

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50011—2001

建筑抗震设计规范

Code for seismic design of buildings

条文说明

2001—07—20 发布

2002—01—01 实施

中华人民共和国建设部 联合发布
国家质量监督检验检疫总局

中华人民共和国国家标准
建筑抗震设计规范

GB 50011—2001

主编部门：中华人民共和国建设部

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2002年1月1日

条文说明

中国建筑资讯网

2001 北 京

目 次

1	总 则	6
2	术语和符号	8
3	抗震设计的基本要求.....	9
3.1	建筑抗震设防分类和设防标准	9
3.2	地 震 影 响.....	9
3.3	场地和地基	11
3.4	建筑设计和建筑结构的规则性	11
3.5	结 构 体 系.....	14
3.6	结 构 分 析.....	16
3.7	非结构构件	17
3.8	隔震和消能减震设计	18
3.9	结构材料与施工	18
3.10	建筑物地震反应观测系统	20
4	场地、地基和基础	21
4.1	场 地	21
4.2	天然地基和基础	25
4.3	液化土和软土地基	26
4.4	桩 基	34
5	地震作用和结构抗震验算	36
5.1	一 般 规 定.....	36
5.2	水平地震作用计算	40
5.3	竖向地震作用计算	42
5.4	截面抗震验算	43
5.5	抗震变形验算	44
6	多层和高层钢筋混凝土房屋	50
6.1	一 般 规 定.....	50
6.2	计 算 要 点.....	54
6.3	框架结构抗震构造要求.....	59

6.4	抗震墙结构构造措施.....	62
6.5	框架-抗震墙结构抗震构造措施.....	63
6.6	板柱抗震墙结构抗震设计要求.....	63
6.7	筒体结构抗震设计要求.....	63
7	多层砌体房屋和底部框架、内框架房屋.....	65
7.1	一般规定.....	65
7.2	计算要点.....	67
7.3	多层粘土砖房屋抗震构造措施.....	71
7.4	多层砌块房屋抗震构造措施.....	72
7.5	底部框架房屋抗震构造措施.....	73
7.6	多层内框架房屋构造措施.....	74
8	多层和高层钢结构房屋.....	75
8.1	一般规定.....	75
8.2	计算要点.....	76
8.3	钢框架结构的抗震构造措施.....	80
8.4	钢框架-中心支撑结构的抗震措施.....	82
8.5	钢框架-偏心支撑结构的抗震措施.....	83
9	单层工业厂房.....	86
9.1	单层钢筋混凝土柱厂房.....	86
9.2	单层钢结构厂房.....	93
9.3	单层砖柱厂房.....	95
10	单层空旷房屋.....	99
10.1	一般规定.....	99
10.2	计算要点.....	99
10.3	抗震构造措施.....	99
11	土、木、石结构房屋.....	101
11.1	村镇生土房屋.....	101
11.2	木结构房屋.....	102
11.3	石结构房屋.....	102
12	隔震和消能减震设计.....	104
12.1	一般规定.....	104

12.2	房屋隔震设计要点.....	105
12.3	房屋消能减震设计要点.....	107
13	非结构构件.....	112
13.1	一般规定.....	112
13.2	基本计算要求.....	113
13.3	建筑非结构构件的基本抗震措施.....	116
13.4	附属机电设备支架的基本抗震措施.....	116

1 总 则

1.0.1 本规范抗震设防的基本思想和原则同 GBJ11-89 规范(以下简称 89 规范)一样,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,适当地考虑抗震设防水平,设防标准不能过高。

本次修订,继续保持 89 规范提出的抗震设防三个水准目标,即“小震不坏,大震不倒”的具体化。根据我国华北、西北和西南地区地震发生概率的统计分析,50 年内超越概率约为 63%的地震烈度为众值烈度,比基本烈度约低一度半,规范取为第一水准烈度;50 年超越概率约 10%的烈度即 1990 中国地震烈度区划图规定的地震基本烈度或新修订的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;50 年超越概率 2%~3%的烈度可作为罕遇地震的概率水准,规范取为第三水准烈度,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。

与各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)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)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 规范相同,仍与 78 规范相当);遭遇第三水准烈度(预估的罕遇地震)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,不能过高估计。

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

3 本次修订仍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,继续保持其可靠度水平同 78 规范相当,采用《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 规定的分项系数设计表达式进行结构构件的截面承载力验算,这样,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,对特殊要求的建筑、地震时易倒塌的结构以及有明显薄弱层的不规则结构,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。

1.0.2 本条是“强制性条文”,要求抗震设防区所有新建的建筑工程均必需进行抗震设计。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 规范的规定,适用于 6~9 度一般的建筑工程。鉴于近数十年来,很多 6 度地震区发生了较大的地震,甚至特大地震,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。

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”。

1.0.5 本条体现了抗震设防依据的“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,可采用抗震设防区划提供的地震动参数(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)。

关于抗震设防烈度和抗震设防区划的审批权限,由国家有关主管部门规定。

89 规范的第 1.0.4 条和第 1.0.5 条,本次修订移至第 3 章第 3.1.1~3.1.3 条。

89 规范的第 1.0.6 条,本次修订不再出现。

2 术语和符号

本次修订，将 89 规范的附录一改为一章，并增加了一些术语。

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，既取决于地震强弱不同，又取决于使用功能重要性的不同。

地震作用的涵义，强调了其动态作用的性质，不仅是加速度的作用，还应包括地震动的速度和位移的作用。

本次修订还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。

3 抗震设计的基本要求

3.1 建筑抗震设防分类和设防标准

3.1.1~3.1.3 根据我国的实际情况，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《建筑抗震设防分类标准》GB50223 所替代。因此，本次修订的条文主要引用了该国家标准的规定。

按《防震减灾法》，本次修订明确，甲类建筑为“重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑”。其地震作用计算，增加了“甲类建筑的地震作用，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”，修改了 GB50223 规定甲类建筑的地震作用应按本地区设防烈度提高一度计算的规定。这意味着，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。

丁类建筑不要求按降低一度采取抗震措施，要求适当降低抗震措施即可。

对较小的乙类建筑，仍按 GB50223 的要求执行。按 GB50223-95 的说明，指的是对一些建筑规模较小建筑，例如，工矿企业的变电所、空压站、水泵房以及城市供水水源的泵房等。当这些小建筑为丙类建筑时，一般采用砖混结构；当为乙类建筑时，若改用抗震性能较好的钢筋混凝土结构或钢结构，则可仍按本地区设防烈度的规定采取抗震措施。

新修订的《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068，提出了设计使用年限的原则规定。本规范的甲、乙、丙、丁分类，可体现建筑重要性及设计使用年限的不同。

3.2 地震影响

近年来地震经验表明，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 α 曲线表达，按远震的曲线设计就已包含两种地震作用不利情况。

本次修订，明确引入了“设计基本地震加速度”和“设计特征周期”，可与新修订的中国地震动参数区划图(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。

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。这个取值与《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,在这二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 度地区相当,在本规范表 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特征周期(T_g)。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 8%)。本次修订将设计近震、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。在抗震设防决策上,为保持规范的延续性,设计地震的分组可在《中国地震动反应谱特征周期区划图 B1》基础上略做调整:

1 区划图 B1 中 0.35s 和 0.40s 的区域作为设计地震第一组;

2 区划图 B1 中 0.45s 的区域,多数作为设计地震第二组;其中,借用 89 规范按烈度衰减等震线确定“设计远震”的规定,取加速度衰减影响的下列区域作为设计地震第三组:

1)区划图 A1 中峰值加速度 0.2g 减至 0.05g 的影响区域和 0.3g 减至 0.1g 的影响区域;

2)区划图 B1 中 0.45s 且区划图 A1 中 $\geq 0.4g$ 的峰值加速度减至 0.2g 及以下的

影响区域。

为便于设计单位使用，本规范在附录 A 规定了县级及县级以上城镇(按民政部编 2001 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。

3.3 场地和地基

3.3.1 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，因此抗震设防区的建筑工程宜选择有利的地段，避开不利的地段并不在危险的地段建设。

3.3.2 抗震构造措施不同于抗震措施。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。

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。

3.4 建筑设计和建筑结构的规则性

3.4.1 合理的建筑布置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。

本条主要对建筑师的建筑设计方案提出了要求。首先应符合合理的抗震概念设计原则，宜采用规则的建筑设计方案，强调应避免采用严重不规则的设计方案。

规则的建筑结构体现在体型(平面和立面的形状)简单，抗侧力体系的刚度和承载力上下变化连续、均匀，平面布置基本对称。即在平面、竖向图形或抗侧力体系上，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 3.4.2 条规定了一些定量的界限，但实际上引起建筑结构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。

这里，“不规则”指的是超过表 3.4.21 和表 3.4.22 中一项及以上的不规则指标；特别不规则，指的是多项均超过表 3.4.2-1 和表 3.4.2-2 中不规则指标或某一项超过规定指标较多，具有较明显的抗震薄弱部位，将会引起不良后果者；严重不规则，指的是体型复杂，多项不规则指标超过第 3.4.2 条上限值或某一项大大超过规定值，具有严重的抗震薄弱环节，将会导致地震破坏的严重后果者。

3.4.2, 3.4.3 本次修订考虑了《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》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《建筑抗震设计规范》和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》。

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；当比值为 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。按本规范 CQC 计算位移时，需注意合理确定符号。

对于较大错层，如超过梁高的错层，需按楼板开洞对待；当错层面积大于该层总面积 30%时，则属于楼板局部不连续。楼板典型宽度按楼板外形的基本宽度计算。

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

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

图 3.4.2 为典型示例，以便理解表 3.4.2 中所列的不规则类型。

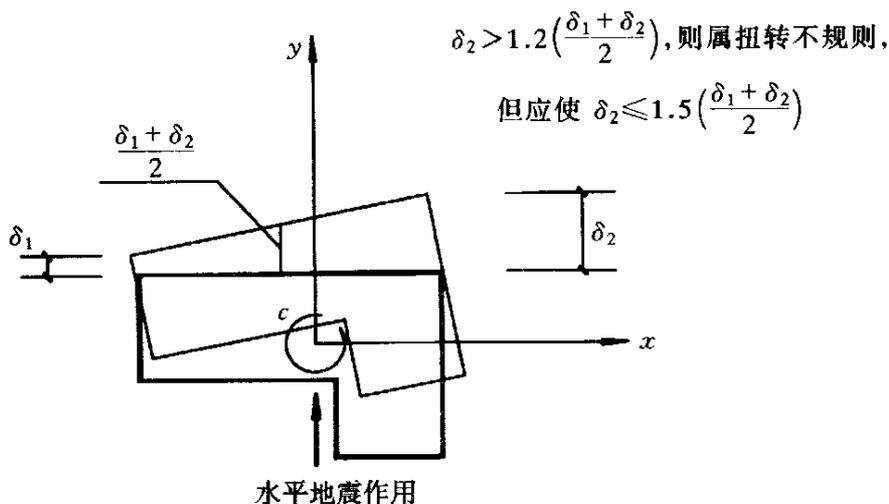


图 3.4.2-1 建筑结构平面的扭转不规则示例

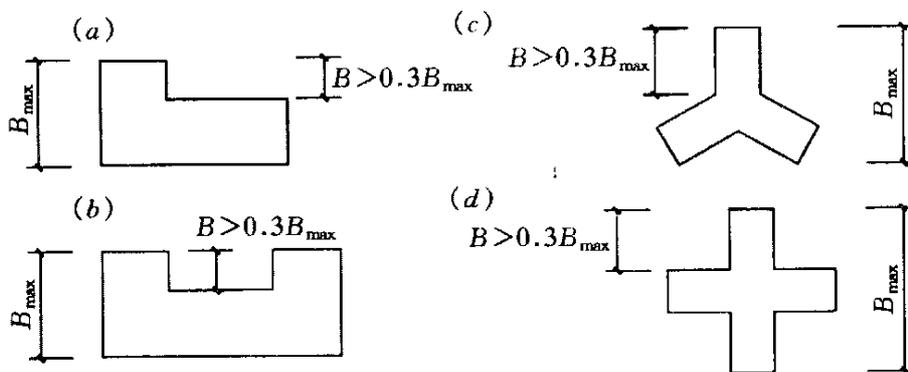


图 3.4.2-2 建筑结构平面的凹角或凸角不规则示例

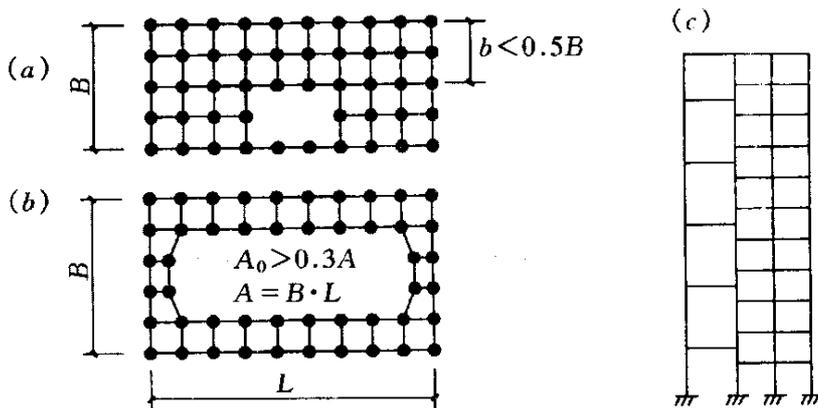


图 3.4.2-3 建筑结构平面的局部不连续示例 (大开洞及错层)

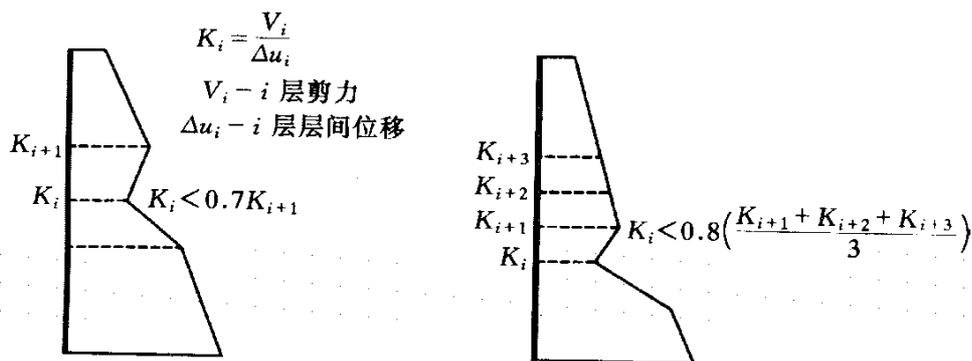
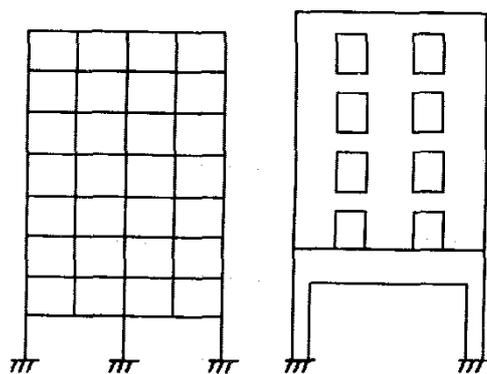
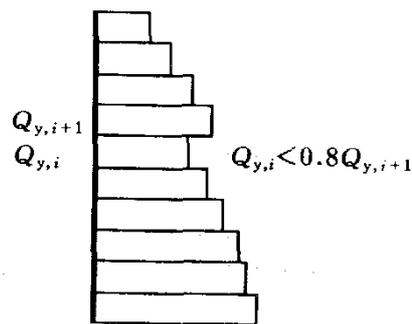


图 3.4.2-4 沿竖向的侧向刚度不规则（有柔软层）

图 3.4.2-5 竖向抗侧力
构件不连续示例图 3.4.2-6 竖向抗侧力
结构屈服抗剪强度
非均匀化（有薄弱层）

3.4.4 本规范第 3.4.2 条和第 3.4.3 条的规定，主要针对钢筋混凝土和钢结构的多层和高层建筑所作的的天规性天的限制，对砌体结构多层房屋和单层工业厂房的天规性天的应符合本规范有关章节的天专门规定。

3.4.5, 3.4.6 体型复杂的建筑并不一概提倡设置防震缝。有些建筑结构，因建筑设计的需要或建筑场地的条件限制而不设防震缝，此时，应按第 3.4.3 条的规定进行抗震分析并采取加强延性的构造措施。防震缝宽度的规定，见本规范各有关章节并要便于施工。

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。本次修订，将结构体系的要求分为强制性和非强制性两类。

多道抗震防线指的是：

第一，一个抗震结构体系，应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。

第二，抗震结构体系应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。

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。

本次修订，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，但如处理不当，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；

3 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；

4 本次修订增加了对预应力混凝土结构构件的要求。

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。

本次修订增加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 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,一般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(按照国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 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预估的罕遇地震影响时,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,规范只限于对特别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。

本规范推荐了二种非线性分析方法: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,但也有一定的使用局限性和适用性,对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。

$$\theta_i = \frac{M_a}{M_0} = \frac{\sum G_i \cdot \Delta u_i}{V_i h_i} > 0.1 \quad (3.6.3)$$

式中 θ_i —稳定系数；

$\sum G_i$ — i 层以上全部重力荷载计算值；

Δu_i —第 i 层楼层质心处的弹性或弹塑性层间位移；

V_i —第 i 层地震剪力计算值；

h_i —第 i 层楼层高度。

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，墙体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；框架结构位移角限值较大，计算侧移需考虑刚度折减。

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。

砌体及混凝土墙结构可不考虑重力二阶效应。

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，计算软件的技术条件应符合本规范及有关强制性标准的规定，设计时应对所有计算结果进行判别，确认其合理有效后方可在设计中应用。

复杂结构应是计算模型复杂的结构，对不同的力学模型还应使用不同的计算机程序。

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。

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。本次修订，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，应予以注意。

本次修订增加了对幕墙、附属机械、电气设备系统支座和连接等需符合地震时对生活功能的要求。

3.8 隔震和消能减震设计

3.8.1 建筑结构采用隔震和消能减震设计是一种新技术，应考虑使用功能的要求、隔震与消能减震的效果、长期工作性能，以及经济性等问题。现阶段，这种新技术主要用于对生活功能有特别要求和高烈度地区的建筑，即用于投资方愿意通过增加投资来提高安全要求的建筑。

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。按本规范第 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，应有所提高，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；当遭受设防烈度的地震影响时，不需修理仍可继续使用；当遭受高于本地区设防烈度的罕遇地震影响时，将不发生危及生命安全和丧失使用功能的破坏。

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。

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，故规定 9 度时不宜超过 C60；8 度时不宜超过 C70。

本条还要求，对一、二级抗震等级的框架结构，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。

钢结构中用的钢材，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。高层钢结构的钢材，可按黑色冶金工业标准《高层建筑结构用钢板》YB4104-2000 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。

国家标准《碳素结构钢》GB700 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。国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T1591 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)。

本次修订还要求，除按照上述等承载力原则换算外，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，同时还应满足最小配筋率和钢筋间距等构造要求。

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。国家标准《厚度方向性能钢板》GB5313 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注。

3.10 建筑物地震反应观测系统

3.10.1 本规范初次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。本条中只列出了有利、不利和危险地段的划分，其他地段可视为可进行建设的一般场地。

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。在云南通海地震的大量宏观调查中，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的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是地基土质条件很差。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。

建筑抗震设计规范中的上述场地分类方法得到了我国工程界的普遍认同。但在使用过程中也提出了一些问题和意见。主要的意见是此分类方案呈阶梯状跳跃变化，在边界线上不大容易掌握，特别是在覆盖层厚度为 80m、平均剪切波速为 140m/s 的

特定情况下，覆盖层厚度或平均剪切波速稍有变化，则场地类别有可能从IV类突变到II类场地，地震作用的取值差异甚大。这主要是有意识扩大II类场地造成的。为了解决场地类别的突变问题，可以通过对相应的特征周期进行插入计算来解决。本次修订主要有：

1 关于场地覆盖层厚度的定义，补充了当地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，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 土层剪切波速的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。

3 III类场地的范围稍有扩大，避免了II类至IV类的跳跃。

4 当等效剪切波速 $v_{se} \leq 140\text{m/s}$ 时，II类和III类场地的分界线从9m改为15m，在这一区间内适当扩大了II类场地的范围。

5 为了保持与89规范的延续性以及与其他有关规范的协调，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15%的范围)的 T_g 值。图4.1.6给出了一种连续化插入方案，可将原有场地分类及修订方案进行比较。该图在场地覆盖层厚度 d_{ov} 和等效剪切波速 v_{se} 平面上按本次修订的场地分类方法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。

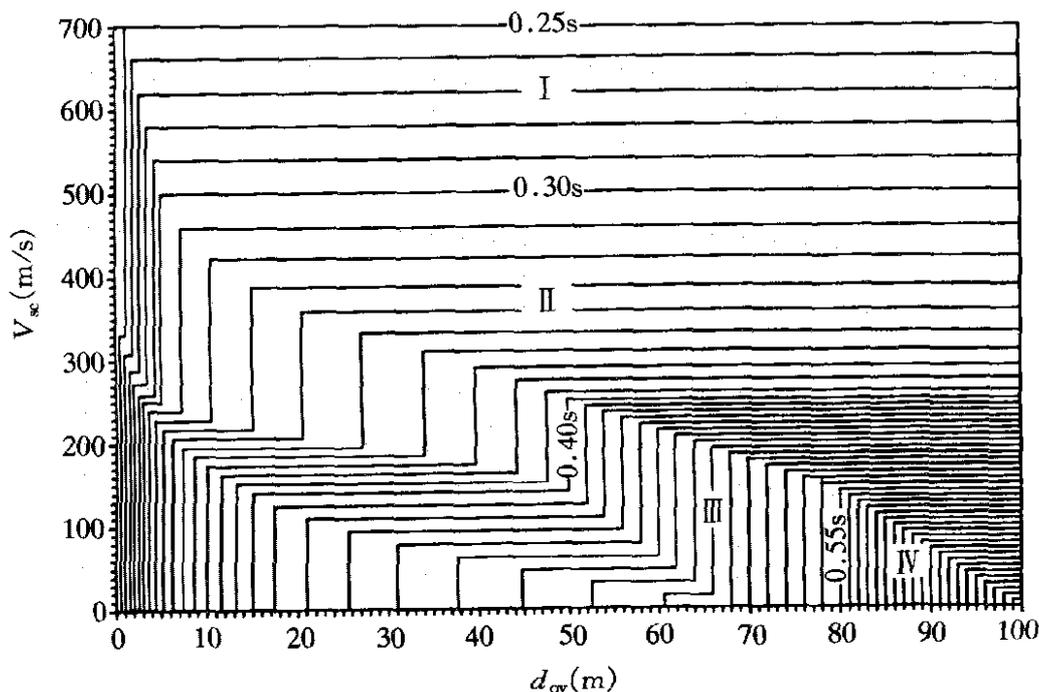


图 4.1.6 在 d_{ov} - V_{sc} 平面上的 T_g 等值线图

(用于设计特征周期一区, 图中相邻 T_g 等值线的差值均为 0.01s)

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, 一般土层中的加速度随距地面深度而渐减, 日本规范规定地下 20m 时的土中加速度为地面加速度的 $1/2 \sim 2/3$, 中间深度则插入。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; 埋深大抗摇摆好, 但因目前尚未能总结出实用规律, 暂不列入规范, 高层建筑的场地类别仍按浅基础考虑。

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土层, 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。

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 1.0~4.0m, 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 and 宏观经验是相近的, 有一定的可信度。

本次修订中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。

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做出具体的规定是很困难的。从宏观震害经验和

地震反应分析结果所反映的总趋势，大致可以归纳为以下几点：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：

$$\lambda = 1 + \xi\alpha \quad (4.1.8)$$

式中 λ —局部突出地形顶部的地震影响系数的放大系数；

α —局部突出地形地震动参数的增大幅度，按表 4.1.8 采用；

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

表 4.1.8 局部突出地形地震影响系数的增大幅度

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

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

4.2 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、软弱粘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。本次修订中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。

4.2.2 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。

在本次修订中，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 、 φ_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 σ_d ，绘制强度包线，得到动抗剪强度指标 C_d 及 φ_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：

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

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 4.2.2，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 100~300kPa、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 4.2.2 ζ_a 的平均值

名称	西安黄土				兰州黄土	洛川黄土		
	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
ζ_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 σ_1 与压力 σ_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，在建国以后的多次地震中，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。

4.3.3 89 规范初判的提法是根据建国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(Q₃)地层，对地震烈度 10 度区考察，钻探测试表明，地下水位为 3~4m 表层为 3.0m 左右的粘性土，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 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，而且全新世的无粘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，将此款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。但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，89规范中判别深度为15m，已不能满足这些工程的需要，深层液化判别问题已提到日程上来。

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以上，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，我们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4.3.4。

从图4.3.4可以明显看出：在设计特征周期一区(或89规范的近震情况， $N_0=10$)，深度为12m以上时，临界锤击数较接近，相差不大；深度15~20m范围内，铁路抗震规范方法比H.B.Seed资料要大1.2~1.5击，89规范由于是线性延伸，比铁路抗震规范方法要大1.8~8.4击，是偏于保守的。经过比较分析，本次修订考虑到本规范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。建议15~20m深度范围内仍按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。目前铁路抗震规范判别液化时 N_0 值为7度、8度、9度时分别取8、12、16，因此铁路抗震规范仍比本规范修订后的 N_{cr} 值在15m~20m范围内要大2.2~2.5击；如假定铁路抗震规范 N_0 值8度取10，则比本规范修订后的 N_{cr} 值小1.4~1.8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。

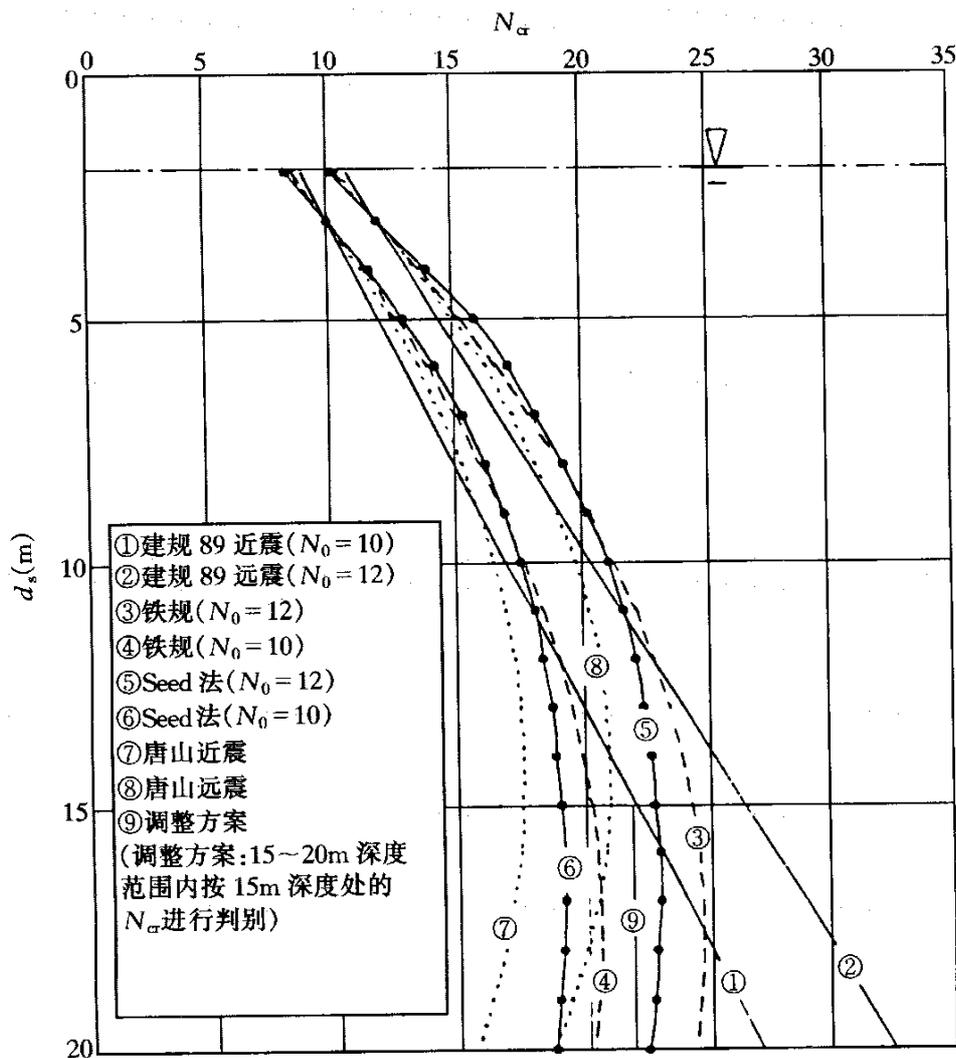


图 4.3.4 液化临界值随深度变化比较 (以 8 度区为例)

考虑到大量的多层建筑基础埋深较浅，一律要求将液化判别深度加深到 20m 有些保守，也增加了不必要的工作量，因此，本次修订只要求将基础埋深大于 5m 的深基础和桩基工程的判别深度加深至 20m。

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，做粗略的预估，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 ω 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 15m 时为 100，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(判别深度 15m)、地面喷水冒砂情况以及对建筑危害程度的描述见表 4.3.5，系根据我国百余个液化震害资料得出的。

表 4.3.5 液化等级和对建筑物的相应危害程度

液化等级	液化指数 (15m)	地面喷水冒砂情况	对建筑的危害情况
轻微	<5	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	5~15	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200m
严重	>15	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

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° 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，从我国目前的技术、经济发展水平上看是较合适的。

本次修订的主要内容如下：

1 89规范中不允许液化地基作持力层的规定有些偏严，本次修订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：

(1)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。

(2)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”1996年11期，P54):

1)仓库二栋，平面均为36m×24m，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116.8m×54.5m的仓库建在六甲人工岛厚15m的可液化土上，设计时预期建成后欠固结的粘土下卧层尚可能产生1.1~1.4m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2m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。

(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 $S_E = 5 \sim 15\text{cm}$ 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。

本次修订过程中开展了估计液化震陷量的研究，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:

$$\text{砂土} \quad S_E = \frac{0.44}{B} \xi S_0 (d_1^2 - d_2^2) (0.01p)^{0.6} \left(\frac{1 - D_r}{0.5} \right)^{1.5} \quad (4.3.6-1)$$

$$\text{粉土} \quad S_E = \frac{0.44}{B} \xi k S_0 (d_1^2 - d_2^2) (0.01p)^{0.6} \quad (4.3.6-2)$$

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 7、8、9 度分别取 0.05、0.5 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;

ξ —修正系数, 直接位于基础下的非液化厚度满足第 4.3.3 条第 3 款对上覆非液化土层厚度 d_u 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, 与日本的实测震陷值基本符合; 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第 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。

近几年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, 故本次修订将“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”。

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海城地震、唐山地震及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 50~150m 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 100~150m，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：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 关于软土震陷，由于缺乏资料，各国都还未列入抗震规范。但从唐山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，实有明确抗御措施之必要。

我国《构筑物抗震设计规范》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 15~30cm 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 4.3.11 中的要求时，可不采取消除软土地基的震陷影响措施。

表 4.3.11 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 ≥ 3
8	$\geq b$ 且 ≥ 5
9	$\geq 1.5b$ 且 ≥ 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。

4.4.2 桩基抗震验算方法是新增加的，其基本内容已与构筑物抗震设计规范和建筑桩基技术规范等协调。

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，我国这方面的情况比较混乱，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 $0.5\sim 1.0\text{kg/cm}^2$ (粘土)。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金被动土压，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：软弱粘性土有震陷问题，一般粘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。

对于目前大力推广应用的疏桩基础，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，作为安全储备，因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，因之建议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。地震后土中孔压不会排泄消散完毕，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)的主要根据是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。阪神地震后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/T50083 的规定，属于间接作用，不可称为“荷载”，应称“地震作用”。

89 规范对结构应考虑的地震作用方向有以下规定：

1 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。

2 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、刚度布置不对称，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。

3 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。

本次修订，基本保留 89 规范的内容，所做的改进如下：

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 参照混凝土高层规程的规定，明确交角大于 15° 时，应考虑斜向地震作用；

3 扭转计算改为“考虑双向地震作用下的扭转影响”。

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(参照表 3.4.2 规定)、特别重要的和较高的高层建筑才要求采用。

进行时程分析时，鉴于各条地震波输入进行时程分析的结果不同，本条规定根据小样本容量下的计算结果来估计地震效应值。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，若选用不少于二条实际记录和一条人工模

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。所谓“在统计意义上相符”指的是，其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，在各个周期点上相差不大于 20%。计算结果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%。

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。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。选用的实际加速度记录，可以是同一组的三个分量，也可以是不同组的记录，但每条记录均应满足“在统计意义上相符”的要求；人工模拟的加速度时程曲线，也按上述要求生成。

输入的地震加速度时程曲线的持续时间，不论实际的强震记录还是人工模拟波形，一般为结构基本周期的 5~10 倍。

5.1.3 按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》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, 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。

89 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，把形成 6~8 度地震影响的地震，按震源远近分为设计近震和设计远震。远震水平反应谱曲线比近震向右移，体现了远震的反应谱特征。于是，按场地条件和震源远近，

调整了地震影响系数的特征周期 T_g 。

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，各曲线的递减指数为非整数；曲线下限仍按 78 规范取为 $0.2 \alpha_{max}$ ； $T > 3s$ 时，地震影响系数专门研究。

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，其取值与按 78 规范各结构影响系数 C 折减的平均值大致相当。

本次修订有如下重要改进：

1 地震影响系数的周期范围延长至 6s。根据地震学研究和强震观测资料统计分析，在周期 6s 范围内，有可能给出比较可靠的数据，也基本满足了国内绝大多数高层建筑和长周期结构的抗震设计需要。对于周期大于 6s 的结构，地震影响系数仍专门研究。

2 理论上，设计反应谱存在二个下降段，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 89 规范相同，在 $T > 5T_g$ 的范围，把 89 规范的下平台改为倾斜下降段，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。在 $T=6T_g$ 附近，新的地震影响系数值比 89 规范约增加 15%，其余范围取值的变动更小。

3 为了与我国地震动参数区划图接轨，89 规范的设计近震和设计远震改为设计地震分组。地震影响系数的特征周期 T_g ，即设计特征周期，不仅与场地类别有关，而且还与设计地震分组有关，可更好地反映震级大小、震中距和场地条件的影响。

4 为了适当调整和提高结构的抗震安全度，I、II、III类场地的设计特征周期值较 89 规范的值约增大了 0.05s。同理，罕遇地震作用时，设计特征周期 T_g 值也适当延长。这样处理比较符合近年来得到的大量地震加速度资料的统计结果。与 89 规范相比，安全度有一定提高。

5 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(0.01~0.20)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 α 系数趋向接近。表达式为：

上升段: $[0.45+10(\eta_2-0.45)T] \alpha_{\max}$

水平段: $\eta_2 \alpha_{\max}$

曲线下降段: $(T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$

倾斜下降段: $[0.2^\gamma \eta_2 - \eta_1(T-5T_g)] \alpha_{\max}$

对应于不同阻尼比计算地震影响系数的调整系数如下，条文中规定，当 η_2 小于 0.55 时取 0.55；当 η_1 小于 0.0 时取 0.0。

地震影响系数

ζ	η_2	γ	η_1
0.01	1.52	0.97	0.025
0.02	1.32	0.95	0.024
0.05	1.00	0.90	0.020
0.10	0.78	0.85	0.014
0.20	0.63	0.80	0.001
0.30	0.56	0.78	0.000

6 现阶段仍采用抗震设防烈度所对应的水平地震影响系数最大值 α_{\max} ，多遇地震烈度和罕遇地震烈度分别对应于 50 年设计基准期内超越概率为 63% 和 2%~3% 的地震烈度，也就是通常所说的小震烈度和大震烈度。为了与中国地震动参数区划图接口，表 5.1.4 中的 α_{\max} 除沿用 89 规范 6、7、8、9 度所对应的设计基本加速度值外，特于 7~8 度、8~9 度之间各增加一档，用括号内的数字表示，分别对应于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g。

5.1.6 在强烈地震下，结构和构件并不存在最大承载能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。本次修订继续保持 89 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，可不做抗震验算，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 类场地的设计特征周期 T_g ，则 6 度的地震作用值可能大于同一建筑在 7 度 II 类场地的取值，此时仍须进行抗震验算。

2 对于大部分结构，包括 6 度设防的上述较高的高层建筑，可以将设防烈度地震下的变形验算，转换为以众值烈度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证，即只需满足第一阶段的设计要求，就可具有与 78 规范相同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，规范增加了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，本次修订增加了其他结构，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，进行第二阶段设计的要求。

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，89 规范做了如下规定，本次修订未做修改：

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第 9 章中已另有规定，故本条不重复调整(取 $\delta_n=0$)。对内框架房屋，根据震害的总结，并考虑到现有计算模型的不精确，建议取 $\delta_n=0.2$ 。

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。

5.2.3 地震扭转反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反应，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，组合用完全二次型方根法，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 ε 满足 $0.1 < \varepsilon < 0.3$ ，则边榀框架的扭转效应增大系数 $\eta = 0.65 + 4.5 \varepsilon$ 。偏心参数的计算公式是 $\varepsilon = e_y S_y / (K_\phi$

$/K_x$), 其中, e_y 、 S_y 分别为 i 层刚心和 i 层边榀框架距 i 层以上总质心的距离(y 方向), K_x 、 K_ϕ 分别为 i 层平动刚度和绕质心的扭刚度。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, 故规范要求在有依据时才可用来近似估计。

本次修订的主要改进如下:

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。本次修订要求, 规则结构不考虑扭转耦联计算时, 应采用增大边榀结构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_θ , 或满足 $T_\theta > 0.7T_{x1}$, 或 $T_\theta > 0.7T_{y1}$, 对较高的高层建筑, $0.7T_\theta > T_{x2}$, 或 $0.7T_\theta > T_{y2}$, 均应考虑地震扭转效应。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。但二者不叠加计算。

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 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, 增加了对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, 结构水平地震作用效应应据此进行相应调整。

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，尚应按本规范第 3.4.3 条的规定，再乘以 1.15 的系数。

本条规定不考虑阻尼比的不同，是最低要求，各类结构，包括隔震和消能减震结构均需一律遵守。

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，本条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。

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。根据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，本次修订要求，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，由于隔震垫不隔离竖向地震作用，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，计算方法在本规范第 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，且当周期大于设计特征周期时，随跨度的增大，比值反而有所下降，由于在目前常用的跨度范围内，这个下降还不很大，为了简化，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。

5.4 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》的修订，对符号表达做了修改，并补充了钢结构的 γ_{RE} 。

5.4.1 在设防烈度的地震作用下，结构构件承载力的可靠指标 ρ 是负值，难于按《统一标准》分析，本规范第一阶段的抗震设计取相当于众值烈度下的弹性地震作用作为额定指标，此时的设计表达式可按《统一标准》处理。

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 $\gamma_{Eh}=1.2$ ，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 and 反应谱的分析，二者的组合比为 1:0.4，故此时 $\gamma_{Eh}=1.3$ ， $\gamma_{EV}=0.4 \times 1.3 \approx 0.5$ 。

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，在第 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 η ，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，以及抗震重要性分类与《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能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，本次修订略有提高。基于此前提，在确定地震作用分项系数的同时，则可得到与抗力标准值 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，就相应地变为承载力设计值的抗震调整系数 γ_{RE} ，即 $\gamma_{RE}=R_d/R_{dE}$ 或 $R_{dE}=R_d/\gamma_{RE}$ 。还需注意，地震作用下结构的弹塑性变形直接依赖于结构实际的屈服强度(承载力)，本节的承载力是设计值，不可误为标准值来进行本章第 5 节要求的弹塑性变形验算。

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，当前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。

本次修订，扩大了弹性变形验算的范围。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，一般可取弹性刚度；当计算的变形较大时，宜适当考虑截面开裂的刚度折减，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平面不对称引起的扭转效应和重力 P— Δ 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。如未扣除时，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。不再区分有填充墙和无填充墙，均按 89 规范的 1/550 采用，并仍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。统计了我国近十年来建成的 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，取 1/300。

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。但考虑到弹塑性变形计算的复杂性和缺乏实用计算软件，对不同的建筑结构提出不同的要求。

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，则底部是明显的薄弱部位。

目前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，本次修订继续保持 89 规范所采用的方法。

1 89 规范修订过程中，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 ξ_y 分布均匀的结构多在底层，分布不均匀结构则在 ξ_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 ξ_y 均匀的多层结构，其最大的层间弹塑变形增大系数 η_p 可按层数和 ξ_y 的差异用表格形式给出；对于 ξ_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 η_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：

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

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 本次修订过程中，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，采用杆系模型的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。

由于底部框架砖房沿竖向存在刚度突变，因此对框架部分适当从严；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 $1/100$ 。高层钢结构具有较高的变形能力，美国 ATC3—06 规定，II 类地区危险性的建筑(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，其层间位移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 本章适用范围，除了 89 规范已有的框架结构、框架-抗震墙结构和抗震墙(包括有一、二层框支墙的抗震墙)结构外，增加了筒体结构和板柱-抗震墙结构。

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，其适用高度应有限制。框架结构、框架-抗震墙结构和抗震墙结构的最大适用高度仍按 89 规范采用。筒体结构包括框架核心筒和筒中筒结构，在高层建筑中应用较多。框架-核心筒存在抗扭不利及加强层刚度突变问题，其适用高度略低于筒中筒。板柱体系有利于节约建筑空间及平面布置的灵活性，但板柱节点较弱，不利于抗震。1988 年墨西哥地震充分说明板柱结构的弱点。本规范对板柱结构的应用范围限于板柱-抗震墙体系，对节点构造有较严格的要求。框架-核心筒结构中，带有一部分仅承受竖向荷载的无梁楼盖时，不作为板柱-抗震墙结构。

不规则或Ⅳ类场地的结构，其最大适用高度一般降低 20%左右。

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，必要时需采用型钢混凝土结构等，并按建设部部长令的有关规定上报审批。

6.1.2, 6.1.3 钢筋混凝土结构的抗震措施，包括内力调整和抗震构造措施，不仅要按建筑抗震设防类别区别对待，而且要按抗震等级划分，是因为同样烈度下不同结构体系、不同高度有不同的抗震要求。例如：次要抗侧力构件的抗震要求可低于主要抗侧力构件；较高的房屋地震反应大，位移延性的要求也较高，墙肢底部塑性铰区的曲率延性要求也较高。场地不同时抗震构造措施也有区别，如Ⅰ类场地的所有建筑及Ⅳ类场地较高的高层建筑。

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”仅对框架结构的框架而言，“×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，淡化了高度对抗震等级的影响，6 度至 8 度均采用同样的高度分界，使同样高度的房屋，抗震设防烈度不同时有不同的抗震等级。对 8 度设防的框架和

框架-抗震墙结构，抗震等级的高度分界较 89 规范略有降低，适当扩大一、二级范围。

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，可按框架-抗震墙结构中的框架确定抗震等级。89 规范要求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%。为了便于操作，本次修订改为在基本振型地震作用下，框架承受的地震倾覆力矩小于结构总地震倾覆力矩的 50%时，其框架部分的抗震等级按框架-抗震墙结构的规定划分。

框架承受的地震倾覆力矩可按式计算：

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

式中 M_c —框架抗震墙结构在基本振型地震作用下框架部分承受的地震倾覆力矩；

n —结构层数；

m —框架 i 层的柱根数；

V_i —第 i 层 j 根框架柱的计算地震剪力；

h_i —第 i 层层高。

裙房与主楼相连，裙房屋面部位的主楼上下各一层受刚度与承载力突变影响较大，抗震措施需要适当加强。裙房与主楼之间设防震缝，在大震作用下可能发生碰撞，也需要采取加强措施。

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。地面以下地震响应虽然逐渐减小，但地下一层的抗震等级不能降低，根据具体情况，地下二层的抗震等级可按三级或更低等级。

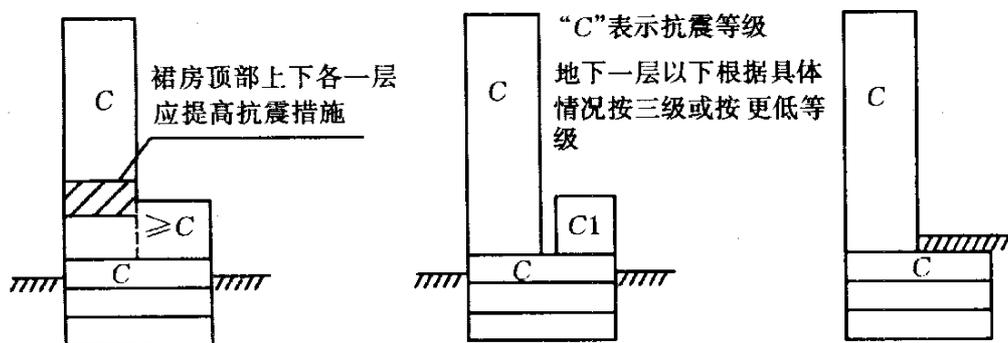


图 6.1.3 裙房和地下室的抗震等级

6.1.4 震害表明，本条规定的防震缝宽度，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，高层建筑宜选用合理的建筑结构方案而不设置防震缝，同时采用合适的计算方法和有效的措施，以消除不设防震缝带来的不利影响。

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。当有多层地下室形成大底盘，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，能将上部结构地震作用分布到地下室结构。

8、9 度框架结构房屋防震缝两侧结构高度、刚度或层高相差较大时，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，以减少防震缝两侧碰撞时的破坏。

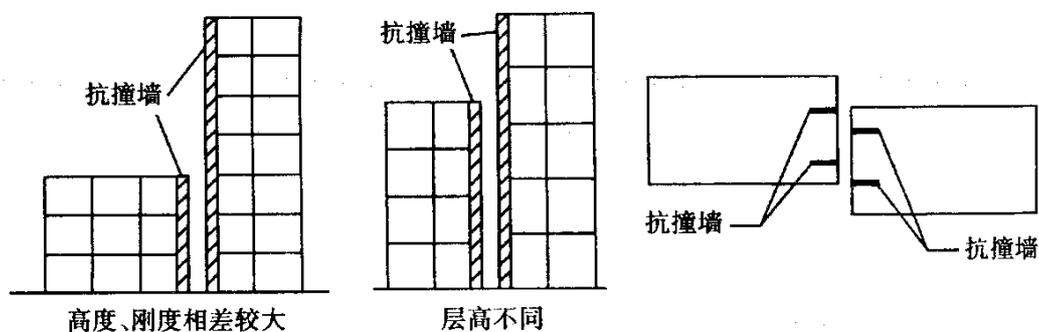


图 6.1.4 抗撞墙示意图

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心区受剪面积不足，对柱带来不利的扭转效应。当偏心距超过 $1/4$ 柱宽时，应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。

6.1.6 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。为使楼、屋盖具有传递水平地震作用的刚度，从 78 规范起，就提出了不同烈度下抗震墙之间不同楼、屋盖类型的长宽比限值。超过该限值时，需考虑楼、屋盖平面内变形对楼层水平地震作用分配的影响。

6.1.8 在框架抗震墙结构中，抗震墙是主要抗侧力构件，竖向布置应连续，墙中不宜开设大洞口，防止刚度突变或承载力削弱。抗震墙的连接梁作为第一道防线，应具备一定耗能能力，连梁截面宜具有适当的刚度和承载能力。89 规范判别连梁的强弱采用约束弯矩比值法，取地震作用下楼层墙肢截面总弯矩是否大于该楼层及以上各层连梁总约束弯矩的 5 倍为界。为了便于操作，本次修订改用跨高比和截面高度的规定。

6.1.9 较长的抗震墙，要开设洞口分成较均匀的若干墙段，使各墙段的高宽比大于2，避免剪切破坏，提高变形能力。

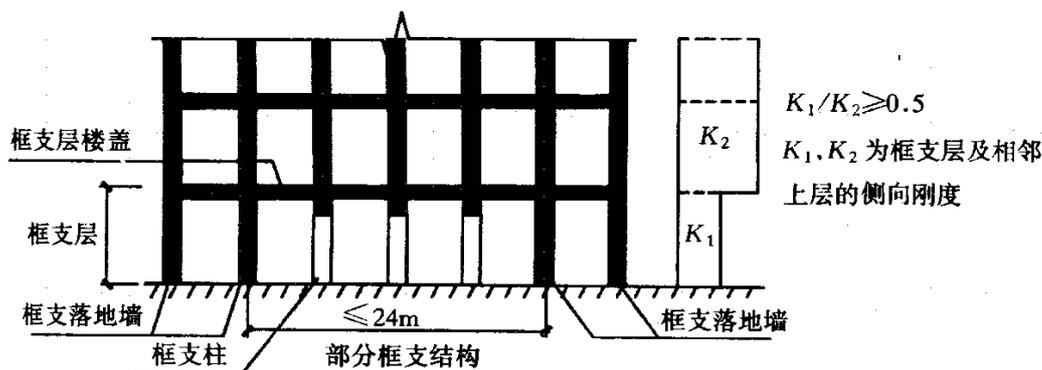


图 6.1.9 框支结构示意图

部分框支抗震墙属于抗震不利的结构体系，本规范的抗震措施限于框支层不超过两层。

6.1.10 抗震墙的底部加强部位包括底部塑性铰范围及其上部的一定范围，其目的是在此范围内采取增加边缘构件箍筋和墙体横向钢筋等必要的抗震加强措施，避免脆性的剪切破坏，改善整个结构的抗震性能。89 规范的底部加强部位考虑了墙肢高度和长度，由于墙肢长度不同，将导致加强部位不一致。为了简化抗震构造，本次修订改为只考虑高度因素。当墙肢总高度小于 50m 时，参考欧洲规范，取墙肢总高度的 1/6，相当于 2 层的高度；当墙肢总高度大于 50m 时，取墙肢总高度的 1/8；当墙肢总高度大于 150m 时，《高层建筑混凝土结构设计规程》要求取总高度的 1/10。为了相互衔接，增加一项不超过 15m 的规定。

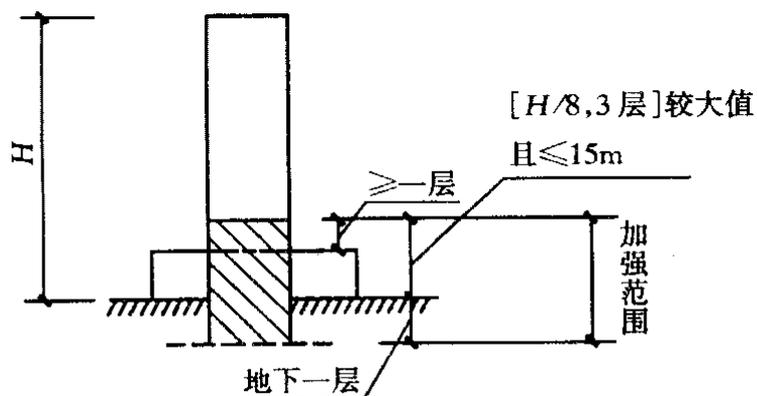


图 6.1.10 抗震墙底部加强部位

带有大底盘的高层抗震墙(包括筒体)结构，抗震墙(筒体)墙肢的底部加强部位可取地下室顶板以上 $H/8$ ，加强范围应向下延伸到地下一层，在大底盘顶板以上至少包

括一层。裙房与主楼相连时，加强范围也宜高出裙房至少一层。

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。

6.1.14 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下室层数不宜小于2层，应能将上部结构的地震剪力传递到全部地下室结构。地下室顶板不宜有较大洞口。地下室结构应能承受上部结构屈服超强及地下室本身的地震作用，为此近似考虑地下室结构的侧向刚度与上部结构侧向刚度之比不宜小于2，地下室柱截面每一侧的纵向钢筋面积，除满足计算要求外，不应小于地上一层对应柱每侧纵筋面积的1.1倍。当进行方案设计时，侧向刚度比可用下列剪切刚度比 γ 估计。

$$\gamma = \frac{G_0 A_0 h_0}{G_1 A_1 h_1} \quad (6.1.14-1)$$

$$[A_0, A_1] = A_w + 0.12 A_c \quad (6.1.14-2)$$

式中 G_0, G_1 —地下室及地上一层的混凝土剪变模量；

A_0, A_1 —地下室及地上一层的折算受剪面积；

A_w —在计算方向上，抗震墙全部有效面积；

A_c —全部柱截面面积；

h_0, h_1 —地下室及地上一层的层高。

6.2 计算要点

6.2.2 框架结构的变形能力与框架的破坏机制密切相关。试验研究表明，梁先屈服，可使整个框架有较大的内力重分布和能量消耗能力，极限层间位移增大，抗震性能较好。

在强震作用下结构构件不存在强度储备，梁端实际达到的弯矩与其受弯承载力是相等的，柱端实际达到的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，难以通过精确的计算真正实现。国外的抗震规范多以设计承载力衡量或将钢筋抗拉强度乘以超强系数。

本规范的规定只在一定程度上减缓柱端的屈服。一般采用增大柱端弯矩设计值

的方法。在梁端实配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。

对于一级，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来提高的方法。这里，抗震承载力即本规范 5 章的 $R_E=R/\gamma_{RE}$ ，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，则可提高框架结构“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 λ_s ，取 $1.1\lambda_s$ 作为弯矩增大系数 η_c 的近似估计。其值可参考 λ_s 的可能变化范围确定。

本次修订提高了强柱弱梁的弯矩增大系数 η_c ，9 度时及一级框架结构仍考虑框架梁的实际受弯承载力；其他情况，弯矩增大系数 η_c 考虑了一定的超配钢筋和钢筋超强。

当框架底部若干层的柱反弯点不在楼层内时，说明该若干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，因其具有与梁相近的变形能力，可不满足上述要求；对框支柱，在第 6.2.10 条另有规定，此处不予重复。

由于地震是往复作用，两个方向的弯矩设计值均要满足要求。当柱子考虑顺时针方向之和时，梁考虑反时针方向之和；反之亦然。

6.2.3 框架结构的底层柱底过早出现塑性屈服，将影响整个结构的变形能力。底层柱下端乘以弯矩增大系数是为了避免框架结构柱脚过早屈服。对框架抗震墙结构的框架，其主要抗侧力构件为抗震墙，对其框架部分的底层柱底，可不作要求。

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：

$$\begin{aligned} V_{bu} &> (M_{bc}^l + M_{bu}^r) / l_{bo} + V_{Gb} \\ V_{cu} &> (M_{cu}^b + M_{cu}^t) / H_{cn} \\ V_{wu} &> (M_{wu}^b - M_{wu}^t) / H_{wn} \end{aligned}$$

规范在超配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表达式，仍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 λ_s 的 1.1 倍，是 η_v 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， λ_N 为轴压比， λ_{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， ζ 为考虑墙体边缘构件影响的系数， ρ_{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 η_v 的进一步简化计算公式如下：

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

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

本次修订，框架柱、抗震墙的剪力增大系数 η_{vc} 、 η_{vw} ，即参考上述近似公式确定。

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。

6.2.7 对一级抗震墙规定调整各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以上的组合弯矩设计值按线性变化，对于较高的房屋，会导致弯矩取值过大。为简化设计，本次修订改为：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。

底部加强部位的纵向钢筋宜延伸到相邻上层的顶板处，以满足锚固要求并保证加强部位以上墙肢截面的受弯承载力不低于加强部位顶截面的受弯承载力。

双肢抗震墙的某个墙肢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，受压肢需适当增加弯矩和剪力。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 6.2.9 及公式进行计算。

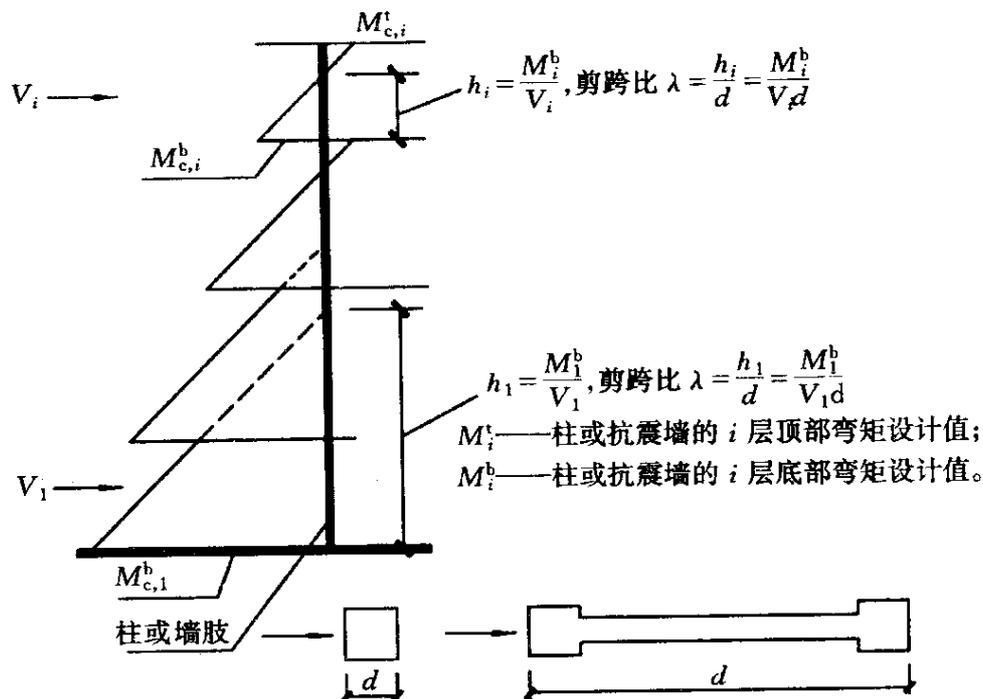


图 6.2.9 剪跨比计算简图

6.2.11 框支结构落地墙，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。

无地下室的单层框支结构的落地墙，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，除满足本规范(6.2.14)公式的要求外，宜按总剪力的 30% 设置 45° 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 框架-抗震墙结构在强烈地震中，墙体开裂而刚度退化，引起框架和抗震墙之间塑性内力重分布，需调整框架部分承担的地震剪力。调整后，框架部分各层的剪力设计值均相同。其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。

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 抗震墙连梁内力由风荷载控制时，连梁刚度不宜折减。地震作用控制时，抗震墙连梁考虑刚度折减后，如部分连梁尚不能满足剪压比限值，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 对翼墙有效宽度，89规范规定不大于抗震墙总高度的1/10，这一规定低估了有效长度，特别是对于较低房屋，本次修订，参考UBC97的有关规定，改为抗震墙总高度的15%。

6.2.14 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。

验算公式依据于试验资料，忽略了混凝土的作用，但考虑轴向压力的摩擦作用和轴向拉力的不利影响。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。还需注意，在轴向力设计值计算中，重力荷载的分项系数，受压时为有利，取1.0；受拉时取1.2。

6.2.15 节点核芯区是保证框架承载力和延性的关键部位，为避免三级到二级承载力的突然变化，三级框架高度接近二级框架高度下限时，明显不规则或场地、地基条件不利时，可采用二级并进行节点核芯区受剪承载力的验算。

本次修订，增加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：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.5\eta_j f_t A_j + 0.005\eta_j \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right)$$

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 γ_{RE} 及 η_j 附加系数，上式可写为：

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

上式中最后一项系参考 ACI Structural Journal Jan-Feb.1989 Priestley and 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 框架结构抗震构造要求

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

6.3.3~6.3.5 梁的变形能力主要取决于梁端的塑性转动量，而梁的塑性转动量与截面混凝土受压区相对高度有关。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。计算梁端受拉钢筋时宜考虑梁端受压钢筋的作用，计算梁端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，随着剪跨比的不同，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范围，限制了箍筋最大肢距；当纵向受拉钢筋的配筋率超过 2% 时，箍筋的要求相应提高。

6.3.7 限制框架柱的轴压比主要为了保证框架结构的延性要求。抗震设计时，除了预计不可能进入屈服的柱外，通常希望柱子处于大偏心受压的弯曲破坏状态。由于柱轴压比直接影响柱的截面设计，本次修订仍以 89 规范的限值为依据，根据不同情况进行适当调整，同时控制轴压比最大值。在框架-抗震墙、板柱抗震墙及筒体结构中，框架属于第二道防线，其中框架的柱与框架结构的柱相比，所承受的地震作用也相对较低，为此可以适当增大轴压比限值。利用箍筋对柱加强约束可以提高柱的混凝土抗压强度，从而降低轴压比要求。早在 1928 年美国 F.E.Richart 通过试验提出混凝土在三向受压状态下的抗压强度表达式，从而得出混凝土柱在箍筋约束条件下的混凝土抗压强度。

我国清华大学研究成果和日本 AIJ 钢筋混凝土房屋设计指南都提出考虑箍筋提高混凝土强度作用时，复合箍筋肢距不宜大于 200mm，箍筋间距不宜大于 100mm，箍筋直径不宜小于 $\phi 10\text{mm}$ 的构造要求。参考美国 ACI 资料，考虑螺旋箍筋提高混

混凝土强度作用时，箍筋直径不宜小于 $\phi 10\text{mm}$ ，净螺距不宜大于 75mm 。考虑便于施工，采用螺旋间距不大于 100mm ，箍筋直径不小于 $\phi 12\text{mm}$ 。矩形截面柱采用连续矩形复合螺旋箍是一种非常有效的提高延性措施，这已被西安建筑科技大学的试验研究所证实。根据日本川铁株式会社 1998 年发表的试验报告，相同柱截面、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表 6.3.12 确定配箍量，且沿柱全高采用相同的配箍特征值。

试验研究和工程经验都证明在矩形或圆形截面柱内设置矩形核芯柱，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。

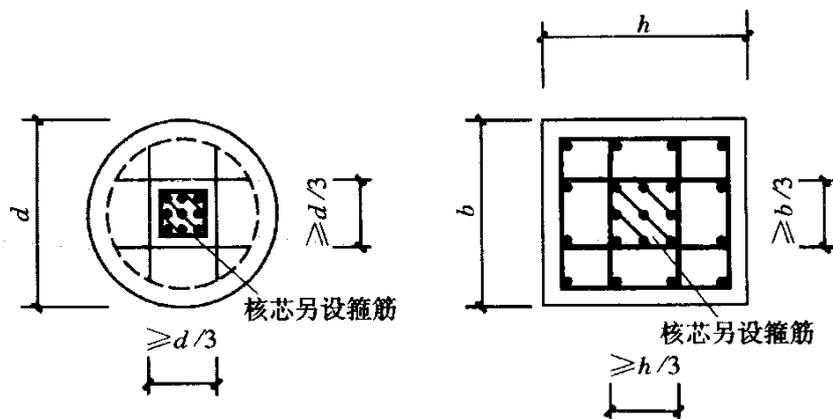


图 6.3.7 芯柱尺寸示意图

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 。

6.3.8 试验表明，柱的屈服位移角主要受纵向受拉钢筋配筋率支配，并大致随拉筋配筋率的增大呈线性增大。89 规范的柱截面最小总配筋率比 78 规范有所提高，但仍偏低，很多情况小于非抗震配筋率，本次修订再次适当调整。

当柱子在地震作用组合时处于全截面受拉状态，规定柱纵筋总截面面积计算值增加 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。

6.3.9~6.3.12 柱箍筋的约束作用，与柱轴压比、配箍量、箍筋形式、箍筋肢距，以及混凝土强度与箍筋强度的比值等因素有关。

89 规范的体积配箍率，是在配箍特征值基础上，对箍筋屈服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。本次修订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还规定了最小体积配箍率。

箍筋类别参见图 6.3.12:

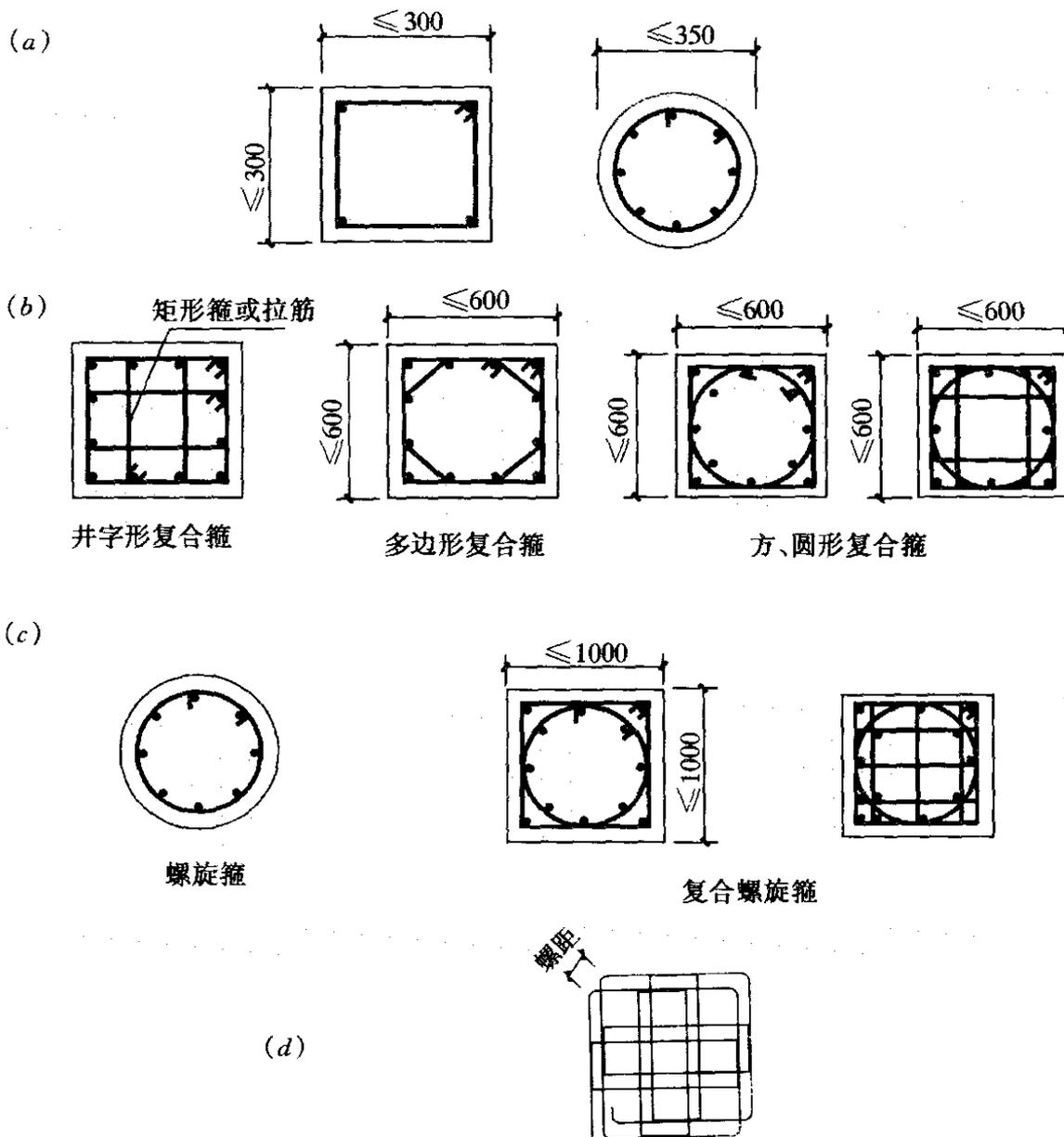


图 6.3.12 各类箍筋示意图

a) 普通箍; (b) 复合箍; (c) 螺旋箍;
d) 连续复合螺旋箍 (用于矩形截面柱)

6.3.13 考虑到柱子在层高范围内剪力不变及可能的扭转影响, 为避免柱子非加密区

的受剪能力突然降低很多，导致柱子中段破坏，对非加密区的最小箍筋量也做了规定。

6.3.14 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 抗震墙结构构造措施

6.4.1 试验表明，有约束边缘构件的矩形截面抗震墙与无约束边缘构件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。

6.4.3 为控制墙板因温度收缩或剪力引起的裂缝宽度，二、三、四级抗震墙一般部位分布钢筋的配筋率，比 89 规范有所增加，与加强部位相同。

6.4.4~6.4.8 抗震墙的塑性变形能力，除了与纵向配筋等有关外，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超过一定值时，就需设较大范围的约束边缘构件，配置较多的箍筋，即使如此，抗震墙不一定具有良好的延性，因此本次修订对设置有抗震墙的各类结构提出了一、二级抗震墙在重力荷载下的轴压比限值。

对于一般抗震墙结构、部分框支抗震墙结构等的开洞抗震墙，以及核心筒和内筒中开洞的抗震墙，地震作用下连梁首先屈服破坏，然后墙肢的底部钢筋屈服、混凝土压碎。因此，规定了一、二级抗震墙的底部加强部位的轴压比超过一定值时，墙的两端及洞口两侧应设置约束边缘构件，使底部加强部位有良好的延性和耗能能力；考虑到底部加强部位以上相邻层的抗震墙，其轴压比可能仍较大，为此，将约束边缘构件向上延伸一层。其他情况，墙的两端及洞口两侧可仅设置构造边缘构件。

为了发挥约束边缘构件的作用，国外规范对约束边缘构件的箍筋设置还作了下列规定：箍筋的长边不大于短边的 3 倍，且相邻两个箍筋应至少相互搭接 1/3 长边的距离。

6.4.9 当墙肢长度小于墙厚的三倍时，要求按柱设计，对三级的墙肢也应控制轴压比。

6.4.10 试验表明，配置斜向交叉钢筋的连梁具有更好的抗剪性能。跨高比小于 2 的连梁，难以满足强剪弱弯的要求。配置斜向交叉钢筋作为改善连梁抗剪性能的构造措施，不计入受剪承载力。

6.5 框架-抗震墙结构抗震构造措施

本节针对框架抗震墙结构不同于抗震墙结构的特点，补充了作为主要抗侧力构件的抗震墙的一些规定：

抗震墙是框架-抗震墙结构中起第一道防线的主要抗侧力构件，对墙板厚度、最小配筋率和端柱设置等做了较严的规定，以提高其变形和耗能能力。

门洞边的端柱，受力复杂且轴压比大，适当增加其箍筋构造要求。

6.6 板柱抗震墙结构抗震设计要求

本规范的规定仅限于设置抗震墙的板柱体系。主要规定如下：

按柱纵筋直径 16 倍控制板厚是为了保证板柱节点的抗弯刚度。

按多道设防的原则，要求板柱结构中的抗震墙承担全部地震作用。

为了防止无柱帽板柱结构的柱边开裂以后楼板脱落，穿过柱截面板底两个方向钢筋的受拉承载力应满足该层柱承担的重力荷载代表值的轴压力设计值。

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。

6.7 筒体结构抗震设计要求

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，包括墙体的厚度、分布钢筋的配筋率、轴压比限值、边缘构件和连梁配置斜交叉暗柱的要求等，以使筒体有良好的抗震性能。

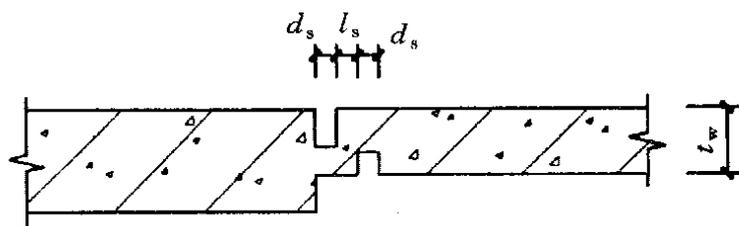
筒体的连梁，跨高比一般较小，墙肢的整体作用较强。因此，筒体角部的抗震构造措施应予以加强，约束边缘构件宜沿全高设置；约束边缘构件沿墙肢的长度适当增大，不小于墙肢截面高度的 1/4；在底部加强部位，在约束边缘构件范围内均应采用箍筋；在底部加强部位以上的一般部位，按本规范图 6.4.7 中 L 形墙的规定取箍筋约束范围。

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，各层梁对核心筒有适当的约束，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很大的附加内力，在加强层与周边框架柱之间采取必要的后浇连接及有效的外保温措施是必要的。

筒体结构的外筒设计时，可采取提高延性的下列措施：

- 1 外筒为梁柱式框架或框筒时，宜用非结构幕墙，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，尚需满足条文第 6.4.8 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下图：



缝宽 d_s 大于 5mm；两缝间距 l_s 大于 50mm。

图 6.7.2 外筒裙墙受剪控制缝构造

7 多层砌体房屋和底部框架、内框架房屋

7.1 一般规定

7.1.1 本次修订，将 89 规范的多层砌体房屋与底层框架、内框架砖房合并为一章。

按目前常用砌体房屋的结构类型，增加了烧结多孔粘土砖的内容，删去了混凝土中型砌块和粉煤灰中型砌块房屋的内容。考虑到内框架结构中单排柱内框架的震害较重，取消了有关单排柱内框架房屋的规定。

适应砌体结构发展的需要，增加了其他烧结砖和蒸压砖房屋参照粘土砖房屋抗震设计的条件，并在附录 F 列入配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计的有关要求。

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，修订后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。

对各层横墙间距均接近规范最大间距的砌体房屋，其总高应比医院、教学楼再适当降低。

本次修订对高度限制的主要变动如下：

1 调整了限制的规定。层数为整数，限制应严格遵守；总高度按有效数字取整控制，当室内外高差大于 0.6m 时，限值有所松动。

2 半地下室的计算高度按其嵌固条件区别对待，并增加斜屋面的计算高度按阁楼设置情况区别对待的规定。

3 按照国家关于墙体改革和控制粘土砖使用范围的政策，并考虑到居住建筑使用要求的发展趋势，采用烧结普通粘土砖的多层砖房的层数和高度，均不再增加。还需注意，按照国家关于办公建筑和住宅建筑的强制性标准的要求，超过规定的层数和高度时，必须设置电梯，采用砌体结构也必须遵守有关规定。

4 烧结多孔粘土砖房屋的高度和层数，在行业标准 JGJ68—90 规程的基础上，根据墙厚略为调整。

5 混凝土小型空心砌块房屋作为墙体改革的方向之一，根据小砌块生产技术发展的情况，其高度和层数的限制，参照行业标准 JGJ/T14—95 规程的规定，按本次修订的要求采取加强措施后，基本上可与烧结普通粘土砖房有同样的层数和高度。

6 底层框架房屋的总高度和底框的层数，吸收了经鉴定的主要研究成果，按本次修订采取一系列措施后，底部框架可有两层，总层数和总高度，7、8 度时可与普通砌体房屋相当。注意到台湾 921 大地震中上刚下柔的房屋成片倒塌，对 9 度设防，本规范规定部分框支的混凝土结构不应采用，底框砖房也需专门研究。

7 明确了横墙较少的多层砌体房屋的定义，并专门提供了横墙较少的住宅不降低总层数和总高度时所需采取的计算方法和抗震措施。

7.1.4 若考虑砌体房屋的整体弯曲验算，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，不仅横墙须具有足够的承载力，而且楼盖须具有传递地震力给横墙的水平刚度，本条规定是为了满足楼盖对传递水平地震力所需的刚度要求。

对于多层砖房，沿用了 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。

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。

7.1.7 本条沿用 89 规范的规定，是对本规范 3 章关于建筑结构规则布置的补充。

1 根据邢台、东川、阳江、乌鲁木齐、海城及唐山大地震调查统计，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。

2 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。

3 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 规范对设置防震缝的要求比过去有所放宽。

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

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

7.1.8 本次修订，允许底部框架房屋的总层数和高度与普通的多层砌体房屋相当。相应的要求是：严格控制相邻层侧移刚度，合理布置上下楼层的墙体，加强托墙梁和过渡楼层的墙体，并提高了底部框架的抗震等级。对底部的抗震墙，一般要求采用钢筋混凝土墙，缩小了 6、7 度时采用砖抗震墙的范围，并规定底层砖抗震墙的专门构造。

7.1.9 参照抗震设计手册，增加了多排柱内框架房屋布置的规定。

7.1.10 底部框架-抗震墙房屋和多层多排柱内框架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 6 章的要求。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墙设计，其抗震等级可比钢筋混凝土抗震墙结构的框支层有所放宽。

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。

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

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

内框架房屋的震害表现为上部重下部轻的特点，试验也证实其上部的动力反应较大。因此，采用底部剪力法简化计算时，顶层需附加 20%总地震作用的集中地震

作用。其余 80%仍按倒三角形分布。

7.2.2 根据一般的经验，抗震设计时，只需对纵、横向的不利墙段进行截面验算，不利墙段为①承担地震作用较大的墙段；②竖向压应力较小的墙段；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。

本次修订明确，砌体的墙段按门窗洞口划分，新增小开口墙等效刚度的计算方法。

7.2.4, 7.2.5 底部框架—抗震墙房屋是我国现阶段经济条件下特有的一种结构。大地震的震害表明，底层框架砖房在地震时，底层将发生变形集中，出现过大的侧移而严重破坏，甚至坍塌。近十多年来，各地进行了许多试验研究和分析计算，对这类结构有进一步的认识，本次修订，放宽了 89 规范的高度限制，当采取相应措施后底部框架可有两层。但总体上仍需持谨慎的态度。其抗震计算上需注意：

1 继续保持 89 规范对底层框架—抗震墙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；底层框架砖房，二层以上全部为砖墙承重结构，仅底层为框架抗震墙结构，水平地震剪力要根据对应的单层的框架—抗震墙结构中各构件的侧移刚度比例，并考虑塑性内力重分布来分配；作用于房屋二层以上的各楼层水平地震力对底层引起的倾覆力矩，将使底层抗震墙产生附加弯矩，并使底层框架柱产生附加轴力。倾覆力矩引起构件变形的性质与水平剪力不同，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侧移刚度比例分配。

2 增加了底部两层框架—抗震墙的地震作用效应调整规定。

3 新增了底部框架房屋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有框架柱落地的托梁与上部墙体组合作用时，若计算系数不变会导致不安全，应调整计算参数。作为简化计算，偏于安全，在托墙梁上部各层墙体不开洞和跨中 1/3 范围内开一个洞口的情况，也可采用折减荷载的方法：托墙梁弯矩计算时，由重力荷载代表值产生的弯矩，四层以下全部计入组合，四层以上可有所折减，取不小于四层的数值计入组合；对托墙梁剪力计算时，由重力荷载产生的剪力

不折减。

7.2.6 多排柱内框架房屋的内力调整，继续保持 89 规范的规定。

内框架房屋的抗侧力构件有砖墙及钢筋混凝土柱与砖柱组合的混合框架两类构件。砖墙弹性极限变形较小，在水平力作用下，随着墙面裂缝的发展，侧移刚度迅速降低；框架则具有相当大的延性，在较大变形情况下侧移刚度才开始下降，而且下降的速度较缓。

混合框架各种柱子承担的地震剪力公式，是考虑楼盖水平变形、高阶空间振型及砖墙刚度退化的影响，对不同横墙间距、不同层数的大量算例进行统计得到的。

7.2.7 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。

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

对砖砌体，此系数继续沿用 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：

$$\zeta_N = \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.45\sigma_0 / f_v} \quad (7.2.7-1)$$

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

$$\zeta_N = \begin{cases} 1 + 0.25\sigma_0 / f_v & (\sigma_0 / f_v \leq 5) \\ 2.25 + 0.17(\sigma_0 / f_v - 5) & (\sigma_0 / f_v > 5) \end{cases} \quad (7.2.7-2)$$

7.2.8 本次修订，部分修改了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。现行构造柱规程、地方规程和有关的资料，对计入构造柱承载力的计算方法有三种：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 γ_{RE} 的取值各有不同。由于不同的方法均根据试验成果引入不同的经验修正系数，使计算结果彼此相差不大，但计算基本假定和概念在理论上不够理想。

本次修订，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，提出了新的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 γ_{RE} 反映其约束作用，忽略构造柱对墙段刚度的影响，仍按门窗洞口划分墙段，使之与现行国家标准的方法有延续性；

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

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

(4) 该公式是简化方法，计算的结果与试验结果相比偏于保守，在必要时才可利用。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，抗震验算问题有所改善。

7.2.9 砖砌体横向配筋的抗剪验算公式是根据试验资料得到的。本次修订调整了钢筋的效应系数，由定值 0.15 改为随墙段高宽比在 0.07~0.15 之间变化，并明确水平配筋的适用范围是 0.07%~0.17%。

7.2.10 混凝土小砌块的验算公式，系根据小砌块设计施工规程的基础资料，无芯柱时取 $\gamma_{RE}=1.0$ 和 $\xi_c=0.0$ ，有芯柱时取 $\gamma_{RE}=0.9$ ，按《统一标准》的原则要求分析得到的。本次修订，按混凝土规范修订的要求，芯柱受剪承载力的表达式中，将混凝土抗压强度设计值改为混凝土抗拉强度设计值，系数的取值，由 0.03 相应换算为 0.3。

7.2.11 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。

7.3 多层粘土砖房屋抗震构造措施

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, 根据唐山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%~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 89 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。并增加了内外墙交接处间距 15m(大致是单元式住宅楼的分隔墙与外墙交接处)设置构造柱的要求; 调整了 6 度设防时八层砖房的构造柱设置要求; 当房屋高度接近本规范表 7.1.2 的总高度和层数限值时, 增加了纵、横墙中构造柱间距的要求。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, 但须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。

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, 取消了 89 规范对砖配筋圈梁的有关规定, 6、7 度时, 圈梁由隔层设置改为每层设置。

现浇楼板允许不设圈梁, 楼板内须有足够的钢筋(沿墙体周边加强配筋)伸入构造柱内并满足锚固要求。

圈梁的截面和配筋等构造要求, 与 89 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。基本沿用了 89 规范的规定。

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。

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, 本条的规定也基本上保持 89 规范的要求。

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应

当特别加强。

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。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，条件不具备时至少采用配筋过梁，不得采用无筋过梁。

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。

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 本条是新增加的条文。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 规定限值的粘土砖住宅，其抗震设计方法大致包括以下方面：

- (1)墙体的布置和开洞大小不妨碍纵横墙的整体连接的要求；
- (2)楼、屋盖结构采用现浇钢筋混凝土板等加强整体性的构造要求；
- (3)增设满足截面和配筋要求的钢筋混凝土构造柱并控制其间距，在房屋底层和顶层沿楼层半高处设置现浇钢筋混凝土带，并增大配筋数量，以形成约束砌体墙段的要求；
- (4)按本章第 7.2.7 条 2 款计入墙段中部钢筋混凝土构造柱的承载力。

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，芯柱的设置数量略有增加，并补充规定，在外墙转角、内外墙交接

处等部位，可采用钢筋混凝土构造柱替代芯柱。

7.4.3 本条是新增加的，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 考虑到砌块的竖缝高，砂浆不易饱满且墙体受剪承载力低于粘土砖砌体，适当提高砌块砌体房屋的圈梁设置要求。

7.4.5 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。

7.4.6 根据振动台模拟试验的结果，作为砌块房屋的层数和高度增加的加强措施之一，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。

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。

7.5 底部框架房屋抗震构造措施

7.5.1, 7.5.2 总体上看，底部框架砖房比多层砖房抗震性能稍弱，因此构造柱的设置要求更严格。本次修订，考虑到过渡层刚度变化和应力集中，增加了过渡层构造柱设置的专门要求，包括截面、配筋和锚固等要求。

7.5.3 底层框架-抗震墙房屋的底层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，要求底层顶板为现浇或装配整体式的钢筋混凝土板。

底层框架抗震墙和多层内框架房屋的整体性较差，层高较高，又比较空旷，为了增强结构的整体性，要求各装配式楼盖处均设置钢筋混凝土圈梁。现浇楼盖与构造柱的连接要求，同多层砖房。

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

7.5.5 底部框架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。对其构造上提出了具体的要求，以加强抗震能力。

7.5.6 对6、7度时底层仍采用粘土砖抗震墙的底部框架房屋，补充了砖抗震墙的构造要求，确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。

7.5.7 针对底部框架房屋在结构上的特殊性，提出了有别于一般多层房屋的材料强

度等级要求。

7.6 多层内框架房屋构造措施

多层内框架结构的震害，主要和首先发生在抗震横墙上，其次发生在外纵墙上，故专门规定了外纵墙的抗震措施。

本节保留了 89 规范第 7.3 节中的有关规定，主要修改是：按照外墙砖柱应有组合砖柱的要求对个别规定作了调整；增加了楼梯间休息板梁支承部位设置构造柱的要求。

附录 F 配筋混凝土小砌块抗震墙房屋抗震设计要求

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

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

3 参照钢筋混凝土房屋的抗震设计要求，也根据抗震设防分类、烈度和房屋高度等划分不同的抗震等级。

4 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。为提高变形能力，要求墙段不宜过长。

5 选用合理的结构布置，采取有效的结构措施，保证结构整体性，避免扭转等不利因素，可以不设置防震缝。当房屋各部分高差较大，建筑结构不规则等需要设置防震缝时，为减少强烈地震下相邻结构局部碰撞造成破坏，防震缝必须保证一定的宽度。此时，缝宽可按两侧较低房屋的高度计算。

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

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

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

7 配筋混凝土小砌块抗震墙的连接，宜采用钢筋混凝土连梁。

8 多层和高层钢结构房屋

8.1 一般规定

8.1.1 混凝土核心筒—钢框架混合结构，在美国主要用于非抗震区，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。据报导，日本规定今后采用这类体系要经建筑中心评定和建设大臣批准，至今尚未出现第三幢。

我国自 80 年代在不设防的上海希尔顿酒店采用混合结构以来，应用较多，但对其抗震性能和合理高度尚缺乏研究。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，国内对其抗震性能尚未进行系统的研究，故本次修订，不列入混凝土核心筒—钢框架结构。

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 G 予以规定。

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多层结构。用冷弯薄壁型钢作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。

8.1.2 国外 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》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。

8.1.5 本章对钢结构房屋的抗震措施，一般以 12 层为界区分。凡未注明的规定，则各种高度的钢结构房屋均要遵守。

8.1.6 不超过 12 层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 8.1.6 所示。

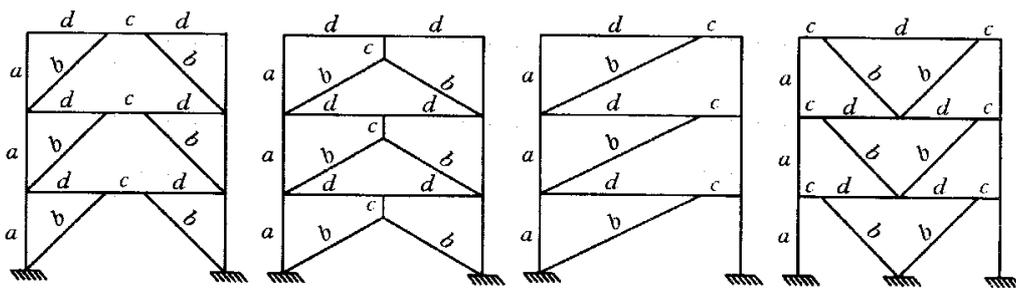


图 8.1.6 偏心支撑示意图

(a—柱；b—支撑；c—耗能梁段；d—其他梁段)

偏心支撑框架的设计原则是强柱、强支撑和弱耗能梁段，即在大震时耗能梁段屈服形成塑性铰，且具有稳定的滞回性能，即使耗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耗能梁段连接，若两端均与耗能梁段相连，则可能一端的耗能梁段屈服，另一端耗能梁段不屈服，使偏心支撑的承载力和耗能能力降低。

8.1.9 支撑桁架沿竖向连续布置，可使层间刚度变化较均匀。支撑桁架需延伸到地下室，不可因建筑方面的要求而在地下室移动位置。支撑在地下室是否改为混凝土抗震墙形式，与是否设置钢筋混凝土结构层有关，设置钢筋混凝土结构层时采用混凝土墙较协调。该抗震墙是否由钢支撑外包混凝土构成还是采用混凝土墙，由设计确定。

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

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

8.1.10 钢结构的基础埋置深度，参照高层混凝土结构的规定和上海的工程经验确定。

8.2 计算要点

8.2.1 钢结构构件按地震组合内力设计值进行抗震验算时，钢材的各种强度设计值需除以本规范规定的承载力抗震调整系数 γ_{RE} ，以体现钢材动静强度和抗震设计于非抗震设计上可靠指标的不同。国外采用许用应力设计的规范中，考虑地震组合时钢材的强度通常规定提高 1/3 或 30%，与本规范 γ_{RE} 的作用类似。

8.2.2 多层和高层钢结构房屋的阻尼比，实测表明小于钢筋混凝土结构，本规范对

多于 12 层拟取 0.02，对不超过 12 层拟取 0.035，对单层仍取 0.05。采用该阻尼比后，地震影响系数均按本规范 5 章的规定采用，不再采用高层钢结构规程的规定。

8.2.3 本条规定了钢结构内力和变形分析的一些原则要求。

箱形截面柱节点域变形较小，其对框架位移的影响可略去不计。

国外规范规定，框架-支撑结构等双重抗侧力体系，框架部分应按 25% 的结构底部剪力进行设计。这一规定体现了多道设防的原则，抗震分析时可通过框架部分的楼层剪力调整系数来实现，也可采用删去支撑的框架进行计算实现。

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

偏心支撑主要用于高烈度，故仅对 8 度和 9 度时的内力调整系数作出规定。

本款消能梁段的受剪承载力按本规范第 8.2.7 条确定，即 V_l 或 V_{lc} ，需取剪切屈服和弯曲屈服二者的较小值：

当 $N \leq 0.15Af$ 时，取 $V_l = 0.58A_w f_{ay}$ 和 $V_l = 2M_{lp}/a$ 的较小值；

当 $N > 0.15Af$ 时，取

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

和 $V_{lc} = 2.36M_{lp}[1 - N/(Af)]/a$ 的较小值。

支撑轴向力、框架柱的弯矩和轴向力同跨框架梁的弯矩、剪力和轴向力的设计值，需先乘以消能梁段受剪承载力与剪力设计值的比值 (V_l/V 或 V_{lc}/V ，小于 1.0 时取 1.0)，再乘以本款规定考虑钢材实际超强的增大系数。该增大系数依据国产钢材给出，当采用进口钢材时，需适当提高。

8.2.5 强柱弱梁是抗震设计的基本要求，本条强柱系数 η 是为了提高柱的承载力。

由于钢结构塑性设计时 (GBJ17—88 第 9.2.3 条)，压弯构件本身已含有 1.15 的增强系数，因此，若系数 η 取得过大，将使柱的钢材用量增加过多，不利于推广钢结构，故本规范规定 6、7 度时取 1.0，8 度时取 1.05，9 度时取 1.15。

研究表明，节点域既不能太厚，也不能太薄，太厚了使节点域不能发挥其耗能作用，太薄了将使框架的侧向位移太大；规范采用折减系数 ϕ 来设计。日本的研究表明，取节点域的屈服承载力为该节点梁的总屈服承载力的 0.7 倍是适合的。本规范为了避免 7 度时普遍加厚节点域，在 7 度时取 0.6，但不满足本条 3 款的规定时，仍需按第 8.3.5 条的方法加厚。

按本条规定，在大震时节点域首先屈服，其次才是梁出现塑性铰。

不需验算强柱弱梁的条件，是参考 AISC 的 1992 年和 1997 年抗震设计规程中的有关规定，并考虑我国情况规定的。所谓 2 倍地震力作用下保持稳定，即地震作用加大一倍后的组合轴向力设计值 N_1 ，满足 $N_1 < \phi f A_c$ 的柱。

节点域稳定性计算公式，参考高层钢结构规程、冶金部抗震规程和上海市抗震规程取值(1/90)。节点域强度计算公式右侧的 4/3，是考虑左侧省去了剪力引起的剪应力项以及考虑节点域在周边构件影响下承载力的提高。

8.2.6 支撑斜杆在反复拉压荷载作用下承载力要降低，适用于支撑屈曲前的情况。

当人字支撑的腹杆在大震下受压屈曲后，其承载力将下降，导致横梁在支撑连接处出现向下的不平衡集中力，可能引起横梁破坏和楼板下陷，并在横梁两端出现塑性铰；此不平衡集中力取受拉支撑的竖向分量减去受压支撑屈曲压力竖向分量的 30%。V 形支撑的情况类似，仅当斜杆失稳时楼板不是下陷而是向上隆起；不平衡力方向相反。

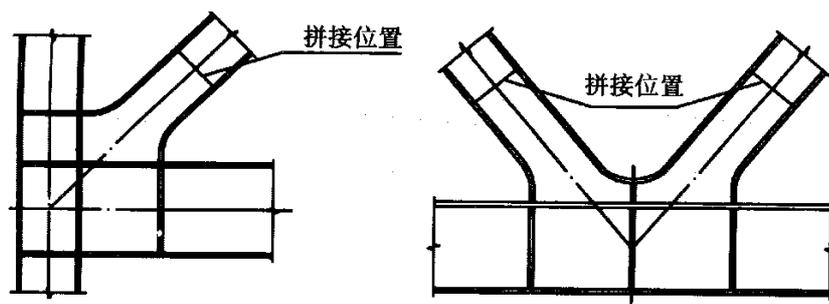


图 8.2.6 支撑端部刚接构造示意图

8.2.7 偏心支撑框架的设计计算，主要参考 AISC 于 1997 年颁布的《钢结构房屋抗震规程》并根据我国情况作了适当调整。

当消能梁段的轴力设计值不超过 $0.15A_f$ 时，按 AISC 规定，忽略轴力影响，消能梁段的受剪承载力取腹板屈服时的剪力和梁段两端形成塑性铰时的剪力两者的较小值。本规范根据我国钢结构设计规范关于钢材拉、压、弯强度设计值与屈服强度的关系，取承载力抗震调整系数为 1.0，计算结果与 AISC 相当；当轴力设计值超过 $0.15A_f$ 时，则降低梁段的受剪承载力，以保证该梁段具有稳定的滞回性能。

为使支撑斜杆能承受消能梁段的梁端弯矩，支撑与梁段的连接应设计成刚接。

8.2.8 本条按强连接弱构件的原则规定，按地震组合内力(不是构件截面乘强度设计值)计算时体现在 γ_{RE} 的不同，按承载力验算即构件达到屈服(流限)时连接不受破坏。

由于 γ_{RE} 的取值对构件低于连接，仅对连接的极限承载力进行验算，可能在弹性阶段就出现螺栓连接滑移，因此，连接的弹性设计是十分重要的。

1 梁与柱连接极限受弯承载力的计算系数 1.2，是考虑钢材实际屈服强度对其标准值的提高。各国钢材的情况不同，取值也有所不同。美国 AISC—97 抗震规定和日本 1998 年钢结构极限状态设计规范对该系数作了调整，有的提高，有的降低，不同牌号钢材也不相同，与各自钢材的情况有关。我国 1998 年对 Q235 和 Q345(16Mn) 的抗力分项系数进行了调查，并按国家标准规定的钢材厚度等级划分新规定进行了统计，其结果与过去对 3 号钢和 16Mn 的统计很接近，故仍采用原来的 1.2。

极限受剪承载力的计算系数 1.2，仅考虑了钢材实际屈服强度对标准值的提高，并另外考虑了该跨内荷载的剪力效应。

连接计算时，弯矩由翼缘承受和剪力由腹板承受的近似方法计算。梁上下翼缘全熔透坡口焊缝的极限受弯承载力 M_u ，取梁的一个翼缘的截面面积 A_f 、厚度 t_f 、梁截面高度 h 和构件母材的抗拉强度最小值 f_u 按下式计算：

$$M_u = A_f(h - t_f)f_u$$

角焊缝的强度高于母材的抗剪强度，参考日本 1998 年规范，梁腹板连接的极限受剪承载力 V_u ，取不高于母材的极限抗剪强度和角焊缝的有效受剪面积 A_f^w 按下式计算：

$$V_u = 0.58A_f^w f_u$$

2 支撑与框架的连接及支撑的拼接，需采用螺栓连接。连接在支撑轴线方向的极限承载力应不小于支撑净截面屈服承载力的 1.2 倍。

3 梁、柱构件拼接处，除少数情况外，在大震时都将进入塑性区，故拼接按承受构件全截面屈服时的内力设计。梁的拼接，考虑构件运输，通常位于距节点不远处，在大震时将进入塑性，其连接承载力要求与梁端连接类似。梁拼接的极限剪力取拼接截面腹板屈服时的剪力乘 1.3。

4 工字形截面(绕强轴)和箱形截面有轴力时的塑性受弯承载力按 GBJ17—88 的规定采用。工字形截面(绕弱轴)有轴力时的塑性受弯承载力，参考日本《钢结构塑性设计指南》的规定采用。

5 对接焊缝的极限强度高于母材的抗拉强度，计算时取其等于母材的抗拉强度最小值。角焊缝的极限抗剪强度也高于母材的极限抗剪强度，参考日本规定，梁腹板连接的角焊缝极限受剪承载力 V_u ，取母材的极限抗剪强度乘角焊缝的有效受剪面积。

6 高强度螺栓的极限抗剪强度，根据原哈尔滨建筑工程学院的试验结果，螺栓剪切破坏强度与抗拉强度之比大于 0.59，本规范偏于安全地取 0.58。螺栓连接的极限承压强度，GBJ17—88 修订时曾做过大量试验，螺栓连接的端距取 $2d$ ，就是考虑 $f_{cu}=1.5f_u$ 得出的因此，连接的极限承压强度取 $f_{cu}^b=1.5f_u$ ，以便与相关标准相协调。对螺栓受剪和钢板承压得出的承载力，应取二者的较小值。

8.3 钢框架结构的抗震构造措施

8.3.1 框架柱的长细比关系到钢结构的整体稳定，研究表明，钢结构高度很大时，轴向力大，竖向地震对框架柱的影响很大，本规范的数值参考国外标准，对 6、7 度时适当放宽。

8.3.2 框架梁柱板件宽厚比的规定，是以结构符合强柱弱梁为前提，考虑柱仅在后期出现少量塑性，不需要很高的转动能力，综合考虑美国和日本的规定制定的。当不能做到强柱弱梁，即不满足规范 8.2.5—1 要求时，表 8.3.2-2 中工字形柱翼缘悬伸部分的 11 和 10 应分别改为 10 和 9，工字形柱腹板的 43 应分别改为 40(7 度)和 36(8、9 度)。

8.3.4 本条规定了梁柱连接的构造要求。

梁与柱刚性连接的两种方法，在工程中应用都很多。通过与柱焊接的梁悬臂段进行连接的方式对结构制作要求较高，可根据具体情况选用。

震害表明，梁翼缘对应位置的柱加劲肋规定与梁翼缘等厚是十分必要的。6 度时加劲肋厚度可适当减小，但应通过承载力计算确定，且不得小于梁翼缘厚度的一半。

当梁腹板的截面模量较大时，腹板将承受部分弯矩。美国规定翼缘截面模量小于全截面模量 70%时要考虑腹板受弯。本规范要求此时将腹板的连接适当加强。

美国加州 1994 年诺斯里奇地震和日本 1995 年阪神地震，钢框架梁柱节点受严重破坏，但两国的节点构造不同，破坏特点和所采取的改进措施也不完全相同。

(1)美国通常采用工字形柱，日本主要采用箱形柱；

(2)在梁翼缘对应位置的柱加劲肋厚度，美国按传递设计内力设计，一般为梁翼缘厚度之半，而日本要比梁翼缘厚一个等级；

(3)梁端腹板的下翼缘切角，美国采用矩形，高度较小，使下翼缘焊缝在施焊时实际上要中断，并使探伤操作困难，致使梁下翼缘焊缝出现了较大缺陷，日本梁端下翼缘切角接近三角形，高度稍大，允许施焊时焊条通过，虽然施焊仍不很方便，但情况要好些；

(4)对于梁腹板与连接板的连接,美国除螺栓外,当梁翼缘的塑性截面模量小于梁全截面塑性截面模量的70%时,在连接板的角部要用焊缝连接,日本只用螺栓连接,但规定应按保有耐力计算,且不少于2~3排。

这两种不同构造所遭受破坏的主要区别是,日本的节点震害仅出现在梁端,柱无损伤,而美国的节点震害是梁柱均遭受破坏。

震后,日本仅对梁端构造作了改进,并消除焊接衬板引起的缺口效应;美国除采取措施消除焊接衬板的缺口效应外,主要致力于采取措施将塑性铰外移。

我国高层钢结构,初期由日本设计的较多,现行高钢规程的节点构造基本上参考了日本的规定,表现为:普遍采用箱形柱,梁翼缘与柱的加劲肋等厚。因此,节点的改进主要参考日本1996年《钢结构工程技术指南——工场制作篇》中的“新技术和新工法”的规定。其中,梁腹板上下端的扇形切角采用了日本的规定:

(1)腹板角部设置半径为35mm的扇形切角,与梁翼缘连接处作成半径10~15mm的圆弧,其端部与梁翼缘的全熔透焊缝应隔开10mm以上;

(2)下翼缘焊接衬板的反面与柱翼缘或壁板相连处,应采用角焊缝连接;角焊缝应沿衬板全长焊接,焊脚尺寸宜取6mm。

美日两国都发现梁翼缘焊缝的焊接衬板边缘缺口效应的危害,并采取了对策。根据我国的情况,梁上翼缘有楼板加强,并施焊条件较好,震害较少,不做处理;仅规定对梁下翼缘的焊接衬板边缘施焊。也可采用割除衬板,然后清根补焊的方法,但国外实践表明,此法费用较高。此外参考美国规定,给出了腹板设双排螺栓的必要条件。

将塑性铰外移的措施可采取梁-柱骨形连接,如图8.3.4所示。该法是在距梁端一定距离处,将翼缘两侧做月牙切削,形成薄弱截面,使强烈地震时梁的塑性铰自柱面外移,从而避免脆性破坏。月牙形切削的切削面应刨光,起点可位于距梁端约150mm,宜对上下翼缘均进行切削。切削后的梁翼缘截面不宜大于原截面面积的90%,应能承受按弹性设计的多遇地震下的组合内力。其节点延性可得到充分保证,能产生较大转角。建议8度III、IV类场地和9度时采用。

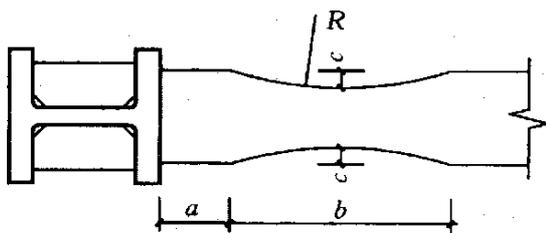


图 8.3.4 骨形连接

美国加州 1994 年诺斯里奇地震中，梁与柱铰接点破坏较多，建议适当加强。

8.3.5 当节点域的体积不满足第 8.2.5 条有关规定时，参考日本规定和美国 AISC 钢结构抗震规程 1997 年版的规定，提出了加厚节点域和贴焊补强板的加强措施：

(1)对焊接组合柱，宜加厚节点板，将柱腹板在节点域范围更换为较厚板件。加厚板件应伸出柱横向加劲肋之外各 150mm，并采用对接焊缝与柱腹板相连；

(2)对轧制 H 型柱，可贴焊补强板加强。补强板上下边缘可不伸过横向加劲肋或伸过柱横向加劲肋之外各 150mm。当补强板不伸过横向加劲肋时，加劲肋应与柱腹板焊接，补强板与加劲肋之间的角焊缝应能传递补强板所分担的剪力，且厚度不小于 5mm；当补强板伸过加劲肋时，加劲肋仅与补强板焊接，此焊缝应能将加劲肋传来的力传递给补强板，补强板的厚度及其焊缝应按传递该力的要求设计。补强板侧边可采用角焊缝与柱翼缘相连，其板面尚应采用塞焊与柱腹板连成整体。塞焊点之间的距离，不应大于相连板件中较薄板件厚度的 $21\sqrt{235/f_y}$ 倍。

8.3.6 罕遇地震下，框架节点将进入塑性区，保证结构在塑性区的整体性是很必要的。参考国外关于高层钢结构的设计要求，提出相应规定。

8.3.8 外包式柱脚在日本阪神地震中性能欠佳，故不宜在 8、9 度时采用。

8.4 钢框架-中心支撑结构的抗震措施

本节规定了中心支撑框架的构造要求。

8.4.2 支撑杆件的宽厚比和径厚比要求，本规范综合参考了美国 1994 年诺斯里奇地震、日本 1995 年阪神地震后发表的资料及其他研究成果拟定。支撑采用节点板连接时，应注意该节点板的稳定。

8.4.3 美国规定，强震区的支撑框架结构中，梁与柱连接不应采用铰接。考虑到双重抗侧力体系对高层建筑抗震很重要，且梁与柱铰接将使结构位移增大，故规定 7 度及以上不应铰接。

支撑与节点板嵌固点保留一个小距离，可使节点板在大震时产生平面外屈曲，

从而减轻对支撑的破坏，这是 AISC—97(补充)的规定，如图 8.4.3 所示。

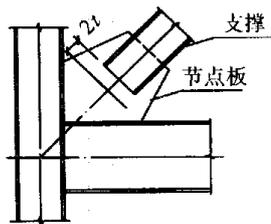


图 8.4.3 支撑端部节点板构造示意图

8.5 钢框架-偏心支撑结构的抗震措施

本节规定了保证消能梁段发挥作用的一系列构造要求。

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

板件宽厚比，参考 AISC 规定作了适当调整。当梁上翼缘与楼板固定但不能表明其下翼缘侧向固定时，仍需置侧向支撑。

8.5.3 为使消能梁段在反复荷载下具有良好的滞回性能，需采取合适的构造并加强对腹板的约束：

1 支撑斜杆轴力的水平分量成为消能梁段的轴向力，当此轴向力较大时，除降低此梁段的受剪承载力外，还需减少该梁段的长度，以保证它具有良好的滞回性能。

2 由于腹板上贴焊的补强板不能进入弹塑性变形，因此不能采用补强板；腹板上开洞也会影响其弹塑性变形能力。

3 消能梁段与支撑斜杆的连接处，需设置与腹板等高的加劲肋，以传递梁段的剪力并防止连梁腹板屈曲。

4 消能梁段腹板的中间加劲肋，需按梁段的长度区别对待，较短时为剪切屈服型，加劲肋间距小些；较长时为弯曲屈服型，需在距端部 1.5 倍的翼缘宽度处配置加劲肋；中等长度时需同时满足剪切屈服型和弯曲屈服型的要求。

偏心支撑的斜杆中心线与梁中心线的交点，一般在消能梁段的端部，也允许在消能梁段内(图 8.5.3)，此时将产生与消能梁段端部弯矩方向相反的的附加弯矩，从而减少消能梁段和支撑杆的弯矩，对抗震有利；但交点不应在消能梁段以外，因此时将增大支撑和消能梁段的弯矩，于抗震不利。

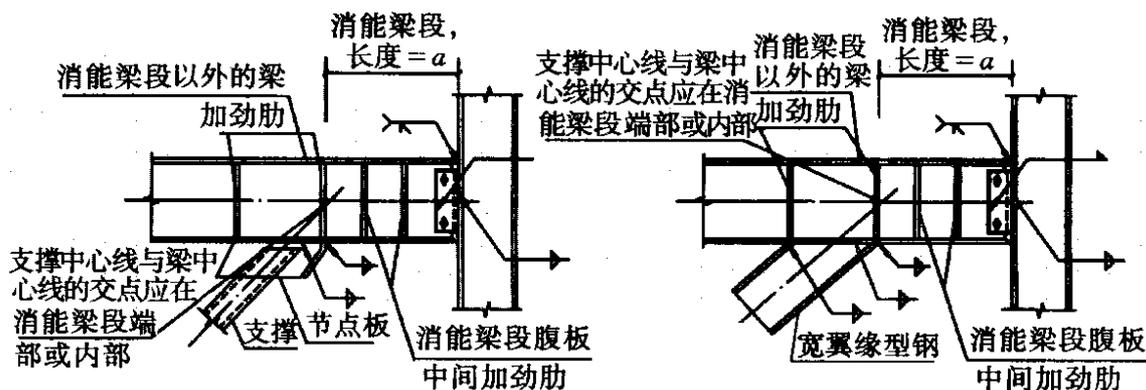


图 8.5.3 偏心支撑构造

8.5.5 消能梁段两端设置翼缘的侧向隅撑，是为了承受平面外扭转。

8.5.6 与消能梁段处于同一跨内的框架梁，同样承受轴力和弯矩，为保持其稳定，也需设置翼缘的侧向隅撑。

附录 G 多层钢结构厂房的抗震设计要求

多层钢结构厂的抗震设计，在不少方面与多层钢结构民用建筑是相同的，而后者又与高层钢结构的抗震设计有很多共同之处。本附录给出仅用于多层厂房的规定。

1 多层厂房宜优先采用交叉支撑，支撑布置在荷载较大的柱间，有利于荷载直接传递，上下贯通有利于结构刚度沿高度变化均匀。

2 设备或料斗(包括下料的主要管道)穿过楼层时，若分层支承，不但各层楼层梁的挠度难以同步，使各层结构传力不明确，同时在地震作用下，由于层间位移会给设备、料斗产生附加效应，严重的可能损坏旋转设备，因此同一台设备一般不能采用分层支承的方式。装料后的设备或料斗重心接近楼层的支承点，是力求降低穿过楼层布置的设备或料斗的地震作用对支承结构的附加影响。

3 采用钢铺板时，钢铺板应与钢梁有可靠连接。

4 厂房楼层检修、安装荷载代表值行业性强，大的可达 45kN/m^2 ，但属短期荷载，检修结束后的楼面仅有少量替换下来的零件和操作荷载。这类荷载在地震时遇合的概率较低，按实际情况采用较为合适。

楼层堆积荷载要考虑运输通道等因素。

设备、料斗和保温材料的重力荷载，可不乘动力系数。

5 震害调查表明，设备或料斗的支承结构的破坏，将危及下层的设备和人身安全，所以直接支承设备和料斗的结构必须考虑地震作用。设备与料斗的水平地震作用的标准值 F_s ，设备对支承结构产生的地震作用参照美国《建筑抗震设计暂行条例》

(1978)的规定给出。实测与计算表明，楼层加速度反应比输入的地面加速度大，且在同一座建筑内高部位的反应要大于低部位的反应，所以置于楼层的设备底部水平地震作用相应地要增大。当不用动力分析时，以 λ 值来反应楼层 F_s 值变化的近似规律。

6 多层厂房的纵向柱间支撑对提高厂房的纵向抗震能力很重要，给出了纵向支撑的设计要求。

7 适应厂房屋盖开洞的情况，规定了楼层水平支撑设计要求，系根据近年国内外工程设计经验提出的。水平支撑的作用，主要是传递水平地震作用和风荷载，控制柱的计算长度和保证结构构件安装时的稳定。

9 单层工业厂房

9.1 单层钢筋混凝土柱厂房

(I)一般规定

9.1.1 根据震害经验，厂房结构布置应注意的问题是：

1 历次地震的震害表明，不等高多跨厂房有高振型反应，不等长多跨厂房有扭转效应，破坏较重，均对抗震不利，故多跨厂房宜采用等高和等长。

2 唐山地震的震害表明，单层厂房的毗邻建筑任意布置是不利的，在厂房纵墙与山墙交汇的角部是不允许布置的。在地震作用下，防震缝处排架柱的侧移量大，当有毗邻建筑时，相互碰撞或变位受约束的情况严重；唐山地震中有不少倒塌、严重破坏等加重震害的震例，因此，在防震缝附近不宜布置毗邻建筑。

3 大柱网厂房和其他不设柱间支撑的厂房，在地震作用下侧移量较设置柱间支撑的厂房大，防震缝的宽度需适当加大。

4 地震作用下，相邻两个独立的主厂房的振动变形可能不同步协调，与之相连接的过渡跨的屋盖常倒塌破坏；为此过渡跨至少应有一侧采用防震缝与主厂房脱开。

5 上吊车的铁梯，晚间停放吊车时，增大该处排架侧移刚度，加大地震反应，特别是多跨厂房各跨上吊车的铁梯集中在同一横向轴线时，会导致震害破坏，应避免。

6 工作平台或刚性内隔墙与厂房主体结构连接时，改变了主体结构的工作性状，加大地震反应，导致应力集中，可能造成短柱效应，不仅影响排架柱，还可能涉及柱顶的连接和相邻的屋盖结构，计算和加强措施均较困难，故以脱开为佳。

7 不同形式的结构，振动特性不同，材料强度不同，侧移刚度不同。在地震作用下，往往由于荷载、位移、强度的不均衡，而造成结构破坏。山墙承重和中间有横墙承重的单层钢筋混凝土柱厂房和端砖壁承重的天窗架，在唐山地震中均有较重破坏，为此，厂房的一个结构单元内，不宜采用不同的结构形式。

8 两侧为嵌砌墙，中柱列设柱间支撑；一侧为外贴墙或嵌砌墙，另一侧为开敞；一侧为嵌砌墙，另一侧为外贴墙等各柱列纵向刚度严重不均匀的厂房，由于各柱列的地震作用分配不均匀，变形不协调，常导致柱列和屋盖的纵向破坏，在 7 度区就有这种震害反映，在 8 度和大于 8 度区，破坏就更普遍且严重，不少厂房柱倒屋塌，

在设计中应予以避免。

9.1.2 根据震害经验，天窗架的设置应注意下列问题：

1 突出屋面的天窗架对厂房的抗震带来很不利的影响，因此，宜采用突出屋面较小的避风型天窗。采用下沉式天窗的屋盖有良好的抗震性能，唐山地震中甚至经受了 10 度地震的考验，不仅是 8 度区，有条件时均可采用。

2 第二开间起开设天窗，将使端开间每块屋面板与屋架无法焊接或焊连的可靠性大大降低而导致地震时掉落，同时也大大降低屋面纵向水平刚度。所以，如果山墙能够开窗，或者采光要求不太高时，天窗从第三开间起设置。

天窗架从厂房单元端第三柱间开始设置，虽增强屋面纵向水平刚度，但对建筑通风、采光不利，考虑到 6 度和 7 度区的地震作用效应较小，且很少有屋盖破坏的震例，本次修订改为：对 6 度和 7 度区不做此要求。

3 历次地震经验表明，不仅是天窗屋盖和端壁板，就是天窗侧板也宜采用轻型板材。

9.1.3 根据震害经验，厂房屋盖结构的设置应注意下列问题：

1 轻型大型屋面板无檩屋盖和钢筋混凝土有檩屋盖的抗震性能好，经过 8~10 度强烈地震考验，有条件时可采用。

2 唐山地震震害统计分析表明，屋盖的震害破坏程度与屋盖承重结构的型式密切相关，根据 8~11 度地震的震害调查统计发现：梯形屋架屋盖共调查 91 跨，全部或大部倒塌 41 跨，部分或局部倒塌 11 跨，共计 52 跨，占 56.7%。拱形屋架屋盖共调查 151 跨：全部或大部倒塌 13 跨，部分或局部倒塌 16 跨，共计 29 跨，占 19.2%。屋面梁屋盖共调查 168 跨：全部或大部倒塌 11 跨，部分或局部倒塌 17 跨，共计 28 跨，占 16.7%。

另外，采用下沉式屋架的屋盖，经 8~10 度强烈地震的考验，没有破坏的震例。为此，提出厂房宜采用低重心的屋盖承重结构。

3 拼块式的预应力混凝土和钢筋混凝土屋架(屋面梁)的结构整体性差，在唐山地震中其破坏率和破坏程度均较整榀式重得多。因此，在地震区不宜采用。

4 预应力混凝土和钢筋混凝土空腹桁架的腹杆及其上弦节点均较薄弱，在天窗两侧竖向支撑的附加地震作用下，容易产生节点破坏、腹杆折断的严重破坏，因此，不宜采用有突出屋面天窗架的空腹桁架屋盖。

5 随着经济的发展，组合屋架已很少采用，本次修订继续保持 89 规范的规定，不列入这种屋架的规定。

9.1.4 不开孔的薄壁工字形柱、腹板开孔的普通工字形柱以及管柱，均存在抗震薄弱环节，故规定不宜采用。

(II)计算要点

9.1.7, 9.1.8 对厂房的纵横向抗震分析，本次修订明确规定，一般情况下，采用多质点空间结构分析方法；当符合附录 H 的条件时可采用平面排架简化方法，但计算所得的排架地震内力应考虑各种效应调整。附录 H 的调整系数有以下特点：

1 适用于 7~8 度柱顶标高不超过 15m 且砖墙刚度较大等情况的厂房，9 度时砖墙开裂严重，空间工作影响明显减弱，一般不考虑调整。

2 计算地震作用时，采用经过调整的排架计算周期。

3 调整系数采用了考虑屋盖平面内剪切刚度、扭转和砖墙开裂后刚度下降影响的空间模型，用振型分解法进行分析，取不同屋盖类型、各种山墙间距、各种厂房跨度、高度和单元长度，得出了统计规律，给出了较为合理的调整系数。因排架计算周期偏长，地震作用偏小，当山墙间距较大或仅一端有山墙时，按排架分析的地震内力需要增大而不是减小。对一端山墙的厂房，所考虑的排架一般指无山墙端的第二榀，而不是端榀。

4 研究发现，对不等高厂房高低跨交接处支承低跨屋盖牛腿以上的中柱截面，其地震作用效应的调整系数随高、低跨屋盖重力的比值是线性下降，要由公式计算。公式中的空间工作影响系数与其他各截面(包括上述中柱的下柱截面)的作用效应调整系数含义不同，分别列于不同的表格，要避免混淆。

5 唐山地震中，吊车桥架造成了厂房局部的严重破坏。为此，把吊车桥架作为移动质点，进行了大量的多质点空间结构分析，并与平面排架简化分析比较，得出其放大系数。使用时，只乘以吊车桥架重力荷载在吊车梁顶标高处产生的地震作用，而不乘以截面的总地震作用。

历次地震，特别是海城、唐山地震，厂房沿纵向发生破坏的例子很多，而且中柱列的破坏普遍比边柱列严重得多。在计算分析和震害总结的基础上，规范提出了厂房纵向抗震计算原则和简化方法。

钢筋混凝土屋盖厂房的纵向抗震计算，要考虑围护墙有效刚度、强度和屋盖的变形，采用空间分析模型。附录 J 的实用计算方法，仅适用于柱顶标高不超过 15m 且有纵向砖围护墙的等高厂房，是选取多种简化方法与空间分析计算结果比较而得到的。其中，要用经验公式计算基本周期。考虑到随着烈度的提高，厂房纵向侧移加大，围护墙开裂加重，刚度降低明显，故一般情况，围护墙的有效刚度折减系数，

在 7、8、9 度时可近似取 0.6、0.4 和 0.2。不等高和纵向不对称厂房，还需考虑厂房扭转的影响，现阶段尚无合适的简化方法。

9.1.9, 9.1.0 地震震害表明，没有考虑抗震设防的一般钢筋混凝土天窗架，其横向受损并不明显，而纵向破坏却相当普遍。计算分析表明，常用的钢筋混凝土带斜腹杆的天窗架，横向刚度很大，基本上随屋盖平移，可以直接采用底部剪力法的计算结果，但纵向则应按跨数和位置调整。

有斜撑杆的三铰拱式钢天窗架的横向刚度也较厂房屋盖的横向刚度大很多，也是基本上随屋盖平移，故其横向抗震计算方法可与混凝土天窗架一样采用底部剪力法。由于钢天窗架的强度和延性优于混凝土天窗架，且可靠度高，故当跨度大于 9m 或 9 度时，钢天窗架的地震作用效应不必乘以增大系数 1.5。

本次修订，明确关于突出屋面天窗架简化计算的适用范围为有斜杆的三铰拱式天窗架，避免与其他桁架式天窗架混淆。

9.1.11 关于大柱网厂房的双向水平地震作用，89 规范规定取一个主轴方向 100% 加上相应垂直方向的 30% 的不利组合，相当于两个方向的地震作用效应完全相同时按第 5.2 节规定计算的结果，因此是一种略偏安全的简化方法。为避免与第 5.2 节的规定不协调，不再专门列出。

位移引起的附加弯矩，即“P-Δ”效应，按本规范第 3.6 节的规定计算。

9.1.12 不等高厂房支承低跨屋盖的柱牛腿在地震作用下开裂较多，甚至牛腿面预埋板向外位移破坏。在重力荷载和水平地震作用下的柱牛腿纵向水平受拉钢筋的计算公式，第一项为承受重力荷载纵向钢筋的计算，第二项为承受水平拉力纵向钢筋的计算。

9.1.13 震害和试验研究表明；交叉支撑杆件的最大长细比小于 200 时，斜拉杆和斜压杆在支撑桁架中是共同工作的。支撑中的最大作用相当于单压杆的临界状态值。据此，在规范的附录 J 中规定了柱间支撑的设计原则和简化方法：

1 支撑侧移的计算：按剪切构件考虑，支撑任一点的侧移等于该点以下各节间相对侧移值的叠加。它可用以确定厂房纵向柱列的侧移刚度及上、下支撑地震作用的分配。

2 支撑斜杆抗震验算：试验结果发现，支撑的水平承载力，相当于拉杆承载力与压杆承载力乘以折减系数之和的水平分量。此折减系数即条文中的“压杆卸载系数”，可以线性内插，亦可直接用下列公式确定斜拉杆的净截面 A_n ：

$$A_n \geq \gamma_{RE} l_i V_{bi} / [(1 + \varphi_c \varphi_i) s_c f_{at}]$$

3 唐山地震中，单层钢筋混凝土柱厂房的柱间支撑虽有一定数量的破坏，但这些厂房大多数未考虑抗震设防的。据计算分析，抗震验算的柱间支撑斜杆内力大于非抗震设计时的内力几倍。

4 柱间支撑与柱的连接节点在地震反复荷载作用下承受拉弯剪和压弯剪，试验表明其承载力比单调荷载作用下有所降低；在抗震安全性综合分析基础上，提出了确定预埋板钢筋截面面积的计算公式，适用于符合本规范第 9.1.28 条 5 款构造规定的情况

5 补充了柱间支撑节点预埋件采用角钢时的验算方法。

9.1.14 唐山地震震害表明:8 度和 9 度区，不少抗风柱的上柱和下柱根部开裂、折断，导致山尖墙倒塌，严重的抗风柱连同山墙全部向外倾倒。抗风柱虽非单层厂房的主要承重构件，但它却是厂房纵向抗震中的重要构件，对保证厂房的纵向抗震安全，具有不可忽视的作用，补充规定 8、9 度时需进行平面外的截面抗震验算。

9.1.15 当抗风柱与屋架下弦相连接时，虽然此类厂房均在厂房两端第一开间设置下弦横向支撑，但当厂房遭到地震作用时，高大山墙引起的纵向水平地震作用具有较大的数值，由于阶形抗风柱的下柱刚度远大于上柱刚度，大部分水平地震作用将通过下柱的上端连接传至屋架下弦，但屋架下弦支撑的强度和刚度往往不能满足要求，从而导致屋架下弦支撑杆件压曲。1966 年邢台地震 6 度区、1975 年海城地震 8 度区均出现过这种震害。故要求进行相应的抗震验算。

9.1.16 当工作平台、刚性内隔墙与厂房主体结构相连时，将提高排架的侧移刚度，改变其动力特性，加大地震作用，还可能造成应力和变形集中，加重厂房的震害。唐山地震中由此造成排架柱折断或屋盖倒塌，其严重程度因具体条件而异，很难作出统一规定。因此，抗震计算时，需采用符合实际的结构计算简图，并采取相应的措施。

9.1.17 震害表明，上弦有小立柱的拱形和折线形屋架及上弦节间长和节间矢高较大的屋架，在地震作用下屋架上弦将产生附加扭矩，导致屋架上弦破坏。为此，8、9 度在这种情况下需进行截面抗扭验算。

(III)构造措施

9.1.18 本节所指有檩屋盖，主要是波形瓦(包括石棉瓦及槽瓦)屋盖。这类屋盖只要设置保证整体刚度的支撑体系，屋面瓦与檩条间以及檩条与屋架间有牢固的拉结，一般均具有一定的抗震能力，甚至在唐山 10 度地震区也基本完好地保存下来。但是，如果屋面瓦与檩条或檩条与屋架拉结不牢，在 7 度地震区也会出现严重震害，海城

地震和唐山地震中均有这种例子。

89 规范对有檩屋盖的规定，系针对钢筋混凝土体系而言。本次修订，增加了对钢结构有檩体系的要求。

9.1.19 无檩屋盖指的是各类不用檩条的钢筋混凝土屋面板与屋架(梁)组成的屋盖。屋盖的各构件相互间联成整体是厂房抗震的重要保证，这是根据唐山、海城震害经验提出的总要求。鉴于我国目前仍大量采用钢筋混凝土大型屋面板，故重点对大型屋面板与屋架(梁)焊连的屋盖体系作了具体规定。

这些规定中，屋面板和屋架(梁)可靠焊连是第一道防线，为保证焊连强度，要求屋面板端头底面预埋板和屋架端部顶面预埋件均应加强锚固；相邻屋面板吊钩或四角顶面预埋铁件间的焊连是第二道防线；当制作非标准屋面板时，也应采取相应的措施。

设置屋盖支撑是保证屋盖整体性的重要抗震措施，沿用了 89 规范的规定。

根据震害经验，8 度区天窗跨度等于或大于 9m 和 9 度区天窗架宜设置上弦横向支撑。

9.1.20 在进一步总结唐山地震经验的基础上，对屋盖支撑布置的规定作适当的补充。

9.1.21 唐山地震震害表明，采用刚性焊连构造时，天窗立柱普遍在下档和侧板连接处出现开裂和破坏，甚至倒塌，刚性连接仅在支撑很强的情况下才是可行的措施，故规定一般单层厂房宜用螺栓连接。

9.1.22 屋架端竖杆和第一节间上弦杆，静力分析中常作为非受力杆件而采用构造配筋，截面受弯、受剪承载力不足，需适当加强。对折线型屋架为调整屋面坡度而在端节间上弦顶面设置的小立柱，也要适当增大配筋和加密箍筋。以提高其拉弯剪能力。

9.1.23 根据震害经验，排架柱的抗震构造，增加了箍筋肢距的要求，并提高了角柱柱头的箍筋构造要求。

1 柱子在变位受约束的部位容易出现剪切破坏，要增加箍筋。变位受约束的部位包括：设有柱间支撑的部位、嵌砌内隔墙、侧边贴建披屋、靠山墙的角柱、平台连接处等。

2 唐山地震震害表明：当排架柱的变位受平台、刚性横隔墙等约束，其影响的严重程度和部位，因约束条件而异，有的仅在约束部位的柱身出现裂缝；有的造成屋架上弦折断、屋盖坍塌(如天津拖拉机厂冲压车间)；有的导致柱头和连接破坏屋盖倒

塌(如天津第一机床厂铸工车间配砂间)。必须区别情况从设计计算和构造上采取相应的有效措施,不能统一采用局部加强排架柱的箍筋,如高低跨柱的上柱的剪跨比较小时就应全高加密箍筋,并加强柱头与屋架的连接。

3 为了保证排架柱箍筋加密区的延性和抗剪强度,除箍筋的最小直径和最大间距外,增加对箍筋最大肢距的要求。

4 在地震作用下,排架柱的柱头由于构造上的原因,不是完全的铰接,而是处于压弯剪的复杂受力状态,在高烈度地区,这种情况更为严重。唐山地震中高烈度地区的排架柱头破坏较重,加密区的箍筋直径需适当加大。

5 厂房角柱的柱头处于双向地震作用,侧向变形受约束和压弯剪的复杂受力状态,其抗震强度和延性较中间排架柱头弱得多,唐山地震中,6度区就有角柱顶开裂的破坏;8度和大于8度时,震害就更多,严重的柱头折断,端屋架榻落,为此,厂房角柱的柱头加密箍筋宜提高一度配置。

9.1.24 对抗风柱,除了提出验算要求外,还提出纵筋和箍筋的构造规定。

唐山地震中,抗风柱的柱头和上、下柱的根部都有产生裂缝、甚至折断的震害,另外,柱肩产生劈裂的情况也不少。为此,柱头和上、下柱根部需加强箍筋的配置,并在柱肩处设置纵向受拉钢筋,以提高其抗震能力。

9.1.25 大柱网厂房的抗震性能是唐山地震中发现的新问题,其震害特征是:①柱根出现对角破坏,混凝土酥碎剥落,纵筋压曲,说明主要是纵、横两个方向或斜向地震作用的影响,柱根的强度和延性不足;②中柱的破坏率和破坏程度均大于边柱,说明与柱的轴压比有关。

89 规范对大柱网厂房的抗震验算作了规定,本次修订,进一步补充了轴压比和相应的箍筋构造要求。其中的轴压比限值,考虑到柱子承受双向压弯剪和 $P-\Delta$ 效应的影 响,受力复杂,参照了钢筋混凝土框支柱的要求,以保证延性;大柱网厂房柱仅承受屋盖(包括屋面、屋架、托架、悬挂吊车)和柱的自重,尚不致因控制轴压比而给设计带来困难。

9.1.26 柱间支撑的抗震构造,比 89 规范改进如下:

①支撑杆件的长细比限值随烈度和场地类别而变化;②进一步明确了支撑柱子连接节点的位置和相应的构造;③增加了关于交叉支撑节点板及其连接的构造要求。

柱间支撑是单层钢筋混凝土柱厂房的纵向主要抗侧力构件,当厂房单元较长或 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时,纵向地震作用效应较大,设置一道下柱支撑不能满足要求时,可设置两道下柱支撑,但应注意:两道下柱支撑宜设置在厂房单元中间三分之

一区段内，不宜设置在厂房单元的两端，以避免温度应力过大；在满足工艺条件的前提下，两者靠近设置时，温度应力小；在厂房单元中部三分之一区段内，适当拉开设置则有利于缩短地震作用的传递路线，设计中可根据具体情况确定。

交叉式柱间支撑的侧移刚度大，对保证单层钢筋混凝土柱厂房在纵向地震作用下的稳定性有良好的效果，但在与下柱连接的节点处理时，会遇到一些困难。

9.1.28 本条规定厂房各构件连接节点的要求，具体贯彻了本规范第 3.5 节的原则规定，包括屋架与柱的连接，柱顶锚件；抗风柱、牛腿(柱肩)、柱与柱间支撑连接处的预埋件：

1 柱顶与屋架采用钢板铰，在前苏联的地震中经受了考验，效果较好，建议在 9 度时采用。

2 为加强柱牛腿(柱肩)预埋板的锚固，要把相当于承受水平拉力的纵向钢筋(即本节第 9.1.12 条中的第 2 项)与预埋板焊连。

3 在设置柱间支撑的截面处(包括柱顶、柱底等)，为加强锚固，发挥支撑的作用，提出了节点预埋件采用角钢加端板锚固的要求，埋板与锚件的焊接，通常用埋弧焊或开锥形孔塞焊。

4 抗风柱的柱顶与屋架上弦的连接节点，要具有传递纵向水平地震力的承载力和延性。抗风柱顶与屋架(屋面梁)上弦可靠连接，不仅保证抗风柱的强度和稳定，同时也保证山墙产生的纵向地震作用的可靠传递，但连接点必须在上弦横向支撑与屋架的连接点，否则将使屋架上弦产生附加的节间平面外弯矩。由于现在的预应力混凝土和钢筋混凝土屋架，一般均不符合抗风柱布置间距的要求，故补充规定以引起注意，当遇到这样情况时，可以采用在屋架横向支撑中加设次腹杆或型钢横梁，使抗风柱顶的水平力传递至上弦横向支撑的节点。

9.2 单层钢结 1 构厂房

(I) 一般规定

9.2.1 钢结构的抗震性能一般比较好，未设防的钢结构厂房，地震中损坏不重，主要承重结构一般无损坏。

但是，1978 年日本宫城县地震中，有 5 栋钢结构建筑倒塌，1976 年唐山机车车辆厂等的钢结构厂房破坏甚至倒塌，因此，普通型钢的钢结构厂房仍需进行抗震设计。

轻型钢结构厂房的自重轻，钢材的截面特性与普通型钢不同，本次修订未纳入。

9.2.3 本条规定了厂房结构体系的要求:

1 多跨厂房的横向刚度较大,不要求各跨屋架均与柱刚接。采用门式刚架、悬臂柱等体系的结构在实际工程中也不少见。对厂房纵向的布置要求,本条规定与单层钢结构厂房的实际情况是一致的。

2 厚度较大无法进行螺栓连接的构件,需采用对接焊缝等强连接,并遵守厚板的焊接工艺,确保焊接质量。

3 实践表明,屋架上弦杆与柱连接处出现塑性铰的传统做法,往往引起过大变形,导致房屋出现功能障碍,故规定了此处连接板不应出现塑性铰。当横梁为实腹梁时,则应符合抗震连接的一般要求。

4 钢骨架的最大应力区在地震时可能产生塑性铰,导致构件失去整体和局部稳定,故在最大应力区不能设置焊接接头。为保证节点具有足够的承载能力,还规定了节点在构件全截面屈服时不发生破坏的要求。

(II)计算要点

9.2.4 根据单层厂房的实际情况,对抗震计算模型分别作了规定。

9.2.5 厂房排架抗震分析时,要根据围护墙的类型和墙与柱的连接方式来决定其质量与刚度的取值原则,使计算较合理。

9.2.6 单层钢结构厂房的横向抗震计算,大体上与钢筋混凝土柱厂房相同,但因围护墙类型较多,故分别对待。参照钢筋混凝土柱厂房做简化计算时,地震弯矩和剪力的调整系数未做规定。

9.2.7 等高多跨钢结构厂房的纵向抗震计算,与钢筋混凝土厂房不同,主要由于厂房的围护墙与柱是柔性连接或不妨碍柱子侧移,各纵向柱列变位基本相同。因此,对无檩屋盖可按柱列刚度分配;对有檩屋盖可按柱列承受重力荷载代表值比例分配和按单柱列计算,再取二者的较大值。

9.2.8 本条对屋盖支撑设计作了规定。主要是连接承载力的要求和腹杆设计的要求。

对于按长细比决定截面的支撑构件,其与弦杆的连接可不要求等强连接,只要不小于构件的内力即可;屋盖竖向支撑承受的作用力包括屋盖自重产生的地震力,还要将其传给主框架,杆件截面需由计算确定。

(III)抗震构造措施

9.2.11 钢结构设计的习用规定,长细比限值与柱的轴压比无关,但与材料的屈服强度有关。修改后的表示方式与《钢结构设计规范》中的表示方式是一致的。

9.2.12 单层厂房柱、梁的板件宽厚比,应较静力弹性设计为严。本条参考了冶金部

门的设计规定，它来自试算和工程经验分析。其中，考虑到梁可能出现塑性铰，按《钢结构设计规范》中关于塑性设计的要求控制。圆钢管的径厚比来自日本资料。

9.2.13 能传递柱全截面屈服承载力的柱脚，可采用如下形式：

(1)埋入式柱脚，埋深的近似计算公式，来自日本早期的设计规定和英国钢结构设计手册；

(2)外包式柱脚；

(3)外露式柱脚，底板与基础顶面间用无收缩砂浆进行二次灌浆，剪力较大时需设置抗剪键。

9.2.14 设置柱间支撑要兼顾减小温度应力的要求。

在厂房中部设置上下柱间支撑，仅适用于有吊车的厂房，其目的是避免吊车梁等纵向构件的温度应力；温度区间长度较大时，需在中部设置两道柱间支撑。上柱支撑按受拉配置，其截面一般较小，设在两端对纵向构件胀缩影响不大，无论烈度大小均需设置。

无吊车厂房纵向构件截面较小，柱间支撑不一定必需设在中部。

此外，89 规范关于焊缝严禁立体交叉的规定，属于非抗震设计的基本要求，本次修订不再专门列出。

9.3 单层砖柱厂房

(I)一般规定

9.3.1 本次修订明确本节适用范围为烧结普通粘土砖砌体。

在历次大地震中，变截面砖柱的上柱震害严重又不易修复，故规定砖柱厂房的适用范围为等高的中小型工业厂房。超出此范围的砖柱厂房，要采取比本节规定更有效的措施。

9.3.2 针对中小型工业厂房的特点，对钢筋混凝土无檩屋盖的砖柱厂房，要求设置防震缝。对钢、木等有檩屋盖的砖柱厂房，则明确可不设防震缝。

防震缝处需设置双柱或双墙，以保证结构的整体稳定性和刚性。

9.3.3 本次修订规定，屋盖设置天窗时，天窗不应通到端开间，以免过多削弱屋盖的整体性。天窗采用端砖壁时，地震中较多严重破坏，甚至倒塌，不应采用。

9.3.4 厂房的结构选型应注意：

1 历次大地震中，均有相当数量不配筋的无阶形柱的单层砖柱厂房，经受 8 度地震仍基本完好或轻微损坏。分析认为，当砖柱厂房山墙的间距、开洞率和高宽比

均符合砌体结构静力计算的“刚性方案”条件且山墙的厚度不小于 240mm 时，即：

(1) 厂房两端均设有承重山墙且山墙和横墙间距，对钢筋混凝土无檩屋盖不大于 32m，对钢筋混凝土有檩屋盖、轻型屋盖和有密铺望板的木屋盖不大于 20m；

(2) 山墙或横墙上洞口的水平截面面积不应超过山墙或横墙截面面积的 50%；

(3) 山墙和横墙的长度不小于其高度。

不配筋的砖排架柱仍可满足 8 度的抗震承载力要求。仅从承载力方面，8 度地震时可不配筋；但历次的震害表明，当遭遇 9 度地震时，不配筋的砖柱大多数倒塌，按照“大震不倒”的设计原则，本次修订仍保留 78 规范、89 规范关于 8 度设防时应设置“组合砖柱”的规定。同时进一步明确，多跨厂房在 8 度 III、IV 类场地和 9 度设防时，中柱宜采用钢筋混凝土柱，仅边柱可略放宽为采用组合砖柱。

2 震害表明，单层砖柱厂房的纵向也要有足够的强度和刚度，单靠独立砖柱是不够的，象钢筋混凝土柱厂房那样设置交叉支撑也不妥，因为支撑吸引来的地震剪力很大，将会剪断砖柱。比较经济有效的办法是，在柱间砌筑与柱整体连接的纵向砖墙并设置砖墙基础，以代替柱间支撑加强厂房的纵向抗震能力。

8 度 III、IV 类场地且采用钢筋混凝土屋盖时，由于纵向水平地震作用较大，不能单靠屋盖中的一般纵向构件传递，所以要求在上无上述抗震墙的砖柱顶部处设压杆(或用满足压杆构造的圈梁、天沟或檩条等代替)。

3 强调隔墙与抗震墙合并设置，目的在于充分利用墙体的功能，并避免非承重墙对柱及屋架与柱连接点的不利影响。当不能合并设置时，隔墙要采用轻质材料。

单层砖柱厂房的纵向隔墙与横向内隔墙一样，也宜做成抗震墙，否则会导致主体结构破坏，独立的纵向、横向内隔墙，受震后容易倒塌，需采取保证其平面外稳定性的措施。

(II) 计算要点

9.3.5 本次修订增加了 7 度 I、II 类场地柱高不超过 6.6m 时，可不进行纵向抗震验算的条件。

9.3.6, 9.3.7 在本节适用范围内的砖柱厂房，纵、横向抗震计算原则与钢筋混凝土柱厂房基本相同，故可参照本章第 9.1 节所提供的方法进行计算。其中，纵向简化计算的附录 J 不适用，而屋盖为钢筋混凝土或密铺望板的瓦木屋盖时，横向平面排架计算同样按附录 H 考虑厂房的空间作用影响。理由如下：

根据现行国家标准《砌体结构设计规范》的规定：密铺望板瓦木屋盖与钢筋混凝土有檩屋盖属于同一种屋盖类型，静力计算中，符合刚弹性方案的条件时(20m~48m)

均可考虑空间工作，但 89 抗震规范规定：钢筋混凝土有檩屋盖可以考虑空间工作，而密铺望板的瓦木屋盖不可以考虑空间工作，二者不协调。

1 历次地震，特别是辽南地震和唐山地震中，不少密铺望板瓦木屋盖单层砖柱厂房反映了明显的空间工作特性。

2 根据王光远教授《建筑结构的振动》的分析结论，不仅仅钢筋混凝土无檩屋盖和有檩屋盖(大波瓦、槽瓦)厂房，就是石棉瓦和粘土瓦屋盖厂房在地震作用下，也有明显的空间工作。

3 从具有木望板的瓦木屋盖单层砖柱厂房的实测可以看出：实测厂房的基本周期均比按排架计算周期为短，同时其横向振型与钢筋混凝土屋盖的振型基本一致。

4 山墙间距小于 24m 时，其空间工作更明显，且排架柱的剪力和弯矩的折减有更大的趋势，而单层砖柱厂房山、楼墙间距小于 24m 的情况，在工程建设中也是常见的。

5 根据以上分析，对单层砖柱厂房的空间工作问题作如下修订：

(1)7 度和 8 度时，符合砌体结构刚弹性方案(20m~48m)的密铺望板瓦木屋盖单层砖柱厂房与钢筋混凝土有檩屋盖单层砖柱厂房一样，也可考虑地震作用下的空间工作。

(2)附录 K “砖柱考虑空间工作的调整系数”中的“两端山墙间距”改为“山墙、承重(抗震)横墙的间距”；并将<24m 分为 24m、18m、12m。

(3)单层砖柱厂房考虑空间工作的条件与单层钢筋混凝土柱厂房不同，在附录 K 中加以区别和修正。

9.3.9 砖柱的抗震验算，在现行国家标准《砌体结构设计规范》的基础上，按可靠度分析，同样引入承载力调整系数后进行验算。

(III)构造措施

9.3.10 砖柱厂房一般多采用瓦木屋盖，89 规范关于木屋盖的规定是合理的，基本上未作改动。

木屋盖的支撑布置中，如端开间下弦水平系杆与山墙连接，地震后容易将山墙顶坏，故不宜采用。

木天窗架需加强与屋架的连接，防止受震后倾倒。

9.3.11 檩条与山墙连接不好，地震时将使支承处的砌体错动，甚至造成山尖墙倒塌，檩条伸出山墙的出山屋面有利于加强檩条与山墙的连接，对抗震有利，可以采用。

9.3.13 震害调查发现，预制圈梁的抗震性能较差，故规定在屋架底部标高处设置现

浇钢筋混凝土圈梁。为加强圈梁的功能，规定圈梁的截面高度不应小于 180mm；宽度习惯上与砖墙同宽。

9.3.14 震害还表明，山墙是砖柱厂房抗震的薄弱部位之一，外倾、局部倒塌较多；甚至有全部倒塌的。为此，要求采用卧梁并加强锚拉的措施。

9.3.15 屋架(屋面梁)与柱顶或墙顶的圈梁锚固的修订如下：

1 震害表明；屋架(屋面梁)和柱子可用螺栓连接，也可采用焊接连接。

2 对垫块的厚度和配筋作了具体规定。垫块厚度太薄或配筋太少时，本身可能局部承压破坏，且埋件锚固不足。

3 9 度时屋盖的地震作用及位移较大；圈梁与垫块相连的部位要受到较大的扭转作用，故其箍筋适当加密。

9.3.16 根据设计需要，本次修订规定了砖柱的抗震要求。

9.3.17 钢筋混凝土屋盖单层砖柱厂房，在横向水平地震作用下，由于空间工作的因素，山墙、横墙将负担较大的水平地震剪力，为了减轻山墙、横墙的剪切破坏，保证房屋的空间工作，对山墙、横墙的开洞面积加以限制，8 度时宜在山墙、横墙的两端，9 度时尚应在高大门洞两侧设置构造柱。

9.3.18 采用钢筋混凝土无檩屋盖等刚性屋盖的单层砖柱厂房，地震时砖墙往往在屋盖处圈梁底面下一至四皮砖范围内出现周围水平裂缝。为此，对于高烈度地区刚性屋盖的单层砖柱厂房，在砖墙顶部沿墙长每隔 1m 左右埋设一根 $\Phi 8$ 竖向钢筋，并插入顶部圈梁内，以防止柱周围水平裂缝，甚至墙体错动破坏的产生。

此外，本次修订取消了双曲砖拱屋盖的有关内容。

10 单层空旷房屋

10.1 一般规定

单层空旷房屋是一组不同类型的结构组成的建筑，包含有单层的观众厅和多层的前后左右的附属用房。无侧厅的食堂，可参照第9章设计。

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

本次修订，根据震害分析，进一步明确各部分之间应加强连接而不设置防震缝。

大厅人员密集，抗震要求较高，故观众厅有挑台，或房屋高、跨度大，或烈度高，要采用钢筋混凝土框架式门式刚架结构等。本次修订为提高其抗震安全性，适当增加了采用钢筋混凝土结构的范畴。对前厅、大厅、舞台等的连接部位及受力集中的部位，也需采取加强措施或采用钢筋混凝土构件。

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

10.2 计算要点

单层空旷房屋的平面和体型均较复杂，按目前分析水平，尚难进行整体计算分析。为了简化，可将整个房屋划为若干个部分，分别进行计算，然后从构造上和荷载的局部影响上加以考虑，互相协调。例如，通过周期的经验修正，使各部分的计算周期趋于一致；横向抗震分析时，考虑附属房屋的结构类型及其与大厅的连接方式，选用排架、框排架或排架-抗震墙的计算简图，条件合适时亦可考虑空间工作的影响，交接处的柱子要考虑高振型的影响；纵向抗震分析时，考虑屋盖的类型和前后厅等影响，选用单柱列或空间协同分析模型。

根据宏观震害调查，单层空旷房屋中，舞台后山墙等高大山墙的壁柱，要进行出平面的抗震验算，验算要求参考第9章。

本次修订，修改了关于空旷房屋自振周期计算的规定，改为直接取地震影响系数最大值计算地震作用。

10.3 抗震构造措施

单层空旷房屋的主要抗震构造措施如下：

1 6、7度时，中、小型单层空旷房屋的大厅，无筋的纵墙壁柱虽可满足承载力的设计要求，但考虑到大厅使用上的重要性，仍要求采用配筋砖柱或组合砖柱。

2 前厅与大厅、大厅与舞台之间的墙体是单层空旷房屋的主要抗侧力构件，承担横向地震作用。因此，应根据抗震设防烈度及房屋的跨度、高度等因素，设置一定数量的抗震墙。与此同时，还应加强墙上的大梁及其连接的构造措施。

舞台口梁为悬梁，上部支承有舞台上的屋架，受力复杂，而且舞台口两侧墙体为一端自由的高大悬墙，在舞台口处不能形成一个门架式的抗震横墙，在地震作用下破坏较多。因此，舞台口墙要加强与大厅屋盖体系的拉结，用钢筋混凝土立柱和水平圈梁来加强自身的整体性和稳定性。9度时不要采用舞台口砌体悬墙。

3 大厅四周的墙体一般较高，需增设多道水平围梁来加强整体性和稳定性，特别是墙顶标高处的圈梁更为重要。

4 大厅与两侧的附属房屋之间一般不设防震缝，其交接处受力较大，故要加强相互间的连接，以增强房屋的整体性。

5 二层悬挑式挑台不但荷载大，而且悬挑跨度也较大，需要进行专门的抗震设计计算分析。

本次修订，增加了钢筋混凝土柱按抗震等级二级进行设计的要求，增加了关于大厅和前厅相连横墙的构造要求。增加了部分横墙采用钢筋混凝土抗震墙并按二级抗震等级设计的要求。

11 土、木、石结构房屋

11.1 村镇生土房屋

本节内容未做修订。89 规范对生土建筑作了分类，并就其适用范围以及设计施工方面的注意事项作了一般性规定。因地区特点、建筑习惯的不同和名称的不统一，分类不可能全面。灰土墙承重房屋目前我国仍有建造，故列入有关要求。

生土房屋的层数，因其抗震能力有限，仅以一、二层为宜。

11.1.3 各类生土房屋，由于材料强度较低，在平立面布置上更要求简单，一般每开间均要有抗震横墙，不采用外廊为砖柱、石柱承重，或四角用砖柱、石柱承重的作法，也不要将大梁搁置在土墙上。房屋立面要避免错层、突变，同一栋房屋的高度和层数必须相同。这些措施都是为了避免在房屋各部分出现应力集中。

11.1.4 生土房屋的屋面采用轻质材料，可减轻地震作用；提倡用双坡和弧形屋面，可降低山墙高度，增加其稳定性；单坡屋面山墙过高，平屋面防水有问题，不宜采用。

由于是土墙，一切支承点均应有垫板或圈梁。檩条要满搭在墙上或椽子上，端檩要出檐，以使外墙受荷均匀，增加接触面积。

11.1.5~11.1.7 对生土房屋中的墙体砌筑的要求，大致同砌体结构，即内外墙交接处要采取简易又有效的拉结措施，土坯要卧砌。

土坯的土质和成型方法，决定了土坯的好坏并最终决定土墙的力量，应予以重视。

生土房屋的地基要求务实，并设置防潮层以防止生土墙体酥落。

11.1.8 为加强灰土墙房屋的整体性，要求设置圈梁。圈梁可用配筋砖带或木圈梁。

11.1.9 提高土拱房的抗震性能，主要是拱脚的稳定、拱圈的牢固和整体性。若一侧为崖体一侧为人工土墙，会因软硬不同导致破坏。

11.1.10 土窑洞有一定的抗震能力，在宏观震害调查时看到，土体稳定、土质密实、坡度较平缓的土窑洞在 7 度区有较完好的例子。因此，对土窑洞来说，首先要选择良好的建筑场地，应避开易产生滑坡、山崩的地段。

崖窑前不要接砌土坯或其他材料的前脸，否则前脸部分将极易遭到破坏。

有些地区习惯开挖层窑，一般来说比较危险，如需要时应注意间隔足够的距离，

避免一旦土体破坏时发生连锁反应，造成大面积坍塌。

11.2 木结构房屋

本节主要是依据 1981 年道孚 6.9 级地震的经验。

11.2.1 本节所规定的木结构房屋，不适用于木柱与屋架(梁)铰接的房屋。因其柱子上、下端均为铰接，是不稳定的结构体系。

11.2.3 木柱房屋限高二层，是为了避免木柱有接头。震害表明，木柱无接头的旧房损坏较轻，而新建的有接头的房屋却倒塌。

11.2.4 四柱三跨木排架指的是中间有一个较大的主跨，两侧各有一个较小边跨的结构，是大跨空旷木柱房屋较为经济合理的方案。

震害表明，15~18m 宽的木柱房屋，若仅用单跨，破坏严重，甚至倒塌；而采用四柱三跨的结构形式，甚至出现地裂缝，主跨也安然无恙。

11.2.5 木结构房屋无承重山墙，故本规范第 9.3 节规定的房屋两端第二开间设置屋盖支撑的要求需向外移到端开间。

11.2.6~11.2.8 木柱与屋架(梁)设置斜撑，目的控制横向侧移和加强整体性，穿斗木构架房屋整体性较好，有相当的抗倒力和变形能力，故可不必采用斜撑来限制侧移，但平面外的稳定性还需采用纵向支撑来加强。

震害表明，木柱与木屋架的斜撑若用夹板形式，通过螺栓与屋架下弦节点和上弦处紧密连结，则基本完好，而斜撑连接于下弦任意部位时，往往倒塌或严重破坏。

为保证排架的稳定性，加强柱脚和基础的锚固是十分必要的，可采用拉结铁件和螺栓连结的方式。

11.2.11 本条是新增的，提出了关于木构件截面尺寸、开榫、接头等的构造要求。

11.2.12 砌体围护墙不应把木柱完全包裹，目的是消除下列不利因素：

- 1 木柱不通风，极易腐蚀，且难于检查木柱的变质；
- 2 地震时木柱变形大，不能共同工作，反而把砌体推坏，造成砌体倒塌伤人。

11.3 石结构房屋

11.3.1、11.3.2 多层石房震害经验不多，唐山地区多数是二层，少数三、四层，而昭通地区大部分是二、三层，仅泉州石结构古塔高达 48.24m，经过 1604 年 8 级地震(泉州烈度为 8 度)的考验至今犹存。

多层石房高度限值相对于砖房是较小的，这是考虑到石块加工不平整，性能差别很大，且目前石结构的经验还不足。使用“不宜”，可理解为通过试验或有其他依

据时，可适当增减。

11.3.6 从宏观震害和实验情况来看，石墙体的破坏特征和砖结构相近，石墙体的抗剪承载力验算可与多层砌体结构采用同样的方法。但其承载力设计值应由试验确定。

11.3.7 石结构房屋的构造柱设置要求，系参照 89 规范混凝土中型砌块房屋对芯柱的设置要求规定的，而构造柱的配筋构造等要求，需参照多层粘土砖房的规定。

本次修订提高了 7 度时石结构房屋构造柱设置的要求。

11.3.8 洞口是石墙体的薄弱环节，因此需对其洞口的面积加以限制。

11.3.9 多层石房每层设置钢筋混凝土围梁，能够提高其抗震能力，减轻震害，例如，唐山地震中，10 度区有 5 栋设置了圈梁的二层石房，震后基本完好，或仅轻微破坏。

与多层砖房相比，石墙体房屋圈梁的截面加大，配筋略有增加，因为石墙体材料重量较大。在每开间及每道墙上，均设置现浇圈梁是为了加强墙体间的连接和整体性。

11.3.10 石墙在交接处用条石无垫片砌筑，并设置拉结钢筋网片，是根据石墙材料的特点，为加强房屋整体性而采取的措施。

12 隔震和消能减震设计

12.1 一般规定

12.1.1 隔震和消能减震是建筑结构减轻地震灾害的新技术。

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

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

适应我国经济发展的需要，有条件地利用隔震和消能减震来减轻建筑结构的地震灾害，是完全可能的。本章主要吸收国内外研究成果中较成熟的内容，目前仅列入橡胶隔震支座的隔震技术和关于消能减震设计的基本要求。

12.1.2 隔震技术和消能减震技术的主要使用范围，是可增加投资来提高抗震安全的建筑，除了重要机关、医院等地震时不能中断使用的建筑外，一般建筑经方案比较和论证后，也可采用。进行方案比较时，需对建筑的抗震设防分类、抗震设防烈度、场地条件、使用功能及建筑、结构的方案，从安全和经济两方面进行综合分析对比，论证其合理性和可行性。

12.1.3 现阶段对隔震技术的采用，按照积极稳妥推广的方针，首先在使用有特殊要求和 8、9 度地区的多层砌体、混凝土框架和抗震墙房屋中运用。论证隔震设计的可行性时需注意：

1 隔震技术对低层和多层建筑比较合适。日本和美国的经验表明，不隔震时基本周期小于 1.0s 的建筑结构效果最佳；对于高层建筑效果不大。此时，建筑结构基本周期的估计，普通的砌体房屋可取 0.4s，钢筋混凝土框架取 $T_1=0.075H^{3/4}$ ，钢筋混凝土抗震墙结构取 $T_1=0.05H^{3/4}$ 。

2 根据橡胶隔震支座抗拉性能差的特点，需限制非地震作用的水平荷载，结构的变形特点需符合剪切变形为主的要求，即满足本规范第 5.1.2 条规定的高度不超过 40m 可采用底部剪力法计算的结构，以利于结构的整体稳定性。对高宽比大的结构，需进行整体倾覆验算，防止支座压屈或出现拉应力。

3 国外对隔震工程的许多考察发现:硬土地较适合于隔震房屋;软弱场地滤掉了地震波的中高频分量,延长结构的周期将增大而不是减小其地震反应,墨西哥地震就是一个典型的例子。日本的隔震标准草案规定,隔震房屋只适用于一、二类场地。我国大部分地区(第一组)I、II、III类场地的设计特征周期均较小,故除IV类场地外均可建造隔震房屋。

4 隔震层防火措施和穿越隔震层的配管、配线,有与其特性相关的专门要求。

12.1.4 消能减震房屋最基本的特点是:

1 消能装置可同时减少结构的水平和竖向的地震作用,适用范围较广,结构类型和高度均不受限制;

2 消能装置应使结构具有足够的附加阻尼,以满足罕遇地震下预期的结构位移要求;

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

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

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

12.2 房屋隔震设计要点

12.2.1 本规范对隔震的基本要求是:通过隔震层的大变形来减少其上部结构的地震作用,从而减少地震破坏。隔震设计需解决的主要问题是:隔震层位置的确定,隔震垫的数量、规格和布置,隔震支座平均压应力验算,隔震层在罕遇地震下的承载力和变形控制,隔震层不隔离竖向地震作用的影响,上部结构的水平向减震系数及其与隔震层的连接构造等。

隔震层的位置需布置在第一层以下。当位于第一层及以上时,隔震体系的特点与普通隔震结构可有较大差异,隔震层以下的结构设计计算也更复杂,需作专门研究。

为便于我国设计人员掌握隔震设计方法,本章提出了“水平向减震系数”的概念。按减震系数进行设计,隔震层以上结构的水平地震作用和抗震验算,构件承载力大致留有0.5度的安全储备。因此,对于丙类建筑,相应的构造要求也可有所降低。

但必须注意，结构所受的地震作用，既有水平向也有竖向，目前的橡胶隔震支座只具有隔离水平地震的功能，对竖向地震没有隔震效果，隔震后结构的竖向地震力可能大于水平地震力，应予以重视并做相应的验算，采取适当的措施。

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

12.2.3, 12.2.4 规定了隔震层设计的基本要求。

1 关于橡胶隔震支座的平均压应力和最大拉应力限值。

(1)根据 Haring 弹性理论，按稳定要求，以压缩荷载下叠层橡胶水平刚度为零的压应力作为屈曲应力 σ_{cr} ，该屈曲应力取决于橡胶的硬度、钢板厚度与橡胶厚度的比值、第一形状参数 s_1 (有效直径与中央孔洞直径之差 $D-D_0$ 与橡胶层 4 倍厚度 $4t_r$ 之比) 和第二形状参数 s_2 (有效直径 D 与橡胶层总厚度 nt_r 之比) 等。

通常，隔震支座中间钢板厚度是单层橡胶厚度的一半，取比值为 0.5。对硬度为 30~60 共七种橡胶，以及 $s_1=11、13、15、17、19、20$ 和 $s_2=3、4、5、6、7$ ，累计 210 种组合进行了计算。结果表明：满足 $s_1 \geq 15$ 和 $s_2 \geq 5$ 且橡胶硬度不小于 40 时，最小的屈曲应力值为 34.0MPa。

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

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

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

(2)规定隔震支座不出现拉应力，主要考虑下列三个因素：

- 1)橡胶受拉后内部有损伤，降低了支座的弹性性能；
- 2)隔震支座出现拉应力，意味着上部结构存在倾覆危险；
- 3)橡胶隔震支座在拉伸应力下滞回特性的实物试验尚不充分。

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

还需注意，橡胶材料是非线性弹性体，橡胶隔震支座的有效刚度与振动周期有关，动静刚度的差别甚大。因此，为了保证隔震的有效性，至少需要取相应于隔振体系基本周期的动刚度进行计算，隔震支座的产品应提供有关的性能参数。

12.2.5 隔震后，隔震层以上结构的水平地震作用需乘以水平向减震系数。隔震层以上结构的水平地震作用，仅有该结构对应于减震系数的水平地震作用的 70%。结构的层间剪力代表了水平地震作用取值及其分布，可用来识别结构的水平向减震系数。

考虑到隔震层不能隔离结构的竖向地震作用，隔震结构的竖向地震力可能大于其水平地震力，竖向地震的影响不可忽略，故至少要求 9 度时和 8 度水平向减震系数为 0.25 时应进行竖向地震作用验算。

12.2.8 为了保证隔震层能够整体协调工作，隔震层顶部应设置平面内刚度足够大的梁板体系。当采用装配整体式钢筋混凝土板时，为使纵横梁体系能传递竖向荷载并协调横向剪力在每个隔震支座的分配，支座上方的纵横梁体系应为现浇。为增大隔震层顶部梁板的平面内刚度，需加大梁的截面尺寸和配筋。

隔震支座附近的梁、柱受力状态复杂，地震时还会受到冲切，应加密箍筋，必要时配置网状钢筋。

考虑到隔震层对竖向地震作用没有隔振效果，上部结构的抗震构造措施应保留与竖向抗力有关的要求。

12.2.9 上部结构的底部剪力通过隔震支座传给基础结构。因此，上部结构与隔震支座的连接件、隔震支座与基础的连接件应具有传递上部结构最大底部剪力的能力。

12.3 房屋消能减震设计要点

12.3.1 本规范对消能减震的基本要求是：通过消能器的设置来控制预期的结构变形，从而使主体结构构件在罕遇地震下不发生严重破坏。消能减震设计需解决的主要问题是：消能器和消能部件的选型，消能部件在结构中的分布和数量，消能器附加给结构的阻尼比估算，消能减震体系在罕遇地震下的位移计算，以及消能部件与主体结构的连接构造和其附加的作用等等。

罕遇地震下预期结构位移的控制值，取决于使用要求，本规范第 5.5 节的限值是针对非消能减震结构“大震不倒”的规定。采用消能减震技术后，结构位移的控制应明显小于第 5.5 节的规定。

消能器的类型甚多，按 ATC—33.03 的划分，主要分为位移相关型、速度相关型和其他类型。金属屈服型和摩擦型属于位移相关型，当位移达到预定的起动限才能发挥消能作用，有些摩擦型消能器的性能有时不够稳定。粘滞型和粘弹性型属于速度相关型。消能器的性能主要用恢复力模型表示，应通过试验确定，并需根据结构预期位移控制等因素合理选用。位移要求愈严，附加阻尼愈大，消能部件的要求愈

高。

12.3.2 消能部件的布置需经分析确定。设置在结构的两个主轴方向，可使两方向均有附加阻尼和刚度；设置于结构变形较大的部位，可更好发挥消耗地震能量的作用。

12.3.3 消能减震设计计算的基本内容是：预估结构的位移，并与未采用消能减震结构的位移相比，求出所需的附加阻尼，选择消能部件的数量、布置和所能提供的阻尼大小，设计相应的消能部件，然后对消能减震体系进行整体分析，确认其是否满足位移控制要求。

消能减震结构的计算方法，与消能部件的类型、数量、布置及所提供的阻尼大小有关。理论上，大阻尼比的阻尼矩阵不满足振型分解的正交性条件，需直接采用恢复力模型进行非线性静力分析或非线性时程分析计算。从实用的角度，ATC—33建议适当简化，特别是主体结构基本控制在弹性工作范围内时，可采用线性计算方法估计。

12.3.4 采用底部剪力法或振型分解反应谱法计算消能减震结构时，需要通过强行解耦，然后计算消能减震结构的自振周期、振型和阻尼比。此时，消能部件附加给结构的阻尼，参照 ATC—33，用消能部件本身在地震下变形所吸收的能量与设置消能器后结构总地震变形能的比值来表征。

消能减震结构的总刚度取为结构刚度和消能部件刚度之和，消能减震结构的阻尼比按下列公式近似估算：

$$\zeta_j = \zeta_{sj} + \zeta_{cj}$$

$$\zeta_{cj} = \frac{T_j}{4\pi M_j} \Phi_j^T C_c \Phi_j$$

式中 ξ_j 、 ξ_{sj} 、 ξ_{cj} —分别为消能减震结构的 j 振型阻尼比、原结构的 j 振型阻尼比和消能器附加的 j 振型阻尼比；

T_j 、 Φ_j 、 M_j —分别为消能减震结构第 j 自振周期、振型和广义质量；

C_c —消能器产生的结构附加阻尼矩阵。

国内外的一些研究表明，当消能部件较均匀分布且阻尼比不大于 0.20 时，强行解耦与精确解的误差，大多数可控制在 5% 以内。

附录 L 结构隔震设计简化计算和砌体结构隔震措施

1 对于剪切型结构，可根据基本周期和规范的地震影响系数曲线估计其隔震和不隔震的水平地震作用。此时，分别考虑结构基本周期不大于设计特征周期和大于

设计特征周期两种情况，在每一种情况中又以 5 倍特征周期为界加以区分。

(1) 不隔震结构的基本周期不大于设计特征周期 T_g 的情况：

设，隔震结构的地震影响系数为 α ，不隔震结构的地震影响系数为 α' ，则对隔震结构，整个体系的基本周期为 T_1 ，当不大于 $5T_g$ 时地震影响系数

$$\alpha = \eta_2 (T_g / T_1)^{\gamma} \alpha_{\max} \quad (\text{L.1.1-1})$$

不隔震结构的基本周期小于或等于设计特征周期时，地震影响系数

$$\alpha' = \alpha_{\max} \quad (\text{L.1.1-2})$$

式中 α_{\max} —阻尼比 0.05 的不隔震结构的水平地震影响系数最大值；

η_2 、 γ —分别为与阻尼比有关的最大值调整系数和曲线下降段衰减指数，见第 5.1 节条文说明。

按照减震系数的定义，若水平向减震系数为 φ ，则隔震后结构的总水平地震作用为不隔震结构总水平地震作用的 φ 倍乘以 70%，即

$$\alpha \leq 0.7 \varphi \alpha'$$

于是

$$\varphi \geq (1/0.7) \eta_2 (T_g / T_1)^{\gamma}$$

近似取

$$\varphi = \sqrt{2} \eta_2 (T_g / T_1)^{\gamma} \quad (\text{L.1.1-3})$$

当隔震后结构基本周期 $T_1 > 5T_g$ 时，地震影响系数为倾斜下降段且要求不小于 $0.2 \alpha_{\max}$ ，确定水平向减震系数需专门研究，往往不易实现。例如要使水平向减震系数为 0.25，需有：

$$T_1 / T_g = 5 + (\eta_2 0.2^{\gamma} - 0.175) / (\eta_1 T_g)$$

对 II 类场地 $T_g = 0.35\text{s}$ ，阻尼比 0.05 和 0.10，相应的 T_1 分别为 4.7s 和 2.9s

但此时 $\alpha = 0.175 \alpha_{\max}$ ，不满足 $\alpha \geq 0.2 \alpha_{\max}$ 的要求。

(2) 结构基本周期大于设计特征周期的情况：

不隔震结构的基本周期 T_0 大于设计特征周期 T_g 时，地震影响系数为

$$\alpha' = (T_g / T_0)^{0.9} \alpha_{\max} \quad (\text{L.1.1-4})$$

为使隔震结构的水平向减震系数达到 φ ，需有

$$\varphi = \sqrt{2} \eta_2 (T_g / T_1)^{\gamma} (T_0 / T_g)^{0.9} \quad (\text{L.1.1-5})$$

当隔震后结构基本周期 $T_1 > 5T_g$ 时，也需专门研究。

注意，若在 $T_0 \leq T_g$ 时，取 $T_0 = T_g$ ，则式(L.1.1-5)可转化为式(L.1.1-3)，意味着也适用于结构基本周期不大于设计特征周期的情况。

多层砌体结构的自振周期较短，对多层砌体结构及与其基本周期相当的结构，本规范按不隔震时基本周期不大于 0.4s 考虑。于是，在上述公式中引入“不隔震结

构的计算周期 T_0 ”表示不隔震的基本周期，并规定多层砌体取 0.4s 和设计特征周期二者的较大值，其他结构取计算基本周期和设计特征周期的较大值，即得到规范条文中的公式：砌体结构用式(L.1.1-3)表达；与砌体周期相当的结构用式(L.1.1-5)表达。

2 本条提出的隔震层扭转影响系数是简化计算。在隔震层顶板为刚性的假定下，由几何关系，第 i 支座的水平位移可写为：

$$\begin{aligned} u_i &= \sqrt{(u_c + u_{ti} \sin \alpha_i)^2 + (u_{ti} \cos \alpha_i)^2} \\ &= \sqrt{u_c^2 + 2u_c u_{ti} \sin \alpha_i + u_{ti}^2} \end{aligned}$$

略去高阶量，可得：

$$u_i = \beta_i u_c$$

$$\beta_i = 1 + (u_{ti}/u_c) \sin \alpha_i$$

另一方面，在水平地震下 i 支座的附加位移可根据楼层的扭转角与支座至隔震层刚度中心的距离得到，

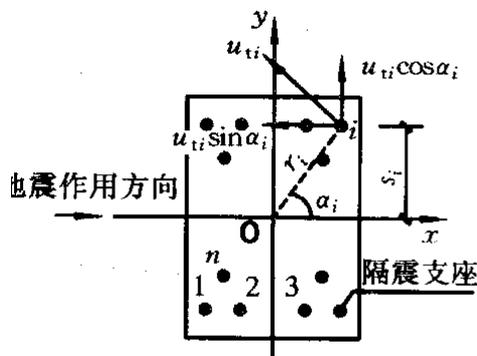


图 L.2 隔震层扭转计算简图

$$\frac{u_{ti}}{u_c} = \frac{k_h}{\sum k_j r_j^2} r_i e$$

$$\beta_i = 1 + \frac{k_h}{\sum k_j r_j^2} r_i e \sin \alpha_i$$

如果将隔震层平移刚度和扭转刚度用隔震层平面的几何尺寸表述，并设隔震层平面为矩形且隔震支座均匀布置，可得

$$k_h \propto ab$$

$$\sum k_j r_j^2 \propto ab(a^2 + b^2)/12$$

于是

$$\beta_i = 1 + 12es_i / (a^2 + b^2)$$

对于同时考虑双向水平地震作用的扭转影响的情况，由于隔震层在两个水平方向的刚度和阻尼特性相同，若两方向隔震层顶部的水平力近似认为相等，均取为 F_{Ek} ，

可有地震扭矩

$$M_{tx} = F_{Ek}e_y, M_{ty} = F_{Ek}e_x$$

同时作用的地震扭矩取下列二者的较大值:

$$M_t = \sqrt{M_{tx}^2 + (0.85M_{ty})^2} \text{ 和 } M_t = \sqrt{M_{ty}^2 + (0.85M_{tx})^2}$$

记为

$$M_{tx} = F_{Ek}e$$

其中, 偏心距 e 为下列二式的较大值:

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \text{ 和 } e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2}$$

考虑到施工的误差, 地震剪力的偏心距 e 宜计入偶然偏心距的影响, 与本规范第 5.2 节的规定相同, 隔震层也采用限制扭转影响系数最小值的方法处理。

3 对于砌体结构, 其竖向抗震验算可简化为墙体抗震承载力验算时在墙体的平均正应力 σ_0 计入竖向地震应力的不利影响。

4 考虑到隔震层对竖向地震作用没有隔振效果, 上部砌体结构的构造应保留与竖向抗力有关的要求。对砌体结构的局部尺寸、圈梁配筋和构造柱、芯柱的最大间距作了原则规定。

13 非结构构件

13.1 一般规定

13.1.1 非结构的抗震设计所涉及的设计领域较多,本章主要涉及与主体结构设计有关的内容,即非结构构件与主体结构的连接件及其锚固的设计。

非结构构件(如墙板、幕墙、广告牌、机电设备等)自身的抗震,系以其不受损坏为前提的,本章不直接涉及这方面的内容。

本章所列的建筑附属设备,不包括工业建筑中的生产设备和相关设施。

13.1.2 非结构构件的抗震设防目标列于本规范第 3.7 节。与主体结构三水准设防目标相协调,容许建筑非结构构件的损坏程度略大于主体结构,但不得危及生命。

建筑非结构构件和建筑附属机电设备支架的抗震设防分类,各国的抗震规范、标准有不同的规定(参见附表),本规范大致分为高、中、低三个层次:

高要求时,外观可能损坏而不影响使用功能和防火能力,安全玻璃可能裂缝,可经受相连接结构构件出现 1.4 倍以上设计挠度的变形,即功能系数取 ≥ 1.4 ;

中等要求时,使用功能基本正常或可很快恢复,耐火时间减少 1/4,强化玻璃破碎,其他玻璃无下落,可经受相连接结构构件出现设计挠度的变形,功能系数取 1.0;

一般要求,多数构件基本处于原位,但系统可能损坏,需修理才能恢复功能,耐火时间明显降低,容许玻璃破碎下落,只能经受相连接结构构件出现 0.6 倍设计挠度的变形,功能系数取 0.6。

世界各国的抗震规范、规定中,要求对非结构的地震作用进行计算的有 60%,而仅有 28%对非结构的构造做出规定。考虑到我国设计人员的习惯,首先要求采取抗震措施,对于抗震计算的范围由相关标准规定,一般情况下,除了本规范第 5 章有明确规定的非结构构件,如出屋面女儿墙、长悬臂构件(雨篷等)外,尽量减少非结构构件地震作用计算和构件抗震验算的范围。例如,需要进行抗震验算的非结构构件大致如下:

- 1 7~9 度时,基本上为脆性材料制作的幕墙及各类幕墙的连接;
- 2 8、9 度时,悬挂重物的支座及其连接、出屋面广告牌和类似构件的锚固;
- 3 高层建筑上重型商标、标志、信号等的支架;
- 4 8、9 度时,乙类建筑的文物陈列柜的支座及其连接;

5 7~9度时，电梯提升设备的锚固件、高层建筑上的电梯构件及其锚固；

6 7~9度时，建筑附属设备自重超过 1.8kN 或其体系自振周期大于 0.1s 的设备支架、基座及其锚固。

13.1.3 很多情况下，同一部位有多个非结构构件，如出入口通道可包括非承重墙体、悬吊顶棚、应急照明和出入信号四个非结构构件；电气转换开关可能安装在非承重隔墙上等。当抗震设防要求不同的非结构构件连接在一起时，要求低的构件也需按较高的要求设计，以确保较高设防要求的构件能满足规定。

13.2 基本计算要求

13.2.1 本条明确了结构专业所需考虑的非结构构件的影响，包括如何在结构设计中计入相关的重力、刚度、承载力和必要的相互作用。结构构件设计时仅计入支承非结构部位的集中作用并验算连接件的锚固。

13.2.2 非结构构件的地震作用，除了自身质量产生的惯性力外，还有支座间相对位移产生的附加作用，二者需同时组合计算。

非结构构件的地震作用，除了本规范第 5 章规定的长悬臂构件外，只考虑水平方向。其基本的计算方法是对应于“地面反应谱”的“楼面谱”，即反映支承非结构构件的主体结构体系自身动力特性、非结构构件所在楼层位置和支点数量、结构和非结构阻尼特性对地面地震运动的放大作用；当非结构构件的质量较大时或非结构体系的自振特性与主结构体系的某一振型的振动特性相近时，非结构体系还将与主结构体系的地震反应产生相互影响。一般情况下，可采用简化方法，即等效侧力法计算；同时计入支座间相对位移产生的附加内力。对刚性连接于楼盖上的设备，当与楼层并为一个质点参与整个结构的计算分析时，也不必另外用楼面谱进行其地震作用计算。

13.2.3 非结构构件的抗震计算，最早见于 ATC—3，采用了静力法。

等效侧力法在第一代楼面谱(以建筑的楼面运动作为地震输入，将非结构构件作为单自由度系统，将其最大反应的均值作为楼面谱，不考虑非结构构件对楼层的反作用)基础上做了简化。各国抗震规范的非结构构件的等效侧力法，一般由设计加速度、功能(或重要)系数、构件类别系数、位置系数、动力放大系数和构件重力六个因素所决定。

设计加速度一般取相当于设防烈度的地面运动加速度，与本规范各章协调，这里仍取多遇地震对应的加速度。

功能系数，UBC97分 1.5 和 1.0 两档，欧洲规范分 1.5、1.4、1.2、1.0 和 0.8 五档，日本取 1.0，2/3，1/2 三档。我国由有关的非结构设计标准按设防类别和使用要求确定，一般分为三档，取 ≥ 1.4 、1.0 和 0.6。

构件类别系数，美国早期的 ATC—3 分 0.6、0.9、1.5、2.0、3.0 五档，UBC97 称反应修正系数，无延性材料或采用粘结剂的锚固为 1.0，其余分为 2/3、1/3、1/4 三档，欧洲规范分 1.0 和 1/2 两档。我国由有关非结构标准确定，一般分 0.6、0.9、1.0 和 1.2 四档。

部分非结构构件的功能系数和类别系数参见表 13.2.3。

表 13.2.3-1 建筑非结构构件的类别系数和功能系数

构件、部件名称	类别系数	功能系数	
		乙类建筑	丙类建筑
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
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

表 13.2.3-2 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	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

位置系数，一般沿高度为线性分布，顶点的取值，UBC97 为 4.0，欧洲规范为

2.0，日本取 3.3。根据强震观测记录的分析，对多层和一般的高层建筑，顶部的加速度约为底层的二倍；当结构有明显的扭转效应或高宽比较大时，房屋顶部和底部的加速度比例大于 2.0。因此，凡采用时程分析法补充计算的建筑结构，此比值应依据时程分析法相应调整。

状态系数，取决于非结构体系的自振周期，UBC97 在不同场地条件下，以周期 1s 时的动力放大系数为基础再乘以 2.5 和 1.0 两档，欧洲规范要求计算非结构体系的自振周期 T_a ，取值为 $3/[1+(1-T_a/T_1)^2]$ ，日本取 1.0、1.5 和 2.0 三档。本规范不要求计算体系的周期，简化为两种极端情况，1.0 适用于非结构的体系自振周期不大于 0.06s 等体系刚度较大的情况，其余按 T_a 接近于 T_1 的情况取值。当计算非结构体系的自振周期时，则可按 $2/[1+(1-T_a/T_1)^2]$ 采用。

由此得到的地震作用系数(取位置、状态和构件类别三个系数的乘积)的取值范围，与主体结构体系相比，UBC97 按场地为 0.7~4.0 倍(若以硬土条件下结构周期 1.0s 为 1.0，则为 0.5~5.6 倍)，欧洲规范为 0.75~6.0 倍(若以硬土条件下结构周期 1.0s 为 1.0，则为 1.2~10 倍)。我国一般为 0.6~4.8 倍(若以 $T_g=0.4s$ 、结构周期 1.0s 为 1.0，则为 1.3~11 倍)。

13.2.4 非结构构件支座间相对位移的取值，凡需验算层间位移者，除有关标准的规定外，一般按本规范规定的位移限值采用。

对建筑非结构构件，其变形能力相差较大。砌体材料构成的非结构构件，由于变形能力较差而限制在要求高的场所使用，国外的规范也只有构造要求而不要求进行抗震计算；金属幕墙和高级装修材料具有较大的变形能力，国外通常由生产厂家按主体结构设计的变形要求提供相应的材料，而不是由材料决定结构的变形要求；对玻璃幕墙，《建筑幕墙》标准中已规定其平面内变形分为五个等级，最大 1/100，最小 1/400。

对设备支架，支座间相对位移的取值与使用要求有直接联系。例如，要求在设防烈度地震下保持使用功能(如管道不破碎等)，取设防烈度下的变形，即功能系数可取 2~3，相应的变形限值取多遇地震的 3~4 倍；要求在罕遇地震下不造成次生灾害，则取罕遇地震下的变形限值。

13.2.5 要求进行楼面谱计算的非结构构件，主要是建筑附属设备，如巨大的高位水箱、出屋面的大型塔架等。采用第二代楼面谱计算可反映非结构构件对所在建筑结构的反作用，不仅导致结构本身地震反应的变化，固定在其上的非结构的地震反应也明显不同。

计算楼面谱的基本方法是随机振动法和时程分析法，当非结构构件的材料与结构体系相同时，可直接利用一般的时程分析软件得到；当非结构构件的质量较大，或材料阻尼特性明显不同，或在不同楼层上有支点，需采用第二代楼面谱的方法进行验算。此时，可考虑非结构与主体结构的相互作用，包括“吸振效应”，计算结果更加可靠。采用时程分析法和随机振动法计算楼面谱需有专门的计算软件。

13.3 建筑非结构构件的基本抗震措施

89 规范各章中有关建筑非结构构件的构造要求如下：

- 1 砌体房屋中，后砌隔墙、楼梯间砖砌栏板的规定；
- 2 多层钢筋混凝土房屋中，围护墙和隔墙材料、砖填充墙布置和连接的规定；
- 3 单层钢筋混凝土柱厂房中，天窗端壁板、围护墙、高低跨封墙和纵横跨悬墙的材料和布置的规定，砌体隔墙和围护墙、墙梁、大型墙板等与排架柱、抗风柱的连接构造要求；
- 4 单层砖柱厂房中，隔墙的选型和连接构造规定；
- 5 单层钢结构厂房中，围护墙选型和连接要求。

本节将上述规定加以合并整理，形成建筑非结构构件材料、选型、布置和锚固的基本抗震要求。还补充了吊车走道板、天沟板、端屋架与山墙间的填充小屋面板，天窗端壁板和天窗侧板下的填充砌体等非结构件与支承结构可靠连接的规定。

玻璃幕墙已有专门的规程，预制墙板、顶棚及女儿墙、雨篷等附属构件的规定，也由专门的非结构抗震设计规程加以规定。

13.4 附属机电设备支架的基本抗震措施

本规范仅规定对附属机电设备支架的基本要求。并参照美国 UBC 规范的规定，给出了可不作抗震设防要求的一些小型设备和小直径的管道。

建筑附属机电设备的种类繁多，参照美国 UBC97 规范，要求自重超过 1.8kN(400 磅)或自振周期大于 0.1s 时，要进行抗震计算。计算自振周期时，一般采用单质点模型。对于支承条件复杂的机电设备，其计算模型应符合相关设备标准的要求。