型分解反应谱法时，一般应考虑更多阶振型的组合。研究表明，在不按上下部结构整体模型进行计算时，网架结构的组合振型数宜至少取前 10~15 阶，网壳结构宜至少取前 25~30 阶。对于体型复杂的屋盖结构或按上下部结构整体模型计算时，应取更多阶组合振型。对于存在明显扭转效应的屋盖结构，组合应采用完全二次型方根（CQC）法。

10.2.11 对于单向传力体系，结构的抗侧力构件通常是明确的。桁架构件抵抗其面内的水平地震作用和竖向地震作用，垂直桁架方向的水平地震作用则由屋盖支撑承担。因此，可针对各向抗侧力构件分别进行地震作用计算。

除单向传力体系外，一般屋盖结构的构件难以明确划分为沿某个方向的抗侧力构件，即构件的地震效应往往包含三向地震作用的结果，因此其构件验算应考虑三向（两个水平向和竖向）地震作用效应的组合，其组合值系数可按第 5 章的规定采用。这也是基本原则。

10.2.12 多遇地震作用下的屋盖结构变形限值部分参考了《空间网格结构技术规程》的相关规定。

10.2.13 本条规定屋盖构件及其连接的抗震验算。

大跨屋盖结构由于其自重轻、刚度好，所受震害一般要小于其他类型的结构。但震害情况也表明，支座及其邻近构件发生破坏的情况较多，因此通过放大地震作用效应来提高该区域杆件和节点的承载力，是重要的抗震措施。由于通常该区域的节点和杆件数量不多，对于总工程造价的增加是有限的。根据不同的抗震设计类别取不同的放大系数，抗震设计类别越高放大系数越大。

拉索是预张拉结构的重要构件。在多遇地震作用下，应保证拉索不发生松弛而退出工作。在设防烈度下，也宜保证拉索在各地震作用参与的工况组合下不出现松弛。

(Ⅲ) 抗震构造措施

10.2.14 本条规定了杆件的长细比限值。

杆件长细比限值参考了《钢结构设计规范》GB 50017 和《空间网格结构技术规程》的相关规定,并做了适当加强。

10.2.15 本条规定了节点的构造要求。

节点选型要与屋盖结构的类型及整体刚度等因素结合起来,采用的节点要便于加工、制作、焊接。设计中,结构杆件内力的正确计算,必须用有效的构造措施来保证,其中节点构造应符合计算假定。

在地震作用下,节点应不先于杆件破坏,也不产生不可恢复的变形,所以要求节点具有足够的强度和刚度。杆件相交于节点中心将不产生附加弯矩,也使模型计算假定更加符合实际情况,对于不同的抗震设计等级,对节点的要求不一样,抗震设计等级越高,要求越严格。

10.2.16 本条规定了屋盖支座的抗震构造。

支座节点是屋盖地震作用传递给下部结构的关键部件,其构造应与结构分析所取的边界条件相符,否则将使结构实际内力与计算内力出现较大差异,并可能危及结构的整体安全。支座节点往往是地震破坏的部位,属于前面定义的关键节点的范畴,应予加强。在节点验算方面,对地震作用效应进行了必要的提高(第10.2.13条)。此外根据延性设计的要求,支座节点在超过设防烈度的地震作用下,应有一定的抗变形能力。但对于水平可滑动的支座节点,较难得到保证。因此建议按设防烈度计算值作为可滑动支座的位移限值(确定支承面的大小),在罕遇地震作用下采用限位措施确保不致滑移出支承面。

对于对抗震设计类别C、D类竖向仅受压的支座节点,考虑到在强烈地震作用(如中震、大震)下可能出现受拉,因此建议采用构造上也能承受拉力的拉压型支座形式,且预埋锚筋、锚栓也按受拉情况进行构造配置。

11 隔震和消能减震设计

11.1 一般规定

11.1.1 隔震和消能减震是建筑结构减轻地震灾害的有效技术。

隔震体系通过延长结构的自振周期和减少地震动能量被结构吸收从而减少结构的水平地震作用，已被国外强震记录所证实。国内外的大量试验和工程经验表明：隔震一般可使结构的水平地震加速度反应降低 60% 左右，从而消除或有效地减轻结构和非结构的地震损坏，提高建筑物及其内部设施和人员的地震安全性，增加了震后建筑物继续使用的功能。

采用消能减震的方案，通过消能器增加结构阻尼来减少结构在风作用下的位移是公认的事实，对减少结构水平和竖向地震反应均是有效的。

适应我省经济发展的需要，有条件地利用隔震和消能减震来减轻建筑结构的地震灾害，是完全可能的。隔震与消能减震均属于结构被动控制技术，隔震按装置的不同又可区分为：叠层橡胶垫、摩擦、摩擦摆式和梯队变刚度短柱式隔震等；消能减震按大类又可区分为：速度相关型和位移相关型两大类。本章主要吸收国内外研究成果中较成熟的内容，沿用 2010 版抗震规范的规定仅列入叠层橡胶隔震支座的隔震技术和关于消能减震设计的基本要求。如有相关专家参与，业主和设计单位也可考虑选用本规范之外的其他被动控制或半主动和主动控制技术，以期达到更好的投资效益最大化。

11.1.2 隔震技术和消能减震技术的主要使用范围，是可增加投资来提高抗震安全的建筑（如果采用隔震或/和消能减震技术后，由于降低了受控制体系主体结构的抗震构造措施，致使受控制体系的抗震性态目标并不比非隔震或/和消能减震结构抗震性态目

标高,此时投资增加将很少或并不增加)。进行方案比较时,需对建筑的抗震设防分类、抗震设防烈度、场地条件、使用功能及建筑、结构的方案,从安全和经济两方面进行综合分析对比。

考虑到随着技术的发展,隔震和消能减震设计的方案分析不需要特别的论证,沿用 2010 版抗震规范不作为强制性条文,只保留其与本规范第 3.3.1 条关于抗震设计的规定不同的特点——与抗震设计方案进行对比,这是确定隔震设计的水平向减震系数和减震设计的阻尼比所需要的,也能显示出隔震和减震设计比抗震设计在提高结构抗震能力上的优势。

11.1.3 第 1、2 款引自《建筑工程抗震性态设计通则(试用)》CECS 160,由于在相同的水平地震动作用下,隔震房屋上部结构的地震反应与固定基底房屋相比将有大幅度的降低,为减少建造成本,隔震房屋上部结构的抗震性态分类可与固定基底房屋有所区别。将隔震房屋视作支撑在隔震层上的单自由度体系,其上部结构的地震作用可由反应谱做简单的估计。式(11.1.3-1)即为基于上述概念的算式,算式右边的系数 1.1,用于粗略考虑实际多质点体系与单自由度体系的差异。

11.1.4 消能减震房屋最基本的特点是:

(1) 消能装置经合理设计安放可同时减少结构的水平和竖向地震作用,因此适用范围较广,结构类型、高度和高宽比等均不受限制。

(2) 消能装置使结构具有足够的附加阻尼,可满足罕遇地震下预期的结构位移要求;但是,因为消能减震装置是靠装置的相对位移或速度来获得附加阻尼的,如果装置被安放在不能产生较大相对位移或速度的地方,当然就无法获得预期的消能减震效果,这是设计时需要注意的。

(3) 由于消能装置不改变结构的基本形式,除消能部件和相关部件外的结构设计仍可按本规范各章对相应结构类型的要求执行。这样,消能减震房屋的抗震构造,与普通房屋相比不降低,其抗震安全性可有明显的提高,因此更适合用于高使用功能类别

建筑的抗震性态设计。

11.1.5 隔震支座、阻尼器和消能减震部件在长期使用过程中需要检查和维护。因此，其安装位置应便于维护人员接近和操作。

为了确保隔震和消能减震的效果，隔震支座、阻尼器和消能减震部件的性能参数应严格检验。

按照国家产品标准《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3的规定，橡胶支座产品在安装前应对工程中所用的各种类型和规格的原型部件进行抽样检验，其要求是：

采用随机抽样方式确定检测试件。若有一件抽样的一项性能不合格，则该次抽样检验不合格。

对一般建筑，每种规格的产品抽样数量应不少于总数的20%；若有不合格，应重新抽取总数的30%，若仍有不合格，则应100%检测。

一般情况下，每项工程抽样总数不少于20件，每种规格的产品抽样数量不少于4件。

尚没有国家标准和行业标准的消能部件中的消能器，应采用本章第11.3节规定的方法进行检验。对黏滞流体消能器等可重复利用的消能器，抽检数量适当增多，抽检后的消能器可用于主体结构；对金属屈服位移相关型消能器等不可重复利用的消能器，在同一类型中抽检数量不少于2个，抽检合格率为100%，抽检后的消能器不能用于主体结构。

型式检验和出厂检验应由第三方完成。

11.1.6 本条明确提出，可采用隔震、减震技术进行结构的抗震性态设计。此时，本章的规定应依据抗震性态目标加以调整。

11.1.7 按本章规定进行两个水准的抗震验算，可使隔震房屋达到比相应固定基底房屋更高的设防标准，这是建造隔震房屋的最基本的出发点。在设防烈度地震（基本地震）作用下隔震房屋的验算，不使用结构系数，旨在保障房屋的正常使用功能；在罕遇地震作用下的验算中，层间位移角采取了较严格的限制，进行隔震层的抗倾覆验算和隔震支座的稳定性验算，旨在保障隔震体系

可稳定承载，即使得上部结构最多发生轻微损坏，并不影响继续使用。但是，如果为了减少造价而使隔震房屋的上部结构按等效设计基本地震加速度 A_d 对应的抗震设计类别进行设计，此时上部结构的验算应按等效设计基本地震加速度 A_d 对应的非隔震房屋进行。

与固定基底房屋不同，隔震房屋即使在低于设防烈度（基本地震）的作用下，其隔震层也可能进入非线性变形阶段。隔震体系的周期、阻尼和地震作用效应与隔震层性态密切相关。算例表明，凡可通过设防烈度地震作用下强度验算者，在低于设防烈度地震作用下，上部主体结构将处于弹性变形阶段。

11.1.8 尽管目前国内外建造的隔震房屋已超过一千座，但其中仅有极少数经受了强烈地震的考验，从总体上看，隔震房屋设计仍缺乏足够的经验。因此，隔震房屋，尤其是重要、复杂的隔震房屋和超出本章规定的隔震房屋，宜进行地震模拟振动台试验以检验其抗震性态。在隔震房屋上设置强震观测台阵，可对隔震房屋动力特性及地震反应进行实时监测，有助于保障其安全运行并为改进分析设计方法积累科学数据。

11.2 房屋隔震设计要点

11.2.1 本规范对隔震的基本要求是：通过隔震层的大变形来吸收地震可能传给上部结构的能量，减少地震作用从而减少地震破坏。隔震设计需解决的主要问题是：隔震层位置的确定，隔震垫的数量、规格和布置，隔震层在罕遇地震下的承载力和变形控制（一般隔震层不隔离竖向地震作用的影响），上部结构的水平向减震系数及其与隔震层的连接构造等。

隔震层的位置通常位于第一层以下。当位于第一层及以上时，隔震体系的特点与普通隔震结构可有较大差异，隔震层以下的结构设计计算也更复杂。

为便于我省设计人员掌握隔震设计方法，本规范沿用 2010 版规范所提出的“水平向减震系数”的概念：多遇地震作用下，

隔震与非隔震结构各层层间剪力比的最大值。在实际的隔震设计中,为了提高隔震结构的抗震设防目标,水平向减震系数取层间剪力比最大值的 1.43 倍。按减震系数进行设计,隔震层以上结构的水平地震作用和抗震验算,构件承载力留有一定的安全储备。对于使用功能Ⅱ类建筑,相应的构造要求也可有所降低(仍只达到小震不坏、中震可修、大震不倒的性能目标)。但必须注意,结构所受的地震作用,既有水平向也有竖向,目前的橡胶隔震支座一般只具有隔离水平地震的功能,对竖向地震没有隔震效果,隔震后结构的竖向地震力可能大于水平地震力,因此应予以重视并做相应的验算及采取适当的措施,或采用具有竖向隔震效果的三向隔震支座。

11.2.2 本条规定了隔震体系的计算模型,且一般要求采用时程分析法进行设计计算。在附录 H 中提供了简化计算方法。

图 11.2.2 是对应于底部剪力法的等效剪切型结构的示意图;其他情况,质点 j 可有多个自由度,隔震装置也有相应的多个自由度。

本规范根据 2010 版抗震规范的规定,当隔震结构位于发震断裂主断裂带 10km 以内时,要求各个设防类别的房屋均应计及地震近场效应。

11.2.3、11.2.4 规定了隔震层设计的基本要求。

(1) 关于橡胶隔震支座的压应力和最大拉应力限值。

1) 根据 Haringx 弹性理论,按稳定要求,以压缩荷载下叠层橡胶水平刚度为零的压应力作为屈曲应力 σ_{cr} ,该屈曲应力取决于橡胶的硬度、钢板厚度与橡胶厚度的比值、第一形状参数 s_1 (即有效直径与中央孔洞直径之差 $D-D_0$ 与橡胶层 4 倍厚度 $4t_r$ 之比) 和第二形状参数 s_2 (有效直径 D 与橡胶层总厚度 nt_r 之比) 等。通常,隔震支座中间钢板厚度是单层橡胶厚度的一半,取比值为 0.5。对硬度为 30~60 共七种橡胶,以及 $s_1=11、13、15、17、19、20$ 和 $s_2=3、4、5、6、7$,累计 210 种组合进行了计算。结果表明:满足 $s_1 \geq 15$ 和 $s_2 \geq 5$ 且橡胶硬度不小于 40 时,

最小的屈曲应力值为 34.0MPa。

将橡胶支座在地震下发生剪切变形后上下钢板投影的重叠部分作为有效受压面积，以该有效受压面积得到的平均应力达到最小屈曲应力作为控制橡胶支座稳定的条件，取容许剪切变形为 $0.55D$ (D 为支座有效直径)，则可得本条规定的 II 类建筑的压应力限值：

$$\sigma_{\max} = 0.45\sigma_{\text{cr}} = 15.0\text{MPa}$$

对 $s_2 < 5$ 且橡胶硬度不小于 40 的支座，当 $s_2 = 4$ 时， $\sigma_{\max} = 12.0\text{MPa}$ ；当 $s_2 = 3$ 时， $\sigma_{\max} = 9.0\text{MPa}$ 。因此规定，当 $s_2 < 5$ 时，平均压应力限值需予以降低。

2) 规定隔震支座控制拉应力，主要考虑下列三个因素：

① 橡胶受拉后内部有损伤，降低了支座的弹性性能；

② 隔震支座出现拉应力，意味着上部结构存在倾覆危险；

③ 规定隔震支座拉应力 $\sigma_t < 1\text{MPa}$ 的理由是：a. 广州大学工程抗震研究中心所做的橡胶垫的抗拉试验中，其极限抗拉强度为 $2.0 \sim 2.5\text{MPa}$ ；b. 美国 UBC 规范采用的容许抗拉强度为 1.5MPa 。

(2) 关于隔震层水平刚度和等效黏滞阻尼比的计算方法，系根据振动方程的复阻尼理论得到的。其实部为水平刚度，虚部为等效黏滞阻尼比。

2010 版抗震规范考虑到随着橡胶隔震支座的制作工艺越来越成熟，隔震支座的直径越来越大，建议在隔震支座选型时尽量选用大直径的支座，对 300mm 直径的支座，由于其直径小、稳定性差，故将其设计承载力由 12MPa 降低到 10MPa 。

橡胶支座随着水平剪切变形的增大，其容许竖向承载能力将逐渐减小，为防止隔震支座在大变形的情况下失去承载能力，故要求支座的剪切变形应满足：

$$\sigma \leq \sigma_{\text{cr}}(1 - \gamma/s_2)$$

式中， γ 为水平剪切变形， s_2 为支座第二形状系数， σ 为支座竖向压应力， σ_{cr} 为支座极限抗压强度。同时支座的竖向压应力不大

于 30MPa, 水平变形不大于 $0.55D$ 和剪切变形 300% 两者中的较小值。

隔震支座直径较大时, 如直径不小于 600mm, 考虑实际工程隔震后的位移和现有试验设备的条件, 对于罕遇地震位移验算时的支座设计参数, 可取水平剪切变形 100% 的刚度和阻尼。

还需注意, 橡胶材料是非线性弹性体, 橡胶隔震支座的有效刚度与振动周期有关, 动静刚度的差别甚大。因此, 为了保证隔震的有效性, 最好取相应于隔震体系基本周期的刚度进行计算。2010 版抗震规范将受加载频率影响的“动刚度”改为“等效刚度”, 用语更明确, 方便同国家标准《橡胶支座》接轨。

11.2.5 隔震后上部结构的地震作用将减少, 当 II 类使用功能建筑仍按三水准设计时, 隔震层以上结构的水平地震作用可根据水平向减震系数确定。对于多层结构, 因为上部结构在地震时接近刚体平动, 因此其水平地震作用沿高度可按重力荷载代表值分布, 层间地震剪力代表了水平地震作用取值及其分布, 可用来识别结构的水平向减震系数。

考虑到普通叠层橡胶垫支座的隔震层不能隔离结构的竖向地震作用, 隔震结构的竖向地震力可能大于其水平地震力, 竖向地震的影响不可忽略, 故至少要求 8 度水平向减震系数为 0.30 时应进行竖向地震作用验算。

直接将“隔震结构与非隔震结构最大水平剪力的比值”称为“水平向减震系数”, 采用该概念力图使其意义更明确, 以方便设计人员理解 and 操作 (美国、日本等国也同样采用此方法)。

隔震后上部结构按本规范相关结构的规定进行设计时, 地震作用可以降低, 降低后的地震影响系数曲线形式参见 4.2.1 条, 仅地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 减小。

隔震后的上部结构用软件计算时, 直接取 $\alpha_{\max}$ 进行结构计算分析。从宏观的角度, 可以将隔震后结构的水平地震作用大致归纳为比非隔震时降低半度、一度 and 一度半三个档次, 如表 6 所示 (对于一般橡胶支座); 而上部结构的抗震构造, 只能按降低一度

分档，即以 $\beta=0.40$ 分档。

表 6 水平向减震系数与隔震后结构水平地震作用所对应烈度的分档

设防烈度（设计基本地震加速度）	水平向减震系数 β		
	$0.53 \geq \beta \geq 0.40$	$0.40 > \beta > 0.27$	$\beta \leq 0.27$
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)	6 (0.05g)

11.2.7 使用功能Ⅱ类建筑隔震后上部结构的抗震措施可以适当降低，一般的橡胶支座以水平向减震系数 0.40 为界划分，并明确降低的要求不得超过一度，对于不同的设防烈度如表 7 所示。

表 7 水平向减震系数与隔震后上部结构抗震措施所对应烈度的分档

本地区设防烈度（设计基本地震加速度）	水平向减震系数 β	
	$\beta \geq 0.40$	$\beta < 0.40$
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)

需注意，本规范的抗震措施，一般没有 8 度（0.30g）和 7 度（0.15g）的具体规定。因此，当 $\beta \geq 0.40$ 时抗震措施不降低，对于 7 度（0.15g）设防时，即使（ $\beta < 0.40$ ）隔震后的抗震措施基本上不降低。

砌体结构隔震后的抗震措施，在附录 H 中有较为具体的规定。对混凝土结构的具体要求，可直接按降低后的烈度确定。

考虑到隔震层一般对竖向地震作用没有隔震效果，隔震层以上结构的抗震构造措施应保留与竖向抗力有关的要求。故与抵抗竖向地震有关的措施用条注的方式予以明确。

对使用功能高于Ⅱ类的结构，为确保所需的抗震性态目标，明确规定抗震构造措施不应低于非隔震时的有关要求。

11.2.8 2010 版抗震规范删去 2001 版规范中关于墙体下隔震支座的间距不宜大于 2m 的规定，使大直径的隔震支座布置更为合理。

为了保证隔震层能够整体协调工作，隔震层顶部应设置平面内刚度足够大的梁板体系。当采用装配整体式钢筋混凝土楼盖时，为使纵横梁体系能传递竖向荷载并协调横向剪力在每个隔震支座的分配，支座上方的纵横梁体系应为现浇。为增大隔震层顶部梁板的平面内刚度，需加大梁的截面尺寸和配筋。

隔震支座附近的梁、柱受力状态复杂，地震时还会受到冲击，应加密箍筋，必要时配置网状钢筋。

上部结构的底部剪力通过隔震支座传给基础结构。因此，上部结构与隔震支座的连接件、隔震支座与基础的连接件应具有传递上部结构最大底部剪力的能力。

11.2.9 明确指出对非基底隔震房屋隔震层以下的结构部分，主要设计 requirements 是：保证隔震设计能在罕遇地震下发挥隔震效果。因此，需进行与设防地震、罕遇地震有关的验算，并适当提高抗液化措施。

本规范按 2010 版抗震规范，对隔震层位于下部或大底盘顶部时对隔震层以下结构，进一步明确了按隔震后而不是隔震前的受力和变形状态进行抗震承载力和变形验算的要求。

11.3 房屋消能减震设计要点

11.3.1 本规范对消能减震的基本要求是：通过消能器的设置来控制预期的结构变形，从而使主体结构构件在罕遇地震下不发生严重破坏。消能减震设计需解决的主要问题是：消能器和消能部件的选型，消能部件在结构中的分布和数量，消能器附加给结构的阻尼比估算，消能减震体系在罕遇地震下的位移计算，以及消能部件与主体结构的连接构造和其附加的作用等等。

本规范第 6.5 节的位移限值是针对非消能减震结构“大震不倒”规定的。采用消能减震技术后，结构位移的控制可明显小于

第 6.5 节的规定，罕遇地震下预期结构位移的控制值，取决于使用要求所需达到的性能目标。

消能器的类型甚多，按 ATC-33.03 的划分，主要分为位移相关型、速度相关型和其他类型。金属屈服型和摩擦型属于位移相关型，当位移达到预定的启动限才能发挥消能作用，有些摩擦型消能器的性能有时不够稳定，因此应用更须谨慎。黏滞型和黏弹性型属于速度相关型。非速度和位移相关而又具有消能能力的消能器全归于其他类型。消能器的性能主要用恢复力模型表示，应通过试验确定，并需根据结构预期位移控制等因素合理选用。位移要求愈严，附加阻尼愈大，对消能器及部件的要求就愈高。

11.3.2 消能部件的布置需经分析确定。设置在结构的两个主轴方向，可使两方向均有附加阻尼和刚度；设置于结构变形较大的部位，可更好发挥消耗地震能量的作用。

11.3.3 消能减震设计计算的基本内容是：预估结构的位移，并与未采用消能减震结构的位移相比，求出所需的附加阻尼，选择消能部件的数量、布置和所能提供的阻尼大小，设计相应的消能部件，然后对消能减震体系进行整体分析，确认其是否满足位移控制要求。

本条对不同使用功能的结构做出了与性能目标相应的分析规定。

消能减震结构的计算方法，与消能部件的类型、数量、布置及所提供的阻尼大小有关。理论上，具有消能部件结构的阻尼矩阵不满足振型分解的正交性条件（即所谓非经典阻尼体系），需直接采用恢复力模型或阻尼力模型进行非线性静力分析或非线性时程分析计算。从实用的角度，ATC-33 建议适当简化；特别是Ⅳ类使用功能主体结构基本控制在弹性工作范围内时，可采用线性计算方法估计。

本规范与 2010 版规范的规定一样，将 2001 版规范框架结构的层间弹塑性位移角不应大于 $1/80$ 改为符合预期的变形控制要求，宜比不设置消能器的结构适当减小，设计上较为合理，仍体

现消能减震提高结构抗震能力的优势。

11.3.4 采用底部剪力法或振型分解反应谱法计算消能减震结构时,需要通过强行解耦,然后计算消能减震结构的自振周期、振型和阻尼比。此时,消能部件附加给结构的阻尼,参照 ATC-33,用消能部件本身在地震下变形所吸收的能量与设置消能器后结构总地震变形能的比值来表征。

消能减震结构的总刚度取为结构刚度和消能部件刚度之和,消能减震结构的阻尼比按下列公式近似估算:

$$\zeta_j = \zeta_{sj} + \zeta_{cj} \quad \zeta_{cj} = \frac{T_j}{2\pi M_j} \Phi_j^T C_c \Phi_j$$

式中: ζ_j 、 ζ_{sj} 、 ζ_{cj} ——分别为消能减震结构的 j 振型阻尼比、原结构的 j 振型阻尼比和消能器附加的 j 振型阻尼比;

T_j 、 Φ_j 、 M_j ——消能减震结构第 j 振型自振周期、振型和广义质量;

C_c ——消能器产生的结构附加阻尼矩阵。

国内外的一些研究表明,当消能部件较均匀分布且阻尼比不大于 0.20 时,强行解耦与精确解的误差,大多数可控制在 5% 以内。

11.3.5 本规范与 2010 版抗震规范的规定相同,增加了对黏弹性材料总厚度以及极限位移、极限速度的规定。

11.3.6 本规范根据实际工程经验,细化了 2001 版抗震规范的检测要求,试验的循环次数,由 60 圈改为 30 圈。性能的衰减程度,由 10% 降低为 15%。

11.3.7 本条规定进一步明确消能器与主结构连接部件应在弹性范围内工作。

11.3.8 对高于 II 类使用功能的消能减震结构,为确保性能目标实现,不应考虑降低主体结构抗震构造要求,但对 II 类使用功能结构,从经济性考虑消能减震的地震影响系数不到非消能减震的 50% 时,可降低一度。

12 建筑构件和建筑附属设备

12.1 一般规定

12.1.1 采用混凝土、砌体、金属或其他材料的建筑构件及其与主体结构的连接件,应按本章要求进行抗震设计。建筑附属设备本身一般为定型产品,其抗震能力不由本规范规定,但设备与建筑主体结构的连接应满足本章要求。若干大型、专用设备的抗震要求已由相关技术标准规定,不属本章内容范畴。这些技术标准包括:《核电厂抗震设计规范》GB 50267、《电力设施抗震设计规范》GB 50260、《室外给水排水和燃气热力工程抗震设计规范》GB 50032、《石油化工电器设备抗震设计规范》SH/T 3131、《石油化工钢制设备抗震设计规范》SH 3048、《通信设备安装抗震设计规范》YD 5059 和《石油浮放设备隔震技术标准》SY/T 0318 等。

12.1.2 世界各国的抗震规范、规定中,要求对非结构的地震作用进行计算的有 60%,而仅有 28%对非结构的构造做出规定。考虑到我国设计人员的习惯,首先要求采取抗震措施,对于抗震计算的范围由相关标准规定,一般情况下,除了本规范第 3.5 节有明确规定的非结构构件,如出屋面女儿墙、长悬臂构件(雨篷等)外,尽量减少非结构构件地震作用计算和构件抗震验算的范围。例如,需要进行抗震验算的非结构构件大致如下:

1 7 度、8 度时,基本上为脆性材料制作的幕墙及各类幕墙的连接。

2 8 度时,悬挂重物的支座及其连接、出屋面广告牌和类似构件的锚固。

3 附着于高层建筑的重型商标、标志、信号等的支架。

4 8 度时,乙类建筑的文物陈列柜的支座及其连接。

5 7 度、8 度时，电梯提升设备的锚固件、高层建筑的电梯构件及其锚固。

6 7 度、8 度时，建筑附属设备自重超过 1.8kN 或其体系自振周期大于 0.1s 的设备支架、基座及其锚固。

包括建筑构件与建筑附属设备在内的建筑非结构构件，其状态与建筑整体的使用功能密切相关，故其抗震设计类别应与所在建筑相同。非结构构件种类繁多、功能各异，对其中直接涉及人身安全、建筑使用功能保障和破坏后可能引发次生灾害者，划归重要非结构构件并规定采用更严格的抗震要求。非结构构件的抗震计算分析较为复杂、计算方法尚不成熟，故抗震要求以采用适当的构造措施为主，仅重要非结构构件和抗震设计类别为 C 类及以上的非结构构件宜辅以计算设计。

非结构构件仅进行设防地震动作用下的构件截面抗震承载力验算。

12.1.3 很多情况下，同一部位有多个非结构构件，如出入口通道可包括非承重墙体、悬吊顶棚、应急照明和出入信号四个非结构构件，电气转换开关可能安装在非承重隔墙上等。当抗震设防要求不同的非结构构件连接在一起时，要求低的构件也需按较高的要求设计，以确保较高设防要求的构件能满足规定。

12.2 基本计算要求

12.2.1 本条明确了结构专业所需考虑的非结构构件的影响，包括如何在结构设计中计入相关的重力、刚度、承载力和必要的相互作用。结构构件设计时仅计入支承非结构部位的集中作用并验算连接件的锚固。

12.2.2 非结构构件的地震作用，除了自身质量产生的惯性力外，还有支座间相对位移产生的附加作用，二者需同时组合计算。

非结构构件的地震作用，除了第 6 章规定的长悬臂构件外，只考虑水平方向。其基本的计算方法是对应于“地面反应谱”的

“楼面谱”，即反映支承非结构构件的主体结构体系自身动力特性、非结构构件所在楼层位置和支点数量、结构和非结构阻尼特性对地面地震运动的放大作用；当非结构构件的质量较大时或非结构体系的自振特性与主体结构体系的某一振型的振动特性相近时，非结构体系还将与主体结构体系的地震反应产生相互影响。一般情况下，可采用简化方法，即等效侧力法计算；同时计入支座间相对位移产生的附加内力。对刚性连接于楼盖上的设备，当与楼层并为一个质点参与整个结构的计算分析时，也不必另外用楼面谱进行其地震作用计算。

要求进行楼面谱计算的非结构构件，主要是建筑附属设备，如巨大的高位水箱、出屋面的大型塔架等。采用第二代楼面谱计算可反映非结构构件对所在建筑结构的反作用，不仅导致结构本身地震反应的变化，固定在其上的非结构的地震反应也明显不同。

计算楼面谱的基本方法是随机振动法和时程分析法，当非结构构件的材料与结构体系相同时，可直接利用一般的时程分析软件得到；当非结构构件的质量较大，或材料阻尼特性明显不同，或在不同楼层上有支点，需采用第二代楼面谱的方法进行验算。此时，可考虑非结构与主体结构的相互作用，包括“吸振效应”计算结果更加可靠。采用时程分析法和随机振动法计算楼面谱需有专门的计算软件。

12.2.3 在采用等效侧力法计算非结构构件水平地震作用的算式中，引入了若干经验系数，但不使用结构系数 C 。构件放大系数 α_p 表述非结构构件在振动过程中的动力放大效应，非结构构件的自振周期与结构主体自振周期相近者动力放大效应较强。构件反应修正系数 λ_p 表述非结构构件自身及其连接件的耗能能力，耗能能力较高者可对振动反应做适当折减。式中 $k(1 + 2z/h)$ 表示主体结构的水平地震作用呈梯形分布，从底部的 k 线性增加为顶部的 $3k$ ，这一加速度作用于非结构构件。上述经验系数的取值和采用的假定均参考了美国 NEHRP 规范的规定。

12.2.4 支承点位移差引起的非结构构件的作用效应,可采用结构静力学方法计算。

12.2.5 摩擦力的大小与接触面的正压力有关,地震作用下,结构和非结构构件均呈振动状态,构件接触面的正压力可能变化,不能保持预期设计值;若接触面脱离接触状态,则摩擦机制的抗力将完全丧失。强调不得将摩擦力作为抗震设计的抗力。本条规定非结构构件地震作用效应组合和承载力验算的原则。

12.2.6 悬吊构件一般自振周期较长,水平地震作用较小,在不与其他结构碰撞的条件下,可不进行水平地震作用分析;但应将其重力荷载增大至 3 倍以考虑竖向地震作用效应。

12.2.7 原则上连接件的抗力不能低于所传递的非结构构件的作用效应,锚固件的抗力不能低于连接件传递的作用效应。膨胀螺栓和浅埋锚固件并非可靠的固定方式,故相关非结构构件的地震作用应乘以放大系数 1.5,膨胀螺栓和浅埋锚固件应能承受放大后的地震作用效应。

12.3 建筑构件的抗震构造措施

12.3.2 非承重砌体墙在地震作用下易发生破坏,防止和减轻非承重和自承重墙破坏的根本措施是采用轻型墙板。吸取汶川地震的震害经验,非承重砌体墙的设置也宜均匀对称,旨在不影响结构体系的规则性。应加强非承重外墙与主体结构的连接,本条区别外挂式墙板和埋入式墙体分别规定了连接构造要求。

12.3.3 为防止砌体结构中后砌非承重隔墙的地震破坏,仿照承重墙规定了连接构造措施。将砌体房屋中关于烟道、垃圾道的规定移入本节。

12.3.4 钢筋混凝土结构中的砌体填充墙是抗震薄弱环节,在汶川地震中大量开裂、移位和碎裂垮塌。总结震害经验,填充墙应有适当的强度,且应与框架构件可靠连接,较高、较长的砌体墙应采用加强的抗倒塌措施,如增设构造柱和水平系梁等。考虑墙顶与框架梁不易拉结,提出了利用细石膨胀混凝土加强黏结的要

求。增加了框架楼梯间等处填充墙设置钢丝网面层加强的要求。

12.3.5 单层厂房的砌体围护墙和隔墙是抗震薄弱环节；在采用砌体墙时，必须严格满足本章规定的抗震构造措施要求，加强墙体与主体结构的连接，提高墙体的抗倒塌能力。进一步明确厂房围护墙的设置应注意下列问题：

1 唐山地震震害经验表明：嵌砌墙的墙体破坏较外贴墙轻得多，但对厂房的整体抗震性能极为不利，在多跨厂房和外纵墙不对称布置的厂房中，由于各柱列的纵向侧移刚度差别悬殊，导致厂房纵向破坏，倒塌的震例不少。即使两侧均为嵌砌墙的单跨厂房，也会由于纵向侧移刚度的增加而加大厂房的纵向地震作用效应，特别是柱顶地震作用的集中对柱顶节点的抗震很不利，容易造成柱顶节点破坏，危及屋盖的安全。同时由于门窗洞口处刚度的削弱和突变，还会导致门窗洞口处柱子的破坏。因此，单跨厂房也不宜在两侧采用嵌砌墙。

2 砖砌体的高低跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙，由于质量大、位置高，在水平地震作用特别是高振型影响下，外甩力大，容易发生外倾、倒塌，造成高砸低的震害，不仅砸坏低屋盖，还可能破坏低跨设备或伤人，危害严重。唐山地震中，这种震害的发生率很高。因此，宜采用轻质墙板，当必须采用砖砌体时，应加强与主体结构的锚拉。

3 高低跨封墙直接砌在低跨屋面板上时，由于高振型和上、下变形不协调的影响，容易发生倒塌破坏，并砸坏低跨屋盖。邢台地震7度区就有这种震例。

4 砌体女儿墙的震害较普遍，故规定需设置时，应控制其高度，并采取防地震时倾倒的构造措施。

5 不同墙体材料的质量、刚度不同，对主体结构的地震影响不同，对抗震不利，故不宜采用。必要时，宜采用相应的措施。

12.3.6 轻型板材是指彩色涂层压型钢板、硬质金属面夹芯板，以及铝合金板等轻型板材。降低厂房屋盖和围护结构的重量，对

抗震十分有利。震害调查表明,轻型墙板的抗震效果很好。大型墙板围护厂房的抗震性能明显优于砌体围护墙厂房。大型墙板与厂房柱刚性连接,对厂房的抗震不利,并对厂房的纵向温度变形、厂房柱不均匀沉降以及各种振动也都不利。因此,大型墙板与厂房柱间应优先采用柔性连接。

嵌砌砌体墙对厂房的纵向抗震不利,故一般不应采用。

12.3.7~12.3.13 关于顶棚、雨篷、货架、活动地板、玻璃幕墙和广告牌等建筑构件的抗震措施经验尚不丰富,各条参照国内外相关规范内容提出了原则性要求。

12.4 附属设备的抗震构造措施

本规范仅规定对附属机电设备支架的基本要求。并参照美国 UBC 规范的规定,给出了可不做抗震设防要求的一些小型设备和小直径的管道。建筑附属机电设备的种类繁多,参照美国 UBC 97 规范,要求自重超过 1.8kN (400 磅) 或自振周期大于 0.1s 时,要进行抗震计算。计算自振周期时,一般采用单质点模型。对于支承条件复杂的机电设备,其计算模型应符合相关设备标准的要求。