

水，习水，思南\*；

第二组：六盘水，水城，册亨；

第三组：赫章，普安，晴隆，兴义，盘县。

#### **A. 0. 22 云南省**

**1 抗震设防烈度不低于 9 度，设计基本地震加速度值不小于 0. 40g：**

第二组：寻甸，昆明（东川）；

第三组：澜沧。

**2 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0. 30g：**

第二组：剑川，嵩明，宜良，丽江，玉龙，鹤庆，永胜，潞西，龙陵，石屏，建水；

第三组：耿马，双江，沧源，勐海，西盟，孟连。

**3 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0. 20g：**

第二组：石林，玉溪，大理，巧家，江川，华宁，峨山，通海，洱源，宾川，弥渡，祥云，会泽，南涧；

第三组：昆明（盘龙、五华、官渡、西山），普洱（原思茅市），保山，马龙，呈贡，澄江，晋宁，易门，漾濞，巍山，云县，腾冲，施甸，瑞丽，梁河，安宁，景洪，永德，镇康，临沧，凤庆\*，陇川\*。

**4 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0. 15g：**

第二组：香格里拉，泸水，大关，永善，新平\*；

第三组：曲靖，弥勒，陆良，富民，禄劝，武定，兰坪，云龙，景谷，宁洱（原普洱），沾益，个旧，红河，元江，禄丰，双柏，开远，盈江，永平，昌宁，宁蒗，南华，楚雄，勐腊，华坪，景东\*。

**5 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0. 10g：**

第二组：盐津，绥江，德钦，贡山，水富；

第三组：昭通，彝良，鲁甸，福贡，永仁，大姚，元谋，姚安，牟定，墨江，绿春，镇沅，江城，金平，富源，师宗，泸西，蒙自，元阳，维西，宣威。

6 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组：威信，镇雄，富宁，西畴，麻栗坡，马关；

第二组：广南；

第三组：丘北，砚山，屏边，河口，文山，罗平。

#### A.0.23 西藏自治区

1 抗震设防烈度不低于 9 度，设计基本地震加速度值不小于 0.40g:

第三组：当雄，墨脱。

2 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.30g:

第二组：申扎；

第三组：米林，波密。

3 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g:

第二组：普兰，聂拉木，萨嘎；

第三组：拉萨，堆龙德庆，尼木，仁布，尼玛，洛隆，隆子，错那，曲松，那曲，林芝（八一镇），林周。

4 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g:

第二组：札达，吉隆，拉孜，谢通门，亚东，洛扎，昂仁；

第三组：日土，江孜，康马，白朗，扎囊，措美，桑日，加查，边坝，八宿，丁青，类乌齐，乃东，琼结，贡嘎，朗县，达孜，南木林，班戈，浪卡子，墨竹工卡，曲水，安多，聂荣，日喀则\*，噶尔\*。

5 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组：改则；

第二组：措勤，仲巴，定结，芒康；

第三组：昌都，定日，萨迦，岗巴，巴青，工布江达，索县，比如，嘉黎，察雅，左贡，察隅，江达，贡觉。

6 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第二组：革吉。

#### A.0.24 陕西省

1 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ：

第一组：西安（未央、莲湖、新城、碑林、灞桥、雁塔、阎良\*、临潼），渭南，华县，华阴，潼关，大荔；

第三组：陇县。

2 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.15g$ ：

第一组：咸阳（秦都、渭城），西安（长安），高陵，兴平，周至，户县，蓝田；

第二组：宝鸡（金台、渭滨、陈仓），咸阳（杨凌特区），千阳，岐山，凤翔，扶风，武功，眉县，三原，富平，澄城，蒲城，泾阳，礼泉，韩城，合阳，略阳；

第三组：凤县。

3 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.10g$ ：

第一组：安康，平利；

第二组：洛南，乾县，勉县，宁强，南郑，汉中；

第三组：白水，淳化，麟游，永寿，商洛（商州），太白，留坝，铜川（耀州、王益、印台\*），柞水\*。

4 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为  $0.05g$ ：

第一组：延安，清涧，神木，佳县，米脂，绥德，安塞，延川，延长，志丹，甘泉，商南，紫阳，镇巴，子长\*，子洲\*；

第二组：吴旗，富县，旬阳，白河，岚皋，镇坪；

第三组：定边，府谷，吴堡，洛川，黄陵，旬邑，洋县，西乡，石泉，汉阴，宁陕，城固，宜川，黄龙，宜君，长武，彬县，佛坪，镇安，丹凤，山阳。

#### **A.0.25 甘肃省**

1 抗震设防烈度不低于 9 度，设计基本地震加速度值不小于  $0.40g$ ：

第二组：古浪。

2 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.30g$ ：

第二组：天水（秦州、麦积），礼县，西和；

第三组：白银（平川区）。

3 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为  $0.20g$ :

第二组:宕昌,肃北,陇南,成县,徽县,康县,文县;

第三组:兰州(城关、七里河、西固、安宁),武威,永登,天祝,景泰,靖远,陇西,武山,秦安,清水,甘谷,漳县,会宁,静宁,庄浪,张家川,通渭,华亭,两当,舟曲。

4 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为  $0.15g$ :

第二组:康乐,嘉峪关,玉门,酒泉,高台,临泽,肃南;

第三组:白银(白银区),兰州(红古区),永靖,岷县,东乡,和政,广河,临潭,卓尼,迭部,临洮,渭源,皋兰,崇信,榆中,定西,金昌,阿克塞,民乐,永昌,平凉。

5 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为  $0.10g$ :

第二组:张掖,合作,玛曲,金塔;

第三组:敦煌,瓜洲,山丹,临夏,临夏县,夏河,碌曲,泾川,灵台,民勤,镇原,环县,积石山。

6 抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为  $0.05g$ :

第三组:华池,正宁,庆阳,合水,宁县,西峰。

#### A.0.26 青海省

1 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为  $0.20g$ :

第二组:玛沁;

第三组:玛多,达日。

2 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为  $0.15g$ :

第二组:祁连;

第三组:甘德,门源,治多,玉树。

3 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为  $0.10g$ :

第二组:乌兰,称多,杂多,囊谦;

第三组:西宁(城中、城东、城西、城北),同仁,共和,德令哈,海晏,湟源,湟中,平安,民和,化隆,贵德,尖扎,循化,格尔木,贵南,同德,河南,曲麻莱,久治,班玛,天峻,刚察,大通,互助,乐都,都兰,兴海。

4 抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为  $0.05g$ :

第三组：泽库。

**A. 0. 27 宁夏回族自治区**

1 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.30g$ ：  
第二组：海原。

2 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ：  
第一组：石嘴山（大武口、惠农），平罗；

第二组：银川（兴庆、金凤、西夏），吴忠，贺兰，永宁，  
青铜峡，泾源，灵武，固原；

第三组：西吉，中宁，中卫，同心，隆德。

3 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.15g$ ：  
第三组：彭阳。

4 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为  $0.05g$ ：  
第三组：盐池。

**A. 0. 28 新疆维吾尔自治区**

1 抗震设防烈度不低于 9 度，设计基本地震加速度值不小于  $0.40g$ ：

第三组：乌恰，塔什库尔干。

2 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.30g$ ：  
第三组：阿图什，喀什，疏附。

3 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ：  
第一组：巴里坤；

第二组：乌鲁木齐（天山、沙依巴克、新市、水磨沟、头屯河、米东），乌鲁木齐县，温宿，阿克苏，柯坪，昭苏，特克斯，  
库车，青河，富蕴，乌什\*；

第三组：尼勒克，新源，巩留，精河，乌苏，奎屯，沙湾，  
玛纳斯，石河子，克拉玛依（独山子），疏勒，伽师，阿克陶，  
英吉沙。

4 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.15g$ ：  
第一组：木垒\*；

第二组：库尔勒，新和，轮台，和静，焉耆，博湖，巴楚，

拜城，昌吉，阜康\*；

第三组：伊宁，伊宁县，霍城，呼图壁，察布查尔，岳普湖。

5 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.10g$ ：

第一组：鄯善；

第二组：乌鲁木齐（达坂城），吐鲁番，和田，和田县，吉木萨尔，洛浦，奇台，伊吾，托克逊，和硕，尉犁，墨玉，策勒，哈密\*；

第三组：五家渠，克拉玛依（克拉玛依区），博乐，温泉，阿合奇，阿瓦提，沙雅，图木舒克，莎车，泽普，叶城，麦盖堤，皮山。

6 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为  $0.05g$ ：

第一组：额敏，和布克赛尔；

第二组：于田，哈巴河，塔城，福海，克拉玛依（马尔禾）；

第三组：阿勒泰，托里，民丰，若羌，布尔津，吉木乃，裕民，克拉玛依（白碱滩），且末，阿拉尔。

#### **A. 0. 29 港澳特区和台湾省**

1 抗震设防烈度不低于 9 度，设计基本地震加速度值不小于  $0.40g$ ：

第二组：台中；

第三组：苗栗，云林，嘉义，花莲。

2 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.30g$ ：

第二组：台南；

第三组：台北，桃园，基隆，宜兰，台东，屏东。

3 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ：

第三组：高雄，澎湖。

4 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.15g$ ：

第一组：香港。

5 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为  $0.10g$ ：

第一组：澳门。

## 附录 B 高强混凝土结构抗震设计要求

**B.0.1** 高强混凝土结构所采用的混凝土强度等级应符合本规范第 3.9.3 条的规定；其抗震设计，除应符合普通混凝土结构抗震设计要求外，尚应符合本附录的规定。

**B.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 ( $\beta_c$ )。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。

**B.0.3** 高强混凝土框架的抗震构造措施，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。

**B.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 C 预应力混凝土结构抗震设计要求

**C.0.1** 本附录适用于 6、7、8 度时先张法和后张有粘结预应力混凝土结构的抗震设计，9 度时应进行专门研究。

无粘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铰区以外有效预加力松弛，并符合专门的规定。

**C.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、节点先于被连接构件破坏、预应力筋的锚固粘结先于构件破坏。

**C.0.3** 抗震设计时，后张预应力框架、门架、转换层的转换大梁，宜采用有粘结预应力筋。承重结构的受拉杆件和抗震等级为一级的框架，不得采用无粘结预应力筋。

**C.0.4** 抗震设计时，预应力混凝土结构的抗震等级及相应的地震组合内力调整，应按本规范第 6 章对钢筋混凝土结构的要求执行。

**C.0.5** 预应力混凝土结构的混凝土强度等级，框架和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。

**C.0.6** 预应力混凝土结构的抗震计算，除应符合本规范第 5 章的规定外，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，本规范第 5.4.1 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** 预应力筋穿过框架节点核芯区时，节点核芯区的截面抗震验算，应计入总有效预加力以及预应力孔道削弱核芯区有效验算宽度的影响。

**C.0.7** 预应力混凝土结构的抗震构造，除下列规定外，应符合本规范第 6 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等级按有关规定控制，其预应力强度比不宜大于 0.75。

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

**3** 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对应框架柱的要求；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。

**C.0.8** 后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核芯区。预应力筋-锚具组装件的锚固性能，应符合专门的规定。

## 附录 D 框架梁柱节点核芯区截面抗震验算

### D.1 一般框架梁柱节点

**D.1.1** 一、二、三级框架梁柱节点核芯区组合的剪力设计值，应按下列公式确定：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (\text{D.1.1-1})$$

一级框架结构和 9 度的一级框架可不按上式确定，但应符合下式：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{\text{bua}}}{h_{b0} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (\text{D.1.1-2})$$

式中： $V_j$ ——梁柱节点核芯区组合的剪力设计值；

$h_{b0}$ ——梁截面的有效高度，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值；

$a'_s$ ——梁受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

$H_c$ ——柱的计算高度，可采用节点上、下柱反弯点之间的距离；

$h_b$ ——梁的截面高度，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值；

$\eta_{jb}$ ——强节点系数，对于框架结构，一级宜取 1.5，二级宜取 1.35，三级宜取 1.2；对于其他结构中的框架，一级宜取 1.35，二级宜取 1.2，三级宜取 1.1；

$\sum M_b$ ——节点左右梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{\text{bua}}$  ——节点左右梁端反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定。

**D. 1. 2** 核芯区截面有效验算宽度，应按下列规定采用：

1 核芯区截面有效验算宽度，当验算方向的梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的  $1/2$  时，可采用该侧柱截面宽度，当小于柱截面宽度的  $1/2$  时可采用下列二者的较小值：

$$b_j = b_b + 0.5h_c \quad (\text{D. 1. 2-1})$$

$$b_j = b_c \quad (\text{D. 1. 2-2})$$

式中： $b_j$  ——节点核芯区的截面有效验算宽度；

$b_b$  ——梁截面宽度；

$h_c$  ——验算方向的柱截面高度；

$b_c$  ——验算方向的柱截面宽度。

2 当梁、柱的中线不重合且偏心距不大于柱宽的  $1/4$  时，核芯区的截面有效验算宽度可采用上款和下式计算结果的较小值。

$$b_j = 0.5(b_b + b_c) + 0.25h_c - e \quad (\text{D. 1. 2-3})$$

式中： $e$  ——梁与柱中线偏心距。

**D. 1. 3** 节点核芯区组合的剪力设计值，应符合下列要求：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{\text{RE}}} (0.30\eta f_c b_j h_j) \quad (\text{D. 1. 3})$$

式中： $\eta$  ——正交梁的约束影响系数；楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的  $1/2$ ，且正交方向梁高度不小于框架梁高度的  $3/4$  时，可采用 1.5，9 度的一级宜采用 1.25；其他情况均采用 1.0；

$h_j$  ——节点核芯区的截面高度，可采用验算方向的柱截面高度；

$\gamma_{\text{RE}}$  ——承载力抗震调整系数，可采用 0.85。

**D. 1. 4** 节点核芯区截面抗震受剪承载力，应采用下列公式

验算:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.1 \eta f_t b_j h_j + 0.05 \eta N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (\text{D. 1. 4-1})$$

9 度的一级

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.9 \eta f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (\text{D. 1. 4-2})$$

式中:  $N$ ——对应于组合剪力设计值的上柱组合轴向压力较小值, 其取值不应大于柱的截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值的乘积的 50%, 当  $N$  为拉力时, 取  $N=0$ ;

$f_{yv}$ ——箍筋的抗拉强度设计值;

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

$A_{svj}$ ——核芯区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋的总截面面积;

$s$ ——箍筋间距。

## D. 2 扁梁框架的梁柱节点

**D. 2. 1** 扁梁框架的梁宽大于柱宽时, 梁柱节点应符合本段的规定。

**D. 2. 2** 扁梁框架的梁柱节点核芯区应根据梁纵筋在柱宽范围内、外的截面面积比例, 对柱宽以内和柱宽以外的范围分别验算受剪承载力。

**D. 2. 3** 核芯区验算方法除应符合一般框架梁柱节点的要求外, 尚应符合下列要求:

1 按本规范式 (D. 1. 3) 验算核芯区剪力限值时, 核芯区有效宽度可取梁宽与柱宽之和的平均值;

2 四边有梁的约束影响系数, 验算柱宽范围内核芯区的受剪承载力时可取 1.5; 验算柱宽范围以外核芯区的受剪承载力时宜取 1.0;

3 验算核芯区受剪承载力时,在柱宽范围内的核芯区,轴向力的取值可与一般梁柱节点相同;柱宽以外的核芯区,可不考虑轴力对受剪承载力的有利作用;

4 锚入柱内的梁上部钢筋宜大于其全部截面面积的 60%。

### D.3 圆柱框架的梁柱节点

D.3.1 梁中线与柱中线重合时,圆柱框架梁柱节点核芯区组合的剪力设计值应符合下列要求:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30 \eta f_c A_j) \quad (D.3.1)$$

式中:  $\eta$  ——正交梁的约束影响系数,按本规范第 D.1.3 条确定,其中柱截面宽度按柱直径采用;

$A_j$  ——节点核芯区有效截面面积,梁宽 ( $b_b$ ) 不小于柱直径 ( $D$ ) 之半时,取  $A_j = 0.8D^2$ ; 梁宽 ( $b_b$ ) 小于柱直径 ( $D$ ) 之半且不小于  $0.4D$  时,取  $A_j = 0.8D(b_b + D/2)$ 。

D.3.2 梁中线与柱中线重合时,圆柱框架梁柱节点核芯区截面抗震受剪承载力应采用下列公式验算:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.5 \eta f_t A_j + 0.05 \eta \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (D.3.2-1)$$

9 度的一级

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.2 \eta f_t A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{hvj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (D.3.2-2)$$

式中:  $A_{sh}$  ——单根圆形箍筋的截面面积;

$A_{svj}$  ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋的总截面面积;

$D$  ——圆柱截面直径;

$N$  ——轴向力设计值,按一般梁柱节点的规定取值。

## 附录 E 转换层结构的抗震设计要求

### E.1 矩形平面抗震墙结构框支层楼板设计要求

**E.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%。

**E.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：

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (1.7 f_c b_f t_f) \quad (\text{E.1.2})$$

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；

$\gamma_{RE}$  ——承载力抗震调整系数，可采用 0.85。

**E.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：

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

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。

**E.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。

**E.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。

## **E. 2 筒体结构转换层抗震设计要求**

**E. 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。

**E. 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。

**E. 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。

**E. 2. 4** 转换层楼盖不应有大洞口，在平面内宜接近刚性。

**E. 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 E. 1 节对框支层楼板的有关规定。

**E. 2. 6** 8 度时转换层结构应考虑竖向地震作用。

**E. 2. 7** 9 度时不应采用转换层结构。

# 附录 F 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计要求

## F.1 一般规定

**F.1.1** 本附录适用的配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的最大高度应符合表 F.1.1-1 的规定，且房屋总高度与总宽度的比值不宜超过表 F.1.1-2 的规定。

**表 F.1.1-1 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋适用的最大高度 (m)**

| 最小墙厚<br>(mm) | 6 度   | 7 度   |       | 8 度   |       | 9 度   |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|              | 0.05g | 0.10g | 0.15g | 0.20g | 0.30g | 0.40g |
| 190          | 60    | 55    | 45    | 40    | 30    | 24    |

- 注：1 房屋高度超过表内高度时，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施；
- 2 某层或几层开间大于 6.0m 以上的房间建筑面积占相应层建筑面积 40% 以上时，表中数据相应减少 6m；
- 3 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）。

**表 F.1.1-2 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的最大高宽比**

| 烈 度   | 6 度 | 7 度 | 8 度 | 9 度 |
|-------|-----|-----|-----|-----|
| 最大高宽比 | 4.5 | 4.0 | 3.0 | 2.0 |

注：房屋的平面布置和竖向布置不规则时应适当减小最大高宽比。

**F.1.2** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋应根据抗震设防类别、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级宜按表 F.1.2 确定。

**表 F.1.2 配钢筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的抗震等级**

| 烈 度    | 6 度       |        | 7 度       |        | 8 度       |        | 9 度       |
|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|
| 高度 (m) | $\leq 24$ | $> 24$ | $\leq 24$ | $> 24$ | $\leq 24$ | $> 24$ | $\leq 24$ |
| 抗震等级   | 四         | 三      | 三         | 二      | 二         | 一      | 一         |

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

**F.1.3 配钢筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋应避免采用本规范第 3.4 节规定的不规则建筑结构方案，并应符合下列要求：**

1 平面形状宜简单、规则，凹凸不宜过大；竖向布置宜规则、均匀，避免过大的外挑和内收。

2 纵横向抗震墙宜拉通对直；每个独立墙段长度不宜大于 8m，且不宜小于墙厚的 5 倍；墙段的总高度与墙段长度之比不宜小于 2；门洞口宜上下对齐，成列布置。

3 采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖时，抗震横墙的最大间距，应符合表 F.1.3 的要求。

**表 F.1.3 配钢筋混凝土小型空心砌块抗震横墙的最大间距**

| 烈 度      | 6 度 | 7 度 | 8 度 | 9 度 |
|----------|-----|-----|-----|-----|
| 最大间距 (m) | 15  | 15  | 11  | 7   |

4 房屋需要设置防震缝时，其最小宽度应符合下列要求：

当房屋高度不超过 24m 时，可采用 100mm；当超过 24m 时，6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加 6m、5m、4m 和 3m，宜加宽 20mm。

**F.1.4 配钢筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的层高应符合下列要求：**

1 底部加强部位的层高，一、二级不宜大于 3.2m，三、四级不应大于 3.9m。

2 其他部位的层高，一、二级不应大于 3.9m，三、四级不应大于 4.8m。

注：底部加强部位指不小于房屋高度的 1/6 且不小于底部二层的高度

范围，房屋总高度小于 21m 时取一层。

**F.1.5** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的短肢墙应符合下列要求：

1 不应采用全部为短肢墙的配筋小砌块抗震墙结构，应形成短肢抗震墙与一般抗震墙共同抵抗水平地震作用的抗震墙结构。9 度时不宜采用短肢墙。

2 在规定的水平力作用下，一般抗震墙承受的底部地震倾覆力矩不应小于结构总倾覆力矩的 50%，且短肢抗震墙截面面积与同层抗震墙总截面面积比例，两个主轴方向均不宜大于 20%。

3 短肢墙宜设置翼墙；不应在一字形短肢墙平面外布置与之单侧相交的楼、屋面梁。

4 短肢墙的抗震等级应比表 F.1.2 的规定提高一级采用；已为一级时，配筋应按 9 度的要求提高。

注：短肢抗震墙指墙肢截面高度与宽度之比为 5~8 的抗震墙，一般抗震墙指墙肢截面高度与宽度之比大于 8 的抗震墙。“L”形、“T”形、“+”形等多肢墙截面的长短肢性质应由较长一肢确定。

## F.2 计 算 要 点

**F.2.1** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震计算时，应按本节规定调整地震作用效应；6 度时可不进行截面抗震验算，但应按本附录的有关要求采取抗震构造措施。配筋混凝土小砌块抗震墙房屋应进行多遇地震作用下的抗震变形验算，其楼层内最大的弹性层间位移角，底层不宜超过 1/1200，其他楼层不宜超过 1/800。

**F.2.2** 配筋混凝土小砌块抗震墙承载力计算时，底部加强部位截面的组合剪力设计值应按下列规定调整：

$$V = \eta_{\text{w}} V_{\text{w}} \quad (\text{F.2.2})$$

式中：V——抗震墙底部加强部位截面组合的剪力设计值；

$V_{\text{w}}$ ——抗震墙底部加强部位截面组合的剪力计算值；

$\eta_{vw}$  ——剪力增大系数，一级取 1.6，二级取 1.4，三级取 1.2，四级取 1.0。

**F.2.3 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙截面组合的剪力设计值**，应符合下列要求：

剪跨比大于 2

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 f_g b h) \quad (\text{F.2.3-1})$$

剪跨比不大于 2

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_g b h) \quad (\text{F.2.3-2})$$

式中： $f_g$  ——灌孔小砌块砌体抗压强度设计值；

$b$  ——抗震墙截面宽度；

$h$  ——抗震墙截面高度；

$\gamma_{RE}$  ——承载力抗震调整系数，取 0.85。

注：剪跨比按本规范式 (6.2.9-3) 计算。

**F.2.4 偏心受压配筋混凝土小型空心砌块抗震墙截面受剪承载力**，应按下列公式验算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.48 f_{gv} b h_0 + 0.1 N) + 0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (\text{F.2.4-1})$$

$$0.5V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right) \quad (\text{F.2.4-2})$$

式中： $N$  ——抗震墙组合的轴向压力设计值；当  $N > 0.2 f_g b h$  时，取  $N = 0.2 f_g b h$ ；

$\lambda$  ——计算截面处的剪跨比，取  $\lambda = M/Vh_0$ ；小于 1.5 时取 1.5，大于 2.2 时取 2.2；

$f_{gv}$  ——灌孔小砌块砌体抗剪强度设计值； $f_{gv} = 0.2 f_g^{0.55}$ ；

$A_{sh}$  ——同一截面的水平钢筋截面面积；

$s$  ——水平分布筋间距；

$f_{yh}$  ——水平分布筋抗拉强度设计值；

$h_0$  ——抗震墙截面有效高度。

**F.2.5** 在多遇地震作用组合下，配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的墙肢不应出现小偏心受拉。大偏心受拉配筋混凝土小型空心砌块抗震墙，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.48 f_{gv} b h_0 - 0.17 N) + 0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (\text{F.2.5-1})$$

$$0.5V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right) \quad (\text{F.2.5-2})$$

当  $0.48 f_{gv} b h_0 - 0.17 N \leq 0$  时，取  $0.48 f_{gv} b h_0 - 0.17 N = 0$  式中：N——抗震墙组合的轴向拉力设计值。

**F.2.6** 配筋小型空心砌块抗震墙跨高比大于 2.5 的连梁宜采用钢筋混凝土连梁，其截面组合的剪力设计值和斜截面受剪承载力，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对连梁的有关规定。

**F.2.7** 抗震墙采用配筋混凝土小型空心砌块砌体连梁时，应符合下列要求：

1 连梁的截面应满足下式的要求：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_g b h_0) \quad (\text{F.2.7-1})$$

2 连梁的斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.56 f_{gv} b h_0 + 0.7 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \quad (\text{F.2.7-2})$$

式中： $A_{sv}$ ——配置在同一截面内的箍筋各肢的全部截面面积；

$f_{yv}$ ——箍筋的抗拉强度设计值。

### F.3 抗震构造措施

**F.3.1** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的灌孔混凝土应采用坍落度大、流动性及和易性好，并与砌块结合良好的混凝土，灌孔混凝土的强度等级不应低于 Cb20。

**F.3.2** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的抗震墙，应全部用灌孔混凝土灌实。

**F.3.3** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的横向和竖向分布钢筋应符合表 F.3.3-1 和 F.3.3-2 的要求；横向分布钢筋宜双排布置，双排分布钢筋之间拉结筋的间距不应大于 400mm，直径不应小于 6mm；竖向分布钢筋宜采用单排布置，直径不应大于 25mm。

**表 F.3.3-1 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙横向分布钢筋构造要求**

| 抗震等级 | 最小配筋率 (%) |      | 最大间距 (mm) | 最小直径 (mm) |
|------|-----------|------|-----------|-----------|
|      | 一般部位      | 加强部位 |           |           |
| 一级   | 0.13      | 0.15 | 400       | φ8        |
| 二级   | 0.13      | 0.13 | 600       | φ8        |
| 三级   | 0.11      | 0.13 | 600       | φ8        |
| 四级   | 0.10      | 0.10 | 600       | φ6        |

注：9 度时配筋率不应小于 0.2%；在顶层和底部加强部位，最大间距不应大于 400mm。

**表 F.3.3-2 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙竖向分布钢筋构造要求**

| 抗震等级 | 最小配筋率 (%) |      | 最大间距 (mm) | 最小直径 (mm) |
|------|-----------|------|-----------|-----------|
|      | 一般部位      | 加强部位 |           |           |
| 一级   | 0.15      | 0.15 | 400       | φ12       |
| 二级   | 0.13      | 0.13 | 600       | φ12       |
| 三级   | 0.11      | 0.13 | 600       | φ12       |
| 四级   | 0.10      | 0.10 | 600       | φ12       |

注：9 度时配筋率不应小于 0.2%；在顶层和底部加强部位，最大间距应适当减小。

**F.3.4** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙在重力荷载代表值作用下的轴压比，应符合下列要求：

1 一般墙体的底部加强部位，一级（9 度）不宜大于 0.4，一级（8 度）不宜大于 0.5，二、三级不宜大于 0.6；一般部位，均不宜大于 0.6。

2 短肢墙体全高范围，一级不宜大于 0.50，二、三级不宜

大于 0.60；对于无翼缘的一字形短肢墙，其轴压比限值应相应降低 0.1。

3 各向墙肢截面均为  $3b < h < 5b$  的独立小墙肢，一级不宜大于 0.4，二、三级不宜大于 0.5；对于无翼缘的一字形独立小墙肢，其轴压比限值应相应降低 0.1。

**F.3.5 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙墙肢端部应设置边缘构件；底部加强部位的轴压比，一级大于 0.2 和二级大于 0.3 时，应设置约束边缘构件。构造边缘构件的配筋范围：无翼墙端部为 3 孔配筋；“L”形转角节点为 3 孔配筋；“T”形转角节点为 4 孔配筋；边缘构件范围内应设置水平箍筋，最小配筋应符合表 F.3.5 的要求。约束边缘构件的范围应沿受力方向比构造边缘构件增加 1 孔，水平箍筋应相应加强，也可采用混凝土边框柱加强。**

**表 F.3.5 抗震墙边缘构件的配筋要求**

| 抗震等级 | 每孔竖向钢筋最小配筋量 |             | 水平箍筋<br>最小直径 | 水平箍筋<br>最大间距 |
|------|-------------|-------------|--------------|--------------|
|      | 底部加强部位      | 一般部位        |              |              |
| 一级   | 1 $\phi$ 20 | 1 $\phi$ 18 | $\phi$ 8     | 200mm        |
| 二级   | 1 $\phi$ 18 | 1 $\phi$ 16 | $\phi$ 6     | 200mm        |
| 三级   | 1 $\phi$ 16 | 1 $\phi$ 14 | $\phi$ 6     | 200mm        |
| 四级   | 1 $\phi$ 14 | 1 $\phi$ 12 | $\phi$ 6     | 200mm        |

- 注：1 边缘构件水平箍筋宜采用搭接点焊网片形式；  
2 一、二、三级时，边缘构件箍筋应采用不低于 HRB335 级的热轧钢筋；  
3 二级轴压比大于 0.3 时，底部加强部位水平箍筋的最小直径不应小于 8mm。

**F.3.6 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙内竖向和横向分布钢筋的搭接长度不应小于 48 倍钢筋直径，锚固长度不应小于 42 倍钢筋直径。**

**F.3.7 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的横向分布钢筋，沿墙长应连续设置，两端的锚固应符合下列规定：**

1 一、二级的抗震墙，横向分布钢筋可绕竖向主筋弯 180 度弯钩，弯钩端部直段长度不宜小于 12 倍钢筋直径；横向分布钢筋亦可弯入端部灌孔混凝土中，锚固长度不应小于 30 倍钢筋直径且不应小于 250mm。

2 三、四级的抗震墙，横向分布钢筋可弯入端部灌孔混凝土中，锚固长度不应小于 25 倍钢筋直径且不应小于 200mm。

**F.3.8** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙中，跨高比小于 2.5 的连梁可采用砌体连梁；其构造应符合下列要求：

1 连梁的上下纵向钢筋锚入墙内的长度，一、二级不应小于 1.15 倍锚固长度，三级不应小于 1.05 倍锚固长度，四级不应小于锚固长度；且均不应小于 600mm。

2 连梁的箍筋应沿梁全长设置；箍筋直径，一级不小于 10mm，二、三、四级不小于 8mm；箍筋间距，一级不大于 75mm，二级不大于 100mm，三级不大于 120mm。

3 顶层连梁在伸入墙体的纵向钢筋长度范围内应设置间距不大于 200mm 的构造箍筋，其直径应与该连梁的箍筋直径相同。

4 自梁顶面下 200mm 至梁底面上 200mm 范围内应增设腰筋，其间距不大于 200mm；每层腰筋的数量，一级不少于  $2\phi 12$ ，二~四级不少于  $2\phi 10$ ；腰筋伸入墙内的长度不应小于 30 倍的钢筋直径且不应小于 300mm；

5 连梁内不宜开洞，需要开洞时应符合下列要求：

- 1) 在跨中梁高  $1/3$  处预埋外径不大于 200mm 的钢套管；
- 2) 洞口上下的有效高度不应小于  $1/3$  梁高，且不应小于 200mm；
- 3) 洞口处应配补强钢筋，被洞口削弱的截面应进行受剪承载力验算。

**F.3.9** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的圈梁构造，应符合下列要求：

1 墙体在基础和各楼层标高处均应设置现浇钢筋混凝土圈

梁，圈梁的宽度应同墙厚，其截面高度不宜小于 200mm。

2 圈梁混凝土抗压强度不应小于相应灌孔小砌块砌体的强度，且不应小于 C20。

3 圈梁纵向钢筋直径不应小于墙中横向分布钢筋的直径，且不应小于  $4\phi 12$ ；基础圈梁纵筋不应小于  $4\phi 12$ ；圈梁及基础圈梁箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；当圈梁高度大于 300mm 时，应沿圈梁截面高度方向设置腰筋，其间距不应大于 200mm，直径不应小于 10mm。

4 圈梁底部嵌入墙顶小砌块孔洞内，深度不宜小于 30mm；圈梁顶部应是毛面。

**F.3.10** 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的楼、屋盖，高层建筑和 9 度时应采用现浇钢筋混凝土板，多层建筑宜采用现浇钢筋混凝土板；抗震等级为四级时，也可采用装配整体式钢筋混凝土楼盖。

## 附录 G 钢支撑-混凝土框架和钢框架-钢筋混凝土核心筒结构房屋抗震设计要求

### G.1 钢支撑-钢筋混凝土框架

**G.1.1** 抗震设防烈度为 6~8 度且房屋高度超过本规范第 6.1.1 条规定的钢筋混凝土框架结构最大适用高度时,可采用钢支撑-混凝土框架组成抗侧力体系的结构。

按本节要求进行抗震设计时,其适用的最大高度不宜超过本规范第 6.1.1 条钢筋混凝土框架结构和框架-抗震墙结构二者最大适用高度的平均值。超过最大适用高度的房屋,应进行专门研究和论证,采取有效的加强措施。

**G.1.2** 钢支撑-混凝土框架结构房屋应根据设防类别、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级,钢支撑框架部分应比本规范第 8.1.3 条和第 6.1.2 条框架结构的规定提高一个等级,钢筋混凝土框架部分仍按本规范第 6.1.2 条框架结构确定。

**G.1.3** 钢支撑-混凝土框架结构的结构布置,应符合下列要求:

- 1 钢支撑框架应在结构的两个主轴方向同时设置。
- 2 钢支撑宜上下连续布置,当受建筑方案影响无法连续布置时,宜在邻跨延续布置。
- 3 钢支撑宜采用交叉支撑,也可采用人字支撑或 V 形支撑;采用单支撑时,两方向的斜杆应基本对称布置。
- 4 钢支撑在平面内的布置应避免导致扭转效应;钢支撑之间无大洞口的楼、屋盖的长宽比,宜符合本规范 6.1.6 条对抗震墙间距的要求;楼梯间宜布置钢支撑。
- 5 底层的钢支撑框架按刚度分配的地震倾覆力矩应大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

**G.1.4** 钢支撑-混凝土框架结构的抗震计算，尚应符合下列要求：

1 结构的阻尼比不应大于 0.045，也可按混凝土框架部分和钢支撑部分在结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 钢支撑框架部分的斜杆，可按端部铰接杆计算。当支撑斜杆的轴线偏离混凝土柱轴线超过柱宽  $1/4$  时，应考虑附加弯矩。

3 混凝土框架部分承担的地震作用，应按框架结构和支撑框架结构两种模型计算，并宜取二者的较大值。

4 钢支撑-混凝土框架的层间位移限值，宜按框架和框架-抗震墙结构内插。

**G.1.5** 钢支撑与混凝土柱的连接构造，应符合本规范第 9.1 节关于单层钢筋混凝土柱厂房支撑与柱连接的相关要求。钢支撑与混凝土梁的连接构造，应符合连接不先于支撑破坏的要求。

**G.1.6** 钢支撑-混凝土框架结构中，钢支撑部分尚应按本规范第 8 章、现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定进行设计；钢筋混凝土框架部分尚应按本规范第 6 章的规定进行设计。

## **G.2 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构**

**G.2.1** 抗震设防烈度为 6~8 度且房屋高度超过本规范第 6.1.1 条规定的混凝土框架-核心筒结构最大适用高度时，可采用钢框架-混凝土核心筒组成抗侧力体系的结构。

按本节要求进行抗震设计时，其适用的最大高度不宜超过本规范第 6.1.1 条钢筋混凝土框架-核心筒结构最大适用高度和本规范第 8.1.1 条钢框架-中心支撑结构最大适用高度二者的平均值。超过最大适用高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

**G.2.2** 钢框架-混凝土核心筒结构房屋应根据设防类别、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级，钢框架部分仍按本规范第 8.1.3

条确定，混凝土部分应比本规范第 6.1.2 条的规定提高一个等级（8 度时应高于一级）。

**G.2.3 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构房屋的结构布置，尚应符合下列要求：**

1 钢框架-核心筒结构的钢外框架梁、柱的连接应采用刚接；楼面梁宜采用钢梁。混凝土墙体与钢梁刚接的部位宜设置连接用的构造型钢。

2 钢框架部分按刚度计算分配的最大楼层地震剪力，不宜小于结构总地震剪力的 10%。当小于 10% 时，核心筒的墙体承担的地震作用应适当增大；墙体构造的抗震等级宜提高一级，一级时应适当提高。

3 钢框架-核心筒结构的楼盖应具有良好的刚度并确保罕遇地震作用下的整体性。楼盖应采用压型钢板组合楼盖或现浇钢筋混凝土楼板，并采取措施加强楼盖与钢梁的连接。当楼面有较大开口或属于转换层楼面时，应采用现浇实心楼盖等措施加强。

4 当钢框架柱下部采用型钢混凝土柱时，不同材料的框架柱连接处应设置过渡层，避免刚度和承载力突变。过渡层钢柱计入外包混凝土后，其截面刚度可按过渡层下部型钢混凝土柱和过渡层上部钢柱二者截面刚度的平均值设计。

**G.2.4 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的抗震计算，尚应符合下列要求：**

1 结构的阻尼比不应大于 0.045，也可按钢筋混凝土筒体部分和钢框架部分在结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 钢框架部分除伸臂加强层及相邻楼层外的任一楼层按计算分配的地震剪力应乘以增大系数，达到不小于结构底部总地震剪力的 20% 和框架部分计算最大楼层地震剪力 1.5 倍二者的较小值，且不少于结构底部地震剪力的 15%。由地震作用产生的该楼层框架各构件的剪力、弯矩、轴力计算值均应进行相应调整。

3 结构计算宜考虑钢框架柱和钢筋混凝土墙体轴向变形差异的影响。

4 结构层间位移限值，可采用钢筋混凝土结构的限值。

**G.2.5** 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构房屋中的钢结构、混凝土结构部分尚应按本规范第6章、第8章和现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 及现行有关行业标准的规定进行设计。

## 附录 H 多层工业厂房抗震设计要求

### H.1 钢筋混凝土框排架结构厂房

**H.1.1** 本节适用于由钢筋混凝土框架与排架侧向连接组成的侧向框排架结构厂房、下部为钢筋混凝土框架上部顶层为排架的竖向框排架结构厂房的抗震设计。当本节未作规定时，其抗震设计应按本规范第 6 章和第 9.1 节的有关规定执行。

**H.1.2** 框排架结构厂房的框架部分应根据烈度、结构类型和高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。

不设置贮仓时，抗震等级可按本规范第 6 章确定；设置贮仓时，侧向框排架的抗震等级可按现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的规定采用，竖向框排架的抗震等级应按本规范第 6 章框架的高度分界降低 4m 确定。

注：框架设置贮仓，但竖壁的跨高比大于 2.5，仍按不设置贮仓的框架确定抗震等级。

**H.1.3** 厂房的结构布置，应符合下列要求：

- 1 厂房的平面宜为矩形，立面宜简单、对称。
- 2 在结构单元平面内，框架、柱间支撑等抗侧力构件宜对称均匀布置，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力产生突变。
- 3 质量大的设备不宜布置在结构单元的边端楼层上，宜设置在距刚度中心较近的部位；当不可避免时宜将设备平台与主体结构分开，或在满足工艺要求的条件下尽量低位布置。

**H.1.4** 竖向框排架厂房的结构布置，尚应符合下列要求：

- 1 屋盖宜采用无檩屋盖体系；当采用其他屋盖体系时，应加强屋盖支撑设置和构件之间的连接，保证屋盖具有足够的水平刚度。
- 2 纵向端部应设屋架、屋面梁或采用框架结构承重，不应

采用山墙承重；排架跨内不应采用横墙和排架混合承重。

**3 顶层的排架跨，尚应满足下列要求：**

- 1) 排架重心宜与下部结构刚度中心接近或重合，多跨排架宜等高等长；
- 2) 楼盖应现浇，顶层排架嵌固楼层应避免开设大洞口，其楼板厚度不宜小于 150mm；
- 3) 排架柱应竖向连续延伸至底部；
- 4) 顶层排架设置纵向柱间支撑处，楼盖不应设有楼梯间或开洞；柱间支撑斜杆中心线应与连接处的梁柱中心线汇交于一点。

**H. 1.5 竖向框排架厂房的地震作用计算，应符合下列要求：**

**1** 地震作用的计算宜采用空间结构模型，质点宜设置在梁柱轴线交点、牛腿、柱顶、柱变截面处和柱上集中荷载处。

**2** 确定重力荷载代表值时，可变荷载应根据行业特点，对楼面活荷载取相应的组合值系数。贮料的荷载组合值系数可采用 0.9。

**3** 楼层有贮仓和支承重心较高的设备时，支承构件和连接应计及料斗、贮仓和设备水平地震作用产生的附加弯矩。该水平地震作用可按下列公式计算：

$$F_s = \alpha_{\max}(1.0 + H_x/H_n)G_{\text{eq}} \quad (\text{H. 1.5})$$

式中： $F_s$ ——设备或料斗重心处的水平地震作用标准值；

$\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值；

$G_{\text{eq}}$ ——设备或料斗的重力荷载代表值；

$H_x$ ——设备或料斗重心至室外地坪的距离；

$H_n$ ——厂房高度。

**H. 1.6 竖向框排架厂房的地震作用效应调整和抗震验算，应符合下列规定：**

**1** 一、二、三、四级支承贮仓竖壁的框架柱，按本规范第 6.2.2、6.2.3、6.2.5 条调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值

尚应乘以增大系数，增大系数不应小于 1.1。

2 竖向框排架结构与排架柱相连的顶层框架节点处，柱端组合的弯矩设计值应按第 6.2.2 条进行调整，其他顶层框架节点处的梁端、柱端弯矩设计值可不调整。

3 顶层排架设置纵向柱间支撑时，与柱间支撑相连排架柱的下部框架柱，一、二级框架柱由地震引起的附加轴力应分别乘以调整系数 1.5、1.2；计算轴压比时，附加轴力可不乘以调整系数。

4 框排架厂房的抗震验算，尚应符合下列要求：

- 1) 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，框排架结构的排架柱及伸出框架跨屋顶支承排架跨屋盖的单柱，应进行弹塑性变形验算，弹塑性位移角限值可取 1/30。
- 2) 当一、二级框架梁柱节点两侧梁截面高度差大于较高梁截面高度的 25% 或 500mm 时，尚应按下式验算节点下柱抗震受剪承载力：

$$\frac{\eta_b M_{bl}}{h_{0l} - a'_s} - V_{col} \leq V_{RE} \quad (H. 1.6-1)$$

9 度及一级时可不符合上式，但应符合：

$$\frac{1.15 M_{blua}}{h_{0l} - a'_s} - V_{col} \leq V_{RE} \quad (H. 1.6-2)$$

式中： $\eta_b$  ——节点剪力增大系数，一级取 1.35，二级取 1.2；

$M_{bl}$  ——较高梁端梁底组合弯矩设计值；

$M_{blua}$  ——较高梁端实配梁底正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，根据实配钢筋面积（计入受压钢筋）和材料强度标准值确定；

$h_{0l}$  ——较高梁截面的有效高度；

$a'_s$  ——较高梁端梁底受拉时，受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

$V_{col}$  ——节点下柱计算剪力设计值；

$V_{RE}$  ——节点下柱抗震受剪承载力设计值。

**H. 1.7** 竖向框排架厂房的基本抗震构造措施尚应符合下列要求：

1 支承贮仓的框架柱轴压比不宜超过本规范表 6.3.6 中框架结构的规定数值减少 0.05。

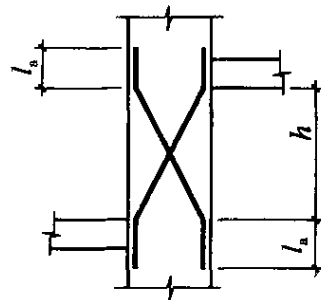
2 支承贮仓的框架柱纵向钢筋最小总配筋率应不小于本规范表 6.3.7 中对角柱的要求。

3 竖向框排架结构的顶层排架设置纵向柱间支撑时，与柱间支撑相连排架柱的下部框架柱，纵向钢筋配筋率、箍筋的配置应满足本规范第 6.3.7 条中对于框支柱的要求；箍筋加密区取柱全高。

4 框架柱的剪跨比不大于 1.5 时，应符合下列规定：

1) 箍筋应按提高一级抗震等级配置，一级时应适当提高箍筋的要求；

2) 框架柱每个方向应配置两根对角斜筋（图 H. 1.7），对角斜筋的直径，一、二级框架不应小



$h$ —短柱净高；

$l_a$ —斜筋锚固长度

图 H. 1.7

于 20mm 和 18mm，三、四级框架不应小于 16mm；  
对角斜筋的锚固长度，不应小于 40 倍斜筋直径。

5 框架柱段内设置牛腿时，牛腿及上下各 500mm 范围内的框架柱箍筋应加密；牛腿的上下柱段净高与柱截面高度之比大于 4 时，柱箍筋应全高加密。

**H. 1.8** 侧向框排架结构的结构布置、地震作用效应调整和抗震验算，以及无檩屋盖和有檩屋盖的支撑布置，应分别符合现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的有关规定。

## H. 2 多层钢结构厂房

**H. 2.1** 本节适用于钢结构的框架、支撑框架、框排架等结构体

系的多层厂房。本节未作规定时，多层部分可按本规范第 8 章的有关规定执行，其抗震等级的高度分界应比本规范第 8.1 节规定降低 10m；单层部分可按本规范第 9.2 节的规定执行。

**H. 2.2** 多层钢结构厂房的布置，除应符合本规范第 8 章的有关要求外，尚应符合下列规定：

1 平面形状复杂、各部分构架高度差异大或楼层荷载相差悬殊时，应设防震缝或采取其他措施。当设置防震缝时，缝宽不应小于相应混凝土结构房屋的 1.5 倍。

2 重型设备宜低位布置。

3 当设备重量直接由基础承受，且设备竖向需要穿过楼层时，厂房楼层应与设备分开。设备与楼层之间的缝宽，不得小于防震缝的宽度。

4 楼层上的设备不应跨越防震缝布置；当运输机、管线等长条设备必须穿越防震缝布置时，设备应具有适应地震时结构变形的能力或防止断裂的措施。

5 厂房内的工作平台结构与厂房框架结构宜采用防震缝脱开布置。当与厂房结构连接成整体时，平台结构的标高宜与厂房框架的相应楼层标高一致。

**H. 2.3** 多层钢结构厂房的支撑布置，应符合下列要求：

1 柱间支撑宜布置在荷载较大的柱间，且在同一柱间上下贯通；当条件限制必须错开布置时，应在紧邻柱间连续布置，并宜适当增加相近楼层或屋面的水平支撑或柱间支撑搭接一层，确保支撑承担的水平地震作用可靠传递至基础。

2 有抽柱的结构，应适当增加相近楼层、屋面的水平支撑，并在相邻柱间设置竖向支撑。

3 当各榀框架侧向刚度相差较大、柱间支撑布置又不规则时，采用钢铺板的楼盖，应设置楼盖水平支撑。

4 各柱列的纵向刚度宜相等或接近。

**H. 2.4** 厂房楼盖宜采用现浇混凝土的组合楼板，亦可采用装配整体式楼盖或钢铺板，尚应符合下列要求：

1 混凝土楼盖应与钢梁有可靠的连接。

2 当楼板开设孔洞时，应有可靠的措施保证楼板传递地震作用。

**H.2.5** 框排架结构应设置完整的屋盖支撑，尚应符合下列要求：

1 排架的屋盖横梁与多层框架的连接支座的标高，宜与多层框架相应楼层标高一致，并应沿单层与多层相连柱列全长设置屋盖纵向水平支撑。

2 高跨和低跨宜按各自的标高组成相对独立的封闭支撑体系。

**H.2.6** 多层钢结构厂房的地震作用计算，尚应符合下列规定：

1 一般情况下，宜采用空间结构模型分析；当结构布置规则，质量分布均匀时，亦可分别沿结构横向和纵向进行验算。现浇钢筋混凝土楼板，当板面开孔较小且用抗剪连接件与钢梁连接成为整体时，可视为刚性楼盖。

2 在多遇地震下，结构阻尼比可采用  $0.03 \sim 0.04$ ；在罕遇地震下，阻尼比可采用  $0.05$ 。

3 确定重力荷载代表值时，可变荷载应根据行业的特点，对楼面检修荷载、成品或原料堆积楼面荷载、设备和料斗及管道内的物料等，采用相应的组合值系数。

4 直接支承设备、料斗的构件及其连接，应计入设备等产生的地震作用。一般的设备对支承构件及其连接产生的水平地震作用，可按本附录第 H.1.5 条的规定计算；该水平地震作用对支承构件产生的弯矩、扭矩，取设备重心至支承构件形心距离计算。

**H.2.7** 多层钢结构厂房构件和节点的抗震承载力验算，尚应符合下列规定：

1 按本规范式 (8.2.5) 验算节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力时，框架柱的强柱系数，一级和地震作用控制时，取 1.25；二级和 1.5 倍地震作用控制时，取 1.20；三级和 2 倍地

震作用控制时,取 1.10。

2 下列情况可不满足本规范式 (8.2.5) 的要求:

- 1) 单层框架的柱顶或多层框架顶层的柱顶;
- 2) 不满足本规范式 (8.2.5) 的框架柱沿验算方向的受剪承载力总和小于该楼层框架受剪承载力的 20%; 且该楼层每一柱列不满足本规范式 (8.2.5) 的框架柱的受剪承载力总和小于本柱列全部框架柱受剪承载力总和的 33%。

3 柱间支撑杆件设计内力与其承载力设计值之比不宜大于 0.8; 当柱间支撑承担不小于 70% 的楼层剪力时, 不宜大于 0.65。

**H. 2.8** 多层钢结构厂房的基本抗震构造措施, 尚应符合下列规定:

1 框架柱的长细比不宜大于 150; 当轴压比大于 0.2 时, 不宜大于  $125(1 - 0.8N/Af)\sqrt{235/f_y}$ 。

2 厂房框架柱、梁的板件宽厚比, 应符合下列要求:

- 1) 单层部分和总高度不大于 40m 的多层部分, 可按本规范第 9.2 节规定执行;
- 2) 多层部分总高度大于 40m 时, 可按本规范第 8.3 节规定执行。

3 框架梁、柱的最大应力区, 不得突然改变翼缘截面, 其上下翼缘均应设置侧向支承, 此支承点与相邻支承点之间距应符合现行《钢结构设计规范》GB 50017 中塑性设计的有关要求。

4 柱间支撑构件应符合下列要求:

- 1) 多层框架部分的柱间支撑, 宜与框架横梁组成 X 形或其他有利于抗震的形式, 其长细比不宜大于 150;
- 2) 支撑杆件的板件宽厚比应符合本规范第 9.2 节的要求。

5 框架梁采用高强度螺栓摩擦型拼接时, 其位置宜避开最大应力区 (1/10 梁净跨和 1.5 倍梁高的较大值)。梁翼缘拼接时, 在平行于内力方向的高强度螺栓不宜少于 3 排, 拼接板的截

面模量应大于被拼接截面模量的 1.1 倍。

**6** 厂房柱脚应能保证传递柱的承载力，宜采用埋入式、插入式或外包式柱脚，并按本规范第 9.2 节的规定执行。

## 附录 J 单层厂房横向平面排架 地震作用效应调整

### J.1 基本自振周期的调整

**J.1.1** 按平面排架计算厂房的横向地震作用时,排架的基本自振周期应考虑纵墙及屋架与柱连接的固结作用,可按下列规定进行调整:

1 由钢筋混凝土屋架或钢屋架与钢筋混凝土柱组成的排架,有纵墙时取周期计算值的 80%,无纵墙时取 90%;

2 由钢筋混凝土屋架或钢屋架与砖柱组成的排架,取周期计算值的 90%;

3 由木屋架、钢木屋架或轻钢屋架与砖柱组成排架,取周期计算值。

### J.2 排架柱地震剪力和弯矩的调整系数

**J.2.1** 钢筋混凝土屋盖的单层钢筋混凝土柱厂房,按本规范第 J.1.1 条确定基本自振周期且按平面排架计算的排架柱地震剪力和弯矩,当符合下列要求时,可考虑空间工作和扭转影响,并按本规范第 J.2.3 条的规定调整:

1 7 度和 8 度;

2 厂房单元屋盖长度与总跨度之比小于 8 或厂房总跨度大于 12m;

3 山墙的厚度不小于 240mm,开洞所占的水平截面积不超过总面积 50%,并与屋盖系统有良好的连接;

4 柱顶高度不大于 15m。

注:1 屋盖长度指山墙到山墙的间距,仅一端有山墙时,应取所考虑排架至山墙的距离;

2 高低跨相差较大的不等高厂房，总跨度可不包括低跨。

**J. 2. 2** 钢筋混凝土屋盖和密铺望板瓦木屋盖的单层砖柱厂房，按本规范第 J. 1. 1 条确定基本自振周期且按平面排架计算的排架柱地震剪力和弯矩，当符合下列要求时，可考虑空间工作，并按本规范第 J. 2. 3 条的规定调整：

- 1 7 度和 8 度；
- 2 两端均有承重山墙；
- 3 山墙或承重（抗震）横墙的厚度不小于 240mm，开洞所占的水平截面积不超过总面积 50%，并与屋盖系统有良好的连接；
- 4 山墙或承重（抗震）横墙的长度不宜小于其高度；
- 5 单元屋盖长度与总跨度之比小于 8 或厂房总跨度大于 12m。

注：屋盖长度指山墙到山墙或承重（抗震）横墙的间距。

**J. 2. 3** 排架柱的剪力和弯矩应分别乘以相应的调整系数，除高低跨度交接处上柱以外的钢筋混凝土柱，其值可按表 J. 2. 3-1 采用，两端均有山墙的砖柱，其值可按表 J. 2. 3-2 采用。

**表 J. 2. 3-1 钢筋混凝土柱（除高低跨交接处上柱外）考虑空间工作和扭转影响的效应调整系数**

| 屋盖        | 山墙   |       | 屋盖长度 (m) |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----------|------|-------|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|           |      |       | ≤30      | 36   | 42   | 48   | 54   | 60   | 66   | 72   | 78   | 84   | 90   | 96   |
| 钢筋混凝土无檩屋盖 | 两端山墙 | 等高厂房  | —        | —    | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.90 |
|           |      | 不等高厂房 | —        | —    | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 1.00 |
|           | 一端山墙 |       | 1.05     | 1.15 | 1.20 | 1.25 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| 钢筋混凝土有檩屋盖 | 两端山墙 | 等高厂房  | —        | —    | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.10 |
|           |      | 不等高厂房 | —        | —    | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.10 | 1.10 | 1.15 |
|           | 一端山墙 |       | 1.00     | 1.05 | 1.10 | 1.10 | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.25 | 1.25 |

表 J. 2. 3-2 砖柱考虑空间作用的效应调整系数

| 屋盖类型                   | 山墙或承重(抗震)横墙间距(m) |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------------|------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                        | ≤12              | 18   | 24   | 30   | 36   | 42   | 48   | 54   | 60   | 66   | 72   |
| 钢筋混凝土无檩屋盖              | 0.60             | 0.65 | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 1.00 |
| 钢筋混凝土有檩屋盖或<br>密铺望板瓦木屋盖 | 0.65             | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.10 |

**J. 2. 4** 高低跨交接处的钢筋混凝土柱的支承低跨屋盖牛腿以上各截面, 按底部剪力法求得的地震剪力和弯矩应乘以增大系数, 其值可按式采用:

$$\eta = \zeta \left( 1 + 1.7 \frac{n_h}{n_0} \cdot \frac{G_{EL}}{G_{Eh}} \right) \quad (J. 2. 4)$$

式中:  $\eta$ ——地震剪力和弯矩的增大系数;

$\zeta$ ——不等高厂房低跨交接处的空间工作影响系数, 可按表 J. 2. 4 采用;

$n_h$ ——高跨的跨数;

$n_0$ ——计算跨数, 仅一侧有低跨时应取总跨数, 两侧均有低跨时应取总跨数与高跨跨数之和;

$G_{EL}$ ——集中于交接处一侧各低跨屋盖标高处的总重力荷载代表值;

$G_{Eh}$ ——集中于高跨柱顶标高处的总重力荷载代表值。

表 J. 2. 4 高低跨交接处钢筋混凝土上柱空间工作影响系数

| 屋 盖           | 山 墙  | 屋 盖 长 度 (m) |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---------------|------|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|               |      | ≤36         | 42   | 48   | 54   | 60   | 66   | 72   | 78   | 84   | 90   | 96   |
| 钢筋混凝土<br>无檩屋盖 | 两端山墙 | —           | 0.70 | 0.76 | 0.82 | 0.88 | 0.94 | 1.00 | 1.06 | 1.06 | 1.06 | 1.06 |
|               | 一端山墙 | 1.25        |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 钢筋混凝土<br>有檩屋盖 | 两端山墙 | —           | 0.90 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.10 | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.20 | 1.20 |
|               | 一端山墙 | 1.05        |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |

**J. 2. 5** 钢筋混凝土柱单层厂房的吊车梁顶标高处的上柱截面,

由起重机桥架引起的地震剪力和弯矩应乘以增大系数，当按底部剪力法等简化计算方法计算时，其值可按表 J. 2. 5 采用。

**表 J. 2. 5 桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数**

| 屋盖类型      | 山 墙  | 边 柱 | 高低跨柱 | 其他中柱 |
|-----------|------|-----|------|------|
| 钢筋混凝土无檩屋盖 | 两端山墙 | 2.0 | 2.5  | 3.0  |
|           | 一端山墙 | 1.5 | 2.0  | 2.5  |
| 钢筋混凝土有檩屋盖 | 两端山墙 | 1.5 | 2.0  | 2.5  |
|           | 一端山墙 | 1.5 | 2.0  | 2.0  |

## 附录 K 单层厂房纵向抗震验算

### K.1 单层钢筋混凝土柱厂房纵向抗震计算的修正刚度法

#### K.1.1 纵向基本自振周期的计算。

按本附录计算单跨或等高多跨的钢筋混凝土柱厂房纵向地震作用时,在柱顶标高不大于 15m 且平均跨度不大于 30m 时,纵向基本周期可按下列公式确定:

1 砖围护墙厂房,可按下式计算:

$$T_1 = 0.23 + 0.00025\phi_1 l \sqrt{H^3} \quad (\text{K.1.1-1})$$

式中:  $\phi_1$ ——屋盖类型系数,大型屋面板钢筋混凝土屋架可采用 1.0,钢屋架采用 0.85;

$l$ ——厂房跨度 (m),多跨厂房可取各跨的平均值;

$H$ ——基础顶面至柱顶的高度 (m)。

2 敞开、半敞开或墙板与柱子柔性连接的厂房,可按式 (K.1.1-1) 进行计算并乘以下列围护墙影响系数:

$$\phi_2 = 2.6 - 0.002l \sqrt{H^3} \quad (\text{K.1.1-2})$$

式中:  $\phi_2$ ——围护墙影响系数,小于 1.0 时应采用 1.0。

#### K.1.2 柱列地震作用的计算。

1 等高多跨钢筋混凝土屋盖的厂房,各纵向柱列的柱顶标高处的地震作用标准值,可按下列公式确定:

$$F_i = \alpha_1 G_{eq} \frac{K_{ai}}{\sum K_{ai}} \quad (\text{K.1.2-1})$$

$$K_{ai} = \phi_3 \phi_4 K_i \quad (\text{K.1.2-2})$$

式中:  $F_i$ —— $i$  柱列柱顶标高处的纵向地震作用标准值;

- $\alpha_1$  ——相应于厂房纵向基本自振周期的水平地震影响系数，应按本规范第 5.1.5 条确定；
- $G_{eq}$  ——厂房单元柱列总等效重力荷载代表值，应包括按本规范第 5.1.3 条确定的屋盖重力荷载代表值、70% 纵墙自重、50% 横墙与山墙自重及折算的柱自重（有吊车时采用 10% 柱自重，无吊车时采用 50% 柱自重）；
- $K_i$  —— $i$  柱列柱顶的总侧移刚度，应包括  $i$  柱列内柱子和上、下柱间支撑的侧移刚度及纵墙的折减侧移刚度的总和，贴砌的砖围护墙侧移刚度的折减系数，可根据柱列侧移值的大小，采用 0.2~0.6；
- $K_{ai}$  —— $i$  柱列柱顶的调整侧移刚度；
- $\psi_3$  ——柱列侧移刚度的围护墙影响系数，可按表 K.1.2-1 采用；有纵向砖围护墙的四跨或五跨厂房，由边柱列数起的第三柱列，可按表内相应数值的 1.15 倍采用；
- $\psi_4$  ——柱列侧移刚度的柱间支撑影响系数，纵向为砖围护墙时，边柱列可采用 1.0，中柱列可按表 K.1.2-2 采用。

表 K.1.2-1 围护墙影响系数

| 围护墙类别和烈度  |        | 柱列和屋盖类别 |       |       |       |       |
|-----------|--------|---------|-------|-------|-------|-------|
|           |        | 边柱列     | 中柱列   |       |       |       |
|           |        |         | 无檩屋盖  |       | 有檩屋盖  |       |
| 240 砖墙    | 370 砖墙 |         | 边跨无天窗 | 边跨有天窗 | 边跨无天窗 | 边跨有天窗 |
|           | 7 度    | 0.85    | 1.7   | 1.8   | 1.8   | 1.9   |
| 7 度       | 8 度    | 0.85    | 1.5   | 1.6   | 1.6   | 1.7   |
| 8 度       | 9 度    | 0.85    | 1.3   | 1.4   | 1.4   | 1.5   |
| 9 度       |        | 0.85    | 1.2   | 1.3   | 1.3   | 1.4   |
| 无墙、石棉瓦或挂板 |        | 0.90    | 1.1   | 1.1   | 1.2   | 1.2   |

表 K. 1. 2-2 纵向采用砖围护墙的中柱列柱间支撑影响系数

| 厂房单元内<br>设置下柱支<br>撑的柱间数 | 中柱列下柱支撑斜杆的长细比 |       |        |         |         | 中柱列<br>无支撑 |
|-------------------------|---------------|-------|--------|---------|---------|------------|
|                         | $\leq 40$     | 41~80 | 81~120 | 121~150 | $> 150$ |            |
| 一柱间                     | 0.9           | 0.95  | 1.0    | 1.1     | 1.25    | 1.4        |
| 二柱间                     | —             | —     | 0.9    | 0.95    | 1.0     |            |

2 等高多跨钢筋混凝土屋盖厂房，柱列各吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值，可按下式确定：

$$F_{ci} = \alpha_1 G_{ci} \frac{H_{ci}}{H_i} \quad (\text{K. 1. 2-3})$$

式中： $F_{ci}$ —— $i$  柱列在吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值；

$G_{ci}$ ——集中于  $i$  柱列吊车梁顶标高处的等效重力荷载代表值，应包括按本规范第 5. 1. 3 条确定的吊车梁与悬吊物的重力荷载代表值和 40% 柱子自重；

$H_{ci}$ —— $i$  柱列吊车梁顶高度；

$H_i$ —— $i$  柱列柱顶高度。

## K. 2 单层钢筋混凝土柱厂房柱间支撑地震作用效应及验算

K. 2. 1 斜杆长细比不大于 200 的柱间支撑在单位侧力作用下的水平位移，可按下式确定：

$$u = \sum \frac{1}{1 + \varphi_i} u_{ii} \quad (\text{K. 2. 1})$$

式中： $u$ ——单位侧力作用点的位移；

$\varphi_i$ —— $i$  节间斜杆轴心受压稳定系数，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 采用；

$u_{ii}$ ——单位侧力作用下  $i$  节间仅考虑拉杆受力的相对位移。

K. 2. 2 长细比不大于 200 的斜杆截面可仅按抗拉验算，但应考虑压杆的卸载影响，其拉力可按下式确定：

$$N_t = \frac{l_i}{(1 + \psi_c \varphi_i) s_c} V_{bi} \quad (\text{K. 2. 2})$$

式中:  $N_i$  —— $i$  节间支撑斜杆抗拉验算时的轴向拉力设计值;

$l_i$  —— $i$  节间斜杆的全长;

$\psi_c$  ——压杆卸载系数, 压杆长细比为 60、100 和 200 时, 可分别采用 0.7、0.6 和 0.5;

$V_{bi}$  —— $i$  节间支撑承受的地震剪力设计值;

$s_c$  ——支撑所在柱间的净距。

**K. 2.3** 无贴砌墙的纵向柱列, 上柱支撑与同列下柱支撑宜等强设计。

### K. 3 单层钢筋混凝土柱厂房柱间支撑 端节点预埋件的截面抗震验算

**K. 3.1** 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件采用锚筋时, 其截面抗震承载力宜按下列公式验算:

$$N \leq \frac{0.8f_y A_s}{\gamma_{RE} \left( \frac{\cos\theta}{0.8\zeta_m\psi} + \frac{\sin\theta}{\zeta_r\zeta_v} \right)} \quad (\text{K. 3.1-1})$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0.6e_0}{\zeta_r s}} \quad (\text{K. 3.1-2})$$

$$\zeta_m = 0.6 + 0.25t/d \quad (\text{K. 3.1-3})$$

$$\zeta_v = (4 - 0.08d)\sqrt{f_c/f_y} \quad (\text{K. 3.1-4})$$

式中:  $A_s$  ——锚筋总截面面积;

$\gamma_{RE}$  ——承载力抗震调整系数, 可采用 1.0;

$N$  ——预埋板的斜向拉力, 可采用全截面屈服点强度计算的支撑斜杆轴向力的 1.05 倍;

$e_0$  ——斜向拉力对锚筋合力作用线的偏心距, 应小于外排锚筋之间距离的 20% (mm);

$\theta$  ——斜向拉力与其水平投影的夹角;

$\psi$  ——偏心影响系数;

$s$  ——外排锚筋之间的距离 (mm);

$\zeta_m$  ——预埋板弯曲变形影响系数;

- $t$ ——预埋板厚度 (mm);
- $d$ ——锚筋直径 (mm);
- $\zeta_r$ ——验算方向锚筋排数的影响系数, 二、三和四排可分别采用 1.0、0.9 和 0.85;
- $\zeta_v$ ——锚筋的受剪影响系数, 大于 0.7 时应采用 0.7。

**K. 3. 2** 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件采用角钢加端板时, 其截面抗震承载力宜按下列公式验算:

$$N \leq \frac{0.7}{\gamma_{RE} \left( \frac{\cos \theta}{\phi N_{u0}} + \frac{\sin \theta}{V_{u0}} \right)} \quad (\text{K. 3. 2-1})$$

$$V_{u0} = 3n\zeta_r \sqrt{W_{\min} b f_a f_c} \quad (\text{K. 3. 2-2})$$

$$N_{u0} = 0.8n f_a A_s \quad (\text{K. 3. 2-3})$$

- 式中:  $n$ ——角钢根数;
- $b$ ——角钢肢宽;
- $W_{\min}$ ——与剪力方向垂直的角钢最小截面模量;
- $A_s$ ——根角钢的截面面积;
- $f_a$ ——角钢抗拉强度设计值。

#### K. 4 单层砖柱厂房纵向抗震计算的修正刚度法

**K. 4. 1** 本节适用于钢筋混凝土无檩或有檩屋盖等高多跨单层砖柱厂房的纵向抗震验算。

**K. 4. 2** 单层砖柱厂房的纵向基本自振周期可按下列公式计算:

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum G_s}{\sum K_s}} \quad (\text{K. 4. 2})$$

- 式中:  $\psi_T$ ——周期修正系数, 按表 K. 4. 2 采用;
- $G_s$ ——第  $s$  柱列的集中重力荷载, 包括柱列左右各半跨的屋盖和山墙重力荷载, 及按动能等效原则换算集中到柱顶或墙顶处的墙、柱重力荷载;

$K_s$  ——第  $s$  柱列的侧移刚度。

表 K. 4. 2 厂房纵向基本自振周期修正系数

| 屋盖类型   | 钢筋混凝土无檩屋盖 |       | 钢筋混凝土有檩屋盖 |       |
|--------|-----------|-------|-----------|-------|
|        | 边跨无天窗     | 边跨有天窗 | 边跨无天窗     | 边跨有天窗 |
| 周期修正系数 | 1. 3      | 1. 35 | 1. 4      | 1. 45 |

**K. 4. 3** 单层砖柱厂房纵向总水平地震作用标准值可按下式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_1 \sum G_s \quad (\text{K. 4. 3})$$

式中： $\alpha_1$  ——相应于单层砖柱厂房纵向基本自振周期  $T_1$  的地震影响系数；

$G_s$  ——按照柱列底部剪力相等原则，第  $s$  柱列换算集中到墙顶处的重力荷载代表值。

**K. 4. 4** 沿厂房纵向第  $s$  柱列上端的水平地震作用可按下式计算：

$$F_s = \frac{\psi_s K_s}{\sum \psi_s K_s} F_{Ek} \quad (\text{K. 4. 4})$$

式中： $\psi_s$  ——反映屋盖水平变形影响的柱列刚度调整系数，根据屋盖类型和各柱列的纵墙设置情况，按表 K. 4. 4 采用。

表 K. 4. 4 柱列刚度调整系数

| 纵 墙 设 置 情 况 |                | 屋 盖 类 型   |      |           |      |
|-------------|----------------|-----------|------|-----------|------|
|             |                | 钢筋混凝土无檩屋盖 |      | 钢筋混凝土有檩屋盖 |      |
|             |                | 边柱列       | 中柱列  | 边柱列       | 中柱列  |
| 砖柱敞棚        |                | 0. 95     | 1. 1 | 0. 9      | 1. 6 |
| 各柱列均为带壁柱砖墙  |                | 0. 95     | 1. 1 | 0. 9      | 1. 2 |
| 边柱列为带壁柱砖墙   | 中柱列的纵墙不少于 4 开间 | 0. 7      | 1. 4 | 0. 75     | 1. 5 |
|             | 中柱列的纵墙少于 4 开间  | 0. 6      | 1. 8 | 0. 65     | 1. 9 |

## 附录 L 隔震设计简化计算和 砌体结构隔震措施

### L.1 隔震设计的简化计算

**L.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 (5.2.1-1) 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：

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

式中： $\beta$ ——水平向减震系数；

$\eta_2$ ——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第 5.1.5 条确定；

$\gamma$ ——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本规范第 5.1.5 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本规范第 5.1.4 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：

$$\beta = 1.2\eta_2 (T_g/T_1)^\gamma (T_0/T_g)^{0.9} \quad (\text{L.1.1-2})$$

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：

$$T_1 = 2\pi\sqrt{G/K_h g} \quad (\text{L. 1.1-3})$$

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，可按本规范第 12.2.4 条的规定计算；

$g$  ——重力加速度。

L. 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：

$$V_c = \lambda_s \alpha_1(\zeta_{eq})G \quad (\text{L. 1.2})$$

式中： $V_c$  ——隔震层在罕遇地震下的水平剪力。

L. 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：

$$u_e = \lambda_s \alpha_1(\zeta_{eq})G/K_h \quad (\text{L. 1.3})$$

式中： $\lambda_s$  ——近场系数；距发震断层 5km 以内取 1.5；(5~10) km 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，按本规范第 5.1.5 条的规定进行计算；

$K_h$  ——罕遇地震下隔震层的水平等效刚度，应按本规范第 12.2.4 条的有关规定采用。

L. 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的扭转时（图 L. 1.4），扭转影响系

数可按下列公式估计：

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

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。

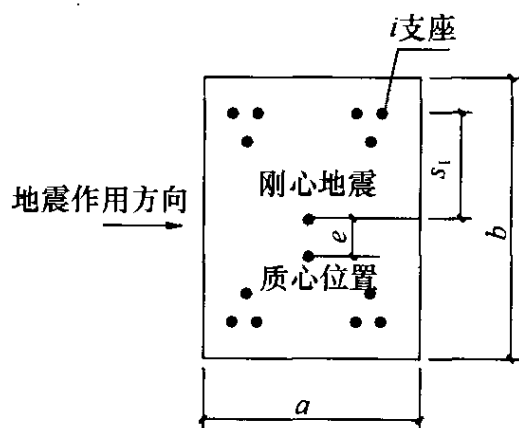


图 L. 1. 4 扭转计算示意图

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%，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 (L. 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：

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \quad (\text{L. 1. 4-2})$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2} \quad (\text{L. 1. 4-3})$$

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。

**L. 1. 5** 砌体结构按本规范第 12. 2. 5 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。

**L. 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。均布荷载可按本规范第 7. 2. 5 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的规定取值；当按连续

梁算出的正弯矩小于单跨简支梁跨中弯矩的 0.8 倍时，应按 0.8 倍单跨简支梁跨中弯矩配筋。

## **L.2 砌体结构的隔震措施**

**L.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），丙类建筑的多层砌体结构，房屋的层数、总高度和高宽比限值，可按本规范第 7.1 节中降低一度的有关规定采用。

**L.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、横梁的构造应符合本规范第 7.5.8 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的要求。

**L.2.3** 丙类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，仍应符合本规范第 7.1 节和第 7.3、7.4 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），仍应符合本规范表 7.3.1 的规定；（7~9）度，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 L.2.3-1 的规定。

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 7.4.1 的规定；（7~9）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 L.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）仍按本规范第 7 章的相应规定采用；（7~9）度，水平向减震系数不大于 0.40 时（设置阻尼器时为 0.38），可按本规范第 7 章降低一度的相应规定采用。

表 L. 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 | 9 度 |                                                                |                                                 |
| 三、四  | 二、三 |     | 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                              |
| 五    | 四   | 二   |                                                                | 每隔三开间的横墙与外墙交接处                                  |
| 六、   | 五   | 三、四 |                                                                | 隔开间横墙（轴线）与外墙交接处，山墙与内纵墙交接处；9 度 4 层，外纵墙与内墙（轴线）交接处 |
| 七    | 六、七 | 五   |                                                                | 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            |

表 L. 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 | 9 度 |                                                                                          |                                                |
| 三、四  | 二、三 |     | 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<br>内外墙交接处，灌实 4 个孔                 |
| 五    | 四   | 二   | 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                           |                                                |
| 六    | 五   | 三   | 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、9 度时，外纵墙与横墙（轴线）交接处，大洞口两则 | 外墙转角，灌实 5 个孔<br>内外墙交接处，灌实 5 个孔<br>洞口两侧各灌实 1 个孔 |

续表 L. 2. 3-2

| 房屋层数 |    |    | 设置部位                                                            | 设置数量                                                                 |
|------|----|----|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|
| 7度   | 8度 | 9度 |                                                                 |                                                                      |
| 七    | 六  | 四  | 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<br>内外墙交接处, 灌实 4 个孔<br>内墙交接处, 灌实 4~5 个孔<br>洞口两侧各灌实 1 个孔 |

## 附录 M 实现抗震性能设计目标的参考方法

### M.1 结构构件抗震性能设计方法

**M.1.1** 结构构件可按下列规定选择实现抗震性能要求的抗震承载力、变形能力和构造的抗震等级；整个结构不同部位的构件竖向构件和水平构件，可选用相同或不同的抗震性能要求：

1 当以提高抗震安全性为主时，结构构件对应于不同性能要求的承载力参考指标，可按表 M.1.1-1 的示例选用。

表 M.1.1-1 结构构件实现抗震性能要求的承载力参考指标示例

| 性能要求 | 多遇地震     | 设防地震                        | 罕遇地震                           |
|------|----------|-----------------------------|--------------------------------|
| 性能 1 | 完好，按常规设计 | 完好，承载力按抗震等级调整地震效应的设计值复核     | 基本完好，承载力按不计抗震等级调整地震效应的设计值复核    |
| 性能 2 | 完好，按常规设计 | 基本完好，承载力按不计抗震等级调整地震效应的设计值复核 | 轻～中等破坏，承载力按极限值复核               |
| 性能 3 | 完好，按常规设计 | 轻微损坏，承载力按标准值复核              | 中等破坏，承载力达到极限值后能维持稳定，降低少于 5%    |
| 性能 4 | 完好，按常规设计 | 轻～中等破坏，承载力按极限值复核            | 不严重破坏，承载力达到极限值后基本维持稳定，降低少于 10% |

2 当需要按地震残余变形确定使用性能时，结构构件除满足提高抗震安全性的性能要求外，不同性能要求的层间位移参考指标，可按表 M.1.1-2 的示例选用。

**表 M. 1. 1-2 结构构件实现抗震性能要求的层间位移参考指标示例**

| 性能要求 | 多遇地震             | 设防地震                   | 罕遇地震                     |
|------|------------------|------------------------|--------------------------|
| 性能 1 | 完好, 变形远小于弹性位移限值  | 完好, 变形小于弹性位移限值         | 基本完好, 变形略大于弹性位移限值        |
| 性能 2 | 完好, 变形远小于弹性位移限值  | 基本完好, 变形略大于弹性位移限值      | 有轻微塑性变形, 变形小于 2 倍弹性位移限值  |
| 性能 3 | 完好, 变形明显小于弹性位移限值 | 轻微损坏, 变形小于 2 倍弹性位移限值   | 有明显塑性变形, 变形约 4 倍弹性位移限值   |
| 性能 4 | 完好, 变形小于弹性位移限值   | 轻~中等破坏, 变形小于 3 倍弹性位移限值 | 不严重破坏, 变形不大于 0.9 倍塑性变形限值 |

注: 设防烈度和罕遇地震下的变形计算, 应考虑重力二阶效应, 可扣除整体弯曲变形。

3 结构构件细部构造对应于不同性能要求的抗震等级, 可按表 M. 1. 1-3 的示例选用; 结构中同一部位的不同构件, 可区分竖向构件和水平构件, 按各自最低的性能要求所对应的抗震构造等级选用。

**表 M. 1. 1-3 结构构件对应于不同性能要求的构造抗震等级示例**

| 性能要求 | 构造的抗震等级                                                                       |
|------|-------------------------------------------------------------------------------|
| 性能 1 | 基本抗震构造。可按常规设计的有关规定降低二度采用, 但不得低于 6 度, 且不发生脆性破坏                                 |
| 性能 2 | 低延性构造。可按常规设计的有关规定降低一度采用, 当构件的承载力高于多遇地震提高二度的要求时, 可按降低二度采用; 均不得低于 6 度, 且不发生脆性破坏 |
| 性能 3 | 中等延性构造。当构件的承载力高于多遇地震提高一度的要求时, 可按常规设计的有关规定降低一度且不低于 6 度采用, 否则仍按常规设计的规定采用        |
| 性能 4 | 高延性构造。仍按常规设计的有关规定采用                                                           |

**M. 1. 2 结构构件承载力按不同要求进行复核时, 地震内力计算**

和调整、地震作用效应组合、材料强度取值和验算方法，应符合下列要求：

1 设防烈度下结构构件承载力，包括混凝土构件压弯、拉弯、受剪、受弯承载力，钢构件受拉、受压、受弯、稳定承载力等，按考虑地震效应调整的设计值复核时，应采用对应于抗震等级而不计入风荷载效应的地震作用效应基本组合，并按下式验算：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I_2, \lambda, \zeta) \leq R/\gamma_{RE} \quad (\text{M. 1. 2-1})$$

式中： $I_2$ ——表示设防地震动，隔震结构包含水平向减震影响；

$\lambda$ ——按非抗震性能设计考虑抗震等级的地震效应调整系数；

$\zeta$ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响。

其他符号同非抗震性能设计。

2 结构构件承载力按不考虑地震作用效应调整的设计值复核时，应采用不计入风荷载效应的基本组合，并按下式验算：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I, \zeta) \leq R/\gamma_{RE} \quad (\text{M. 1. 2-2})$$

式中： $I$ ——表示设防烈度地震动或罕遇地震动，隔震结构包含水平向减震影响；

$\zeta$ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响。

3 结构构件承载力按标准值复核时，应采用不计入风荷载效应的地震作用效应标准组合，并按下式验算：

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) \leq R_k \quad (\text{M. 1. 2-3})$$

式中： $I$ ——表示设防地震动或罕遇地震动，隔震结构包含水平向减震影响；

$\zeta$ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响；

$R_k$ ——按材料强度标准值计算的承载力。

4 结构构件按极限承载力复核时，应采用不计入风荷载效

应的地震作用效应标准组合，并按下式验算：

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) < R_u \quad (\text{M. 1. 2-4})$$

式中： $I$ ——表示设防地震动或罕遇地震动，隔震结构包含水平向减震影响；

$\zeta$ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或耗能减震结构附加的阻尼影响；

$R_u$ ——按材料最小极限强度值计算的承载力；钢材强度可取最小极限值，钢筋强度可取屈服强度的 1.25 倍，混凝土强度可取立方强度的 0.88 倍。

**M. 1.3** 结构竖向构件在设防地震、罕遇地震作用下的层间弹塑性变形按不同控制目标进行复核时，地震层间剪力计算、地震作用效应调整、构件层间位移计算和验算方法，应符合下列要求：

1 地震层间剪力和地震作用效应调整，应根据整个结构不同部位进入弹塑性阶段程度的不同，采用不同的方法。构件总体上处于开裂阶段或刚刚进入屈服阶段，可取等效刚度和等效阻尼，按等效线性方法估算；构件总体上处于承载力屈服至极限阶段，宜采用静力或动力弹塑性分析方法估算；构件总体上处于承载力下降阶段，应采用计入下降段参数的动力弹塑性分析方法估算。

2 在设防地震下，混凝土构件的初始刚度，宜采用长期刚度。

3 构件层间弹塑性变形计算时，应依据其实际的承载力，并按本规范的规定计入重力二阶效应；风荷载和重力作用下的变形不参与地震组合。

4 构件层间弹塑性变形的验算，可采用下列公式：

$$\Delta u_p(I, \zeta, \xi_y, G_E) < [\Delta u] \quad (\text{M. 1. 3})$$

式中： $\Delta u_p(\dots)$ ——竖向构件在设防地震或罕遇地震下计入重力二阶效应和阻尼影响取决于其实际承载力的弹塑性层间位移角；对高宽比大于 3 的结构，可扣除整体转动的影响；

$[\Delta u]$ ——弹塑性位移角限值，应根据性能控制目标

确定；整个结构中变形最大部位的竖向构件，轻微损坏可取中等破坏的一半，中等破坏可取本规范表 5.5.1 和表 5.5.5 规定值的平均值，不严重破坏按小于本规范表 5.5.5 规定值的 0.9 倍控制。

## M.2 建筑构件和建筑附属设备支座抗震性能设计方法

**M.2.1** 当非结构的建筑构件和附属机电设备按使用功能的专门要求进行性能设计时，在遭遇设防烈度地震影响下的性能要求可按表 M.2.1 选用。

表 M.2.1 建筑构件和附属机电设备的参考性能水准

| 性能水准 | 功能描述                                                  | 变形指标                             |
|------|-------------------------------------------------------|----------------------------------|
| 性能 1 | 外观可能损坏，不影响使用和防火能力，安全玻璃开裂；使用、应急系统可照常运行                 | 可经受相连结构构件出现 1.4 倍的建筑构件、设备支架设计挠度  |
| 性能 2 | 可基本正常使用或很快恢复，耐火时间减少 1/4，强化玻璃破碎；使用系统检修后运行，应急系统可照常运行    | 可经受相连结构构件出现 1.0 倍的建筑构件、设备支架设计挠度  |
| 性能 3 | 耐火时间明显减少，玻璃掉落，出口受碎片阻碍；使用系统明显损坏，需修理才能恢复功能，应急系统受损仍可基本运行 | 只能经受相连结构构件出现 0.6 倍的建筑构件、设备支架设计挠度 |

**M.2.2** 建筑围护墙、附属构件及固定储物柜等进行抗震性能设计时，其地震作用的构件类别系数和功能系数可参考表 M.2.2 确定。

表 M.2.2 建筑非结构构件的类别系数和功能系数

| 构件、部件名称 | 构件类别系数 | 功能系数 |     |
|---------|--------|------|-----|
|         |        | 乙 类  | 丙 类 |
| 非承重外墙：  |        |      |     |
| 围护墙     | 0.9    | 1.4  | 1.0 |
| 玻璃幕墙等   | 0.9    | 1.4  | 1.4 |

续表 M. 2. 2

| 构件、部件名称        | 构件类别系数 | 功能系数 |     |
|----------------|--------|------|-----|
|                |        | 乙 类  | 丙 类 |
| 连接:            |        |      |     |
| 墙体连接件          | 1.0    | 1.4  | 1.0 |
| 饰面连接件          | 1.0    | 1.0  | 0.6 |
| 防火顶棚连接件        | 0.9    | 1.0  | 1.0 |
| 非防火顶棚连接件       | 0.6    | 1.0  | 0.6 |
| 附属构件:          |        |      |     |
| 标志或广告牌等        | 1.2    | 1.0  | 1.0 |
| 高于 2.4m 储物柜支架: |        |      |     |
| 货架(柜) 文件柜      | 0.6    | 1.0  | 0.6 |
| 文物柜            | 1.0    | 1.4  | 1.0 |

**M. 2.3** 建筑附属设备的支座及连接件进行抗震性能设计时, 其地震作用的构件类别系数和功能系数可参考表 M. 2.3 确定。

表 M. 2.3 建筑附属设备构件的类别系数和功能系数

| 构件、部件所属系统             | 构件类别系数 | 功能系数 |     |
|-----------------------|--------|------|-----|
|                       |        | 乙类   | 丙类  |
| 应急电源的主控系统、发电机、冷冻机等    | 1.0    | 1.4  | 1.4 |
| 电梯的支承结构、导轨、支架、轿箱导向构件等 | 1.0    | 1.0  | 1.0 |
| 悬挂式或摇摆式灯具             | 0.9    | 1.0  | 0.6 |
| 其他灯具                  | 0.6    | 1.0  | 0.6 |
| 柜式设备支座                | 0.6    | 1.0  | 0.6 |
| 水箱、冷却塔支座              | 1.2    | 1.0  | 1.0 |
| 锅炉、压力容器支座             | 1.0    | 1.0  | 1.0 |
| 公用天线支座                | 1.2    | 1.0  | 1.0 |

### M. 3 建筑构件和建筑附属设备抗震计算的楼面谱方法

**M. 3.1** 非结构构件的楼面谱, 应反映支承非结构构件的具体结

构自身动力特性、非结构构件所在楼层位置，以及结构和非结构阻尼特性对结构所在地点的地面地震运动的放大作用。

计算楼面谱时，一般情况，非结构构件可采用单质点模型；对支座间有相对位移的非结构构件，宜采用多支点体系计算。

**M. 3. 2** 采用楼面反应谱法时，非结构构件的水平地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F = \gamma \eta \beta_s G \quad (\text{M. 3. 2})$$

式中： $\beta_s$ ——非结构构件的楼面反应谱值，取决于设防烈度、场地条件、非结构构件与结构体系之间的周期比、质量比和阻尼，以及非结构构件在结构的支承位置、数量和连接性质；

$\gamma$ ——非结构构件功能系数，取决于建筑抗震设防类别和使用要求，一般分为 1.4、1.0、0.6 三档；

$\eta$ ——非结构构件类别系数，取决于构件材料性能等因素，一般在 0.6~1.2 范围内取值。

## 本规范用词说明

1 为了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：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的：

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 条文中指明应按其他有关标准、规范执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 1 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 2 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 3 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 4 《钢结构设计规范》GB 50017
- 5 《构筑物抗震设计规范》GB 50191
- 6 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 7 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
- 8 《建筑边坡工程技术规范》GB 50330
- 9 《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3
- 10 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313

中华人民共和国国家标准

建筑抗震设计规范

GB 50011 - 2010

条文说明

## 修 订 说 明

本次修订系根据原建设部《关于印发〈2006 年工程建设标准规范制订、修订计划（第一批）的通知〉》（建标〔2006〕77 号）的要求，由中国建筑科学研究院会同有关的设计、勘察、研究和教学单位，于 2007 年 1 月开始对《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（以下简称 2001 规范）进行全面修订。

本次修订修订过程中，发生了 2008 年“5·12”汶川大地震，其震害经验表明，严格按照 2001 规范进行设计、施工和使用的建筑，在遭遇比当地设防烈度高一度的地震作用下，可以达到在预估的罕遇地震下保障生命安全的抗震设防目标。汶川地震建筑震害经验对我国建筑抗震设计规范的修订具有重要启示，地震后，根据住房和城乡建设部落实国务院《汶川地震灾后恢复重建条例》的要求，对 2001 规范进行了应急局部修订，形成了《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（2008 年版），此次修订共涉及 31 条规定，主要包括灾区设防烈度的调整，增加了有关山区场地、框架结构填充墙设置、砌体结构楼梯间、抗震结构施工要求的强制性条文，提高了装配式楼板构造和钢筋伸长率的要求。

在完成 2008 年版局部修订之后，《建筑抗震设计规范》的全面修订工作继续进行，于 2009 年 5 月形成了“征求意见稿”并发至全国勘察、设计、教学单位和抗震管理部门征求意见，其方式有三种：设计单位或抗震管理部门召开讨论会，形成书面意见；设计、勘察及研究人员直接用书面或电子邮件提出意见；以及有关刊物上发表论文。累计共收集到千余条次意见。同年 8 月，对所收集的意见进行分析、整理，修改了条文，开展了试设计工作。

与 2001 版规范相比,《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 的条文数量有下列变动:

2001 版规范共有 13 章 54 节 11 附录,共 554 条;其中,正文 447 条,附录 107 条。

《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 共有 14 章 59 节 12 附录,共 630 条。其中,正文增加 39 条,占原条文的 9%;附录增加 37 条,占 36%。

原有各章修改的主要内容见前言。新增的内容是:大跨屋盖建筑、地下建筑、框排架厂房、钢支撑-混凝土框架和钢框架-混凝土筒体房屋,以及抗震性能化设计原则,并删去内框架房屋的有关内容。

2001 规范 2008 年局部修订后共有 58 条强制性条文,本次修订减少了 2 条:设防标准直接引用《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223;对隔震设计的可行性论证,不再作为强制性要求。

2009 年 11 月,由住房和城乡建设部标准定额司主持,召开了《建筑抗震设计规范》修订送审稿审查会。会议认为,修订送审稿继续保持 2001 版规范的基本规定是合适的,所增加的新内容总体上符合汶川地震后的要求和设计需要,反映了我国抗震科研的新成果和工程实践的经验,吸取了一些国外的先进经验,更加全面、更加细致、更加科学。新规范的颁布和实施将使我国的建筑抗震设计提高到新的水平。

本次修订,附录 A 依据《中国地震动参数区划图》GB 18306-2001 及其第 1、2 号修改单进行了设计地震分组。目前,《中国地震动参数区划图》正在修订,今后,随着《中国地震动参数区划图》的修订和施行,该附录将及时与之协调,进行修改。

2001 规范的主编单位:中国建筑科学研究院

2001 规范的参编单位:中国地震局工程力学研究所、中国建筑技术研究院、冶金工业部建筑研究总院、建设部建筑设计

院、机械工业部设计研究院、中国轻工国际工程涉及院（中国轻工业北京设计院）、北京市建筑设计研究院、上海建筑设计研究院、中南建筑设计院、中国建筑西北设计研究院、新疆建筑设计研究院、广东省建筑设计研究院、云南省设计院、辽宁省建筑设计研究院、深圳市建筑设计研究总院、北京勘察设计研究院、深圳大学建筑设计研究院、清华大学、同济大学、哈尔滨建筑大学、华中理工大学、重庆建筑大学、云南工业大学、华南建设学院（西院）。

2001 规范的主要起草人：徐正忠 王亚勇（以下按姓序笔画排列）

王迪民 王彦深 王骏孙 韦承基 叶燎原 刘惠珊  
吕西林 孙平善 李国强 吴明舜 苏经宇 张前国 陈健  
陈富生 沙安 欧进萍 周炳章 周锡元 周雍年 周福霖  
胡庆昌 袁金西 秦权 高小旺 容柏生 唐家祥 徐建  
徐永基 钱稼茹 龚思礼 董津城 赖明 傅学怡 蔡益燕  
樊小卿 潘凯云 戴国莹

本次修订过程中，2001 规范的一些主要起草人如胡庆昌、徐正中、龚思礼、张前国等作为此次修订的顾问专家，对规范修订的原则、指导思想及具体条文的技术规定等提出了中肯的意见和建议。

# 目 次

|      |                      |     |
|------|----------------------|-----|
| 1    | 总则 .....             | 256 |
| 2    | 术语和符号 .....          | 260 |
| 3    | 基本规定 .....           | 261 |
| 3.1  | 建筑抗震设防分类和设防标准 .....  | 261 |
| 3.2  | 地震影响 .....           | 263 |
| 3.3  | 场地和地基 .....          | 265 |
| 3.4  | 建筑形体及其构件布置的规则性 ..... | 267 |
| 3.5  | 结构体系 .....           | 273 |
| 3.6  | 结构分析 .....           | 275 |
| 3.7  | 非结构构件 .....          | 278 |
| 3.8  | 隔震与消能减震设计 .....      | 279 |
| 3.9  | 结构材料与施工 .....        | 280 |
| 3.10 | 建筑抗震性能化设计 .....      | 283 |
| 3.11 | 建筑物地震反应观测系统 .....    | 289 |
| 4    | 场地、地基和基础 .....       | 290 |
| 4.1  | 场地 .....             | 290 |
| 4.2  | 天然地基和基础 .....        | 297 |
| 4.3  | 液化土和软土地基 .....       | 298 |
| 4.4  | 桩基 .....             | 310 |
| 5    | 地震作用和结构抗震验算 .....    | 313 |
| 5.1  | 一般规定 .....           | 313 |
| 5.2  | 水平地震作用计算 .....       | 320 |
| 5.3  | 竖向地震作用计算 .....       | 325 |
| 5.4  | 截面抗震验算 .....         | 326 |
| 5.5  | 抗震变形验算 .....         | 328 |

|                                                 |                          |     |
|-------------------------------------------------|--------------------------|-----|
| 6                                               | 多层和高层钢筋混凝土房屋 .....       | 335 |
| 6.1                                             | 一般规定 .....               | 335 |
| 6.2                                             | 计算要点 .....               | 343 |
| 6.3                                             | 框架的基本抗震构造措施 .....        | 351 |
| 6.4                                             | 抗震墙结构的基本抗震构造措施 .....     | 356 |
| 6.5                                             | 框架-抗震墙结构的基本抗震构造措施 .....  | 358 |
| 6.6                                             | 板柱-抗震墙结构抗震设计要求 .....     | 359 |
| 6.7                                             | 筒体结构抗震设计要求 .....         | 359 |
| 7                                               | 多层砌体房屋和底部框架砌体房屋 .....    | 362 |
| 7.1                                             | 一般规定 .....               | 362 |
| 7.2                                             | 计算要点 .....               | 367 |
| 7.3                                             | 多层砖砌体房屋抗震构造措施 .....      | 371 |
| 7.4                                             | 多层砌块房屋抗震构造措施 .....       | 375 |
| 7.5                                             | 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施 ..... | 376 |
| 附录 F 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震<br>设计要求 .....           |                          | 379 |
| 8                                               | 多层和高层钢结构房屋 .....         | 385 |
| 8.1                                             | 一般规定 .....               | 385 |
| 8.2                                             | 计算要点 .....               | 389 |
| 8.3                                             | 钢框架结构的抗震构造措施 .....       | 394 |
| 8.4                                             | 钢框架-中心支撑结构的抗震构造措施 .....  | 399 |
| 8.5                                             | 钢框架-偏心支撑结构的抗震构造措施 .....  | 399 |
| 附录 G 钢支撑-混凝土框架和钢框架-钢筋混凝土核心筒<br>结构房屋抗震设计要求 ..... |                          | 401 |
| 9                                               | 单层工业厂房 .....             | 405 |
| 9.1                                             | 单层钢筋混凝土柱厂房 .....         | 405 |
| 9.2                                             | 单层钢结构厂房 .....            | 415 |
| 9.3                                             | 单层砖柱厂房 .....             | 423 |
| 附录 H 多层工业厂房抗震设计要求 .....                         |                          | 429 |
| 10                                              | 空旷房屋和大跨屋盖建筑 .....        | 433 |

|      |                         |     |
|------|-------------------------|-----|
| 10.1 | 单层空旷房屋 .....            | 433 |
| 10.2 | 大跨屋盖建筑 .....            | 435 |
| 11   | 土、木、石结构房屋 .....         | 443 |
| 11.1 | 一般规定 .....              | 443 |
| 11.2 | 生土房屋 .....              | 445 |
| 11.3 | 木结构房屋 .....             | 446 |
| 11.4 | 石结构房屋 .....             | 448 |
| 12   | 隔震和消能减震设计 .....         | 450 |
| 12.1 | 一般规定 .....              | 450 |
| 12.2 | 房屋隔震设计要点 .....          | 453 |
| 12.3 | 房屋消能减震设计要点 .....        | 459 |
| 附录 L | 隔震设计简化计算和砌体结构隔震措施 ..... | 462 |
| 13   | 非结构构件 .....             | 466 |
| 13.1 | 一般规定 .....              | 466 |
| 13.2 | 基本计算要求 .....            | 467 |
| 13.3 | 建筑非结构构件的基本抗震措施 .....    | 470 |
| 13.4 | 建筑附属机电设备支架的基本抗震措施 ..... | 472 |
| 附录 M | 实现抗震性能设计目标的参考方法 .....   | 473 |
| 14   | 地下建筑 .....              | 477 |
| 14.1 | 一般规定 .....              | 477 |
| 14.2 | 计算要点 .....              | 478 |
| 14.3 | 抗震构造措施和抗液化措施 .....      | 482 |

# 1 总 则

**1.0.1** 国家有关建筑的防震减灾法律法规，主要指《中华人民共和国建筑法》、《中华人民共和国防震减灾法》及相关的条例等。

本规范对于建筑抗震设防的基本思想和原则继续同《建筑抗震设计规范》GBJ 11-89（以下简称 89 规范）、《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（以下简称 2001 规范）保持一致，仍以“三个水准”为抗震设防目标。

抗震设防是以现有的科学水平和经济条件为前提。规范的科学依据只能是现有的经验和资料。目前对地震规律性的认识还很不足，随着科学水平的提高，规范的规定会有相应的突破；而且规范的编制要根据国家的经济条件的发展，适当地考虑抗震设防水平，制定相应的设防标准。

本次修订，继续保持 89 规范提出的并在 2001 规范延续的抗震设防三个水准目标，即“小震不坏、中震可修、大震不倒”的某种具体化。根据我国华北、西北和西南地区对建筑工程有影响的地震发生概率的统计分析，50 年内超越概率约为 63% 的地震烈度为对应于统计“众值”的烈度，比基本烈度约低一度半，本规范取为第一水准烈度，称为“多遇地震”；50 年超越概率约 10% 的地震烈度，即 1990 中国地震区划图规定的“地震基本烈度”或中国地震动参数区划图规定的峰值加速度所对应的烈度，规范取为第二水准烈度，称为“设防地震”；50 年超越概率 2%~3% 的地震烈度，规范取为第三水准烈度，称为“罕遇地震”，当基本烈度 6 度时为 7 度强，7 度时为 8 度强，8 度时为 9 度弱，9 度时为 9 度强。

与三个地震烈度水准相应的抗震设防目标是：一般情况下

(不是所有情况下), 遭遇第一水准烈度——众值烈度(多遇地震)影响时, 建筑处于正常使用状态, 从结构抗震分析角度, 可以视为弹性体系, 采用弹性反应谱进行弹性分析; 遭遇第二水准烈度——基本烈度(设防地震)影响时, 结构进入非弹性工作阶段, 但非弹性变形或结构体系的损坏控制在可修复的范围[与 89 规范、2001 规范相同, 其承载力的可靠性与《工业与民用建筑抗震设计规范》TJ 11-78(以下简称 78 规范)相当并略有提高]; 遭遇第三水准烈度——最大预估烈度(罕遇地震)影响时, 结构有较大的非弹性变形, 但应控制在规定的范围内, 以免倒塌。

还需说明的是:

1 抗震设防烈度为 6 度时, 建筑按本规范采取相应的抗震措施之后, 抗震能力比不设防时有实质性的提高, 但其抗震能力仍是较低的。

2 不同抗震设防类别的建筑按本规范规定采取抗震措施之后, 相应的抗震设防目标在程度上有所提高或降低。例如, 丁类建筑在设防地震下的损坏程度可能会重些, 且其倒塌不危及人们的安全, 在罕遇地震下的表现会比一般的情况要差; 甲类建筑在设防地震下的损坏是轻微甚至是基本完好的, 在罕遇地震下的表现将会比一般的情况好些。

3 本次修订继续采用二阶段设计实现上述三个水准的设防目标: 第一阶段设计是承载力验算, 取第一水准的地震动参数计算结构的弹性地震作用标准值和相应的地震作用效应, 继续采用《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 规定的分项系数设计表达式进行结构构件的截面承载力抗震验算, 这样, 其可靠度水平同 78 规范相当, 并由于非抗震构件设计可靠性水准的提高而有所提高, 既满足了在第一水准下具有必要的承载力可靠度, 又满足第二水准的损坏可修的目标。对大多数的结构, 可只进行第一阶段设计, 而通过概念设计和抗震构造措施来满足第三水准的设计要求。

第二阶段设计是弹塑性变形验算,对地震时易倒塌的结构、有明显薄弱层的不规则结构以及有专门要求的建筑,除进行第一阶段设计外,还要进行结构薄弱部位的弹塑性层间变形验算并采取相应的抗震构造措施,实现第三水准的设防要求。

4 在 89 规范和 2001 规范所提出的以结构安全性为主的“小震不坏、中震可修、大震不倒”三水准目标,就是一种抗震性能目标——小震、中震、大震有明确的概率指标;房屋建筑不坏、可修、不倒的破坏程度,在《建筑地震破坏等级划分标准》(建设部 90 建抗字 377 号)中提出了定性的划分。本次修订,对某些有专门要求的建筑结构,在本规范第 3.10 节和附录 M 增加了关于中震、大震的进一步定量的抗震性能化设计原则和设计指标。

**1.0.2** 本条是强制性条文,要求处于抗震设防地区的所有新建建筑工程均必须进行抗震设计。以下,凡用粗体表示的条文,均为建筑工程房屋建筑部分的强制性条文。

**1.0.3** 本规范的适用范围,继续保持 89 规范、2001 规范的规定,适用于 6~9 度一般的建筑工程。多年来,很多位于区划图 6 度的地区发生了较大的地震,6 度地震区的建筑要适当考虑一些抗震要求,以减轻地震灾害。

工业建筑中,一些因生产工艺要求而造成的特殊问题的抗震设计,与一般的建筑工程不同,需由有关的专业标准予以规定。

因缺乏可靠的近场地震的资料和数据,抗震设防烈度大于 9 度地区的建筑抗震设计,仍没有条件列入规范。因此,在没有新的专门规定前,可仍按 1989 年建设部印发(89)建抗字第 426 号《地震基本烈度 X 度区建筑抗震设防暂行规定》的通知执行。

2001 规范比 89 规范增加了隔震、消能减震的设计规定,本次修订,还增加了抗震性能化设计的原则性规定。

**1.0.4** 为适应强制性条文的要求,采用最严的规范用语“必须”。

作为抗震设防依据的文件和图件,如地震烈度区划图和地震

动参数区划图，其审批权限，由国家有关主管部门依法规定。

**1.0.5** 在 89 规范和 2001 规范中，均规定了抗震设防依据的“双轨制”，即一般情况采用抗震设防烈度（作为一个地区抗震设防依据的地震烈度），在一定条件下，可采用经国家有关主管部门规定的权限批准发布的供设计采用的抗震设防区划的地震动参数（如地面运动加速度峰值、反应谱值、地震影响系数曲线和地震加速度时程曲线）。

本次修订，按 2009 年发布的《中华人民共和国防震减灾法》对“地震小区划”的规定，删去 2001 规范对城市设防区划的相关规定，保留“一般情况”这几个字。

新一代的地震区划图正在编制中，本次修订的有关条文和附录将依据新的区划图进行相应的协调性修改。

## 2 术语和符号

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。

抗震设防标准，是一种衡量对建筑抗震能力要求高低的综合尺度，既取决于建设地点预期地震影响强弱的不同，又取决于建筑抗震设防分类的不同。本规范规定的设防标准是最低的要求，具体工程的设防标准可按业主要求提高。

结构上地震作用的涵义，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。

2001 规范明确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的地震作用效应（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。

本次修订，按《中华人民共和国防震减灾法》的规定，补充了“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”。

## 3 基本规定

### 3.1 建筑抗震设防分类和设防标准

**3.1.1** 根据我国的实际情况——经济实力有了较大的提高，但仍属于发展中国家的水平，提出适当的抗震设防标准，既能合理使用建设投资，又能达到抗震安全的要求。

89 规范、2001 规范关于建筑抗震设防分类和设防标准的规定，已被国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 所替代。按照国家标准编写的规定，本次修订的条文直接引用而不重复该国家标准的规定。

按照《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 - 2008，各个设防分类建筑的名称有所变更，但明确甲类、乙类、丙类、丁类是分别作为特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类的简称。因此，在本规范以及建筑设计文件中，继续采用简称。

《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 - 2008 进一步突出了设防类别划分是侧重于使用功能和灾害后果的区分，并更强调体现对人员安全的保障。

自 1989 年《建筑抗震设计规范》GBJ 11 - 89 发布以来，按技术标准设计的所有房屋建筑，均应达到“多遇地震不坏、设防地震可修和罕遇地震不倒”的设防目标。这里，多遇地震、设防地震和罕遇地震，一般按地震基本烈度区划或地震动参数区划对当地的规定采用，分别为 50 年超越概率 63%、10% 和 2%~3% 的地震，或重现期分别为 50 年、475 年和 1600 年~2400 年的地震。

针对我国地震区划图所规定的烈度有很大不确定性的事实，在建设行政主管部门领导下，89 规范明确规定了“小震不坏、

中震可修、大震不倒”的抗震设防目标。这个目标可保障“房屋建筑在遭遇设防地震影响时不致有灾难性后果，在遭遇罕遇地震影响时不致倒塌”。2008年汶川地震表明，严格按照现行抗震规范进行设计、施工和使用的房屋建筑，达到了规范规定的设防目标，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—2008继续规定，绝大部分建筑均可划为标准设防类（简称丙类），将使用上需要提高防震减灾能力的房屋建筑控制在很小的范围。

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；甲类在提高一度的要求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”。地震安全性评价通常包括给定年限内不同超越概率的地震动参数，应由具备资质的单位按相关标准执行并对其评价报告的质量负责。这意味着，地震作用计算提高的幅度应经专门研究，并需要按规定的权限审批。条件许可时，专门研究还可包括基于建筑地震破坏损失和投资关系的优化原则确定的方法。

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068，提出了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，适合于我国经济有较大发展而人均经济水平仍属于发展中国家的情况；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。

**3.1.2** 鉴于6度设防的房屋建筑，其地震作用往往不属于结构

设计的控制作用，为减少设计计算的工作量，本规范明确，6度设防时，除有明确规定的情况，其抗震设计可仅进行抗震措施的设计而不进行地震作用计算。

### 3.2 地震影响

多年来地震经验表明，在宏观烈度相似的情况下，处在大震级、远震中距下的柔性建筑，其震害要比中、小震级近震中距的情况重得多；理论分析也发现，震中距不同时反应谱频谱特性并不相同。抗震设计时，对同样场地条件、同样烈度的地震，按震源机制、震级大小和震中距远近区别对待是必要的，建筑所受到的地震影响，需要采用设计地震动的强度及设计反应谱的特征周期来表征。

作为一种简化，89规范主要借助于当时的地震烈度区划，引入了设计近震和设计远震，后者可能遭遇近、远两种地震影响，设防烈度为9度时只考虑近震的地震影响；在水平地震作用计算时，设计近、远震用二组地震影响系数 $\alpha$ 曲线表达，按远震的曲线设计就已包含两种地震用不利情况。

2001规范明确引入了“设计基本地震加速度”和“设计特征周期”，与当时的中国地震动参数区划（中国地震动峰值加速度区划图A1和中国地震动反应谱特征周期区划图B1）相匹配。

“设计基本地震加速度”是根据建设部1992年7月3日颁发的建标[1992]419号《关于统一抗震设计规范地面运动加速度设计取值的通知》而作出的。通知中有如下规定：

术语名称：设计基本地震加速度值。

定义：50年设计基准期超越概率10%的地震加速度的设计取值。

取值：7度0.10g，8度0.20g，9度0.40g。

本规范表3.2.2所列的设计基本地震加速度与抗震设防烈度的对应关系即来源于上述文件。其取值与《中国地震动参数区划图A1》所规定的“地震动峰值加速度”相当：即在0.10g和

0.20g 之间有一个 0.15g 的区域, 0.20g 和 0.40g 之间有一个 0.30g 的区域, 在这两个区域内建筑的抗震设计要求, 除另有具体规定外, 分别同 7 度和 8 度, 在表 3.2.2 中用括号内数值表示。表 3.2.2 中还引入了与 6 度相当的设计基本地震加速度值 0.05g。

“设计特征周期”即设计所用的地震影响系数的特征周期 ( $T_g$ ), 简称特征周期。89 规范规定, 其取值根据设计近、远震和场地类别来确定, 我国绝大多数地区只考虑设计近震, 需要考虑设计远震的地区很少 (约占县级城镇的 5%)。2001 规范将 89 规范的设计近震、远震改称设计地震分组, 可更好体现震级和震中距的影响, 建筑工程的设计地震分为三组。根据规范编制保持其规定延续性的要求和房屋建筑抗震设防决策, 2001 规范的设计地震的分组在《中国地震动反应谱特征周期区划图 B1》基础上略作调整。本次修订对各地的设计地震分组作了较大的调整, 使之与《中国地震动参数区划图 B1》一致。修改后变化的情况汇总如下:

区划图 B1 中 0.35s 的区域作为设计地震第一组; 区划图 B1 中 0.40s 的区域作为设计地震第二组; 区划图 B1 中 0.45s 的区域, 作为设计地震第三组。

依据 2001 版中国地震动参数区划图 B1 及其 2008 年第 1 号修改单, 与 2001 规范相比, 本次修订后, 东经 105°以西的绝大多数城镇、东经 105°以东处于北纬 34°至 41°之间的多数城镇, 设计地震分组为第二组或第三组, 在全国约 2500 个抗震设防城镇中, 设防烈度不变而设计地震分组有变化的城镇共 1000 多个 (约占 40%)。其中, 按 2008 年第 1 号修改单, 四川的天全、丹巴、芦山、雅安, 陕西的勉县由设计第三组降为设计第二组。

有变化的省会城市和直辖市如下:

由设计第一组改为设计第二组的有: 天津, 石家庄, 福州, 郑州, 银川, 乌鲁木齐;

由设计第二组改为设计第三组的有: 济南, 昆明, 兰州, 西

宁，拉萨，台北；

2008 年局部修订时由设计第一组改为设计第三组的有：成都。

变化较多的省份如下：

河北，占城镇总数的 74%；山西，占城镇总数的 55%；福建，占设防城镇总数的 54%；山东，占城镇总数的 75%；河南，占设防城镇总数的 45%；四川，占设防城镇总数的 76%；云南，占城镇总数的 82%；西藏，占城镇总数的 82%；陕西，占设防城镇总数的 48%；甘肃，占城镇总数的 92%；青海，占城镇总数的 88%；宁夏，占城镇总数的 81%；新疆，占城镇总数的 82%。

为便于设计单位使用，本规范在附录 A 给出了县级及县级以上城镇（按民政部编 2009 行政区划简册，包括地级市的市辖区）的中心地区（如城关地区）的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和所属的设计地震分组。请注意，今后，随着《中国地震动参数区划图》的修订和施行，该附录将及时进行协调性修改。

### 3.3 场地和地基

**3.3.1** 在抗震设计中，场地指具有相似的反应谱特征的房屋群体所在地，不仅仅是房屋基础下的地基土，其范围相当于厂区、居民点和自然村，在平坦地区面积一般不小于  $1\text{km} \times 1\text{km}$ 。

地震造成建筑的破坏，除地震动直接引起结构破坏外，还有场地条件的原因，诸如：地震引起的地表错动与地裂，地基土的不均匀沉陷、滑坡和粉、砂土液化等。因此，选择有利于抗震的建筑场地，是减轻场地引起的地震灾害的第一道工序，抗震设防区的建筑工程宜选择有利的地段，应避开不利的地段并不在危险的地段建设。针对汶川地震的教训，2008 年局部修订强调：严禁在危险地段建造甲、乙类建筑。还需要注意，按全文强制的《住宅设计规范》GB 50096，严禁在危险地段建造住宅，必须严格执行。

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。本规范第4.1.1条给出划分建筑场地有利、一般、不利和危险地段的依据。

**3.3.2、3.3.3** 抗震构造措施不同于抗震措施,二者的区别见本规范第2.1.10条和第2.1.11条。历次大地震的经验表明,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。对于丁类建筑,其抗震措施已降低,不再重复降低。

对Ⅲ、Ⅳ类场地,除各章有具体规定外,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。

**3.3.4** 对同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基的要求,一般情况执行没有困难。在高层建筑中,当主楼和裙房不分缝的情况下难以满足时,需仔细分析不同地基在地震下变形的差异及上部结构各部分地震反应差异的影响,采取相应措施。

本次修订,对不同地基基础类型的要求,提出了较为明确的对策。

**3.3.5** 本条系在2008年局部修订时增加的,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伦理论计算时: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。

### 3.4 建筑形体及其构件布置的规则性

**3.4.1** 合理的建筑形体和布置 (configuration) 在抗震设计中是头等重要的。提倡平、立面简单对称。因为震害表明, 简单、对称的建筑在地震时较不容易破坏。而且道理也很清楚, 简单、对称的结构容易估计其地震时的反应, 容易采取抗震构造措施和进行细部处理。“规则”包含了对建筑的平、立面外形尺寸, 抗侧力构件布置、质量分布, 直至承载力分布等诸多因素的综合要求。“规则”的具体界限, 随着结构类型的不同而异, 需要建筑师和结构工程师互相配合, 才能设计出抗震性能良好的建筑。

本条主要对建筑师设计的建筑方案的规则性提出了强制性要求。在 2008 年局部修订时, 为提高建筑设计和结构设计的协调性, 明确规定: 首先, 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; 对于具有不规则的建筑, 针对其不规则的具体情况, 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。

概念设计的定义见本规范第 2.1.9 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)。

规则与不规则的区分, 本规范在第 3.4.3 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, 很难一一用若干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。

三种不规则程度的主要划分方法如下：

不规则，指的是超过表 3.4.3-1 和表 3.4.3-2 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 3.4.3 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 3.4.3 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 | 不规则类型 | 简 要 涵 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 | 抗扭刚度弱 | 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 3.4.4 条等的要求更加有效的措施。

严重不规则，指的是形体复杂，多项不规则指标超过本规范 3.4.4 条上限值或某一项大大超过规定值，具有现有技术和经济条件不能克服的严重的抗震薄弱环节，可能导致地震破坏的严重后果者。

**3.4.2** 本条要求建筑设计需特别重视其平、立、剖面及构件布

置不规则对抗震性能的影响。

**3.4.3、3.4.4** 2001 规范考虑了当时 89 规范和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规范》JGJ 3-91 的相应规定，并参考了美国 UBC (1997) 日本 BSL (1987 年版) 和欧洲规范 8。上述五本规范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 89 规范和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规范》JGJ 3-91。

2 对结构的不规则性作出限制，如日本 BSL。

3 对规则与不规则结构作出了定量的划分，并规定了相应的设计计算要求，如美国 UBC 及欧洲规范 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作规定。

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 1.5 时，相当于一端为 1.0，另一端为 3。美国 FEMA 的 NEHRP 规定，限 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 3.4.3 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。

图 1~图 6 为典型示例，以便理解本规范表 3.4.3-1 和表 3.4.3-2 中所列的不规则类型。

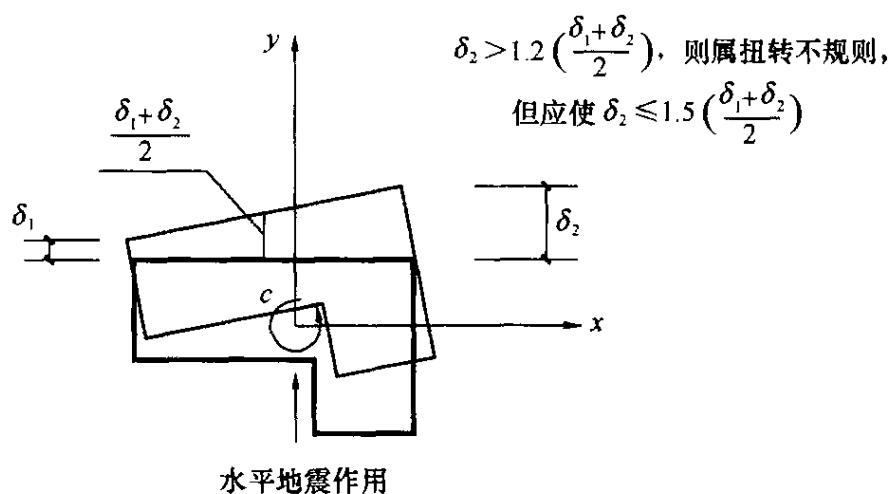


图 1 建筑结构平面的扭转不规则示例

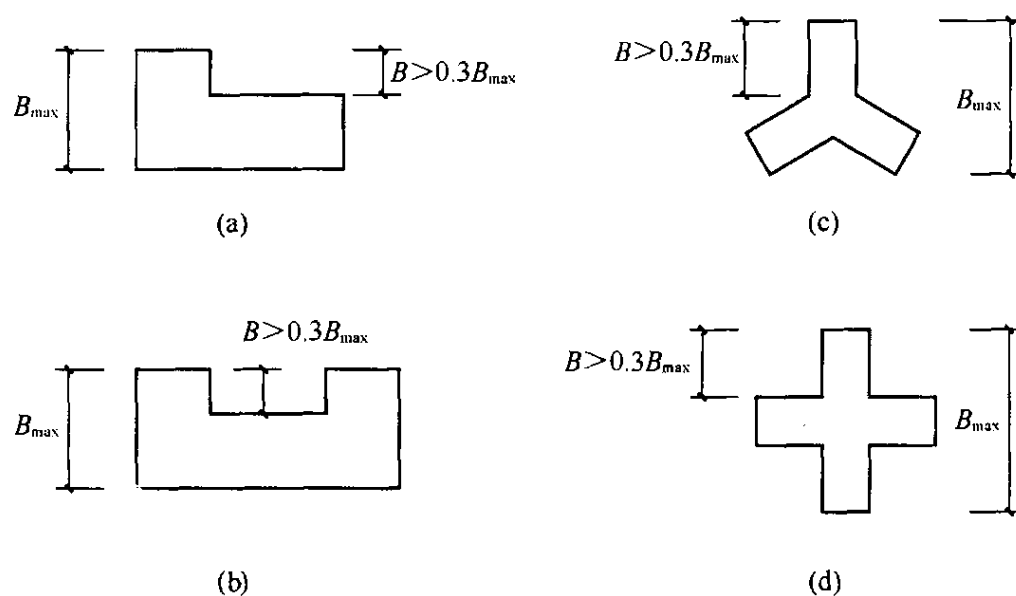


图 2 建筑结构平面的凸角或凹角不规则示例

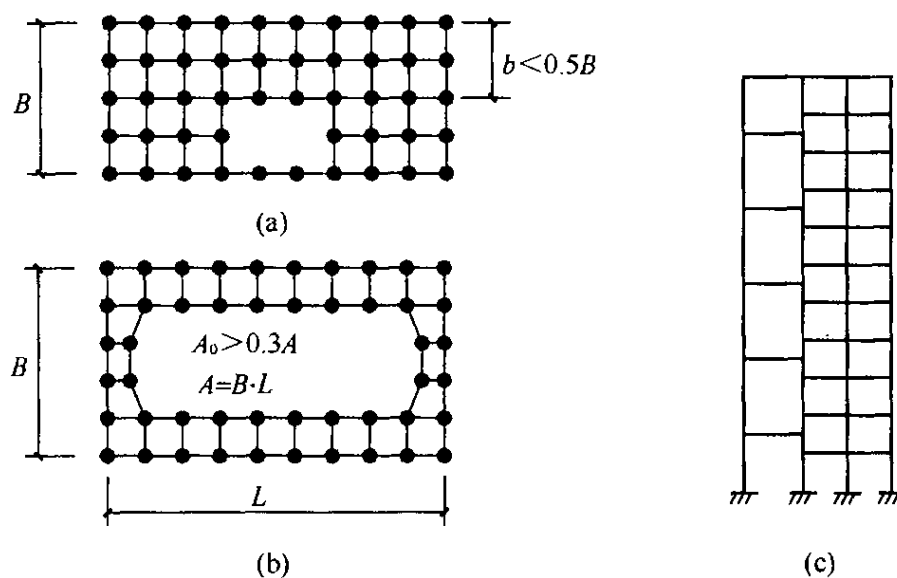


图 3 建筑结构平面的局部不连续示例 (大开洞及错层)

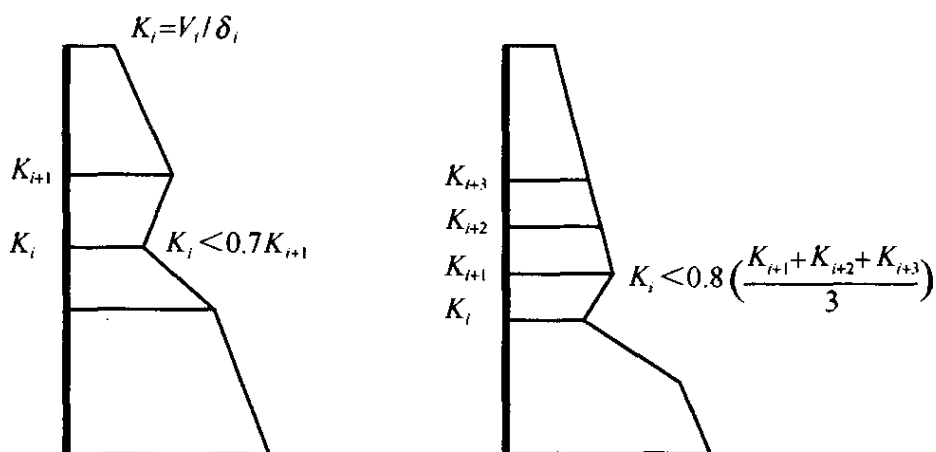


图 4 沿竖向的侧向刚度不规则（有软弱层）

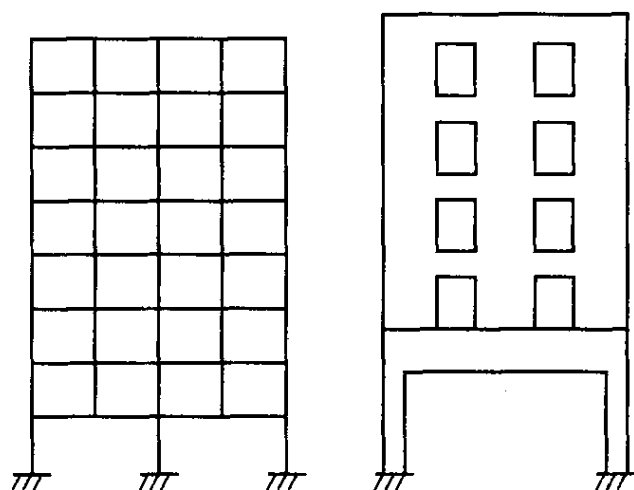


图 5 竖向抗侧力构件不连续示例

本规范 3.4.3 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作的 irregularity 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。

本次修订的变化如下：

1 明确规定表 3.4.3 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。

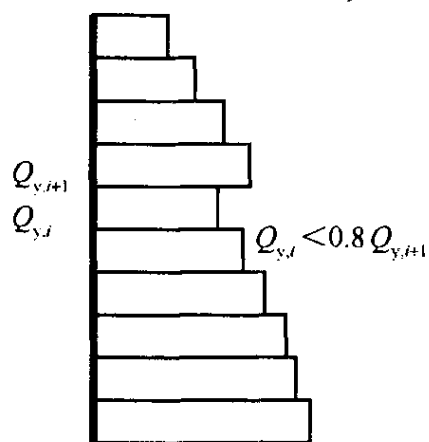


图 6 竖向抗侧力结构屈服抗剪强度非均匀化（有薄弱层）

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

2 对于扭转不规则计算，需注意以下几点：

- 1) 按国外的有关规定，楼盖周边两端位移不超过平均位移 2 倍的情况称为刚性楼盖，超过 2 倍则属于柔性楼盖。因此，这种“刚性楼盖”，并不是刚度无限大。计算扭转位移比时，楼盖刚度可按实际情况确定而不至于刚度无限大假定。
- 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 IBC 规定取 2.5 倍（分项系数为 1.0），对增大系数作了调整。

**3.4.5** 体型复杂的建筑并不一概提倡设置防震缝。由于是否设置防震缝各有利弊，历来有不同的观点，总体倾向是：

1 可设缝、可不设缝时，不设缝。设置防震缝可使结构抗震分析模型较为简单，容易估计其地震作用和采取抗震措施，但需考虑扭转地震效应，并按本规范各章的规定确定缝宽，使防震缝两侧在预期的地震（如中震）下不发生碰撞或减轻碰撞引起的局部损坏。

2 当不设置防震缝时，结构分析模型复杂，连接处局部应力集中需要加强，而且需仔细估计地震扭转效应等可能导致的不利影响。

### 3.5 结构体系

3.5.1 抗震结构体系要通过综合分析，采用合理而经济的结构类型。结构的地震反应同场地的频谱特性有密切关系，场地的地面运动特性又同地震震源机制、震级大小、震中的远近有关；建筑的重要性、装修的水准对结构的侧向变形大小有所限制，从而对结构选型提出要求；结构的选型又受结构材料和施工条件的制约以及经济条件的许可等。这是一个综合的技术经济问题，应周密加以考虑。

3.5.2、3.5.3 抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理且传力路线不间断，使结构的抗震分析更符合结构在地震时的实际表现，对提高结构的抗震性能十分有利，是结构选型与布置结构抗侧力体系时首先考虑的因素之一。2001 规范将结构体系的要求分为强制性和非强制性两类。第 3.5.2 条是属于强制性要求的内容。

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二个系统组成；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二个系统组成；框架-筒体体系由延性框架和筒体二个

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。

本次修订，按征求意见的结果，多道防线仍作为非强制性要求保留在第 3.5.3 条，但能够设置多道防线的结构类型，在相关章节中予以明确规定。

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，2001 规范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。

**3.5.4** 本条对各种不同材料的结构构件提出了改善其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)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(粘结破坏),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,2008年局部修订增加了推荐采用现浇楼、屋盖,特别强调装配式楼、屋盖需加强整体性的基本要求。

**3.5.5** 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。

**3.5.6** 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。

## **3.6 结 构 分 析**

**3.6.1** 由于地震动的不确定性、地震的破坏作用、结构地震破坏机理的复杂性,以及结构计算模型的各种假定与实际情况的差异,迄今为止,依据所规定的地震作用进行结构抗震验算,不论计算理论和工具如何发展,计算怎样严格,计算的结果总还是一种比较粗略的估计,过分地追求数值上的精确是不必要的;然而,从工程的震害看,这样的抗震验算是有成效的,不可轻视。因此,本规范自1974年第一版以来,对抗震计算着重于把方法

放在比较合理的基础上，不拘泥于细节，不追求过高的计算精度，力求简单易行，以线性的计算分析方法为基本方法，并反复强调按概念设计进行各种调整。本节列出一些原则性规定，继续保持和体现上述精神。

多遇地震作用下的内力和变形分析是本规范对结构地震反应、截面承载力验算和变形验算最基本的要求。按本规范第 1.0.1 条的规定，建筑物当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理可继续使用，与此相应，结构在多遇地震作用下的反应分析的方法，截面抗震验算（按照现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的基本要求），以及层间弹性位移的验算，都是以线弹性理论为基础，因此，本条规定，当建筑结构进行多遇地震作用下的内力和变形分析时，可假定结构与构件处于弹性工作状态。

**3.6.2** 按本规范第 1.0.1 条的规定：当建筑物遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏，这也是本规范的基本要求。特别是建筑物的体型和抗侧力系统复杂时，将在结构的薄弱部位发生应力集中和弹塑性变形集中，严重时会导致重大的破坏甚至有倒塌的危险。因此本规范提出了检验结构抗震薄弱部位采用弹塑性（即非线性）分析方法的要求。

考虑到非线性分析的难度较大，规范只限于对不规则并具有明显薄弱部位可能导致重大地震破坏，特别是有严重的变形集中可能导致地震倒塌的结构，应按本规范第 5 章具体规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。

本规范推荐了两种非线性分析方法：静力的非线性分析（推覆分析）和动力的非线性分析（弹塑性时程分析）。

静力的非线性分析是：沿结构高度施加按一定形式分布的模拟地震作用的等效侧力，并从小到大逐步增加侧力的强度，使结构由弹性工作状态逐步进入弹塑性工作状态，最终达到并超过规定的弹塑性位移。这是目前较为实用的简化的弹塑性分析技术，

比动力非线性分析节省计算工作量，但需要注意，静力非线性分析有一定的局限性和适用性，其计算结果需要工程经验判断。

动力非线性分析，即弹塑性时程分析，是较为严格的分析方法，需要较好的计算机软件和很好的工程经验判断才能得到有用的结果，是难度较大的一种方法。规范还允许采用简化的弹塑性分析技术，如本规范第 5 章规定的钢筋混凝土框架等的弹塑性分析简化方法。

**3.6.3** 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。

$$\theta_i = \frac{M_a}{M_0} = \frac{\sum G_i \cdot \Delta u_i}{V_i \cdot h_i} > 0.1 \quad (1)$$

式中： $\theta_i$ ——稳定系数；

$\sum G_i$ —— $i$  层以上全部重力荷载计算值；

$\Delta u_i$ ——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。

**3.6.4** 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。

**3.6.6** 本条规定主要依据《建筑工程设计文件编制深度规定》，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，计算机软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定，设计时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。

2008年局部修订，注意到地震中楼梯的梯板具有斜撑的受力状态，增加了楼梯构件的计算要求：针对具体结构的不同，“考虑”的结果，楼梯构件的可能影响很大或不大，然后区别对待，楼梯构件自身应计算抗震，但并不要求一律参与整体结构的计算。

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作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相对恰当、合适的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。

### **3.7 非结构构件**

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，其抗震设防目标要低于本规范第1.0.1条的规定。非结构构件的地震破坏会影响安全和使用功能，需引起重视，应进行抗震设计。

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。在第 3.7.3 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。2008 年局部修订时，明确增加作为疏散通道的楼梯间墙体的抗震安全性要求，提高对生命的保护。

砌体填充墙与框架或单层厂房柱的连接，影响整个结构的动力性能和抗震能力。两者之间的连接处理不同时，影响也不同。建议两者之间采用柔性连接或彼此脱开，可只考虑填充墙的重量而不计其刚度和强度的影响。砌体填充墙的不合理设置，例如：框架或厂房，柱间的填充墙不到顶，或房屋外墙在混凝土柱间局部高度砌墙，使这些柱子处于短柱状态，许多震害表明，这些短柱破坏很多，应予注意。

2008 年局部修订时，第 3.7.4 条新增为强制性条文。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。

第 3.7.6 条提出了对幕墙、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。

### 3.8 隔震与消能减震设计

**3.8.1** 建筑结构采用隔震与消能减震设计是一种有效地减轻地震灾害的技术。

本次修订，取消了 2001 规范“主要用于高烈度设防”的规定。强调了这种技术在提高结构抗震性能上具有优势，可适用于对使用功能有较高或专门要求的建筑，即用于投资方愿意通过适当增加投资来提高抗震安全要求的建筑。

**3.8.2** 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能要求的优势，故推荐其按较高的设防目标进行设计。

按本规范 12 章规定进行隔震设计，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，大体上是：当遭受多遇地震影响时，将基本不受损坏和影响使用功能；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，将不发生危及生命安全和丧失使用价值的破坏。

### 3.9 结构材料与施工

**3.9.1** 抗震结构在材料选用、施工程序特别是材料代用上有其特殊的要求，主要是指减少材料的脆性和贯彻原设计意图。

**3.9.2、3.9.3** 本规范对结构材料的要求分为强制性和非强制性两种。

1 本次修订，将烧结黏土砖改为各种砖，适用范围更宽些。

2 对钢筋混凝土结构中的混凝土强度等级有所限制，这是因为高强度混凝土具有脆性性质，且随强度等级提高而增加，在抗震设计中应考虑此因素，根据现有的试验研究和工程经验，现阶段混凝土墙体的强度等级不宜超过 C60；其他构件，9 度时不宜超过 C60，8 度时不宜超过 C70。当耐久性有要求时，混凝土的最低强度等级，应遵守有关的规定。

3 本次修订，对一、二、三级抗震等级的框架，规定其普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25，这是为了保证当构件某个部位出现塑性铰以后，塑性铰处有足够的转动能力与耗能能力；同时还规定了屈服强度实测值与标准值的比值，否则本规范为实现强柱弱梁、强剪弱弯所规定的内力调整将难以奏效。在 2008 年局部修订的基础上，要求框架梁、框架柱、框支梁、框支柱、板柱-抗震墙的柱，以及伸臂桁架的斜撑、楼梯的梯段等，纵向钢筋均应有足够的延性及钢筋伸长率的要求，是控制钢筋延性的重要性能指标。其取值依

据产品标准《钢筋混凝土用钢 第2部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2-2007规定的钢筋抗震性能指标提出，凡钢筋产品标准中带E编号的钢筋，均属于符合抗震性能指标。本条的规定，是正规建筑用钢生产厂家的一般热轧钢筋均能达到的性能指标。从发展趋势考虑，不再推荐箍筋采用HPB235级钢筋；当然，现有生产的HPB235级钢筋仍可继续作为箍筋使用。

4 钢结构中所用的钢材，应保证抗拉强度、屈服强度、冲击韧性合格及硫、磷和碳含量的限制值。对高层钢结构，按黑色冶金工业标准《高层建筑结构用钢板》YB 4104-2000的规定选用。抗拉强度是实际上决定结构安全储备的关键，伸长率反映钢材能承受残余变形量的程度及塑性变形能力，钢材的屈服强度不宜过高，同时要求有明显的屈服台阶，伸长率应大于20%，以保证构件具有足够的塑性变形能力，冲击韧性是抗震结构的要求。当采用国外钢材时，亦应符合我国国家标准的要求。结构钢材的性能指标，按钢材产品标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879-2005规定的性能指标，将分子、分母对换，改为屈服强度与抗拉强度的比值。

5 国家产品标准《碳素结构钢》GB/T 700中，Q235钢分为A、B、C、D四个等级，其中A级钢不要求任何冲击试验值，并只在用户要求时才进行冷弯试验，且不保证焊接要求的含碳量，故不建议采用。国家产品标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591中，Q345钢分为A、B、C、D、E五个等级，其中A级钢不保证冲击韧性要求和延性性能的基本要求，故亦不建议采用。

**3.9.4** 混凝土结构施工中，往往因缺乏设计规定的钢筋型号（规格）而采用另外型号（规格）的钢筋代替，此时应注意替代后的纵向钢筋的总承载力设计值不应高于原设计的纵向钢筋总承载力设计值，以免造成薄弱部位的转移，以及构件在有影响的部位发生混凝土的脆性破坏（混凝土压碎、剪切破坏等）。

除按照上述等承载力原则换算外，还应满足最小配筋率和钢

筋间距等构造要求，并应注意由于钢筋的强度和直径改变会影响正常使用阶段的挠度和裂缝宽度。

本条在 2008 年局部修订时提升为强制性条文，以加强对施工质量的监督和控制，实现预期的抗震设防目标。

**3.9.5** 厚度较大的钢板在轧制过程中存在各向异性，由于在焊缝附近常形成约束，焊接时容易引起层状撕裂。国家产品标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 将厚度方向的断面收缩率分为 Z15、Z25、Z35 三个等级，并规定了试件取材方法和试件尺寸等要求。本条规定钢结构采用的钢材，当钢材板厚大于或等于 40mm 时，至少应符合 Z15 级规定的受拉试件截面收缩率。

**3.9.6** 为确保砌体抗震墙与构造柱、底层框架柱的连接，以提高抗侧力砌体墙的变形能力，要求施工时先砌墙后浇筑。

本条在 2008 年局部修订提升为强制性条文。以加强对施工质量的监督和控制，实现预期的抗震设防目标。

**3.9.7** 本条是新增的，将 2001 规范第 6.2.14 条对施工的要求移此。抗震墙的水平施工缝处，由于混凝土结合不良，可能形成抗震薄弱部位。故规定一级抗震墙要进行水平施工缝处的受剪承载力验算。验算依据试验资料，考虑穿过施工缝处的钢筋处于复合受力状态，其强度采用 0.6 的折减系数，并考虑轴向压力的摩擦作用和轴向拉力的不利影响，计算公式如下：

$$V_{wj} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.8 N)$$

式中： $V_{wj}$ ——抗震墙施工缝处组合的剪力设计值；

$f_y$ ——竖向钢筋抗拉强度设计值；

$A_s$ ——施工缝处抗震墙的竖向分布钢筋、竖向插筋和边缘构件（不包括边缘构件以外的两侧翼墙）纵向钢筋的总截面面积；

$N$ ——施工缝处不利组合的轴向力设计值，压力取正值，拉力取负值。其中，重力荷载的分项系数，受压时为有利，取 1.0；受拉时取 1.2。

### 3.10 建筑抗震性能化设计

**3.10.1** 考虑当前技术和经济条件，慎重发展性能化目标设计方法，本条明确规定需要进行可行性论证。

性能化设计仍然是以现有的抗震科学水平和经济条件为前提的，一般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，其性能设计要求也有所不同。

鉴于目前强烈地震下结构非线性分析方法的计算模型及参数的选用尚存在不少经验因素，缺少从强震记录、设计施工资料到实际震害的验证，对结构性能的判断难以十分准确，因此在性能目标选用中宜偏于安全一些。

确有需要处于发震断裂避让区域建造房屋，抗震性能化设计是可供选择的设计手段之一。

**3.10.2** 建筑的抗震性能化设计，立足于承载力和变形能力的综合考虑，具有很强的针对性和灵活性。针对具体工程的需要和可能，可以对整个结构，也可以对某些部位或关键构件，灵活运用各种措施达到预期的性能目标——着重提高抗震安全性或满足使用功能的专门要求。

例如，可以根据楼梯间作为“抗震安全岛”的要求，提出确保大震下能具有安全避难通道的具体目标和性能要求；可以针对特别不规则、复杂建筑结构的具体情况，对抗侧力结构的水平构件和竖向构件提出相应的性能目标，提高其整体或关键部位的抗震安全性；也可针对水平转换构件，为确保大震下自身及相关构件的安全而提出大震下的性能目标；地震时需要连续工作的机电设施，其相关部位的层间位移需满足规定层间位移限值的专门要求；其他情况，可对震后的残余变形提出满足设施检修后运行的位移要求，也可提出大震后可修复运行的位移要求。建筑构件采用与结构构件柔性连接，只要可靠拉结并留有足够的间隙，如玻

璃幕墙与钢框之间预留变形缝隙，震害经验表明，幕墙在结构总体安全时可以满足大震后继续使用的要求。

**3.10.3** 我国的 89 规范提出了“小震不坏、中震可修和大震不倒”，明确要求大震下不发生危及生命的严重破坏即达到“生命安全”，就是属于一般情况的性能设计目标。本次修订所提出的性能化设计，要比本规范的一般情况较为明确，尽可能达到可操作性。

**1** 鉴于地震具有很大的不确定性，性能化设计需要估计各种水准的地震影响，包括考虑近场地震的影响。规范的地震水准是按 50 年设计基准期确定的。结构设计使用年限是国务院《建设工程质量管理条例》规定的在设计时考虑施工完成后正常使用、正常维护情况下不需要大修仍可完成预定功能的保修年限，国内外的一般建筑结构取 50 年。结构抗震设计的基准期是抗震规范确定地震作用取值时选用的统计时间参数，也取为 50 年，即地震发生的超越概率是按 50 年统计的，多遇地震的理论重现期 50 年，设防地震是 475 年，罕遇地震随烈度高度而有所区别，7 度约 1600 年，9 度约 2400 年。其地震加速度值，设防地震取本规范表 3.2.2 的“设计基本地震加速度值”，多遇地震、罕遇地震取本规范表 5.1.2-2 的“加速度时程最大值”。其水平地震影响系数最大值，多遇地震、罕遇地震按本规范表 5.1.4-1 取值，设防地震按本条规定取值，7 度（0.15g）和 8 度（0.30g）分别在 7、8 度和 8、9 度之间内插取值。

对于设计使用年限不同于 50 年的结构，其地震作用需要作适当调整，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。

**2** 建筑结构遭遇各种水准的地震影响时，其可能的损坏状态和继续使用的可能，与 89 规范配套的《建筑地震破坏等级划分标准》（建设部 90 建抗字 377 号）已经明确划分了各类房屋

(砖房、混凝土框架、底层框架砖房、单层工业厂房、单层空旷房屋等)的地震破坏分级和地震直接经济损失估计方法,总体上可分为下列五级,与此后国外标准的相关描述不完全相同:

| 名称            | 破坏描述                                            | 继续使用的可能性           | 变形参考值                      |
|---------------|-------------------------------------------------|--------------------|----------------------------|
| 基本完好<br>(含完好) | 承重构件完好;个别非承重构件轻微损坏;附属构件有不同程度破坏                  | 一般不需修理即可继续使用       | $< [\Delta u_e]$           |
| 轻微损坏          | 个别承重构件轻微裂缝(对钢结构构件指残余变形),个别非承重构件明显破坏;附属构件有不同程度破坏 | 不需修理或需稍加修理,仍可继续使用  | $(1.5 \sim 2)[\Delta u_e]$ |
| 中等破坏          | 多数承重构件轻微裂缝(或残余变形),部分明显裂缝(或残余变形);个别非承重构件严重破坏     | 需一般修理,采取安全措施后可适当使用 | $(3 \sim 4)[\Delta u_e]$   |
| 严重破坏          | 多数承重构件严重破坏或部分倒塌                                 | 应排险大修,局部拆除         | $< 0.9[\Delta u_p]$        |
| 倒塌            | 多数承重构件倒塌                                        | 需拆除                | $> [\Delta u_p]$           |

注:1 个别指5%以下,部分指30%以下,多数指50%以上。

2 中等破坏的变形参考值,大致取规范弹性和弹塑性位移角限值的平均值,轻微损坏取1/2平均值。

参照上述等级划分,地震下可供选定的高于一般情况的预期性能目标可大致归纳如下:

| 地震水准 | 性能1          | 性能2             | 性能3            | 性能4                            |
|------|--------------|-----------------|----------------|--------------------------------|
| 多遇地震 | 完好           | 完好              | 完好             | 完好                             |
| 设防地震 | 完好,正常使用      | 基本完好,检修后继续使用    | 轻微损坏,简单修理后继续使用 | 轻微至接近中等损坏,变形 $< 3[\Delta u_e]$ |
| 罕遇地震 | 基本完好,检修后继续使用 | 轻微至中等破坏,修复后继续使用 | 其破坏需加固后继续使用    | 接近严重破坏,大修后继续使用                 |

3 实现上述性能目标,需要落实到具体设计指标,即各个地震水准下构件的承载力、变形和细部构造的指标。仅提高承载力时,安全性有相应提高,但使用上的变形要求不一定满足;仅提高变形能力,则结构在小震、中震下的损坏情况大致没有改变,但抗御大震倒塌的能力提高。因此,性能设计目标往往侧重于通过提高承载力推迟结构进入塑性工作阶段并减少塑性变形,必要时还需同时提高刚度以满足使用功能的变形要求,而变形能力的要求可根据结构及其构件在中震、大震下进入弹塑性的程度加以调整。

完好,即所有构件保持弹性状态:各种承载力设计值(拉、压、弯、剪、压弯、拉弯、稳定等)满足规范对抗震承载力的要求  $S < R/\gamma_{RE}$ ,层间变形(以弯曲变形为主的结构宜扣除整体弯曲变形)满足规范多遇地震下的位移角限值  $[\Delta u_e]$ 。这是各种预期性能目标在多遇地震下的基本要求——多遇地震下必须满足规范规定的承载力和弹性变形的要求。

基本完好,即构件基本保持弹性状态:各种承载力设计值基本满足规范对抗震承载力的要求  $S \leq R/\gamma_{RE}$  (其中的效应  $S$  不含抗震等级的调整系数),层间变形可能略微超过弹性变形限值。

轻微损坏,即结构构件可能出现轻微的塑性变形,但不达到屈服状态,按材料标准值计算的承载力大于作用标准组合的效应。

中等破坏,结构构件出现明显的塑性变形,但控制在一般加固即恢复使用的范围。

接近严重破坏,结构关键的竖向构件出现明显的塑性变形,部分水平构件可能失效需要更换,经过大修加固后可恢复使用。

对性能 1,结构构件在预期大震下仍基本处于弹性状态,则其细部构造仅需要满足最基本的构造要求,工程实例表明,采用隔震、减震技术或低烈度设防且风力很大时有可能实现;条件许可时,也可对某些关键构件提出这个性能目标。

对性能 2，结构构件在中震下完好，在预期大震下可能屈服，其细部构造需满足低延性的要求。例如，某 6 度设防的核心筒-外框结构，其风力是小震的 2.4 倍，风载层间位移是小震的 2.5 倍。结构所有构件的承载力和层间位移均可满足中震（不计入风载效应组合）的设计要求；考虑水平构件在大震下损坏使刚度降低和阻尼加大，按等效线性化方法估算，竖向构件的最小极限承载力仍可满足大震下的验算要求。于是，结构总体上可达到性能 2 的要求。

对性能 3，在中震下已有轻微塑性变形，大震下有明显的塑性变形，因而，其细部构造需要满足中等延性的构造要求。

对性能 4，在中震下的损坏已大于性能 3，结构总体的抗震承载力仅略高于一般情况，因而，其细部构造仍需满足高延性的要求。

**3.10.4** 本条规定了性能化设计时计算的注意事项。一般情况，应考虑构件在强烈地震下进入弹塑性工作阶段和重力二阶效应。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的处理，还需要进一步研究和改进，当预期的弹塑性变形不大时，可用等效阻尼等模型简化估算。为了判断弹塑性计算结果的可靠程度，可借助于理想弹性假定的计算结果，从下列几方面进行综合分析：

1 结构弹塑性模型一般要比多遇地震下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、输入地震波形的不同而改变。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 5.5.2 条的说明)的比较予以复核,不同的方法、不同的波形,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。注意到常规设计中,考虑到小震弹性时程分析的波形数量较少,而且计算的位移多数明显小于反应谱法的计算结果,需要以反应谱法为基础进行对比分析;大震弹塑性时程分析时,由于阻尼的处理方法不够完善,波形数量也较少(建议尽可能增加数量,如不少于 7 条;数量较少时宜取包络),不宜直接把计算的弹塑性位移值视为结构实际弹塑性位移,同样需要借助小震的反应谱法计算结果进行分析。建议按下列方法确定其层间位移参考数值:用同一软件、同一波形进行弹性和弹塑性计算,得到同一波形、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。

**3.10.5** 本条属于原则规定,其具体化,如结构、构件在中震下的性能化设计要求等,列于附录 M 中第 M.1 节。

### **3.11 建筑物地震反应观测系统**

**3.11.1** 2001 规范提出了在建筑物内设置建筑物地震反应观测系统的要求。建筑物地震反应观测是发展地震工程和工程抗震科学的必要手段，我国过去限于基建资金，发展不快，这次在规范中予以规定，以促进其发展。

## 4 场地、地基和基础

### 4.1 场 地

**4.1.1** 有利、不利和危险地段的划分，基本沿用历次规范的规定。本条中地形、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。2001 规范只列出了有利、不利和危险地段的划分，本次修订，明确其他地段划为可进行建设的一般场地。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。1970 年云南通海地震和 2008 年汶川大地震的宏观调查表明，非岩质地形对烈度的影响比岩质地形的影响更为明显。如通海和东川的许多岩石地基上很陡的山坡，震害也未见有明显的加重。因此对于岩石地基的陡坡、陡坎等，本规范未列为不利的地段。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。因此本规范均将其列为不利的地形条件。

应该指出：有些资料中曾提出过有利和不利于抗震的地貌部位。本规范在编制过程中曾对抗震不利地貌部位实例进行了分析，认为：地貌是研究不同地表形态形成的原因，其中包括组成不同地形的物质（即岩性）。也就是说地貌部位的影响意味着地表形态和岩性二者共同作用的结果，将场地土的影响包括进去了。但通过一些震害实例说明：当处于平坦的冲积平原和古河道不同地貌部位时，地表形态是基本相同的，造成古河道上房屋震

害加重的原因主要因地基土质条件很差所致。因此本规范将地貌条件分别在地形条件与场地土中加以考虑,不再提出地貌部位这个概念。

**4.1.2~4.1.6** 89 规范中的场地分类,是在尽量保持抗震规范延续性的基础上,进一步考虑了覆盖层厚度的影响,从而形成了以平均剪切波速和覆盖层厚度作为评定指标的双参数分类方法。为了在保障安全的条件下尽可能减少设防投资,在保持技术上合理的前提下适当扩大了Ⅱ类场地的范围。另外,由于我国规范中Ⅰ、Ⅱ类场的  $T_g$  值与国外抗震规范相比是偏小的,因此有意识地将Ⅰ类场地的范围划得比较小。

在场地划分时,需要注意以下几点:

**1** 关于场地覆盖层厚度的定义。要求其下部所有土层的波速均大于 500m/s,在 89 规范的说明中已有所阐述。执行中常出现一见到大于 500m/s 的土层就确定覆盖厚度而忽略对以下各土层的要求,这种错误应予以避免。2001 规范补充了当地面下某一下卧土层的剪切波速大于或等于 400m/s 且不小于相邻的上层土的剪切波速的 2.5 倍时,覆盖层厚度可按地面至该下卧层顶面的距离取值的规定。需要注意的是,只有当波速不小于 400m/s 且该土层以上的各土层的波速(不包括孤石和硬透镜体)都满足不大于该土层波速的 40% 时才可按该土层确定覆盖层厚度;而且这一规定只适用于当下卧层硬土层顶面的埋深大于 5m 时的情况。

**2** 关于土层剪切波速的测试。2001 规范的波速平均采用更富有物理意义的等效剪切波速的公式计算,即:

$$v_{se} = d_0 / t$$

式中,  $d_0$  为场地评定用的计算深度,取覆盖层厚度和 20m 两者中的较小值,  $t$  为剪切波在地表与计算深度之间传播的时间。

本次修订,初勘阶段的波速测试孔数量改为不宜小于 3 个。多层与高层建筑的分界,参照《民用建筑设计通则》改为 24m。

**3** 关于不同场地的分界。

为了保持与 89 规范的延续性并与其他有关规范的协调, 2001 规范对 89 规范的规定作了调整, II 类、III 类场地的范围稍有扩大, 并避免了 89 规范 II 类至 IV 类的跳跃。作为一种补充手段, 当有充分依据时, 允许使用插入方法确定边界线附近 (指相差  $\pm 15\%$  的范围) 的  $T_g$  值。图 7 给出了一种连续化插入方案。该图在场地覆盖层厚度  $d_{ov}$  和等效剪切波速  $v_{se}$  平面上用等步长和按线性规则改变步长的方案进行连续化插入, 相邻等值线的  $T_g$  值均相差  $0.01s$ 。

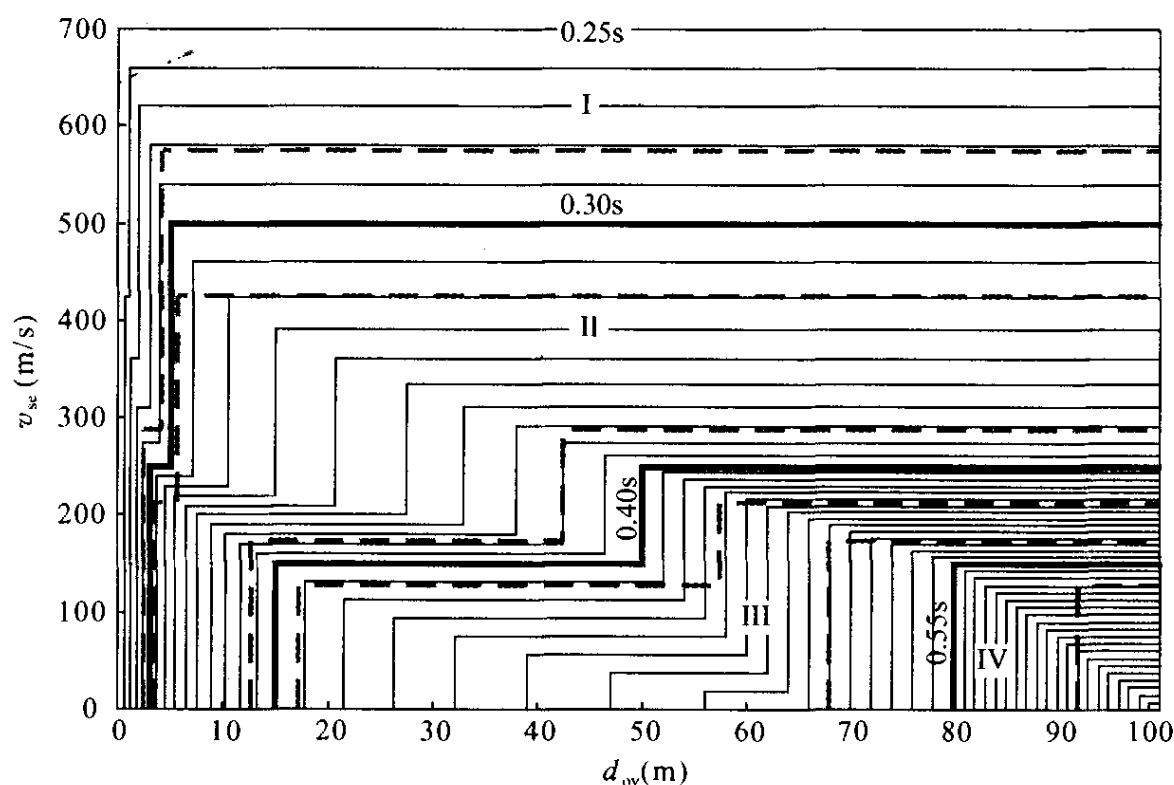


图 7 在  $d_{ov}$ - $v_{se}$  平面上的  $T_g$  等值线图

(用于设计特征周期一组, 图中相邻  $T_g$  等值线的差值均为  $0.01s$ )

本次修订, 考虑到  $f_{ak} < 200$  的黏性土和粉土的实测波速可能大于  $250m/s$ , 将 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  $(500 \sim 800) m/s$  的场地还不是很坚硬, 将原场地类别 I 类场地 (坚硬土或岩石场地) 中的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，美国抗震设计规范为 760m，欧洲抗震规范为 800m，从偏于安全方面考虑，调整为 800m/s。

4 高层建筑的场地类别问题是工程界关心的问题。按理论及实测，一般土层中的地震加速度随距地面深度而渐减。我国亦有对高层建筑修正场地类别（由高层建筑基底起算）或折减地震力建议。因高层建筑埋深常达 10m 以上，与浅基础相比，有利之处是：基底地震输入小了；但深基础的地震动输入机制很复杂，涉及地基土和结构相互作用，目前尚无公认的理论分析模型更未能总结出实用规律，因此暂不列入规范。深基础的高层建筑的场地类别仍按浅基础考虑。

5 本条中规定的场地分类方法主要适用于剪切波速随深度呈递增趋势的一般场地，对于有较厚软夹层的场地，由于其对短周期地震动具有抑制作用，可以根据分析结果适当调整场地类别和设计地震动参数。

6 新黄土是指  $Q_3$  以来的黄土。

4.1.7 断裂对工程影响的评价问题，长期以来，不同学科之间存在着不同看法，经过近些年来不断研究与交流，认为需要考虑断裂影响，这主要是指地震时老断裂重新错动直通地表，在地面产生位错，对建在位错带上的建筑，其破坏是不易用工程措施加以避免的。因此规范中划为危险地段应予避开。至于地震强度，一般在确定抗震设防烈度时已给予考虑。

在活动断裂时间下限方面已取得了一致意见：即对一般的建筑工程只考虑 1.0 万年（全新世）以来活动过的断裂，在此地质时期以前的活动断裂可不予考虑。对于核电、水电等工程则应考虑 10 万年以来（晚更新世）活动过的断裂，晚更新世以前活动过的断裂亦可不予考虑。

另外一个较为一致的看法是，在地震烈度小于 8 度的地区，可不考虑断裂对工程的错动影响，因为多次国内外地震中的破坏现象均说明，在小于 8 度的地震区，地面一般不产生断裂错动。

目前尚有看法分歧的是关于隐伏断裂的评价问题，在基岩以

上覆盖土层多厚，是什么土层，地面建筑就可以不考虑下部断裂的错动影响。根据我国近年来的地震宏观地表位错考察，学者们看法不够一致。有人认为 30m 厚土层就可以不考虑，有些学者认为是 50m，还有人提出用基岩位错量大小来衡量，如土层厚度是基岩位错量的（25~30）倍以上就可不考虑等等。唐山地震震中区的地裂缝，经有关单位详细工作证明，不是沿地下岩石错动直通地表的构造断裂形成的，而是由于地面振动，表面应力形成的表层地裂。这种裂缝仅分布在地面以下 3m 左右，下部土层并未断开（挖探井证实），在采煤巷道中也未发现错动，对有一定深度基础的建筑物影响不大。

为了对问题更深入的研究，由北京市勘察设计研究院在建设部抗震办公室申请立项，开展了发震断裂上覆土层厚度对工程影响的专项研究。此项研究主要采用大型离心机模拟实验，可将缩小的模型通过提高加速度的办法达到与原型应力状况相同的状态；为了模拟断裂错动，专门加工了模拟断裂突然错动的装置，可实现垂直与水平二种错动，其位错量大小是根据国内外历次地震不同震级条件下位错量统计分析结果确定的；上覆土层则按不同岩性、不同厚度分为数种情况。实验时的位错量为 1.0m~4.0m，基本上包括了 8 度、9 度情况下的位错量；当离心机提高加速度达到与原型应力条件相同时，下部基岩突然错动，观察上部土层破裂高度，以便确定安全厚度。根据实验结果，考虑一定的安全储备和模拟实验与地震时震动特性的差异，安全系数取为 3，据此提出了 8 度、9 度地区上覆土层安全厚度的界限值。应当说这是初步的，可能有些因素尚未考虑。但毕竟是第一次以模拟实验为基础的定量提法，跟以往的分析经验和宏观经验是相近的，有一定的可信度。2001 规范根据搜集到的国内外地震断裂破裂宽度的资料提出了避让距离，这是宏观的分析结果，随着地震资料的不断积累将会得到补充与完善。

近年来，北京市地震局在上述离心机试验基础上进行了基底断裂错动在覆盖土层中向上传播过程的更精细的离心机模拟，认

为以前试验的结论偏于保守，可放宽对破裂带的避让要求。本次修订，考虑到原条文中“前第四纪基岩隐伏断裂”的含义不够明确，容易引起误解；这里的“断裂”只能是“全新世活动断裂”或其活动性不明的其他断裂。因此删除了原条文中“前第四纪基岩”这几个字。还需要说明的是，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，本次修订适度减少了避让距离，并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、不超过三层的丙、丁类建筑，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甲、乙类建筑。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，对各种可能出现的情况的地震动参数的放大作用都作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，大致可以归纳为以下几点：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是明显减小的；⑤边坡愈陡，其顶部的放大效应相应加大。

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：

$$\lambda = 1 + \xi \alpha \quad (2)$$

式中： $\lambda$ ——局部突出地形顶部的地震影响系数的放大系数；

$\alpha$ ——局部突出地形地震动参数的增大幅度，按表 2 采用；  
 $\xi$ ——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， $\xi$  可取为 1.0；当  $2.5 \leq L_1/H < 5$  时， $\xi$  可取为 0.6；当  $L_1/H \geq 5$  时， $\xi$  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。

本条在 2008 年局部修订时提升为强制性条文。

#### 4.1.9 本条属于强制性条文。

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,土层软硬程度不再采用 89 规范的“场地土类型”这个提法,一律采用“土层的等效剪切波速”值予以反映。

## 4.2 天然地基和基础

**4.2.1** 我国多次强烈地震的震害经验表明,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,这些地基主要由饱和松砂、软弱黏性土和成因岩性状态严重不均匀的土层组成。大量的一般的天然地基都具有较好的抗震性能。因此 89 规范规定了天然地基可以不验算的范围。

本次修订的内容如下:

1 将可不进行天然地基和基础抗震验算的框架房屋的层数和高度作了更明确的规定。考虑到砌体结构也应该满足 2001 规范条文第二款中的前提条件,故也将其列入本条文的第二款中。

2 限制使用黏土砖以来,有些地区改为建造多层的混凝土抗震墙房屋,当其基础荷载与一般民用框架相当时,由于其地基基础情况与砌体结构类同,故也可不进行抗震承载力验算。

条文中主要受力层包括地基中的所有压缩层。

**4.2.2、4.2.3** 在天然地基抗震验算中,对地基土承载力特征值调整系数的规定,主要参考国内外资料和相关规范的规定,考虑了地基土在有限次循环动力作用下强度一般较静强度提高和在地震作用下结构可靠度容许有一定程度降低这两个因素。

在 2001 规范中,增加了对黄土地基的承载力调整系数的规定,此规定主要根据国内动、静强度对比试验结果。静强度是在预湿与固结不排水条件下进行的。破坏标准是:对软化型土取峰值强度,对硬化型土取应变为 15% 的对应强度,由此求得黄土静抗剪强度指标  $C_s$ 、 $\varphi_s$  值。

动强度试验参数是:均压固结取双幅应变 5%,偏压固结取总应变为 10%;等效循环数按 7、7.5 及 8 级地震分别对应 12、

20 及 30 次循环。取等价循环数所对应的动应力  $\sigma_d$ ，绘制强度包线，得到动抗剪强度指标  $C_d$  及  $\varphi_d$ 。

动静强度比为：

$$\frac{\tau_d}{\tau_s} = \frac{C_d + \sigma_d \operatorname{tg} \varphi_d}{C_s + \sigma_s \operatorname{tg} \varphi_s}$$

近似认为动静强度比等于动、静承载力之比，则可求得承载力调整系数：

$$\zeta_a = \frac{R_d}{R_s} \approx \left( \frac{\tau_d}{K_d} \right) / \left( \frac{\tau_s}{K_s} \right) = \frac{\tau_d}{\tau_s} \cdot \frac{K_s}{K_d} = \zeta$$

式中： $K_d$ 、 $K_s$ ——分别为动、静承载力安全系数；

$R_d$ 、 $R_s$ ——分别为动、静极限承载力。

试验结果见表 3，此试验大多考虑地基土处于偏压固结状态，实际的应力水平也不太大，故采用偏压固结、正应力 100kPa~300kPa、震级（7~8）级条件下的调整系数平均值为宜。本条据上述试验，对坚硬黄土取  $\zeta = 1.3$ ，对可塑黄土取 1.1，对流塑黄土取 1.0。

表 3  $\zeta_a$  的平均值

| 名称             | 西安黄土  |       |       |       | 兰州黄土  | 洛川黄土  |      |       |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|
| 含水量 $W$        | 饱和状态  |       | 20%   |       | 饱和    | 饱和状态  |      |       |
| 固结比 $K_c$      | 1.0   | 2.0   | 1.0   | 1.5   | 1.0   | 1.0   | 1.5  | 2.0   |
| $\zeta_a$ 的平均值 | 0.608 | 1.271 | 0.607 | 1.415 | 0.378 | 0.721 | 1.14 | 1.438 |

注：固结比为轴压力  $\sigma_1$  与压力  $\sigma_3$  的比值。

4.2.4 地基基础的抗震验算，一般采用所谓“拟静力法”，此法假定地震作用如同静力，然后在这种条件下验算地基和基础的承载力和稳定性。所列的公式主要是参考相关规范的规定提出的，压力的计算应采用地震作用效应标准组合，即各作用分项系数均取 1.0 的组合。

### 4.3 液化土和软土地基

4.3.1 本条规定主要依据液化场地的震害调查结果。许多资料

表明在 6 度区液化对房屋结构所造成的震害是比较轻的，因此本条规定除对液化沉陷敏感的乙类建筑外，6 度区的一般建筑可不考虑液化影响。当然，6 度的甲类建筑的液化问题也需要专门研究。

关于黄土的液化可能性及其危害在我国的历史地震中虽不乏报导，但缺乏较详细的评价资料，在 20 世纪 50 年代以来的多次地震中，黄土液化现象很少见到，对黄土的液化判别尚缺乏经验，但值得重视。近年来的国内外震害与研究还表明，砾石在一定条件下也会液化，但是由于黄土与砾石液化研究资料还不够充分，暂不列入规范，有待进一步研究。

#### 4.3.2 本条是有关液化判别和处理的强制性条文。

本条较全面地规定了减少地基液化危害的对策：首先，液化判别的范围为，除 6 度设防外存在饱和砂土和饱和粉土的土层；其次，一旦属于液化土，应确定地基的液化等级；最后，根据液化等级和建筑抗震设防分类，选择合适的处理措施，包括地基处理和对上部结构采取加强整体性的相应措施等。

4.3.3 89 规范初判的提法是根据 20 世纪 50 年代以来历次地震对液化与非液化场地的实际考察、测试分析结果得出来的。从地貌单元来讲这些地震现场主要为河流冲洪积形成的地层，没有包括黄土分布区及其他沉积类型。如唐山地震震中区（路北区）为滦河二级阶地，地层年代为晚更新世（ $Q_3$ ）地层，对地震烈度 10 度区考察，钻探测试表明，地下水位为 3m~4m，表层为 3m 左右的黏性土，其下即为饱和砂层，在 10 度情况下没有发生液化，而在一级阶地及高河漫滩等地分布的地质年代较新的地层，地震烈度虽然只有 7 度和 8 度却也发生了大面积液化，其他震区的河流冲积地层在地质年代较老的地层中也未发现液化实例。国外学者 T. L. Youd 和 Perkins 的研究结果表明：饱和松散的水力冲填土差不多总会液化，而且全新世的无黏性土沉积层对液化也是很敏感的，更新世沉积层发生液化的情况很罕见，前更新世沉积层发生液化则更是罕见。这些结论是根据 1975 年以前世界范

围的地震液化资料给出的，并已被 1978 年日本的两次大地震以及 1977 年罗马尼亚地震液化现象所证实。

89 规范颁发后，在执行中不断有些单位和学者提出液化初步判别中第 1 款在有些地区不适合。从举出的实例来看，多为高烈度区（10 度以上）黄土高原的黄土状土，很多是古地震从描述等方面判定为液化的，没有现代地震液化与否的实际数据。有些例子是用现行公式判别的结果。

根据诸多现代地震液化资料分析认为，89 规范中有关地质年代的判断条文除高烈度区中的黄土液化外都能适用。为慎重起见，2001 规范将此款的适用范围改为局限于 7、8 度区。

**4.3.4** 89 规范关于地基液化判别方法，在地震区工程项目地基勘察中已广泛应用。2001 规范的砂土液化判别公式，在地面下 15m 范围内与 89 规范完全相同，是对 78 版液化判别公式加以改进得到的：保持了 15m 内随深度直线变化的简化，但减少了随深度变化的斜率（由 0.125 改为 0.10），增加了随水位变化的斜率（由 0.05 改为 0.10），使液化判别的成功率比 78 规范有所增加。

随着高层及超高层建筑的不断发展，基础埋深越来越大。高大的建筑采用桩基和深基础，要求判别液化的深度也相应加大，判别深度为 15m，已不能满足这些工程的需要。由于 15m 以下深层液化资料较少，从实际液化与非液化资料中进行统计分析尚不具备条件。在 20 世纪 50 年代以来的历次地震中，尤其是唐山地震，液化资料均在 15m 以内，图 4.3.4 中 15m 下的曲线是根据统计得到的经验公式外推得到的结果。国外虽有零星深层液化资料，但也不太确切。根据唐山地震资料及美国 H. B. Seed 教授资料进行分析的结果，其液化临界值沿深度变化均为非线性变化。为了解决 15m 以下液化判别，2001 规范对唐山地震砂土液化研究资料、美国 H. B. Seed 教授研究资料 and 我国铁路工程抗震设计规范中的远震液化判别方法与 89 建筑规范判别方法的液化临界值（ $N_{cr}$ ）沿深度的变化情况，以 8 度区为例做了对比，见图 8。

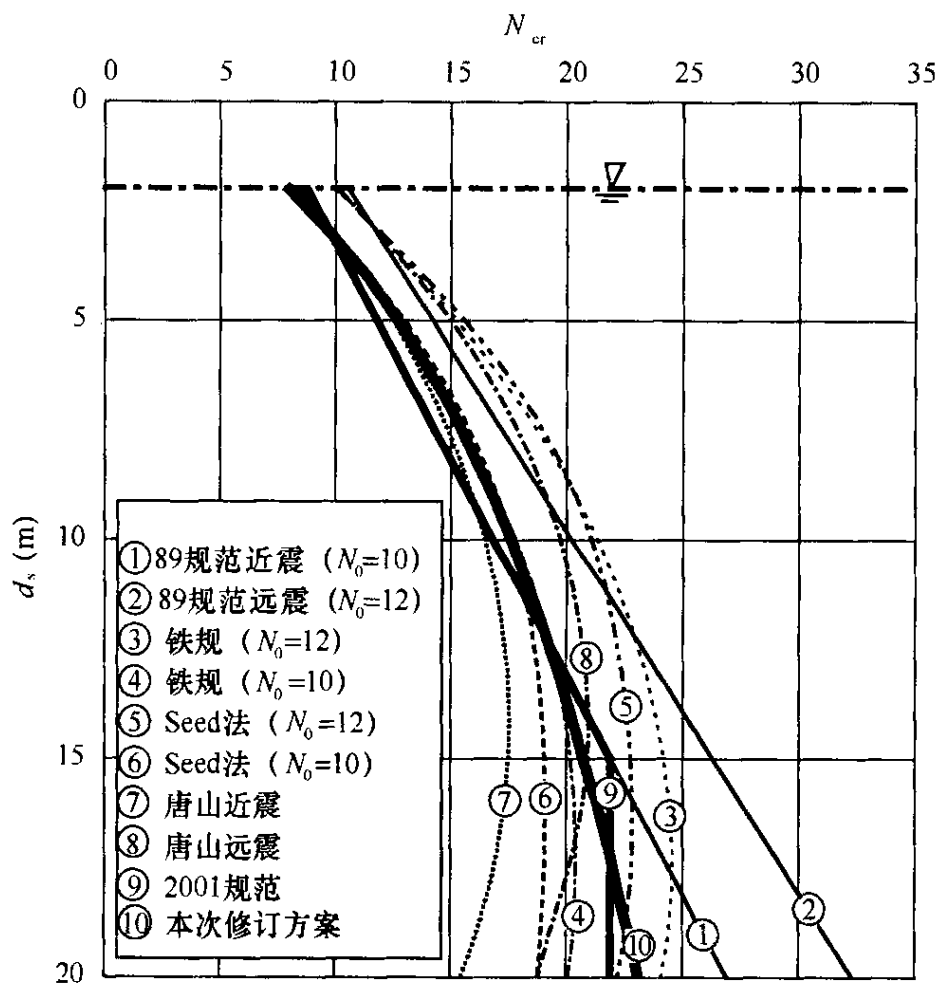


图8 不同方法液化临界值随深度变化比较 (以8度区为例)

从图8可以明显看出：在设计地震一组（或89规范的近震情况， $N_0=10$ ），深度为12m以上时，各种方法的临界锤击数较接近，相差不大；深度15m~20m范围内，铁路抗震规范方法比H. B. Seed资料要大1.2击~1.5击，89规范由于是线性延伸，比铁路抗震规范方法要大1.8击~8.4击，是偏于保守的。经过比较分析，2001规范考虑到判别方法的延续性及广大工程技术人员熟悉程度，仍采用线性判别方法。15m~20m深度范围内取15m深度处的 $N_{cr}$ 值进行判别，这样处理与非线性判别方法也较为接近。铁路抗震规范 $N_0$ 值，如8度取10，则 $N_{cr}$ 值在15m~20m范围内比2001规范小1.4击~1.8击。经过全面分析对比后，认为这样调整方案既简便又与其他方法接近。

本次修订的变化如下：

1 液化判别深度。一般要求将液化判别深度加深到 20m, 对于本规范第 4.2.1 条规定可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的各类建筑, 可只判别地面下 15m 范围内土的液化。

2 液化判别公式。自 1994 年美国 Northridge 地震和 1995 年日本 Kobe 地震以来, 北美和日本都对其使用的地震液化简化判别方法进行了改进与完善, 1996、1997 年美国举行了专题研讨会, 2000 年左右, 日本的几本规范皆对液化判别方法进行了修订。考虑到影响土壤液化的因素很多, 而且它们具有显著的不确定性, 采用概率方法进行液化判别是一种合理的选择。自 1988 年以来, 特别是 20 世纪末和 21 世纪初, 国内外在砂土液化判别概率方法的研究都有了长足的进展。我国学者在 H. B. Seed 的简化液化判别方法的框架下, 根据人工神经网络模型与我国大量的液化和未液化现场观测数据, 可得到极限状态时的液化强度比函数, 建立安全裕量方程, 利用结构系统的可靠度理论可得到液化概率与安全系数的映射函数, 并可给出任一震级不同概率水平、不同地面加速度以及不同地下水位和埋深的液化临界锤击数。式 (4.3.4) 是基于以上研究结果并考虑规范延续性修改而成的。选用对数曲线的形式来表示液化临界锤击数随深度的变化, 比 2001 规范折线形式更为合理。

考虑一般结构可接受的液化风险水平以及国际惯例, 选用震级  $M=7.5$ , 液化概率  $P_L=0.32$ , 水位为 2m, 埋深为 3m 处的液化临界锤击数作为液化判别标准贯入锤击数基准值, 见正文表 4.3.4。不同地震分组乘以调整系数。研究表明, 理想的调整系数  $\beta$  与震级大小有关, 可近似用式  $\beta=0.25M-0.89$  表示。鉴于本规范规定按设计地震分组进行抗震设计, 而各地震分组之间又没有明确的震级关系, 因此本条依据 2001 规范两个地震组的液化判别标准以及  $\beta$  值所对应的震级大小的代表性, 规定了三个地震组的  $\beta$  数值。

以 8 度第一组地下水位 2m 为例, 本次修订后的液化临界值随深度变化也在图 8 中给出。可以看到, 其临界锤击数与 2001

规范相差不大。

**4.3.5** 本条提供了一个简化的预估液化危害的方法，可对场地的喷水冒砂程度、一般浅基础建筑的可能损坏，作粗略的预估，以便为采取工程措施提供依据。

1 液化指数表达式的特点是：为使液化指数为无量纲参数，权函数  $W$  具有量纲  $m^{-1}$ ；权函数沿深度分布为梯形，其图形面积判别深度 20m 时为 125。

2 液化等级的名称为轻微、中等、严重三级；各级的液化指数、地面喷水冒砂情况以及对建筑危害程度的描述见表 4，系根据我国百余个液化震害资料得出的。

表 4 液化等级和对建筑物的相应危害程度

| 液化等级 | 液化指数<br>(20m) | 地面喷水冒砂情况                  | 对建筑的危害情况                             |
|------|---------------|---------------------------|--------------------------------------|
| 轻微   | $<6$          | 地面无喷水冒砂，或仅在洼地、河边有零星的喷水冒砂点 | 危害性小，一般不至引起明显的震害                     |
| 中等   | $6\sim18$     | 喷水冒砂可能性大，从轻微到严重均有，多数属中等   | 危害性较大，可造成不均匀沉陷和开裂，有时不均匀沉陷可能达到 200mm  |
| 严重   | $>18$         | 一般喷水冒砂都很严重，地面变形很明显        | 危害性大，不均匀沉陷可能大于 200mm，高重心结构可能产生不容许的倾斜 |

2001 规范中，层位影响权函数值  $W_i$  的确定考虑了判别深度为 15m 和 20m 两种情况。本次修订明确采用 20m 判别深度。因此，只保留原条文中的判别深度为 20m 情况的  $W_i$  确定方案和液化等级与液化指数的对应关系。对本规范第 4.2.1 条规定可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的各类建筑，计算液化指数时 15m 地面下的土层均视为不液化。

**4.3.6** 抗液化措施是对液化地基的综合治理，89 规范已说明要注意以下几点：

1 倾斜场地的土层液化往往带来大面积土体滑动，造成严

重后果，而水平场地土层液化的后果一般只造成建筑的不均匀下沉和倾斜，本条的规定不适用于坡度大于  $10^\circ$  的倾斜场地和液化土层严重不均的情况；

2 液化等级属于轻微者，除甲、乙类建筑由于其重要性需确保安全外，一般不作特殊处理，因为这类场地可能不发生喷水冒砂，即使发生也不致造成建筑的严重震害；

3 对于液化等级属于中等的场地，尽量多考虑采用较易实施的基础与上部结构处理的构造措施，不一定要加固处理液化土层；

4 在液化层深厚的情况下，消除部分液化沉陷的措施，即处理深度不一定达到液化下界而残留部分未经处理的液化层。

本次修订继续保持 2001 规范针对 89 规范的修改内容：

1 89 规范中不允许液化地基作持力层的规定有些偏严，改为不宜将未加处理的液化土层作为天然地基的持力层。因为：理论分析与振动台试验均已证明液化的主要危害来自基础外侧，液化持力层范围内位于基础直下方的部位其实最难液化，由于最先液化区域对基础直下方未液化部分的影响，使之失去侧边土压力支持。在外侧易液化区的影响得到控制的情况下，轻微液化的土层是可以作为基础的持力层的，例如：

例 1，1975 年海城地震中营口宾馆筏基以液化土层为持力层，震后无震害，基础下液化层厚度为 4.2m，为筏基宽度的  $1/3$  左右，液化土层的标贯锤击数  $N=2\sim 5$ ，烈度为 7 度。在此情况下基础外侧液化对地基中间部分的影响很小。

例 2，1995 年日本阪神地震中有数座建筑位于液化严重的六甲人工岛上，地基未加处理而未遭液化危害的工程实录（见松尾雅夫等人论文，载“基础工”96 年 11 期，P54）：

①仓库二栋，平面均为  $36\text{m}\times 24\text{m}$ ，设计中采用了补偿式基础，即使仓库满载时的基底压力也只是与移去的土自重相当。地基为欠固结的可液化砂砾，震后有震陷，但建筑物无损，据认为无震害的原因是：液化后的减震效果使输入基底的地震作用削

弱；补偿式筏式基础防止了表层土喷砂冒水；良好的基础刚度可使不均匀沉降减小；采用了吊车轨道调平，地脚螺栓加长等构造措施以减少不均匀沉降的影响。

②平面为  $116.8\text{m} \times 54.5\text{m}$  的仓库建在六甲人工岛厚  $15\text{m}$  的可液化土上，设计时预期建成后欠固结的黏土下卧层尚可能产生  $1.1\text{m} \sim 1.4\text{m}$  的沉降。为防止不均匀沉降及液化，设计中采用了三方面的措施：补偿式基础+基础下  $2\text{m}$  深度内以水泥土加固液化层+防止不均匀沉降的构造措施。地震使该房屋产生震陷，但情况良好。

例 3，震害调查与有限元分析显示，当基础宽度与液化层厚之比大于 3 时，则液化震陷不超过液化层厚的 1%，不致引起结构严重破坏。

因此，将轻微和中等液化的土层作为持力层不是绝对不允许，但应经过严密的论证。

2 液化的危害主要来自震陷，特别是不均匀震陷。震陷量主要决定于土层的液化程度和上部结构的荷载。由于液化指数不能反映上部结构的荷载影响，因此有趋势直接采用震陷量来评价液化的危害程度。例如，对 4 层以下的民用建筑，当精细计算的平均震陷值  $S_E < 5\text{cm}$  时，可不采取抗液化措施，当  $S_E = 5\text{cm} \sim 15\text{cm}$  时，可优先考虑采取结构和基础的构造措施，当  $S_E > 15\text{cm}$  时需要进行地基处理，基本消除液化震陷；在同样震陷量下，乙类建筑应该采取较丙类建筑更高的抗液化措施。

依据实测震陷、振动台试验以及有限元法对一系列典型液化地基计算得出的震陷变化规律，发现震陷量取决于液化土的密度（或承载力）、基底压力、基底宽度、液化层底面和顶面的位置和地震震级等因素，曾提出估计砂土与粉土液化平均震陷量的经验方法如下：

$$\text{砂土} \quad S_E = \frac{0.44}{B} \xi S_0 (d_1^2 - d_2^2) (0.01p)^{0.6} \left( \frac{1 - D_r}{0.5} \right)^{1.5} \quad (3)$$

$$\text{粉土} \quad S_E = \frac{0.44}{B} \xi k S_0 (d_1^2 - d_2^2) (0.01p)^{0.6} \quad (4)$$

式中： $S_E$ ——液化震陷量平均值；液化层为多层时，先按各层次分别计算后再相加；

$B$ ——基础宽度（m）；对住房等密集型基础取建筑平面宽度；当  $B \leq 0.44d_1$  时，取  $B = 0.44d_1$ ；

$S_0$ ——经验系数，对第一组，7、8、9 度分别取 0.05、0.15 及 0.3；

$d_1$ ——由地面算起的液化深度（m）；

$d_2$ ——由地面算起的上覆非液化土层深度（m）；液化层为持力层取  $d_2 = 0$ ；

$p$ ——宽度为  $B$  的基础底面地震作用效应标准组合的压力（kPa）；

$D_r$ ——砂土相对密实度（%），可依据标贯锤击数  $N$  取

$$D_r = \left( \frac{N}{0.23\sigma'_v + 16} \right)^{0.5} ;$$

$k$ ——与粉土承载力有关的经验系数，当承载力特征值不大于 80kPa 时，取 0.30，当不小于 300kPa 时取 0.08，其余可内插取值；

$\xi$ ——修正系数，直接位于基础下的非液化厚度满足本规范第 4.3.3 条第 3 款对上覆非液化土层厚度  $d_0$  的要求， $\xi = 0$ ；无非液化层， $\xi = 1$ ；中间情况内插确定。

采用以上经验方法计算得到的震陷值，与日本的实测震陷基本符合；但与国内资料的符合程度较差，主要的原因可能是：国内资料中实测震陷值常常是相对值，如相对于车间某个柱子或相对于室外地面的震陷；地质剖面则往往是附近的，而不是针对所考察的基础的；有的震陷值（如天津上古林的场地）含有震前沉降及软土震陷；不明确沉降值是最大沉降或平均沉降。

鉴于震陷量的评价方法目前还不够成熟，因此本条只是给出了必要时可以根据液化震陷量的评价结果适当调整抗液化措施的原则规定。

**4.3.7~4.3.9** 在这几条中规定了消除液化震陷和减轻液化影响的具体措施，这些措施都是在震害调查和分析判断的基础上提出来的。

采用振冲加固或挤密碎石桩加固后构成了复合地基。此时，如桩间土的实测标贯值仍低于本规范 4.3.4 条规定的临界值，不能简单判为液化。许多文献或工程实践均已指出振冲桩或挤密碎石桩有挤密、排水和增大桩身刚度等多重作用，而实测的桩间土标贯值不能反映排水的作用。因此，89 规范要求加固后的桩间土的标贯值应大于临界标贯值是偏保守的。

新的研究成果与工程实践中，已提出了一些考虑桩身强度与排水效应的方法，以及根据桩的面积置换率和桩土应力比适当降低复合地基桩间土液化判别的临界标贯值的经验方法，2001 规范将“桩间土的实测标贯值不应小于临界标贯锤击数”的要求，改为“不宜”。本次修订继续保持。

注意到历次地震的震害经验表明，筏基、箱基等整体性好的基础对抗液化十分有利。例如 1975 年海城地震中，营口市营口饭店直接坐落在 4.2m 厚的液化土层上，震后仅沉降缝（筏基与裙房间）有错位；1976 年唐山地震中，天津医院 12.8m 宽的筏基下有 2.3m 的液化粉土，液化层距基底 3.5m，未做抗液化处理，震后室外有喷水冒砂，但房屋基本不受影响。1995 年日本神户地震中也有许多类似的实例。实验和理论分析结果也表明，液化往往最先发生在房屋基础下外侧的地方，基础中部以下是最不容易液化的。因此对大面积箱形基础中部区域的抗液化措施可以适当放宽要求。

**4.3.10** 本条规定了有可能发生侧扩或流动时滑动土体的最危险范围并要求采取土体抗滑和结构抗裂措施。

1 液化侧扩地段的宽度来自 1975 年海城地震、1976 年唐山地震及 1995 年日本阪神地震对液化侧扩区的大量调查。根据对阪神地震的调查，在距水线 50m 范围内，水平位移及竖向位移均很大；在 50m~150m 范围内，水平地面位移仍较显著；大

于 150m 以后水平位移趋于减小,基本不构成震害。上述调查结果与我国海城、唐山地震后的调查结果基本一致:海河故道、滦运河、新滦河、陡河岸波滑坍范围约距水线 100m~150m,辽河、黄河等则可达 500m。

2 侧向流动土体对结构的侧向推力,根据阪神地震后对受害结构的反算结果得到的:1)非液化上覆土层施加于结构的侧压相当于被动土压力,破坏土楔的运动方向是土楔向上滑而楔后土体向下,与被动土压发生时的运动方向一致;2)液化层中的侧压相当于竖向总压的  $1/3$ ;3)桩基承受侧压的面积相当于垂直于流动方向桩排的宽度。

3 减小地裂对结构影响的措施包括:1)将建筑的主轴沿平行河流放置;2)使建筑的长高比小于 3;3)采用筏基或箱基,基础板内应根据需要加配抗拉裂钢筋,筏基内的抗弯钢筋可兼作抗拉裂钢筋,抗拉裂钢筋可由中部向基础边缘逐段减少。当土体产生引张裂缝并流向河心或海岸线时,基础底面的极限摩阻力形成对基础的撕拉力,理论上,其最大值等于建筑物重力荷载之半乘以土与基础间的摩擦系数,实际上常因基础底面与土有部分脱离接触而减少。

**4.3.11、4.3.12** 从 1976 年唐山地震、1999 年我国台湾和土耳其地震中的破坏实例分析,软土震陷确是造成震害的重要原因,实有明确判别标准和抗御措施之必要。

我国《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的 1993 年版根据唐山地震经验,规定 7 度区不考虑软土震陷;8 度区  $f_{ak}$  大于 100kPa,9 度区  $f_{ak}$  大于 120kPa 的土亦可不考虑。但上述规定有以下不足:

(1) 缺少系统的震陷试验研究资料。

(2) 震陷实录局限于津塘 8、9 度地区,7 度区是未知的空白;不少 7 度区的软土比津塘地区(唐山地震时为 8、9 度区)要差,津塘地区的多层建筑在 8、9 度地震时产生了 15cm~30cm 的震陷,比它们差的土在 7 度时是否会产生大于 5cm 的

震陷？初步认为对 7 度区  $f_k < 70\text{kPa}$  的软土还是应该考虑震陷的可能性并宜采用室内动三轴试验和 H. B. Seed 简化方法加以判定。

(3) 对 8、9 度规定的  $f_{ak}$  值偏于保守。根据天津实际震陷资料并考虑地震的偶发性及所需的设防费用，暂时规定软土震陷量小于 5cm 者可不采取措施，则 8 度区  $f_{ak} > 90\text{kPa}$  及 9 度区  $f_{ak} > 100\text{kPa}$  的软土均可不考虑震陷的影响。

对少黏性土的液化判别，我国学者最早给出了判别方法。1980 年汪闻韶院士提出根据液限、塑限判别少黏性土的地震液化，此方法在国内已获得普遍认可，在国际上也有一定影响。我国水利和电力部门的地质勘察规范已将此写入条文。虽然近几年国外学者 [Bray et al. (2004)、Seed et al. (2003)、Martin et al. (2000) 等] 对此判别方法进行了改进，但基本思路和框架没变。本次修订，借鉴和考虑了国内外学者对该判别法的修改意见，及《水利水电工程地质勘察规范》GB 50478 和《水工建筑物抗震设计规范》DL 5073 的有关规定，增加了软弱粉质土震陷的判别法。

对自重湿陷性黄土或黄土状土，研究表明具有震陷性。若孔隙比大于 0.8，当含水量在缩限（指固体与半固体的界限）与 25% 之间时，应该根据需要评估其震陷量。对含水量在 25% 以上的黄土或黄土状土的震陷量可按一般软土评估。关于软土及黄土的可能震陷目前已有了一些研究成果可以参考。例如，当建筑基础底面以下非软土层厚度符合表 5 中的要求时，可不采取消除软土地基的震陷影响措施。

表 5 基础底面以下非软土层厚度

| 烈 度 | 基础底面以下非软土层厚度 (m)       |
|-----|------------------------|
| 7   | $\geq 0.5b$ 且 $\geq 3$ |
| 8   | $\geq b$ 且 $\geq 5$    |
| 9   | $\geq 1.5b$ 且 $\geq 8$ |

注：b 为基础底面宽度 (m)。

## 4.4 桩 基

**4.4.1** 根据桩基抗震性能一般比同类结构的天然地基要好的宏观经验, 继续保留 89 规范关于桩基不验算范围的规定。

本次修订, 进一步明确了本条的适用范围。限制使用黏土砖以来, 有些地区改为多层的混凝土抗震墙房屋, 当其基础荷载与一般民用框架相当时, 也可不进行桩基的抗震承载力验算。

**4.4.2** 桩基抗震验算方法已与《构筑物抗震设计规范》GB 50191 和《建筑桩基技术规范》JGJ 94 等协调。

关于地下室外墙侧的被动土压与桩共同承担地震水平力问题, 大致有以下做法: 假定由桩承担全部地震水平力; 假定由地下室外的土承担全部水平力; 由桩、土分担水平力 (或由经验公式求出分担比, 或用  $m$  法求土抗力或由有限元法计算)。目前看来, 桩完全不承担地震水平力的假定偏于不安全, 因为从日本的资料来看, 桩基的震害是相当多的, 因此这种做法不宜采用; 由桩承受全部地震力的假定又过于保守。日本 1984 年发布的“建筑基础抗震设计规程”提出下列估算桩所承担的地震剪力的公式:

$$V = 0.2V_0 \sqrt{H} / \sqrt[4]{d_f}$$

上述公式主要根据是对地上 (3~10) 层、地下 (1~4) 层、平面 14m×14m 的塔楼所作的一系列试算结果。在这些计算中假定抗地震水平的因素有桩、前方的被动土抗力, 侧面土的摩擦力三部分。土性质为标贯值  $N = 10 \sim 20$ ,  $q$  (单轴压强) 为  $0.5\text{kg/cm}^2 \sim 1.0\text{kg/cm}^2$  (黏土)。土的摩擦抗力与水平位移成以下弹塑性关系: 位移  $\leq 1\text{cm}$  时抗力呈线性变化, 当位移  $> 1\text{cm}$  时抗力保持不变。被动土抗力最大值取朗肯被动土压, 达到最大值之前土抗力与水平位移呈线性关系。由于背景材料只包括高度 45m 以下的建筑, 对 45m 以上的建筑没有相应的计算资料。但从计算结果的发展趋势推断, 对更高的建筑其值估计不超过 0.9, 因而桩负担的地震力宜在  $(0.3 \sim 0.9) V_0$  之间取值。

关于不计桩基承台底面与土的摩阻力为抗地震水平力的组成部分问题：主要是因为这部分摩阻力不可靠：软弱黏性土有震陷问题，一般黏性土也可能因桩身摩擦力产生的桩间土在附加应力下的压缩使土与承台脱空；欠固结土有固结下沉问题；非液化的砂砾则有震密问题等。实践中不乏有静载下桩台与土脱空的报导，地震情况下震后桩台与土脱空的报导也屡见不鲜。此外，计算摩阻力亦很困难，因为解答此问题须明确桩基在竖向荷载作用下的桩、土荷载分担比。出于上述考虑，为安全计，本条规定不应考虑承台与土的摩擦阻抗。

对于疏桩基础，如果桩的设计承载力按桩极限荷载取用则可以考虑承台与土间的摩阻力。因为此时承台与土不会脱空，且桩、土的竖向荷载分担比也比较明确。

**4.4.3** 本条中规定的液化土中桩的抗震验算原则和方法主要考虑了以下情况：

1 不计承台旁的土抗力或地坪的分担作用是出于安全考虑，拟将此作为安全储备，主要是目前对液化土中桩的地震作用与土中液化进程的关系尚未弄清。

2 根据地震反应分析与振动台试验，地面加速度最大时刻出现在液化土的孔压比为小于1（常为0.5~0.6）时，此时土尚未充分液化，只是刚度比未液化时下降很多，因之对液化土的刚度作折减。折减系数的取值与构筑物抗震设计规范基本一致。

3 液化土中孔隙水压力的消散往往需要较长的时间。地震时土中孔压不会排泄消散，往往于震后才出现喷砂冒水，这一过程通常持续几小时甚至一两天，其间常有沿桩与基础四周排水现象，这说明此时桩身摩阻力已大减，从而出现竖向承载力不足和缓慢的沉降，因此应按静力荷载组合校核桩身的强度与承载力。

式（4.4.3）主要根据由工程实践中总结出来的打桩前后土性变化规律，并已在许多工程实例中得到验证。

**4.4.5** 本条在保证桩基安全方面是相当关键的。桩基理论分析已经证明，地震作用下的桩基在软、硬土层交界面处最易受到

剪、弯损害。日本 1995 年阪神地震后对许多桩基的实际考查也证实了这一点，但在采用  $m$  法的桩身内力计算方法中却无法反映，目前除考虑桩土相互作用的地震反应分析可以较好地反映桩身受力情况外，还没有简便实用的计算方法保证桩在地震作用下的安全，因此必须采取有效的构造措施。本条的要点在于保证软土或液化土层附近桩身的抗弯和抗剪能力。

## 5 地震作用和结构抗震验算

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 抗震设计时，结构所承受的“地震力”实际上是由于地震地面运动引起的动态作用，包括地震加速度、速度和动位移的作用，按照国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 的规定，属于间接作用，不可称为“荷载”，应称“地震作用”。

结构应考虑的地震作用方向有以下规定：

1 某一方向水平地震作用主要由该方向抗侧力构件承担，如该构件带有翼缘、翼墙等，尚应包括翼缘、翼墙的抗侧力作用。

2 考虑到地震可能来自任意方向，为此要求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  $15^\circ$  时，应考虑斜向地震作用。

3 不对称不均匀的结构是“不规则结构”的一种，同一建筑单元同一平面内质量、刚度分布不对称，或虽在本层平面内对称，但沿高度分布不对称的结构。需考虑扭转影响的结构，具有明显的不规则性。扭转计算应同时“考虑双向水平地震作用下的扭转影响”。

4 研究表明，对于较高的高层建筑，其竖向地震作用产生的轴力在结构上部是不可忽略的，故要求 9 度区高层建筑需考虑竖向地震作用。

5 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，9 度和 9 度以上时，跨度大于 18m 的屋架、1.5m 以上的悬挑阳台和走廊等震害严重甚至倒塌；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。

**5.1.2** 不同的结构采用不同的分析方法在各国抗震规范中均有体现，底部剪力法和振型分解反应谱法仍是基本方法，时程分析法作为补充计算方法，对特别不规则（参照本规范表 3.4.3 的规定）、特别重要的和较高的高层建筑才要求采用。所谓“补充”，主要指对计算结果的底部剪力、楼层剪力和层间位移进行比较，当时程分析法大于振型分解反应谱法时，相关部位的构件内力和配筋作相应的调整。

进行时程分析时，鉴于不同地震波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，若选用不少于二组实际记录和一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波，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，多组时程波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%，每条地震波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，每条地震波输入计算不大于 135%，平均不大于 120%。

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规范表 5.1.2-2 中所列地震加速度最大值采用，即以地震影响系数最大值除以放大系数（约 2.25）得到。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）地震波输入时，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；不论是实际的强震记录还是人工模拟波形，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。

抗震性能设计所需要对应于设防地震（中震）的加速度最大峰值，即本规范表 3.2.2 的设计基本地震加速度值，对应的地震影响系数最大值，见本规范 3.10 节。

本次修订，增加了平面投影尺度很大的大跨空间结构地震作用的下列计算要求：

1 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。

## 2 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。

3 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的设计反应谱或加速度时程进行计算，估计可能造成的地震效应。对于6度和7度Ⅰ、Ⅱ类场地上的大跨空间结构，多点输入下的地震效应不太明显，可以采用简化计算方法；乘以附加地震作用效应系数，跨度越大、场地条件越差，附加地震作用系数越大；对于7度Ⅲ、Ⅳ场地和8、9度区，多点输入下的地震效应比较明显，应考虑行波和局部场地效应对输入加速度时程进行修正，采用结构时程分析方法进行多点输入下的抗震验算。

多向多点输入，即同时考虑多向和多点输入进行计算。

#### 4 关于行波效应

研究证明，地震传播过程的行波效应、相干效应和局部场地效应对于大跨空间结构的地震效应有不同程度的影响，其中，以行波效应和场地效应的影响较为显著，一般情况下，可不考虑相干效应。对于周边支承空间结构，行波效应影响表现在对大跨屋盖系统和下部支承结构；对于两线边支承空间结构，行波效应通过支座影响到上部结构。

行波效应将使不同点支承结构或支座处的加速度峰值不同，相位也不同，从而使不同点的设计反应谱或加速度时程不同，计算分析应考虑这些差异。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。行波效应与潜在震源、传播路径、场地的地震地质特性有关，当需要进行多点输入计算分析时，应对此作专门研究。

#### 5 关于局部场地效应

当独立基础或支承结构下卧土层剖面地质条件相差较大时，

可采用一维或二维模型计算求得基础底部的土层地震反应谱或加速度时程、或按土层等效剪切波速对基岩地震反应谱或加速度时程进行修正后，作为多点输入的地震反应谱或加速度时程。当下卧土层剖面地质条件比较均匀时，可不考虑局部场地效应，不需要对地震反应谱或加速度时程进行修正。

**5.1.3** 按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则规定，地震发生时恒荷载与其他重力荷载可能的遇合结果总称为“抗震设计的重力荷载代表值  $G_E$ ”，即永久荷载标准值与有关可变荷载组合值之和。组合值系数基本上沿用 78 规范的取值，考虑到藏书库等活荷载在地震时遇合的概率较大，故按等效楼面均布荷载计算活荷载时，其组合值系数为 0.8。

表中硬钩吊车的组合值系数，只适用于一般情况，吊重较大时需按实际情况取值。

**5.1.4** 本次修订，表 5.1.4-1 增加 6 度区罕遇地震的水平地震影响系数最大值。与第 4 章场地类别相对应，表 5.1.4-2 增加 I<sub>0</sub> 类场地的特征周期。

**5.1.5** 弹性反应谱理论仍是现阶段抗震设计的最基本理论，规范所采用的设计反应谱以地震影响系数曲线的形式给出。

本规范的地震影响系数的特点是：

1 同样烈度、同样场地条件的反应谱形状，随着震源机制、震级大小、震中距远近等的变化，有较大的差别，影响因素很多。在继续保留烈度概念的基础上，用设计地震分组的特征周期  $T_g$  予以反映。其中，I、II、III 类场地的特征周期值，2001 规范较 89 规范的取值增大了 0.05s；本次修订，计算罕遇地震作用时，特征周期  $T_g$  值又增大 0.05s。这些改进，适当提高了结构的抗震安全性，也比较符合近年来得到的大量地震加速度资料的统计结果。

2 在  $T \leq 0.1s$  的范围内，各类场地的地震影响系数一律采用同样的斜线，使之符合  $T=0$  时（刚体）动力不放大的规律；在  $T \geq T_g$  时，设计反应谱在理论上存在二个下降段，即速度控

制段和位移控制段，在加速度反应谱中，前者衰减指数为 1，后者衰减指数为 2。设计反应谱是用来预估建筑结构在其设计基准期内可能经受的地震作用，通常根据大量实际地震记录的反应谱进行统计并结合工程经验判断加以规定。为保持规范的延续性，地震影响系数在  $T \leq 5T_g$  范围内与 2001 规范维持一致，各曲线的衰减指数为非整数；在  $T > 5T_g$  的范围为倾斜下降段，不同场地类别的最小值不同，较符合实际反应谱的统计规律。对于周期大于 6s 的结构，地震影响系数仍专门研究。

3 按二阶段设计要求，在截面承载力验算时的设计地震作用，取众值烈度下结构按完全弹性分析的数值，据此调整了本规范相应的地震影响系数最大值，其取值继续与按 78 规范各结构影响系数  $C$  折减的平均值大致相当。在罕遇地震的变形验算时，按超越概率 2%~3% 提供了对应的地震影响系数最大值。

4 考虑到不同结构类型建筑的抗震设计需要，提供了不同阻尼比（0.02~0.30）地震影响系数曲线相对于标准的地震影响系数（阻尼比为 0.05）的修正方法。根据实际强震记录的统计分析结果，这种修正可分二段进行：在反应谱平台段（ $\alpha = \alpha_{\max}$ ），修正幅度最大；在反应谱上升段（ $T < T_g$ ）和下降段（ $T > T_g$ ），修正幅度变小；在曲线两端（0s 和 6s），不同阻尼比下的  $\alpha$  系数趋向接近。

本次修订，保持 2001 规范地震影响系数曲线的计算表达式不变，只对其参数进行调整，达到以下效果：

1 阻尼比为 5% 的地震影响系数与 2001 规范相同，维持不变。

2 基本解决了 2001 规范在长周期段，不同阻尼比地震影响系数曲线交叉、大阻尼曲线值高于小阻尼曲线值的不合理现象。I、II、III 类场地的地震影响系数曲线在周期接近 6s 时，基本交汇在一点上，符合理论和统计规律。

3 降低了小阻尼（2%~3.5%）的地震影响系数值，最大降低幅度达 18%。略微提高了阻尼比 6%~10% 的地震影响系数

值，长周期部分最大增幅约 5%。

4 适当降低了大阻尼（20%~30%）的地震影响系数值，在  $5T_g$  周期以内，基本不变，长周期部分最大降幅约 10%，有利于消能减震技术的推广应用。

对应于不同特征周期  $T_g$  的地震影响系数曲线如图 9 所示：

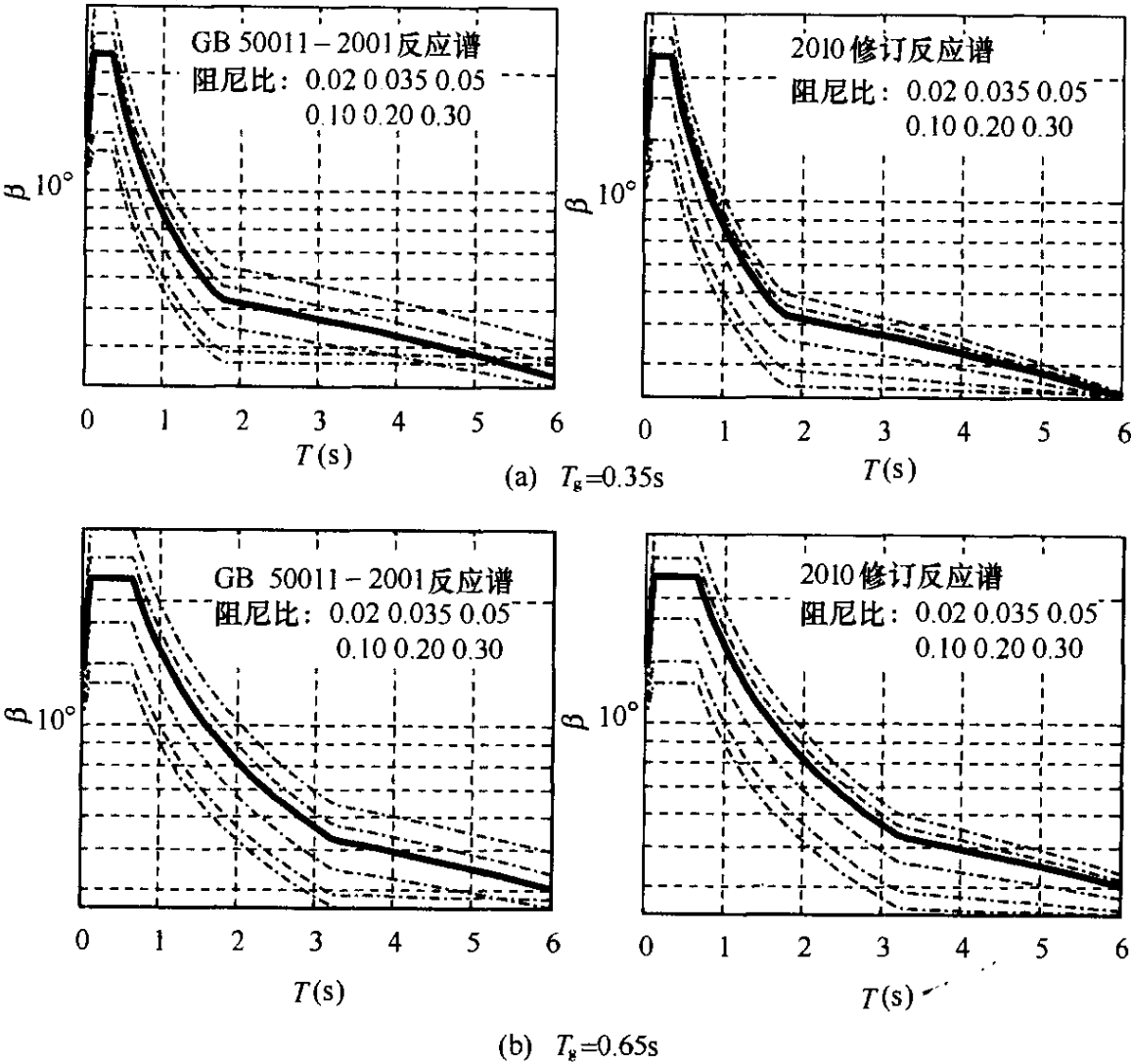


图 9 调整后不同特征周期  $T_g$  的地震影响系数曲线

5.1.6 在强烈地震下，结构和构件并不存在最大承载力极限状态的可靠度。从根本上说，抗震验算应该是弹塑性变形能力极限状态的验算。研究表明，地震作用下结构和构件的变形和其最大承载能力有密切的联系，但因结构的不同而异。本条继续保持 89 规范和 2001 规范关于不同的结构应采取不同验算方法的规定。

1 当地震作用在结构设计中基本上不起控制作用时,例如 6 度区的大多数建筑,以及被地震经验所证明者,可不作抗震验算,只需满足有关抗震构造要求。但“较高的高层建筑(以后各章同)”,诸如高于 40m 的钢筋混凝土框架、高于 60m 的其他钢筋混凝土民用房屋和类似的工业厂房,以及高层钢结构房屋,其基本周期可能大于Ⅳ类场地的特征周期  $T_g$ ,则 6 度的地震作用值可能相当于同一建筑在 7 度Ⅱ类场地的取值,此时仍须进行抗震验算。本次修订增加了 6 度设防的不规则建筑应进行抗震验算的要求。

2 对于大部分结构,包括 6 度设防的上述较高的高层建筑和不规则建筑,可以将设防地震下的变形验算,转换为以多遇地震下按弹性分析获得的地震作用效应(内力)作为额定统计指标,进行承载力极限状态的验算,即只需满足第一阶段的设计要求,就可具有比 78 规范适当提高的抗震承载力的可靠度,保持了规范的延续性。

3 我国历次大地震的经验表明,发生高于基本烈度的地震是可能的,设计时考虑“大震不倒”是必要的,规范要求对薄弱层进行罕遇地震下变形验算,即满足第二阶段设计的要求。89 规范仅对框架、填充墙框架、高大单层厂房等(这些结构,由于存在明显的薄弱层,在唐山地震中倒塌较多)及特殊要求的建筑做了要求,2001 规范对其他结构,如各类钢筋混凝土结构、钢结构、采用隔震和消能减震技术的结构,也需要进行第二阶段设计。

## 5.2 水平地震作用计算

5.2.1 底部剪力法视多质点体系为等效单质点系。根据大量的计算分析,本条继续保持 89 规范的如下规定:

1 引入等效质量系数 0.85,它反映了多质点系底部剪力值与对应单质点系(质量等于多质点系总质量,周期等于多质点系基本周期)剪力值的差异。

2 地震作用沿高度倒三角形分布,在周期较长时顶部误差可达 25%,故引入依赖于结构周期和场地类别的顶点附加集中地震力予以调整。单层厂房沿高度分布在 9 章中已另有规定,故本条不重复调整(取  $\delta_n=0$ )。

5.2.2 对于振型分解法,由于时程分析法亦可利用振型分解法进行计算,故加上“反应谱”以示区别。为使高柔建筑的分析精度有所改进,其组合的振型个数适当增加。振型个数一般可以取振型参与质量达到总质量 90%所需的振型数。

随机振动理论分析表明,当结构体系的振型密集、两个振型的周期接近时,振型之间的耦联明显。在阻尼比均为 5%的情况下,由本规范式 (5.2.3-6) 可以得出(如图 10 所示):当相邻振型的周期比为 0.85 时,耦联系数大约为 0.27,采用平方和开方 SRSS 方法进行振型组合的误差不大;而当周期比为 0.90 时,耦联系数增大一倍,约为 0.50,两个振型之间的互相影响不可忽略。这时,计算地震作用效应不能采用 SRSS 组合方法,而应采用完全方根组合 CQC 方法,如本规范式 (5.2.3-5) 和式 (5.2.3-6) 所示。

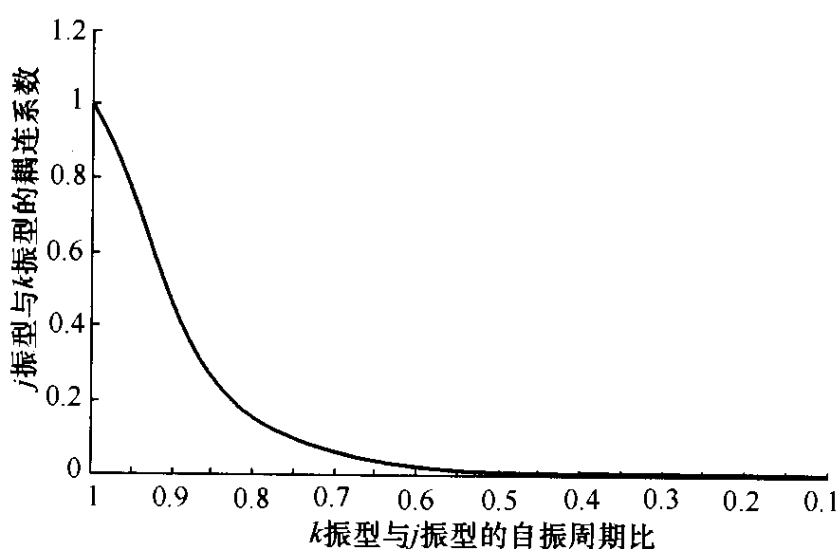


图 10 不同振型周期比对应的耦联系数

5.2.3 地震扭转效应是一个极其复杂的问题,一般情况,宜采用较规则的结构体型,以避免扭转效应。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。因此,89规范规定,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,按多维振型分解法计算,其振型效应彼此耦连,用完全二次型方根法组合,可以由计算机运算。

89规范修订过程中,提出了许多简化计算方法,例如,扭转效应系数法,表示扭转时某榀抗侧力构件按平动分析的层剪力效应的增大,物理概念明确,而数值依赖于各类结构大量算例的统计。对低于40m的框架结构,当各层的质心和“计算刚心”接近于两串轴线时,根据上千个算例的分析,若偏心参数 $\epsilon$ 满足 $0.1 < \epsilon < 0.3$ ,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), $K_x$ 、 $K_\varphi$ 分别为 $i$ 层平动刚度和绕质心的扭刚度。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,故规范要求确有依据时才可用来近似估计。

本次修订,保持了2001规范的如下改进:

1 即使对于平面规则的建筑结构,国外的多数抗震设计规范也考虑由于施工、使用等原因所产生的偶然偏心引起的地震扭转效应及地震地面运动扭转分量的影响。故要求规则结构不考虑扭转耦联计算时,应采用增大边榀构件地震内力的简化处理方法。

2 增加考虑双向水平地震作用下的地震效应组合。根据强震观测记录的统计分析,二个水平方向地震加速度的最大值不相等,二者之比约为1:0.85;而且两个方向的最大值不一定发生在同一时刻,因此采用平方和开方计算二个方向地震作用效应的组合。条文中的地震作用效应,系指两个正交方向地震作用在每个构件的同一局部坐标方向的地震作用效应,如 $x$ 方向地震作用下在局部坐标 $x_i$ 向的弯矩 $M_{xx}$ 和 $y$ 方向地震作用下在局部坐标 $x_i$ 方向的弯矩 $M_{xy}$ ;按不利情况考虑时,则取上述组合的最大弯

矩与对应的剪力，或上述组合的最大剪力与对应的弯矩，或上述组合的最大轴力与对应的弯矩等等。

3 扭转刚度较小的结构，例如某些核心筒-外稀柱框架结构或类似的结构，第一振型周期为  $T_\theta$ ，或满足  $T_\theta > 0.75T_{x1}$ ，或  $T_\theta > 0.75T_{y1}$ ，对较高的高层建筑， $0.75T_\theta > T_{x2}$ ，或  $0.75T_\theta > T_{y2}$ ，均需考虑地震扭转效应。但如果考虑扭转影响的地震作用效应小于考虑偶然偏心引起的地震效应时，应取后者以策安全。但现阶段，偶然偏心与扭转二者不需要同时参与计算。

4 增加了不同阻尼比时耦联系数的计算方法，以供高层钢结构等使用。

5.2.4 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，用振型分解法等计算。

5.2.5 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，由此计算所得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作出估计。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。例如，当结构底部的总地震剪力略小于本条规定而中、上部楼层均满足最小值时，可采用下列方法调整：若结构基本周期位于设计反应谱的加速度控制段时，则各楼层均需乘以同样大小的增大系数；若结构基本周期位于反应谱的位移控制段时，则各楼层  $i$  均需按底部的剪力系数的差值  $\Delta\lambda_0$  增加该层的地震剪力—— $\Delta F_{Eki} = \Delta\lambda_0 G_{Ei}$ ；若结构基本周期位于反应谱的速度控制段时，则增加值应大于  $\Delta\lambda_0 G_{Ei}$ ，顶部增加值可取动位移作用和加速度作用二

者的平均值，中间各层的增加值可近似按线性分布。

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  $0.2\alpha_{\max}$ ，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 3.4.4 条的规定，再乘以不小于 1.15 的系数。

本次修订增加了 6 度区楼层最小地震剪力系数值。

**5.2.7** 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。研究表明，水平地震作用的折减系数主要与场地条件、结构自振周期、上部结构和地基的阻尼特性等因素有关，柔性地基上的建筑结构的折减系数随结构周期的增大而减小，结构越刚，水平地震作用的折减量越大。89 规范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。

研究表明,对于高宽比较大的高层建筑,考虑地基与结构动力相互作用后水平地震作用的折减系数并非各楼层均为同一常数,由于高振型的影响,结构上部几层的水平地震作用一般不宜折减。大量计算分析表明,折减系数沿楼层高度的变化较符合抛物线型分布,2001 规范提供了建筑顶部和底部的折减系数的计算公式。对于中间楼层,为了简化,采用按高度线性插值方法计算折减系数。本次修订保留了这一规定。

### 5.3 竖向地震作用计算

**5.3.1** 高层建筑的竖向地震作用计算,是 89 规范增加的规定。输入竖向地震加速度波的时程反应分析发现,高层建筑由竖向地震引起的轴向力在结构的上部明显大于底部,是不可忽视的。作为简化方法,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,2001 规范要求高层建筑楼层的竖向地震作用效应应乘以增大系数 1.5,使结构总竖向地震作用标准值,8、9 度分别略大于重力荷载代表值的 10%和 20%。

隔震设计时,由于隔震垫不仅不隔离竖向地震作用反而有所放大,与隔震后结构的水平地震作用相比,竖向地震作用往往不可忽视,计算方法在本规范 12 章具体规定。

**5.3.2** 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值,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。

**5.3.3** 对长悬臂等大跨度结构的竖向地震作用计算,本次修订未修改,仍采用 78 规范的静力法。

**5.3.4** 空间结构的竖向地震作用,除了第 5.3.2、第 5.3.3 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。对于竖向反应谱,各国学者有一些研究,但研究成果纳入规范的不多。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。

## 5.4 截面抗震验算

本节基本同 89 规范,仅按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 (以下简称《统一标准》)的修订,对符号表达做了修改,并修改了钢结构的  $\gamma_{RE}$ 。

**5.4.1** 在设防烈度的地震作用下,结构构件承载力按《统一标准》计算的可靠指标  $\beta$  是负值,难于按《统一标准》的要求进行设计表达式的分析。因此,89 规范以来,在第一阶段的抗震设计时取相当于众值烈度下的弹性地震作用作为额定设计指标,使此时的设计表达式可按《统一标准》的要求导出。

### 1 地震作用分项系数的确定

在众值烈度下的地震作用,应视为可变作用而不是偶然作用。这样,根据《统一标准》中确定直接作用(荷载)分项系数的方法,通过综合比较,本规范对水平地震作用,确定  $\gamma_{Eh} = 1.3$ ,至于竖向地震作用分项系数,则参照水平地震作用,也取  $\gamma_{Ev} = 1.3$ 。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  $\gamma_{Eh} = 1.3$ ,  $\gamma_{Ev} = 0.4 \times 1.3 \approx 0.5$ 。

此次修订,考虑大跨、大悬臂结构的竖向地震作用效应比较显著,表 5.4.1 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《统一标准》的规定,当重力荷载对结构构件承载力有利时,取 $\gamma_G=1.0$ 。

## 2 抗震验算中作用组合值系数的确定

本规范在计算地震作用时,已经考虑了地震作用与各种重力荷载(恒荷载与活荷载、雪荷载等)的组合问题,在本规范5.1.3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,本规范继续沿用78规范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《统一标准》的方法,将78规范的取值予以转换得到。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

规范的作用效应组合是建立在弹性分析叠加原理基础上的,考虑到抗震计算模型的简化和塑性内力分布与弹性内力分布的差异等因素,本条中还规定,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 $\eta$ ,如突出屋面小建筑、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。

## 4 关于重要性系数

根据地震作用的特点、抗震设计的现状,以及抗震设防分类与《统一标准》中安全等级的差异,重要性系数对抗震设计的实际意义不大,本规范对建筑重要性的处理仍采用抗震措施的改变来实现,不考虑此项系数。

**5.4.2** 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。按照《统一标准》的原则,89规范与78规范在众值烈度下有基本相同的可靠指标,研究发现,78规范钢结构构件的可靠

指标比混凝土结构构件明显偏低，故 89 规范予以适当提高，使之与砌体、混凝土构件有相近的可靠指标；而且随着非抗震设计材料指标的提高，2001 规范各类材料结构的抗震可靠性也略有提高。基于此前提，在确定地震作用分项系数取 1.3 的同时，则可得与抗力标准值  $R_k$  相应的最优抗力分项系数，并进一步转换为抗震的抗力函数（即抗震承载力设计值  $R_{de}$ ），使抗力分项系数取 1.0 或不出现。本规范砌体结构的截面抗震验算，就是这样处理的。

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  $\gamma_{RE}$ ，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 5.5 节要求的弹塑性变形验算。

本次修订，配合钢结构构件、连接的内力调整系数的变化，调整了其承载力抗震调整系数的取值。

**5.4.3** 本条在 2008 年局部修订时，提升为强制性条文。

## 5.5 抗震变形验算

**5.5.1** 根据本规范所提出的抗震设防三个水准的要求，采用二阶段设计方法来实现，即：在多遇地震作用下，建筑主体结构不受损坏，非结构构件（包括围护墙、隔墙、幕墙、内外装修等）没有过重破坏并导致人员伤亡，保证建筑的正常使用功能；在罕遇地震作用下，建筑主体结构遭受破坏或严重破坏但不倒塌。根据各国规范的规定、震害经验和实验研究结果及工程实例分析，采用层间位移角作为衡量结构变形能力从而判别是否满足建筑功能要求的指标是合理的。

对各类钢筋混凝土结构和钢结构要求进行多遇地震作用下的弹性变形验算，实现第一水准下的设防要求。弹性变形验算属于

正常使用极限状态的验算，各作用分项系数均取 1.0。钢筋混凝土结构构件的刚度，国外规范规定需考虑一定的非线性而取有效刚度，本规范规定与位移限值相配套，一般可取弹性刚度；当计算的变形较大时，宜适当考虑构件开裂时的刚度退化，如取  $0.85E_cI_0$ 。

第一阶段设计，变形验算以弹性层间位移角表示。不同结构类型给出弹性层间位移角限值范围，主要依据国内外大量的试验研究和有限元分析的结果，以钢筋混凝土构件（框架柱、抗震墙等）开裂时的层间位移角作为多遇地震下结构弹性层间位移角限值。

计算时，一般不扣除由于结构重力  $P-\Delta$  效应所产生的水平相对位移；高度超过 150m 或  $H/B > 6$  的高层建筑，可以扣除结构整体弯曲所产生的楼层水平绝对位移值，因为以弯曲变形为主的高层建筑结构，这部分位移在计算的层间位移中占有相当的比例，加以扣除比较合理。如未扣除，位移角限值可有所放宽。

框架结构试验结果表明，对于开裂层间位移角，不开洞填充墙框架为 1/2500，开洞填充墙框架为 1/926；有限元分析结果表明，不带填充墙时为 1/800，不开洞填充墙时为 1/2000。本规范不再区分有填充墙和无填充墙，均按 89 规范的 1/550 采用，并按构件截面弹性刚度计算。

对于框架-抗震墙结构的抗震墙，其开裂层间位移角：试验结果为 1/3300~1/1100，有限元分析结果为 1/4000~1/2500，取二者的平均值约为 1/3000~1/1600。2001 规范统计了我国当时建成的 124 幢钢筋混凝土框-墙、框-筒、抗震墙、筒结构高层建筑的结构抗震计算结果，在多遇地震作用下的最大弹性层间位移均小于 1/800，其中 85% 小于 1/1200。因此对框-墙、板柱-墙、框-筒结构的弹性位移角限值范围为 1/800；对抗震墙和筒中筒结构层间弹性位移角限值范围为 1/1000，与现行的混凝土高层规程相当；对框支层要求较框-墙结构加严，取 1/1000。

钢结构在弹性阶段的层间位移限值，日本建筑法施行令定为

层高的  $1/200$ 。参照美国加州规范 (1988) 对基本自振周期大于  $0.7s$  的结构的规定, 本规范取  $1/250$ 。

单层工业厂房的弹性层间位移角需根据吊车使用要求加以限制, 严于抗震要求, 因此不必再对地震作用下的弹性位移加以限制; 弹塑性层间位移的计算和限值在本规范第 5.5.4 和第 5.5.5 条有规定, 单层钢筋混凝土柱排架为  $1/30$ 。因此本条不再单列对于单层工业厂房的弹性位移限值。

多层工业厂房应区分结构材料 (钢和混凝土) 和结构类型 (框、排架), 分别采用相应的弹性及弹塑性层间位移角限值, 框排架结构中的排架柱的弹塑性层间位移角限值, 在本规范附录 H 第 H.1 节中规定为  $1/30$ 。

**5.5.2** 震害经验表明, 如果建筑结构中存在薄弱层或薄弱部位, 在强烈地震作用下, 由于结构薄弱部位产生了弹塑性变形, 结构构件严重破坏甚至引起结构倒塌; 属于乙类建筑的生命线工程中的关键部位在强烈地震作用下一旦遭受破坏将带来严重后果, 或产生次生灾害或对救灾、恢复重建及生产、生活造成很大影响。除了 89 规范所规定的高大的单层工业厂房的横向排架、楼层屈服强度系数小于  $0.5$  的框架结构、底部框架砖房等之外, 板柱-抗震墙及结构体系不规则的某些高层建筑结构和乙类建筑也要求进行罕遇地震作用下的抗震变形验算。采用隔震和消能减震技术的建筑结构, 对隔震和消能减震部件应有位移限制要求, 在罕遇地震作用下隔震和消能减震部件应能起到降低地震效应和保护主体结构的作用, 因此要求进行抗震变形验算。

考虑到弹塑性变形计算的复杂性, 对不同的建筑结构提出不同的要求。随着弹塑性分析模型和软件的发展和改进, 本次修订进一步增加了弹塑性变形验算的范围。

**5.5.3** 对建筑结构在罕遇地震作用下薄弱层 (部位) 弹塑性变形计算, 12 层以下且层刚度无突变的框架结构及单层钢筋混凝土柱厂房可采用规范的简化方法计算; 较为精确的结构弹塑性分析方法, 可以是三维的静力弹塑性 (如 push-over 方法) 或弹塑

性时程分析方法；有时尚可采用塑性内力重分布的分析方法等。

**5.5.4 钢筋混凝土框架结构及高大单层钢筋混凝土柱厂房等结构**，在大地震中往往受到严重破坏甚至倒塌。实际震害分析及实验研究表明，除了这些结构刚度相对较小而变形较大外，更主要的是存在承载力验算所没有发现的薄弱部位——其承载力本身虽满足设计地震作用下抗震承载力的要求，却比相邻部位要弱得多。对于单层厂房，这种破坏多发生在 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度区，破坏部位是上柱，因为上柱的承载力一般相对较小且其下端的支承条件不如下柱。对于底部框架-抗震墙结构，则底部和过渡层是明显的薄弱部位。

迄今，各国规范的变形估计公式有三种；一是按假想的完全弹性体计算；二是将额定的地震作用下的弹性变形乘以放大系数，即  $\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e$ ；三是按时程分析法等专门程序计算。其中采用第二种的最多，本条继续保持 89 规范所采用的方法。

**1** 根据数千个（1~15）层剪切型结构采用理想弹塑性恢复力模型进行弹塑性时程分析的计算结果，获得如下统计规律：

- 1) 多层结构存在“塑性变形集中”的薄弱层是一种普遍现象，其位置，对屈服强度系数  $\xi_y$  分布均匀的结构多在底层，分布不均匀结构则在  $\xi_y$  最小处和相对较小处，单层厂房往往在上柱。
- 2) 多层剪切型结构薄弱层的弹塑性变形与弹性变形之间有相对稳定的关系。

对于屈服强度系数  $\xi_y$  均匀的多层结构，其最大的层间弹塑性变形增大系数  $\eta_p$  可按层数和  $\xi_y$  的差异用表格形式给出；对于  $\xi_y$  不均匀的结构，其情况复杂，在弹性刚度沿高度变化较平缓时，可近似用均匀结构的  $\eta_p$  适当放大取值；对其他情况，一般需要用静力弹塑性分析、弹塑性时程分析法或内力重分布法等予以估计。

**2** 本规范的设计反应谱是在大量单质点系的弹性反应分析基础上统计得到的“平均值”，弹塑性变形增大系数也在统计平均意义下有一定的可靠性。当然，还应注意简化方法都有其适用

范围。

此外，如采用延性系数来表示多层结构的层间变形，可用  $\mu = \eta_p / \xi_y$  计算。

3 计算结构楼层或构件的屈服强度系数时，实际承载力应取截面的实际配筋和材料强度标准值计算，钢筋混凝土梁柱的正截面受弯实际承载力公式如下：

梁：
$$M_{byk}^a = f_{yk} A_{sb}^a (h_{b0} - a_s')$$

柱：轴向力满足  $N_G / (f_{ck} b_c h_c) \leq 0.5$  时，

$$M_{cyk}^a = f_{yk} A_{sc}^a (h_0 - a_s') + 0.5 N_G h_c (1 - N_G / f_{ck} b_c h_c)$$

式中， $N_G$  为对应于重力荷载代表值的柱轴压力（分项系数取 1.0）。

注：上角 a 表示“实际的”。

4 2001 规范修订过程中，对不超过 20 层的钢框架和框架-支撑结构的薄弱层层间弹塑性位移的简化计算公式开展了研究。利用 DRAIN-2D 程序对三跨的平面钢框架和中跨为交叉支撑的三跨钢结构进行了不同层数钢结构的弹塑性地震反应分析。主要计算参数如下：结构周期，框架取 0.1N（层数），支撑框架取 0.09N；恢复力模型，框架取屈服后刚度为弹性刚度 0.02 的不退化双线性模型，支撑框架的恢复力模型同时考虑了压屈后的强度退化和刚度退化；楼层屈服剪力，框架的一般层约为底层的 0.7，支撑框架的一般层约为底层的 0.9；底层的屈服强度系数为 0.7~0.3；在支撑框架中，支撑承担的地震剪力为总地震剪力的 75%，框架部分承担 25%；地震波取 80 条天然波。

根据计算结果的统计分析发现：①纯框架结构的弹塑性位移反应与弹性位移反应差不多，弹塑性位移增大系数接近 1；②随着屈服强度系数的减小，弹塑性位移增大系数增大；③楼层屈服强度系数较小时，由于支撑的屈曲失效效应，支撑框架的弹塑性位移增大系数大于框架结构。

以下是 15 层和 20 层钢结构的弹塑性增大系数的统计数值（平均值加一倍方差）：

| 屈服强度系数 | 15 层框架 | 20 层框架 | 15 层支撑框架 | 20 层支撑框架 |
|--------|--------|--------|----------|----------|
| 0.50   | 1.15   | 1.20   | 1.05     | 1.15     |
| 0.40   | 1.20   | 1.30   | 1.15     | 1.25     |
| 0.30   | 1.30   | 1.50   | 1.65     | 1.90     |

上述统计值与 89 规范对剪切型结构的统计值有一定的差异，可能与钢结构基本周期较长、弯曲变形所占比重较大，采用杆系模型时楼层屈服强度系数计算，以及钢结构恢复力模型的屈服后刚度取为初始刚度的 0.02 而不是理想弹塑性恢复力模型等有关。

**5.5.5** 在罕遇地震作用下，结构要进入弹塑性变形状态。根据震害经验、试验研究和计算分析结果，提出以构件（梁、柱、墙）和节点达到极限变形时的层间极限位移角作为罕遇地震作用下结构弹塑性层间位移角限值的依据。

国内外许多研究结果表明，不同结构类型的不同结构构件的弹塑性变形能力是不同的，钢筋混凝土结构的弹塑性变形主要由构件关键受力区的弯曲变形、剪切变形和节点区受拉钢筋的滑移变形等三部分非线性变形组成。影响结构层间极限位移角的因素很多，包括：梁柱的相对强弱关系，配箍率、轴压比、剪跨比、混凝土强度等级、配筋率等，其中轴压比和配箍率是最主要的因素。

钢筋混凝土框架结构的层间位移是楼层梁、柱、节点弹塑性变形的综合结果，美国对 36 个梁-柱组合试件试验结果表明，极限侧移角的分布为  $1/27 \sim 1/8$ ，我国学者对数十榀填充墙框架的试验结果表明，不开洞填充墙和开洞填充墙框架的极限侧移角平均分别为  $1/30$  和  $1/38$ 。本条规定框架和板柱-框架的位移角限值为  $1/50$  是留有安全储备的。

由于底部框架砌体房屋沿竖向存在刚度突变，因此对其混凝土框架部分适当从严；同时，考虑到底部框架一般均带一定数量的抗震墙，故类比框架-抗震墙结构，取位移角限值为  $1/100$ 。

钢筋混凝土结构在罕遇地震作用下，抗震墙要比框架柱先进

入弹塑性状态，而且最终破坏也相对集中在抗震墙单元。日本对 176 个带边框柱抗震墙的试验研究表明，抗震墙的极限位移角的分布为  $1/333 \sim 1/125$ ，国内对 11 个带边框低矮抗震墙试验所得到的极限位移角分布为  $1/192 \sim 1/112$ 。在上述试验研究结果的基础上，取  $1/120$  作为抗震墙和筒中筒结构的弹塑性层间位移角限值。考虑到框架-抗震墙结构、板柱-抗震墙和框架-核心筒结构中大部分水平地震作用由抗震墙承担，弹塑性层间位移角限值可比框架结构的框架柱严，但比抗震墙和筒中筒结构要松，故取  $1/100$ 。高层钢结构，美国 ATC3-06 规定，Ⅱ类危险性的建筑（容纳人数较多），层间最大位移角限值为  $1/67$ ；美国 AISC《房屋钢结构抗震规定》（1997）中规定，与小震相比，大震时的位移角放大系数，对双重抗侧力体系中的框架-中心支撑结构取 5，对框架-偏心支撑结构，取 4。如果弹性位移角限值为  $1/300$ ，则对应的弹塑性位移角限值分别大于  $1/60$  和  $1/75$ 。考虑到钢结构在构件稳定有保证时具有较好的延性，弹塑性层间位移角限值适当放宽至  $1/50$ 。

鉴于甲类建筑在抗震安全性上的特殊要求，其层间变位角限值应专门研究确定。

## 6 多层和高层钢筋混凝土房屋

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 本章适用于现浇钢筋混凝土多层和高层房屋，包括采用符合本章第 6.1.7 条要求的装配整体式楼屋盖的房屋。

对采用钢筋混凝土材料的高层建筑，从安全和经济诸方面综合考虑，其适用最大高度应有限制。当钢筋混凝土结构的房屋高度超过最大适用高度时，应通过专门研究，采取有效加强措施，如采用型钢混凝土构件、钢管混凝土构件等，并按建设部部长令的有关规定进行专项审查。

与 2001 规范相比，本章对适用最大高度的修改如下：

1 补充了 8 度 ( $0.3g$ ) 时的最大适用高度，按 8 度和 9 度之间内插且偏于 8 度。

2 框架结构的适用最大高度，除 6 度外有所降低。

3 板柱-抗震墙结构的适用最大高度，有所增加。

4 删除了在 IV 类场地适用的最大高度应适当降低的规定。

5 对于平面和竖向均不规则的结构，适用的最大高度适当降低的规范用词，由“应”改为“宜”，一般减少 10% 左右。对于部分框支结构，表 6.1.1 的适用高度已经考虑框支的不规则而比全落地抗震墙结构降低，故对于框支结构的“竖向和平面均不规则”，指框支层以上的结构同时存在竖向和平面不规则的情况。

还需说明：

仅有个别墙体不落地，例如不落地墙的截面面积不大于总截面面积的 10%，只要框支部分的设计合理且不致加大扭转不规则，仍可视为抗震墙结构，其适用最大高度仍可按全部落地的抗震墙结构确定。

框架-核心筒结构存在抗扭不利和加强层刚度突变问题，其

适用最大高度略低于筒中筒结构。框架-核心筒结构中，带有部分仅承受竖向荷载的无梁楼盖时，不作为表 6.1.1 的板柱-抗震墙结构对待。

**6.1.2** 钢筋混凝土房屋的抗震等级是重要的设计参数，89 规范就明确规定应根据设防类别、结构类型、烈度和房屋高度四个因素确定。抗震等级的划分，体现了对不同抗震设防类别、不同结构类型、不同烈度、同一烈度但不同高度的钢筋混凝土房屋结构延性要求的不同，以及同一种构件在不同结构类型中的延性要求的不同。

钢筋混凝土房屋结构应根据抗震等级采取相应的抗震措施。这里，抗震措施包括抗震计算时的内力调整措施和各种抗震构造措施。因此，乙类建筑应提高一度查表 6.1.2 确定其抗震等级。

本章条文中，“×级框架”包括框架结构、框架-抗震墙结构、框支层和框架-核心筒结构、板柱-抗震墙结构中的框架，“×级框架结构”仅指框架结构的框架，“×级抗震墙”包括抗震墙结构、框架-抗震墙结构、筒体结构和板柱-抗震墙结构中的抗震墙。

本次修订的主要变化如下：

**1** 注意到《民用建筑设计通则》GB 50362 规定，住宅 10 层及以上为高层建筑，多层公共建筑高度 24m 以上为高层建筑。本次修订，将框架结构的 30m 高度分界改为 24m；对于 7、8、9 度时的框架-抗震墙结构，抗震墙结构以及部分框支抗震墙结构，增加 24m 作为一个高度分界，其抗震等级比 2001 规范降低一级，但四级不再降低，框支层框架不降低，总体上与 89 规范对“低层较规则结构”的要求相近。

**2** 明确了框架-核心筒结构的高度不超过 60m 时，当按框架-抗震墙结构的要求设计时，其抗震等级按框架-抗震墙结构的规定采用。

**3** 将“大跨度公共建筑”改为“大跨度框架”，并明确其跨度按 18m 划分。

### 6.1.3 本条是关于混凝土结构抗震等级的进一步补充规定。

1 关于框架和抗震墙组成的结构的抗震等级。设计中有三种情况：其一，个别或少量框架，此时结构属于抗震墙体系的范畴，其抗震墙的抗震等级，仍按抗震墙结构确定；框架的抗震等级可参照框架-抗震墙结构的框架确定。其二，当框架-抗震墙结构有足够的抗震墙时，其框架部分是次要抗侧力构件，按本规范表 6.1.2 框架-抗震墙结构确定抗震等级；89 规范要求其抗震墙底部承受的地震倾覆力矩不小于结构底部总地震倾覆力矩的 50%。其三，墙体很少，即 2001 规范规定“在基本振型地震作用下，框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%”，其框架部分的抗震等级应按框架结构确定。对于这类结构，本次修订进一步明确以下几点：一是将“在基本振型地震作用下”改为“在规定的水平力作用下”，“规定的水平力”的含义见本规范第 3.4 节；二是明确底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时仍属于框架结构范畴；三是删除了“最大适用高度可比框架结构适当增加”的规定；四是补充规定了其抗震墙的抗震等级。

框架部分按刚度分配的地震倾覆力矩的计算公式，保持 2001 规范的规定不变：

$$M_c = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m V_{ij} h_i$$

式中： $M_c$ ——框架-抗震墙结构在规定的侧向力作用下框架部分分配的地震倾覆力矩；

$n$ ——结构层数；

$m$ ——框架  $i$  层的柱根数；

$V_{ij}$ ——第  $i$  层第  $j$  根框架柱的计算地震剪力；

$h_i$ ——第  $i$  层层高。

在框架结构中设置少量抗震墙，往往是为了增大框架结构的刚度、满足层间位移角限值的要求，仍然属于框架结构范畴，但层间位移角限值需按底层框架部分承担倾覆力矩的大小，在框架

结构和框架-抗震墙结构两者的层间位移角限值之间偏于安全内插。

2 关于裙房的抗震等级。裙房与主楼相连，主楼结构在裙房顶板对应的上下各一层受刚度与承载力突变影响较大，抗震构造措施需要适当加强。裙房与主楼之间设防震缝，在大震作用下可能发生碰撞，该部位也需要采取加强措施。

裙房与主楼相连的相关范围，一般可从主楼周边外延 3 跨且不小于 20m，相关范围以外的区域可按裙房自身的结构类型确定其抗震等级。裙房偏置时，其端部有较大扭转效应，也需要加强。

3 关于地下室的抗震等级。带地下室的多层和高层建筑，当地下室结构的刚度和受剪承载力比上部楼层相对较大时（参见本规范第 6.1.14 条），地下室顶板可视作嵌固部位，在地震作用下的屈服部位将发生在地上楼层，同时将影响到地下一层。地面以下地震响应逐渐减小，规定地下一层的抗震等级不能降低；而地下一层以下不要求计算地震作用，规定其抗震构造措施的抗震等级可逐层降低（图 11）。

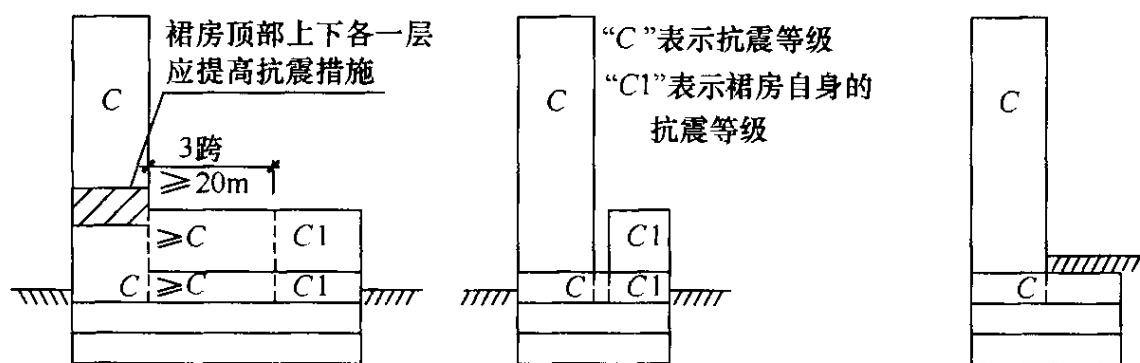


图 11 裙房和地下室的抗震等级

4 关于乙类建筑的抗震等级。根据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定，乙类建筑应按提高一度查本规范表 6.1.2 确定抗震等级（内力调整和构造措施）。本规范第 6.1.1 条规定，乙类建筑的钢筋混凝土房屋可按本地区抗震设防烈度确定其适用的最大高度，于是可能出现 7 度乙类的框支结构房屋和

8度乙类的框架结构、框架-抗震墙结构、部分框支抗震墙结构、板柱-抗震墙结构的房屋提高一度后，其高度超过本规范表6.1.2中抗震等级为一级的高度上界。此时，内力调整不提高，只要求抗震构造措施“高于一级”，大体与《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3中特一级的构造要求相当。

**6.1.4** 震害表明，本条规定的防震缝宽度的最小值，在强烈地震下相邻结构仍可能局部碰撞而损坏，但宽度过大会给立面处理造成困难。因此，是否设置防震缝应按本规范第3.4.5条的要求判断。

防震缝可以结合沉降缝要求贯通到地基，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、9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。本次修订，抗撞墙的长度由2001规范的可不大于一个柱距，修改为“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12）。

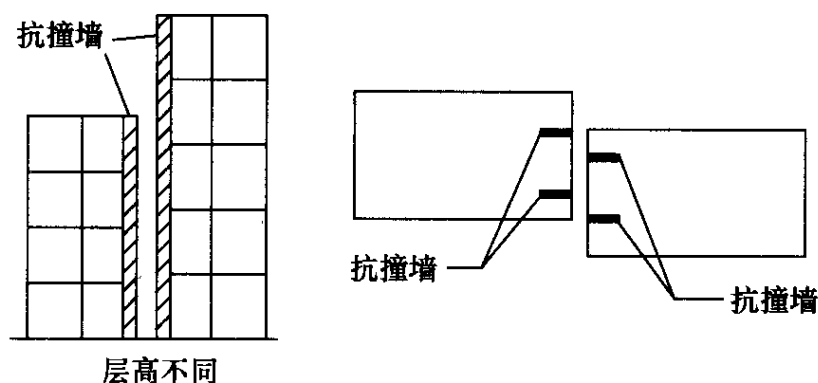


图12 抗撞墙示意图

**6.1.5** 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芯区受剪面积不足，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,如采用水平加腋梁及加强柱的箍筋等。

2008 年局部修订,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-墙结构中的框架,可以是单跨。

**6.1.6** 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 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。本次修订,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。

**6.1.7** 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。

**6.1.8** 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。本次修订,增加结合楼梯间布置抗震墙形成安全通道的要求;将 2001 规范“横向与纵向的抗震墙宜相连”改为“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;取消抗震墙设置在不需要开洞部位的规定,以及连梁最大跨高比和最小高度的规定。

**6.1.9** 本次修订,增加纵横向墙体互为翼墙或设置端柱的要求。

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。本次修订,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 13)。

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，由不应小于 2 改为不宜小于 3（图 14）。

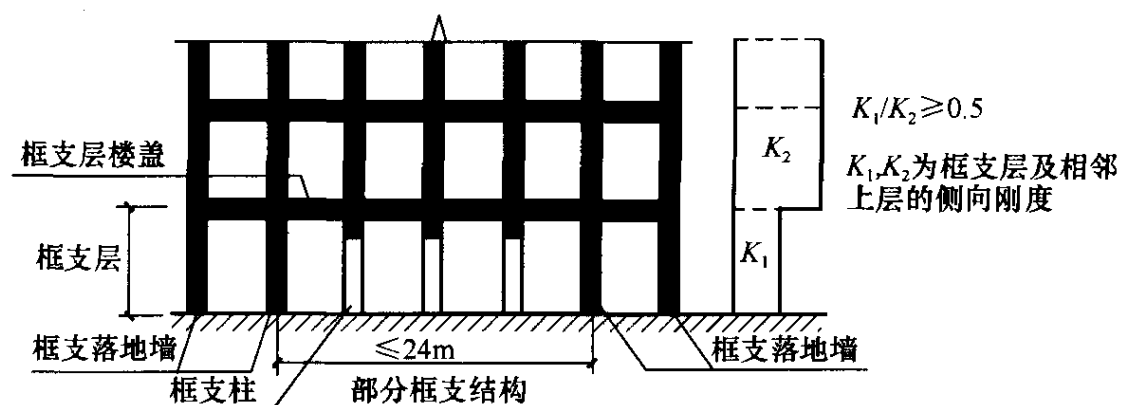


图 13 框支结构示意图

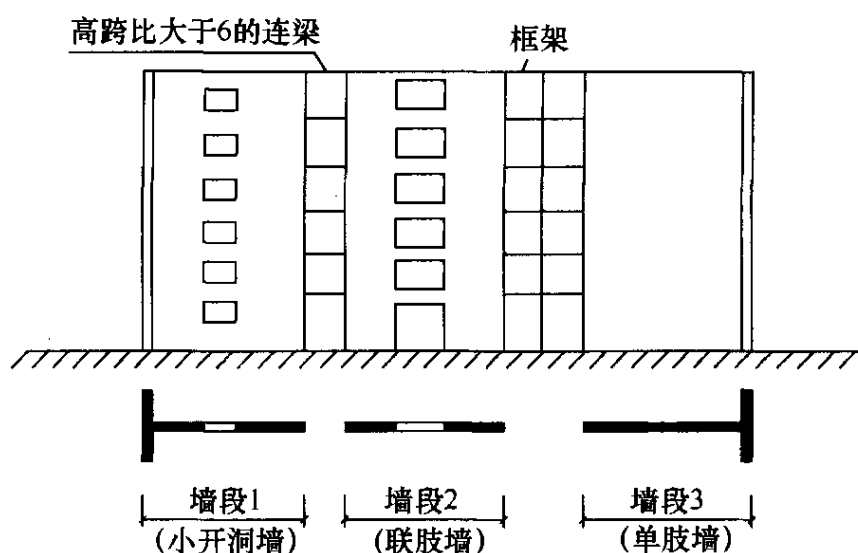


图 14 较长抗震墙的组成示意图

**6.1.10 延性抗震墙**一般控制在其底部即计算嵌固端以上一定高度范围内屈服、出现塑性铰。设计时，将墙体底部可能出现塑性铰的高度范围作为底部加强部位，提高其受剪承载力，加强其抗震构造措施，使其具有大的弹塑性变形能力，从而提高整个结构的抗地震倒塌能力。

89 规范的底部加强部位与墙肢高度和长度有关，不同长度墙肢的加强部位高度不同。为了简化设计，2001 规范改为底部加强部位的高度仅与墙肢总高度相关。本次修订，将“墙体总高度的 1/8”改为“墙体总高度的 1/10”；明确加强部位的高度一

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。

此外，还补充了高度不超过 24m 的多层建筑的底部加强部位高度的规定。

有裙房时，按本规范第 6.1.3 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。

**6.1.12** 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。

**6.1.13** 配合本规范第 4.2.4 条的规定，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。

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

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

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

“相关范围”一般可从地上结构（主楼、有裙房时含裙房）周边外延不大于 20m。

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

其一，按下式复核：

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

式中： $\Sigma M_{\text{bua}}$ ——节点左右梁端截面反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。

**6.1.15** 本条是新增的。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。本次修订增加了楼梯间的抗震设计要求。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。

## 6.2 计 算 要 点

**6.2.2** 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  $M_{cy}^a$  之间满足下列不等式：

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

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

本规范自 89 规范以来，在梁端实配钢筋不超过计算配筋 10% 的前提下，将梁、柱之间的承载力不等式转为梁、柱的地震组合内力设计值的关系式，并使不同抗震等级的柱端弯矩设计值有不同程度的差异。采用增大柱端弯矩设计值的方法，只在一定程度上推迟柱端出现塑性铰；研究表明，当计入楼板和钢筋超强影响时，要实现承载力不等式，内力增大系数的取值往往需要大于 2。由于地震是往复作用，两个方向的柱端弯矩设计值均要满足要求：当梁端截面为反时针方向弯矩之和时，柱端截面应为顺时针方向弯矩之和；反之亦然。

对于一级框架，89 规范除了用增大系数的方法外，还提出了采用梁端实配钢筋面积和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值的调整、验算方法。这里，抗震承载力即本规范 5 章的  $R_E = R/\gamma_{RE} = R/0.75$ ，此时必须将抗震承载力验算公式取等号转换为对应的内力，即  $S = R/\gamma_{RE}$ 。当计算梁端抗震受弯承载力时，若计入楼板的钢筋，且材料强度标准值考虑一定的超强系数，则可提高框架“强柱弱梁”的程度。89 规范规定，一级的增大系数可根据工程经验估计节点左右梁端顺时针或反时针方向受拉钢筋的实际截面面积与计算面积的比值  $\lambda_s = A_s^a/A_s^c$ ，取  $1.1\lambda_s$  作为实配增大系数的近似估计，其中的 1.1 来自钢筋材料标准值与设计值的比值  $f_{yk}/f_y$ 。柱弯矩增大系数值可参考  $\lambda_s$  的

可能变化范围确定：例如，当梁顶面为计算配筋而梁底面为构造配筋时，一级的 $\lambda_s$ 不小于1.5，于是，柱弯矩增大系数不小于 $1.1 \times 1.5 = 1.65$ ；二级 $\lambda_s$ 不小于1.3，柱弯矩增大系数不小于1.43。

2001规范比89规范提高了强柱弱梁的弯矩增大系数 $\eta_c$ ，弯矩增大系数 $\eta_c$ 考虑了一定的超配钢筋（包括楼板的配筋）和钢筋超强。一级的框架结构及9度时，仍应采用框架梁的实际抗震受弯承载力确定柱端组合的弯矩设计值，取二者的较大值。

本次修订，提高了框架结构的柱端弯矩增大系数，而其他结构中框架的柱端弯矩增大系数仍与2001规范相同；并补充了四级框架的柱端弯矩增大系数。对于一级框架结构和9度时的一级框架，明确只需按梁端实配抗震受弯承载力确定柱端弯矩设计值；即使按增大系数的方法比实配方法保守，也可不采用增大系数的方法。对于二、三级框架结构，也可按式(6.2.2-2)的梁端实配抗震受弯承载力确定柱端弯矩设计值，但式中的系数1.2可适当降低，如取1.1即可；这样，有可能比按内力增大系数，即按式(6.2.2-1)调整的方法更经济、合理。计算梁端实配抗震受弯承载力时，还应计入梁两侧有效翼缘范围的楼板。因此，在框架刚度和承载力计算时，所计入的梁两侧有效翼缘范围应相互协调。

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，即使柱端出铰，也不会引起框架倒塌的目标。

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

6.2.10 条另有规定。

**6.2.3** 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, 可不作要求。

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。规范提出按柱上下端不利情况配置纵向钢筋的要求。

**6.2.4、6.2.5、6.2.8** 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不等式:

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

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

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

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。

一级的剪力增大系数, 需从上述不等式中导出。直接取实配钢筋面积  $A_s^a$  与计算实配筋面积  $A_s^c$  之比  $\lambda_s$  的 1.1 倍, 是  $\eta$  最简单的近似, 对梁和节点的“强剪”能满足工程的要求, 对柱和墙偏于保守。89 规范在条文说明中给出较为复杂的近似计算公式如下:

$$\eta_{vc} \approx \frac{1.1\lambda_s + 0.58\lambda_N(1 - 0.56\lambda_N)(f_c/f_y\rho_t)}{1.1 + 0.58\lambda_N(1 - 0.75\lambda_N)(f_c/f_y\rho_t)}$$

$$\eta_{vw} \approx \frac{1.1\lambda_{sw} + 0.58\lambda_N(1 - 0.56\lambda_N\zeta)(f_c/f_y\rho_{tw})}{1.1 + 0.58\lambda_N(1 - 0.75\lambda_N\zeta)(f_c/f_y\rho_{tw})}$$

式中,  $\lambda_N$  为轴压比,  $\lambda_{sw}$  为墙体实际受拉钢筋 (分布筋和集中筋)

截面面积与计算面积之比,  $\zeta$  为考虑墙体边缘构件影响的系数,  $\rho_{tw}$  为墙体受拉钢筋配筋率。

当柱  $\lambda_s \leq 1.8$ 、 $\lambda_N \geq 0.2$  且  $\rho_t = 0.5\% \sim 2.5\%$ , 墙  $\lambda_{sw} \leq 1.8$ 、 $\lambda_N \leq 0.3$  且  $\rho_{tw} = 0.4\% \sim 1.2\%$  时, 通过数百个算例的统计分析, 能满足工程要求的剪力增大系数  $\eta_v$  的进一步简化计算公式如下:

$$\eta_{vc} \approx 0.15 + 0.7[\lambda_s + 1/(2.5 - \lambda_N)]$$

$$\eta_{vw} \approx 1.2 + (\lambda_{sw} - 1)(0.6 + 0.02/\lambda_N)$$

2001 规范的框架柱、抗震墙的剪力增大系数  $\eta_{vc}$ 、 $\eta_{vw}$ , 即参考上述近似公式确定。此次修订, 框架梁、框架结构以外框架的柱、连梁和抗震墙的剪力增大系数与 2001 规范相同, 框架结构的柱的剪力增大系数随柱端弯矩增大系数的提高而提高; 同时, 明确一级的框架结构及 9 度的一级框架, 只需满足实配要求, 而即使增大系数为偏保守也可不满足。同样, 二、三、四级框架结构的框架柱, 也可采用实配方法而不采用增大系数的方法, 使之较为经济又合理。

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反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反时针方向考虑。

**6.2.6** 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。

**6.2.7** 对一级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 规范要求底部加强部位的组合弯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 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。本次修订, 改为仅加强部位以上乘

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。

当抗震墙的墙肢在多遇地震下出现小偏心受拉时，在设防地震、罕遇地震下的抗震能力可能大大丧失；而且，即使多遇地震下为偏压的墙肢而设防地震下转为偏拉，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。

**6.2.9** 框架柱和抗震墙的剪跨比可按图 15 及公式进行计算。

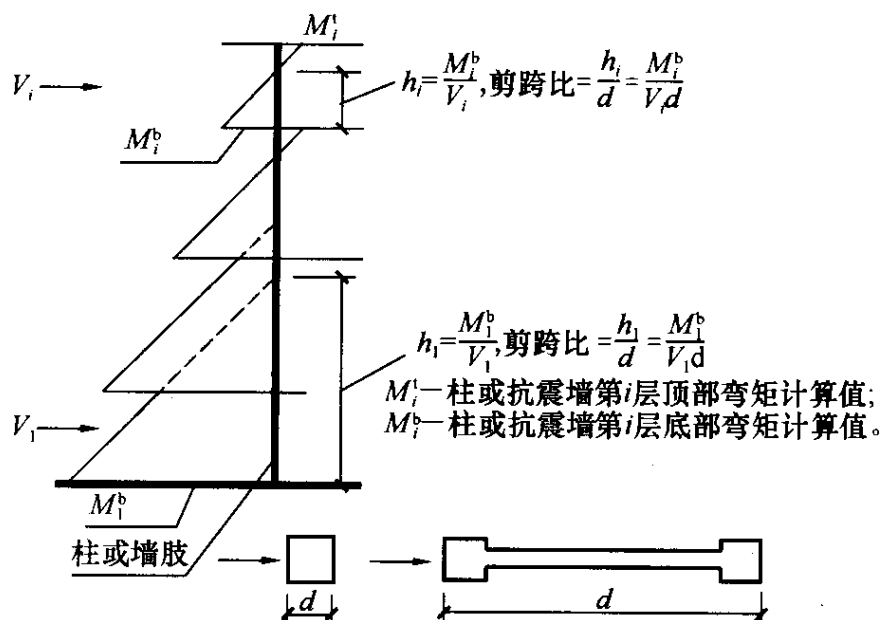


图 15 剪跨比计算简图

**6.2.10~6.2.12** 这几条规定了部分框支结构设计计算的注意事项。

第 6.2.10 条 1 款的规定，适用于本章 6.1.1 条所指的框支

层不超过 2 层的情况。本次修订, 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。

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, 这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  $45^\circ$  交叉防滑斜筋, 斜筋可接单排设在墙截面中部并应满足锚固要求。

**6.2.13** 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。

我国 20 世纪 80 年代 1/3 比例的空间框墙结构模型反复荷载试验及该试验模型的弹塑性分析表明: 保持楼层侧向位移协调的情况下, 弹性阶段底部的框架仅承担不到 5% 的总剪力; 随着墙体开裂, 框架承担的剪力逐步增大; 当墙体端部的纵向钢筋开始受拉屈服时, 框架承担大于 20% 总剪力; 墙体压坏时框架承担大于 33% 的总剪力。本规范规定的取值, 既体现了多道抗震设防的原则, 又考虑了当前的经济条件。对于框架-核心筒结构, 尚应符合本规范 6.7.1 条 1 款的规定。

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,89规范和2001规范有不同的具体规定,本次修订不再给出具体规定。2001规范规定:“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”,可供参考。

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。

**6.2.14** 节点核芯区是保证框架承载力和抗倒塌能力的关键部位。本次修订,增加了三级框架的节点核芯区进行抗震验算的规定。

2001规范提供了梁宽大于柱宽的框架和圆柱框架的节点核芯区验算方法。梁宽大于柱宽时,按柱宽范围内和范围外分别计算。圆柱的计算公式依据国外资料和国内试验结果提出:

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

上式中,  $A_j$  为圆柱截面面积,  $A_{sh}$  为核芯区环形箍筋的单根截面面积。去掉  $\gamma_{RE}$  及  $\eta_j$  附加系数,上式可写为:

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

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:

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

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芯区受剪承载力，计算值与试验之比约为 85%，说明此计算公式的可靠性有一定保证。

### 6.3 框架的基本抗震构造措施

**6.3.1、6.3.2** 合理控制混凝土结构构件的尺寸，是本规范第 3.5.4 条的基本要求之一。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。

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。

**6.3.3、6.3.4** 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到达 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、相同配筋、配箍率、箍距及箍筋肢距，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 6.3.9 确定配箍量，且沿柱全高采用相同的配箍特征值。

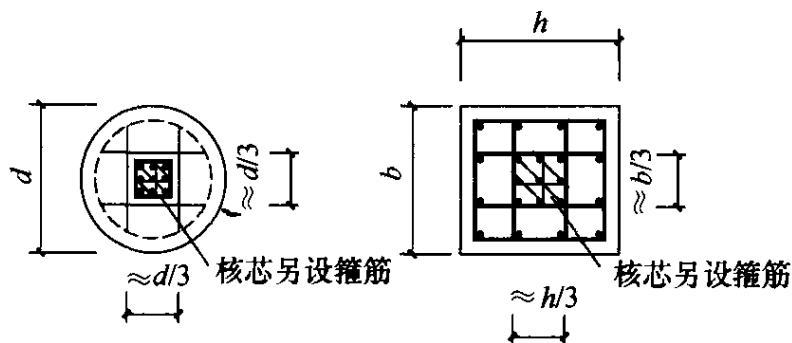


图 16 芯柱尺寸示意图

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芯柱，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 16)。

**6.3.7、6.3.8** 柱纵向钢筋的最小总配筋率，89 规范的比 78 规范有所提高，但仍偏低，很多情况小于非抗震配筋率，2001 规范适当调整。本次修订，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。

**6.3.9** 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

面、相同配筋、配箍率、箍距及箍筋肢距，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 6.3.9 确定配箍量，且沿柱全高采用相同的配箍特征值。

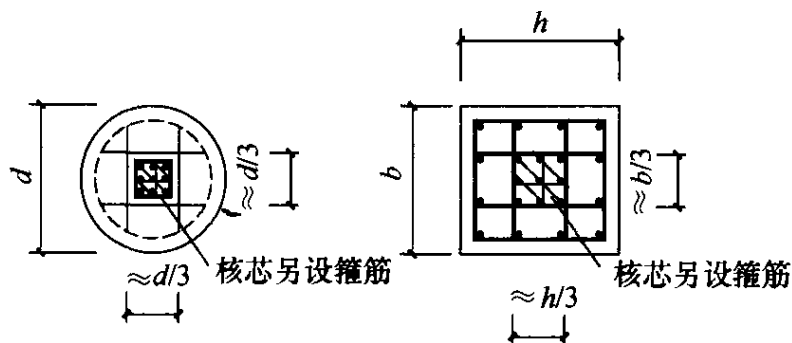


图 16 芯柱尺寸示意图

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芯柱，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 16)。

**6.3.7、6.3.8** 柱纵向钢筋的最小总配筋率，89 规范的比 78 规范有所提高，但仍偏低，很多情况小于非抗震配筋率，2001 规范适当调整。本次修订，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。

**6.3.9** 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。

89 规范的体积配箍率，是在配箍特征值基础上，对箍筋抗拉强度和混凝土轴心抗压强度的关系做了一定简化得到的，仅适用于混凝土强度在 C35 以下和 HPB235 级钢箍筋。2001 规范直接给出配箍特征值，能够经济合理地反映箍筋对混凝土的约束作用。为了避免配箍率过小，2001 规范还规定了最小体积配箍率。普通箍筋的体积配箍率随轴压比增大而增加的对应关系举例如下：采用符合抗震性能要求的 HRB335 级钢筋且混凝土强度等级大于 C35 时，一、二、三级轴压比分别小于 0.6、0.5 和 0.4 时，体积配箍率取正文中的最小值——分别为 0.8%、0.6% 和 0.4%，轴压比分别超过 0.6、0.5 和 0.4 但在最大轴压比范围内，轴压比每增加 0.1，体积配箍率增加  $0.02(f_c/f_y) \approx 0.0011(f_c/16.7)$ ；超过最大轴压比范围，轴压比每增加 0.1，体积配箍率增加  $0.03(f_c/f_y) = 0.0001f_c$ 。

本次修订，删除了 89 规范和 2001 规范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。四级框架柱的箍筋加密区的最小体积配箍特征值，与三级框架柱相同。

对于封闭箍筋与两端为  $135^\circ$  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勾住箍筋；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勾住纵筋。

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作了规定。

箍筋类别参见图 17。

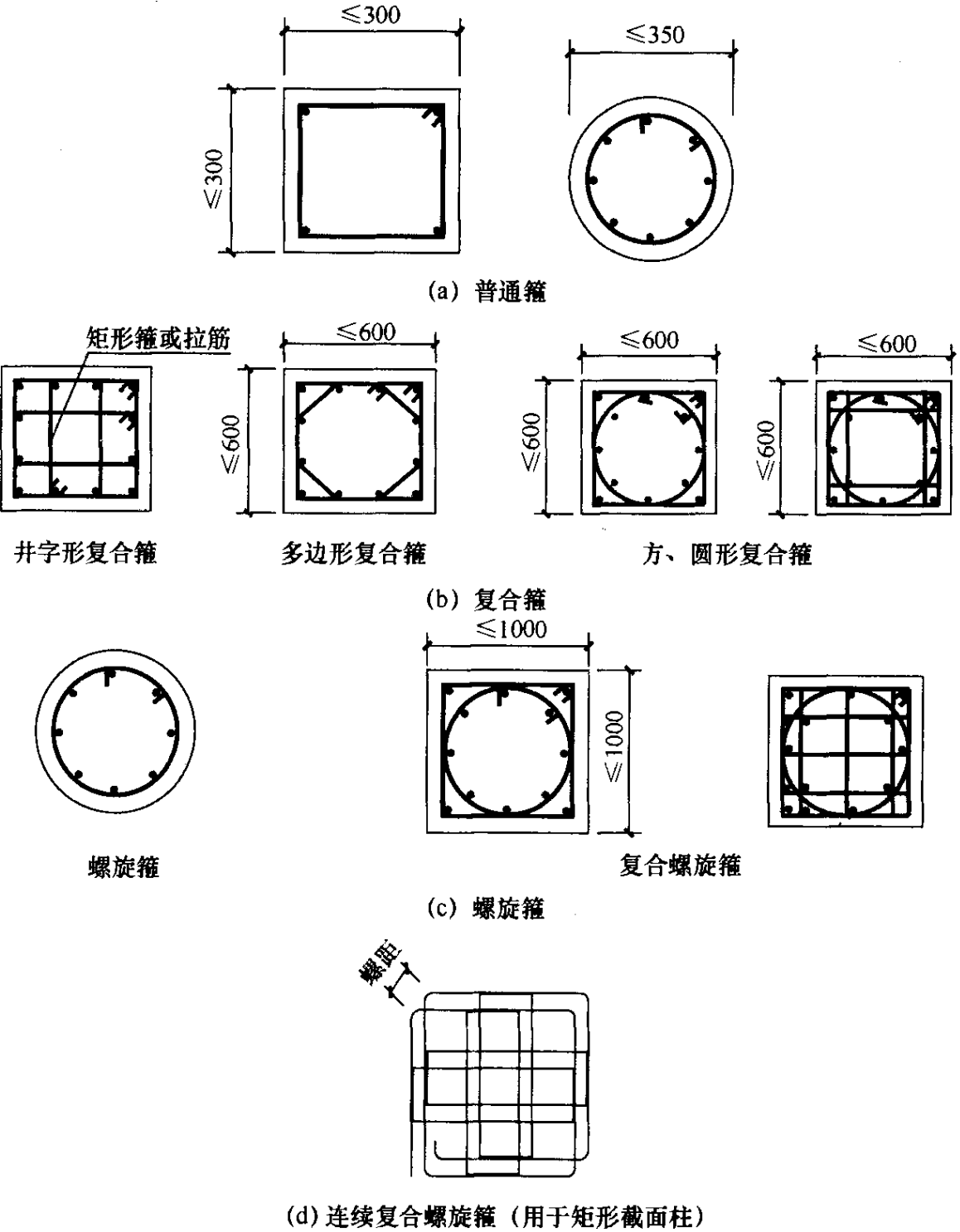


图 17 各类箍筋示意图

**6.3.10** 为使框架的梁柱纵向钢筋有可靠的锚固条件，框架梁柱节点核芯区的混凝土要具有良好的约束。考虑到核芯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。

## **6.4 抗震墙结构的基本抗震构造措施**

**6.4.1** 本次修订，将墙厚与层高之比的要求，由“应”改为“宜”，并增加无支长度的相应规定。无端柱或翼墙是指墙的两端（不包括洞口两侧）为一字形的矩形截面。

试验表明，有边缘构件约束的矩形截面抗震墙与无边缘构件约束的矩形截面抗震墙相比，极限承载力约提高 40%，极限层间位移角约增加一倍，对地震能量的消耗能力增大 20% 左右，且有利于墙板的稳定。对一、二级抗震墙底部加强部位，当无端柱或翼墙时，墙厚需适当增加。

**6.4.2** 本次修订，将抗震墙的轴压比控制范围，由一、二级扩大到三级，由底部加强部位扩大到全高。计算墙肢轴压力设计值时，不计入地震作用组合，但应取分项系数 1.2。

**6.4.3** 抗震墙，包括抗震墙结构、框架-抗震墙结构、板柱-抗震墙结构及筒体结构中的抗震墙，是这些结构体系的主要抗侧力构件。在强制性条文中，纳入了关于墙体分布钢筋数量控制的最低要求。

美国 ACI 318 规定，当抗震结构墙的设计剪力小于  $A_{cv}\sqrt{f_c}$ （ $A_{cv}$  为腹板截面面积，该设计剪力对应的剪压比小于 0.02）时，腹板的竖向分布钢筋允许降到同非抗震的要求。因此，本次修订，四级抗震墙的剪压比低于上述数值时，竖向分布筋允许按不小于 0.15% 控制。

对框支结构，抗震墙的底部加强部位受力很大，其分布钢筋应高于一般抗震墙的要求。通过在这些部位增加竖向钢筋和横向的分布钢筋，提高墙体开裂后的变形能力，以避免脆性剪切破坏，改善整个结构的抗震性能。

本次修订，将钢筋最大间距和最小直径的规定，移至本规范

第 6.4.4 条。

**6.4.4** 本条包括 2001 规范第 6.4.2 条、6.4.4 条的内容和部分 6.4.3 条的内容，对抗震墙分布钢筋的最大间距和最小直径作了调整。

**6.4.5** 对于开洞的抗震墙即联肢墙，强震作用下合理的破坏过程应当是连梁首先屈服，然后墙肢的底部钢筋屈服、形成塑性铰。抗震墙墙肢的塑性变形能力和抗地震倒塌能力，除了与纵向配筋有关外，还与截面形状、截面相对受压区高度或轴压比、墙两端的约束范围、约束范围内的箍筋配箍特征值有关。当截面相对受压区高度或轴压比较小时，即使不设约束边缘构件，抗震墙也具有较好的延性和耗能能力。当截面相对受压区高度或轴压比大到一定值时，就需设置约束边缘构件，使墙肢端部成为箍筋约束混凝土，具有较大的受压变形能力。当轴压比更大时，即使设置约束边缘构件，在强烈地震作用下，抗震墙有可能压溃、丧失承担竖向荷载的能力。因此，2001 规范规定了一、二级抗震墙在重力荷载代表值作用下的轴压比限值；当墙底截面的轴压比超过一定值时，底部加强部位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，将约束边缘构件向上延伸一层；还规定了构造边缘构件和约束边缘构件的具体构造要求。

本次修订的主要内容是：

1 将设置约束边缘构件的要求扩大至三级抗震墙。

2 约束边缘构件的尺寸及其配箍特征值，根据轴压比的大小确定。当墙体的水平分布钢筋满足锚固要求且水平分布钢筋之间设置足够的拉筋形成复合箍时，约束边缘构件的体积配箍率可计入分布筋，考虑水平筋同时为抗剪受力钢筋，且竖向间距往往大于约束边缘构件的箍筋间距，需要另增一道封闭箍筋，故计入的水平分布钢筋的配箍特征值不宜大于 0.3 倍总配箍特征值。

3 对于底部加强区以上的一般部位，带翼墙时构造边缘构

件的总长度改为与矩形端相同，即不小于墙厚和 400mm；转角墙在内侧改为不小于 200mm。在加强部位与一般部位的过渡区（可大体取加强部位以上与加强部位的高度相同的范围），边缘构件的长度需逐步过渡。

**6.4.6** 当抗震墙的墙肢长度不大于墙厚的 3 倍时，要求应按柱的有关要求进行设计。本次修订，降低了小墙肢的箍筋全高加密的要求。

**6.4.7** 高连梁设置水平缝，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。

## **6.5 框架-抗震墙结构的基本抗震构造措施**

**6.5.1** 框架-抗震墙结构中的抗震墙，是作为该结构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。

其抗震墙通常有两种布置方式：一种是抗震墙与框架分开，抗震墙围成筒，墙的两端没有柱；另一种是抗震墙嵌入框架内，有端柱、有边框梁，成为带边框抗震墙。第一种情况的抗震墙，与抗震墙结构中的抗震墙、筒体结构中的核心筒或内筒墙体区别不大。对于第二种情况的抗震墙，如果梁的宽度大于墙的厚度，则每一层的抗震墙有可能成为高宽比小的矮墙，强震作用下发生剪切破坏，同时，抗震墙给柱端施加很大的剪力，使柱端剪坏，这对抗地震倒塌是非常不利的。2005 年，日本完成了一个 1/3 比例的 6 层 2 跨、3 开间的框架-抗震墙结构模型的振动台试验，抗震墙嵌入框架内。最后，首层抗震墙剪切破坏，抗震墙的端柱剪坏，首层其他柱的两端出塑性铰，首层倒塌。2006 年，日本完成了一个足尺的 6 层 2 跨、3 开间的框架-抗震墙结构模型的振动台试验。与 1/3 比例的模型相比，除了模型比例不同外，嵌入框架内的抗震墙采用开缝墙。最后，首层开缝墙出现弯曲破坏和剪切斜裂缝，没有出现首层倒塌的破坏现象。

本次修订，对墙厚与层高之比的要求，由“应”改为“宜”；对于有端柱的情况，不要求一定设置边框梁。

**6.5.2** 本次修订,增加了抗震墙分布钢筋的最小直径和最大间距的规定,拉筋具体配置方式的规定可参照本规范第 6.4.4 条。

**6.5.3** 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。

**6.5.4** 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。

## **6.6 板柱-抗震墙结构抗震设计要求**

**6.6.2** 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。

**6.6.3** 本次修订,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。

**6.6.4** 为了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层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值。试验研究表明,抗剪栓钉的抗冲切效果优于抗冲切钢筋。

## **6.7 筒体结构抗震设计要求**

**6.7.1** 本条新增框架-核心筒结构框架部分地震剪力的要求,以避免外框太弱。框架-核心筒结构框架部分的地震剪力应同时满足本条与第 6.2.13 条的规定。

框架-核心筒结构的核心筒与周边框架之间采用梁板结构时,各层梁对核心筒有一定的约束,可不设加强层,梁与核心筒连接应避开核心筒的连梁。当楼层采用平板结构且核心筒较柔,在地震作用下不能满足变形要求,或筒体由于受弯产生拉力时,宜设

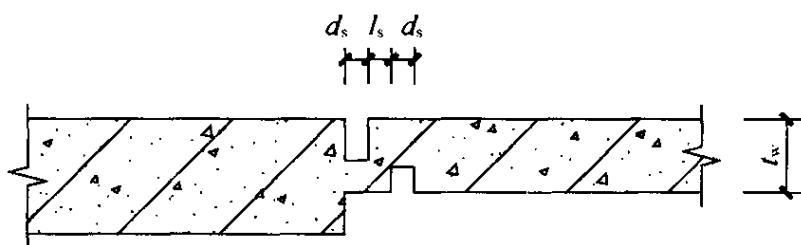
置加强层，其部位应结合建筑功能设置。为了避免加强层周边框架柱在地震作用下由于强梁带来的不利影响，加强层的大梁或桁架与周边框架不宜刚性连接。9度时不应采用加强层。核心筒的轴向压缩及外框架的竖向温度变形对加强层产生附加内力，在加强层与周边框架柱之间采取后浇连接及有效的外保温措施是必要的。

筒中筒结构的外筒可采取下列措施提高延性：

1 采用非结构幕墙。当采用钢筋混凝土裙墙时，可在裙墙与柱连接处设置受剪控制缝。

2 外筒为壁式筒体时，在裙墙与窗间墙连接处设置受剪控制缝，外筒按联肢抗震墙设计；三级的壁式筒体可按壁式框架设计，但壁式框架柱除满足计算要求外，尚需满足本章第 6.4.5 条的构造要求；支承大梁的壁式筒体在大梁支座宜设置壁柱，一级时，由壁柱承担大梁传来的全部轴力，但验算轴压比时仍取全部截面。

3 受剪控制缝的构造如图 18 所示。



缝宽  $d_s$  大于 5mm；两缝间距  $l_s$  大于 50mm

图 18 外筒裙墙受剪控制缝构造

**6.7.2** 框架-核心筒结构的核心筒、筒中筒结构的内筒，都是由抗震墙组成的，也都是结构的主要抗侧力竖向构件，其抗震构造措施应符合本章第 6.4 节和第 6.5 节的规定，包括墙的最小厚度、分布钢筋的配置、轴压比限值、边缘构件的要求等，以使筒体具有足够大的抗震能力。

框架-核心筒结构的框架较弱，宜加强核心筒的抗震能力；核心筒连梁的跨高比一般较小，墙的整体作用较强。因此，核心

筒角部的抗震构造措施予以加强。

**6.7.4** 试验表明，跨高比小的连梁配置斜向交叉暗柱，可以改善其的抗剪性能，但施工比较困难，本次修订，将 2001 规范设置交叉暗柱、交叉构造钢筋的要求，由“宜”改为“可”。

## 7 多层砌体房屋和底部框架砌体房屋

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 考虑到黏土砖被限用，本章的适用范围由黏土砖砌体改为各类砖砌体，包括非黏土烧结砖、蒸压砖砌体，并增加混凝土类砖，该类砖已有产品国标。对非黏土烧结砖和蒸压砖，仍按2001规范的规定依据其抗剪强度区别对待。

对于配筋混凝土小砌块承重房屋的抗震设计，仍然在本规范的附录F中予以规定。

本次修订，明确本章的规定，原则上也可用于单层非空旷砌体房屋的抗震设计。

砌体结构房屋抗震设计的适用范围，随国家经济的发展而不断改变。89规范删去了“底部内框架砖房”的结构形式；2001规范删去了混凝土中型砌块和粉煤灰中型砌块的规定，并将“内框架砖房”限制于多排柱内框架；本次修订，考虑到“内框架砖房”已很少使用且抗震性能较低，取消了相关内容。

**7.1.2** 砌体房屋的高度限制，是十分敏感且深受关注的规定。基于砌体材料的脆性性质和震害经验，限制其层数和高度是主要的抗震措施。

多层砖房的抗震能力，除依赖于横墙间距、砖和砂浆强度等级、结构的整体性和施工质量等因素外，还与房屋的总高度有直接的联系。

历次地震的宏观调查资料说明：二、三层砖房在不同烈度区的震害，比四、五层的震害轻得多，六层及六层以上的砖房在地震时震害明显加重。海城和唐山地震中，相邻的砖房，四、五层的比二、三层的破坏严重，倒塌的百分比亦高得多。

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

度及以上地震区不允许采用无筋砖结构，前苏联等国对配筋和无筋砖结构的高度和层数作了相应的限制。结合我国具体情况，砌体房屋的高度限制是指设置了构造柱的房屋高度。

多层砌块房屋的总高度限制，主要是依据计算分析、部分震害调查和足尺模型试验，并参照多层砖房确定的。

2008 局部修订时，补充了属于乙类的多层砌体结构房屋按当地设防烈度查表 7.1.2 的高度和层数控制要求。本条在 2008 年局部修订基础上作下列变动：

1 偏于安全，6 度的普通砖砌体房屋的高度和层数适当降低。

2 明确补充规定了 7 度（0.15g）和 8 度（0.30g）的高度和层数限值。

3 底部框架-抗震墙砌体房屋，不允许用于乙类建筑和 8 度（0.3g）的丙类建筑。表 7.1.2 中底部框架-抗震墙砌体房屋的最小砌体墙厚系指上部砌体房屋部分。

4 横墙较少的房屋，按规定的措施加强后，总层数和总高度不变的适用范围，比 2001 规范有所调整：扩大到丙类建筑；根据横墙较少砖砌体房屋的试设计结果，当砖墙厚度为 240mm 时，7 度（0.1g 和 0.15g）纵横墙计算承载力基本满足；8 度（0.2g）六层时纵墙承载力大多不能满足，五层时部分纵墙承载力不满足；8 度（0.3g）五层时纵横墙承载力均不能满足要求。故本次修订，规定仅 6、7 度时允许总层数和总高度不降低。

5 补充了横墙很少的多层砌体房屋的定义。对各层横墙很少的多层砌体房屋，其总层数应比横墙较少时再减少一层，由于层高的限值，总高度也有所降低。

需要注意：

表 7.1.2 的注 2 表明，房屋高度按有效数字控制。当室内外高差不大于 0.6m 时，房屋总高度限值按表中数据的有效数字控制，则意味着可比表中数据增加 0.4m；当室内外高差大于 0.6m 时，虽然房屋总高度允许比表中的数据增加不多于 1.0m，实际

上其增加量只能少于 0.4m。

坡屋面阁楼层一般仍需计入房屋总高度和层数；但属于本规范第 5.2.4 条规定的出屋面小建筑范围时，不计入层数和高度的控制范围。斜屋面下的“小建筑”通常按实际有效使用面积或重力荷载代表值小于顶层 30% 控制。

对于半地下室和全地下室的嵌固条件，仍与 2001 规范相同。

**7.1.3** 本条在 2008 局部修订中作了修改，以适应教学楼等需要层高 3.9m 的使用要求。约束砌体，大体上指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的构造要求，可参见本规范第 7.3.14、7.5.4、7.5.5 条等。

对于采用约束砌体抗震墙的底框房屋，根据试设计结果，底层的层高也比 2001 规范有所减少。

**7.1.4** 若砌体房屋考虑整体弯曲进行验算，目前的方法即使在 7 度时，超过三层就不满足要求，与大量的地震宏观调查结果不符。实际上，多层砌体房屋一般可以不做整体弯曲验算，但为了保证房屋的稳定性，限制了其高宽比。

**7.1.5** 多层砌体房屋的横向地震力主要由横墙承担，地震中横墙间距大小对房屋倒塌影响很大，不仅横墙需具有足够的承载力，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。

对于多层砖房，历来均沿用 78 规范的规定；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。

地震中，横墙间距大小对房屋倒塌影响很大，本次修订，考虑到原规定的抗震横墙最大间距在实际工程中一般也不需要这么大，故减小（2~3）m。

鉴于基本不采用木楼盖，将“木楼、屋盖”改为“木屋盖”。

多层砌体房屋顶层的横墙最大间距，在采用钢筋混凝土屋盖时允许适当放宽，大致指大房间平面长宽比不大于 2.5，最大抗震横墙间距不超过表 7.1.5 中数值的 1.4 倍及 18m。此时，抗震

横墙除应满足抗震承载力计算要求外，相应的构造柱需要加强并至少向下延伸一层。

**7.1.6** 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。本次修订进一步明确了尺寸不足的小墙段的最小值限制。

外墙尽端指，建筑物平面凸角处（不包括外墙总长的中部局部凸折处）的外墙端头，以及建筑物平面凹角处（不包括外墙总长的中部局部凹折处）未与内墙相连的外墙端头。

**7.1.7** 本条对多层砌体房屋的建筑布置和结构体系作了较详细的规定，是对本规范第3章关于建筑结构规则布置的补充。

根据历次地震调查统计，纵墙承重的结构布置方案，因横向支承较少，纵墙较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，在7度和8度地区，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89规范以来，对设置防震缝的要求比78规范有所放宽。

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，或对尽端开间采取专门的加强措施。

本次修订，除按2008年局部修订外，有关烟道、预制挑檐板移入第13章。对建筑结构体系的规则性增加了下列要求：

**1** 为保证房屋纵向的抗震能力，并根据本规范第3.5.3条两个主轴方向振动特性不宜相差过大的要求，规定多层砌体的纵横向墙体数量不宜相差过大，在房屋宽度的中部（约1/3宽度范

围) 应有内纵墙, 且多道内纵墙开洞后累计长度不宜小于房屋纵向长度的 60%。“宜”表示, 当房屋层数很少时, 还可比 60%适当放宽。

2 避免采用混凝土墙与砌体墙混合承重的体系, 防止不同材料性能的墙体被各个击破。

3 房屋转角处不应设窗, 避免局部破坏严重。

4 根据汶川地震的经验, 外纵墙体开洞率不应过大, 宜按 55%左右控制。

5 明确砌体结构的楼板外轮廓、开大洞、较大错层等不规则的划分, 以及设计要求。考虑到砌体墙的抗震性能不及混凝土墙, 相应的不规则界限比混凝土结构有所加严。

6 本条规定同一轴线(直线或弧线)上的窗间墙宽度宜均匀, 包括与同一直线或弧线上墙段平行错位净距离不超过 2 倍墙厚的墙段上的窗间墙(此时错位处两墙段之间连接墙的厚度不应小于外墙厚度)。

7.1.8 本次修订, 将 2001 规范“基本对齐”明确为“除楼梯间附近的个别墙段外”, 并明确上部砌体侧向刚度应计入构造柱影响的要求。

底层采用砌体抗震墙的情况, 仅允许用于 6 度设防时, 且明确应采用约束砌体加强, 但不应采用约束多孔砖砌体, 有关的构造要求见本章第 7.5 节; 6、7 度时, 也允许采用配筋小砌块墙体。还需注意, 砌体抗震墙应对称布置, 避免或减少扭转效应, 不作为抗震墙的砌体墙, 应按填充墙处理, 施工时后砌。

底部抗震墙的基础, 不限定具体的基础形式, 明确为“整体性好的基础”。

7.1.9 底部框架-抗震墙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 6 章的要求, 抗震等级与钢筋混凝土结构的框支层相当。但考虑到底部框架-抗震墙房屋高度较低, 底部的钢筋混凝土抗震墙应按低矮墙或开竖缝设计, 构造上有所区别。

## 7.2 计算要点

**7.2.1** 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。底部框架-抗震墙房屋属于竖向不规则结构，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。

自承重墙体（如横墙承重方案中的纵墙等），如按常规方法进行抗震验算，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  $\gamma_{RE}$  适当调整。

**7.2.2** 根据一般的设计经验，抗震验算时，只需对纵、横向的不利墙段进行截面验算，不利墙段为：①承担地震作用较大的；②竖向压应力较小的；③局部截面较小的墙段。

**7.2.3** 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、小开口墙等效刚度的计算方法等内容同 2001 规范。

本次修订明确，关于开洞率的定义及适用范围，系参照原行业标准《设置钢筋混凝土构造柱多层砖房抗震技术规程》JGJ/T 13 的相关内容得到的，该表仅适用于带构造柱的小开口墙段。当本层门窗过梁及以上墙体的合计高度小于层高的 20% 时，洞口两侧应分为不同的墙段。

**7.2.4、7.2.5** 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。强烈地震的震害表明，这类房屋设计不合理时，其底部可能发生变形集中，出现较大的侧移而破坏，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，对这类结构有进一步的认识。但总体上仍需持谨慎的态度。其抗震计算上需注意：

1 继续保持 2001 规范对底层框架-抗震墙砌体房屋地震作用效应调整的要求。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。通常,增大系数可依据刚度比用线性插值法近似确定。

底层框架-抗震墙砌体房屋,二层以上全部为砌体墙承重结构,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,本次修订,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它们的有效侧移刚度比例分配。需注意,框架部分的倾覆力矩近似按有效侧向刚度分配计算,所承担的倾覆力矩略偏少。

2 底部两层框架-抗震墙砌体房屋的地震作用效应调整原则,同底层框架-抗震墙砌体房屋。

3 该类房屋底部托墙梁在抗震设计中的组合弯矩计算方法:

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两端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。

4 本次修订,增加考虑楼盖平面内变形影响的要求。

7.2.6 砌体材料抗震强度设计值的计算,继续保持 89 规范的规定:

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《统一标准》可靠度分析得到的，并采用调整静强度设计值的形式。

关于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形式，将两种方法用同样的表达方式给出。

对砖砌体，此系数与 89 规范相同，继续沿用 78 规范的方法，采用在震害统计基础上的主拉公式得到，以保持规范的延续性：

$$\zeta_N = \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.45\sigma_0/f_v} \quad (5)$$

对于混凝土小砌块砌体，其 $f_v$ 较低， $\sigma_0/f_v$ 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：

$$\zeta_N = 1 + 0.23\sigma_0/f_v \quad (\sigma_0/f_v \leq 6.5) \quad (6)$$

$$\zeta_N = 1.52 + 0.15\sigma_0/f_v \quad (6.5 < \sigma_0/f_v \leq 16) \quad (7)$$

本次修订，根据砌体规范 $f_v$ 取值的变化，对表内数据作了调整，使 $f_{vE}$ 与 $\sigma_0$ 的函数关系基本不变。根据有关试验资料，当 $\sigma_0/f_v \geq 16$ 时，小砌块砌体的正应力影响系数如仍按剪摩公式线性增加，则其值偏高，偏于不安全。因此当 $\sigma_0/f_v$ 大于 16 时，小砌块砌体的正应力影响系数都按 $\sigma_0/f_v = 16$ 时取 3.92。

**7.2.7** 继续沿用了 2001 规范关于设置构造柱墙段抗震承载力验算方法：

一般情况下，构造柱仍不以显式计入受剪承载力计算中，抗震承载力验算的公式与 89 规范完全相同。

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。有关构造柱规程、地方规程和有关的资料，对计入构造柱承载力的计算方法有三种：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，并联叠加法，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  $\gamma_{RE}$  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。

收集了国内许多单位所进行的一系列两端设置、中间设置 1~3 根构造柱及开洞砖墙体，并有不同截面、不同配筋、不同材料强度的试验成果，通过累计百余个试验结果的统计分析，结合混凝土构件抗剪计算方法，提出了抗震承载力简化计算公式。此简化公式的主要特点是：

(1) 墙段两端的构造柱对承载力的影响，仍按 89 规范仅采用承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$  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系数及构造柱对墙体的约束修正系数，本次修订时该系数取 1.1 时的构造柱间距由 2001 规范的不大于 2.8m 调整为 3.0m，以和 7.3.14 条的构造措施相对应。

(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。

(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，供必要时利用。

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，抗震承载力可有所提高。

砖砌体横向配筋的抗剪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，水平配筋的适用范围是  $0.07\% \sim 0.17\%$ 。

本次修订，增加了同时考虑水平钢筋和中部构造柱对墙体受剪承载力贡献的简化计算方法。

**7.2.8** 混凝土小砌块的验算公式，系根据混凝土小砌块技术规程的基础资料，无芯柱时取  $\gamma_{RE} = 1.0$  和  $\zeta_c = 0.0$ ，有芯柱时取  $\gamma_{RE} = 0.9$ ，按《统一标准》的原则要求分析得到的。

2001 规范修订时进行了同时设置芯柱和构造柱的墙片试验。结果发现，只要把式 (7.2.8) 的芯柱截面 ( $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ ) 用构造柱截面 (如  $180\text{mm} \times 240\text{mm}$ ) 替代，芯柱钢筋截面 (如  $1\phi 12$ ) 用构造柱钢筋 (如  $4\phi 12$ ) 替代，则计算结果与试验结果基本一致。于是，2001 规范对式 (7.2.8) 的适用范围作了调整，也适用于同时设置芯柱和构造柱的情况。

**7.2.9** 底层框架-抗震墙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，直接引用 89 规范在试验和震害调查基础上提出的抗侧力砖填充墙的承载力计算方法。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。

本次修订，比 2001 版增加了底框房屋采用混凝土小砌块的约束砌体抗震墙承载力验算的内容。这类由混凝土边框与约束砌体墙组成的抗震构件，在满足上下层刚度比 2.5 的前提下，数量较少而需承担全楼层 100% 的地震剪力 (6 度时约为全楼总重力的 4%)。因此，虽然仅适用于 6 度设防，为判断其安全性，仍应进行抗震验算。

### 7.3 多层砖砌体房屋抗震构造措施

**7.3.1、7.3.2** 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 $10\%\sim 30\%$ 左右,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。

本次修订继续保持 2001 规范的规定,根据房屋的用途、结构部位、烈度和承担地震作用的大小来设置构造柱。当房屋高度接近本规范表 7.1.2 的总高度和层数限值时,纵、横墙中构造柱间距的要求不变。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。

当 6、7 度房屋的层数少于本规范表 7.2.1 规定时,如 6 度二、三层和 7 度二层且横墙较多的丙类房屋,只要合理设计、施工质量好,在地震时可到达预期的设防目标,本规范对其构造柱设置未作强制性要求。注意到构造柱有利于提高砌体房屋抗地震倒塌能力,这些低层、小规模且设防烈度低的房屋,可根据具体条件和可能适当设置构造柱。

2008 年局部修订时,增加了不规则平面的外墙对应转角(凸角)处设置构造柱的要求;楼梯斜段上下端对应墙体处增加四根构造柱,与在楼梯间四角设置的构造柱合计有八根构造柱,再与本规范 7.3.8 条规定的楼层半高的钢筋混凝土带等可组成应急疏散安全岛。

本次修订,在 2008 年局部修订的基础上作下列修改:

① 文字修改,明确适用于各类砖砌体,包括蒸压砖、烧结砖和混凝土砖。

② 对横墙很少的多层砌体房屋,明确按增加二层的层数设

置构造柱。

③ 调整了 6 度设防时 7 层砖房的构造柱设置要求。

④ 提高了隔 15m 内横墙与外纵墙交接处设置构造柱的要求，调整至 12m；同时增加了楼梯间对应的另一侧内横墙与外纵墙交接处设置构造柱的要求。间隔 12m 和楼梯间相对的内外墙交接处的要求二者取一。

⑤ 增加了较大洞口的说明。对于内外墙交接处的外墙小墙段，其两端存在较大洞口时，在内外墙交接处按规定设置构造柱，考虑到施工时难以在一个不大的墙段内设置三根构造柱，墙段两端可不再设置构造柱，但小墙段的墙体需要加强，如拉结钢筋网片通长设置，间距加密。

⑥ 原规定拉结筋每边伸入墙内不小于 1m，构造柱间距 4m，中间只剩下 2m 无拉结筋。为加强下部楼层墙体的抗震性能，本次修订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。

**7.3.3、7.3.4** 圈梁能增强房屋的整体性，提高房屋的抗震能力，是抗震的有效措施，本次修订，提高了对楼层内横墙圈梁间距的要求，以增强房屋的整体性能。

74、78 规范根据震害调查结果，明确现浇钢筋混凝土楼盖不需要设置圈梁。89 规范和 2001 规范均规定，现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖与墙体有可靠连接的房屋，允许不另设圈梁，但为加强砌体房屋的整体性，楼板沿抗震墙体周边均应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

圈梁的截面和配筋等构造要求，与 2001 规范保持一致。

**7.3.5、7.3.6** 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。

本次修订，在 2008 年局部修订的基础上，提高了 6~8 度时预制板相互拉结的要求，同时取消了独立砖柱的做法。在装配式楼板伸入墙（梁）内长度的规定中，明确了硬架支模的做法（硬

架支模的施工方法是：先架设梁或圈梁的模板，再将预制楼板支承在具有一定刚度的硬支架上，然后浇筑梁或圈梁、现浇叠合层等的混凝土）。

组合砌体的定义见砌体设计规范。

**7.3.7** 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。本次修订，将拉结筋的长度改为通长，并明确为拉结网片。

**7.3.8** 历次地震震害表明，楼梯间由于比较空旷常常破坏严重，必须采取一系列有效措施。本条在 2008 年局部修订时改为强制性条文。本次修订增加 8、9 度时不应采用装配式楼梯段的要求。

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需要特别加强。

**7.3.9** 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，2001 规范修订提高了硬山搁檩的构造要求。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。

**7.3.10** 砌体结构中的过梁应采用钢筋混凝土过梁，本次修订，明确不能采用砖过梁，不论是配筋还是无筋。

**7.3.11** 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。本次修订，对预制阳台的限制有所加严。

**7.3.12** 本次修订，将 2001 规范第 7.1.7 条有关风道等非结构构件的规定移入第 13 章。

**7.3.13** 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，按本规范第 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。

**7.3.14** 本条对应于本规范第 7.1.2 条第 3 款, 2001 规范规定为住宅类房屋, 本次修订扩大为所有丙类建筑中横墙较少的多层砌体房屋 (6、7 度时)。对于横墙间距大于 4.2m 的房间超过楼层总面积 40% 且房屋总高度和层数接近本章表 7.1.2 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) 按本规范 7.2.7 条第 3 款计入墙段中部钢筋混凝土构造柱的承载力。

本次修订, 根据试设计结果, 要求横墙较少时构造柱的间距, 纵横墙均不大于 3m。

## **7.4 多层砌块房屋抗震构造措施**

**7.4.1、7.4.2** 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。

本次修订, 按多层砖房的本规范表 7.3.1 的要求, 增加了楼、电梯间的芯柱或构造柱的布置要求; 并补充 9 度的设置要求。

砌块房屋墙体交接处、墙体与构造柱、芯柱的连接, 均要设钢筋网片, 保证连接的有效性。本次修订, 将原 7.4.5 条有关拉结钢筋网片设置要求调整至本规范第 7.4.2、7.4.3 条中。要求

拉结钢筋网片沿墙体水平通长设置。为加强下部楼层墙体的抗震性能，将下部楼层墙体的拉结钢筋网片沿墙高的间距加密，提高抗倒塌能力。

**7.4.3** 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，可较大程度地提高对砌块砌体的约束能力，也为施工带来方便。

**7.4.4** 本次修订，小砌块房屋的圈梁设置位置的要求同砖砌体房屋，直接引用而不重复。

**7.4.5** 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。

本次修订，补充了可采用槽形砌块作为模板的做法，便于施工。

**7.4.6** 本条为新增条文。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本规范表 7.1.2 的规定限值，丙类建筑中横墙较少的多层小砌块房屋应满足本章第 7.3.14 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。

**7.4.7** 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，则基本上与多层砖房相同。其中，墙体的拉结构造，沿墙体竖向间距按砌块模数修改。

## **7.5 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施**

**7.5.1** 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。本次修订，增加了上部为混凝土小砌块砌体墙的相关要求。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。

**7.5.2** 本条为新增条文。过渡层即与底部框架-抗震墙相邻的上一砌体楼层，其在地震时破坏较重，因此，本次修订将关于过渡层的要求集中在一条内叙述并予以特别加强。

1 增加了过渡层墙体为混凝土小砌块砌体墙时芯柱设置及插筋的要求。

2 加强了过渡层构造柱或芯柱的设置间距要求。

3 过渡层构造柱纵向钢筋配置的最小要求，增加了 6 度时的加强要求，8 度时考虑到构造柱纵筋根数与其截面的匹配性，统一取为 4 根。

4 增加了过渡层墙体在窗台标高处设置通长水平现浇钢筋混凝土带的要求；加强了墙体与构造柱或芯柱拉结措施。

5 过渡层墙体开洞较大时，要求在洞口两侧增设构造柱或单孔芯柱。

6 对于底部次梁转换的情况，过渡层墙体应另外采取加强措施。

**7.5.3** 底框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。

由于底框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。

**7.5.4** 对 6 度底层采用砌体抗震墙的底框房屋，补充了约束砖砌体抗震墙的构造要求，切实加强砖抗震墙的抗震能力，并在使用中不致随意拆除更换。

**7.5.5** 本条是新增的，主要适用于 6 度设防时上部为小砌块墙体的底层框架-抗震墙砌体房屋。

**7.5.6** 本条是新增的。规定底框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。柱的轴压比、纵向钢筋和箍筋要求，参照本规范第 6 章对框架结构柱的要求，同时箍筋全高加密。

**7.5.7** 底部框架-抗震墙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。

**7.5.8** 底部框架的托墙梁是极其重要的受力构件，根据有关试验资料和工程经验，对其构造作了较多的规定。

**7.5.9** 针对底框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。本次修订，提高了过渡层砌筑砂浆强度等级的要求。

## 附录 F 配筋混凝土小型空心砌块 抗震墙房屋抗震设计要求

### F.1 一般规定

**F.1.1** 国内外有关试验研究表明，配筋混凝土小砌块抗震墙的最小分布钢筋仅为混凝土抗震墙的一半，但承载力明显高于普通砌体，而竖向和水平灰缝使其具有较大的耗能能力，结构的设计计算方法与钢筋混凝土抗震墙结构基本相似。从安全、经济诸方面综合考虑，对于满灌的配筋混凝土小砌块抗震墙房屋，本附录所适用高度可比 2001 规范适当增加，同时补充了 7 度（ $0.15g$ ）、8 度（ $0.30g$ ）和 9 度的有关规定。当横墙较少时，类似多层砌体房屋，也要求其适用高度有所降低。

当经过专门研究，有可靠技术依据，采取必要的加强措施，按住房和城乡建设部的有关规定进行专项审查，房屋高度可以适当增加。

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。配筋砌块砌体抗震墙抗拉相对不利，限制房屋高宽比，可使墙肢在多遇地震下不致出现小偏心受拉状况，本次修订对 6 度时的高宽比限制适当加严。根据试验研究和计算分析，当房屋的平面布置和竖向布置不规则时，会增大房屋的地震反应，应适当减小房屋高宽比以保证在地震作用下结构不会发生整体弯曲破坏。

**F.1.2** 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的抗震等级是确定其抗震措施的重要设计参数，依据抗震设防分类、烈度和房屋高度等划分抗震等级。本次修订，参照现浇钢筋混凝土房屋以 24m 为界划分抗震等级的规定，对 2001 规范的规定作了调整，并增加了 9 度的有关规定。

**F.1.3** 根据本规范第 3.4 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,从结构体型的设计上保证房屋具有较好的抗震性能。

本次修订,对墙肢长度提出了具体的要求。考虑到抗震墙结构应具有延性,高宽比大于 2 的延性抗震墙,可避免脆性的剪切破坏,要求墙段的长度(即墙段截面高度)不宜大于 8m。当墙很长时,可通过开设洞口将长墙分成长度较小、较均匀的超静定次数较高的联肢墙,洞口连梁宜采用约束弯矩较小的弱连梁(其跨高比宜大于 6)。由于配筋小砌块砌体抗震墙的竖向钢筋设置在砌块孔洞内(距墙端约 100mm),墙肢长度很短时很难充分发挥作用,因此设计时墙肢长度也不宜过短。

楼、屋盖平面内的变形,将影响楼层水平地震作用在各抗侧力构件之间的分配,为了保证配筋小砌块砌体抗震墙结构房屋的整体性,楼、屋盖宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖,横墙间距也不应过大,使楼盖具备传递地震力给横墙所需的水平刚度。

根据试验研究结果,由于配筋小砌块砌体抗震墙存在水平灰缝和垂直灰缝,其结构整体刚度小于钢筋混凝土抗震墙,因此防震缝的宽度要大于钢筋混凝土抗震墙房屋。

**F.1.4** 本条是新增条文。试验研究表明,抗震墙的高度对抗震墙出平面偏心受压强度和变形有直接关系,控制层高主要是为了保证抗震墙出平面的强度、刚度和稳定性。由于小砌块墙体的厚度是 190mm,当房屋的层高为 3.2m~4.8m 时,与现浇钢筋混凝土抗震墙的要求基本相当。

**F.1.5** 本条是新增条文,对配筋小砌块砌体抗震墙房屋中的短肢墙布置作了规定。虽然短肢抗震墙有利于建筑布置,能扩大使用空间,减轻结构自重,但是其抗震性能较差,因此在整个结构中应设置足够数量的一般抗震墙,形成以一般抗震墙为主、短肢抗震墙与一般抗震墙相结合共同抵抗水平力的结构体系,保证房屋的抗震能力。本条参照有关规定,对短肢抗震墙截面面积与同一层内所有抗震墙截面面积的比例作了规定。

一字形短肢抗震墙的延性及平面外稳定均相对较差，因此规定不宜布置单侧楼、屋面梁与之平面外垂直或斜交，同时要求短肢抗震墙应尽可能设置翼缘，保证短肢抗震墙具有适当的抗震能力。

## F.2 计 算 要 点

**F.2.1** 本条是新增条文。配筋小砌块砌体抗震墙存在水平灰缝和垂直灰缝，在地震作用下具有较好的耗能能力，而且灌孔砌体的强度和弹性模量也要低于相对应的混凝土，其变形比普通钢筋混凝土抗震墙大。根据同济大学、哈尔滨工业大学、湖南大学等有关单位的试验研究结果，综合参考了钢筋混凝土抗震墙弹性层间位移角限值，规定了配筋小砌块砌体抗震墙结构在多遇地震作用下的弹性层间位移角限值为  $1/800$ ，底层承受的剪力最大且主要是剪切变形，其弹性层间位移角限值要求相对较高，取  $1/1200$ 。

**F.2.2~F.2.7** 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的抗震计算分析，包括内力调整和截面应力计算方法，大多参照钢筋混凝土结构的有关规定，并针对配筋小砌块砌体结构的特点做了修改。

在配筋小砌块砌体抗震墙房屋抗震设计计算中，抗震墙底部的荷载作用效应最大，因此应根据计算分析结果，对底部截面的组合剪力设计值采用按不同抗震等级确定剪力放大系数的形式进行调整，以使房屋的最不利截面得到加强。

条文中规定配筋小砌块砌体抗震墙的截面抗剪能力限制条件，是为了规定抗震墙截面尺寸的最小值，或者说是限制了抗震墙截面的最大名义剪应力值。试验研究结果表明，抗震墙的名义剪应力过高，灌孔砌体会在早期出现斜裂缝，水平抗剪钢筋不能充分发挥作用，即使配置很多水平抗剪钢筋，也不能有效地提高抗震墙的抗剪能力。

配筋小砌块砌体抗震墙截面应力控制值，类似于混凝土抗压强度设计值，采用“灌孔小砌块砌体”的抗压强度，它不同于砌

度的发挥，同时也是为了防止墙片截面过小、配筋率过高，保证抗震墙结构延性。本次修订对一般墙、短肢墙、一字形短肢墙的轴压比限值做了区别对待；由于短肢墙和无翼缘的一字形短肢墙的抗震性能较差，因此其轴压比限值更为严格。

**F.3.5** 在配筋小砌块砌体抗震墙结构中，边缘构件在提高墙体承载力方面和变形能力方面的作用都非常明显，因此参照混凝土抗震墙结构边缘构件设置的要求，结合配筋小砌块砌体抗震墙的特点，规定了边缘构件的配筋要求。

配筋小砌块砌体抗震墙的水平筋放置于砌块横肋的凹槽和灰缝中，直径不小于 6mm 且不大于 8mm 比较合适。因此一级的水平筋最小直径为  $\phi 8$ ，二~四级为  $\phi 6$ ，为了适当弥补钢筋直径小的影响，抗震等级为一、二、三级时，应采用不低于 HRB335 级的热轧钢筋。

本次修订，还增加了一、二级抗震墙的底部加强部位设置约束边缘构件的要求。当房屋高度接近本附录表 F.1.1-1 的限值时，也可以采用钢筋混凝土边框柱作为约束边缘构件来加强对墙体的约束，边框柱截面沿墙体方向的长度可取 400mm。在设计时还应注意，过于强大的边框柱可能会造成墙体与边框柱的受力和变形不协调，使边框柱和配筋小砌块墙体的连接处开裂，影响整片墙体的抗震性能。

**F.3.6** 根据配筋小砌块砌体抗震墙的施工特点，墙内的竖向钢筋布置无法绑扎搭接，钢筋的搭接长度应比普通混凝土构件的搭接长度长些。

**F.3.7** 本条是新增条文，规定了水平分布钢筋的锚固要求。根据国内外有关试验研究成果，砌块砌体抗震墙的水平钢筋，当采用围绕墙端竖向钢筋  $180^\circ$  加  $12d$  延长段锚固时，施工难度较大，而一般做法可将该水平钢筋末端弯钩锚于灌孔混凝土中，弯入长度不小于 200mm，在试验中发现这样的弯折锚固长度已能保证该水平钢筋能达到屈服。因此，考虑不同的抗震等级和施工因素，分别规定相应的锚固长度。

**F.3.8** 本条是根据国内外试验研究成果和经验、以及配筋砌块砌体连梁的特点而制定的。

**F.3.9** 本次修订，进一步细化了对圈梁的构造要求。在配筋小砌块砌体抗震墙和楼、屋盖的结合处设置钢筋混凝土圈梁，可进一步增加结构的整体性，同时该圈梁也可作为建筑竖向尺寸调整的手段。钢筋混凝土圈梁作为配筋小砌块砌体抗震墙的一部分，其强度应和灌孔小砌块砌体强度基本一致，相互匹配，其纵筋配筋量不应小于配筋小砌块砌体抗震墙水平筋的数量，其腰筋间距不应大于配筋小砌块砌体抗震墙水平筋间距，并宜适当加密。

**F.3.10** 对于预制板的楼盖，配筋混凝土小型空心砌块砌体抗震墙房屋与其他结构类型房屋一样，均要求楼、屋盖有足够的刚度和整体性。

## 8 多层和高层钢结构房屋

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 本章主要适用于民用建筑，多层工业建筑不同于民用建筑的部分，由附录 H 予以规定。用冷弯薄壁型钢作为主要承重结构的房屋，构件截面较小，自重较轻，可不执行本章的规定。

本章不适用于上层为钢结构下层为钢筋混凝土结构的混合型结构。对于混凝土核心筒-钢框架混合结构，在美国主要用于非抗震设防区，且认为不宜大于 150m。在日本，1992 年建了两幢，其高度分别为 78m 和 107m，结合这两项工程开展了一些研究，但并未推广。据报道，日本规定采用这类体系要经建筑中心评定和建设大臣批准。

我国自 20 世纪 80 年代在当时不设防的上海希尔顿酒店采用混合结构以来，应用较多，除大量应用于 7 度和 6 度地区外，也用于 8 度地区。由于这种体系主要由混凝土核心筒承担地震作用，钢框架和混凝土筒的侧向刚度差异较大，国内对其抗震性能虽有一些研究，尚不够完善。本次修订，将混凝土核心筒-钢框架结构做了一些原则性的规定，列入附录 G 第 G.2 节中。

本次修订，将框架-偏心支撑（延性墙板）单列，有利于促进它的推广应用。筒体和巨型框架以及框架-偏心支撑的适用最大高度，与国内现有建筑已达到的高度相比是保守的，需结合超限审查要求确定。AISC 抗震规程对 B、C 等级（大致相当于我国  $0.10g$  及以下）的结构，不要求执行规定的抗震构造措施，明显放宽。据此，对 7 度按设计基本地震加速度划分。对 8 度也按设计基本地震加速度作了划分。

**8.1.2** 国外 20 世纪 70 年代及以前建造的高层钢结构，高宽比较大的，如纽约世界贸易中心双塔，为 6.6，其他建筑很少超过

此值的。注意到美国东部的地震烈度很小,《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 据此对高宽比作了规定。本规范考虑到市场经济发展的现实,在合理的前提下比高层钢结构规程适当放宽高宽比要求。

本次修订,按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 增加了表注,规定了底部有大底盘的房屋高度的取法。

**8.1.3** 将 2001 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、整理为四个不同的要求,称之为抗震等级。2001 规范以 12 层为界区分改为 50m 为界。对 6 度高度不超过 50m 的钢结构,与 2001 规范相同,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。

不同的抗震等级,体现不同的延性要求。可借鉴国外相应的抗震规范,如欧洲 Eurocode8、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,故允许降低其抗震等级。

甲、乙类设防的建筑物,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,不再重复。

**8.1.5** 本次修订,将 2001 规范的 12 层和烈度的划分方法改为抗震等级划分。所以本章对钢结构房屋的抗震措施,一般以抗震等级区分。凡未注明的规定,则各种高度、各种烈度的钢结构房屋均要遵守。

本次修订,补充了控制单跨框架结构适用范围的要求。

**8.1.6** 三、四级且高度不大于 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 19 所示。

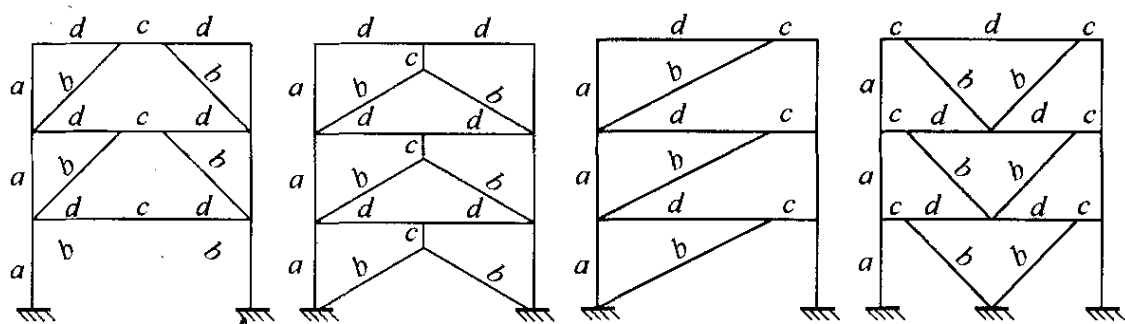


图 19 偏心支撑示意图

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。

本次修订，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粘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；