

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

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

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化设计时，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 抗震性态 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

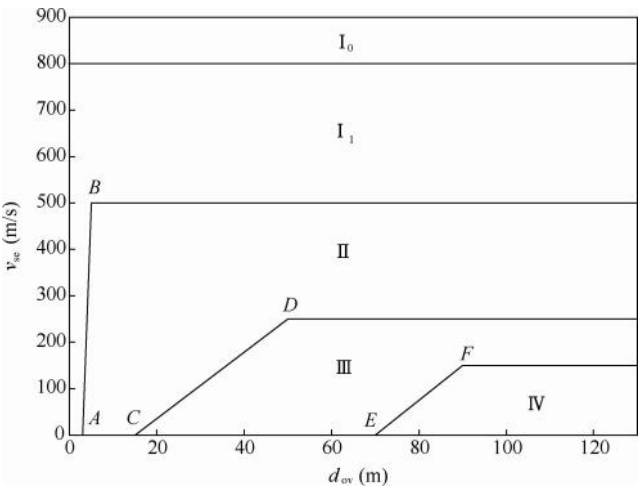
度划分为四类（其中Ⅰ类场地分为Ⅰ₀和Ⅰ₁两个亚类）。划分方法可根据表 4.1.5 或图 4.1.5 确定。

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/s) (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。

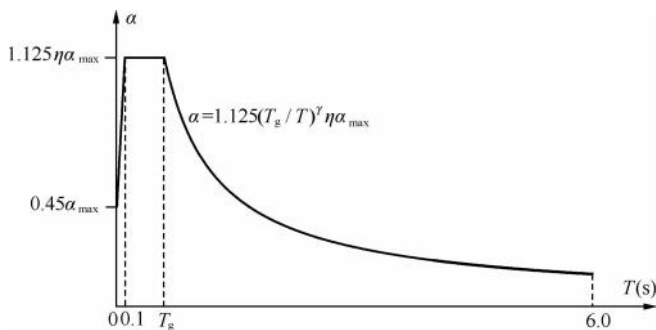


图 4.2.1 地震影响系数曲线

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：

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

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

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

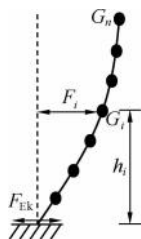


图 6.2.1 结构
水平地震作用计
算简图

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：

$$F_{Ekj} = C \alpha_j G_{efj} \quad (6.3.3-1)$$

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

式中： F_{Ekj} —— 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_{efj} —— 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：

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

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

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。

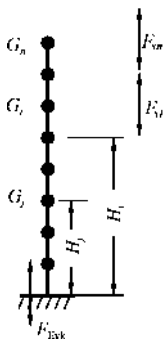


图 6.4.1 结构竖向地震作用计算简图

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

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

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；

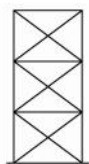
t_w ——柱在节点域的腹板厚度；

M_{bl} 、 M_{b2} ——分别为节点域两侧梁的弯矩设计值；

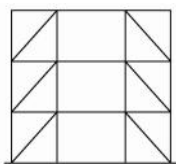
γ_{WE} ——节点域承载力抗震调整系数，取 0.75。

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：

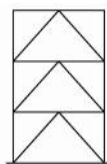
1 中心支撑斜杆的轴线应交汇于框架梁柱的轴线的交点。支撑斜杆可按端部铰接杆件进行内力分析。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组单斜杆，且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。用于抗震的中心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.6 所示。



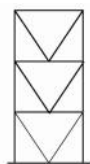
(a) 十字交叉支撑



(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。

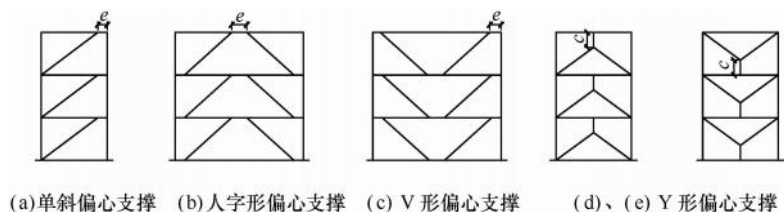


图 7.2.7 偏心支撑布置形式

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筋。

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：

$$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b \tag{8.2.2-1}$$

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：

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{bua} \tag{8.2.2-2}$$

式中： ΣM_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；

ΣM_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；

ΣM_{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；

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能力极限状态时，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。

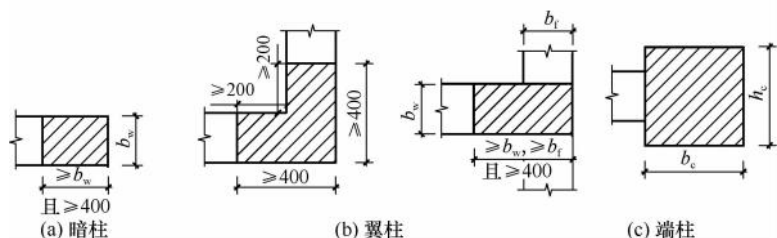


图 8.4.3-1 抗震墙的构造边缘构件范围

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

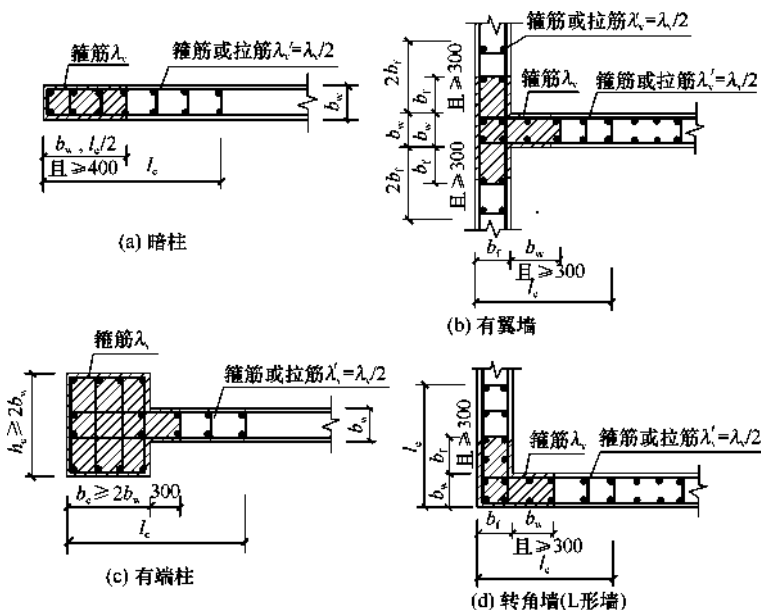


图 8.4.3-2 抗震墙的约束边缘构件

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，应符合表 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 4φ12。

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	4φ10	4φ12
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; 墙体內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內; 当纵向钢筋锚固在托墙梁內时, 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, 并锚入构造柱內; 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, 应在底部框架內设置托墙转换梁, 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。

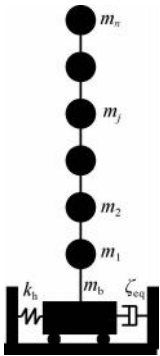


图 11.2.2 基底隔震结构计算简图

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 [θ_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 附属于建筑的电梯、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