

含水量对建筑结构产生的地震作用效果。

12.4.13 在设防地震下需要连续工作的附属设备，宜设置在建筑结构地震反应较小的部位；相关部位的结构构件应采取相应的加强措施。

附录 A 山东省设计地震加速度及 设计地震分组表

表 A.1

地区	抗震设防烈度	设计基本加速度	罕遇地震加速度
郯城 ¹ , 临沭 ¹ , 莒南 ¹ , 莒县 ¹ , 沂水 ¹ , 安丘 ¹ , 阳谷 ¹ , 临沂 ¹ (河东)、鄆城 ¹ 、东明 ¹ 、潍坊 ² (奎文、潍城、坊子), 莘县 ¹	8	0.20	0.40
临沂 ¹ (兰山、河东), 青州 ¹ , 临朐 ¹ , 菏泽 ¹ , 聊城 ¹ , 昌乐 ² , 昌邑 ² , 诸城 ² , 五莲 ² , 长岛 ² , 蓬莱 ² , 龙口 ² , 枣庄 ² (台儿庄), 淄博 ² (临淄), 寿光 ² , 苍山 ² , 沂南 ² , 潍坊 ² (寒亭)	7	0.15	0.30
烟台 ¹ (莱山、芝罘、牟平), 烟台 ² (福山), 威海 ¹ , 文登 ¹ , 高唐 ¹ , 茌平 ¹ , 定陶 ¹ , 成武 ¹ , 枣庄 ² (薛城、市中、峄城、山亭), 淄博 ² (张店、淄川、周村), 淄博 ³ (博山), 平原 ² , 东阿 ² , 平阴 ² , 梁山 ² , 郓城 ² , 巨野 ² , 曹县 ² , 广饶 ² , 博兴 ² , 高青 ² , 桓台 ² , 蒙阴 ² , 费县 ² , 微山 ² , 禹城 ² , 冠县 ² , 单县 ² , 夏津 ² , 莱芜 ² (莱城、钢城), 东营 ³ (东营、河口), 日照 ³ (东港、岚山), 沂源 ³ , 招远 ³ , 新泰 ³ , 栖霞 ³ , 莱州 ³ , 平度 ³ , 高密 ³ , 垦利 ³ , 滨州 ³ , 平邑 ³ , 宁阳 ² , 汶上 ³ , 泗水 ³ , 曲阜 ² , 兗州 ² , 邹城 ² , 滕州 ³ , 德州 ² , 临邑 ³ , 陵县 ³ , 邹平 ³ , 临清 ³ , 泰安 ³ , 齐河 ³ , 荣成 ¹ , 青岛 ³ (市南、市北、四方、黄岛、崂山、城阳、李沧)	7	0.10	0.20

表 A.1 (续)

地区	抗震设防烈度	设计基本加速度	罕遇地震加速度
乳山 ² ，济南 ³ （市中、历下、槐荫、天桥、历城、长清），济宁 ³ （市中、任城），宁津 ³ ，沾化 ³ ，利津 ³ ，武城 ³ ，商河 ³ ，济阳 ³ ，莱阳 ³ ，海阳 ³ ，金乡 ³ ，莱西 ³ ，即墨 ³ ，胶南 ³ ，胶州 ³ ，东平 ³ ，嘉祥 ³ ，肥城 ³ ，鱼台 ² ，乐陵 ³ ，庆云 ³ ，无棣 ³ ，阳信 ³ ，惠民 ³ ，章丘 ³	6	0.05	0.10
注：城镇右上标 ^{1,2,3} 分别指该城镇设计地震为第一组、第二组、第三组。			

附录 B 推荐用于 I (I₀、I₁)、II、III、IV 类场地的设计地震动

表 B.1

场地类型	短周期结构输入 (0.0~0.5s)			中周期结构输入 (0.5~1.5s)			长周期结构输入 (1.5~5.5s)		
	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量
I	01	1995, 乌苏地震 乌苏	NS	01	1988, 澜沧余震 竹塘 B	NS #	01	1988, 澜沧余震 竹塘 B	NS #
			EW #			EW #			EW #
			VERT			Vert			Vert
	02	11976, alaska subduction, kodiak, u. s. naval	260 #	02	11976, alaska subduction, kodiak, u. s. naval	260 #	02	1988, 澜沧余震、竹塘 C	NS
			350			350 #			EW #
			Vert			Vert			Vert
	03	1988, 澜沧余震 竹塘 A	NS #	03	1988, 澜沧余震 竹塘 C	NS	03	1976, alaska subduction, kodiak, u. s. naval	260 #
			EW			EW #			350 #
			Vert			Vert			Vert

表 B.1 (续)

场地类型	短周期结构输入 (0.0~0.5s)				中周期结构输入 (0.5~1.5s)				长周期结构输入 (1.5~5.5s)			
	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	组号	记录名称	分量	
II	01	11980, Livermore Valley Antioch	090 #	01	11981, Westmoreland Parachute Test Site	225	01	11981, Westmoreland Parachute Test Site	01	11981, Westmoreland Parachute Test Site	225 #	
			360 #			315 #					315 #	
			Vert			Vert					Vert	
	02	1981, Westmoreland Parachute Test Site	225	02	11980, Livermore Valley Antioch	090 #	02	11980, Livermore Valley Antioch	02	11988, 耿马余震 勐省	NS #	
			315 #			360					EW	
			Vert			Vert					Vert	
III	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	0 #	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	0 #	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	03	1986, North Palm Springs North Palm Springs	0 #	
			90			90					90	
			Vert			Vert					Vert	
	01	11986, North Palm Springs Indio C. C	0 #	01	11980, Livermore Valley Tracy	093 #	01	11986, North Palm Springs Indio C. C	01	11986, North Palm Springs Indio C. C	0 #	
			90			183					90 #	
			Vert			Vert					Vert	
	02	11980, Livermore Valley San Ramon	146	02	11986, North Palm Springs Indio C. C	0 #	02	11980, Livermore Valley Tracy	02	11980, Livermore Valley Tracy	093 #	
			266 #			90					183	
			Vert			Vert					Vert	
	03	1981, Westmoreland Salton Sea Wildlife Refuge	225	03	11980, Livermore Valley San Ramon	146	03	11980, Livermore Valley San Ramon	03	11980, Livermore Valley San Ramon	146	
			315 #			266 #					266 #	
			Vert			Vert					Vert	

表 B.1 (续)

场地 类型	短周期结构输入 (0.0~0.5s)			中周期结构输入 (0.5~1.5s)			长周期结构输入 (1.5~5.5s)		
	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量
IV	01	11987, whittier narrows imperial highway, northwalk	90 #	01	11981, Westmoreland. CA Westmoreland	90 #	01	11981, Westmoreland. CA Westmoreland	90 #
			360			180			180 #
			Vert			Vert			Vert
	02	11981, Westmoreland. CA Westmoreland	90 #	02	11987, whittier narrows rancho los cerritos	90 #	02	11976, 肃南余震 文县一中	S60E #
			180			360			S30E
			Vert			Vert			Vert
	03	11987, whittier narrows rancho los cerritos	90 #	03	11987, whittier narrows imperial highway, northwalk	90 #	03	11987, whittier narrows rancho los cerritos	90 #

附录 C Seed 提出的液化判别简化法

C.0.1 按简化法判别液化要求的已知条件如下:

- 1 土层柱状图;
- 2 地下水位埋深 d_w (m);
- 3 各层土的有效重力密度 γ' (kN/m^3);
- 4 饱和砂土或粉土的标准贯入试验锤击数 N ;
- 5 设计基本地震加速度 A (m/s^2).

C.0.2 判别液化的方法如下:

- 1 如果符合下列条件,则饱和砂土或粉土被判为会发生液化:

$$\tau_{\text{hv,eq}} \geq [\tau_{\text{hv,d}}] \quad (\text{C.0.2-1})$$

式中: $\tau_{\text{hv,eq}}$ ——地震时检验点所受的等价地震水平剪应力,按式 (C.0.2-2) 计算;

$[\tau_{\text{hv,d}}]$ ——引起液化所要求的地震水平剪应力,按式 (C.0.2-6) 计算。

- 2 地震时检验点所受的的等价地震水平剪应力按下式计算:

$$\tau_{\text{hv,eq}} = 0.65\gamma_d \frac{A}{g}\sigma_v \quad (\text{C.0.2-2})$$

式中: g ——重力加速度 (m/s^2);

γ_d ——考虑土为变形体引进的修正系数,按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_d &= 1.0 - 0.00765d_s, d_s \leq 9.15\text{m} \\ \gamma_d &= 1.174 - 0.0267d_s, d_s < d_d \leq 23\text{m} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.0.2-3})$$

σ_v ——检验点的上覆总应力 (kPa),按下式计算:

$$\sigma_v = \sigma'_v + \gamma_w(d_s - d_w) \quad (\text{C.0.2-4})$$

$$\sigma'_v = \sum_{i=1}^n \gamma'_i h_i \quad (\text{C.0.2-5})$$

式中： γ_w ——水的重力密度 (kN/m^3)；

σ'_v ——检验点的上覆有效应力 (kPa)；

n ——将检验点以上的土层划分的子层层数；

γ'_i 、 h_i ——分别为第 i 个子土层的有效重力密度 (kN/m^3) 和子层厚度 (m)。

3 引起检验点饱和砂土或粉土液化所要求的地震水平剪应力按下式确定：

$$[\tau_{\text{hv,d}}] = FE \left[\frac{\tau_{\text{hv,d}}}{\sigma'_v} \right]_{\text{cr}} \sigma'_v \quad (\text{C.0.2-6})$$

式中： FE ——地震特性影响系数，在考虑最大地震震级为 6、7 和 8 级时分别取 1.32、1.09 和 0.95；其他震级时允许线性插入法计算并确定取值；

$\left[\frac{\tau_{\text{hv,d}}}{\sigma'_v} \right]_{\text{cr}}$ ——震级为 7.5 级时临界液化应力比，由图 (C.0.2)

根据修正标准贯入锤击数 N_1 确定。修正贯入锤击数 N_1 由实测标准贯入锤击数 N 按下式确定：

$$N_1 = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{(f-1)} N \quad (\text{C.0.2-7})$$

式中： p_a ——大气压力 (kPa)；

f ——为与砂土相对密度 D_r 有关的参数，当 $D_r \leq 40\%$ ， $f=0.8$ ； $40\% < D_r \leq 60\%$ ， $f=0.7$ ； $60\% < D_r \leq 80\%$ ， $f=0.6$ 。

对于粉土，还应将由式 (C.0.2-7) 求得的修正标准贯入锤击数 N_1 按式 (C.0.2-8) 转化成等价砂土的修正标准贯入锤击数 $N_{1,\text{eq}}$ ，再以 $N_{1,\text{eq}}$ 代替 N_1 由图 (C.0.2) 确定临界液化应力比 $\left[\frac{\tau_{\text{hv,d}}}{\sigma'_v} \right]_{\text{cr}}$ 。等价修正标准贯入锤击数 $N_{1,\text{eq}}$ 按下式计算：

$$N_{1,\text{eq}} = \alpha + \beta N_1 \quad (\text{C.0.2-8})$$

式中，当

$$FC \leq 5, \alpha = 0, \beta = 1 \quad (\text{C.0.2-9})$$

$$\left. \begin{aligned} 5 < FC \leq 35, \alpha = \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right) \\ \beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.0.2-10})$$

$$FC \geq 35, \alpha = 0.5, \beta = 1.2 \quad (\text{C.0.2-11})$$

式中：FC——细粒含量的百分数值，细粒指粒径尺寸小于 0.075mm 的颗粒。

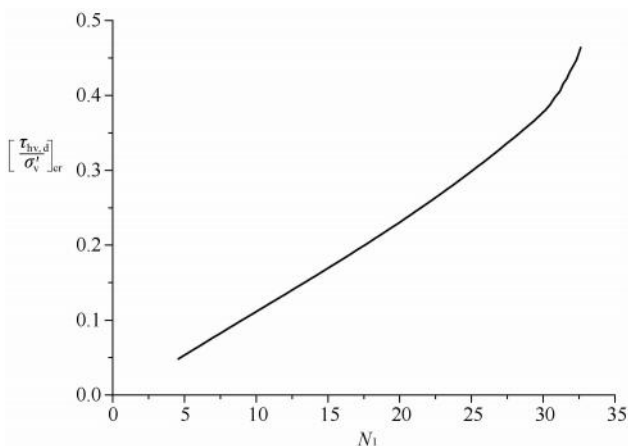


图 C.0.2 $\left[\frac{\tau_{hv,d}}{\sigma_v'}\right]_{cr} - N_1$ 关系线

C.0.3 采用 Seed 简化法确定临界标准贯入击数 N_{cr} 的方法如下：

1 按下式确定临界液化剪应力比；

$$\left[\frac{\tau_{hv,d}}{\sigma_v'}\right]_{cr} = 0.65 \gamma_d \frac{1}{FE} \frac{A}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (\text{C.0.3-1})$$

2 根据临界液化剪应力比由图 (C.0.2) 确定出相应的修正标准贯入锤击数 N_1 。对于饱和砂土， N_1 即为临界液化的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cr}$ ；对于饱和粉土， N_1 为等价砂土的临界液化的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cr,eq}$ ，其临界液化的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cr}$ 按下式确定：

$$N_{1,cr} = \frac{N_{1,cr,eq} - \alpha}{\beta} \quad (C.0.3-2)$$

3 临界液化的标准贯入锤击数按下式确定：

$$N_{cr} = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{(1-f)} N_{1,cr} \quad (C.0.3-3)$$

附录 D 高强混凝土结构抗震设计要求

D.0.1 高强混凝土结构所采用的混凝土强度等级应符合抗震墙不宜超过 C60，其他构件，8 度时不宜超过 C70；其抗震设计，除应符合普通混凝土接近抗震设计要求外，尚应符合本附录的规定。

D.0.2 结构构件截面剪力设计值的限值中含有混凝土轴心抗压强度设计值 (f_c) 的项应乘以混凝土强度影响系数 (β_c)。其值，混凝土强度等级为 C50 时取 1.0，C80 时取 0.8，介于 C50 和 C80 之间时取其内插值。

结构构件受压区高度计算和承载力验算时，公式中含有混凝土轴心抗压强度设计值 (f_c) 的项也应按国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定乘以相应的混凝土强度影响系数。

D.0.3 高强混凝土框架的构造措施，应符合下列要求：

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 3%（HRB335 级钢筋）和 2.6%（HRB400 级钢筋）。梁端箍筋加密区的箍筋最小直径应比普通混凝土梁箍筋的最小直径增大 2mm。

2 柱的轴压比限值宜按下列规定采用：不超过 C60 混凝土的柱可与普通混凝土柱相同，C65~C70 混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小 0.05，C75~C80 混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小 0.1。

3 当混凝土强度等级大于 C60 时，柱纵向钢筋的最小总配筋率应比普通混凝土柱增大 0.1%。

4 柱加密区的最小配箍特征值宜按下列规定采用：混凝土强度等级高于 C60 时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍。

1) 轴压比不大于 0.6 时, 宜比普通混凝土柱大 0.02。

2) 轴压比大于 0.6 时, 宜比普通混凝土柱大 0.03。

D.0.4 当抗震墙的混凝土强度等级大于 C60 时, 应经过专门研究, 采取加强措施。

附录 E 预应力混凝土结构抗震设计要求

E. 0.1 本附录适用于 6 度、7 度、8 度时先张法和后张法有黏结预应力混凝土结构的抗震设计。

无黏结预应力混凝土结构的抗震设计，应采取措施防止罕遇地震下结构构件塑性区以外有效预应力松弛，并符合专门的规定。

E. 0.2 抗震设计的预应力混凝土结构应采取措施使其具有良好的变形和消耗地震能量的能力，达到延性结构的基本要求；应避免构件剪切破坏先于弯曲破坏、节点先于被连接件破坏、预应力筋的锚固黏结先于构件破坏。

E. 0.3 抗震设计时，后张法预应力混凝土框架、门架、转换层的转换大梁，宜采用有黏结预应力筋。承重构件的受拉杆件和抗震设计类别为 D、C 类的框架，不得采用无黏结预应力筋。

E. 0.4 抗震设计时，预应力混凝土结构的抗震设计类别及相应的地震组合内力调整，应按本规范第 8 章对钢筋混凝土结构的要求执行。

E. 0.5 预应力混凝土结构的混凝土强度等级，框架及转换层的转换构件不宜低于 C40；其他抗侧力的预应力混凝土构件，不应低于 C30。

E. 0.6 预应力混凝土的抗震计算，除应符合第 6 章规定外，尚应符合下列规定：

1 预应力混凝土结构自身的阻尼比可采用 0.03，并可按钢筋混凝土结构部分和预应力混凝土结构部分在整个结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 预应力混凝土结构构件截面抗震验算时，第 6.5.3 条地震作用效应基本组合中，应增加预应力作用效应项，其分项系

数，一般情况应采用 1.0，当预应力作用效应对构件承载力不利时，应采用 1.2。

3 预应力穿过框架节点核心区时，节点核心区的截面抗震验算，应计入总有效预加力以及预应力孔道消弱核心区有效验算宽度的影响。

E.0.7 预应力混凝土的抗震构造，除下列规定外，应符合第 8 章对钢筋混凝土结构的要求：

1 抗侧力的预应力混凝土构件，应采用预应力筋和非预应力筋混合配筋方式。二者的比例应依据抗震设计类别按有关规定控制，其预应力强度比不宜大于 0.75。

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

3 预应力混凝土框架柱可采用非对称配筋方式；其轴压比计算，应计入预应力筋的总有效预加力形成的轴向压力设计值，并符合钢筋混凝土结构中对于框架柱的要求；箍筋宜全高加密。

4 板柱-抗震墙结构中，在柱截面范围内通过板底连续钢筋的要求，应计入预应力钢筋截面面积。

E.0.8 后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核心区。预应力筋-锚具组装件的锚固性能，应符合专门规定。

附录 F 转换层结构的抗震设计要求

F.1 矩形平面抗震墙结构框支层楼板设计要求

F.1.1 框支层应采用现浇楼板，厚度不宜小于 180mm，混凝土强度等级不宜低于 C30，应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不应小于 0.25%。

F.1.2 部分框支抗震墙结构的框支层楼板剪力设计值，应符合下列要求：

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.1 f_c b_f t_f) \quad (\text{F.1.2})$$

式中： V_f ——由不落地抗震墙传到落地抗震墙处按刚性楼板计算的框支层楼板组合的剪力设计值，8 度时应乘以增大系数 2；7 度时应乘以增大系数 1.5；验算落地抗震墙时不考虑此项增大系数；

b_f 、 t_f ——分别为框支层楼板的宽度和厚度；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，可采用 0.85。

F.1.3 部分框支抗震墙结构的框支层楼板与落地抗震墙交接截面的受剪承载力，应按下列公式验算：

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_y A_s) \quad (\text{F.1.3})$$

式中： A_s ——穿过落地抗震墙的框支层楼盖（包括梁和板）的全部钢筋的截面面积。

F.1.4 框支层楼板的边缘和较大洞口周边应设置边梁，其宽度不宜小于板厚的 2 倍，纵向钢筋配筋率不应小于 1%，钢筋接头宜采用机械连接或焊接，楼板的钢筋应锚固在边梁内。

F.1.5 对建筑平面较长或不规则及各抗震墙内力相差较大的框支层，必要时可采用简化方法验算楼板平面内的受弯、受剪承

载力。

F.2 筒体结构转换层抗震设计要求

F.2.1 转换层上下的结构质量中心宜接近重合（不包括裙房），转换层上下层的侧向刚度比不宜大于 2。

F.2.2 转换层上部的竖向抗侧力构件（墙、柱）宜直接落在转换层的主结构上。

F.2.3 厚板转换层结构不宜用于 7 度及 7 度以上的高层建筑。

F.2.4 转换层楼盖不应有大洞口，在平面内宜接近刚性。

F.2.5 转换层楼盖与筒体、抗震墙应有可靠的连接，转换层楼板的抗震验算和构造应符合本附录第 F.1 节对框支层楼板的有关规定。

F.2.6 8 度时转换层结构应考虑竖向地震作用。

附录 G 配筋混凝土小型空心砌块 抗震墙房屋抗震设计要求

G.1 一般要求

G.1.1 配筋混凝土小砌块抗震墙的分布钢筋仅需混凝土抗震墙的一半就有一定的延性，但其地震力大于框架结构且变形能力不如框架结构。从安全、经济诸方面综合考虑，本规范的规定仅适用于房屋高度不超过表 G.1.1 的配筋混凝土小砌块房屋。当经过专门研究，有可靠技术依据，采取必要的加强措施后，房屋高度可适当增加。

表 G.1.1 配筋混凝土小砌块抗震墙房屋最大高度 (m)

最小墙厚 (mm)	A 类	B 类	C 类
190	60	45	40

配筋混凝土小砌块房屋高宽比限制在一定范围内时，有利于房屋的稳定性，减少房屋发生整体弯曲破坏的可能性，一般可不作整体弯曲验算。

G.1.2 参照钢筋混凝土房屋的抗震设计要求，也根据设计地震动参数和建筑使用功能分类，按第 3.1.4 条确定其不同的抗震设计类别。

G.1.3 根据第 6.1 节的规则性要求，提出配筋混凝土小砌块房屋平面和竖向布置简单、规则、抗震墙拉通对直的要求。为提高变形能力，要求墙段不宜过长。

G.1.4 选用合理的结构布置，采用有效的结构措施，保证结构整体性，避免扭转等不利因素，可以不设置防震缝。当房屋各部分高差较大，建筑结构不规则等需要设置防震缝时，为减少强烈地震下相邻结构局部碰撞造成破坏，防震缝必须保证一定的宽

度。此时，缝宽可按两侧较低房屋的高度计算。

G.2 计 算 要 点

G.2.1 配筋混凝土小砌块房屋的抗震计算分析，包括整体分析、内力调整和截面验算方法，大多参照钢筋混凝土结构的规定，并针对砌体结构的特点做了修正。其中：

配筋混凝土小砌块墙体截面剪应力控制和受剪承载力，基本形式与混凝土墙体相同，仅需把混凝土抗压、抗拉强度设计值改为“灌芯小砌块砌体”的抗压、抗剪强度。

配筋混凝土小砌块墙体截面受剪承载力由砌体、竖向力和水平分布筋三者共同承担，为使水平分布筋不致过小，要求水平分布筋应承担一半以上的水平剪力。

G.2.2 配筋混凝土小砌块抗震墙的连接梁，宜采用钢筋混凝土连梁。

附录 H 隔震设计简化计算和 砌体结构隔震措施

H.1 隔震设计的简化计算

H.1.1 多层砌体结构及与砌体结构周期相当的结构采用隔震设计时，上部结构的总水平地震作用可按本规范式 (6.2.2-1) 简化计算，但应符合下列规定：

1 水平向减震系数，宜根据隔震后整个体系的基本周期按下式确定：

$$\beta = 1.2\eta_2(T_{\text{gm}}/T_1)^\theta \quad (\text{H.1.1-1})$$

式中： β ——水平向减震系数；

η_2 ——地震影响系数的阻尼调整系数，根据隔震层等效阻尼按本规范附录 D 确定；

θ ——地震影响系数的曲线下降段衰减指数，根据隔震层等效阻尼按第 4.2.1 条确定；

T_{gm} ——砌体结构采用隔震方案时的特征周期，根据本地区所属的设计地震分组按第 4.2.1 条确定，但小于 0.4s 时应按 0.4s 采用；

T_1 ——隔震后体系的基本周期，不应大于 2.0s 和 5 倍特征周期的较大值。

2 与砌体结构周期相当的结构，其水平向减震系数宜根据隔震后整个体系的基本周期，按下式确定：

$$\beta = 1.2\eta_2(T_{\text{g}}/T_1)^\theta(T_0/T_{\text{g}})^{0.9} \quad (\text{H.1.1-2})$$

式中： T_0 ——非隔震结构的计算周期，当小于特征周期时应采用特征周期的数值；

T_1 ——隔震后体系的基本周期，不应大于 5 倍特征周期值；

T_g ——特征周期。

其余符号同上。

3 砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震后体系的基本周期可按下式计算：

$$T_1 = 2\pi\sqrt{G/K_h g} \quad (\text{H. 1. 1-3})$$

式中： T_1 ——隔震体系的基本周期；

G ——隔震层以上结构的重力荷载代表值；

K_h ——隔震层的水平等效刚度，可按第 11. 2. 4 条的规定计算；

g ——重力加速度。

H. 1. 2 砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震层在罕遇地震下的水平剪力可按下式计算：

$$V_c = \lambda_s \alpha_1 \zeta_{eq} G \quad (\text{H. 1. 2-1})$$

式中： V_c ——隔震层在罕遇地震下的水平剪力；

λ_s ——近场系数，距发震断层 5km 以内取 1.5；5~10km 取不小于 1.25；

$\alpha_1 \zeta_{eq}$ ——罕遇地震下的地震影响系数值，可根据隔震层参数，按第 4. 2. 1 条的规定进行计算。

H. 1. 3 砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震层质心处在罕遇地震下的水平位移可按下式计算：

$$u_e = \lambda_s \alpha_1 \zeta_{eq} G / K_h \quad (\text{H. 1. 3-1})$$

式中： u_e ——隔震层质心处在罕遇地震下的水平位移；

K_h ——罕遇地震下隔震层的水平等效刚度，应按第 11. 2. 4 条的有关规定采用。

H. 1. 4 当隔震支座的平面布置为矩形或接近于矩形，但上部结构的质心与隔震层刚度中心不重合时，隔震支座扭转影响系数可按下列方法确定：

1 仅考虑单向地震作用扭转时（图 H. 1. 4），扭转影响系数可按下式估计：

$$\eta = 1 + 12es_i / (a^2 + b^2) \quad (\text{H. 1. 4-1})$$

式中： e ——上部结构质心与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的偏心距；

s_i ——第 i 个隔震支座与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的距离；

a, b ——隔震层平面的两个边长。

对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.15；当隔震层和上部结构采取有效的抗扭措施后或扭转周期小于平动周期的 70% 时，扭转影响系数可取 1.15。

2 同时考虑双向地震作用的扭转时，扭转影响系数可仍按式 (H.1.4-1) 计算，但其中的偏心距值 (e) 应采用下列公式中的较大值替代：

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \quad (\text{H.1.4-2})$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2} \quad (\text{H.1.4-3})$$

式中： e_x —— y 方向地震作用时的偏心距；

e_y —— x 方向地震作用时的偏心距。

对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.2。

H.1.5 砌体结构按第 6.4.1 条规定进行竖向地震作用下的抗震验算时，砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数，宜按减去竖向地震作用效应后的平均压应力取值。

H.1.6 砌体结构的隔震层顶部各纵、横梁均可按承受均布荷载的单跨简支梁或多跨连续梁计算。均布荷载可按第 9.2.5 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的规定取值；当按连续梁算出的正弯矩小于单跨简支梁跨中弯矩的 0.8 倍时，应按 0.8 倍单跨

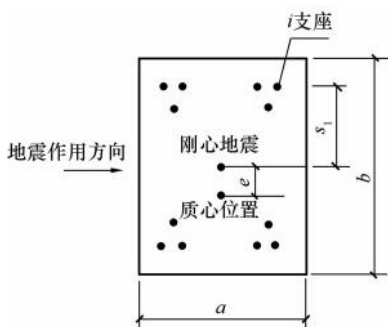


图 H.1.4 扭转计算示意图

简支梁跨中弯矩配筋。

H. 2 砌体结构的隔震措施

H. 2. 1 当水平向减震系数不大于 0. 40 时（设置阻尼器时为 0. 38），Ⅱ类使用功能建筑的多层砌体结构，房屋的层数、总高度和高宽比限值，可按第 9. 1 节中降低一度的有关规定采用。Ⅱ类以上使用功能建筑可不降低，以确保性态目标的实现。

H. 2. 2 砌体结构隔震层的构造应符合下列规定：

1 多层砌体房屋的隔震层位于地下室顶部时，隔震支座不宜直接放置在砌体墙上，并应验算砌体的局部承压。

2 隔震层顶部纵、横梁的构造均应符合第 9. 5. 8 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的要求。

H. 2. 3 Ⅱ类使用功能的建筑隔震后上部砌体结构的抗震构造措施应符合下列要求：

1 承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离及圈梁的截面和配筋构造，仍应符合第 9. 1 节和第 9. 3、9. 4 节的有关规定。

2 多层砖砌体房屋的钢筋混凝土构造柱设置，水平向减震系数大于 0. 40 时（设置阻尼器时为 0. 38），仍应符合表 9. 3. 1 的规定；7~8 度，水平向减震系数不大于 0. 4 时（设置阻尼器时为 0. 38），应符合表 H. 2. 3-1 的规定。

表 H. 2. 3-1 隔震后砖房构造柱设置要求

房屋层数		设置部位	
7 度	8 度		
3、4	2、3	楼、电梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；外墙四角和对应转角；错层部位横墙与外纵墙交接处，较大洞口两侧，大房间内外墙交接处	每隔 12m 或单元横墙与外墙交接处
5	4		每隔三开间的横墙与外墙交接处
6	5		隔开间横墙（轴线）与外墙交接处；山墙与内纵墙交接处
7	6、7		内墙（轴线）与外墙交接处，内墙局部较小墙垛处；内纵墙与横墙（轴线）交接处

3 混凝土小砌块房屋芯柱的设置，水平向减震系数大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），仍应符合本规范表 9.4.1 的规定；7~8 度，当水平向减震系数不大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），应符合表 H.2.3-2 的规定。

4 上部结构的其他抗震构造措施，水平向减震系数大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38）仍按第 9 章的相应规定采用；7~8 度，水平向减震系数不大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），可按第 7 章降低一度的相应规定采用。Ⅱ类以上使用功能建筑可不降低，以确保性态目标的实现。

表 H.2.3-2 隔震后混凝土小砌块房屋构造柱设置要求

房屋层数		设置部位	设置数量
7 度	8 度		
3、4	2、3	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处；每隔 12m 或单元横墙与外墙交接处	外墙转角，灌实 3 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔
5	4	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处，山墙与内纵墙交接处，隔三开间横墙（轴线）与外纵墙交接处	
6	5	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处，隔开间横墙（轴线）与外纵墙交接处，山墙与内纵墙交接处；8 度、9 度时，外纵墙与横墙（轴线）交接处，大洞口两侧	外墙转角，灌实 5 个孔；内外墙交接处，灌实 5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔
7	6、7	外墙转角，楼梯间四角，楼梯斜段上下端对应的墙体处；各内外墙（轴线）与外墙交接处；内纵墙与横墙（轴线）交接处；洞口两侧	外墙转角，灌实 7 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔；内墙交接处，灌实 4~5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“表现”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 对表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指定应该按其他有关标准执行时，写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。非必须按所指定标准执行时，写为“可参考……执行”。

引用标准目录

1	《建筑抗震设计规范》	GB 50011
2	《建筑工程抗震设计通则(试用)》	CECS 160
3	《岩土工程勘察规范》	GB 50021
4	《建筑地基基础设计规范》	GB 50007
5	《建筑地基基础工程施工质量验收规范》	GB 50202
6	《钢结构设计规范》	GB 50017
7	《钢结构工程施工质量验收规范》	GB 50205
8	《混凝土结构设计规范》	GB 50010
9	《混凝土结构工程施工质量验收规范》	GB 50204
10	《砌体结构设计规范》	GB 50003
11	《砌体结构工程施工质量验收规范》	GB 50203
12	《高层民用建筑钢结构技术规程》	JGJ 99
13	《建筑桩基技术规程》	JGJ 94
14	《高层建筑混凝土结构技术规程》	JGJ 3
15	《预应力混凝土结构抗震设计规程》	JGJ 140
16	《型钢混凝土组合结构技术规程》	JGJ 138
17	《混凝土小型空心砌块建筑技术规程》	JGJ/T 14
18	《钢管混凝土结构设计与施工规程》	CECS 28
19	《矩形钢管混凝土结构技术规程》	CECS 159
20	《砖砌圆筒仓技术规范》	CECS 08
21	《建筑工程抗震性态设计规范》	DB23/T 1502

山东省工程建设标准

建筑工程抗震性能设计规范

**Seismic Code for Performance-Based
Design of Buildings**

DB37/T 5055—2016

条 文 说 明

目 次

1	总则	201
2	术语和符号	203
3	抗震设计基本要求	204
4	场地类别与设计地震动	218
5	地基基础	226
6	地震作用和结构抗震验算	229
7	多层和高层钢结构	257
8	多层和高层钢筋混凝土结构	268
9	砌体结构	288
10	空旷房屋和大跨屋盖建筑.....	300
11	隔震和消能减震设计.....	309
12	建筑构件和建筑附属设备.....	320

1 总 则

1.0.1 建筑工程抗震设计旨在使所设计的结构在承受地震作用时保持稳定,使用功能得以维持。考虑到地震输入的不确定性,结构设计应具有适当的安全储备。结构物的抗震能力最终取决于工程设计、施工以及质量控制。

本条陈述了制定本规范的目的和指导思想,提出了抗震设防的基本要求,即:当遭受本地区多遇地震、抗震设防地震或罕遇地震(分别相当于50年超越概率为63%、10%、2%~3%的地震)时,能按设计要求,保证安全,基本上实现其预定的使用功能目标。

为实现这个基本要求,本规范采用二级设计。第一级设计是按建筑场地所在地点给定的超越概率为10%的抗震设防地震动进行设计,对大多数建筑结构,可通过抗震验算基本要求和抗震构造措施进行设计,达到预定的目标。第二级设计则是对抗震设计类别较高的建筑,除符合第一级设计要求外,还要按罕遇地震进行弹塑性变形验算,以满足相应的设防要求。

1.0.2 本条给出了山东省建筑工程抗震性能化设计适用的抗震设防范围。

1.0.3 本条明确了山东省建筑工程抗震设防烈度(或设计地震动参数)确定的依据必须是按国家规定的权限审批、颁发的文件(图件)。

1.0.4 本条规定了对新建、改扩建工程应符合本规范的要求。

第1款规定了对新建建筑进行抗震设计的要求。第2款规定,在结构上与现有建筑独立的改、扩建部分应视为新建筑,要求按本规范设计。第3款规定,当改、扩建部分在结构上不独立于现有建筑时,应同时符合本款规定所列的三个条件,以使改、

扩建部分符合本规范对新建建筑的要求，以及现有建筑抗震能力不降低或不低于对新建建筑的抗震要求。

1.0.5 本条阐述了本规范与现行国家标准的关系。

本规范是在国家现有各种规定的基础上，一方面严格按照国家的有关规定，特别是我国国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的内容，同时又结合山东省的地震危险性特点，充分吸取和反映了近年来国内外建筑结构的先进抗震设计理念、经验和震害教训，以及抗震设计实践的经验制定的适用于本省的抗震性能设计的最低标准。

2 术语和符号

2.1 抗震设防烈度是一个地区的设防依据，不能随意提高或降低。

结构上地震作用的含义，强调了其动态作用的性质，不仅包括多个方向地震加速度的作用，还包括地震动的速度和动位移的作用。

抗震性态的含义，强调了是用各种指标对地震动作用下结构状态的描述，它与结构自身的动力特性、地震动的强度及频谱特性有关。

按《中华人民共和国防震减灾法》的规定，引入了“地震动参数区划图”这个术语。明确在国家法律中，“地震动参数”是“以加速度表示地震作用强弱程度”，“区划图”是将国土“划分为不同抗震设防要求区域的图件”。

强调了抗震措施和抗震构造措施的区别。抗震构造措施只是抗震措施的一个组成部分。在本规范的目录中，可以看到一般规定、计算要点、抗震构造措施、设计要求等。其中的一般规定及计算要点中对地震作用效应（内力和变形）调整的规定均属于抗震措施，而设计要求中的规定，可能包含有抗震措施和抗震构造措施，需按术语的定义加以区分。

3 抗震设计基本要求

3.1 抗震设防

3.1.1 本条给出了选取抗震设防水平、确定性态设计目标需要考虑的影响因素。抗震性态设计需要综合考虑使用功能、设防烈度、结构的不规则程度和类型、结构发挥延性变形的能力、造价、震后的各种损失及修复难度等等因素。不同的抗震设防类别，其性态设计要求应有所不同。

3.1.2 根据山东省的实际情况——经济实力总体较强，但各地区发展不均衡，采取适当的抗震设防标准，既能合理利用建设投资，又能达到较好的抗震安全要求。

按照《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223，建筑抗震设防类别分为特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类，又分别简称为甲、乙、丙、丁类。设防类别的划分既突出了使用功能和灾害后果的区分，又强调并体现了对人员安全的保障。

2008年汶川地震表明，严格按“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设防目标进行设计、施工和使用的房屋建筑，达到了三水准规定的设防目标，在遭遇到高于地震区划图一度的地震作用下，没有出现倒塌破坏——实现了生命安全的目标。因此，《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223将绝大部分建筑划为标准设防类（丙类），将使用上需要提高防震减灾能力的房屋建筑控制在较小的范围。

在需要提高设防标准的建筑中，乙类需按提高一度的要求加强其抗震措施——增加关键部位的投资即可达到提高安全性的目标；甲类在提高一度要求以加强其抗震措施的基础上，“地震作用应按高于本地区设防烈度计算，其值应按批准的地震安全性评

价结果确定”。

根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 设计使用年限的原则规定。显然，抗震设防的甲、乙、丙、丁分类，也可体现设计使用年限的不同。

还需说明，《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 规定乙类提高抗震措施而不要求提高地震作用，同一些国家的规范只提高地震作用（10%~30%）而不提高抗震措施，在设防概念上有所不同：提高抗震措施，着眼于把财力、物力用在增加结构薄弱部位的抗震能力上，是经济而有效的方法；只提高地震作用，则结构的各构件均全面增加材料，投资增加的效果不如前者。

3.1.3 本条是有关建筑使用功能分类的规定。这是总结约 30 年来现代大城市震害和地震损失经验得来的。不少建筑遭遇的震害并不严重，但由于其使用功能遭到破坏，致使运行中断，导致不可接受的巨大经济损失。因此，在建筑抗震设计中，不仅要控制破坏，还应考虑在地震时或地震后保持必要的建筑使用功能。本条规定所有建筑应根据其在地震中需要确保的功能并兼顾其重要性，将使用功能分为Ⅰ类、Ⅱ类、Ⅲ类或Ⅳ类四个类别；本条对这四个使用功能类别的建筑又规定了在不同设防地震水准下应达到的最低抗震性态要求，也即最低的抗震性态目标。

下列建筑的使用功能不应低于Ⅲ类。

使用功能应为Ⅳ类的建筑包括：

- 1) 承担研究、中试和存放剧毒的高危险传染病病毒任务的疾病预防与控制中心的建筑或其区段。
- 2) 国家和区域的电力调度中心。
- 3) 国际进出口局、国际无线电台、国家卫星通信地球站、国际海缆登陆站。
- 4) 省级的电视调频广播发射塔建筑，当混凝土结构塔的高度大于 250m 或钢结构塔的高度大于 300m 时。
- 5) 国家级卫星地球站上行站。
- 6) 科学实验建筑中，研究、中试生产和存放具有高放射性

物品以及剧毒的生物制品、化学制品、天然和人工细菌、病毒（如鼠疫、霍乱、伤寒和新发高危险传染病等）的建筑。

使用功能不应低于Ⅲ类的建筑包括：

- 1) 幼儿园、小学、中学（包括中专、技校）的教学用房、学生宿舍和食堂建筑、养老建筑。
- 2) 城乡医院的住院部、医技楼、门诊部和乡村卫生院诊疗建筑。
- 3) 体育场馆（含高等院校、中小学风雨操场）、展览中心等可作为地震避险场所的公共建筑，图书馆、影剧院、文化馆、博物馆、交通枢纽等人员密集的公共建筑。
- 4) 20 万人口以上的城镇和县及县级市防灾应急指挥中心的主要建筑。
- 5) 储存高、中放射性物质或剧毒物品的仓库。

使用功能应为Ⅲ类的建筑包括：

- 1) 建筑面积超过 10000m^2 或三层及三层以上的商业建筑。当商业建筑与其他建筑合建时应分别判断其使用功能类别，取其最高的使用功能分类进行设计。
- 2) 用于城镇长途电信和移动通信枢纽楼的主机房和天线支承物的建筑。
- 3) 城镇电视、调频广播发射和传送的主体建筑及天线支承物建筑。
- 4) 城镇供水工程中的取水、净化、动力和化验、输配等建（构）筑物。
- 5) 城镇主、次干道上的桥梁（含高架路）运营与管理用建筑。

从表 3.1.3 中不难看出，使用功能为Ⅳ类的建筑对应的性能要求最高，Ⅰ类的最低，而且可以发现对使用功能为Ⅱ类的建筑的性能要求，就是现行建筑抗震设计规范中规定的大震不倒、中震可修和小震不坏。

表 3.1.3 中, 为了便于专业人员和非专业人员都能理解和应用, 对建筑抗震性态水平的描述既采用了通俗语言的描述, 如: “充分运行” “运行” “基本运行” “生命安全”; 又采用了专业术语的描述, 如: 建筑结构…, 非结构构件…, 次要的结构构件…, 主体结构…等的损伤状态表述。损伤状态包括“完好”“基本完好”“轻微破坏”“严重破坏”“倒塌”等等。结构的抗震性态既与结构自身性能有关, 也与地震动大小和特性有关。

3.1.4 本条给出了根据建筑使用功能类别和预期的地震动水平确定抗震设计类别的方法以确保所设计的建筑物实现相应的性态目标。根据山东省境内的地震危险性水平, 抗震设计类别可分为 A、B、C 和 D 四种。这四种类别中 D 为最高类别, 对应最高的抗震设计要求。一旦建筑的抗震设计类别确定之后, 对建筑的抗震设计及抗震措施, 如地震作用效应的调整、细部构造等都将确定。

3.1.5 本条给出了建筑物的设防烈度与设计地震动参数的确定原则。它们都是依我国地震动参数区划图来确定的, 地震动参数区划图是以 50 年超越概率为 10% 的设防水准, 以地震动峰值加速度 A_{10} 和反应谱特征周期 (T_g) 为地震动区划参数, 考虑震级、震中距和场地条件影响编制的全国范围的地震动分区图; 此外, 也可采用经批准的抗震设防区划或地震安全性评价提供的设计地震动参数。本规范第 4 章给出了具体确定设计地震动的方法。

本条第 3 款给出了学校、医院等主要建筑场地设计地震基本加速度值的调整规定, 是根据最新的《中国地震动参数区划图》GB 18306—2015 的结果, 也是汶川地震震害经验教训的总结和体现。

3.2 场地和地基基础

3.2.1 场地划分为有利、一般、不利和危险地段, 对地形、地貌和岩土特性的影响是综合在一起加以评价的, 这是因为由不同

岩土构成的同样地形条件的地震影响是不同的。考虑到高含水量的可塑黄土在地震作用下会产生震陷，历次地震的震害也比较重，当地表存在结构性裂缝时对建筑物抗震也是不利的，因此将其列入不利地段。

关于局部地形条件的影响，从国内几次大地震的宏观调查资料来看，岩质地形与非岩质地形有所不同。调查表明，非岩质地形对烈度的影响比岩质地形的影响更为明显。对于岩石地基的陡坡、陡坎等未列为不利的地段。但对于岩石地基的高度达数十米的条状突出的山脊和高耸孤立的山丘，由于鞭鞘效应明显，振动有所加大，烈度仍有增高的趋势，因此均将其列为不利的地形。

3.2.2 本条规定建筑场地应该首选有利地段，其次是一般地段，应尽量避免不利地段，并且用“严禁”这样的术语，规定不能在危险地段建设使用功能为Ⅳ、Ⅲ类的建筑，规定不应建造使用功能Ⅱ类的建筑，确需建造Ⅱ类建筑时需要进行专门的场地评估，对存在发震断层的场地规定要专门评价断层的工程影响，这是经济合理的抗震设计的前提。

3.2.3 地基对于上部结构除了起承载作用外，还起到传递和消散地震能量的作用。在抗震设计时，不仅要考虑它对结构的承载作用，还要考虑地基土的地震反应特征对上部结构的影响。液化土层在液化之前，有一个局部软化到全层软化的过程，以喷冒为标志的液化现象通常发生于地震动停止以后，所以，除了要重点考虑液化造成的地基失效外，还要注意土层软化对结构的影响，并采取适当的措施加强基础的整体性和刚性。

3.2.4 针对山区房屋选址和地基基础设计，提出明确的抗震要求。需注意：

(1) 有关山区建筑距边坡边缘的距离，参照《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 第 5.4.1、第 5.4.2 条计算时，其边坡坡角需按地震烈度的高低修正（减去地震角），滑动力矩需计入水平地震和竖向地震产生的效应。

(2) 挡土结构抗震设计稳定验算时有关摩擦角的修正，指地

震主动土压力按库仑理论计算时：土的重度除以地震角的余弦，填土的内摩擦角减去地震角，土对墙背的摩擦角增加地震角。

地震角的范围取 $1.5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ ，取决于地下水位以上和以下，以及设防烈度的高低。可参见《建筑抗震鉴定标准》GB 50023—2009 第 4.2.9 条。

3.2.5 抗震构造措施不同于抗震措施。震害经验表明，同样或相近的建筑，建造于Ⅰ类场地时震害较轻，建造于Ⅲ、Ⅳ类场地震害较重。本规范对Ⅰ类场地，仅降低抗震构造措施，不降低抗震措施中的其他要求，如按概念设计要求的内力调整措施。对于使用功能为Ⅰ类的建筑，其抗震措施已降低，不再重复降低。

3.2.6 对Ⅱ、Ⅳ类场地，除本条规定和各章具体规定外，仅提高抗震构造措施，不提高抗震措施中的其他要求，如按概念设计要求的内力调整措施。

3.3 抗震结构体系

3.3.1 本条的内容是根据国内外大量震害经验和抗震研究成果，对抗震结构体系提出的共性要求。

3.3.2 保证水平地震作用的合理传递路线可以起到三种作用：①使地震作用下结构的实际受力状态与计算简图相符；②避免传力路线中断；③使结构的地震反应通过简捷的传力路线向地基反馈，充分发挥地基逸散地震能量对上部结构的减振效果，有利于增强建筑整体的抗震性能。

3.3.3 多道防线对于结构在强震下的安全是很重要的。所谓多道防线的概念，通常指的是：

第一，整个抗震结构体系由若干个延性较好的分体系组成，并由延性较好的结构构件连接起来协同工作。如框架-抗震墙体系是由延性框架和抗震墙两个系统组成；双肢或多肢抗震墙体系由若干个单肢墙分系统组成；框架-支撑框架体系由延性框架和支撑框架两个系统组成；框架-筒体体系由延性框架和筒体两个系统组成。

第二，抗震结构体系具有最大可能数量的内部、外部赘余度，有意识地建立起一系列分布的塑性屈服区，以使结构能吸收和耗散大量的地震能量，一旦破坏也易于修复。设计计算时，需考虑部分构件出现塑性变形后的内力重分布，使各个分体系所承担的地震作用的总和大于不考虑塑性内力重分布时的数值。

多道防线要求保留在第 3.3.3 条，对本规范各章规定能够设置多道防线的结构类型，应尽可能利用多道防线对抗震性态提高的作用。

抗震薄弱层（部位）的概念，也是抗震设计中的重要概念，包括：

（1）结构在强烈地震作用下不存在强度安全储备，构件的实际承载力分析（而不是承载力设计值的分析）是判断薄弱层（部位）的基础。

（2）要使楼层（部位）的实际承载力和设计计算的弹性受力之比在总体上保持一个相对均匀的变化，一旦楼层（或部位）的这个比例有突变时，会由于塑性内力重分布导致塑性变形的集中。

（3）要防止在局部上加强而忽视整个结构各部位刚度、强度的协调。

（4）在抗震设计中有意识、有目的地控制薄弱层（部位），使之有足够的变形能力又不使薄弱层发生转移，这是提高结构总体抗震性能的有效手段。

考虑到有些建筑结构，横向抗侧力构件（如墙体）很多而纵向很少，在强烈地震中往往由于纵向的破坏导致整体倒塌，增加了结构两个主轴方向的动力特性（周期和振型）相近的抗震概念。

3.3.4 本条对各种不同材料的结构构件提出了改善变形能力的原则和途径。

（1）无筋砌体本身是脆性材料，只能利用约束条件（圈梁、构造柱、组合柱等来分割、包围）或采用约束砌体、配筋砌体和

组合砌体柱等使砌体发生裂缝后不致崩塌和散落，地震时不致丧失对重力荷载的承载能力。

(2) 钢筋混凝土构件抗震性能与砌体相比是比较好的，但若处理不当，也会造成不可修复的脆性破坏。这种破坏包括：混凝土压碎、构件剪切破坏、钢筋锚固部分拉脱（黏结破坏），应力求避免；混凝土结构构件的尺寸控制，包括轴压比，截面长宽比，墙体高厚比、宽厚比等，当墙厚偏薄时，也有自身稳定问题。

(3) 提出了对预应力混凝土结构构件的要求。

(4) 钢结构杆件的压屈破坏（杆件失去稳定）或局部失稳也是一种脆性破坏，应予以防止。

(5) 针对预制混凝土板在强烈地震中容易脱落导致人员伤亡的震害，推荐采用现浇楼、屋盖，特别强调装配式楼、屋盖需加强整体性的基本要求。

3.3.5 本条指出了主体结构构件之间的连接应遵守的原则：通过连接的承载力来发挥各构件的承载力、变形能力，从而获得整个结构良好的抗震能力。本条还提出了对预应力混凝土及钢结构构件的连接要求。

3.3.6 本条支撑系统指屋盖支撑。支撑系统的不完善，往往导致屋盖系统失稳倒塌，使厂房发生灾难性的震害，因此在支撑系统布置上应特别注意保证屋盖系统的整体稳定性。

3.3.7 体型复杂的建筑，在工艺容许且经济合理的前提下，可用防震缝分割成几个独立的规则单元；当工艺上不允许或受建筑场地限制以及当不设防震缝对抗震安全更为经济合理时，也可以不设防震缝。当不设防震缝时，最好对整体结构采用较精细的抗震分析方法，如时程分析法、空间计算模型等以估计复杂体型产生的不利作用，判明薄弱环节，采取针对性措施。

当防震缝宽度不足时，因碰撞可能导致整体结构严重破坏，但是过宽的防震缝会给结构、设备布置以及立面处理带来困难。因此，要根据具体情况选取适当的宽度，才能达到安全、经济的

目的。

3.4 建筑形体及其布置的规则性

3.4.1 为提高建筑设计和结构设计的协调性，建筑形体和布置应依据抗震概念设计原则划分为规则与不规则两大类；对于不规则的建筑，针对其不规则程度的具体情况，明确提出不同的要求；强调应避免采用严重不规则的设计方案。

抗震概念设计的定义见本规范第 2.1.17 条。规则性是其中的一个重要概念。

规则的建筑方案体现在体型（平面和立面的形状）简单，抗侧力体系的刚度和承载力上下变化连续、均匀，平面布置基本对称。即在平面、立面、竖向剖面或抗侧力体系上，没有明显的、实质的不连续（突变），目的在于避免过大的偏心距引起过大的地震扭矩和避免抗侧力结构或构件出现薄弱层（薄弱部位）或塑性变形集中。

3.4.2 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相应规定，并参考了美国 UBC（1997）、日本 BSL（1987 年版）和欧洲规范 EC-8。对不规则结构的条文规定有以下三种方式：

（1）规定了规则结构的准则，不规定不规则结构的相应设计规定，如《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3。

（2）对结构的不规则性做出限制，如日本 BSL。

（3）对规则与不规则结构做出定量的划分，并规定了相应的设计计算要求，如美国 UBC 及欧洲规范 EC-8。

本规范基本上采用了第（3）种方式，但对容易避免或危害性较小的不规则问题未做规定。

对于结构扭转不规则，按刚性楼盖计算，当最大层间位移与其平均值的比值为 1.2 时，相当于一端为 1.0，另一端为 1.45；当比值为 1.5 时，相当于一端为 1.0，另一端为 3。美国 FEMA 的 NEHRP 规定，取 1.4。

对于较大错层，如超过梁高的错层，需按楼板开洞对待；当

错层面积大于该层总面积 30% 时, 则属于楼板局部不连续。楼板典型宽度按楼板外形的基本宽度计算。

上层缩进尺寸超过相邻下层对应尺寸的 $1/4$, 属于用尺寸衡量的刚度不规则的范畴。侧向刚度可取地震作用下的层剪力与层间位移之比值计算, 刚度突变上限 (如框支层) 在有关章节规定。

除了表 3.4.2 所列的不规则, UBC 的规定中, 对平面不规则尚有抗侧力构件上下错位、与主轴斜交或不对称布置, 对竖向不规则尚有相邻楼层质量比大于 150% 或竖向抗侧力构件在平面内收进的尺寸大于构件的长度 (如棋盘式布置) 等。

本规范 3.4.2 条 (1) 款的规定, 主要针对钢筋混凝土和钢结构的多层和高层建筑所做的不规则性的限制, 对砌体结构多层房屋和单层工业厂房的不规则性应符合本规范有关章节的专门规定。

此外尚需强调如下几点:

(1) 明确规定表 3.4.2 所列的不规则类型是主要的而不是全部不规则, 所列的指标是概念设计的参考性数值而不是严格的数值, 使用时需要综合判断。明确规定按不规则类型的数量和程度, 采取不同的抗震措施。

不规则的程度和设计的上限控制, 可根据设防烈度的高低适当调整。对于特别不规则的建筑物要求专门研究和论证。

(2) 对于扭转不规则计算, 需注意以下几点:

1) 按国外的有关规定, 楼盖周边两端位移不超过平均位移 2 倍的情况称为刚性楼盖, 超过 2 倍则属于柔性楼盖。因此, 这种“刚性楼盖”, 并不是刚度无限大。计算扭转位移比时, 楼盖刚度可按实际情况确定而限于刚度无限大假定。

2) 扭转位移比计算时, 楼层的位移不采用各振型位移的 CQC 组合计算, 按国外的规定明确改为取“给定水平力”计算, 可避免有时 CQC 计算的最大位移出现在楼盖边缘的中部而不在角部, 而且对无限刚楼盖、分块无限刚楼盖和弹性楼盖均可采用

相同的计算方法处理；该水平力一般采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力，并考虑偶然偏心；结构楼层位移和层间位移控制值验算时，仍采用 CQC 的效应组合。

3) 偶然偏心大小的取值，除采用该方向最大尺寸的 5% 外，也可考虑具体的平面形状和抗侧力构件的布置调整。

4) 扭转不规则的判断，还可依据楼层质量中心和刚度中心的距离用偏心率的大小作为参考方法。

(3) 对于侧向刚度的不规则，建议根据结构特点采用合适的方法，包括楼层标高处产生单位位移所需要的水平力、结构层间位移角的变化等进行综合分析。

(4) 为避免水平转换构件在大震下失效，不连续的竖向构件传递到转换构件的小震地震内力应加大，借鉴美国 UBC 规定取 2.5 倍（分项系数为 1.0），对增大系数做了调整。

3.4.3 规则与不规则的区分，在第 3.4.2 条规定了一些定量的参考界限，但实际上引起建筑不规则的因素还有很多，特别是复杂的建筑体型，很难用简化的定量指标来划分不规则程度并规定限制范围，但是，有经验的、有抗震知识素养的建筑设计人员，应该对所设计的建筑的抗震性能有所估计，要区分不规则、特别不规则和严重不规则等不规则程度，避免采用抗震性能差的严重不规则的设计方案。

四种规则和不规则程度的主要划分方法如下：

规则，不超过表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中的不规则指标；

不规则，指的是超过表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中一项及以上的不规则指标；

特别不规则，指具有较明显的抗震薄弱部位，可能引起不良后果者，其参考界限可参见《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》，通常有三类：其一，同时具有本规范表 3.4.2 所列六个主要不规则类型的三个或三个以上；其二，具有表 1 所列的一项不规则；其三，具有本规范表 3.4.2 所列两个方面的基本不规则且其中有一项接近表 1 的不规则指标。

表 1 特别不规则的项目举例

序号	不规则类型	简 要 含 义
1	扭转偏大	裙房以上有较多楼层考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.4
2	扭转刚度弱	扭转周期比大于 0.9，混合结构扭转周期比大于 0.85
3	层刚度偏小	本层侧向刚度小于相邻上层的 50%
4	高位转换	框支墙体的转换构件位置：7 度超过 5 层，8 度超过 3 层
5	厚板转换	7~9 度设防的厚板转换结构
6	塔楼偏置	单塔或多塔合质心与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长 20%
7	复杂连接	各部分层数、刚度、布置不同的错层或连体两端塔楼显著不规则的结构
8	多重复杂	同时具有转换层、加强层、错层、连体和多塔类型中的 2 种以上

对于特别不规则的建筑方案，只要不属于严重不规则，结构设计应采取比本规范第 6.1.4 条等的要求更加有效的措施。

3.5 非结构构件

3.5.1 非结构构件包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备的支架等。建筑非结构构件在地震中的破坏允许大于结构构件，其抗震设防目标可适当降低。非结构构件的地震破坏经常造成附加灾害，因此，本条强调非结构构件不仅本身要有足够的强度，而且要有可靠的连接。

3.5.2 建筑非结构构件一般指下列三类：①附属结构构件，如：女儿墙、高低跨封墙、雨篷等；②装饰物，如：贴面、顶棚、悬吊重物等；③围护墙和隔墙。处理好非结构构件和主体结构的关系，可防止附加灾害，减少损失。

3.5.3 本条所列的非结构构件主要指在人流出入口、通道及重要设备附近的附属结构构件，其破坏往往伤人或砸坏设备，因此要求加强与主体结构的可靠锚固，在其他位置可以放宽要求。必

须强调的是，作为疏散通道的楼梯间应做“抗震安全岛”进行设计，以提高对生命的保护。

3.5.4 本条强调围护墙、隔墙等非结构构件是否合理设置对主体结构的影响，以加强围护墙、隔墙等建筑非结构构件的抗震安全性，提高对生命的保护。

3.5.5 设置不合理的围护墙会给建筑带来严重震害。在设计时要明确受力关系，考虑它的影响，连接上要与设计一致。

3.5.6 本条提出了对附属机械、电气设备系统支座和连接等需符合地震时对使用功能的要求。这里的使用要求，一般指设防地震。

3.6 结构材料与施工

3.6.1、3.6.2 我国现行的各类结构设计和施工规范对施工质量都有明确规定，在使用本规范时必须确保满足这些规定。此外，如果有抗震的特殊要求，必须在设计文档中加以注明。

3.6.3 在选定替代材料和施工方法时，应对其强度、持久性和抗震性能进行专门检验和评价，并经主管部门审定，以保证材料和施工方法的改变不会降低抗震设计的预期标准。

3.7 隔震与消能减震设计

3.7.1 建筑结构的振动控制是主动防御地震灾害的应对策略，在经济许可的条件下应尽可能采用隔震与消能减震等有效减轻地震灾害的技术。特别对使用功能有较高的Ⅳ、Ⅲ类建筑或有专门要求的建筑，隔震与消能减震等振动控制技术应作为提高抗震性态水平的首选方案之一。

3.7.2 本条对建筑结构隔震设计和消能减震设计的设防目标提出了原则要求。采用隔震和消能减震设计方案，具有可能满足提高抗震性态要求的优势，故推荐其按较高的设防目标进行设计。

按本规范第11章的规定进行隔震设计，还不能做到在设防烈度下上部结构不受损坏或主体结构处于弹性工作阶段的要求，

但与非隔震或非消能减震建筑相比，设防目标会有所提高，至少应该达到：当遭受多遇地震影响时，上部结构不受损坏或主体结构处于弹性工作阶段；当遭受设防地震影响时，不需修理仍可继续使用；当遭受罕遇地震影响时，建筑基本功能可继续保持，建筑结构基本完好，一些次要的构件可能轻微破坏。

3.8 强震观测系统

3.8.1 本节提出了在建筑物设置强震观测系统的要求，其目的在于一方面能有利于震后判定建筑的安全性和为修复提供重要技术资料，另一方面可以促进我国强震观测事业的发展和加速我国强震记录第一手资料的积累，以利于我国抗震设计和地震工程学科的发展。

4 场地类别与设计地震动

4.1 场地分类

4.1.1 本条指出了评定场地类别的方法。

参考 GB 50011—2010 的做法，本规范给出了一种双参数场地评定方法，综合考虑了土层软硬（以等效剪切波速为代表）和覆盖层厚度的双因素场地划分定量指标。

4.1.2 考虑到 $f_{ak} < 200$ 的黏性土和粉土的实测波速可能大于 250m/s，GB 50011—2010 将 GB 50011—2001 规范的中硬土与中软土地基承载力的分界改为 $f_{ak} > 150$ 。考虑到软弱土的指标 140m/s 与国际标准相比略偏低，将其改为 150m/s。场地类别的分界也改为 150m/s。

考虑到波速为 500～800m/s 的场地还不是很坚硬，GB 50011—2010 将硬质岩石场地明确为 I_0 类场地。因此，土的类型划分也相应区分。硬质岩石的波速，我国核电站抗震设计为 700m/s，美国抗震设计规范为 760m/s，欧洲抗震规范为 800m/s，从偏于安全方面考虑，调整为 800m/s。

4.1.3 本条规定了场地覆盖层厚度的确定方法。

需特别强调的是，执行中必须注意本条第 1 款其下部所有土层的剪切波速均大于 500m/s，以及第 2 款其下部所有土层的剪切波速均大于 400m/s 的要求。

4.1.4 本条给出了场地等效剪切波速的计算公式，用剪切波通过土层时间相同的概念求得的等效剪切波速值，使土层平均波速的物理意义更为明确和合理。场地分类的计算深度取覆盖层厚度和 20m 两者中的较小值，是根据目前工程勘察的现状和经济条件确定的。

4.1.5 场地分类采用了梯形分类法。梯形分类法如表 4.1.5 和

图 4.1.5 所示。图和表给出的方法是完全一致、等效的。其主要特点是：提出用梯形分类法代替传统的矩形分类法，将原来传统的场地分类竖直边界线改为斜线，使得场地分类的边界划分更趋合理，避免了在场地分类边界线两侧特征周期跳跃变化大的不合理现象。表中列出的简单公式是图中分界线的解析表示式；它和现行规范 GB 50011 — 2010 中的场地分类方法基本相当。这种改变总体上保持了原来场地分类的特点和结果，但消除了原来方法对同一类场地中，场地参数差别很大时，仍采用同一个特征周期，以及场地参数十分接近的位于场地分类边界两侧的场地类别和特征周期会急剧变化的弊病。图 1 给出了按照 GB 50011 — 2010 规范与本规范场地分类边界的对比情况。

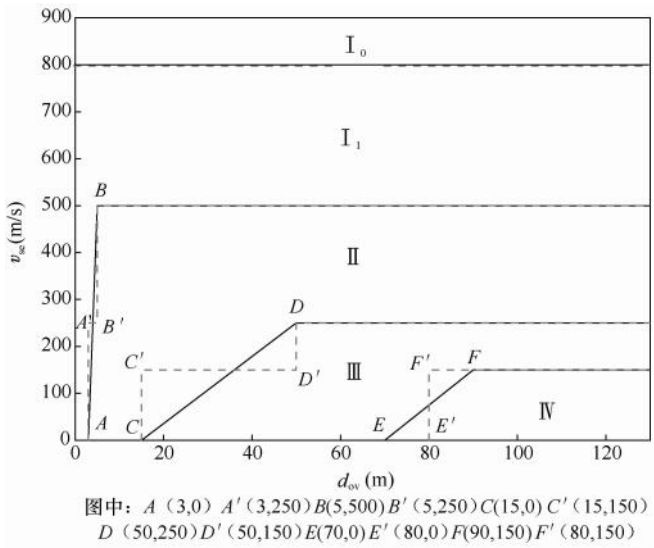


图 1 场地分类边界（实线为本规范场地边界，
虚线所示为 GB 50011 — 2010 场地边界）

4.1.6 本条强调，对于特殊的场地和存在潜在危险的场地，应区别对待并重点考虑加强评估和应对措施。

4.1.7 这里所说的避让距离是断层面在地面上的投影或到断层

破裂线的距离，不是指到断裂带的距离。

综合考虑历次大地震的断裂震害，离心机试验结果和我国地震区、特别是山区民居建造的实际情况，规定当确实需要在避让范围内建造房屋时，仅限于建造分散的、不超过三层的使用功能为Ⅰ、Ⅱ类的建筑，同时应按提高一度采取抗震措施，并提高基础和上部结构的整体性，且不得跨越断层。严格禁止在避让范围内建造使用功能为Ⅲ、Ⅳ类的建筑。对于山区中可能发生滑坡的地带，属于特别危险的地段，严禁建造民居。

4.1.8 本条考虑局部突出地形对地震动参数的放大作用，主要依据宏观震害调查的结果和对不同地形条件和岩土构成的形体所进行的二维地震反应分析结果。所谓局部突出地形，主要是指山包、山梁和悬崖、陡坎等，情况比较复杂，对各种可能出现情况的地震动参数的放大作用都做出具体的规定是很困难的。从宏观震害经验和地震反应分析结果所反映的总趋势，大致可以归纳为几点：①高突地形距离基准面的高度愈大，高处的反应愈强烈；②离陡坎和边坡顶部边缘的距离愈大，反应相对减小；③从岩土构成方面看，在同样地形条件下，土质结构的反应比岩质结构大；④高突地形顶面愈开阔，远离边缘的中心部位的反应明显减小；⑤边坡愈陡，其顶部的放大效应相应增大。

基于以上变化趋势，以突出地形的高差 H 、坡降角度的正切 H/L 以及场址距突出地形边缘的相对距离 L_1/H 为参数，归纳出各种地形的地震力放大作用如下：

$$\lambda = 1 + \xi \alpha \quad (1)$$

式中： λ ——局部突出地形顶部的地震影响系数的放大系数；

α ——局部突出地形地震动参数的增大幅度，按表 2 采用；

ξ ——附加调整系数，与建筑场地离突出台地边缘的距离 L_1 与相对高差 H 的比值有关。当 $L_1/H < 2.5$ 时， ξ 可取为 1.0；当 $2.5 \leq L_1/H < 5$ 时， ξ 可取为 0.6；当 $L_1/H > 5$ 时， ξ 可取为 0.3。 L 、 L_1 均应按距离场地的最近点考虑。

表 2 局部突出地形地震影响系数的增大幅度

突出地形的高度 H (m)	非岩质地层	$H < 5$	$5 \leq H < 15$	$15 \leq H < 25$	$H \geq 25$
	岩质地层	$H < 20$	$20 \leq H < 40$	$40 \leq H < 60$	$H \geq 60$
局部突出台 地边缘的侧 向平均坡降 (H/L)	$H/L < 0.3$	0	0.1	0.2	0.3
	$0.3 \leq H/L < 0.6$	0.1	0.2	0.3	0.4
	$0.6 \leq H/L < 1.0$	0.2	0.3	0.4	0.5
	$H/L \geq 1.0$	0.3	0.4	0.5	0.6

条文中规定的最大增大幅度 0.6 是根据分析结果和综合判断给出的。本条的规定对各种地形，包括山包、山梁、悬崖、陡坡都可以应用。

4.1.9 场地工程勘察内容应根据实际的土层情况确定：有些地段，既不属于有利地段也不属于不利地段，而属于一般地段；不存在饱和砂土和饱和粉土时，不判别液化，若判别结果为不考虑液化，也不属于不利地段；无法避开的不利地段，要在详细查明地质、地貌、地形条件的基础上，提供岩土稳定性评价报告和相应的抗震措施。

场地地段的划分，是在选择建筑场地的勘察阶段进行的，要根据地震活动情况和工程地质资料进行综合评价。对软弱土、液化土等不利地段，要按规范的相关规定提出相应的措施。

场地类别划分，不要误为“场地土类别”划分，要依据场地覆盖层厚度和场地土层软硬程度这两个因素。其中，土层软硬程度一律采用“土层的等效剪切波速”值予以反映。

4.2 建筑场地地震影响系数

4.2.1 地震影响系数曲线又称抗震设计谱，是以地震动加速度反应谱统计特性为基础，经平滑化处理并考虑经验条件确定的。

为了进一步认识地震动的普遍规律和基本特征，谢礼立院士及其领导的课题组对大量地震记录的加速度反应谱进行了双规范化处理，按照场地条件、震级和震中距等反应谱影响因素分类进

行统计分析，得出结论：双规准加速度反应谱在短、中周期频段均具有良好的统一性，5%阻尼比的统一设计谱的平台段高度取 2.5 为宜，下降段衰减指数取 0.9 为宜。

《中国地震动参数区划图》GB 18306 — 2015 第 8 章规定，场地地震动参数调整由只调整反应谱特征周期的单参数调整过渡到同时调整峰值加速度（或地震影响系数）和反应谱特征周期的双参数调整，在一定程度上提高了部分地区的设防参数。这种双参数调整主要是基于以下因素：近年来国际和国内相关的研究进展，以及大量的强震动记录的统计分析与研究结果，为场地分类方案以及场地特征对地震动幅值与频谱特征影响的调整方案提供了依据；双参数调整是国际上一些主要国家和地区建筑抗震设计规范发展的趋势，部分国家和地区已经采用。

《中国地震动参数区划图》GB 18306 — 2015 第 9 章规定 5% 阻尼比反应谱放大系数最大值取 2.5 为强制性要求。反应谱放大系数最大值取 2.5 是根据大量强震记录统计、地震安全性评价工作实践得出的结果，是最低要求，符合我国的地震环境特点，而且整体提高了我国的抗震设防要求。综合考虑以上规定和调查、研究结果，本规范地震影响系数的高度调整为 $1.125\eta\alpha_{\max}$ ，相应于设计谱平台段高度取值为 2.5，平台段及其下降段大部分的取值均提高为国标的 1.125 倍；下降段衰减指数取 0.9。

由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于长周期结构，由此计算所得到的水平地震作用下的结构效应可能偏小，而对于长周期结构，地震作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但规范所采用的反应谱法对此无法做出估计，出于安全考虑，增加了对各楼层水平地震最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，结构水平地震作用效应，对于基本周期大于 2.0s 的结构，剪力系数取 $0.225\alpha_{\max}$ 。

在我国的地震动参数区划图里，针对 II 类场地给出了反应谱特征周期 T_g 按地震环境影响的分区图。所谓地震环境，是指建筑所在地区及周围可能发生地震的震源机制、震级大小、地震发

生的年超越概率、建筑所在地区与震源距离的远近和传播介质以及建筑物所在地区的场地条件等。国标 GB 50011 — 2010 在这种分区的基础上略做调整后称为设计地震分组。本规范与国标 GB 50011 — 2010 的设计地震分组一致。我省主要地区特征周期的分组情况见附录 A。

4.2.2 影响地震影响系数曲线的因素很多。容许对地震影响系数曲线的某些参数做适当的调整，包括：

1 多次地震灾害的经验和地震震动观测的结果表明，软弱夹层的存在，对造成震害的场地地震震动特性有明显的影响。由于软弱土层的影响很复杂，它不仅与软弱土层本身的特性有关，而且与场地土层的构成、地震本身的特性以及地震波传播途径、介质等因素有关。因此，目前在各国规范中对软弱夹层影响的考虑尚无具体的规定。软弱夹层的存在不仅可以改变地震震动（加速度、速度、位移）幅值的大小，而且对反应谱的形状及峰值、周期等地面运动参数有明显的影响。其中对地震动幅值的影响尤为复杂，但是反应谱峰点周期向长周期移动的趋势则比较明显，可以通过土层模型的地震反应分析初步掌握其规律。例如，根据大量土层模型的地震反应分析结果，当覆盖层厚度不超过 30m 且软夹层的剪切波速小于 150m/s 时，可将表 4.2.1-3 规定的特征周期乘以周期影响系数 φ ：

$$\varphi = 1 + \frac{\lambda}{4H}(\lambda d_s + h_s) \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{v_{sc}}{v_s} \quad (3)$$

式中 φ ——周期影响系数；

v_{sc} ——场地土层影响厚度范围内的等效剪切波速 (m/s)；

v'_s ——软弱夹层土的剪切波速 (m/s)；

λ ——波速比，一般考虑 $\lambda \geq 1.5$ ；

H ——场地土层影响厚度，取地面下 30m，但不应超过场地覆盖层的厚度 (m)；

d_s ——软弱夹层土的厚度 (m);

h_s ——软弱夹层顶面距地表面的距离 (m)。

2 众所周知, 阻尼比减小, 场地设计谱值增加; 阻尼比增大, 场地设计谱值减小。资料分析表明, 增加或减小的幅度随周期不同而不同, 而且与特征周期有关。4.2.2 给出了阻尼比为 0.02~0.30 范围内的地震影响系数调整方法。

4.2.3 目前, 我国抗震设防一般情况下采用地震动参数区划图提供的地震动参数和相应的设防烈度; 在一定条件下, 也可采用抗震设防区划或地震安全性评价提供的设防烈度和地震动参数。我国的地震动参数区划图给出的是相当于 50 年超越概率为 10% 的以 II 类场地为标准场地的地震动峰值加速度 A_{10} 分区图和按地震环境的反应谱特征周期 T_g 分区图。为了满足抗震设计的需要, 本规范给出了基于《中国地震动参数区划图》GB 18306 — 2015 的山东省地震动峰值加速度 A_{10} 、 $A_{2\sim3}$ 的取值。

4.3 地震加速度时程

4.3.1 本条给出了采用时程分析法时选取记录的类型及数量要求。

4.3.2 本节给出了选择设计地震加速度时程的方法。我国现行抗震设计规范, 一般规定采用时程分析法时, 应按建筑场地和设计地震分组选用不少于两组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线。目前国内普遍的做法是, 无论在设计或研究中均把 1940 年的 El Centro (NS) 记录、1952 年的 Taft 记录、我国的迁安记录或天津骨科医院的记录作为首选记录。但是研究表明, 选择这些地震记录的根据是不足的, 这些记录并不一定就是抗震验算所需要的最不利地震动。对于工程结构, 特别是大型复杂结构的抗震研究和设计来说, 其最重要的任务之一是科学合理地选择设计地震动。为了在现行规范规定的前提下选择这样的设计地震动, 谢礼立院士等在总结了国内外大量强震记录资料和相关研究的基础上, 首先提出了最不利设计地震动的概念。所谓最

不利设计地震动，是指对于给定的结构和场地条件，最不利设计地震动能使结构的非弹性地震反应处于最不利的状况，即处在最高危险状态下的地震动记录。结构的破坏标准为位移延性和塑性累积损伤的双重破坏准则。

本规范在附录 B 中列出了可供参考使用的最不利设计地震动。需要说明的是，表中所列的国内最不利设计地震动只是对国内现有的记录而言，与国外强震记录相比还远不是最不利的。

4.3.3 本条给出了选取人工模拟地震动所依据的原则和方法。

4.3.4 本条给出了采用多维模型计算地震作用时地震动的幅值要求以及分量选取要求。

5 地基基础

5.1 一般规定

5.1.1 本条列出了国内现行的与地基基础勘察和设计及地基处理（主要是在静荷载作用下）有关的专业规范。在竖向荷载和除地震作用外的侧向荷载作用下，地基基础的勘察和设计及地基处理应满足这些规范的要求。

5.1.2 在地基基础抗震设计中，应充分考虑地基基础震害与地基土层类别及分布有密切关系，而并非简单地与地震动水平成正比。本条根据地基基础震害的现场调查结果及现有的研究成果，指出了属于不利抗震的地基种类、相应的土层条件，以及在勘察和设计中应做的工作。但应指出，不利抗震的地基并不一定不能满足抗震设计要求的地基。在设计时只对不能满足抗震设计要求的抗震不利地基才采取措施。

5.1.3 本条要求地基土的竖向承载力和土与基础侧向界面的水平承载力足以承受包括地震作用在内的荷载组合作用。在包括地震作用在内的荷载组合作用下，确定土的承载力时应考虑地震作用的暂短性和土的速率效应。

5.2 天然地基和基础

5.2.1 根据天然地基浅基础震害的现场调查结果，在遭受破坏的建筑中，因地基失效导致的破坏较上部结构惯性力的破坏为少，大量的一般天然地基都具有较好的抗震性能。因此规定了不需进行地基承载力抗震验算的天然地基基础建筑物的范围。

5.2.2 规定了天然地基土的抗震承载力的确定方法。表 5.2.2 给出的土的抗震承载力调整系数是考虑在短暂的地震作用下结构可靠度容许有一定程度降低和土的速率效应，根据现有的研究成

果和工程经验给出的,是对 5.1.3 条款的补充。

5.2.3 规定了天然地基地震承载力验算应满足的要求。式 (5.2.3-1) 中的 p 和式 (5.2.3-2) 中的 $p_{\max}$ 分别是在包括地震作用在内的荷载组合作用下基础底面上的平均压应力和基础边缘的最大压应力,由上部结构抗震计算确定。因此,在确定 p 及 $p_{\max}$ 时考虑了性态设计要求。

5.3 液化和软弱土层地基

5.3.1 本条是有关液化判别和处理的强制性条文,较全面规定了减少地基液化危害的对策。液化判别的范围是除设计基本地震加速度 $A \leq 0.05g$ 外存在饱和砂土和饱和粉土的土层。这些土层一旦判为液化土,应确定地基的液化等级,按液化等级和建筑抗震设计类别采取合适的抗液化措施。由于抗液化的工程措施应按建筑抗震设计类别采取,故考虑了性态设计的要求。

5.3.2、5.3.3 规定了不会发生液化和可不考虑液化对天然地基浅基础产生影响的情况。

5.3.4 规定了砂土层和粉土层的液化判别方法。该方法与《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的方法基本一致。临界液化贯入锤击数基准值按地震特征周期分区和设计基本地震加速度来确定,如表 5.3.4 所示。

5.3.5 规定了当建筑抗震设计类别为 C、D 类时,还宜采用 Seed 简化法判别液化。如果两种方法判别结果有一个判为液化,则认为液化。

5.3.6 给出了地基土层液化指数的计算方法。该法与《建筑抗震设计规范》GB 50011 — 2010 相同。当采用 Seed 简化法判别液化时,式 (5.3.6) 中的 $N_{cr,i}$ 可参考附录 C.0.3 确定。

5.3.7 给出了以地基土层液化指数为定量指标的地基土层液化等级划分标准,以及按地基土层液化等级和建筑抗震设计类别应采取的避免或减轻液化危害的工程措施的原则和要求。由于所采取的工程措施与建筑抗震设计类别有关,故考虑了性态设计要求。

5.3.8 对斜坡和倾斜的地面下土层液化情况所应采取的工程措施做了规定。

5.3.9、5.3.10 对地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层情况所应采用的工程措施做了规定。

5.4 桩 基 础

5.4.1 规定了可不进行桩基抗震验算的范围。

5.4.2 规定了桩基的抗震验算只考虑上部结构惯性作用引起的桩的弯矩和剪力。上部结构的惯性作用由上部结构抗震计算确定，故考虑了性能化设计要求。

5.4.3 规定了一般桩基抗震承载力的确定方法。

5.4.4 规定了当桩周围存在液化土层时桩基承载力验算的两种情况。第一种情况相应于地震时地震动达到最大而地震作用引起的饱和砂土的孔隙水压力尚未达到最大。第二种情况相当于地震动接近结束但地震作用引起的饱和砂土的孔隙水压力达到最大。表 5.4.4 中的折减系数与《建筑抗震设计规范》GB 50011 相同。

5.4.5 对斜坡或倾斜地面下土层的液化情况，规定了在桩基的抗震计算中应考虑土体顺坡位移引起的侧向推力作用。

5.4.6 对液化土中桩的配筋做了规定。

5.4.7 对桩承台周围的回填土及密度提出了要求。

5.5 抗震治理措施

5.5.1 给出了几种提高地基抗震能力的措施，并对每种措施的适用性做了评述。

5.5.2 规定了地基土体处理在平面上的几何范围。

5.5.3 对提高液化土抗震能力的工程措施提出了要求。

5.5.4 给出了为减轻液化影响可采取的基础和上部结构的构造措施，并提出了要求。

5.5.5 对不均匀地基采取的工程措施做了规定，本条款是对 5.1.2 条中第二种抗震不利地基条款的补充。

6 地震作用和结构抗震验算

6.1 一般规定

6.1.1 可接受的抗震结构分析和设计方法应包括：

(1) 抗震分析的计算模型必须尽可能符合地震作用下结构的实际受力变形状态，这是基本条件。

(2) 结构分析设计的目的是确保结构遭遇地震作用时能具有足够的承载力、刚度和良好的耗能能力，从而保证达到预期的抗震性能目标。

(3) 任何结构均至少具有两个方向的抗侧力构件，从偏安全考虑某一方向水平地震作用仅由该方向抗侧力构件承担，因此规定至少应在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，如该方向抗侧力构件带有翼缘、翼墙等，尚应包括翼缘、翼墙的抗侧力作用。

相对建筑而言实际地震动传播方向是任意的，为此要求对相对建筑结构主轴有斜交抗侧力构件的结构，应考虑对各构件的最不利方向的水平地震作用，一般即与该构件平行的方向。明确交角大于 15° 时，应考虑斜向地震作用，按第 6.3 节式 (6.3.8-5) 进行计算。

(4) 如果连接件先于被连接件破坏，连接件将失去连接各部分成整体的作用，因此确保连接件具有足够的承载力是非常重要的。

(5) 计算分析和地震经验证明，结构受力的传递途径越直接，结构所遭受的地震作用就能越快传递到基础并经基础耗散掉，因此抗震性能也就越好。为此，结构设计应该尽可能提供直接的传力途径。

(6) 本款规定了建筑结构抗震验算的原则。

鉴于目前的弹塑性参数、分析软件对构件裂缝的闭合状态和残余变形、结构自身阻尼系数、施工图中构件实际截面、配筋与计算书取值的差异等等，弹塑性分析的可靠程度需谨慎判断，可从下列几方面进行综合分析：

- 1) 结构弹塑性模型一般应该比反应谱计算时的分析模型有所简化，但在弹性阶段的主要计算结果应与多遇地震分析模型的计算结果基本相同，两种模型的嵌固端、主要振动周期、振型和总地震作用应一致。弹塑性阶段，结构构件和整个结构实际具有的抵抗地震作用的承载力是客观存在的，在计算模型合理时，不因计算方法、输入具有相同频谱特性的不同地震动记录而有明显改变。若计算得到的承载力明显异常，则计算方法或参数存在问题，需仔细复核、排除。
- 2) 整个结构客观存在的、实际具有的最大受剪承载力（底部总剪力）应控制在合理的、经济上可接受的范围，不需要接近更不可能超过按同样阻尼比的理想弹性假定计算的大震剪力，如果弹塑性计算的结果超过，则该计算的承载力数据需认真检查、复核，判断其合理性。
- 3) 进入弹塑性变形阶段的薄弱部位会出现一定程度的塑性变形集中，该楼层的层间位移（以弯曲变形为主的结构宜扣除整体弯曲变形）应大于按同样阻尼比的理想弹性假定计算的该部位大震的层间位移；如果明显小于此值，则该位移数据需认真检查、复核，判断其合理性。
- 4) 薄弱部位可借助于上下相邻楼层或主要竖向构件的屈服强度系数（其计算方法参见本规范第 6.5.5 条的说明）的比较予以复核，不同的方法、不同的地震动记录，尽管彼此计算的承载力、位移、进入塑性变形的程度差别较大，但发现的薄弱部位一般相同。
- 5) 影响弹塑性位移计算结果的因素很多，现阶段，其计算值的离散性，与承载力计算的离散性相比较。建议按

下列方法确定其层间位移参考数值：用同一软件、同一地震动记录进行弹性和弹塑性计算，得到同一地震动记录、同一部位弹塑性位移（层间位移）与小震弹性位移（层间位移）的比值，然后将此比值取平均或包络值，再乘以反应谱法计算的该部位小震位移（层间位移），从而得到大震下该部位的弹塑性位移（层间位移）的参考值。

(7) 规范的地震水准是按 50 年设计基准期确定的。对于设计使用年限不同于 50 年的结构，其地震作用需要做适当调整，取值经专门研究提出并按规定的权限批准后确定。当缺乏当地的相关资料时，可参考《建筑工程抗震性态设计通则（试用）》CECS 160：2004 的附录 A，其调整系数的范围大体是：设计使用年限 70 年，取 1.15~1.2；100 年，取 1.3~1.4。

对近场的地震动参数，规定了相应的增大系数。

(8) 明显不对称、不均匀的结构是“不规则结构”的一种，需考虑扭转的影响。对于扭转计算，应同时“考虑双向水平地震作用下的扭转影响”。其他结构可按本节 6.1.4 条的规定调整地震作用效应。

(9) 所谓平面投影尺度很大的空间结构，指跨度大于 120m，或长度大于 300m，或悬臂大于 40m 的结构。其他相关规定的含义如下：

1) 关于结构形式和支承条件

对周边支承空间结构，如：网架，单、双层网壳，索穹顶，弦支穹顶屋盖和下部圈梁-框架结构，当下部支承结构为一个整体，且与上部空间结构侧向刚度比大于等于 2 时，可采用三向（水平两向加竖向）单点一致输入计算地震作用；当下部支承结构由结构缝分开，且每个独立的支承结构单元与上部空间结构侧向刚度比小于 2 时，应采用三向多点输入计算地震作用。

对两线边支承空间结构，如：拱、拱式桁架，门式刚架、门式桁架，圆柱面网壳等结构，当支承于独立基础时，应采用三向多点输入计算地震作用。

对长悬臂空间结构，应视其支承结构特点，采用多向单点一致输入或多向多点输入计算地震作用。

2) 关于单点一致输入、多向单点输入、多点输入和多向多点输入

单点一致输入，即仅对基础底部输入一致的加速度反应谱或加速度时程进行结构计算。

多向单点输入，即沿空间结构基础底部，三向同时输入，其地震动参数（加速度峰值或反应谱最大值）比例取：水平主向：水平次向：竖向=1.00：0.85：0.65。

多点输入，即考虑地震行波效应和局部场地效应，对各独立基础或支承结构输入不同设计反应谱的加速度时程进行计算，估计可能造成的地震效应。

多向多点输入，即同时考虑多向和多点输入进行计算。

3) 关于行波效应

地震波从一个支承点传播到另一个支承点需要时间，当两支承间距离较大时将使不同点支承结构或支座处的加速度峰值、相位不同，即为行波效应。由于地震动是一种随机过程，多点输入时，应考虑最不利的组合情况。视波速与场地剪切波速之间存在如下关系：视波速 $v' = v_s / \sin \alpha$ ，其中 v_s 是剪切波速，其取值与土层类别有关，从 $<150\text{m/s}$ 到 $>800\text{m/s}$ ， α 为地震波到地基所在地面的入射角，它取决于潜在震源深度和震中距。以震源深度 20km 、震中距 100km 的情况为例，如果土层属中软土，其剪切波速在 $150 \sim 250\text{m/s}$ 之间，根据视波速与剪切波速之间的关系，可知视波速在 $764 \sim 1275\text{m/s}$ 之间，如果支承间距为 d ，则除以视波速就可以估算支承间地震动的时差 $\Delta t = d/v'$ ，从而解决考虑行波效应的多点输入问题。

4) 关于局部场地效应

所谓局部场地效应，是指不同支承点下卧土层地质条件相差较大，因此地震引起的波动有明显的差异。当存在这种情况时，可采用一维或二维模型计算求得基础底部土层地震反应谱的加速

度时程，或按土层等效剪切波速对基岩地震反应谱的加速度时程进行修正后，作为多点输入地震反应谱的加速度时程。

(10) 关于大跨度和长悬臂结构，根据我国大陆和台湾地震的经验，8度时跨度大于24m的屋架、2m以上的悬挑阳台和走廊等震害严重，需要计入竖向地震作用的影响。

6.1.2 明确指出抗震设计类别为A类的建筑，只需满足本规范第6.1.6条1款的抗震构造措施，可不进行抗震验算。同时，指明了其他抗震设计类别的结构地震作用分析的方法。

结构的地震作用和变形分析，按其严密性和预期精度的增加次序排列如下：

- ① 底部剪力法（第6.2节）；
- ② 振型分解反应谱法（第6.3节）；
- ③ 时程分析法（弹性）；
- ④ 静力弹塑性分析法（推覆分析，即 push-over 分析）；
- ⑤ 弹塑性时程分析法。

因6度、7度（0.10g）地区抗震设计类别B、C类对应的地震作用不大，高度不大于40m的非特别不规则结构所产生的扭转效应等的影响并不显著，因此仍指出可以应用底部剪力法进行抗震设计类别为B和C类的不规则结构的地震作用分析。其他情况则规定应采用振型分解反应谱法或时程分析法或静力弹塑性或弹塑性时程分析等更精确的方法。

进行时程分析时，鉴于不同地震动记录输入进行时程分析的结果不同，本条规定一般可以根据小样本容量下的计算结果来估计地震作用效应值。通过大量地震加速度记录输入不同结构类型进行时程分析结果的统计分析，若选用不少于2组实际记录和1组人工模拟的加速度时程曲线作为输入，计算的平均地震效应值不小于大样本容量平均值的保证率在85%以上，而且一般也不会偏大很多。当选用数量较多的地震动记录，如5组实际记录和2组人工模拟时程曲线，则保证率更高。所谓“在统计意义上相符”指的是，多组地震动记录时程的平均地震影响系数曲线与振

型分解反应谱法所用的地震影响系数曲线相比，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于 20%。计算结果在结构主方向的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的 80%，每条地震动记录输入的计算结果不会小于 65%。从工程角度考虑，这样可以保证时程分析结果满足最低安全要求。但计算结果也不能太大，每条地震动记录输入计算不大于 135%，平均不大于 120%。当地震记录组数没有达到或超过 7 组时，仍都按 3 组情况考虑，是偏于安全的。

正确选择输入的地震加速度时程曲线，要满足地震动三要素的要求，即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。

频谱特性可用地震影响系数曲线表征，依据所处的场地类别和设计地震分组确定。

加速度的有效峰值按附表 A 中所列设防地震对应的地震加速度最大值采用。计算输入的加速度曲线的峰值，必要时可比上述有效峰值适当加大。当结构采用三维空间模型等需要双向（二个水平向）或三向（二个水平和一个竖向）地震动记录输入时，其加速度最大值通常按 1（水平 1）：0.85（水平 2）：0.65（竖向）的比例调整。人工模拟的加速度时程曲线，也应按上述要求生成。

输入的地震加速度时程曲线的有效持续时间，一般从首次达到该时程曲线最大峰值的 10% 那一点算起，到最后一点达到最大峰值的 10% 为止；不论是实际强震记录还是人工模拟地震动记录，有效持续时间一般为结构基本周期的 5~10 倍，即结构顶点的位移可按基本周期往复 5~10 次。

6.1.3 为便于抗震分析和制定设计规定，将建筑结构按材料划分为不同类别的结构体系。

（1）在选择结构体系时，要慎重考虑结构体系的连续性、韧性（包括减至最小的脆性状态）和赘余度的相互关系。

在抗震设防地震作用下，对于大多数使用功能 II 类（状态要求为基本运行）的结构，其内力和变形实质上将超过结构构件开

始屈服和屈曲之点，并表现为非弹性状态。但是地震经验表明，只要选择合适的结构体系，并按适当的延性、规则性和连续性对结构进行细部设计，则有可能按折减的地震作用对结构完成弹性设计，仍能获得可接受的性态。因此本规范采取这样的方法确定结构尺寸，使结构在采用结构影响系数折减的设计地震加速度可能产生的水平地震作用下，不会变形到超过显著屈服之点，然后，当需要时由位移放大系数放大由此折减后地震作用计算的弹性变形，来估计设计地震加速度下的预期变形，以避免当需要设置伸缩缝时产生破坏性碰撞等。

所谓“显著屈服”，并非指任何构件首次出现屈服，而是定义为至少引起结构最危险区域完全进入塑性的水平（例如，结构中第一个塑性铰的形成）。密实构件组成的钢框架，当在结构的最高应力构件中形成塑性铰时，即认为达到显著屈服。混凝土框架构件中至少一个截面达到第 8 章所述承载力时，认为达到显著屈服。图 2 示意典型结构的水平地震作用-位移曲线。显著屈服是结构中受力最大构件出现塑性铰时的状态，随着地震作用的增

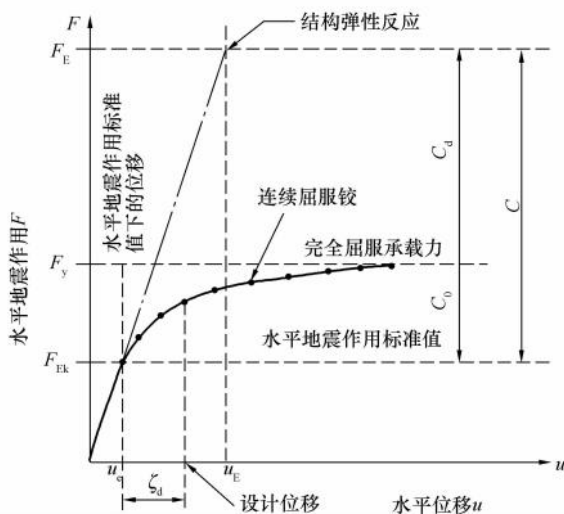


图 2 非弹性地震作用-变形曲线

加而引起附加塑性铰的形成，承载力逐渐增加至最大值。由这种连续的非弹性作用所得到的超承载力，提供了结构抵抗设计地震加速度可能产生的真实地震作用所需的承载力储备。

应当指出，上述的结构超承载力是由合适设计的超静定结构产生一系列的塑性铰而得到的。还有一些因素增加结构的超承载力，如材料的超强度，构件的设计承载力计入了抗力因子，设计者在选择截面和配筋时高于要求的值，规范规定的最小要求，如最小配筋率，许多柔性结构，例如框架的设计常常是由位移而不是承载力控制的。因此，结构通常具有远高于规范规定的最小侧向抗力，其真实的首次显著屈服可远高于规定的地震作用标准值，若具备适当的延性、赘余度和规则性，则结构的完全屈服更可显著高于规定的地震作用标准值。

图 2 说明了规范中的结构影响系数 C 和位移放大系数 ζ_d ，以及规范未考虑的结构超承载力系数 C_0 的意义。应当说明，表 6.1.3 中规定的 C 和 ζ_d 值，是考虑了合适设计的典型结构的特点而确定的。若结构的设计过分“优化”，且侧向抗力仅由少数构件提供，则图 2 所示连续屈服铰的状态将不可能形成，而规范中的设计参数 C 和 ζ_d 值，将不足以提供预期的抗震性态。

结构影响系数 C 代表设计地震加速度下规定的地震作用标准值与弹性地震作用之比，即 $C = F_{Ek}/F_E$ ，它恒小于 1。用结构影响系数对弹性地震作用进行折减，其理由是当结构开始屈服和非弹性变形时，结构的有效周期趋于增长，对许多结构这导致地震作用减小；而且非弹性作用，亦即滞变阻尼导致大量耗能。它们的组合效应称为延性折减，体系的延性折减系数定义为 $C_d = F_y/F_E$ 。由图 2 显见， $C = C_d C_0$ 。目前虽已认识到结构超承载力和非弹性状态均对结构影响系数有重要贡献，但还没有足够的有效研究支持在规范中予以分开考虑。另外，不同结构的超承载力和非弹性状态的相对贡献有显著差异，难以精确定量。因此，本规范没有将它们分开考虑。

单凭承载力不足以获得较高的抗震性态。因此，还需通过对

各抗震设计类别的结构,应用第 6.1.6 条规定的设计和细部要求以及表 6.5.4 中严格的层间位移角限值来获得。

在罕遇地震作用下,为防止标准设防类结构倒塌(保证生命安全),对某些延性结构需要计算结构的弹塑性变形。对脆性结构,则主要通过设置构造柱、芯柱、圈梁和水平钢筋来提高结构的变形能力,以防止倒塌。

对较重要的使用功能类别的建筑所要求的较高性态(使用功能Ⅲ、Ⅳ类的结构),为确保在抗震设防地震下满足相应的性态要求,则需按第 6.1.5 条的规定进行承载力和相应的变形验算。

关于位移放大系数 ζ_d ,在 30 多年前 Newmark 就曾指出,结构的最大弹塑性位移可合理地用相同地震加速度下的弹性结构的位移来估计(Miranda 和 Bertro, 1996),亦即弹塑性位移 u 可表为 $u = 1.0u_e/C$,式中 u_e 是按折减的地震作用由弹性分析计算的位移。美国 SEAOC 1996 规范附录 C 建议在上式中以 0.7 代替 1.0,以作为弹塑性位移一个较合理的、覆盖面较广的近似。本规范在 SEAOC 建议的基础上,考虑各结构体系的变形特性,规定了它们的位移放大系数,如表 6.1.3 所示。

6.1.4 本条对各种不规则情况规定了内力调整和应该如何对薄弱部位采取有效的抗震构造措施等。

地震扭转效应是一个极其复杂的问题,一般情况,体型复杂的建筑结构,即使楼层“计算刚心”和质心重合,往往仍然存在明显的扭转效应。对低于 40m 的框架结构,当各层的质心和“计算刚心”接近于两串轴线(即所谓均匀偏心结构)时,根据上千个算例的分析,若偏心参数 ϵ 满足 $0.1 < \epsilon < 3$,则边榀框架的扭转效应增大系数 $\eta = 0.65 + 4.5\epsilon$ 。偏心参数的计算公式是 $\epsilon = e_y s_y / (K_\varphi / K_x)$,其中 e_y 、 s_y 分别为 i 层刚心和 i 层边榀框架距 i 层以上总质心的距离(y 方向), K_x 、 K_φ 分别为 i 层平动刚度和绕质心的扭转刚度。其他类型结构,如单层厂房也有相应的扭转效应系数。对单层结构,多采用基于刚心和质心概念的动力偏心距法估算。这些简化方法各有一定的适用范围,故规范要求的确

有依据时才可用来近似估计。

对于明显存在偏心的结构，宜建立三维空间结构计算模型而进行分析。三维空间结构计算模型可选用空间杆系、空间杆-墙板元（壳元）、空间杆-薄壁杆系和其他组合有限元等计算模型。设置剪力墙的结构应优先选用空间杆-墙板元（壳元）模型。框架梁柱节点区宜按刚域考虑，同时框架柱应按实际偏轴情况建立模型。

根据目前结构计算方法的发展，各种商品化计算软件的模型基本上都是三维空间模型，剪力墙也基本都采用二维或三维有限元模型。对框支剪力墙的框支梁，当程序没有在三维模型中进行有限元细分的功能时，可在平面模型中进行有限元的细分计算。

结构计算所选用的软件应能满足相应结构计算分析的要求，对于特殊的结构形式或构件，应选取具有相应分析功能的计算软件。对于多塔结构、转换层结构、加强层结构、混合结构、大跨空间结构及跨层柱、坡屋面等特殊形式，应确认软件具有相应的计算功能，不能单纯通过直观三维模型判断。

结构整体分析时，作为横隔板的楼盖模型应符合下列要求：

1 当楼盖为一块整体混凝土板，且平面内变形可忽略时，可采用平面内刚性假定模型。

2 当楼盖为多块整体混凝土板，各板块平面内变形可忽略时，可采用平面内分块刚性假定模型。

3 当楼盖由多块可忽略各自平面内变形的混凝土板组成，并通过平面内变形不可忽略的板带连接时，可采用平面内分块刚性+局部弹性板带假定模型。

4 当楼板平面内变形较大不可忽略时，可采用弹性楼板假定模型。

5 当软件未提供分块刚性假定+局部弹性板假定的计算模型时，该层可整体采用弹性楼板假定模型。

6 当弹性板仅需考虑平面内变形时，可采用忽略平面外变

形的膜单元；当弹性板同时考虑平面内和平面外变形时，可采用板壳单元，此时尚应考虑由于板对梁弯矩的分担作用而造成梁内力减小的影响。

7 板柱-剪力墙结构的楼板应采用壳元或其他可考虑楼板平面外刚度的有限元模型，平面内变形可忽略时，可采用平面内刚性假定。

在进行结构地震动力分析时，当楼盖符合刚性楼板假定，则楼层质量可采用楼层集中质量模型（侧刚模型）；当楼盖采用弹性楼板假定或有空楼板、弹性节点的情况，则楼层质量应采用分散节点质量模型（总刚模型）。

在进行结构的弹塑性静力和动力分析时，应选用三维空间有限元模型。梁、柱和支撑可采用具有塑性铰的一维杆单元或纤维束模型模拟，剪力墙可采用非线性壳单元或其他非线性组合单元模拟。

当地基基础需要进行抗震承载力验算时，对梁板式筏形基础可采用弹性地基梁或有限元（梁元、板元）模型；对平板式筏形基础可采用有限元（板元）模型；对交叉梁基础可采用弹性地基梁模型。地基模型可采用文克尔模型或分层总和法模型。

6.1.5 第 6.1.1 条说明解释了为实现Ⅱ类使用功能结构在设防地震下满足基本运行的性态要求，可采用结构影响系数 C 进行弹性设计，利用位移放大系数 ζ_d 预估弹塑性位移。由于弹塑性位移角限值给出的依据并不充分，地震经验表明，在抗震设防地震下满足承载力验算及弹性位移角验算的结构，在罕遇地震下可以实现运行的性态目标。因此本规范除 6.5.5 条所规定的结构以外，只进行抗震设防地震下承载力验算及弹性位移验算。而对本规范 6.5.5 条所规定的结构，尚需进行罕遇地震下的弹塑性位移验算。

根据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 重点设防类应相对标准设防类提高一度采用抗震措施，但不提高地震作用，因此Ⅲ类使用功能的结构地震作用分析与位移验算与Ⅱ类相同。

为了保证Ⅳ类使用功能的结构在罕遇地震下能运行（也即基本接近弹性工作状态），《建筑工程抗震设防分类标准》规定除提高一度考虑抗震措施外，其地震作用分析也需提高，在同样考虑结构影响系数 C 的情况下进行罕遇地震下的承载力验算及弹性位移验算。基于与Ⅱ类结构相同的原因，除本规范 6.5.5 条所规定的结构以外，一般不再需要进行弹塑性变形验算。

对于使用功能为Ⅰ类的次要结构，其破坏不会造成人员伤亡和大的经济损失，因此不进行抗震设防验算是合理的。

国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 按国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则规定，将地震发生时的恒荷载与其他重力可能的遇合结果，总称为“抗震设计的重力荷载代表值”，即永久荷载标准值与有关可变荷载组合值之和。本规范采用了 GB 50011 定义的重力荷载代表值及各可变荷载的组合系数。

6.1.6 结构体系构件的设计和细部要求列于本条。本条的要求叙述较为详细，这是因为详细规定设计地震动和结构分析的要求，它们本身并不能使建筑抗震，必须附加结构体系构建和细部的设计要求，以便使整个建筑具备同等的抗震承载力。预期的地震动愈严重、抗震设计类别愈高，这些附加的要求应愈严格。结构的抗震设计存在很大的不确定性，包括：

- ① 建筑场地预期的未来地震动的真实动力特性；
- ② 建筑当其基础遭受地震动时的真实反应；
- ③ 土—结构—基础相互作用；
- ④ 不同结构材料的力学特性，特别是当它们遭受可导致强非弹性的反复循环应变时的性能；结构计算模型的不确知性。

应当注意，结构的整体非弹性反应对其临界区域的非弹性状态是非常敏感的，而这种状态本身又受这些区域的细部设计的影响。

虽然可以利用增加地震作用的水平来消除这些不确定性的后果，但是给建筑系统提供与非结构构件和设备的容许最大变形相

一致的最大耗能,是更为可行的。这种耗能能力,通常简单地称为“延性”,对细部设计是极为敏感的。因此,为了获得足够大的耗能能力,对结构及非结构的构件和它们的连接或隔离件的细部设计,采用严格的设计要求是必需的。

细部设计要求,应当与预期的地震动强度和建筑功能的设防类别和/或居住者的密度和类型联系起来。预期的地震动强度越大,建筑的功能设防类别越高或建筑中的居住者数量越多,设计和细部要求应越严格。在确定这些要求时,本规范使用了抗震设计类别的概念(表 3.1.4),它与设计地震加速度值和建筑使用功能分类相关。

6.1.7 本条规定,框架结构和框架-抗震墙(支撑)结构在重力附加弯矩 M_a 与初始弯矩 M_0 之比符合下式条件下,应考虑几何非线性,即重力二阶效应的影响。

$$\theta_i = \frac{M_a}{M_0} = \frac{\sum G_i \cdot \Delta u_i}{V_i \cdot h_i} > 0.1 \quad (4)$$

式中: θ_i ——稳定系数;

$\sum G_i$ —— i 层以上全部重力荷载计算值;

Δu_i ——第 i 层楼层质心处的弹性或弹塑性层间位移;

V_i ——第 i 层地震剪力计算值;

h_i ——第 i 层层间高度。

上式规定是考虑重力二阶效应影响的下限,其上限则受弹性层间位移角限值控制。对混凝土结构,弹性位移角限值较小,上述稳定系数一般均在 0.1 以下,可不考虑弹性阶段重力二阶效应影响。

当在弹性分析时,作为简化方法,二阶效应的内力增大系数可取 $1/(1-\theta)$ 。

当在弹塑性分析时,宜采用考虑所有受轴向力的结构和构件的几何刚度的计算机程序进行重力二阶效应分析,亦可采用其他简化分析方法。

混凝土柱考虑多遇地震作用产生的重力二阶效应的内力时，不应与混凝土规范承载力计算时考虑的重力二阶效应重复。

砌体结构和混凝土墙结构，通常不需要考虑重力二阶效应。

6.1.8、6.1.9 刚性、半刚性、柔性横隔板分别指在平面内不考虑变形、考虑变形、不考虑刚度的楼、屋盖。一般可参考本规范第 3.4.2 条来确定。

6.1.10 本条规定要求使用计算机进行结构抗震分析时，应对软件的功能有切实的了解，计算模型的选取必须符合结构的实际工作情况，计算软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定，设计对所有计算结果应进行判别，确认其合理有效后方可在设计中应用。

复杂结构指计算的力学模型十分复杂、难以找到完全符合实际工作状态的理想模型，只能依据各个软件自身的特点在力学模型上分别做某些程度不同的简化后才能运用该软件进行计算的结构。例如，多塔类结构，其计算模型可以是底部一个塔通过水平刚臂分成上部若干个不落地分塔的分叉结构，也可以用多个落地塔通过底部的低塔连成整个结构，还可以将底部按高塔分区分别归入相应的高塔中再按多个高塔进行联合计算，等等。因此本规范对这类复杂结构要求用多个力学模型而不是截然不同不合理的模型进行比较计算。复杂结构应是计算模型复杂的结构，不同的力学模型还应属于不同的计算机程序。

6.1.11 突出屋面的小建筑，一般按其重力荷载小于标准层 $1/3$ 控制。

对于顶层带有空旷大房间或轻钢结构的房屋，不宜视为突出屋面的小屋并采用底部剪力法乘以增大系数的办法计算地震作用效应，而应视为结构体系一部分，用振型分解反应谱法等计算。

6.2 水平地震作用计算的底部剪力法

6.2.1 本节讨论结构水平地震作用计算的底部剪力法。

6.2.2 底部剪力法的核心是式 (6.2.2-1)，它给出以结构影响系数 C 、水平地震影响系数 α 及其增大系数 η_h 和建筑有效总重力荷载四个因子表示的总水平地震作用标准值 F_{Ek} 。本规范采用了国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的底部剪力法。

本底部剪力法的总水平地震作用是以基本振型的贡献表示的，它仅适用于谱加速度控制区，对于谱速度和谱位移控制区，其谱值应乘以增大系数。增大系数以式 (6.2.2-4) 的形式给出，不同类型结构的增大系数的指数 (表 6.2.2-1)，是由拟合不同类型结构的振型分解反应谱法的结果求得。

关于剪切型、剪弯型和弯曲型结构的划分标准，可参考下列准则：

① 根据基本振型曲线判断，倒三角形曲线为剪切型，接近二次曲线的为弯曲型，处于两者之间且偏于倒三角形的为剪弯型。

② 对于框架结构，可根据框架标准层的弯剪刚度比 ζ 来判断。当 $\zeta = 0$ ，为纯弯型； $\zeta = \infty$ ，为纯剪型； $\zeta = 0.125$ 附近，为剪弯型。其中：

$$\zeta = \frac{\sum_b EI_b / L_b}{\sum_c EI_c / L_c} \quad (5)$$

EI_b 和 EI_c 、 L_b 和 L_c 分别为梁和柱的抗弯刚度、梁长和柱高。

③ 对于抗震墙结构，可根据墙的弯剪刚度比 R 来判断。当 $R = 0$ ，为纯弯型； $R = \infty$ ，为纯剪型；当 $R < 0.25$ ，弯曲为主； $R > 0.25$ ，剪切为主。

$$R = \frac{kEI}{l^2 GA} \quad (6)$$

EI 为墙的弯曲刚度， l 为墙高， GA 为墙的剪切刚度， k 为墙的剪应力不均匀分布系数。对矩形截面， $k = 6/5$ ；对圆形截面， $k = 10/9$ ；对工字形截面， $k = A/A_n =$ 全截面面积/腹板部分截

面积；对薄壁环形截面， $k = 2.0$ 。

有效重力荷载，取基本振型的有效重力荷载。基本振型的振型曲线取近似曲线式 (6.2.2-3)，其中的指数，对剪切型、弯剪型和弯曲型结构，分别近似取 1.0、1.5 和 1.75。

结构影响系数列于表 6.1.3 中，但必须考虑第 6.1.5 条对不同使用功能类比的调整，其值确定的基础见第 6.1.3 条的说明。

需要指出的是，上述底部剪力法与《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 有所不同，但通过计算发现，两者差别不大。

6.2.3 建筑的基本周期应按确定的分析方法计算，式 (6.2.3) 是基于瑞利方法的修正结果。

计算周期随结构柔度的增加而增加。如果在计算位移时忽略了非结构构件对结构刚度的贡献，则位移将被夸大，而计算周期加长，将导致地震影响系数和地震作用的减小。计算周期时，忽略非结构构件的影响所产生的误差，是处于非保守的一边，故应对计算结果予以适当折减。当计算周期的经验公式是基于脉动或小振幅振动试验结果时，鉴于结构的非结构构件和建筑物件在小振幅时的刚度影响，而建筑结构遭受设计地震加速度时为大振幅振动，故对小振幅实测周期应予以适当增长。

对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构、框架-剪力墙结构和剪力墙结构，其基本自振周期 T_1 (s) 还可按下式计算：

$$T_1 = 1.7\alpha_0\sqrt{\Delta_T} \quad (7)$$

式中 Δ_T ——结构顶点假想侧移，即把集中在各层楼面处的重量 G_i 视为作用于 i 层楼面的假想水平荷载，按弹性刚度计算得到的结构顶点侧移，以 m 为单位；

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

高层钢筋混凝土剪力墙结构，高度为 20～50m，剪力墙间距

为 3~6m 的住宅、旅馆类建筑,其基本自振周期 T_1 (s) 还可按下列经验公式计算:

$$\text{横墙间距较密时, } \left. \begin{array}{l} T_{1\text{横}} = 0.054n \\ T_{1\text{纵}} = 0.04n \end{array} \right\} \quad (8)$$

$$\text{横墙间距较疏时, } \left. \begin{array}{l} T_{1\text{横}} = 0.06n \\ T_{1\text{纵}} = 0.05n \end{array} \right\} \quad (9)$$

或

$$T_1 = 0.04 + 0.038 \frac{H}{\sqrt[3]{B}} \quad (10)$$

式中: n 为建筑物层数; H 为建筑物总高度; B 为建筑物计算方向的宽度。

钢筋混凝土框架、框架-剪力墙结构还可按下列经验公式计算:

$$T_1 = 0.33 + 0.00069 \frac{H}{\sqrt[3]{B}} \quad (11)$$

或

$$T_1 = (0.07 - 0.09)n \quad (12)$$

H 、 B 、 n 意义同前。

6.2.4 水平地震作用沿建筑高度的分布通常是十分复杂的,因为这些作用是许多固有振型反应叠加的结果。这些振型地震作用对总水平地震作用的相对贡献取决于一系列因素,包括地震反应谱形状、建筑固有振动周期和振型形状,而后者又取决于质量和刚度沿高度的分布。目前规范关于总水平地震作用沿建筑高度分布的常用方法有两种:一是将部分底部剪力集中作用于结构顶部(如《建筑抗震设计规范》),而其余部分则按倒三角形分布。另一是将总水平地震作用按结构基本振型形状分布,在短周期的规则建筑中,基本振型与直线相近,在较长周期的规则建筑中,基本振型近似位于直线和顶点位于基底的抛物线之间。令振型曲线以 $(h_i/h)^k$ 表示,则对于短周期 ($T \leq 0.5\text{s}$) 建筑,取 $k=1$; 对于长周期 ($T \geq 2.5\text{s}$) 建筑,取 $k=2$; 对于周期处于 0.5s 和

2.5s 之间的建筑, k 由 1 和 2 间线性插值确定。第一种方法以简单方式考虑高振型的影响, 但不适用于计算楼层弯矩; 第二种方法考虑了长短周期的不同基本振型曲线特性, 但未考虑高振型的影响, 本规范选用该方法。这种方法利用振型组合的概念, 将总水平地震作用看成是由基本振型和第二振型 (以此代表高振型影响) 的水平地震作用的组合, 在分别求得基本振型和第二振型的水平地震作用沿高度分布后, 分别计算它们的地震作用效应, 然后按平方和开方法求总地震作用效应。

6.2.5 本条像《建筑抗震设计规范》(GB 50011) 一样, 介绍了根据楼、屋盖的具体情况将各层地震剪力分配到竖向抗侧力构件的原则。

对不规则结构指出应按本规范第 6.1.4 条的规定进行调整, 并建议不规则结构宜用有限元分析进行振型分解反应谱法分析。

6.2.6 本条要求结构的设计应能抵抗与层间静力剪力一致的倾覆力矩。在基础的设计中, 倾覆力矩可取基础-土界面处的值乘以折减系数 0.85。这样做是因为在振动过程中基础一个边缘的轻微翘离将导致倾覆力矩的减小, 且这种状态通常不会引起结构的破坏。

6.2.7 本条定义层间位移角为计算楼层顶部和底部位移之差除以层高。位移由弹性分析确定 (如需预估弹塑性位移的大致数值, 可将位移乘以位移放大系数而得)。弹性分析将结构看成固定于基底, 用规定的地震作用对抗震体系求出。不应包括抗震体系以外的构件刚度, 因为它们在较高的非弹性应变水平时, 可能是不可靠的。

结构位移计算的模型应尽可能考虑下列因素: 节点域的变形, 楼盖的变形, 抗侧力构件的轴向、弯曲和剪切变形。然后由第 6.2.4 条规定的水平地震作用来计算。

6.3 水平地震作用计算的振型分解反应谱法

6.3.1 振型分解 (或叠加) 反应谱法通常适用于计算复杂的多

自由度结构的线性反应。结构的线性反应是各固有振动振型反应的叠加，可用一系列单自由度振子的反应来模拟。对于阻尼确实可用系统质量和刚度来表达的线性体系，振型分解法在数学上是精确的。而对于建筑结构的地震反应，由于结构的自身特性实际并不确切、地震动具有随机和事先不确知的特点，单自由度振子的响应需要利用从大量统计得到的反应谱曲线来确定。综上所述种种原因，结构地震反应的振型分解反应谱法，即使对于线性反应分析也只是一个较好的近似。振型分解反应谱法的数学模型，有二维模型和三维模型，三维模型还可包括模拟楼、屋盖柔度的附加自由度。

振型分解反应谱法在设计中是方便有效的。底部剪力法式(6.2.2-1)中的地震影响系数，实质上是加速度设计谱，可以用来确定一个完整结构的每个振型的最大反应。本规范采用了单个振型的振型水平地震作用及其沿结构高度分布的表达方式。这种表达方式突出了它们与底部剪力法的相似性。一旦确定了每个主要振型的水平地震作用和其他反应变量，并组合给出总水平地震作用标准值及其效应，它们与第6.2节给出的总水平地震作用采用类似的方式使用。

要利用振型分解反应谱法进行地震作用分析，首先要求得系统的振型，这就需要建立尽可能接近实际的力学分析模型，本条给出了建模的原则。

6.3.2 本条规定用于分析所需的振型数目。对于许多结构，包括低层建筑和中等高度的结构，它们的频率是稀疏的，一般每个方向取三个振型，几乎总是足以确定建筑的地震反应量。但是对于高耸、大跨等频率密集型结构，为恰当地确定地震作用，则必须要求三个以上的振型。本条提供了一个简单的规则，即在两个水平正交方向的每个方向中，分析中包含的所有振型的组合参与质量，应不小于有效总质量的90%。

6.3.3~6.3.5 振型分解反应谱法的主要特点，是将地震反应看作是结构以其每个主要振型振动时的独立反应的组合。当结构按

某特殊振型以其相联系的周期来回振动时，它便经历底部剪力、层间位移、楼面位移、底部（倾覆）力矩等的最大值。对规则或频率稀疏型结构在本条中 j 振型的总水平地震作用标准值，规定为振型地震影响系数 α_j 、结构影响系数 C 、振型有效重力荷载 G_{efj} 的乘积。每个振型的系数 α_j ，由相联系的振型周期 T_j 确定。

6.3.4 和 6.3.5 条则规定与每个主要反应振型相联系的水平地震作用和位移。各质点的振型水平地震作用由式 (6.3.4-1) 和式 (6.3.4-2) 给出，并以楼面的重力荷载代表值、振型形状和振型总水平地震作用标准值表示。式 (6.3.4-1) 的形式稍不同于通常的表达形式，它清楚地表示出振型水平地震作用与振型总水平地震作用之间的关系，并突出了与底部剪力法中式 (6.2.4) 的相似性。

各质点的振型位移是将振型水平地震作用 F_{ji} 做静力计算所得的位移，如果所考虑的振型控制着地震反应，要预估弹塑性位移大小，可将设计地震加速度下的振型位移乘以位移放大系数 ζ_d 来得到。

6.3.6 本条规定应采用式 (6.3.4-1) 来确定计算方向的各振型的剪力和倾覆力矩。实质上，式 (6.3.4-1) 给出的水平地震作用，是作用在每个质点上，并用线性静力方法计算层间剪力和倾覆力矩。计算得到的总水平地震作用应采用式 (6.3.3-1) 来校核。

6.3.7 本条规定结构的总水平地震作用标准值、层间剪力、倾覆力矩和层间位移量以及各质点的位移进行组合的方式。采用振型量的平方和开方的方法是因为它简单而又广泛熟悉。但必须注意，前提条件是频率稀疏型结构。对频率密集型结构，需要按第 6.3.8 条计算和组合。

与底部剪力法的结果相比较，本条还限制了振型分解反应谱法可获得的总水平地震作用的减小程度。由于振型反应谱法给出较精确的地震反应，出现某些减小应是正确的。但对由计算的较长周期产生的任何这种可能的减小加以限制，也是必要的，因为

由于非抗震体系部分的构件和非结构的和建筑构件的刚度影响，即使是在中等量级振幅运动时，真实的振动周期可能不会这么长。限制借助于与底部剪力法结果的比较给出。

6.3.8 因为考虑结构扭转效应时，一般只能取各楼层质心为相对坐标原点，按多维（即平扭耦联的空间协同）振型分解法计算，其振型效应彼此耦联，用完全二次型方根法组合，可以由计算机运算。

6.3.9 本条要求将第 6.3.7、6.3.8 条计算的层间剪力，如第 6.2.5 条中规定的那样，分配到抗震体系的竖向构件上。

6.3.10 在基础的设计中，根据第 6.2.6 条的规定，底部剪力法基础-土界面处倾覆力矩折减系数为 15%，而本条文的折减系数为 10%。这是因为振型分解反应谱法计算结果较底部剪力法精确，振型分解法计入高阶振型效应后倾覆力矩的折减幅度也相应减少。

6.4 竖向地震作用的计算

6.4.1 从 8 度Ⅳ类使用功能（抗震设计类别为 D 类）结构地震作用计算应该适当提高的角度考虑，按 2010 版抗震规范的规定计算其竖向地震作用，原则上与水平地震作用的底部剪力法类似：结构竖向振动的基本周期较短，总竖向地震作用可表示为竖向地震影响系数最大值和等效总重力荷载代表值的乘积；沿高度分布按第一振型考虑，也采用倒三角形分布；在楼层平面内的分布，则按构件所承受的重力荷载代表值分配。只是等效质量系数取 0.75。

根据台湾 921 大地震的经验，抗震规范要求高层建筑楼层的竖向地震作用效应需乘以增大系数 1.5，使结构总竖向地震作用标准值，8 度略大于重力荷载代表值的 10%。

6.4.2 用反应谱法、时程分析法等进行结构竖向地震反应的计算分析研究表明，对一般尺度的平板型网架和大跨度屋架各主要杆件，竖向地震内力和重力荷载下的内力之比，彼此相差一般

不太大，此比值随烈度和场地条件而异，且当结构周期大于特征周期时，随跨度的增大，比值反而有所下降。由于在常用的跨度范围内，这个下降还不很大，为了简化，本规范略去跨度的影响。

此外，高层建筑中，大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值不宜小于结构或构件承受的重力荷载代表值与表 3 所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 3 竖向地震作用系数

设防烈度	7 度	8 度	
设计基本地震加速度	0.15g	0.20g	0.30g
竖向地震作用系数	0.08	0.10	0.15

6.4.3 对长悬臂等大跨度结构的竖向地震作用计算，本规范采用抗震规范 2010 的规定。

6.4.4 空间结构的竖向地震作用，除了第 6.4.2、第 6.4.3 条的简化方法外，还可采用竖向振型的振型分解反应谱方法。现阶段，多数规范仍采用水平反应谱的 65%，包括最大值和形状参数。但认为竖向反应谱的特征周期与水平反应谱相比，尤其在远震中距时，明显小于水平反应谱。故本条规定，特征周期均按第一组采用。对处于发震断裂 10km 以内的场地，竖向反应谱的最大值可能接近于水平谱，但特征周期小于水平谱。

6.5 建筑结构抗震验算

6.5.1 由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于基本周期大于 3.5s 的结构，由此计算得到的水平地震作用下的结构效应可能太小。而对于长周期结构，地震动态作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但是规范所采用的振型分解反应谱法尚无法对此做出估计。出于结构安全的考虑，提出了对结构总水平地震剪力及各楼层水平地震剪力最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，当不满足时，需改变结构布置或

调整结构总剪力和各楼层的水平地震剪力使之满足要求。

需要注意：①当底部总剪力相差较多时，结构的选型和总体布置需重新调整，不能仅采用乘以增大系数方法处理。②只要底部总剪力不满足要求，则结构各楼层的剪力均需要调整，不能仅调整不满足的楼层。③满足最小地震剪力是结构后续抗震计算的前提，只有调整到符合最小剪力要求才能进行相应的地震倾覆力矩、构件内力、位移等等的计算分析；即意味着，当各层的地震剪力需要调整时，原先计算的倾覆力矩、内力和位移均需要相应调整。④采用时程分析法时，其计算的总剪力也需符合最小地震剪力的要求。⑤本条规定不考虑阻尼比的不同，是最低要求，各类结构，包括钢结构、隔震和消能减震结构均需一律遵守。

扭转效应明显与否，一般可由考虑耦联的振型分解反应谱法分析结果判断，例如前三个振型中，二个水平方向的振型参与系数为同一个量级，即存在明显的扭转效应。对于扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构，剪力系数取 $0.225\alpha_{\max}$ ，保证足够的抗震安全度。对于存在竖向不规则的结构，突变部位的薄弱楼层，尚应按本规范 6.1.4 条第 2 款的规定，再乘以不小于 1.15 的系数。

6.5.2 由于地基和结构动力相互作用的影响，按刚性地基分析的水平地震作用在一定范围内有明显的折减。考虑到我国的地震作用取值与国外相比还较小，故仅在必要时才利用这一折减。《建筑抗震设计规范》GB 50011 在统计分析基础上建议，框架结构折减 10%，抗震墙结构折减 15%~20%。研究表明，折减量与上部结构的刚度有关，同样高度的框架结构，其刚度明显小于抗震墙结构，水平地震作用的折减量也减小，当地震作用很小时不宜再考虑水平地震作用的折减。据此规定了可考虑地基与结构动力相互作用的结构自振周期的范围和折减量。

6.5.3 本条主要包含以下两款内容：

(1) 地震作用与其他荷载效应的组合

本规范沿用《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的地震作

用效应和其他荷载效应的基本组合式和设计表达式。

1) 地震作用分项系数的确定

对水平地震作用, 确定 $\gamma_{\text{Eh}}=1.3$, 至于竖向地震作用分项系数, 则参照水平地震作用, 也取 $\gamma_{\text{Ev}}=1.3$ 。当竖向与水平地震作用同时考虑时, 根据加速度峰值记录和反应谱的分析, 二者的组合比为 $1:0.4$, 故 $\gamma_{\text{Eh}}=1.3$, $\gamma_{\text{Ev}}=0.4 \times 1.3 \approx 0.5$ 。

考虑大跨、大悬臂结构的竖向地震作用效应比较显著, 表 6.5.3 增加了同时计算水平与竖向地震作用 (竖向地震为主) 的组合。

此外, 按照《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定, 当重力荷载对结构构件承载力有利时, 取 $\gamma_{\text{G}}=1.0$ 。

2) 抗震验算中作用组合值系数的确定

本规范 6.1.5 条中规定了一组组合值系数, 形成了抗震设计的重力荷载代表值, 在验算和计算地震作用时 (除吊车悬吊重力外), 对重力荷载均采用相同的组合值系数的规定, 可简化计算, 并避免有两种不同的组合值系数。因此, 本条中仅出现风荷载的组合值系数, 并按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的方法得到。这里, 所谓风荷载起控制作用, 指风荷载和地震作用产生的总剪力和倾覆力矩相当的情况。

3) 地震作用标准值的效应

对地震作用效应, 当本规范各章有规定时尚应乘以相应的效应调整系数 η , 如突出屋面的小建筑、天窗架、高低跨厂房交接处的柱子、框架柱, 底层框架-抗震墙结构的柱子、梁端和抗震墙底部加强部位的剪力等的增大系数。

(2) 构件截面抗震验算设计表达式

结构在设防烈度下的抗震验算根本上应该是弹塑性变形验算, 但为减少验算工作量并符合设计习惯, 对大部分结构, 将变形验算转换为众值烈度地震作用下构件承载力验算的形式来表现。

现阶段大部分结构构件截面抗震验算时, 采用了各有关规范

的承载力设计值 R_d ，因此，抗震设计的抗力分项系数，就相应地变为非抗震设计的构件承载力设计值的抗震调整系数 γ_{RE} ，即 $\gamma_{RE} = R_d / R_{dE}$ 或 $R_{dE} = R_d / \gamma_{RE}$ 。还需注意，地震作用下结构的弹塑性变形直接依赖于结构实际的屈服强度（承载力），本节的承载力是设计值，不可误作为标准值来进行本章弹塑性变形验算。

根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 附录 M.1.2，增加了对钢筋混凝土结构在按抗震设计等级调整内力组合设计值时，应不考虑风荷载的组合的规定；同时参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010 给出了Ⅲ类实用功能结构关键构件、竖向承重构件和其他构件的验算规定。

6.5.4 本规范要求考虑两个水准地震，即抗震设防地震和罕遇地震作用下结构的变形验算。鉴于在此两水准地震作用下结构一般均已进入非弹性阶段，结构的非弹性变形计算和变形限值的确定都很复杂，因此本规范的变形验算未采用基于可靠度的方法，而仅根据地震作用下的变形，采用弹性层间位移角限值的方法进行验算。

关于结构在抗震设防地震作用下的抗震变形验算，结构的设计层间位移角可按第 6.2.7 条或第 6.3.5 条确定，故本条仅提供弹性层间位移角限值。但是，因为砌体结构设计规范并不进行整体结构的位移计算，将墙体均视作单层结构，因此没有给出砌体结构的层间位移角限值，也即不进行它的变形验算。

控制抗震设防地震作用下的层间位移角需考虑的因素有：

① 控制构件非弹性变形，虽然利用层间位移角限值控制应变，是一个不精确的方法，但它与人们对应变限值的认识现状是相当的。

② 承受地震作用的建筑结构需要控制层间位移角，以限制隔墙、电梯和楼梯封闭墙、玻璃和其他易损的非结构构件的破坏，更重要的是使地震安全构件的差异运动减至最小。从生命可能受到过度威胁这个意义上来说，非结构构件的破坏和地震安全构件的非结构破坏，是限制层间位移的依据。

从上述控制因素来看，参考如下资料：

Vision 2000 (OES 1995) 给出了不同性态水平和结构破坏及层间位移角限值的关系，如表 4 所示：

表 4 性态水平和结构破坏及层间位移角限值

性态水平	完全运行	运行	生命安全	接近倒塌	倒塌
建筑总体破坏	可忽略	轻微	中等	严重	倒塌
容许层间位移角	$<\pm 0.2\%$	$<\pm 0.5\%$	$<\pm 1.5\%$	$<\pm 2.5\%$	$>\pm 2.5\%$

FEMA 273 地震修复规范中表 2-6 给出了不同性态水平和结构破坏及不同结构体系的层间位移角限值的关系，如表 5 所示。

由于本规范在进行设防烈度下的地震作用计算时，已区别使用功能调整了结构影响系数；对Ⅱ类使用功能结构，大体相当于进行小震作用下的弹性验算；对Ⅲ、Ⅳ类使用功能结构，由于使用了较大的结构系数，旨在遭遇比小震更强的地震作用时，使结构大体处于弹性状态，保障更高的使用功能要求。因此，本规范沿用《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的规定，对不同的使用功能使用同样的弹性位移角限值。

表 5 性态水平和结构破坏及不同结构体系的层间位移角限值

性态水平	立即可居住	生命安全	防止倒塌
结构总体破坏	轻微	中等	严重
容许层间位移角：	—	—	—
钢筋混凝土框架	1.0%	2.0%	4.0%
钢筋混凝土抗震墙	0.5%	1.0%	2.0%
钢框架	0.7%	2.5%	5.0%
钢支撑框架	0.5%	1.5%	2.0%

相邻建筑或同一建筑的各部分之间，应设分隔缝或防震缝（带或不带填塞物），使相邻建筑或建筑的各部分在地震作用下能独立地反应。除非结构的所有部分的设计和构造能使结构作为一个整体起作用，它们必须用防震缝分隔开。对于不能期望作为整

体可靠起作用的不规则结构,应当用防震缝将结构分隔成若干能在地震作用下独立反应的单元。

6.5.5 本条给出罕遇地震作用下的弹塑性变形验算规定,是为了防止结构在预估的罕遇地震中不能实现预期的性态目标,预估的罕遇地震的含义指 50 年内超越概率约为 2%~3% 的地震。本条规定了需要进行罕遇地震作用下变形验算的结构,沿用了《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。鉴于罕遇地震作用下抗震变形验算的计算工作量较大,仅要求对在罕遇地震作用下较易倒塌的延性结构和有特殊要求的钢筋混凝土结构进行变形验算。该规范中关于烈度和场地类别的条件,在本规范中已转换成相应的设计地震加速度和抗震设计类别。

6.5.6、6.5.7 从结构非线性分析的学术现状来看,目前还没有一种材料非线性本构关系可应用于所有类型的结构。鉴于此,本规范将对不同类型的结构采取不同的分析方法。这些方法的基础参见《建筑抗震设计规范》GB 50011 的条文说明。

(1) 对于不超过 12 层且刚度无突变的钢筋混凝土框架结构、单层钢筋混凝土柱厂房,可采用《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的仅计算薄弱层(部位)变形的简化方法。

(2) 对于其他结构,应采用弹塑性时程分析法或其他简化的弹塑性分析。

弹塑性时程分析可根据第 6.1.4 条说明,利用有效的计算机程序来完成。但这种分析的结果的可靠性对下列因素是敏感的:输入时程的数目和合适性,包括非线性单元的相互作用效应的数学模型,非线性时程分析算法和材料的本构模型。因此本规范要求时程分析必须满足本章 6.1.2 条的有关规定。简化的弹塑性分析方法可采用静力弹塑性分析法(Pushover Analysis),或其他方法。在进行结构的弹塑性静力和动力分析时,应选用三维空间有限元模型。梁、柱和支撑可采用具有塑性铰的一维杆单元或纤维束模型模拟,剪力墙可采用非线性壳单元或其他非线性组合单元模拟。

6.5.8 根据第 1 章中的抗震设防原则，在预估的罕遇地震作用下，控制结构的变形是为了防止结构不能实现预期的性能目标。相应于此目的的层间弹塑性位移角限值的取值，目前尚难以准确确定。参考《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，并根据上述 Vision 2000 和 FEMA 273 给出的结构破坏程度和层间位移角限值的关系，对Ⅲ类建筑偏于安全地取中等至严重破坏之间接近中等破坏的层间位移角限值。为考虑不同使用功能类别建筑的不同性能标准，Ⅳ类和Ⅱ类建筑的层间位移角限值，根据Ⅲ类建筑的层间位移角限值做适当调整而得，最后确定的弹塑性层间位移角限值如表 6.5.8 所示。

7 多层和高层钢结构

7.1 一般规定

7.1.1、7.1.2 本章的规定原则上适用于各种承受地震作用的多层和高层钢结构及其构件和连接的设计。

7.1.4 将《建筑抗震设计规范》GB 50011 规范对不同烈度、不同层数所规定的“作用效应调整系数”和“抗震构造措施”共 7 种，调整、归纳、整理为四个不同的抗震设计类别，不同抗震设计类别的钢结构在地震作用下的抗震性态要求划分为五个水准。对抗震设计类别为 A 类高度不超过 50m 的钢结构，其“作用效应调整系数”和“抗震构造措施”可按非抗震设计执行。

不同的抗震性态水准，体现不同的延性要求。可借鉴国外相应的抗震规范，如欧洲 Eurocode 8、美国 AISC、日本 BCJ 的高、中、低等延性要求的规定。而且，按抗震设计等能量的概念，当构件的承载力明显提高，能满足烈度高一度的地震作用的要求时，延性要求可适当降低，故允许降低其抗震性态水准。

甲、乙类设防的建筑结构，其抗震设防标准的确定，按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定处理。

7.1.5

1 根据国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 第 3.3.4 条的条文说明，对于重要的受拉和受弯的焊接结构的钢材，应具有常温冲击韧性的合格保证。地震区的抗侧力结构应属于重要的结构，故应采用 B 级以上的 Q235 和 Q345 钢材。强度等级更高的 Q390 和 Q420 钢材的延性较低，暂不推荐在承受地震作用的钢结构中采用。当采用其他钢材时，其性能必须同时符合强度、延性、韧性和焊接性的要求。

2 因厚钢板的热轧变形量较小，很难焊合夹杂在钢中的硫

化物在轧扁后形成的层状分离间隙，此时，当沿厚度方向受拉时很容易出现层状撕裂破坏。钢板的抗层状撕裂性能，采用沿厚度方向的标准试件在拉力试验破坏后的断面收缩率来评定。Z15 级厚度方向性能钢材是指含硫量不大于 0.01%，沿厚度方向拉断时的断面收缩率不小于 15% 的钢材。本款的规定是为了防止厚板施焊时因局部构造原因产生沿厚度方向的高约束焊接残余拉应力，或结构受力时在该处产生拉应力而发生层状撕裂破坏。

3 本款引自美国钢结构学会给出的钢结构抗震规定（见 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 1997, Part I.）（以下简称美国规定）。通过工厂的质量鉴定试验，来控制坡口全熔透焊缝的质量，尽量避免非延性断裂。美国规定不区分抗震设计类别，似过于保守。本款只对 C 类以上提出要求。

7.1.6 按照钢结构房屋连接焊缝的重要性，并参照 AISC 341-05 规范，首次提出了关键性焊缝的概念，本次修订列出了 4 条关键性焊缝。

主要是保证焊缝和构件具有足够的塑性变形能力，真正做到“强连接弱构件”和实现设计确定的屈服机制。

7.1.7 本条给出的结构体系是我国钢结构设计中常用的，对不同抗震设计类别的最大适用高度和高宽比限值，是参照行业标准 JGJ 99 对不同抗震设防烈度的规定值经适当调整给出的。

7.1.8 对钢结构房屋的防震缝提出相比较于钢筋混凝土结构房屋的明确要求。

7.1.9 对抗震设计类别为 B、C、D 类的钢结构房屋及框架结构，分别设置偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板、屈曲约束支撑等消能支撑或筒体，以及框架的形式进行了规定。

7.1.10 抗震设计类别为 A、B 类且高度不大于 50m 的钢结构房屋宜优先采用交叉支撑，它可按拉杆设计，较经济。若采用受

压支撑，其长细比及板件宽厚比应符合有关规定。

大量研究表明，偏心支撑具有弹性阶段刚度接近中心支撑框架，弹塑性阶段的延性和消能能力接近于延性框架的特点，是一种良好的抗震结构。常用的偏心支撑形式如图 3 所示。

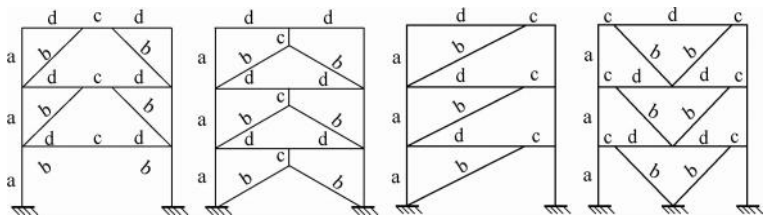


图 3 偏心支撑示意图

a—柱；b—支撑；c—消能梁段；d—其他梁段

偏心支撑框架的设计原则是强柱、强支撑和弱消能梁段，即在大震时消能梁段屈服形成塑性铰，且具有稳定的滞回性能，即使消能梁段进入应变硬化阶段，支撑斜杆、柱和其余梁段仍保持弹性。因此，每根斜杆只能在一端与消能梁段连接，若两端均与消能梁段相连，则可能一端的消能梁段屈服，另一端消能梁段不屈服，使偏心支撑的承载力和消能能力降低。

考虑了设置屈曲约束支撑框架的情况，屈曲约束支撑是由芯材、约束芯材屈曲的套管和位于芯材和套管间的无黏结材料及填充材料组成的一种支撑构件。这是一种受拉时同普通支撑而受压时承载力与受拉时相当且具有某种消能机制的支撑，采用单斜杆布置时宜成对设置。屈曲约束支撑在多遇地震下不发生屈曲，可按中心支撑设计；与 V 形、Λ 形支撑相连的框架梁可不考虑支撑屈曲引起的竖向不平衡力。此时，需要控制屈曲约束支撑轴力设计值：

$$N \leq 0.9 N_{ysc} / \eta_y$$

$$N_{ysc} = \eta_y f_{ay} A_1$$

式中：N——屈曲约束支撑轴力设计值；

N_{ysc} ——芯板的受拉或受压屈服承载力，根据芯材约束屈服段的截面面积来计算；

A_1 ——约束屈服段的钢材截面面积；

f_{ay} ——芯板钢材的屈服强度标准值；

η_y ——芯板钢材的超强系数，Q235 取 1.25，Q195 取 1.15，低屈服点钢材（ $f_{ay} < 160$ ）取 1.1，其实测值不应大于上述数值的 15%。

作为消能构件时，其设计参数、性能检验、计算方法的具体要求需按专门的规定执行，主要内容如下：

1 屈曲约束支撑的性能要求：

- 1) 芯材钢材应有明显的屈服台阶，屈服强度不宜大于 235kN/mm^2 ，伸长率不应小于 25%。
- 2) 钢套管的弹性屈曲承载力不宜小于屈曲约束支撑极限承载力计算值的 1.2 倍。
- 3) 屈曲约束支撑应能在 2 倍设计层间位移角的情况下，限制芯材的局部和整体屈曲。

2 屈曲约束支撑应按照同一工程中支撑的构造形式、约束屈服段材料和屈服承载力分类进行抽样试验检验，构造形式和约束屈服段材料相同且屈服承载力在 50%至 150%范围内的屈曲约束支撑划分为同一类别。每种类别抽样比例为 2%，且不少于一根。试验时，依次在 1/300、1/200、1/150、1/100 支撑长度的拉伸和压缩往复各 3 次变形。试验得到的滞回曲线应稳定、饱满，具有正的增量刚度，且最后一级变形第 3 次循环的承载力不低于历经最大承载力的 85%，历经最大承载力不高于屈曲约束支撑极限承载力计算值的 1.1 倍。

3 计算方法可按照位移型阻尼器的相关规定执行。

7.1.13 支撑桁架沿竖向连续布置，可使层间刚度变化较均匀。

支撑桁架需延伸到地下室，不可因建筑方面的要求而在地下室移动位置。支撑在地下室是否改为混凝土抗震墙形式，与是否设置钢骨混凝土结构层有关，设置钢骨混凝土结构层时采用混凝

土墙较协调。该抗震墙是否由钢支撑外包混凝土构成还是采用混凝土墙，由设计确定。

日本在高层钢结构的下部（地下室）设钢筋混凝土结构层，目的是使内力传递平稳，保证柱脚的嵌固性，增加建筑底部刚性、整体性和抗倾覆稳定性；而美国无此要求。本规范对此不做规定。

多层钢结构与高层钢结构不同，根据工程情况可设置或不设置地下室。当设置地下室时，房屋一般较高，钢框架柱宜伸至地下一层。

钢结构的基础埋置深度，参照高层混凝土结构和上海的工程经验确定。

7.2 计算要点

7.2.2 采用屈曲约束支撑的钢结构，阻尼比按消能减震结构的规定采用。采用该阻尼比后，地震影响系数均按本规范第4章的规定采用。

7.2.3 本条规定了钢结构内力和变形分析的一些原则要求。

1 钢结构考虑二阶效应的计算，《钢结构设计规范》GB 50017—2003第3.2.8条的规定，应计入构件初始缺陷（初倾斜、初弯曲、残余应力等）对内力的影响，其影响程度可通过在框架每层柱顶作用有附加的假想水平力来体现。

2 对工字形截面柱，美国 NEHRP 抗震设计手册（第二版）2000年节点域考虑剪切变形的的方法如下，可供参考：

考虑节点域剪切变形对层间位移角的影响，可近似将所得层间位移角与由节点域在相应楼层设计弯矩下的剪切变形角平均值相加求得。节点域剪切变形角的楼层平均值可按下式计算：

$$\Delta\gamma_i = \frac{1}{n} \sum \frac{M_{j,i}}{GV_{pe,ji}}, (j = 1, 2, \dots, n)$$

式中： $\Delta\gamma_i$ ——第*i*层钢框架在所考虑的受弯平面内节点域剪切变形引起的变形角平均值；

$M_{j,i}$ ——第 i 层框架的第 j 个节点域在所考虑的受弯平面内的不平衡弯矩, 由框架分析得出, 即 $M_{ji} = M_{b1} + M_{b2}$;

$V_{pe,ji}$ ——第 i 层框架的第 j 个节点域的有效体积;

M_{b1} 、 M_{b2} ——分别为受弯平面内第 i 层第 j 个节点左、右梁端同方向地震作用组合下的弯矩设计值。

对箱形截面柱, 节点域变形较小, 其对框架位移的影响可略去不计。

3 本款修订依据多道防线的概念设计, 框架-支撑体系中, 支撑框架是第一道防线, 在强烈地震中支撑先屈服, 内力重分布使框架部分承担的地震剪力必须增大, 二者之和应大于弹性计算的总剪力; 如果调整的结果框架部分承担的地震剪力不适当增大, 则不是“双重体系”而是按刚度分配的结构体系。美国 IBC 规范中, 这两种体系的延性折减系数是不同的, 适用高度也不同。日本在钢支撑-框架结构设计中, 去掉支撑的纯框架按总剪力的 40% 设计, 远大于 25% 总剪力。这一规定体现了多道设防的原则, 抗震分析时可通过框架部分的楼层剪力调整系数来实现, 也可采用删去支撑框架进行计算来实现。

4 为使偏心支撑框架仅在耗能梁段屈服, 支撑斜杆、柱和非耗能梁段的内力设计值应根据耗能梁段屈服时的内力确定并考虑耗能梁段的实际有效超强系数, 再根据各构件的承载力抗震调整系数, 确定斜杆、柱和非耗能梁段保持弹性所需的承载力。

5 2005AISC 抗震规程规定, 位于消能梁段同一跨的框架梁和框架柱的内力设计值增大系数不小于 1.1, 支撑斜杆的内力增大系数不小于 1.25。据此, 对 2001 规范的规定适当调整, 梁和柱由原来的 8 度不小于 1.5 和 9 度不小于 1.6 调整为二级不小于 1.2 和一级不小于 1.3, 支撑斜杆由原来的 8 度不小于 1.4 和 9 度不小于 1.5 调整为二级不小于 1.3 和一级不小于 1.4。

7.2.4 轴压比较小时可不验算强柱弱梁。条文所要求的是按 2

倍的小震地震作用的地震组合得出的内力设计值，而不是取小震地震组合轴向力的 2 倍。

参考美国规定增加了梁端塑性铰外移的强柱弱梁验算公式。

骨形连接（RBS）连接的塑性铰至柱面距离，参考 FEMA350 的规定，取 $(0.5 \sim 0.75) b_f + (0.65 \sim 0.85) h_b / 2$ （其中， b_f 和 h_b 分别为梁翼缘宽度和梁截面高度）；梁端扩大型和加盖板的连接按日本规定，取净跨的 1/10 和梁高二者的较大值。强柱系数建议以 7 度（0.10g）作为低烈度区分界，大致相当于 AISC 的等级 C，按 AISC 抗震规程，等级 B、C 是低烈度区，可不执行该标准规定的抗震构造措施。强柱系数实际上已隐含系数 1.15，只是将强柱系数按抗震等级做了相应的划分。

7.2.5 关于节点域。日本规定节点板域尺寸自梁柱翼缘中心线算起，AISC 的节点域稳定公式规定自翼缘内侧算起。本次修订，拟取自翼缘中心线算起。

美国节点板域稳定公式为高度和宽度之和除以 90，历次修订此式未变；我国同济大学和哈尔滨工业大学做过试验，结果都是 1/70，考虑到试件板厚有一定限制，过去对高层用 1/90，对多层用 1/70。板的初始缺陷对平面内稳定影响较大，特别是板厚有限时，一次试验也难以得出可靠结果。考虑到该式一般不控制，本次修订拟统一采用美国的参数 1/90。

研究表明，节点域既不能太厚，也不能太薄，太厚了使节点域不能发挥其耗能作用，太薄了将使框架侧向位移太大，规范使用折减系数来设计，取 0.7 是参考日本研究结果采用。《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 — 98 规定在 7 度时改用 0.6，是考虑到我国 7 度地区较大，可减少节点域加厚。日本第一阶段设计相当于我国 8 度；考虑 7 度可适当降低要求，所以按抗震等级划分拟就了系数。

7.2.6 本条给出了中心支撑框架和框架-中心支撑结构的抗震设计规定。

1 用于抗震的中心支撑框架的支撑布置形式如图 4 所示。

在罕遇地震作用时，要靠支撑屈曲后的循环塑性耗能。当采用以受拉屈服形式耗能的单斜支撑体系时，应同时设不同倾斜方向的两组斜杆，如图 4（b）所示，以防因一侧单斜支撑受压失稳使结构向一侧倾倒。

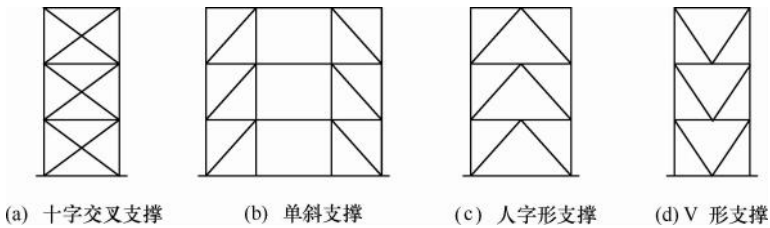


图 4 中心支撑布置形式

2 考虑循环荷载时的强度降低系数，是高钢规范编制时陈绍蕃教授提出的。考虑中心支撑长细比限制改动较大，拟保留此系数。

3 在罕遇地震作用下，V 形或人字形支撑中的受压斜杆会发生反复的整体屈曲使承载力降低到初始承载力的 30% 左右，而此时受拉的斜杆则可承受直至屈服强度的拉力，在横梁跨中产生不平衡的竖向力的作用，因此不能考虑支撑在梁跨中的支承作用，且横梁必须保持连续。本款的最后一项是为了防止横梁在与支撑相交处发生侧向失稳，当梁上为组合楼盖时，梁的上翼缘可不必验算。

4 本款规定是为了防止组合压杆的单肢失稳和垫板焊缝的失效，条文中的“组合支撑杆件控制长细比”是指组合支撑杆件在框架平面内和平面外的最大长细比。试验表明当支撑杆件发生出平面失稳时，将带动两端节点板的出平面弯曲，为了不在单壁节点板内发生节点板的出平面失稳，又能使节点板产生非约束的出平面塑性转动，可在支撑端部与假定的节点板约束线之间留有 2 倍节点板厚的间隙，如图 5 所示。

7.2.7 本条给出了偏心支撑框架和框架-偏心支撑结构的抗震设

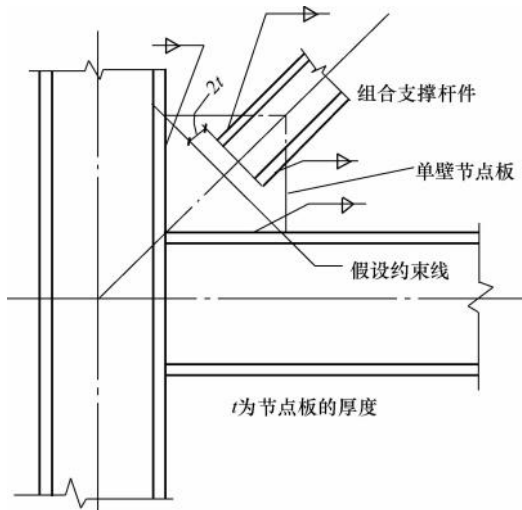


图 5 组合支撑杆件端部与单壁节点板的连接

计规定。

1 用于抗震的偏心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.7 所示。

2 当消能梁段的轴力设计值不超过 $0.15Af$ 时，按 AISC 规定，忽略轴力影响，消能梁段的受剪承载力取腹板屈服时的剪力和梁段两端形成塑性铰时的剪力二者的较小值。本规范根据我国钢结构设计规范关于钢材拉、压、弯强度设计值与屈服强度的关系，取承载力抗震调整系数为 1.0，计算结果与 AISC 相当；当轴力设计值超过 $0.15Af$ 时，则降低梁段的受剪承载力，以保证该梁段具有稳定的滞回性能。

3 偏心支撑框架耗能机制实现的先决条件是确保支撑不失去整体稳定。本款规定的偏心支撑斜杆的内力增大系数与现行抗震规范接近，另外还考虑了弯矩的影响。偏心支撑应根据增大的内力设计值，按国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的压弯构件进行设计。

4 本款规定也是确保耗能机制只发生在耗能连梁处。

7.2.8 对支撑与框架连接处和支撑拼接处的承载力做了规定。

7.3 抗震构造措施

7.3.1 本条给出了梁和柱的构造要求。

1 梁翼缘的突然改变,会引起应力集中,在罕遇地震作用下很难充分发展塑性和延性。但最近国外的试验研究证明,当圆滑地改变梁翼缘的宽度(所谓狗骨形翼缘)时,能保证在削弱截面处充分发展塑性和延性,有利于抗震耗能,保证罕遇地震作用下的框架梁不发生侧向失稳。

2 本条引自国家行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99,只是将设防烈度大体换算为抗震设计类别。限制板件的宽厚比,可保证构件在达到所要求的受力状态下,不失去局部稳定。抗震结构的梁柱均希望能在弹塑性状态下工作,并有较大的延性,因此对其板件的宽厚比较非抗震结构有更加严格的限制。表中数值是根据国内外的相关研究确定的。

7.3.2 框架柱的长细比关系到钢结构的整体稳定。研究表明,钢结构高度加大时,轴力加大,竖向地震对框架柱的影响很大。

7.3.3 框架梁、柱板件宽厚比的规定,是以结构符合强柱弱梁为前提,考虑柱仅在后期出现少量塑性不需要很高的转动能力,综合美国和日本的规定制定的。陈绍蕃教授指出,以轴压比 0.37 为界的 12 层以下梁腹板宽厚比限值的计算公式,适用于采用塑性内力重分布的连续组合梁负弯矩区,如果不考虑出现塑性铰后的内力重分布,宽厚比限值可以放宽。考虑到按刚性楼盖分析时,得不出梁的轴力,但在进入弹塑性阶段时,上翼缘的负弯矩区楼板将退出工作,迫使钢梁翼缘承受一定轴力,不考虑是不安全的。注意到日本对梁腹板宽厚比限值的规定为 60 (65),括号内为缓和值,不考虑轴力影响; AISC 341-05 规定,当梁腹板轴压比为 0.125 时其宽厚比限值为 75。据此,梁腹板宽厚比限值对抗震设计类别 D、C、B、A 类分别取上限值 (60、65、70、75) $\sqrt{235/f_y}$ 。

注意,从抗震设计的角度,对于板件宽厚比的要求,主要是地震下构件端部可能的塑性铰范围,非塑性铰范围的构件宽厚比可有所放宽。

7.3.4 本节规定了中心支撑框架的构造要求,主要用于高度50m以上的钢结构房屋。AISC 341-05 抗震规程,特殊中心支撑框架和普通中心支撑框架的支撑长细比限值均规定不大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 。按抗震设计类别,支撑板件宽厚限值也做了适当修改。

7.3.5 本节规定了保证消能梁段发挥作用的一系列构造要求。

为使消能梁段有良好的延性和消能能力,其钢材应采用 Q235、Q345 或 Q345GJ。

板件宽厚比参照 AISC 的规定做了适当调整。当梁上翼缘与楼板固定但不能表明其下翼缘侧向固定时,仍需设置侧向支撑。

7.3.6 本条给出了连接和节点的构造要求。

1~3 引自美国规定和国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

4 震害表明,梁柱刚性节点构造不当,常在强烈地震中发生破损,降低结构的抗震能力。为保证框架有足够的延性,应尽量做到:① 尽量减少在坡口全熔透焊缝处的应力集中和变形约束条件;② 利用框架节点板域的适度剪切变形,提高框架的变形能力;③ 防止梁端与柱翼缘连接焊缝发生脆性断裂;④ 避免地震时框架梁端下翼缘焊缝断裂的常见震害。

7.3.7 本条给出了各种抗震剪力墙板的构造要求。由低屈服强度钢板制成的钢板抗震剪力墙,有利于形成剪切屈服耗能机制。有条件时可采用 LYP100 钢板,其机械性能为 $f_y \leq 100\text{N/mm}^2$, 强屈比 >3 , 伸长率 $\delta_5 \geq 50\%$ 。

8 多层和高层钢筋混凝土结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章只适用于现浇钢筋混凝土结构和装配式框架结构的抗震设计；装配式大板结构未列入本章，可参阅专门的规程。

8.1.2 本条列出了与本章有关的国家现行设计和施工标准。抗震设防区的钢筋混凝土结构除应符合本章的抗震要求外，还应符合这些标准的要求。

8.1.3 建筑的抗震设计类别是根据设计地震动参数和建筑使用功能类别确定的，结构高度的限制与抗震设计类别有关，不同设计类别和不同结构体系的抗震性能不同，它们的最大适用高度也不同。本章规定的最大适用高度是根据抗震措施、地震危险性、经济效果和地震宏观的经验提出的。如有可靠的论据，可以超出此限制。

8.1.4 基于抗震性态要求的混凝土结构房屋抗震验算标准给出了钢筋混凝土结构房屋按性态要求的验算依据。

8.1.5 给出了钢筋混凝土结构房屋抗震设计类别划分依据、裙房抗震设计类别的选取方法，指出主楼与裙房顶层同高度的楼层及相邻的上下层应适当加强抗震构造措施。

8.1.6 钢筋混凝土结构材料的选择合理与否直接影响工程的质量、功能和造价。对普通钢筋的选择体现了普通纵向受力钢筋以不低于 HRB400 级的热轧钢筋为主导钢筋，同时兼顾 HRB335 热轧钢筋的原则。对预应力钢筋的选择体现了以高强钢丝钢绞线为主导预应力钢材，同时兼顾精轧螺纹钢的原则。对混凝土强度等级的选择体现了结构混凝土强度等级适当提高，同时又能确保浇筑质量的原则。

8.1.7 设置防震缝是减轻不规则建筑局部破坏的主要措施，最

小宽度限制是防止地震时相互碰撞而引起严重震害。

防震缝可以结合沉降缝的要求贯通到地基，当无沉降问题时也可以从基础或地下室以上贯通。当有多层地下室，上部结构为带裙房的单塔或多塔结构时，可将裙房用防震缝自地下室以上分隔，地下室顶板应有良好的整体性和刚度，能将地震剪力分布到整个地下室结构。

8 度框架结构房屋防震缝两侧层高相差较大时，可在防震缝两侧房屋的尽端沿全高设置垂直于防震缝的抗撞墙，通过抗撞墙的损坏减少防震缝两侧碰撞时框架的破坏。抗撞墙的长度可不大于层高的 $1/2$ 。结构单元较长时，抗撞墙可能引起较大温度内力，也可能有较大扭转效应，故设置时应综合分析（图 6）。

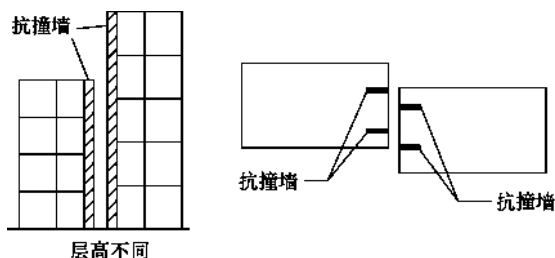


图 6 抗震墙示意图

8.1.8 多层和高层建筑相邻楼层沿高度的受剪承载力如相差较大，会产生弹塑性变形集中现象，使这些楼层产生严重破坏，日本 1995 年阪神地震中就有很多这种震害例子。本条对相邻楼层的屈服剪力系数相差值的限制是根据数千个算例给出的。

8.1.9 “5·12 汶川地震”震害表明，地震扭转效应所引起的震害是主要震害类型之一。本条款要求在工程中按照“均匀、对称、分散、周边”的原则布置框架柱和抗震墙，以形成足够的抗扭刚度，避免过于严重的受损破坏。梁中线与柱中线之间、柱中线与抗震墙中线之间有较大偏心距时，在地震作用下可能导致核心区受剪面积不足，对柱带来不利的扭转效应。当偏心距超过 $1/4$ 柱宽时，需进行具体分析并采取有效措施，如可采用水平加

腋梁及加强柱的箍筋等。

震害表明单跨框架抗震性能很差，因此本条增加了控制单跨框架结构适用范围的要求。框架结构中某个主轴方向均为单跨，也属于单跨框架结构；某个主轴方向有局部的单跨框架，可不作为单跨框架结构对待。一、二层的连廊采用单跨框架时，需要注意加强。框架-抗震墙结构中的框架，可以是单跨。

8.1.10 楼、屋盖平面内的变形，将影响楼层水平地震剪力在各抗侧力构件之间的分配。为使楼、屋盖具有传递水平地震剪力的刚度，从 78 年版抗震规范起，就提出了不同烈度下抗震墙之间不同类型楼、屋盖的长宽比限值。超过该限值时，需考虑楼、屋盖平面内变形对楼层水平地震剪力分配的影响。本规范规定 8 度框架-抗震墙结构装配整体式楼、屋盖的长宽比由 2.5 调整为 2；适当放宽板柱-抗震墙结构现浇楼、屋盖的长宽比。

8.1.11 预制板的连接不足时，地震中将造成严重的震害，需要特别加强。在混凝土结构中，本规范仅适用于采用符合要求的装配整体式混凝土楼、屋盖。

8.1.12 在框架-抗震墙结构和板柱-抗震墙结构中，抗震墙是主要抗侧力构件，竖向布置应连续，防止刚度和承载力突变。应结合楼梯间布置抗震墙形成安全通道；“抗震墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱，或与另一方向的抗震墙相连”，明确要求两端设置端柱或翼墙。

8.1.13 部分框支抗震墙属于抗震不利的结构体系，本规范的抗震措施只限于框支层不超过两层的情况。规定了纵横向墙体互为翼墙或设置端柱的要求。明确部分框支抗震墙结构的底层框架应满足框架-抗震墙结构对框架部分承担地震倾覆力矩的限值，框支层不应设计为少墙框架体系（图 7）。

为提高较长抗震墙的延性，分段后各墙段的总高度与墙宽之比，不宜小于 3（图 8）。

要求框支层的楼层侧向刚度不应小于相邻非框支层楼层侧向刚度的 50%，是为了避免地震时在框支层产生弹塑性变形集中

现象，避免在框支层产生严重破坏。

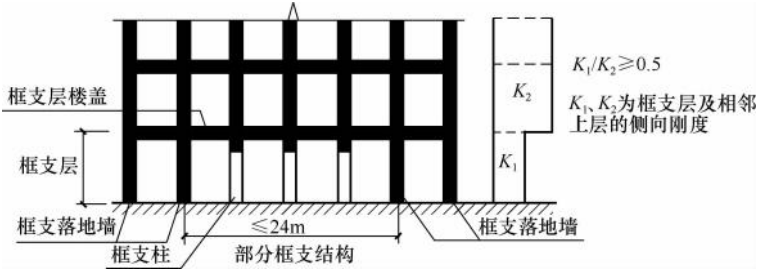


图 7 框支结构示意图

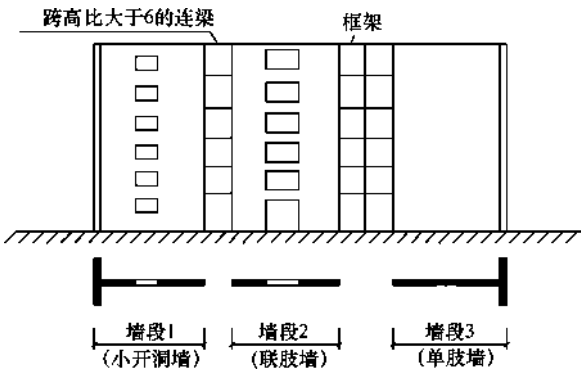


图 8 较长抗震墙的组成示意图

8.1.14 进行抗震墙结构、框架-抗震墙结构、板柱-抗震墙结构和筒体结构等的抗震墙抗震设计时，为保证出现塑性铰后抗震墙具有足够的延性，该范围内应当加强构造措施，提高其抗剪切破坏的能力。由于抗震墙底部塑性铰出现有一定范围，因此对其做了规定。一般情况单个塑性铰发展高度为墙底截面以上墙肢截面高度 h_w 的范围，为安全起见，本条规定的加强部位范围适当扩大。

部分框支抗震墙结构，由于转换层位置的增高，结构传力路径复杂、内力变化较大，规定抗震墙底部加强范围亦增大，可取

框支层加框支层以上两层的高度及落地抗震墙总高度的 $1/10$ 二者的较大者，这里的抗震墙包括落地抗震墙和转换构件上部的抗震墙。

加强部位的高度一律从地下室顶板算起；当计算嵌固端位于地面以下时，还需向下延伸，但加强部位的高度仍从地下室顶板算起。还规定了高度不超过 24m 的多层建筑的底部加强部位高度。

有裙房时，按本规范第 8.1.5 条的要求，主楼与裙房顶对应的相邻上下层需要加强。此时，加强部位的高度也可以延伸至裙房以上一层。

8.1.15 对软弱黏性土层、液化土层和严重不均匀的土层以及重力荷载相差较大具有单独基础的框架柱基，在两个主轴方向设置基础连系梁可以控制柱的下沉量，避免引起结构破坏，所以增加了 (4)。

8.1.16 当地基土较弱，基础刚度和整体性较差，在地震作用下抗震墙基础将产生较大的转动，从而降低了抗震墙的抗侧力刚度，对内力和位移都将产生不利影响。

8.1.17 配合本规范第 5.2 节的规定，针对主楼与裙房相连的情况明确其天然地基地部不宜出现零应力区。

8.1.18 为了能使地下室顶板作为上部结构的嵌固部位，本条规定了地下室顶板和地下一层的设计要求：

地下室顶板必须具有足够的平面内刚度，以有效传递地震基底剪力。地下室顶板的厚度不宜小于 180mm ，若柱网内设置多个次梁时，板厚可适当减小。这里所指地下室应为完整的地下室，在山（坡）地建筑中出现地下室各边填埋深度差异较大时，宜单独设置支挡结构。

框架柱嵌固端屈服时，或抗震墙墙肢的嵌固端屈服时，地下一层对应的框架柱或抗震墙墙肢不应屈服。据此规定了地下一层框架柱纵筋面积和墙肢端部纵筋面积的要求。

“相关范围”一般可从地上结构（主楼、有裙房时含裙房）

周边外延不大于 20m。

当框架柱嵌固在地下室顶板时，位于地下室顶板的梁柱节点应按首层柱的下端为“弱柱”设计，即地震时首层柱底屈服、出现塑性铰。为实现首层柱底先屈服的设计概念，本规范提供了两种方法：

其一，按下式复核：

$$\Sigma M_{\text{bua}} + \Sigma M_{\text{cua}}^{\text{t}} \geq 1.3 \Sigma M_{\text{cua}}^{\text{b}}$$

式中： 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；

$\Sigma M_{\text{cua}}^{\text{t}}$ ——地下室柱上端与梁端受弯承载力同一方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，应根据轴力设计值、实配钢筋面积和材料强度标准值等确定；

$\Sigma M_{\text{cua}}^{\text{b}}$ ——地上一层柱下端与梁端受弯承载力不同方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，应根据轴力设计值、实配钢筋面积和材料强度标准值等确定。

设计时，梁柱纵向钢筋增加的比例也可不同，但柱的纵向钢筋至少比地上结构柱下端的钢筋增加 10%。

其二，作为简化，当梁按计算分配的弯矩接近柱的弯矩时，地下室顶板的柱上端、梁顶面和梁底面的纵向钢筋均增加 10% 以上。可满足上式的要求。

8.1.19 发生强烈地震时，楼梯间是重要的紧急逃生竖向通道，楼梯间（包括楼梯板）的破坏会延误人员撤离及救援工作，从而造成严重伤亡。因此对楼梯间的抗震设计提出要求是必要的。对于框架结构，楼梯构件与主体结构整浇时，梯板起到斜支撑的作用，对结构刚度、承载力、规则性的影响比较大，应参与抗震计算；当采取措施，如梯板滑动支承于平台板，楼梯构件对结构刚

度等的影响较小,是否参与整体抗震计算差别不大。对于楼梯间设置刚度足够大的抗震墙的结构,楼梯构件对结构刚度的影响较小,也可不参与整体抗震计算。

8.1.20 试算结果表明,绝大部分抗震设计类别为 A 类或抗震等级为四级的结构,若满足本规范 8.1.5 条高度限值和 8.3 节抗震构造要求,可顺利通过地震作用验算。本规范有具体规定时,应进行地震作用验算。

8.2 钢筋混凝土结构的承载力

8.2.2 框架结构的抗地震倒塌能力与其破坏机制密切相关。试验研究表明,梁端屈服型框架有较大的内力重分布和能量消耗能力,极限层间位移大,抗震性能较好;柱端屈服型框架容易形成倒塌机制。

在强震作用下结构构件不存在承载力储备,梁端受弯承载力即为实际可能达到的最大弯矩,柱端实际可能达到的最大弯矩也与其偏压下的受弯承载力相等。这是地震作用效应的一个特点。因此,所谓“强柱弱梁”指的是:节点处梁端实际受弯承载力 M_{by}^a 和柱端实际受弯承载力 M_{cy}^a 之间满足下列关系:

$$\Sigma M_{cy}^a > \Sigma M_{by}^a$$

这种概念设计,由于地震的复杂性、楼板的影响和钢筋屈服强度的超强,难以通过精确的承载力计算真正实现。

即使按“强柱弱梁”设计的框架,在强震作用下,柱端仍有可能出现塑性铰,保证柱的抗地震倒塌能力是框架抗震设计的关键。本规范通过柱的抗震构造措施,使柱具有大的弹塑性变形能力和耗能能力,达到在大震作用下,即使柱端出现塑性铰,也不至于引起框架倒塌的性态目标。

当框架底部若干层的柱反弯点不在楼层内时,说明这些层的框架梁相对较弱。为避免在竖向荷载和地震共同作用下变形集中,压屈失稳,柱端弯矩也应乘以增大系数。

对于轴压比小于 0.15 的柱,包括顶层柱在内,因其具有比

较大的变形能力，可不满足上述要求；对框支柱，在本规范第 8.2.10 条另有规定。

框架结构计算嵌固端所在层即底层的柱下端过早出现塑性屈服，将影响整个结构的抗地震倒塌能力。嵌固端截面乘以弯矩增大系数是为了避免框架结构柱下端过早屈服。对其他结构中的框架，其主要抗侧力构件为抗震墙，对其框架部分的嵌固端截面，可不做要求。

当仅用插筋满足柱嵌固端截面弯矩增大的要求时，可能造成塑性铰向底层柱的上部转移，对抗震不利。故规范提出按柱上下端不利情况配置纵向钢筋的要求。

8.2.3 本条的规定主要是为增强构件的延性。增强构件延性应限制和避免下列几种破坏；一是对角线剪切破坏，这种破坏一般发生在剪跨比小于 1 的构件中，所以对剪跨比规定了一个下限；剪压破坏、剪拉破坏和黏结破坏都会降低构件的延性。轴向应力 (σ_0) 大时，如发生弯曲破坏，由于延伸率小而容易产生剪压破坏。根据试验， σ_0/f_c 在 0.4 左右延性最好。节点是保持结构整体性和梁柱连接的重要部位，即使梁柱已屈服，节点还必须保持一定的潜力，以保证结构的整体性。

8.2.4、8.2.5、8.2.8 防止梁、柱和抗震墙底部在弯曲屈服前出现剪切破坏是抗震概念设计的要求，它意味着构件的受剪承载力要大于构件弯曲时实际达到的剪力，即按实际配筋面积和材料强度标准值计算的承载力之间满足下列关系式：

$$V_{bu} > (M_{bu}^l + M_{bu}^r)/l_{bo} + V_{Gb}$$

$$V_{cu} > (M_{cu}^b + M_{cu}^t)/H_{cn}$$

$$V_{wu} > (M_{wu}^b - M_{wu}^t)/H_{wn}$$

规范在纵向受力钢筋不超过计算配筋 10% 的前提下，将承载力不等式转为内力设计值表达式，不同抗震等级采用不同的剪力增大系数，使“强剪弱弯”的程度有所差别。该系数同样考虑了材料实际强度和钢筋实际面积这两个因素的影响，对柱和墙还

考虑了轴向力的影响，并简化计算。

注意：柱和抗震墙的弯矩设计值系经本节有关规定调整后的取值；梁端、柱端弯矩设计值之和须取顺时针方向之和以及逆时针方向之和两者的较大值；梁端纵向受拉钢筋也按顺时针及逆时针方向考虑。

8.2.6 地震时角柱处于复杂的受力状态，其弯矩和剪力设计值的增大系数，比其他柱略有增加，以提高抗震能力。

8.2.7 对高度大于 80m 的 C 类和高度在 25~60m 的 D 类抗震墙规定调整截面的组合弯矩设计值，目的是通过配筋方式迫使塑性铰区位于墙肢的底部加强部位。89 版抗震规范要求底部加强部位的组合弯矩设计值均按墙底截面的设计值采用，以上一般部位的组合弯矩设计值按线性变化，对于较高的房屋，会导致与加强部位相邻一般部位的弯矩取值过大。2001 版抗震规范改为：底部加强部位的弯矩设计值均取墙底部截面的组合弯矩设计值，底部加强部位以上均采用各墙肢截面的组合弯矩设计值乘以增大系数，但增大后与加强部位紧邻一般部位的弯矩有可能小于相邻加强部位的组合弯矩。本规范采用 2010 版抗震规范的规定，仅加强部位以上乘以增大系数。主要有两个目的：一是使墙肢的塑性铰在底部加强部位的范围内得到发展，不是将塑性铰集中在底层，甚至集中在底截面以上不大的范围内，从而减轻墙肢底截面附近的破坏程度，使墙肢有较大的塑性变形能力；二是避免底部加强部位紧邻的上层墙肢屈服而底部加强部位不屈服。

当 II 类使用功能抗震墙的墙肢在设防地震下出现小偏心受拉时，在罕遇地震下的抗震能力可能大大丧失；而且，即使设防地震下为偏压的墙肢而罕遇地震下转为偏拉，则其抗震能力有实质性的改变，也需要采取相应的加强措施。

双肢抗震墙的某个墙肢为偏心受拉时，一旦出现全截面受拉开裂，则其刚度退化严重，大部分地震作用将转移到受压墙肢，因此，受压肢需适当增大弯矩和剪力设计值以提高承载能力。注意到地震是往复的作用，实际上双肢墙的两个墙肢，都可能要按

增大后的内力配筋。

8.2.9 本条给出的限制条件，目的是规定框架梁、柱、抗震墙和连梁截面尺寸的最小值，或者说限制了结构构件截面的最大名义剪应力值。结构构件的名义剪应力值过高，会在早期出现斜裂缝，抗剪钢筋难以充分发挥作用。

框架柱和抗震墙的剪跨比可按图 9 及公式进行计算。

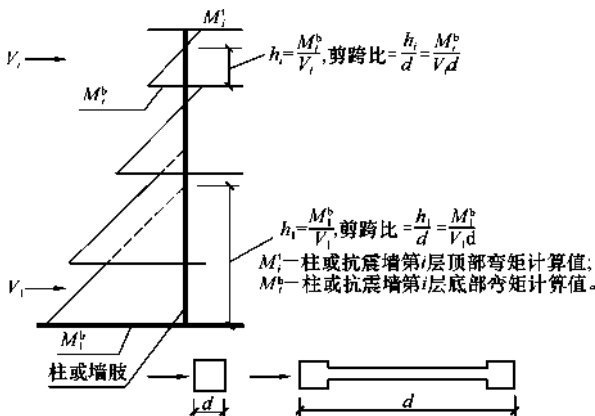


图 9 剪跨比计算简图

8.2.10~8.2.12 这几条规定了部分框支结构设计计算的注意事项。

第 8.2.10 条 1 款的规定，适用于本章 8.1.1 条所指的框支层不超过 2 层的情况。本规范按 2010 版抗震规范将本层地震剪力改为底层地震剪力即基底剪力，但主楼与裙房相连时，不含裙房部分的地震剪力，框支柱也不含裙房的框架柱。

在转换层以下，一般落地剪力墙的刚度远远大于框支柱的刚度，落地剪力墙几乎承受全部地震剪力，框支柱的剪力非常小。考虑到实际工程中转换层楼面会有一定的面内变形，从而使框支柱的剪力显著增加。同时考虑到落地剪力墙出现裂缝后刚度下降，也导致框支柱剪力增加。所以对框支柱剪力给予调整增大。

框支结构的落地墙，在转换层以下的部位是保证框支结构抗

震性能的关键部位,该部位的剪力传递还可能存在矮墙效应。为了保证抗震墙在大震时的受剪承载力,只考虑有拉筋约束部分的混凝土受剪承载力。

无地下室的部分框支抗震墙结构的落地墙,特别是联肢或双肢墙,当考虑不利荷载组合出现偏心受拉时,为了防止墙与基础交接处产生滑移,宜按总剪力的 30% 设置 45° 交叉防滑斜筋,斜筋可按单排设在墙截面中部并应满足锚固要求。

8.2.13 本条规定了在结构整体分析中的内力调整:

(1) 按照框墙结构(不包括少墙框架体系和少框架的抗震墙体系)中框架和墙体协同工作的分析结果,在一定高度以上,框架按侧向刚度分配的剪力与墙体的剪力反号,二者相减等于楼层的地震剪力,此时,框架承担的剪力与底部总地震剪力的比值基本保持某个比例;按多道防线的概念设计要求,墙体是第一道防线,在设防地震、罕遇地震下先于框架破坏,由于塑性内力重分布,框架部分按侧向刚度分配的剪力会比多遇地震下加大。

此项规定适用于竖向结构布置基本均匀的情况;对塔类结构出现分段规则的情况,可分段调整;对有加强层的结构,不含加强层及相邻上下层的调整。此项规定不适用于部分框架柱不到顶,使上部框架柱数量较少的楼层。

(2) 计算地震内力时,抗震墙连梁刚度可折减;计算位移时,连梁刚度可不折减。抗震墙的连梁刚度折减后,如部分连梁尚不能满足剪压比限值,可采用双连梁、多连梁的布置,还可按剪压比要求降低连梁剪力设计值及弯矩,并相应调整抗震墙的墙肢内力。

(3) 抗震墙应计入腹板与翼墙共同工作。对于翼墙的有效长度,采取 2001 版抗震规范的规定:“每侧由墙面算起可取相邻抗震墙净间距的一半、至门窗洞口的墙长度及抗震墙总高度的 15% 三者的最小值”。

(4) 对于少墙框架结构,框架部分的地震剪力取两种计算模型的较大值较为妥当。

8.2.14 节点是维持结构整体性的重要部位。一方面要处理好不同方向梁的纵筋在节点内分排垂直叠放问题，另一方面也要处理好不同方向梁纵筋在节点的可靠锚固问题。解决好这两个方面问题是保证节点设计合理的前提。

8.2.15、8.2.16 地震震害分析表明，对未按抗震要求进行设计的抗震等级为四级的节点，在相应罕遇地震作用下破坏较少，而抗震设计类别为一、二、三级的框架的节点在相应罕遇地震作用下发生不同程度的破坏。综合考虑地震震害分析结果和抗震性态设计的要求，高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架，应进行梁柱节点核心区抗震受剪承载力验算。

对于纵横向框架共同交汇的节点，可以按各自方向分别进行节点计算。

8.2.17~8.2.19 规定节点截面限制条件，是为了防止节点截面太小，核心区混凝土承受过大的斜压应力，致使节点混凝土首先被压碎而破坏。

框架节点的抗震受剪承载力由混凝土斜压杆和水平箍筋两部分受剪承载力组成。依据试验，节点核心区内的混凝土斜压杆截面面积虽然可随柱端轴力的增加而稍有增加，使得在节点剪力较小时，柱轴压力的增大对节点抗震性能起一定有利作用；但当节点剪力较大时，因核心区混凝土斜向压应力已经较高，轴压力的增大反而会对节点抗震性能产生不利影响。综合考虑上述因素后，适度降低了轴压力的有利作用。

节点在两个正交方向有梁时，增加了对核心区混凝土的约束，因而提高了节点的受剪承载力。但若两个方向的梁截面较小，则其约束影响就不明显。因此，规定在两个正交方向有梁，梁的宽度、高度都能满足一定要求且有现浇板时，才可考虑梁与现浇板对节点的约束影响，并对节点的抗震受剪能力乘以大于 1.0 的约束系数。对于梁截面较小或只有一个方向有直交梁的中间节点以及边节点、角节点均不考虑梁对节点的约束影响。

对于采用预应力混凝土框架梁与矩形柱所形成的节点，考虑

了水平有效预加力对节点抗震受剪承载力的贡献。

8.2.20 圆柱的计算公式依据国外资料和国内试验结果提出。式中去掉 γ_{RE} 及 η 附加系数后可写为:

$$V_j \leqslant 1.5f_t A_j + 0.05 \frac{N}{D^2} A_j + 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}$$

上式中系数 1.57 来自 ACI Structural Journal, Jan-Feb. 1989, Priestley 和 Paulay 的文章: Seismic strength of circular reinforced concrete columns。

圆形截面柱受剪, 环形箍筋所承受的剪力可用下式表达:

$$V_s = \frac{\pi A_{sh} f_{yv} D'}{2s} = 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{D'}{s} \approx 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}$$

式中: A_{sh} ——环形箍单肢截面面积;

D' ——纵向钢筋所在圆周的直径;

h_{b0} ——框架梁截面有效高度;

s ——环形箍筋间距。

根据重庆建筑大学 2000 年完成的 4 个圆柱梁柱节点试验, 对比了计算和试验的节点核心区受剪承载力, 计算值与试验值之比约为 85%, 说明此计算公式的可靠性有一定保证。

8.3 钢筋混凝土框架结构的抗震构造措施

8.3.1 梁的截面尺寸, 应从整个框架结构中梁、柱的相互关系, 如在强柱弱梁基础上提高梁变形能力的要求等来处理。规定梁截面宽度不宜小于 200mm, 是为了在绑扎钢筋骨架并支模后易于保证混凝土的浇筑质量。要求截面高宽比不宜大于 4, 是为了保证易于实现梁的剪切破坏迟于弯曲破坏。要求梁净跨与截面高度之比不宜小于 4, 是为了避免梁呈现深受弯构件趋势。

8.3.2 为了避免或减小扭转的不利影响, 宽扁梁框架的梁柱中线宜重合, 并应采用整体现浇楼盖。为了使宽扁梁端部在柱外的纵向钢筋有足够的锚固, 应在两个主轴方向都设置宽扁梁。

8.3.3~8.3.5 梁的变形能力主要取决于梁端的塑性转动量, 而

梁的塑性转动量与截面混凝土相对受压区高度有关。当相对受压区高度为 0.25 至 0.35 范围时,梁的位移延性系数可达到 3~4。计算梁端截面纵向受拉钢筋时,应采用与柱交界面的组合弯矩设计值,并应计入受压钢筋。计算梁端相对受压区高度时,宜按梁端截面实际受拉和受压钢筋面积进行计算。

梁端底面和顶面纵向钢筋的比值,同样对梁的变形能力有较大影响。梁端底面的钢筋可增加负弯矩时的塑性转动能力,还能防止在地震中梁底出现正弯矩时过早屈服或破坏过重,从而影响承载力和变形能力的正常发挥。

根据试验和震害经验,梁端的破坏主要集中于 1.5~2.0 倍梁高的长度范围内;当箍筋间距小于 $6d \sim 8d$ (d 为纵向钢筋直径)时,混凝土压溃前受压钢筋一般不致压屈,延性较好。因此规定了箍筋加密区的最小长度,限制了箍筋最大肢距;当纵向面的配筋、配箍率、箍距及箍筋肢距均相同时,采用连续复合螺旋箍比一般复合箍筋可提高柱的极限变形角 25%。采用连续复合矩形螺旋箍可按圆形复合螺旋箍对待。用上述方法提高柱的轴压比后,应按增大的轴压比由本规范表 8.3.10 确定配箍量,且沿柱全高采用相同的配箍特征值。

试验研究和工程经验都证明,在矩形或圆形截面柱内设置矩形核心柱,不但可以提高柱的受压承载力,还可以提高柱的变形能力。在压、弯、剪共同作用下,当柱出现弯、剪裂缝,在大变形情况下芯柱可以有效地减小柱的压缩,保持柱的外形和截面承载力,特别对于承受高轴压的短柱,更有利于提高变形能力,延缓倒塌。为了便于梁筋通过,芯柱边长不宜小于柱边长或直径的 $1/3$,且不宜小于 250mm (图 10)。

普通框架梁和预应力混凝土框架梁顶面和底面纵向配筋的直径和根数的下限值是综合考虑形成钢筋骨架的需要、抗震性态要求及已有工程经验确定的。

要求梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径,对高度大于 24m 的 A 类和 B、C、D 类框架不宜大于柱在该方向截面尺寸的

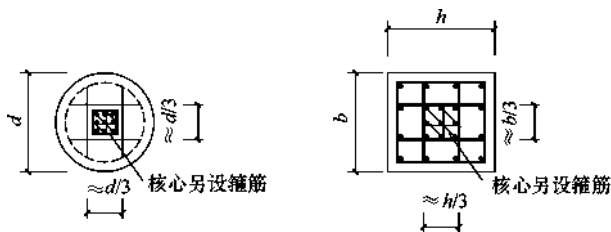


图 10 芯柱尺寸示意图

1/20，是基于纵筋在节点内有可靠锚固提出的。

8.3.6 框架梁是框架结构的主要承重构件，应保证其必要的承载力和延性。同时，试验表明，在预应力混凝土框架梁中采用配置一定数量非预应力钢筋的混合配筋方式，对改善裂缝分布，提高承载力和延性的作用是明显的。为此规定地震区的框架梁，宜采用后张有黏结预应力，且应配置一定数量的非预应力钢筋。

预应力强度比对框架梁的抗震性能有重要影响，对其选择要结合工程具体条件，应全面考虑使用阶段和抗震性能两方面要求。从使用阶段看，该比值大一些好；从抗震角度，其值不宜过大。综合考虑，预应力混凝土框架梁梁端配筋强度比宜不大于 0.75。

梁端箍筋加密区内，梁端下部纵向非预应力钢筋和上部非预应力钢筋的截面面积应符合一定的比例，其理由同非预应力抗震框架。规范对预应力混凝土框架梁端下部非预应力钢筋和上部非预应力钢筋的面积比限值的规定，是参考了已有的试验研究和本规范有关钢筋混凝土框架梁的规定，经综合分析后确定的。

8.3.8 表 8.3.8-1 中规定的柱纵向钢筋最小配筋率，是为保证在相应罕遇地震下结构不发生倒塌而提出的。

8.3.9 柱最小截面尺寸是根据经验给出的，考虑了梁最小截面宽度的要求。要求柱净高与截面高度之比不宜小于 4，是为了避免在工程中出现短柱及短柱趋势。

考虑地震反复作用的特点，同时为了实现柱端附近裂缝分布有利于延性改善，提出了第 4 款和第 6 款柱纵筋的配置要求。考

虑到经济性要求,规定柱总配筋率不应大于 5%。

本规范相对 2001 版以前抗震规范提高了框架结构中柱和边柱纵向钢筋的最小总配筋率的要求。随着高强钢筋和高强混凝土的使用,最小纵向钢筋的配筋率要求,将随混凝土强度和钢筋的强度而有所变化,但表中的数据是最低的要求,必须满足。

当框架柱在地震作用组合下处于小偏心受拉状态时,柱的纵筋总截面面积应比计算值增加 25%,是为了避免柱的受拉纵筋屈服后再受压时,由于包兴格效应导致纵筋压屈。

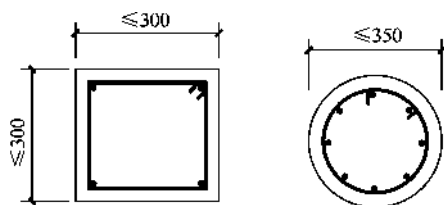
8.3.10 框架柱的弹塑性变形能力,主要与柱的轴压比和箍筋对混凝土的约束程度有关。为了具有大体上相同的变形能力,轴压比大的柱,要求的箍筋约束程度高。箍筋对混凝土的约束程度,主要与箍筋形式、体积配箍率、箍筋抗拉强度以及混凝土轴心抗压强度等因素有关,而体积配箍率、箍筋强度及混凝土强度三者又可以用配箍特征值表示,配箍特征值相同时,螺旋箍、复合螺旋箍及连续复合螺旋箍的约束程度,比普通箍和复合箍对混凝土的约束更好。因此,规范规定,轴压比大的柱,其配箍特征值大于轴压比低的柱;轴压比相同的柱,采用普通箍或复合箍时的配箍特征值,大于采用螺旋箍、复合螺旋箍或连续复合螺旋箍时的配箍特征值。

本规范按 2010 版抗震规范,删除了 89 版和 2001 版抗震规范中关于复合箍应扣除重叠部分箍筋体积的规定,因重叠部分对混凝土的约束情况比较复杂,如何换算有待进一步研究;箍筋的强度也不限制在标准值 400MPa 以内。

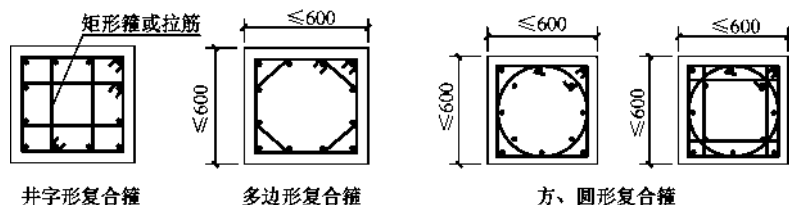
对于封闭箍筋与两端为 135°弯钩的拉筋组成的复合箍,约束效果最好的是拉筋同时钩住主筋和箍筋,其次是拉筋紧靠纵向钢筋并钩住箍筋;当拉筋间距符合箍筋肢距的要求,纵筋与箍筋有可靠拉结时,拉筋也可紧靠箍筋并钩住纵筋。

考虑到框架柱在层高范围内剪力不变及可能的扭转影响,为避免箍筋非加密区的受剪能力突然降低很多,导致柱的中段破坏,对非加密区的最小箍筋量也做了规定。

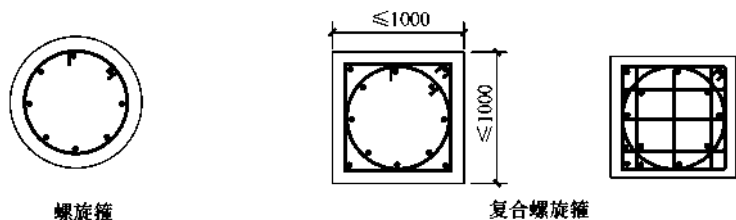
箍筋类别参见图 11。



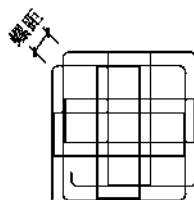
(a) 普通箍



(b) 复合箍



(c) 螺旋箍



(d) 连续复合螺旋箍 (用于矩形截面柱)

图 11 各类箍筋示意图

8.3.11 使框架的梁柱纵向钢筋有可靠的锚固条件，框架梁柱节点核心区的混凝土要具有良好的约束。考虑到核心区内箍筋的作用与柱端有所不同，其构造要求与柱端有所区别。

8.3.12~8.3.14 箍筋的间距和直径限制是考虑了箍筋的约束作用，同时也考虑便于施工和国内的经济条件，参照了我国抗震规范的规定。考虑柱子在其层高内剪力不变及可能的扭转影响，为避免非加密区抗剪能力突然降低很多而造成柱子中段破坏，对非加密区的最大箍筋间距也做了规定。为保证框架节点的延性性能和抗震受剪承载力，对节点箍筋配置做了规定。

8.4 钢筋混凝土抗震墙结构的抗震构造措施

8.4.1、8.4.2 为保证在地震作用下墙体出平面的稳定性，对墙的最小厚度做了规定。考虑到温度的影响和对剪切引起的裂缝宽度的控制，对墙板最小配筋率做了规定。为了保证抗震墙有必要的延性，对抗震墙底部加强部位在重力荷载代表值作用下墙肢轴压比限值做了规定。

8.4.3 对于一般抗震墙结构、部分框支抗震墙结构等的开洞抗震墙，以及核心筒和内筒中开洞的抗震墙，地震作用下连梁首先屈服破坏，然后墙肢的底部钢筋屈服、混凝土压碎。因此，底层墙肢底截面的轴压比大于规定的抗震墙，以及部分框支抗震墙结构的抗震墙，墙的两端及洞口两侧应设置约束边缘构件，使底部加强部位有良好的延性和耗能能力；考虑到底部加强部位以上相邻层的抗震墙，其轴压比可能仍较大，为此，将约束边缘构件向上延伸一层。其他情况，墙的两端及洞口两侧可仅设构造边缘构件。

为保证抗震墙达到预定的功能，对约束边缘构件、构造边缘构件的范围及箍筋特征值做了具体规定。这些规定是依据试验结果、震害分析和工程经验给出的。

8.4.4 抗震墙的墙肢长度不大于墙厚的 3 倍时，应按柱的有关要求进行设计；这样降低了小墙肢的箍筋全高加密的要求。

8.4.5 高连梁设水平缝，使一根连梁成为大跨高比的两根或多根连梁，其破坏形态从剪切破坏变为弯曲破坏。

8.5 钢筋混凝土框架-抗震墙结构的构造措施

8.5.1 为保证在地震作用下墙体出平面的稳定性,对墙的最小厚度做了规定。框架-抗震墙结构中的抗震墙作为该体系第一道防线的主要的抗侧力构件,需要比一般的抗震墙有所加强。

对于带边框抗震墙,如果梁的宽度大于墙的厚度,每一层抗震墙有可能成为高宽比小的矮墙,强震下发生剪切破坏,同时抗震墙给柱端施加很大的剪力,使柱端剪坏,对于抗地震倒塌是非常不利的。

8.5.2 考虑到温度的影响和对剪切引起的裂缝宽度的控制,对墙板最小配筋率及最大间距等做了规定。拉筋的具体配置方式可参照本规范 8.4.2 条。

8.5.3 楼面梁与抗震墙平面外连接,主要出现在抗震墙与框架分开布置的情况。试验表明,在往复荷载作用下,锚固在墙内的梁的纵筋有可能产生滑移,与梁连接的墙面混凝土有可能拉脱。

8.5.4 少墙框架结构中抗震墙的地位不同于框架-抗震墙,不需要按本节的规定设计其抗震墙。

8.6 钢筋混凝土板柱-抗震墙结构的构造措施

8.6.2 规定了板柱-抗震墙结构中抗震墙的最小厚度;放松了楼、电梯洞口周边设置边框梁的要求。按柱纵筋直径 16 倍控制托板或柱帽根部的厚度是为了保证板柱节点的抗弯刚度。

8.6.3 对高度不超过 12m 的板柱-抗震墙结构,放松抗震墙所承担的地震剪力的要求;新增板柱节点冲切承载力的抗震验算要求。

无柱帽平板在柱上板带中按本规范要求设置构造暗梁时,不可把平板作为有边梁的双向板进行设计。

8.6.4 为防止强震作用下楼板脱落,穿过柱截面的板底两个方向钢筋的受拉承载力应满足该楼层板重力荷载代表值作用下的轴压力验算值。试验研究表明,抗剪栓钉的抗冲切效果优于抗冲切钢筋。

8.7 钢筋混凝土筒体结构的构造措施

8.7.1、8.7.2 对框架-核心筒、筒中筒结构的内筒及跨高比不大于2的连梁的抗震构造进行了规定，其主要依据为2001版抗震规范。

8.7.3 构件内的主筋接头位置及接头方式对构件的受力性能有影响，本条对此做了规定。这些规定是惯用的和经验的。

8.8 装配式钢筋混凝土框架结构

8.8.1~8.8.3 对于低烈度区且抗震设计类别较低的建筑，采用装配式钢筋混凝土框架结构是能保证预期性能目标的，因此对本节的适用范围加以上述限制。装配式框架结构的最大适用高度应参考现浇混凝土结构，同时要保证其整体工作过程中保持地震力传递过程的连续性。

8.8.4 接头设计是装配式框架是否能达到整体结构设计要求的关键部位，第1~3款是对接头设计的具体要求。接头最好设计成强接头，即这种接头在结构受力过程中是不屈服的，发生屈服的位置应选择在能使框架结构在地震作用下形成强柱弱梁的机制，本条款给出了不同接头位置、非线性区应选择的位置和接头应符合的强度要求。

8.8.5、8.8.6 接头区和节点区的本构关系将直接影响结构的动力响应及计算结果的可靠性，所以提出了实验验证的要求，并以其为依据进行地震反应分析。

8.8.7 当接头的设计不能符合强接头的要求时，应使节点区能达到或超过现浇混凝土结构的性能。这时必须符合本条款的要求。

8.8.8 装配式钢筋混凝土框架结构除了接头部分的有关规定外，尚应符合现浇钢筋混凝土结构的所有规定，使其达到对整体结构抗震能力的要求。

9 砌体结构

9.1 一般规定

9.1.1 本章包括烧结普通黏土砖、烧结多孔砖和混凝土小砌块砌体构件和结构，底层或底部两层框架-抗震墙砌体房屋的抗震设计要求。石砌体结构的抗震研究和使用的均比较少，本章未包括这种砌体结构。配筋混凝土砌块砌体结构的规定单列于附录G中。

9.1.2 本条列出了与本章有关的国家现行设计和施工标准。抗震设防区的砌体结构除应符合本章的抗震要求外，还应符合这些标准的要求。

9.1.3 本条列出了有关砌体原材料的现行标准，抗震设计时，材料性能应符合这些标准的要求。

9.1.5 震害调查发现，砌体结构的层数越多，结构破坏越严重，因此应规定砌体结构总高度的限值。国外在地震区对砖结构房屋的高度限制较严，不少国家在7度及以上抗震设防区不允许用无筋砖结构，前苏联等国家对砌体结构总高度的限值做过一些规定。根据震害经验，考虑到目前砌体材料强度不高，结合我国具体情况，规定了我国砌体结构总高度的限值。这些限值是在当前条件下做出的，随着砌体材料强度的提高，突破这些限值是不可能的。如果突破这些限值，应加强砌体结构的构造措施。

砌体结构的抗震性能，除与墙体的间距、砖（或砌块）和砂浆的强度等级、结构的整体性、材料和施工的质量等因素有关外，还与结构的总高度有关。因而，砌体结构总高度的限值随着抗震设计类别的提高而降低。

砌块砌体结构，特别是小砌块砌体结构（无筋的），近年来发展较快。砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构的少，这种结

构的抗震研究也比较少。一般地说，这种结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而，对砌块砌体结构总高度的限制比砖砌体结构严一些。

对于横墙较少的房屋，其总高度的限值应降低 3m。当横墙间距大于 4.2m 的房间面积超过总面积的 40% 时，应认为横墙较少；横墙很少是指同一楼层内开间不大于 4.2m 的房间占该层总面积不到 20% 且开间大于 4.8m 的房间占该层总面积的 50% 以上（房间面积中不含楼梯间、走廊面积）。

9.1.6 本条规定了砌体结构层高的限值。层高越大，墙体出平面的稳定性越差。为了保证墙体出平面的稳定，将层高限值定为 3.6m。对于一般的住宅楼、办公楼等，均能符合这个要求。当使用功能确有需要（如教学楼等），采用约束砌体等加强措施，层高限值定为 3.9m。约束砌体是指由间距接近层高的构造柱与圈梁组成的砌体，同时拉结网片符合相应构造要求。

9.1.7 本条规定了砌体结构总高度与总宽度的比值。如果砌体结构符合这个要求，可以不进行整体抗弯验算；否则，应进行整体抗弯验算。当计算结构高宽比时，对于矩形平面，应取短边作为宽度，对于复杂平面（如 L 形或工字形平面），应取独立抗震单元中的最短边作为宽度。

9.1.8 多层砌体房屋的横向地震力主要由横墙承担，不仅横墙须具有足够的承载力，而且楼盖须具有传递地震力给横墙的水平刚度，本条规定是为了满足楼盖对传递水平地震力所需的刚度要求。对砌块房屋则参照多层砖房给出，且不宜采用木楼、屋盖。

纵墙承重的房屋，横墙间距同样应满足本条规定。

9.1.9 砌体房屋局部尺寸的限制，在于防止因这些部位的失效而造成整栋结构的破坏甚至倒塌，本条系根据地震区的宏观调查资料分析规定的，如采用另增设构造柱等措施，可适当放宽。

震害调查表明：较窄承重窗间墙的破坏往往容易造成上部构件塌落，从而危及整个房屋；较宽承重窗间墙虽然在罕遇地震作用下也可能遭受破坏，有时裂缝宽度甚至可达数厘米，但裂后仍

有一定的承载能力。因而，本条对承重窗间墙的宽度做了规定，以避免其破坏造成上部构件塌落。

女儿墙在地震作用下容易遭受破坏，特别是无锚固的较高女儿墙因鞭梢效应更是如此。因而，对无锚固女儿墙的高度做了限制。为了防止出入口上面的女儿墙在地震时落下，造成人员伤亡，出入口上面的女儿墙应予锚固。

9.1.10 本条列出了砌体结构布置的基本原则。

根据地震震害的调查统计，纵墙承重的结构布置方案，因横向支承较少，纵墙易受弯曲破坏而导致倒塌，为此，要优先采用横墙承重的结构布置方案。

纵横墙均匀对称布置，可使各墙垛受力基本相同，避免薄弱部位的破坏。

震害调查表明，不设防震缝造成的房屋破坏，一般多只是局部的，一些平面较复杂的一、二层房屋，其震害与平面规则的同类房屋相比，并无明显的差别，同时，考虑到设置防震缝所耗的投资较多，所以规范对设置防震缝的要求比过去有所放宽。

楼梯间墙体缺少各层楼板的侧向支承，有时还因为楼梯踏步削弱楼梯间的墙体，尤其是楼梯间顶层，墙体有一层半楼层的高度，震害加重。因此，在建筑布置时尽量不设在尽端，或对尽端开间采取特殊措施。

在墙体内设烟道、风道、垃圾道等洞口，大多因留洞而减薄了墙体的厚度，往往仅剩 120mm，由于墙体刚度变化和应力集中，一旦遇到地震则首先破坏，为此要求这些部位的墙体不应削弱，或采取在砌体中加配筋、预制管道构件等加强措施。

教学楼、医院等横墙较少、跨度较大的房屋，宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖，以加强楼、屋盖的整体性。

9.1.11 本规范允许底部框架-抗震墙砌体房屋的总高度与普通的砌体房屋相当。相应的要求是：严格控制相邻层侧移刚度，合理布置上下楼层的墙体，加强托墙梁、过渡楼层的墙体和底部框架。对底部的抗震墙，一般要求采用钢筋混凝土墙。

9.1.12 底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土结构部分，其抗震要求原则上均应符合本规范第 8 章的要求。

9.1.13 砌体结构墙体的强度较低，因此构造柱（或芯柱）和圈梁的混凝土强度等级无须过高，一般采用不低于 C20 即可。

在地震作用下构造柱（或芯柱）和圈梁对墙体主要起约束作用，以提高砌体结构的抗震性能，因此构造柱（或芯柱）和圈梁中钢筋的应力并不很高。因而，构造柱（或芯柱）和圈梁中的钢筋宜采用 HRB335、HRBF335 和 HPB300 钢筋。

9.2 计 算 要 点

9.2.1 砌体房屋层数不多，刚度沿高度分布一般比较均匀，并以剪切变形为主，因此可采用底部剪力法计算。

自承重墙体（如横墙承重方案中的纵墙等），如按常规方法做抗侧力验算，往往比承重墙还要厚，但抗震安全性的要求可以考虑降低，为此，利用承载力抗震调整系数 γ_R ，适当调整。

底部框架-抗震墙砌体房屋属于上刚下柔结构，层数不多，仍可采用底部剪力法简化计算，但应考虑一系列的地震作用效应调整，使之较符合实际。

9.2.2 根据一般的经验，抗震设计时，只需对纵、横向的不利墙段进行截面验算，不利墙段为：承担地震作用较大的墙段、竖向压应力较小的墙段、局部截面较小的墙段。

9.2.3 在楼层各墙段间进行地震剪力的分配和截面验算时，根据层间墙段的不同高宽比（一般墙段和门窗洞边的小墙段，高宽比按本条“注”的方法分别计算），分别按剪切或弯剪变形同时考虑，较符合实际情况。砌体的墙段按门窗洞口划分。

9.2.4、9.2.5 底部框架-抗震墙砌体房屋是我国现阶段经济条件下特有的一种结构。大地震的震害表明，底层框架砖房在地震时，底层将发生变形集中，出现过大的侧移而严重破坏，甚至坍塌。近十多年来，各地进行了许多试验研究和分析计算，对这类结构有了进一步的认识，当采取相应措施后底部框架可有两层，

但总体上仍需持谨慎的态度。其抗震计算上需注意：

1 对底层框架-抗震墙砌体房屋地震作用效应要进行调整。按第二层与底层侧移刚度的比例相应地增大底层的地震剪力，比例越大，增加越多，以减少底层的薄弱程度；底层框架砖房，二层以上全部为砖墙承重结构，仅底层为框架-抗震墙结构，水平地震剪力要根据对应的单层的框架-抗震墙结构中各构件的侧移刚度比例，并考虑塑性内力重分布来分配；作用于房屋二层以上的各楼层水平地震力对底层引起的倾覆力矩，将使底层抗震墙产生附加弯矩，并使底层框架柱产生附加轴力。倾覆力矩引起构件变形的性质与水平剪力不同，考虑实际运算的可操作性，近似地将倾覆力矩在底层框架和抗震墙之间按其侧移刚度的比例分配。

2 考虑到大震时墙体严重开裂，托墙梁与非抗震的墙梁受力状态有所差异，当按静力的方法考虑有框架柱落地的托梁与上部墙体组合作用时，若计算系数不变会导致不安全，应调整计算参数。作为简化计算，偏于安全，在托墙梁上部各层墙体不开洞和跨中 $1/3$ 范围内开一个洞口的情况，也可采用折减荷载的方法：

托墙梁弯矩计算时，由重力荷载代表值产生的弯矩，四层以下全部计入组合，四层以上可有所折减，取不小于四层的数值计入组合；对托墙梁剪力计算时，由重力荷载产生的剪力不折减。

9.2.6 地震作用下砌体材料的强度指标，因不同于静力，宜单独给出。其中砖砌体强度是按震害调查资料综合估算并参照部分试验给出的，砌块砌体强度则依据试验。为了方便，当前仍继续沿用静力指标。但是，强度设计值和标准值的关系则是针对抗震设计的特点按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 进行可靠度分析得到的，并采用调整静强度设计值的形式。

当前砌体结构抗剪承载力的计算，有两种半理论半经验的方法：主拉和剪摩。在砂浆等级 $> M2.5$ 且在 $1 < \sigma_0 / f_v \leq 4$ 时，两种方法结果相近。本规范采用正应力影响系数的统一表达形式。

对砖砌体, 采用在震害统计基础上的主拉公式得到:

$$\zeta_N = \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.45\sigma_0/f_v}$$

对于混凝土小砌块砌体, 其 f_v 较低, σ_0/f_v 相对较大, 两种方法差异也大, 震害经验又较少, 根据试验资料, 正应力影响系数由剪摩公式得到:

$$\zeta_N = \begin{cases} 1 + 0.25\sigma_0/f_v & (\sigma_0/f_v \leq 5) \\ 2.25 + 0.17(\sigma_0/f_v - 5) & (\sigma_0/f_v > 5) \end{cases}$$

9.2.7 一般情况下, 构造柱仍不以显式计入受剪承载力计算中。当构造柱的截面和配筋满足一定要求后, 必要时可采用显式计入墙段中部位置处构造柱对抗震承载力的提高作用。现行构造柱规程、地方规程和有关的资料, 对计入构造柱承载力的算法有三种: 其一, 换算截面法, 根据混凝土和砌体的弹性模量比折算, 刚度和承载力均按同一比例换算, 并忽略钢筋的作用; 其二, 并联合加法, 构造柱和砌体分别计算刚度和承载力, 再将二者相加, 构造柱的受剪承载力分别考虑了混凝土和钢筋的承载力, 砌体的受剪承载力还考虑了小间距构造柱的约束提高作用; 其三, 混合法, 构造柱混凝土的承载力以换算截面并入砌体截面计算受剪承载力, 钢筋的作用单独计算后再叠加。在三种方法中, 对承载力抗震调整系数 γ_{RE} 的取值各有不同。由于不同的方法均根据试验成果引入不同的经验修正系数, 使计算结果彼此相差不大, 但计算基本假定和概念在理论上不够理想。

本规范采用了简化计算公式, 特点是:

1 墙段两端的构造柱对承载力的影响仅采用承载力抗震调整系数 γ_{RE} 反映其约束作用, 忽略构造柱对墙段刚度的影响, 仍按门窗洞口划分墙段, 使之与现行国家标准的方法有延续性。

2 引入中部构造柱参与工作及构造柱间距不大于 2.8m 的墙体约束修正系数。

3 构造柱的承载力分别考虑了混凝土和钢筋的抗剪作用，但不能随意加大混凝土的截面和钢筋的用量，对混凝土的受剪承载力改用抗拉强度表示。

4 该公式是简化方法，计算的结果与试验结果相比偏于保守，必要时才可采用。横墙较少房屋及外纵墙的墙段计入其中部构造柱参与工作，抗震验算问题有所改善。

横向配筋砖砌体截面抗震受剪承载力验算公式是根据试验资料得到的。钢筋的效应系数随墙段高宽比在 $0.07 \sim 0.15$ 之间变化，并明确水平配筋的适用范围是 $0.07\% \sim 0.17\%$ 。

9.2.8 混凝土小砌块墙体截面抗震受剪承载力验算公式系根据小砌块设计施工规程的基础资料，无芯柱时取 $\gamma_{RE} = 1.0$ 和 $\zeta_c = 0.0$ ，有芯柱时取 $\gamma_{RE} = 0.9$ ，按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则要求分析得到的。芯柱受剪承载力的表达式中，将混凝土抗压强度设计值改为混凝土抗拉强度设计值，系数的取值，由 0.03 相应换算为 0.3 。

9.2.9 底层框架-抗震墙砌体房屋中采用砖砌体作为抗震墙时，砖墙和框架成为组合的抗侧力构件，由砖抗震墙-周边框架所承担的地震作用，将通过周边框架向下传递，故底层砖抗震墙周边的框架柱还需考虑砖墙的附加轴向力和附加剪力。

9.3 多层砖砌体房屋抗震构造措施

9.3.1、9.3.2 钢筋混凝土构造柱在多层砖砌体结构中的应用，根据历次大地震的经验和大量试验研究，得到了比较一致的结论，即：①构造柱能够提高砌体的受剪承载力 $10\% \sim 30\%$ ，提高幅度与墙体高宽比、竖向压力和开洞情况有关；②构造柱主要是对砌体起约束作用，使之有较高的变形能力；③构造柱应当设置在震害较重、连接构造比较薄弱和易于应力集中的部位。

构造柱设置的数量应随着砌体结构抗震设计类别的增高而增多。对于 A 类砌体结构，构造柱设置的数量最少；对于 C 类砌体结构，构造柱设置的数量多。

小砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构少，这些结构的抗震研究也比较少。一般地说，这些结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而，这些结构芯柱的设置原则比砖砌体结构构造柱严一些。

根据房屋的用途、结构部位、承担地震作用的大小来设置构造柱。对较长的纵、横墙需有构造柱来加强墙体的约束和抗倒塌能力。

由于钢筋混凝土构造柱的作用主要在于对墙体的约束，构造上截面不必很大，但需与各层纵横墙的圈梁或现浇楼板连接，才能发挥约束作用。

为保证钢筋混凝土构造柱的施工质量，构造柱须有外露面。一般利用马牙槎外露即可。

为加强下部楼层墙体的抗震性能，将下部楼层构造柱间的拉结筋贯通，拉结筋与 $\phi 4$ 钢筋在平面内点焊组成拉结网片，提高抗倒塌能力。

9.3.3、9.3.4 震害经验表明，圈梁能增强砌体结构的整体性，从而提高砌体结构的抗震性能。因而，在砌体结构中设置圈梁是十分必要的。

对于现浇钢筋混凝土楼板允许不设圈梁，但应在现浇板边沿墙长方向另加板边钢筋，以代替圈梁配筋，其数量可少于单独圈梁的钢筋数量，伸入构造柱内并满足锚固要求。

圈梁设置的数量随着砌体结构抗震设计类别的增高而增多。对于 A 类砌体结构，圈梁设置的数量最少；对于 C 类砌体结构，圈梁设置的数量多。

小砌块砌体结构圈梁的设置原则比砖砌体结构圈梁严一些。

9.3.5、9.3.6 砌体房屋楼、屋盖的抗震构造要求，包括楼板搁置长度，楼板与圈梁、墙体的拉结，屋架（梁）与墙、柱的锚固、拉结等等，是保证楼、屋盖与墙体整体性的重要措施。

依据砌体结构规范对大跨度梁支座的规定，给出了大跨混凝土梁支承构件的构造和承载力要求，不允许采用一般的砖柱或

砖墙。

9.3.7 由于砌体材料的特性,较大的房间在地震中会加重破坏程度,需要局部加强墙体的连接构造要求。

9.3.8 历次地震震害表明,楼梯间常常破坏严重,必须采取一系列有效措施。同时,楼梯间作为地震疏散通道,而且地震时受力比较复杂,故提高了砌体结构楼梯间的构造要求。

突出屋顶的楼、电梯间,地震中受到较大的地震作用,因此在构造措施上也应当特别加强。

9.3.9 坡屋顶与平屋顶相比,震害有明显差别。硬山搁檩的做法不利于抗震。屋架的支撑应保证屋架的纵向稳定。出入口处要加强屋盖构件的连接和锚固,以防脱落伤人。

9.3.10 砌体结构中的过梁应采用钢筋混凝土过梁。砖过梁的抗震性能较差,因此无论哪种抗震设计类别,砌体结构均不应采用砖过梁,不论是配筋还是无筋。

9.3.11 预制的悬挑构件,特别是较大跨度时,需要加强与现浇构件的连接,以增强稳定性。

9.3.12 如果后砌的非承重隔墙与承重墙或柱、楼(屋)面板或梁的结合不好,地震时隔墙可能倾倒。为了避免隔墙的倾倒,本条做了有关规定。

9.3.13 房屋的同一独立单元中,基础底面最好处于同一标高,否则易因地面运动传递到基础不同标高处而造成震害。如有困难时,则应设基础圈梁并放坡逐步过渡,不宜有高差上的过大突变。

对于软弱地基上的房屋,按第3章的原则,应在外墙及所有承重墙下设置基础圈梁,以增强抵抗不均匀沉陷和加强房屋基础部分的整体性。

9.3.14 对于横墙间距大于4.2m的房间超过楼层总面积40%且房屋总高度接近本章表9.1.5规定限值的砌体房屋,其抗震设计方法大致包括以下方面:

1 墙体的布置和开洞大小不妨碍纵横墙的整体连接的要求。

2 楼、屋盖结构采用现浇钢筋混凝土板等加强整体性的构造要求。

3 增设满足截面和配筋要求的钢筋混凝土构造柱并控制其间距，在房屋底层和顶层沿楼层半高处设置现浇钢筋混凝土带，并增大配筋数量，以形成约束砌体墙段的要求。

4 按本章第 9.2.7 条 3 款计入墙段中部钢筋混凝土构造柱的承载力。

9.4 多层砌块房屋抗震构造措施

9.4.1、9.4.2 为了增加混凝土小型空心砌块砌体房屋的整体性和延性，提高其抗震能力，结合空心砌块的特点，规定了在墙体的适当部位设置钢筋混凝土芯柱的构造措施。这些芯柱设置要求均比砖房构造柱设置严格，且芯柱与墙体的连接要采用钢筋网片。

芯柱伸入室外地面下 500mm，地下部分为砖砌体时，可采用类似于构造柱的方法。

在外墙转角、内外墙交接处等部位，可采用钢筋混凝土构造柱替代芯柱。

9.4.3 本条规定了替代芯柱的构造柱的基本要求，与砖房的构造柱规定大致相同。小砌块墙体在马牙槎部位浇灌混凝土后，需形成无插筋的芯柱。

试验表明，在墙体交接处用构造柱代替芯柱，可较大幅度地提高对砌块砌体的约束能力，也为施工带来方便。

9.4.4 小砌块房屋的圈梁设置位置的要求同砖砌体房屋的圈梁设置要求。

9.4.5 根据振动台模拟试验的结果，作为砌块房屋的层数和高度达到与普通砖房屋相同的加强措施之一，在房屋的底层和顶层，沿楼层半高处增设一道通长的现浇钢筋混凝土带，以增强结构抗震的整体性。

9.4.6 与多层砖砌体横墙较少的房屋一样，当房屋高度和层数

接近或达到表 9.1.5 规定的限值,使用功能为Ⅱ类建筑中横墙较少的多层小砌块房屋应满足本章第 9.3.14 条的相关要求。本条对墙体中部替代增设构造柱的芯柱给出了具体规定。

9.4.7 砌块砌体房屋楼盖、屋盖、楼梯间、门窗过梁和基础等的抗震构造要求,基本上与多层砖房相同。

9.5 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施

9.5.1 总体上看,底部框架-抗震墙砌体房屋比多层砌体房屋抗震性能稍弱。因此,构造柱的设置要求更严格。上部小砌块墙体内代替芯柱的构造柱,考虑到模数的原因,构造柱截面不再加大。

9.5.2 过渡层即与底部框架-抗震墙相邻的上一砌体楼层,在地震时往往破坏较重。因此,将关于过渡层的要求集中在一条内叙述并予以特别加强。

9.5.3 底部框架-抗震墙砌体房屋中的钢筋混凝土抗震墙,是底部的主要抗侧力构件,而且往往为低矮抗震墙。对其构造上提出了更为严格的要求,以加强抗震能力。

由于底部框架-抗震墙中的混凝土抗震墙为带边框的抗震墙且总高度不超过二层,其边缘构件只需要满足构造边缘构件的要求。

9.5.4、9.5.5 对约束砖、小砌块砌体抗震墙提出具体构造要求,以确实加强砖抗震墙的抗震能力,同时应注意在使用中不致随意拆除更换。

9.5.6 规定底部框架-抗震墙砌体房屋的框架柱不同于一般框架-抗震墙结构中的框架柱的要求,大体上接近框支柱的有关要求。

9.5.7 底部框架-抗震墙砌体房屋的底部与上部各层的抗侧力结构体系不同,为使楼盖具有传递水平地震力的刚度,要求过渡层的底板为现浇钢筋混凝土板。

底部框架-抗震墙砌体房屋上部各层对楼盖的要求,同多层砖房。

9.5.8 底部框架的托墙梁是其重要的受力构件，根据有关试验资料和工程经验，对其构造做了较多的规定。

9.5.9 针对底部框架房屋在结构上的特殊性，提出了有别于一般多层房屋的材料强度等级要求。

10 空旷房屋和大跨屋盖建筑

10.1 单层空旷房屋

(I) 一般规定

10.1.1~10.1.3 单层空旷房屋是一组不同类型的结构组成的建筑, 包含有单层的观众厅和多层的先后左右的附属用房。无侧厅的食堂, 可参照本规范相应章节设计。

观众厅与前后厅之间、观众厅与两侧厅之间一般不设缝, 震害较轻; 个别房屋在观众厅与侧厅处留缝, 反而破坏较重。因此, 在单层空旷房屋中的观众厅与侧厅、前后厅之间可不设防震缝, 但根据第3章的要求, 布置要对称, 避免扭转, 并按本章采取措施, 使整组建筑形成相互支持和有良好联系的空间结构体系。

10.1.4~10.1.7 主要规定了单层空旷房屋大厅抗震设计中有别于单层厂房的要求。对屋盖选型、构造、非承重隔墙及各种结构类型的附属房屋的要求, 见其他各有关章节。

大厅人员密集, 抗震要求较高, 故观众厅有挑台, 或房屋高、跨度大, 或烈度高, 需要采用钢筋混凝土框架或门式刚架结构等。根据震害调查及分析, 为进一步提高其抗震安全性, 增加了功能类别不低于Ⅲ类的大厅的承重结构不能使用砖柱的要求。

(II) 计算要点

10.1.8 单层空旷房屋的平面和体型均较复杂, 尚难以采用符合实际工作状态的假定和合理的模型进行整体计算分析。为了简化, 从工程设计的角度考虑, 可将整个房屋划为若干个部分, 分

别进行计算，然后从构造上和荷载的局部影响上加以考虑，互相协调。例如，通过周期的经验修正，使各部分的计算周期趋于一致；横向抗震分析时，考虑附属房屋的结构类型及其与大厅的连接方式，选用排架、框排架或排架-抗震墙的计算简图，条件合适时亦可考虑空间工作的影响，交接处的柱子要考虑高振型的影响；纵向抗震分析时，考虑屋盖的类型和前后厅等影响，选用单柱列或空间协同分析模型。

10.1.9、10.1.10 在计算水平地震作用时采用了第 6 章规定的底部作用计算方法，相应的参数取值参见第 6 章。

10.1.11 根据宏观震害调查分析，单层空旷房屋中，舞台后山墙等高大山墙的壁柱，地震中容易破坏。为减少其破坏，特别强调，高烈度时高大山墙应进行出平面的抗震验算。验算要求可参考第 9 章，即壁柱在水平地震力作用下的偏心距超过规定值时，应设置组合壁柱，并验算其偏心受压的承载力。

（Ⅲ）抗震构造措施

本性态规范抗震构造措施基本采用 2010 版抗震规范的规定，但对如下的情况做了更为严格的限制：对组合砖柱的纵向钢筋、钢筋混凝土柱的抗震等级、对嵌砌在框架柱间的钢筋混凝土抗震墙的配筋、大厅柱（墙）顶标高处应设置现浇圈梁等，按照不同的抗震设计类别予以了区别，其中抗震设计类别 A、B 类与抗震规范一致，C、D 类要求更为严格。

10.2 大跨屋盖建筑

（I）一般规定

10.2.1 大跨屋盖建筑是指与传统板式、梁板式屋盖结构相区别，具有更大跨越能力的屋盖体系，不应单从跨度大小的角度来理解大跨屋盖建筑结构。

大跨屋盖的结构形式多样，新形式也不断出现，本规范适用

于一些常用结构形式，包括：拱、平面桁架、立体桁架、网架、网壳、张弦梁和弦支穹顶等七类基本形式以及由这些基本形式组合而成的结构。相应的，针对于这些屋盖结构形式的抗震研究开展较多，也积累了一定的抗震设计经验。

对于悬索结构、膜结构、索杆张力结构等柔性屋盖体系，由于几何非线性效应，其地震作用计算方法和抗震设计理论目前尚不成熟，暂不纳入。此外，大跨屋盖结构基本以钢结构为主，故未对混凝土薄壳、组合网架、组合网壳等屋盖结构形式做出具体规定。

还需指出的是，对于存在拉索的预张拉屋盖结构，总体可分为三类：预应力结构，如预应力桁架、网架或网壳等；悬挂（斜拉）结构，如悬挂（斜拉）桁架、网架或网壳等；张弦结构，主要指张弦梁结构和弦支穹顶结构。本节中，预应力结构、悬挂（斜拉）结构归类在其依托的基本形式中。考虑到张弦结构的受力性能与常规预应力结构、悬挂（斜拉）结构有较大的区别，且是近些年发展起来的一类大跨屋盖结构新体系，因此将其作为基本形式列入。

大跨屋盖的结构新形式不断出现、体型复杂化、跨度极限不断突破，为保证结构的安全性，避免抗震性能差、受力很不合理的结构形式被采用，有必要对超出适用范围的大型建筑屋盖结构进行专门的抗震性能研究和论证，这也是国际上通常采用的技术保障措施。根据当前工程实践经验，对于跨度大于 120m、结构单元长度大于 300m 或悬挑长度大于 40m 的屋盖结构，需要进行专门的抗震性能研究和论证。同时由于抗震设计经验的缺乏，新出现的屋盖结构形式也需要进行专门的研究和论证。

对于可开启屋盖，也属于非常用形式之一，其抗震设计除满足本节的规定外，与开闭功能有关的设计也需要另行研究和论证。

10.2.2 本条规定为抗震概念设计的主要原则，是第 3.4 和 3.5 节规定的补充。

大跨屋盖结构的选型和布置首先应保证屋盖的地震效应能够有效地通过支座节点传递给下部结构或基础，且传递途径合理。

屋盖结构的地震作用不仅与屋盖自身结构相关，而且与支承条件以及下部结构的动力性能密切相关，是整体结构的反应。根据抗震概念设计的基本原则，屋盖结构及其支承点的布置宜均匀对称，具有合理的刚度和承载力分布。同时下部结构设计也应充分考虑屋盖结构地震响应的特点，避免采用很不规则的结构布置而造成屋盖结构产生过大的地震扭转效应。

屋盖自身的结构形式宜优先采用两个水平方向刚度均衡、整体刚度良好的网架、网壳、双向立体桁架、双向张弦梁或弦支穹顶等空间传力体系。同时宜避免局部削弱或突变的薄弱部位。对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高抗震能力。

10.2.3 本条针对屋盖体系自身传递地震作用的主要特点，对两类结构的布置要求做了规定。

1 单向传力体系的抗震薄弱环节是垂直于主结构（桁架、拱、张弦梁）方向的水平地震力传递以及主结构的平面外稳定性，设置可靠的屋盖支撑是重要的抗震措施。在单榀立体桁架中，与屋面支撑同层的两（多）根主弦杆间也应设置斜杆。这一方面可提高桁架的平面外刚度，同时也使得纵向水平地震内力在同层主弦杆中分布均匀，避免薄弱区域的出现。

当桁架支座采用下弦节点支承时，必须采取有效措施确保支座处桁架不发生平面外扭转，设置纵向桁架是一种有效的做法，同时还可保证纵向水平地震力的有效传递。

2 空间传力结构体系具有良好的整体性和空间受力特点，抗震性能优于单向传力体系。对于平面形状为矩形且三边支承一边开口的屋盖结构，可以通过在开口边局部增加层数来形成边桁架，以提高开口边的刚度和加强结构整体性。对于两向正交正放网架和双向张弦梁，屋盖平面内的水平刚度较弱。为保证结构的整体性及水平地震作用的有效传递与分配，应沿上弦周边网格设置封闭的水平支撑。当结构跨度较大或下弦周边支承时，下弦周

边网格也应设置封闭的水平支撑。

10.2.4 当屋盖分区域采用不同抗震性能的结构形式时,在结构交界区域通常会产生复杂的地震响应,一般避免采用此类结构。如确要采用,应对交界区域的杆件和节点采用加强措施。如果建筑设计和下部支承条件允许,设置防震缝也是可采用的有效措施。此时,由于实际工程情况复杂,为避免其两侧结构在强烈地震中碰撞,条文规定的防震缝宽度可能不足,最好按设防烈度下两侧独立结构在交界线上的相对位移最大值来复核。对于规则结构,缝宽也可将多遇地震下的最大相对变形值乘以不小于 3 的放大系数近似估计。

(II) 计 算 要 点

10.2.6 本条规定屋盖结构可不进行地震作用计算的范围。

1 研究表明,单向平面桁架和单向立体桁架是否受沿桁架方向的水平地震效应控制主要取决于矢跨比的大小。对于矢跨比小于 $1/5$ 的该类结构,水平地震效应较小,抗震设计类别 A、B 类时可不进行沿桁架的水平向和竖向地震作用计算。但是由于垂直桁架方向的水平地震作用主要由屋盖支撑承担,本节并没有对支撑的布置进行详细规定,因此对于抗震设计类别 C、D 类体系,均应进行垂直于桁架方向的水平地震作用计算并对支撑构件进行验算。

2 大量计算分析结果表明,当支承结构刚度较大时,网架结构以竖向振动为主。抗震设计类别 A、B 类时,网架结构的设计往往由非地震作用工况控制,因此可不进行地震作用计算,但应满足相应的抗震措施的要求。

10.2.7 本条规定抗震计算模型。

1 屋盖结构自身的地震效应是与下部结构协同工作的结果。由于下部结构的竖向刚度一般较大,以往在屋盖结构的竖向地震作用计算时通常习惯于仅单独以屋盖结构作为分析模型。但研究表明,不考虑屋盖结构与下部结构的协同工作,会对屋盖结构的

地震作用，特别是水平地震作用计算产生显著影响，甚至得出错误结果。即便在竖向地震作用计算时，当下部结构给屋盖提供的竖向刚度较弱或分布不均匀时，仅按屋盖结构模型所计算的结果也会产生较大的误差。因此，考虑上下部结构的协同作用是屋盖结构地震作用计算的基本原则。

考虑上下部结构协同工作的最合理方法是按整体结构模型进行地震作用计算。因此对于不规则的结构，抗震计算应采用整体结构模型。当下部结构比较规则时，也可以采用一些简化方法（譬如等效为支座弹性约束）来计入下部结构的影响。但是，这种简化必须依据可靠且符合动力学原理。

2 研究表明，对于跨度较大的张弦梁和弦支穹顶结构，由预张力引起的非线性几何刚度对结构动力特性有一定的影响。此外，对于某些布索方案（譬如肋环型布索）的弦支穹顶结构，撑杆和下弦拉索系统实际上是需要依靠预张力来保证体系稳定性的几何可变体系，且不计入几何刚度也将导致结构总刚矩阵奇异。因此，这些形式的张弦结构计算模型就必须计入几何刚度。几何刚度一般可取重力荷载代表值作用下的结构平衡态的内力（包括预张力）贡献。

10.2.8 本条规定了整体、协同计算时的阻尼比取值。

屋盖钢结构和下部混凝土支承结构的阻尼比不同，协同分析时阻尼比取值方面的研究较少。工程设计中阻尼比取值大多在 0.025~0.035 间，具体数值一般认为与屋盖钢结构和下部混凝土支承结构的组成比例有关。下面根据位能等效原则提供两种计算整体结构阻尼比的方法，供设计中采用。

方法一：振型阻尼比法。振型阻尼比是指针对于各阶振型所定义的阻尼比。组合结构中，不同材料的能量耗散机理不同，因此相应构件的阻尼比也不相同，一般钢构件取 0.02，混凝土构件取 0.05。对于每一阶振型，不同构件单元对于振型阻尼比的贡献认为与单元变形能有关，变形能大的单元对该振型阻尼比的贡献较大，反之则较小。所以，可根据该阶振型下的单元变形

能，采用加权平均的方法计算出振型阻尼比 ξ_i ：

$$\xi_i = \sum_{s=1}^n \xi_s \tau_{si} / \sum_{s=1}^n \tau_{si}$$

式中： ξ_i ——结构第 i 阶振型的阻尼比；

ξ_s ——第 s 个单元阻尼比，对钢构件取 0.02；对混凝土构件取 0.05；

n ——结构的单元总数；

τ_{si} ——第 s 个单元对应于第 i 阶振型的单元变形能。

方法二：统一阻尼比法。依然采用方法一的公式，但并不针对各振型 i 分别计算单元变形能 τ_{si} ，而是取各单元在重力荷载代表值作用下的变形能 τ_{si} ，这样便求得对应于整体结构的一个阻尼比。

在罕遇地震作用下，一些实际工程的计算结果表明，屋盖钢结构也仅有少量构件能进入塑性屈服状态，所以阻尼比仍建议与多遇地震下的结构阻尼比相同。

10.2.9 本条规定水平地震作用的计算方向和宜考虑水平多向地震作用计算的范围。

不同于单向传力体系，空间传力体系的屋盖结构通常难以明确划分为沿某个方向的抗侧力构件，通常需要沿两个水平主轴方向同时计算水平地震作用。对于平面为圆形、正多边形的屋盖结构，可能存在两个以上的主轴方向，此时需要根据实际情况增加地震作用的计算方向。另外，当屋盖结构、支承条件或下部结构的布置明显不对称时，也应增加水平地震作用的计算方向。

10.2.10 本条规定了屋盖结构地震作用计算的方法。

本节适用的大跨屋盖结构形式属于线性结构范畴，因此振型分解反应谱法依然可作为结构弹性地震效应计算的基本方法。随着近年来结构动力学理论和计算技术的发展，一些更为精确的动力学计算方法逐步被接受和应用，包括多向地震反应谱法、时程分析法，甚至多向随机振动分析方法。对于结构动力响应复杂和

跨度较大的结构，应该鼓励采用这些方法进行地震作用计算，以作为振型分解反应谱法的补充。

自振周期分布密集是大跨屋盖结构区别于多高层结构的重要特点。在采用振型分解反应谱法时，一般应考虑更多阶振型的组合。研究表明，在不按上下部结构整体模型进行计算时，网架结构的组合振型数宜至少取前 10~15 阶，网壳结构宜至少取前 25~30 阶。对于体型复杂的屋盖结构或按上下部结构整体模型计算时，应取更多阶组合振型。对于存在明显扭转效应的屋盖结构，组合应采用完全二次型方根（CQC）法。

10.2.11 对于单向传力体系，结构的抗侧力构件通常是明确的。桁架构件抵抗其面内的水平地震作用和竖向地震作用，垂直桁架方向的水平地震作用则由屋盖支撑承担。因此，可针对各向抗侧力构件分别进行地震作用计算。

除单向传力体系外，一般屋盖结构的构件难以明确划分为沿某个方向的抗侧力构件，即构件的地震效应往往包含三向地震作用的结果，因此其构件验算应考虑三向（两个水平向和竖向）地震作用效应的组合，其组合值系数可按第 5 章的规定采用。这也是基本原则。

10.2.12 多遇地震作用下的屋盖结构变形限值部分参考了《空间网格结构技术规程》的相关规定。

10.2.13 本条规定屋盖构件及其连接的抗震验算。

大跨屋盖结构由于其自重轻、刚度好，所受震害一般要小于其他类型的结构。但震害情况也表明，支座及其邻近构件发生破坏的情况较多，因此通过放大地震作用效应来提高该区域杆件和节点的承载力，是重要的抗震措施。由于通常该区域的节点和杆件数量不多，对于总工程造价的增加是有限的。根据不同的抗震设计类别取不同的放大系数，抗震设计类别越高放大系数越大。

拉索是预张拉结构的重要构件。在多遇地震作用下，应保证拉索不发生松弛而退出工作。在设防烈度下，也宜保证拉索在各地震作用参与的工况组合下不出现松弛。

(Ⅲ) 抗震构造措施

10.2.14 本条规定了杆件的长细比限值。

杆件长细比限值参考了《钢结构设计规范》GB 50017 和《空间网格结构技术规程》的相关规定,并做了适当加强。

10.2.15 本条规定了节点的构造要求。

节点选型要与屋盖结构的类型及整体刚度等因素结合起来,采用的节点要便于加工、制作、焊接。设计中,结构杆件内力的正确计算,必须用有效的构造措施来保证,其中节点构造应符合计算假定。

在地震作用下,节点应不先于杆件破坏,也不产生不可恢复的变形,所以要求节点具有足够的强度和刚度。杆件相交于节点中心将不产生附加弯矩,也使模型计算假定更加符合实际情况,对于不同的抗震设计等级,对节点的要求不一样,抗震设计等级越高,要求越严格。

10.2.16 本条规定了屋盖支座的抗震构造。

支座节点是屋盖地震作用传递给下部结构的关键部件,其构造应与结构分析所取的边界条件相符,否则将使结构实际内力与计算内力出现较大差异,并可能危及结构的整体安全。支座节点往往是地震破坏的部位,属于前面定义的关键节点的范畴,应予加强。在节点验算方面,对地震作用效应进行了必要的提高(第10.2.13条)。此外根据延性设计的要求,支座节点在超过设防烈度的地震作用下,应有一定的抗变形能力。但对于水平可滑动的支座节点,较难得到保证。因此建议按设防烈度计算值作为可滑动支座的位移限值(确定支承面的大小),在罕遇地震作用下采用限位措施确保不致滑移出支承面。

对于对抗震设计类别C、D类竖向仅受压的支座节点,考虑到在强烈地震作用(如中震、大震)下可能出现受拉,因此建议采用构造上也能承受拉力的拉压型支座形式,且预埋锚筋、锚栓也按受拉情况进行构造配置。

11 隔震和消能减震设计

11.1 一般规定

11.1.1 隔震和消能减震是建筑结构减轻地震灾害的有效技术。

隔震体系通过延长结构的自振周期和减少地震动能量被结构吸收从而减少结构的水平地震作用，已被国外强震记录所证实。国内外的大量试验和工程经验表明：隔震一般可使结构的水平地震加速度反应降低 60% 左右，从而消除或有效地减轻结构和非结构的地震损坏，提高建筑物及其内部设施和人员的地震安全性，增加了震后建筑物继续使用的功能。

采用消能减震的方案，通过消能器增加结构阻尼来减少结构在风作用下的位移是公认的事实，对减少结构水平和竖向地震反应均是有效的。

适应我省经济发展的需要，有条件地利用隔震和消能减震来减轻建筑结构的地震灾害，是完全可能的。隔震与消能减震均属于结构被动控制技术，隔震按装置的不同又可区分为：叠层橡胶垫、摩擦、摩擦摆式和梯队变刚度短柱式隔震等；消能减震按大类又可区分为：速度相关型和位移相关型两大类。本章主要吸收国内外研究成果中较成熟的内容，沿用 2010 版抗震规范的规定仅列入叠层橡胶隔震支座的隔震技术和关于消能减震设计的基本要求。如有相关专家参与，业主和设计单位也可考虑选用本规范之外的其他被动控制或半主动和主动控制技术，以期达到更好的投资效益最大化。

11.1.2 隔震技术和消能减震技术的主要使用范围，是可增加投资来提高抗震安全的建筑（如果采用隔震或/和消能减震技术后，由于降低了受控制体系主体结构的抗震构造措施，致使受控制体系的抗震性态目标并不比非隔震或/和消能减震结构抗震性态目

标高,此时投资增加将很少或并不增加)。进行方案比较时,需对建筑的抗震设防分类、抗震设防烈度、场地条件、使用功能及建筑、结构的方案,从安全和经济两方面进行综合分析对比。

考虑到随着技术的发展,隔震和消能减震设计的方案分析不需要特别的论证,沿用 2010 版抗震规范不作为强制性条文,只保留其与本规范第 3.3.1 条关于抗震设计的规定不同的特点——与抗震设计方案进行对比,这是确定隔震设计的水平向减震系数和减震设计的阻尼比所需要的,也能显示出隔震和减震设计比抗震设计在提高结构抗震能力上的优势。

11.1.3 第 1、2 款引自《建筑工程抗震性态设计通则(试用)》CECS 160,由于在相同的水平地震动作用下,隔震房屋上部结构的地震反应与固定基底房屋相比将有大幅度的降低,为减少建造成本,隔震房屋上部结构的抗震性态分类可与固定基底房屋有所区别。将隔震房屋视作支撑在隔震层上的单自由度体系,其上部结构的地震作用可由反应谱做简单的估计。式(11.1.3-1)即为基于上述概念的算式,算式右边的系数 1.1,用于粗略考虑实际多质点体系与单自由度体系的差异。

11.1.4 消能减震房屋最基本的特点是:

(1) 消能装置经合理设计安放可同时减少结构的水平和竖向地震作用,因此适用范围较广,结构类型、高度和高宽比等均不受限制。

(2) 消能装置使结构具有足够的附加阻尼,可满足罕遇地震下预期的结构位移要求;但是,因为消能减震装置是靠装置的相对位移或速度来获得附加阻尼的,如果装置被安放在不能产生较大相对位移或速度的地方,当然就无法获得预期的消能减震效果,这是设计时需要注意的。

(3) 由于消能装置不改变结构的基本形式,除消能部件和相关部件外的结构设计仍可按本规范各章对相应结构类型的要求执行。这样,消能减震房屋的抗震构造,与普通房屋相比不降低,其抗震安全性可有明显的提高,因此更适合用于高使用功能类别

建筑的抗震性态设计。

11.1.5 隔震支座、阻尼器和消能减震部件在长期使用过程中需要检查和维护。因此，其安装位置应便于维护人员接近和操作。

为了确保隔震和消能减震的效果，隔震支座、阻尼器和消能减震部件的性能参数应严格检验。

按照国家产品标准《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3的规定，橡胶支座产品在安装前应对工程中所用的各种类型和规格的原型部件进行抽样检验，其要求是：

采用随机抽样方式确定检测试件。若有一件抽样的一项性能不合格，则该次抽样检验不合格。

对一般建筑，每种规格的产品抽样数量应不少于总数的20%；若有不合格，应重新抽取总数的30%，若仍有不合格，则应100%检测。

一般情况下，每项工程抽样总数不少于20件，每种规格的产品抽样数量不少于4件。

尚没有国家标准和行业标准的消能部件中的消能器，应采用本章第11.3节规定的方法进行检验。对黏滞流体消能器等可重复利用的消能器，抽检数量适当增多，抽检后的消能器可用于主体结构；对金属屈服位移相关型消能器等不可重复利用的消能器，在同一类型中抽检数量不少于2个，抽检合格率为100%，抽检后的消能器不能用于主体结构。

型式检验和出厂检验应由第三方完成。

11.1.6 本条明确提出，可采用隔震、减震技术进行结构的抗震性态设计。此时，本章的规定应依据抗震性态目标加以调整。

11.1.7 按本章规定进行两个水准的抗震验算，可使隔震房屋达到比相应固定基底房屋更高的设防标准，这是建造隔震房屋的最基本的出发点。在设防烈度地震（基本地震）作用下隔震房屋的验算，不使用结构系数，旨在保障房屋的正常使用功能；在罕遇地震作用下的验算中，层间位移角采取了较严格的限制，进行隔震层的抗倾覆验算和隔震支座的稳定性验算，旨在保障隔震体系

可稳定承载,即使得上部结构最多发生轻微损坏,并不影响继续使用。但是,如果为了减少造价而使隔震房屋的上部结构按等效设计基本地震加速度 A_d 对应的抗震设计类别进行设计,此时上部结构的验算应按等效设计基本地震加速度 A_d 对应的非隔震房屋进行。

与固定基底房屋不同,隔震房屋即使在低于设防烈度(基本地震)的作用下,其隔震层也可能进入非线性变形阶段。隔震体系的周期、阻尼和地震作用效应与隔震层性态密切相关。算例表明,凡可通过设防烈度地震作用下强度验算者,在低于设防烈度地震作用下,上部主体结构将处于弹性变形阶段。

11.1.8 尽管目前国内外建造的隔震房屋已超过一千座,但其中仅有极少数经受了强烈地震的考验,从总体上看,隔震房屋设计仍缺乏足够的经验。因此,隔震房屋,尤其是重要、复杂的隔震房屋和超出本章规定的隔震房屋,宜进行地震模拟振动台试验以检验其抗震性态。在隔震房屋上设置强震观测台阵,可对隔震房屋动力特性及地震反应进行实时监测,有助于保障其安全运行并为改进分析设计方法积累科学数据。

11.2 房屋隔震设计要点

11.2.1 本规范对隔震的基本要求是:通过隔震层的大变形来吸收地震可能传给上部结构的能量,减少地震作用从而减少地震破坏。隔震设计需解决的主要问题是:隔震层位置的确定,隔震垫的数量、规格和布置,隔震层在罕遇地震下的承载力和变形控制(一般隔震层不隔离竖向地震作用的影响),上部结构的水平向减震系数及其与隔震层的连接构造等。

隔震层的位置通常位于第一层以下。当位于第一层及以上时,隔震体系的特点与普通隔震结构可有较大差异,隔震层以下的结构设计计算也更复杂。

为便于我省设计人员掌握隔震设计方法,本规范沿用 2010 版规范所提出的“水平向减震系数”的概念:多遇地震作用下,

隔震与非隔震结构各层层间剪力比的最大值。在实际的隔震设计中,为了提高隔震结构的抗震设防目标,水平向减震系数取层间剪力比最大值的 1.43 倍。按减震系数进行设计,隔震层以上结构的水平地震作用和抗震验算,构件承载力留有一定的安全储备。对于使用功能Ⅱ类建筑,相应的构造要求也可有所降低(仍只达到小震不坏、中震可修、大震不倒的性能目标)。但必须注意,结构所受的地震作用,既有水平向也有竖向,目前的橡胶隔震支座一般只具有隔离水平地震的功能,对竖向地震没有隔震效果,隔震后结构的竖向地震力可能大于水平地震力,因此应予以重视并做相应的验算及采取适当的措施,或采用具有竖向隔震效果的三向隔震支座。

11.2.2 本条规定了隔震体系的计算模型,且一般要求采用时程分析法进行设计计算。在附录 H 中提供了简化计算方法。

图 11.2.2 是对应于底部剪力法的等效剪切型结构的示意图;其他情况,质点 j 可有多个自由度,隔震装置也有相应的多个自由度。

本规范根据 2010 版抗震规范的规定,当隔震结构位于发震断裂主断裂带 10km 以内时,要求各个设防类别的房屋均应计及地震近场效应。

11.2.3、11.2.4 规定了隔震层设计的基本要求。

(1) 关于橡胶隔震支座的压应力和最大拉应力限值。

1) 根据 Haringx 弹性理论,按稳定要求,以压缩荷载下叠层橡胶水平刚度为零的压应力作为屈曲应力 σ_{cr} ,该屈曲应力取决于橡胶的硬度、钢板厚度与橡胶厚度的比值、第一形状参数 s_1 (即有效直径与中央孔洞直径之差 $D-D_0$ 与橡胶层 4 倍厚度 $4t_r$ 之比) 和第二形状参数 s_2 (有效直径 D 与橡胶层总厚度 nt_r 之比) 等。通常,隔震支座中间钢板厚度是单层橡胶厚度的一半,取比值为 0.5。对硬度为 30~60 共七种橡胶,以及 $s_1=11、13、15、17、19、20$ 和 $s_2=3、4、5、6、7$,累计 210 种组合进行了计算。结果表明:满足 $s_1 \geq 15$ 和 $s_2 \geq 5$ 且橡胶硬度不小于 40 时,

最小的屈曲应力值为 34.0MPa。

将橡胶支座在地震下发生剪切变形后上下钢板投影的重叠部分作为有效受压面积，以该有效受压面积得到的平均应力达到最小屈曲应力作为控制橡胶支座稳定的条件，取容许剪切变形为 $0.55D$ (D 为支座有效直径)，则可得本条规定的 II 类建筑的压应力限值：

$$\sigma_{\max} = 0.45\sigma_{\text{cr}} = 15.0\text{MPa}$$

对 $s_2 < 5$ 且橡胶硬度不小于 40 的支座，当 $s_2 = 4$ 时， $\sigma_{\max} = 12.0\text{MPa}$ ；当 $s_2 = 3$ 时， $\sigma_{\max} = 9.0\text{MPa}$ 。因此规定，当 $s_2 < 5$ 时，平均压应力限值需予以降低。

2) 规定隔震支座控制拉应力，主要考虑下列三个因素：

① 橡胶受拉后内部有损伤，降低了支座的弹性性能；

② 隔震支座出现拉应力，意味着上部结构存在倾覆危险；

③ 规定隔震支座拉应力 $\sigma_t < 1\text{MPa}$ 的理由是：a. 广州大学工程抗震研究中心所做的橡胶垫的抗拉试验中，其极限抗拉强度为 $2.0 \sim 2.5\text{MPa}$ ；b. 美国 UBC 规范采用的容许抗拉强度为 1.5MPa 。

(2) 关于隔震层水平刚度和等效黏滞阻尼比的计算方法，系根据振动方程的复阻尼理论得到的。其实部为水平刚度，虚部为等效黏滞阻尼比。

2010 版抗震规范考虑到随着橡胶隔震支座的制作工艺越来越成熟，隔震支座的直径越来越大，建议在隔震支座选型时尽量选用大直径的支座，对 300mm 直径的支座，由于其直径小、稳定性差，故将其设计承载力由 12MPa 降低到 10MPa 。

橡胶支座随着水平剪切变形的增大，其容许竖向承载能力将逐渐减小，为防止隔震支座在大变形的情况下失去承载能力，故要求支座的剪切变形应满足：

$$\sigma \leq \sigma_{\text{cr}}(1 - \gamma/s_2)$$

式中， γ 为水平剪切变形， s_2 为支座第二形状系数， σ 为支座竖向压应力， σ_{cr} 为支座极限抗压强度。同时支座的竖向压应力不大

于 30MPa, 水平变形不大于 $0.55D$ 和剪切变形 300% 两者中的较小值。

隔震支座直径较大时, 如直径不小于 600mm, 考虑实际工程隔震后的位移和现有试验设备的条件, 对于罕遇地震位移验算时的支座设计参数, 可取水平剪切变形 100% 的刚度和阻尼。

还需注意, 橡胶材料是非线性弹性体, 橡胶隔震支座的有效刚度与振动周期有关, 动静刚度的差别甚大。因此, 为了保证隔震的有效性, 最好取相应于隔震体系基本周期的刚度进行计算。2010 版抗震规范将受加载频率影响的“动刚度”改为“等效刚度”, 用语更明确, 方便同国家标准《橡胶支座》接轨。

11.2.5 隔震后上部结构的地震作用将减少, 当 II 类使用功能建筑仍按三水准设计时, 隔震层以上结构的水平地震作用可根据水平向减震系数确定。对于多层结构, 因为上部结构在地震时接近刚体平动, 因此其水平地震作用沿高度可按重力荷载代表值分布, 层间地震剪力代表了水平地震作用取值及其分布, 可用来识别结构的水平向减震系数。

考虑到普通叠层橡胶垫支座的隔震层不能隔离结构的竖向地震作用, 隔震结构的竖向地震力可能大于其水平地震力, 竖向地震的影响不可忽略, 故至少要求 8 度水平向减震系数为 0.30 时应进行竖向地震作用验算。

直接将“隔震结构与非隔震结构最大水平剪力的比值”称为“水平向减震系数”, 采用该概念力图使其意义更明确, 以方便设计人员理解和操作 (美国、日本等国也同样采用此方法)。

隔震后上部结构按本规范相关结构的规定进行设计时, 地震作用可以降低, 降低后的地震影响系数曲线形式参见 4.2.1 条, 仅地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 减小。

隔震后的上部结构用软件计算时, 直接取 $\alpha_{\max}$ 进行结构计算分析。从宏观的角度, 可以将隔震后结构的水平地震作用大致归纳为比非隔震时降低半度、一度和一度半三个档次, 如表 6 所示 (对于一般橡胶支座); 而上部结构的抗震构造, 只能按降低一度

分档，即以 $\beta=0.40$ 分档。

表 6 水平向减震系数与隔震后结构水平地震作用所对应烈度的分档

设防烈度（设计基本地震加速度）	水平向减震系数 β		
	$0.53 \geq \beta \geq 0.40$	$0.40 > \beta > 0.27$	$\beta \leq 0.27$
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)	6 (0.05g)

11.2.7 使用功能Ⅱ类建筑隔震后上部结构的抗震措施可以适当降低，一般的橡胶支座以水平向减震系数 0.40 为界划分，并明确降低的要求不得超过一度，对于不同的设防烈度如表 7 所示。

表 7 水平向减震系数与隔震后上部结构抗震措施所对应烈度的分档

本地区设防烈度（设计基本地震加速度）	水平向减震系数 β	
	$\beta \geq 0.40$	$\beta < 0.40$
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)

需注意，本规范的抗震措施，一般没有 8 度（0.30g）和 7 度（0.15g）的具体规定。因此，当 $\beta \geq 0.40$ 时抗震措施不降低，对于 7 度（0.15g）设防时，即使（ $\beta < 0.40$ ）隔震后的抗震措施基本上不降低。

砌体结构隔震后的抗震措施，在附录 H 中有较为具体的规定。对混凝土结构的具体要求，可直接按降低后的烈度确定。

考虑到隔震层一般对竖向地震作用没有隔震效果，隔震层以上结构的抗震构造措施应保留与竖向抗力有关的要求。故与抵抗竖向地震有关的措施用条注的方式予以明确。

对使用功能高于Ⅱ类的结构，为确保所需的抗震性态目标，明确规定抗震构造措施不应低于非隔震时的有关要求。

11.2.8 2010 版抗震规范删去 2001 版规范中关于墙体下隔震支座的间距不宜大于 2m 的规定，使大直径的隔震支座布置更为合理。

为了保证隔震层能够整体协调工作，隔震层顶部应设置平面内刚度足够大的梁板体系。当采用装配整体式钢筋混凝土楼盖时，为使纵横梁体系能传递竖向荷载并协调横向剪力在每个隔震支座的分配，支座上方的纵横梁体系应为现浇。为增大隔震层顶部梁板的平面内刚度，需加大梁的截面尺寸和配筋。

隔震支座附近的梁、柱受力状态复杂，地震时还会受到冲击，应加密箍筋，必要时配置网状钢筋。

上部结构的底部剪力通过隔震支座传给基础结构。因此，上部结构与隔震支座的连接件、隔震支座与基础的连接件应具有传递上部结构最大底部剪力的能力。

11.2.9 明确指出对非基底隔震房屋隔震层以下的结构部分，主要设计 requirements 是：保证隔震设计能在罕遇地震下发挥隔震效果。因此，需进行与设防地震、罕遇地震有关的验算，并适当提高抗液化措施。

本规范按 2010 版抗震规范，对隔震层位于下部或大底盘顶部时对隔震层以下结构，进一步明确了按隔震后而不是隔震前的受力和变形状态进行抗震承载力和变形验算的要求。

11.3 房屋消能减震设计要点

11.3.1 本规范对消能减震的基本要求是：通过消能器的设置来控制预期的结构变形，从而使主体结构构件在罕遇地震下不发生严重破坏。消能减震设计需解决的主要问题是：消能器和消能部件的选型，消能部件在结构中的分布和数量，消能器附加给结构的阻尼比估算，消能减震体系在罕遇地震下的位移计算，以及消能部件与主体结构的连接构造和其附加的作用等等。

本规范第 6.5 节的位移限值是针对非消能减震结构“大震不倒”规定的。采用消能减震技术后，结构位移的控制可明显小于

第 6.5 节的规定，罕遇地震下预期结构位移的控制值，取决于使用要求所需达到的性能目标。

消能器的类型甚多，按 ATC-33.03 的划分，主要分为位移相关型、速度相关型和其他类型。金属屈服型和摩擦型属于位移相关型，当位移达到预定的启动限才能发挥消能作用，有些摩擦型消能器的性能有时不够稳定，因此应用更须谨慎。黏滞型和黏弹性型属于速度相关型。非速度和位移相关而又具有消能能力的消能器全归于其他类型。消能器的性能主要用恢复力模型表示，应通过试验确定，并需根据结构预期位移控制等因素合理选用。位移要求愈严，附加阻尼愈大，对消能器及部件的要求就愈高。

11.3.2 消能部件的布置需经分析确定。设置在结构的两个主轴方向，可使两方向均有附加阻尼和刚度；设置于结构变形较大的部位，可更好发挥消耗地震能量的作用。

11.3.3 消能减震设计计算的基本内容是：预估结构的位移，并与未采用消能减震结构的位移相比，求出所需的附加阻尼，选择消能部件的数量、布置和所能提供的阻尼大小，设计相应的消能部件，然后对消能减震体系进行整体分析，确认其是否满足位移控制要求。

本条对不同使用功能的结构做出了与性能目标相应的分析规定。

消能减震结构的计算方法，与消能部件的类型、数量、布置及所提供的阻尼大小有关。理论上，具有消能部件结构的阻尼矩阵不满足振型分解的正交性条件（即所谓非经典阻尼体系），需直接采用恢复力模型或阻尼力模型进行非线性静力分析或非线性时程分析计算。从实用的角度，ATC-33 建议适当简化；特别是Ⅳ类使用功能主体结构基本控制在弹性工作范围内时，可采用线性计算方法估计。

本规范与 2010 版规范的规定一样，将 2001 版规范框架结构的层间弹塑性位移角不应大于 $1/80$ 改为符合预期的变形控制要求，宜比不设置消能器的结构适当减小，设计上较为合理，仍体

现消能减震提高结构抗震能力的优势。

11.3.4 采用底部剪力法或振型分解反应谱法计算消能减震结构时,需要通过强行解耦,然后计算消能减震结构的自振周期、振型和阻尼比。此时,消能部件附加给结构的阻尼,参照 ATC-33,用消能部件本身在地震下变形所吸收的能量与设置消能器后结构总地震变形能的比值来表征。

消能减震结构的总刚度取为结构刚度和消能部件刚度之和,消能减震结构的阻尼比按下列公式近似估算:

$$\zeta_j = \zeta_{sj} + \zeta_{cj} \quad \zeta_{cj} = \frac{T_j}{2\pi M_j} \Phi_j^T C_c \Phi_j$$

式中: ζ_j 、 ζ_{sj} 、 ζ_{cj} ——分别为消能减震结构的 j 振型阻尼比、原结构的 j 振型阻尼比和消能器附加的 j 振型阻尼比;

T_j 、 Φ_j 、 M_j ——消能减震结构第 j 振型自振周期、振型和广义质量;

C_c ——消能器产生的结构附加阻尼矩阵。

国内外的一些研究表明,当消能部件较均匀分布且阻尼比不大于 0.20 时,强行解耦与精确解的误差,大多数可控制在 5% 以内。

11.3.5 本规范与 2010 版抗震规范的规定相同,增加了对黏弹性材料总厚度以及极限位移、极限速度的规定。

11.3.6 本规范根据实际工程经验,细化了 2001 版抗震规范的检测要求,试验的循环次数,由 60 圈改为 30 圈。性能的衰减程度,由 10% 降低为 15%。

11.3.7 本条规定进一步明确消能器与主结构连接部件应在弹性范围内工作。

11.3.8 对高于 II 类使用功能的消能减震结构,为确保性能目标实现,不应考虑降低主体结构抗震构造要求,但对 II 类使用功能结构,从经济性考虑消能减震的地震影响系数不到非消能减震的 50% 时,可降低一度。

12 建筑构件和建筑附属设备

12.1 一般规定

12.1.1 采用混凝土、砌体、金属或其他材料的建筑构件及其与主体结构的连接件，应按本章要求进行抗震设计。建筑附属设备本身一般为定型产品，其抗震能力不由本规范规定，但设备与建筑主体结构的连接应满足本章要求。若干大型、专用设备的抗震要求已由相关技术标准规定，不属本章内容范畴。这些技术标准包括：《核电厂抗震设计规范》GB 50267、《电力设施抗震设计规范》GB 50260、《室外给水排水和燃气热力工程抗震设计规范》GB 50032、《石油化工电器设备抗震设计规范》SH/T 3131、《石油化工钢制设备抗震设计规范》SH 3048、《通信设备安装抗震设计规范》YD 5059 和《石油浮放设备隔震技术标准》SY/T 0318 等。

12.1.2 世界各国的抗震规范、规定中，要求对非结构的地震作用进行计算的有 60%，而仅有 28% 对非结构的构造做出规定。考虑到我国设计人员的习惯，首先要求采取抗震措施，对于抗震计算的范围由相关标准规定，一般情况下，除了本规范第 3.5 节有明确规定的非结构构件，如出屋面女儿墙、长悬臂构件（雨篷等）外，尽量减少非结构构件地震作用计算和构件抗震验算的范围。例如，需要进行抗震验算的非结构构件大致如下：

1 7 度、8 度时，基本上为脆性材料制作的幕墙及各类幕墙的连接。

2 8 度时，悬挂重物的支座及其连接、出屋面广告牌和类似构件的锚固。

3 附着于高层建筑的重型商标、标志、信号等的支架。

4 8 度时，乙类建筑的文物陈列柜的支座及其连接。

5 7 度、8 度时，电梯提升设备的锚固件、高层建筑的电梯构件及其锚固。

6 7 度、8 度时，建筑附属设备自重超过 1.8kN 或其体系自振周期大于 0.1s 的设备支架、基座及其锚固。

包括建筑构件与建筑附属设备在内的建筑非结构构件，其状态与建筑整体的使用功能密切相关，故其抗震设计类别应与所在建筑相同。非结构构件种类繁多、功能各异，对其中直接涉及人身安全、建筑使用功能保障和破坏后可能引发次生灾害者，划归重要非结构构件并规定采用更严格的抗震要求。非结构构件的抗震计算分析较为复杂、计算方法尚不成熟，故抗震要求以采用适当的构造措施为主，仅重要非结构构件和抗震设计类别为 C 类及以上的非结构构件宜辅以计算设计。

非结构构件仅进行设防地震动作用下的构件截面抗震承载力验算。

12.1.3 很多情况下，同一部位有多个非结构构件，如出入口通道可包括非承重墙体、悬吊顶棚、应急照明和出入信号四个非结构构件，电气转换开关可能安装在非承重隔墙上等。当抗震设防要求不同的非结构构件连接在一起时，要求低的构件也需按较高的要求设计，以确保较高设防要求的构件能满足规定。

12.2 基本计算要求

12.2.1 本条明确了结构专业所需考虑的非结构构件的影响，包括如何在结构设计中计入相关的重力、刚度、承载力和必要的相互作用。结构构件设计时仅计入支承非结构部位的集中作用并验算连接件的锚固。

12.2.2 非结构构件的地震作用，除了自身质量产生的惯性力外，还有支座间相对位移产生的附加作用，二者需同时组合计算。

非结构构件的地震作用，除了第 6 章规定的长悬臂构件外，只考虑水平方向。其基本的计算方法是对应于“地面反应谱”的

“楼面谱”，即反映支承非结构构件的主体结构体系自身动力特性、非结构构件所在楼层位置和支点数量、结构和非结构阻尼特性对地面地震运动的放大作用；当非结构构件的质量较大时或非结构体系的自振特性与主体结构体系的某一振型的振动特性相近时，非结构体系还将与主体结构体系的地震反应产生相互影响。一般情况下，可采用简化方法，即等效侧力法计算；同时计入支座间相对位移产生的附加内力。对刚性连接于楼盖上的设备，当与楼层并为一个质点参与整个结构的计算分析时，也不必另外用楼面谱进行其地震作用计算。

要求进行楼面谱计算的非结构构件，主要是建筑附属设备，如巨大的高位水箱、出屋面的大型塔架等。采用第二代楼面谱计算可反映非结构构件对所在建筑结构的反作用，不仅导致结构本身地震反应的变化，固定在其上的非结构的地震反应也明显不同。

计算楼面谱的基本方法是随机振动法和时程分析法，当非结构构件的材料与结构体系相同时，可直接利用一般的时程分析软件得到；当非结构构件的质量较大，或材料阻尼特性明显不同，或在不同楼层上有支点，需采用第二代楼面谱的方法进行验算。此时，可考虑非结构与主体结构的相互作用，包括“吸振效应”计算结果更加可靠。采用时程分析法和随机振动法计算楼面谱需有专门的计算软件。

12.2.3 在采用等效侧力法计算非结构构件水平地震作用的算式中，引入了若干经验系数，但不使用结构系数 C 。构件放大系数 α_p 表述非结构构件在振动过程中的动力放大效应，非结构构件的自振周期与结构主体自振周期相近者动力放大效应较强。构件反应修正系数 λ_p 表述非结构构件自身及其连接件的耗能能力，耗能能力较高者可对振动反应做适当折减。式中 $k(1 + 2z/h)$ 表示主体结构的水平地震作用呈梯形分布，从底部的 k 线性增加为顶部的 $3k$ ，这一加速度作用于非结构构件。上述经验系数的取值和采用的假定均参考了美国 NEHRP 规范的规定。

12.2.4 支承点位移差引起的非结构构件的作用效应,可采用结构静力学方法计算。

12.2.5 摩擦力的大小与接触面的正压力有关,地震作用下,结构和非结构构件均呈振动状态,构件接触面的正压力可能变化,不能保持预期设计值;若接触面脱离接触状态,则摩擦机制的抗力将完全丧失。强调不得将摩擦力作为抗震设计的抗力。本条规定非结构构件地震作用效应组合和承载力验算的原则。

12.2.6 悬吊构件一般自振周期较长,水平地震作用较小,在不与其他结构碰撞的条件下,可不进行水平地震作用分析;但应将其重力荷载增大至 3 倍以考虑竖向地震作用效应。

12.2.7 原则上连接件的抗力不能低于所传递的非结构构件的作用效应,锚固件的抗力不能低于连接件传递的作用效应。膨胀螺栓和浅埋锚固件并非可靠的固定方式,故相关非结构构件的地震作用应乘以放大系数 1.5,膨胀螺栓和浅埋锚固件应能承受放大后的地震作用效应。

12.3 建筑构件的抗震构造措施

12.3.2 非承重砌体墙在地震作用下易发生破坏,防止和减轻非承重和自承重墙破坏的根本措施是采用轻型墙板。吸取汶川地震的震害经验,非承重砌体墙的设置也宜均匀对称,旨在不影响结构体系的规则性。应加强非承重外墙与主体结构的连接,本条区别外挂式墙板和埋入式墙体分别规定了连接构造要求。

12.3.3 为防止砌体结构中后砌非承重隔墙的地震破坏,仿照承重墙规定了连接构造措施。将砌体房屋中关于烟道、垃圾道的规定移入本节。

12.3.4 钢筋混凝土结构中的砌体填充墙是抗震薄弱环节,在汶川地震中大量开裂、移位和碎裂垮塌。总结震害经验,填充墙应有适当的强度,且应与框架构件可靠连接,较高、较长的砌体墙应采用加强的抗倒塌措施,如增设构造柱和水平系梁等。考虑墙顶与框架梁不易拉结,提出了利用细石膨胀混凝土加强黏结的要

求。增加了框架楼梯间等处填充墙设置钢丝网面层加强的要求。

12.3.5 单层厂房的砌体围护墙和隔墙是抗震薄弱环节；在采用砌体墙时，必须严格满足本章规定的抗震构造措施要求，加强墙体与主体结构的连接，提高墙体的抗倒塌能力。进一步明确厂房围护墙的设置应注意下列问题：

1 唐山地震震害经验表明：嵌砌墙的墙体破坏较外贴墙轻得多，但对厂房的整体抗震性能极为不利，在多跨厂房和外纵墙不对称布置的厂房中，由于各柱列的纵向侧移刚度差别悬殊，导致厂房纵向破坏，倒塌的震例不少。即使两侧均为嵌砌墙的单跨厂房，也会由于纵向侧移刚度的增加而加大厂房的纵向地震作用效应，特别是柱顶地震作用的集中对柱顶节点的抗震很不利，容易造成柱顶节点破坏，危及屋盖的安全。同时由于门窗洞口处刚度的削弱和突变，还会导致门窗洞口处柱子的破坏。因此，单跨厂房也不宜在两侧采用嵌砌墙。

2 砖砌体的高低跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙，由于质量大、位置高，在水平地震作用特别是高振型影响下，外甩力大，容易发生外倾、倒塌，造成高砸低的震害，不仅砸坏低屋盖，还可能破坏低跨设备或伤人，危害严重。唐山地震中，这种震害的发生率很高。因此，宜采用轻质墙板，当必须采用砖砌体时，应加强与主体结构的锚拉。

3 高低跨封墙直接砌在低跨屋面板上时，由于高振型和上、下变形不协调的影响，容易发生倒塌破坏，并砸坏低跨屋盖。邢台地震7度区就有这种震例。

4 砌体女儿墙的震害较普遍，故规定需设置时，应控制其高度，并采取防地震时倾倒的构造措施。

5 不同墙体材料的质量、刚度不同，对主体结构的地震影响不同，对抗震不利，故不宜采用。必要时，宜采用相应的措施。

12.3.6 轻型板材是指彩色涂层压型钢板、硬质金属面夹芯板，以及铝合金板等轻型板材。降低厂房屋盖和围护结构的重量，对

抗震十分有利。震害调查表明,轻型墙板的抗震效果很好。大型墙板围护厂房的抗震性能明显优于砌体围护墙厂房。大型墙板与厂房柱刚性连接,对厂房的抗震不利,并对厂房的纵向温度变形、厂房柱不均匀沉降以及各种振动也都不利。因此,大型墙板与厂房柱间应优先采用柔性连接。

嵌砌砌体墙对厂房的纵向抗震不利,故一般不应采用。

12.3.7~12.3.13 关于顶棚、雨篷、货架、活动地板、玻璃幕墙和广告牌等建筑构件的抗震措施经验尚不丰富,各条参照国内外相关规范内容提出了原则性要求。

12.4 附属设备的抗震构造措施

本规范仅规定对附属机电设备支架的基本要求。并参照美国 UBC 规范的规定,给出了可不做抗震设防要求的一些小型设备和小直径的管道。建筑附属机电设备的种类繁多,参照美国 UBC 97 规范,要求自重超过 1.8kN (400 磅) 或自振周期大于 0.1s 时,要进行抗震计算。计算自振周期时,一般采用单质点模型。对于支承条件复杂的机电设备,其计算模型应符合相关设备标准的要求。