

注册结构工程师 专业考试专题精讲 建筑抗震设计

住房和城乡建设部执业资格注册中心 组编

施岚青 主编
朱炳寅 娄宇 主审

2015

注册结构工程师专业 考试专题精讲 ——建筑抗震设计

住房和城乡建设部执业资格注册中心 组 编
施岚青 主 编
朱炳寅 娄 宇 主 审



机械工业出版社

本书是由住房和城乡建设部注册考试中心组织,由施岚青教授担任主编,根据注册结构工程师专业考试大纲的要求,为指导考生理解应用《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)而撰写的考试辅导用书。全书共分6章,以建筑抗震设计规范为依据,以考试大纲中对考点的要求为主线,设置历年考试考题精选、规范规定解析、典型算例详解、模拟训练四个模块,按照考试大纲要求的考试深度和广度,紧密结合工程设计的实际状况和设计人员的需要,从如下几个方面进行了阐述:抗震设防,抗震概念设计的基本原则,场地、地基和基础,地震作用和结构抗震验算,烟囱的水平地震作用及钢结构房屋。

本书适合于注册结构工程师专业考试备考人员,对结构设计人员也是一本不错的专业技术用书。

图书在版编目(CIP)数据

注册结构工程师专业考试专题精讲:建筑抗震设计/
施岚青主编. —5版. —北京:机械工业出版社,2015.5
ISBN 978-7-111-50062-9

I. ①注… II. ①施… III. ①建筑结构-工程师-资格考试-题解 IV. ①TU3-44

中国版本图书馆CIP数据核字(2015)第083208号

机械工业出版社(北京市百万庄大街22号 邮政编码100037)

策划编辑:薛俊高 责任编辑:薛俊高

封面设计:张静 责任校对:任秀丽 胡艳萍

责任印制:刘岚

北京京丰印刷厂印刷

2015年5月第5版·第1次印刷

184mm×260mm·21.75印张·540千字

标准书号:ISBN 978-7-111-50062-9

定价:68.00元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页,由本社发行部调换

电话服务

网络服务

服务咨询热线:010-88361066 机工官网:www.cmpbook.com

读者购书热线:010-68326294 机工官博:weibo.com/cmp1952

010-88379203 金书网:www.golden-book.com

封面无防伪标均为盗版

教育服务网:www.cmpedu.com

本书编写人员

主 编 施岚青

副主编 陈 嵘

参 编	张玉祥	周 笋	郑 祺	鲁芳兰	周 芳
	施晓华	杨明武	施晓岚	杨列强	邵 粟
	陈世忠	苏 丹	沈 群	苏其麟	周建华
	唐 立	李照广			

前 言

“注册结构工程师专业考试专题精讲”丛书由住房和城乡建设部执业资格注册中心组织编写，由施岚青教授主编。其目的在于进一步帮助建筑工程设计行业广大专业技术人员更准确、更清晰地了解勘察设计注册结构工程师执业资格考试的导向以及对结构工程设计人员专业知识的具体要求和考查方向。

全国注册结构工程师自 1998 年实行全国统一考试以来，至今已经有 17 年了。这 17 年的考试注册准入制度的实施，优化了当时结构设计人员良莠不齐的状况，对结构设计人员提出了业务、知识能力的全新要求，极大地推动了我国建筑结构设计人才的理论知识水平和业务能力的整体提升，保证了我国建筑结构设计总体水平的稳步提升。在这一考试即将迈入第 18 个年头之际，有必要对这些年来注册结构工程师的专业考试做一全面的梳理和分析，一方面是对过去十多年来考试的总结并为将来注册考试方向的一种探讨；另一方面也为考生指明正确的方向，使其清楚地认识到，考试只是一种检验的手段，并非是目的。真正的目的在于通过考试来推动、提升我国整体结构设计水平的不断提高，选拔更优秀的结构设计人员放到适合的岗位上。

值此建筑设计规范和标准进行新一轮的大规模修订之际，特邀请施岚青教授担纲主编撰写了此套丛书，施岚青教授自 1998 年我国开始实施结构师注册考试（专业）以来，一直从事注册结构工程师的培训、辅导工作，参与并见证了这十多年来专业考试根据我国结构设计发展水平和对设计人员素质能力的要求而不断的演变和调整，充分利用考试导向的作用，把结构工程师的业务水平逐步地向前推进的这一过程。同时施岚青教授以其严谨的治学态度和扎实的专业素养，以及密切联系工程设计实践的务实态度在广大建筑结构设计人员中赢得了很好的口碑，取得了较好的反响。

本套丛书计划为 8 册：《建筑抗震设计》《混凝土结构》《多高层混凝土结构》《砌体结构与木结构》《地基与基础》《荷载、内力分析及桥梁结构》《地基处理技术》及《钢结构》。

本书为此套丛书中的一本，即为配合《建筑抗震设计规范》（GB50011—2010）的实施，指导考生理解应用新规范而撰写的考试辅导用书。全书共分 6 章，以建筑抗震设计规范为依据，以考试大纲中对考点的要求为主线，设置历年考试考题精选、规范规定解析、典型算例详解和模拟训练四个模块，按照考试大纲要求的考试深度和广度，紧密结合工程设计的实际状况和设计人员的需要，从如下几个方面进行了阐述：抗震设防，抗震概念设计的基本原则，场地、地基和基础，地震作用和结构抗震验算，烟囱的水平地震作用及钢结构房屋。

需特别指出的是，本书在第 4 版的基础上，对相关内容进行了调整，涉及砌体的抗震内容已调整到《注册结构工程师专业考试专题精讲——砌体结构与木结构》一书中，同时在新版中增加了钢结构房屋的抗震内容，请考生阅读本书时应加以注意。

本书在编写、审校过程中得到了中国建筑设计研究院副总工程师、教授级高级工程师朱炳寅，中国电子工程设计院副院长、总工程师娄宇，住房和城乡建设部执业资格注册中心王

平处长的指导和帮助，他们为本书提出了许多宝贵意见，感谢他们为本书的付梓提供的辛勤劳动！

本书编写的思路是明晰的，谅必会有益于读者。但是，由于编写时间紧促，必定存在诸多不完善之处，还望读者及各方面人士不吝指教。

住房和城乡建设部执业资格注册中心

目 录

前言

《考试大纲》对“建筑抗震设计”的

有关规定 1

第一章 抗震设防 2

第一节 地震波 2

第二节 大震、中震、小震 4

第三节 三水准设防、二阶段设计 9

第四节 概念设计、计算设计（抗震计算）、 构造设计（构造措施） 15

第五节 抗震设防标准 17

第二章 抗震概念设计的基本原则 29

第一节 场地与地基 29

第二节 建筑形体的规则性 31

第三节 抗震结构体系 74

第四节 结构分析 83

第五节 非结构构件 89

第六节 隔震和消能减震设计 92

第七节 结构材料与施工 97

第八节 建筑抗震性能化设计 106

第九节 抗连续倒塌设计 115

第三章 场地、地基和基础 120

第一节 场地 120

第二节 天然地基和基础 133

第三节 液化土 143

第四节 桩基 158

第四章 地震作用和结构抗震验算 165

第一节 地震反应谱和地震影响系数 曲线 165

第二节 振型分解反应谱法 190

第三节 扭转耦联振型分解法 208

第四节 底部剪力法 217

第五节 水平地震作用的调整 233

第六节 时程分析法 250

第七节 竖向地震作用 261

第八节 结构抗震承载力验算 268

第九节 抗震变形验算 282

第五章 烟囱的水平地震作用 302

第六章 钢结构房屋 307

第一节 多层和高层钢结构房屋 307

第二节 单层钢结构厂房 331

后记 340

2015 年度全国一级注册结构工程师

专业考试所使用的规范、标准、 规程 342

《考试大纲》对“建筑抗震设计”的有关规定

1. 掌握

掌握地震作用的取值标准和计算方法

掌握一般钢筋混凝土结构构件的抗震设计计算要点及构造措施。

掌握砌体结构的抗震设计方法。

掌握底层框架砖房的设计方法。

掌握砌体结构的构造要求和抗震构造措施。

2. 熟悉

熟悉地基抗液化的设计方法及技术措施。

熟悉概念设计的内容及原则，并能运用于高层建筑结构的体系选择、结构布置和抗震设计。

熟悉桥梁结构抗震设计方法及其抗震构造措施。

3. 了解

了解地震作用对高层建筑结构和高耸结构的影响。

第一章 抗震设防

《考试大纲》的要求：

掌握	地震作用的取值标准和计算方法
熟悉	概念设计的内容及原则，并能运用于抗震设计
了解	地震作用对建筑结构的影响

第一节 地震波

地震波——地震发生时，震源岩石断裂错动，其能量以波动形式向各方向传播，这种波就是地震波（图 1.1.1）。

地震波按其传播的途径不同，分为体波和面波两类。

在地球内部传播的波称为体波。体波又分为纵波和横波两类。

纵波，或称 P 波，是由震源通过介质的质点以疏密相间的方式向四周传播的压缩波（图 1.1.2），其质点的振动方向与波的传播方向一致。声音在空气中的传播即是一种纵波。纵波的周期短、振幅小、波速快，在地壳内一般以 $V_p = 500 \sim 600\text{m/s}$ 的速度传播，能引起地面上下颠簸（竖向振动）。

横波，或称 S 波，它通过介质的质点在垂直于传播方向以蛇形振动的形式传播（图 1.1.3）。横波传播时，物体的体积不变，但形状改变，即发生剪切变形，故又称为剪切波。横波介质质点的振动方向与波的传播方向垂直。与纵波相比，横波的周期长、振幅大、波速慢，在地壳内一般以 $V_s = 300 \sim 400\text{m/s}$ 的速度传播，能引起地面摇晃（水平振动）。

可见，纵波比横波传播速度要快。

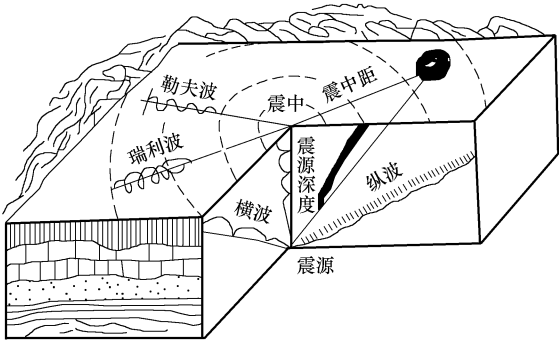


图 1.1.1 地震波的传播

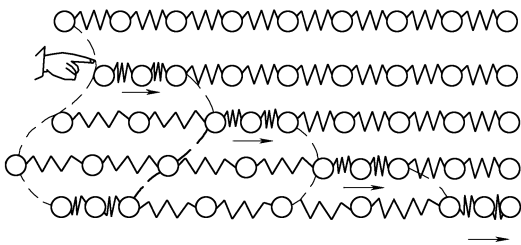


图 1.1.2 纵波（P 波）

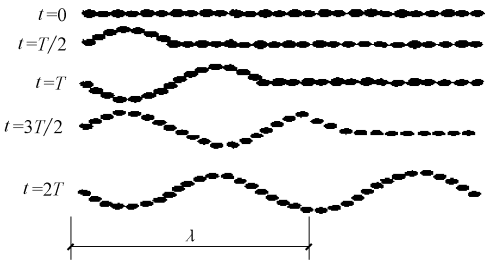


图 1.1.3 横波（S 波）

在地面（自由表面）或地壳表层各不同地质层界面处传播的波称为面波，又称 L 波。它是体波经地层界面反射形成的次生波。由于地壳表层物质形成的年代不同等地质原因，地壳成层状结构，很容易产生面波，所以面波是地震波研究的主要内容之一。在地面上一般存在两种面波的运动，即瑞利波（R 波）和勒夫波（Q 波）。

瑞利波传播时，质点在波的传播方向与地面法线所确定的铅垂平面内，以滚动形式作逆椭圆运动（图 1.1.4）。

勒夫波传播时，质点在地面上作垂直于波传播方向的振动，以蛇形方式前进（图 1.1.5）。

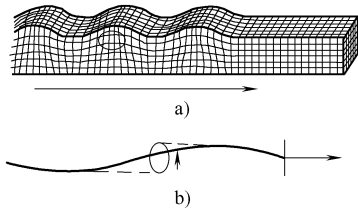


图 1.1.4 瑞利波

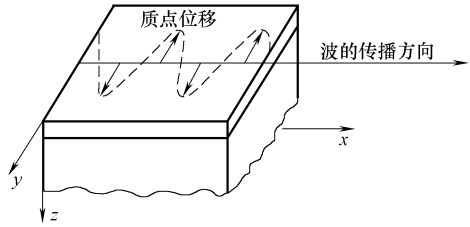


图 1.1.5 勒夫波

面波振幅大、周期长，只在地表附近传播，振幅随深度的增加迅速减小，速度约为横波的 90%，面波比体波衰减慢，能传播到很远的地方。

图 1.1.6 列出了体波传播途径的示意，图 1.1.7 列出了不同震中距地震波的示意图。瑞利波一般在震中区并不出现。近震时横波和面波尚是叠合的。

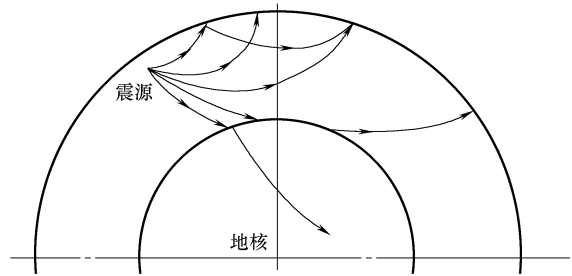


图 1.1.6 体波传播途径示意图

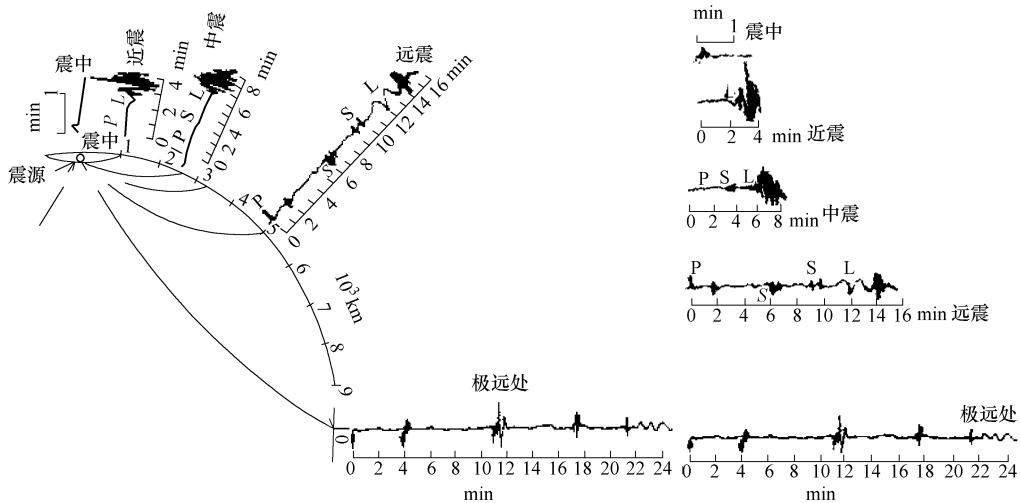


图 1.1.7 不同震中距的地震波

图 1.1.8 列出了震中距很大时的地震波，最先达到的是纵波（P），表现出周期短、振幅小的特点。其次到达的是横波（S），表现出周期长、振幅较大的特点。接着是面波（L）

中的勒夫波（Q）和瑞利波（R）。

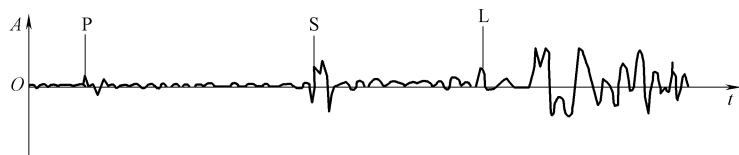


图 1.1.8 震中距很大时的地震波

地震现象表明，纵波使建筑物产生上下颠簸，剪切波使建筑物产生水平方向摇晃，而面波则使建筑物既产生上下颠簸又产生左右摇晃。一般当剪切波和面波都同时到达时质点运动最为强烈。由于面波的能量比体波要大，所以造成建筑物和地表的破坏是以面波为主的。

在地震时，震中区人们的感受常是先上下颠簸，而后才左右摇晃。这可由不同波的传播速度不同来解释。纵波传播速度快，先到达地表，其质点运动方向与波前进方向一致，故而首先引起地表垂直振动，当横波到达时则引起水平振动。

由于地壳构造及质点振动类型复杂，所以地震时地表振动是多方位多形式的随机振动。大量震害调查表明，水平地震作用通常是最主要的地震作用。因此《建筑抗震设计规范》规定一般情况下可在建筑结构的两个主轴方向分别考虑水平地震作用，仅对于设防烈度为 8 度和 9 度的大跨度结构、长悬臂结构、烟囱和类似的高耸结构，9 度的高层建筑，才应考虑竖向地震作用。

理论分析和震害表明，不同大小的地震（震级或震中烈度）对某一地区所引起的烈度可能相同，但不同动力特性的结构的破坏作用不同。一般来说，震级较大、震中距较远的地震对长周期的高柔结构的破坏，比同样烈度而震级较小、震中距较近的地震造成的破坏要重。而对周期较短的刚性结构则有相反的趋势。造成这种现象的原因是，地震波中的高频（短周期）分量随着传播距离的加大而迅速衰减，低频（长周期）分量衰减得慢，因而震级大、震中距长的地震波主要为低频分量，且长周期地震波在软土地基中又比短周期地震波放大得多，加之类共振现象的存在，致使在远离震中区的软土地基上的高柔建筑物遭到较严重的破坏。而震级较小、震中距较近的地震波，高频分量没有衰减或衰减较少，则对短周期的刚性结构的地震影响就要大些。为了区别同样烈度下不同震级和震中距的地震对不同动力特性的建筑物的破坏作用，在抗震设防烈度相同的情况下，一个地区所受的地震影响应按震级和震中距的远近不同而划分为不同的设计地震分组，此即《建筑抗震设计规范》3.2.3 条的规定。

3.2.3 本规范的设计地震共分为三组。

第二节 大震、中震、小震

一、震级

震级是表示地震本身大小的尺度，是按一次地震本身强弱程度而定的等级。震级表示一次地震释放能量的多少，所以一次地震只有一个震级。

目前，国际上比较通用的是里氏震级。一般认为，小于 2 级的地震，人们感觉不到，只有仪器才能记录下来，称为微震；2~4 级地震，人可以感觉到，称为有感地震；5 级以上地

震能引起不同程度的破坏，称为破坏性地震；7 级以上的地震，则称为强烈地震或大震；8 级以上的地震，称为特大地震。目前世界上已记录到的最大地震震级为 9 级。

二、地震烈度

早期在没有仪器观测的年代，只能由地震宏观现象，如人的感觉、器物的反应、地表和建筑物的影响和破坏程度等，总结出的宏观烈度表来评定地震烈度。现将 1999 年颁布的《中国地震烈度表》中有关 6 度~9 度时的地震宏观现象摘引部分内容列于表 1.2.1。

表 1.2.1 6 度~9 度时的地震宏观现象（1999）

烈度	在地面上人的感觉	器物的反应	地表和建筑物的影响和破坏程度
6	多数人站立不稳，少数人惊逃户外	损坏——墙体出现裂缝，檐瓦掉落，少数屋顶烟囱裂缝、掉落	河岸和松软土出现裂缝，饱和砂层出现喷砂冒水，有的独立砖烟囱出现轻度裂缝
7	大多数人惊逃户外，骑自行车的人有感觉，行驶中的汽车驾乘人员有感觉	轻度破坏——局部破坏，开裂，小修或不需要修理可继续使用	河岸出现塌方；饱和砂层常见喷砂冒水，松软土地上地裂缝较多；大多数独立砖烟囱中等破坏
8	多数人摇晃颠簸，行走困难	中等破坏——结构破坏，需要修复才能使用	干硬土上亦出现裂缝；大多数独立砖烟囱严重破坏；树梢折断；房屋破坏导致人畜伤亡
9	行动的人摔倒	严重破坏——结构严重破坏，局部倒塌，修复困难	干硬土上许多地方出现裂缝；基岩可能出现裂缝，错动；滑坡塌方常见；独立砖烟囱有许多倒塌

《中国地震烈度表》实施以来，在地震烈度评定中发挥了重要作用。由于定量检测手段的进步，进入仪器观测的年代，由中国地震局对《中国地震烈度表》（GB/T 17742—1999）进行了修订，并由国家质量监督检验检疫总局和国家标准化委员会联合发布了新的《中国地震烈度表》（GB/T 17742—2008），见表 1.2.2。

- (1) 用于评定烈度的房屋，包括以下三种类型：
- A 类：木构架和土、石、砖墙建造的旧式房屋；
- B 类：未经抗震设防的单层或多层砖砌体房屋；
- C 类：按照Ⅶ度抗震设防的单层或多层砖砌体房屋。

表 1.2.2 中国地震烈度表（GB/T 17742—2008）

地震烈度	人的感觉	房屋震害			其他震害现象	水平向地震动参数	
		类型	震害程度	平均震害指数		峰值加速度 /(m/s ²)	峰值速度 /(m/s ²)
Ⅵ	多数人站立不稳，少数人惊逃户外	A	少数中等破坏，多数轻微破坏和/或基本完好	0.00 ~ 0.11	家具和物品移动；河岸和松软土出现裂缝，饱和砂层出现喷砂冒水；个别独立砖烟囱出现轻度裂缝	0.63 (0.45 ~ 0.89)	0.06 (0.05 ~ 0.09)
		B	个别中等破坏，少数轻微破坏，多数基本完好				
		C	个别轻微破坏，大多数基本完好	0.00 ~ 0.08			

(续)

地震 烈度	人的感觉	房屋震害			其他震 害现象	水平向地震动参数	
		类型	震害程度	平均震 害指数		峰值加速度 /(m/s^2)	峰值速度 /(m/s^2)
Ⅶ	大多数人惊逃 户外, 骑自行车 的人有感觉, 行 驶中的汽车驾乘 人员有感觉	A	少数毁坏和/或严重破坏, 多数中等和/或轻微破坏	0.09 ~	物体从架子上掉 落; 河岸出现塌方, 饱和砂层常见喷砂 冒水, 松软土地土 地裂缝较多; 大多 数独立砖烟囱中等 破坏	1.25 (0.90 ~ 1.77)	0.13 (0.10 ~ 0.18)
		B	少数中等破坏, 多数轻微 破坏和/或基本完好	0.31			
		C	少数中等和/或轻微破坏, 多数基本完好	0.07 ~ 0.22			

(2) 房屋破坏等级及其对应的震害指数

房屋破坏等级分为: 基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和毁坏五类, 其定义和对应的震害指数见表 1.2.3。

表 1.2.3 建筑破坏级别与震害指数

破坏等级	震 害 程 度	震害指数 d
基本完好	承重和非承重构件完好, 或个别非承重构件轻微损坏, 不加修理可继续使用	$0.00 \leq d < 0.10$
轻微破坏	个别承重构件出现可见裂缝, 非承重构件有明显裂缝, 不需要修理或稍加修理即可继续使用	$0.10 \leq d < 0.30$
中等破坏	多数承重构件出现轻微裂缝, 部分有明显裂缝, 个别非承重构件破坏严重, 需要一般修理后可使用	$0.30 \leq d < 0.55$
严重破坏	多数承重构件破坏较严重, 非承重构件局部倒塌, 房屋修复困难	$0.55 \leq d < 0.85$
毁坏	多数承重构件严重破坏, 房屋结构濒临崩溃或已倒塌, 已无修复可能	$0.85 \leq d < 1.00$

三、抗震设防烈度——地震基本烈度

强烈地震是一种破坏性很大的自然灾害, 它的发生具有很大的随机性, 采用概率方法预测某地区未来一定时间内可能发生的最大烈度是具有实际意义的。因此, 国家有关部门提出了“抗震设防烈度”的概念。

《建筑抗震设计规范》规定:

2.1.1 抗震设防烈度

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

“抗震设防烈度”可由《地震动参数区划图》来确定。

《建筑抗震设计规范》2.1.3 条指出《地震动参数区划图》规定了全国各地区以加速度表示地震作用的强弱程度。

2.1.3 地震动参数区划图

以地震动参数 (以加速度表示地震作用强弱程度) 为指标, 将全国划分为不同抗震设防要求区域的图件。

《建筑抗震设计规范》3.2.2 条给出了定量的“抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系”。

3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系，应符合表 3.2.2 的规定。设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区内的建筑，除本规范另有规定外，应分别按抗震设防烈度 7 度和 8 度的要求进行抗震设计。

表 3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10 (0.15) g	0.20 (0.30) g	0.40g

注：g 为重力加速度。

根据“设计基本地震加速度值所对应的烈度值”即能确定每一区域的地震基本烈度，此即为《建筑抗震设计规范》1.0.5 条的规定。

1.0.5 一般情况下，建筑的抗震设防烈度应采用根据中国地震动参数区划图确定的地震基本烈度（本规范设计基本地震加速度值所对应的烈度值）。

四、我国主要城镇的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和设计地震分组

《建筑抗震设计规范》附录 A 给出了这组基本设计参数，现摘录如下：

3.2.4 我国主要城镇（县级及县级以上城镇）中心地区的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组，可按本规范附录 A 采用。

附录 A 我国主要城镇抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组

本附录仅提供我国抗震设防区各县级及县级以上城镇的中心地区建筑工程抗震设计时所采用的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组。

注：本附录一般把“设计地震第一、二、三组”简称为“第一组、第二组、第三组”。

A.0.1 首都和直辖市

1 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g：

第一组：北京（东城、西城、朝阳、丰台、石景山、海淀、房山、通州、顺义、大兴、平谷），延庆，天津（汉沽），宁河。

2 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g：

第二组：北京（昌平、门头沟、怀柔、密云）；天津（和平、河东、河西、南开、河北、红桥、塘沽、东丽、西青、津南、北辰、武清、宝坻），蓟县，静海。

3 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g：

第一组：上海（黄浦、卢湾、徐汇、长宁、静安、普陀、闸北、虹口、杨浦、闵行、宝山、嘉定、浦东、松江、青浦、南汇、奉贤）。

第二组：天津（大港）。

4 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g：

第一组：上海（金山），崇明；重庆（渝中、大渡口、江北、沙坪坝、九龙坡、南岸、北碚、万盛、双桥、渝北、巴南、万州、涪陵、黔江、长寿、江津、合川、永川、南川），巫山，奉节，云阳，忠县，丰都，璧山，铜梁，大足，荣昌，綦江，石柱，巫溪*。

注：上标 * 指该城镇的中心位于本设防区和较低设防区的分界线，下同。

五、小震、中震、大震的概率指标

小震（称多遇地震）和大震（称罕遇地震），系以设防烈度（即基本烈度亦称中震）为基准，相对于设防烈度的地震（中震）而言的，此处所提的“小”与“大”是相对指标，而不是绝对数值。

根据对我国一些主要地震区的地震危险性分析结果，我国地震烈度的概率分布基本上符合极值Ⅱ型分布，其概率密度函数曲线的基本形状如图 1.2.1 所示。

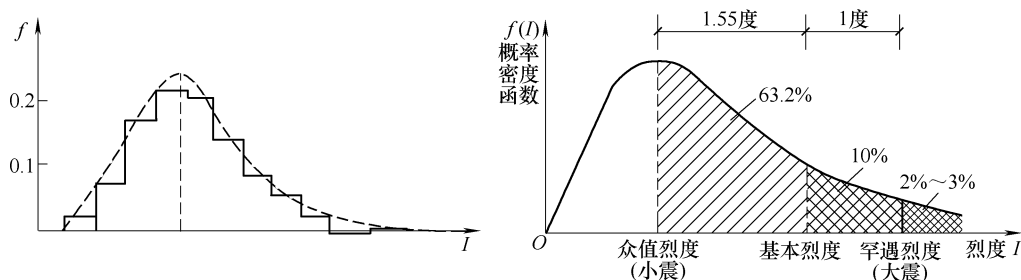


图 1.2.1 三种烈度关系示意图

三种烈度水准之间的关系见表 1.2.4。

表 1.2.4 三种烈度水准比较

烈度水准	地震水准	50 年超越概率	烈度关系
众值烈度	多遇地震（小震）	63.2%	$I_0 - 1.55$ 度
基本烈度	设防烈度地震（中震）	10%	I_0
罕遇烈度	罕遇地震（大震）	2% ~ 3%	$I_0 + 1$ 度

《建筑抗震设计规范》1.0.1 条的“条文说明”对小、中震、大震的概率指标说明如下：

50 年内超越概率约为 63% 的地震烈度为对应于统计“众值”的烈度，比基本烈度约低一度半，本规范取为第一水准烈度，称为“多遇地震”。

50 年超越概率约 10% 的地震烈度，即 1990 中国地震区划图规定的“地震基本烈度”或中国地震动参数区划图规定的峰值加速度所对应的烈度，本规范取为第二水准烈度，称为“设防地震”。

50 年超越概率 2% ~ 3% 的地震烈度，本规范取为第三水准烈度，称为“罕遇地震”，当基本烈度 6 度时为 7 度强，7 度时为 8 度强，8 度时为 9 度弱，9 度时为 9 度强。

六、抗震设计的范围

《建筑抗震设计规范》明确规定：

1.0.2 抗震设防烈度为 6 度及以上地区的建筑，必须进行抗震设计。

1.0.3 本规范适用于抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度和 9 度地区建筑工程的抗震设计以及隔震、消能减震设计。建筑的抗震性能化设计，可采用本规范规定的基本方法。

抗震设防烈度大于 9 度地区的建筑及行业有特殊要求的工业建筑，其抗震设计应按有关专门规定执行。

注：本规范“6 度、7 度、8 度、9 度”即“抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度”的简称。

震害表明：多起地震发生在设防烈度为6度的地区。有的原为6度设防地区，却发生了大大超过6度的地震，如1966年河北宁晋地震（10度），1959年广东阳江地震（8度），1975年辽宁海城地震（9度），1976年河北唐山地震（11度）等。所以6度地区必须进行抗震设计。

【例1.2.1】按照我国现行抗震设计规范的规定，位于（ ）抗震设防烈度地区内的建筑物应考虑抗震设防。

- (A) 抗震设防烈度为5~9度 (B) 抗震设防烈度为5~8度
(C) 抗震设防烈度为5~10度 (D) 抗震设防烈度为6~9度

答案：(D)

根据《建筑抗震设计规范》第1.0.2和1.0.3条，抗震设防烈度为6度及以上地区的建筑，必须进行抗震设计。抗震设防烈度为6度、7度、8度和9度的可按《建筑抗震设计规范》进行，抗震设防烈度大于9度地区的建筑和行业有特殊要求的工业建筑，其抗震设计应按有关专门规定执行。

【例1.2.2】《建筑抗震设计规范》的适用范围是（ ）。

- (A) 抗震设防烈度为6~9度地区的建筑抗震设计
(B) 抗震设防烈度为7~9度地区的建筑抗震设计
(C) 抗震设防烈度为6~9级地区的建筑抗震设计
(D) 抗震设防烈度为7~9级地区的建筑抗震设计

答案：(A)

根据《建筑抗震设计规范》第1.0.3条规定，《建筑抗震设计规范》适用于抗震设防烈度为6度、7度、8度和9度地区建筑工程的抗震设计及隔震、消能减震设计。对抗震设防烈度大于9度地区的建筑和行业有特殊要求的工业建筑，其抗震设计应按有关专门规定执行。

第三节 三水准设防、二阶段设计

一、结构抗震设计的特点

在地震工程中，人们研究的对象有三个：即地震动（输入）、结构（分析体系）、结构反应（输出）。只有在了解结构的地震反应之后，才可能进行科学的设计。为了了解结构的地震反应，必须了解地震动和结构本身的动力特性，两者缺一不可。

1. 结构的动力特性对结构抗震设计的影响

(1) 地震作用是一种间接作用，与结构的质量（可以用自重来体现）密切相关。

地震时地震波使地面发生强烈振动，导致地面上原来静止的建筑物发生强迫振动。

(2) 地震作用就是结构在振动过程中，结构各部分的质量受到地面加速度的激发以及结构相对加速度的作用而形成的惯性力。

(3) 地震作用与结构的动力特性有关。

建筑结构受到的地震作用与结构本身的动力特性（自振周期、阻尼等）密切相关。如果设计过程中改变了结构布置，引起了结构质量分布或者大小的变化，结构的自振周期就会相应发生改变，结构的加速度反应也会发生变化，以致结构上受到的地震作用也发生变化，可能增大也可能减小。

强震过程中结构上的地震作用是不断随时间变化的,是一种动态的可变作用,且与结构的承载力有关。随着结构的开裂或屈服,建筑结构出现内力的塑性重新分布而进入塑性状态,必然引起刚度的不断变化,整个结构受到的地震作用也在地震全过程中不断变化。地震中结构进入弹塑性状态后,只能依靠变形吸收能量以维持结构的“安全”。所以,结构抗震设计的根本验算应是强震下结构的变形验算,并须满足《建筑抗震设计规范》规定的变形要求。

2. 地震的动力特性对结构抗震设计的影响

地震时地面运动是一种相当复杂、十分强大的瞬间作用,且具有很大程度的随机性。目前,我们对地震作用发生的过程和机制都还不很清楚。一方面,事先无法通过试验和计算来预测某一地区在某一时期内可能出现的最大地震烈度;另一方面,烈度不同时,结构上的弹性地震作用会发生成倍的变化。因而地面运动的特性(如地震时的最大振幅、持续时间、频谱特性)亦了解得不大清楚,故要把地震作用下的结构像非抗震结构那样都设计成处于弹性状态工作,是不可能的;同时,强震的发生更是一种罕见的自然现象,要求在强震下结构也处于弹性状态,不仅在经济上不合理,在技术上也无必要。无论是发生地点、时间和强度,地震都具有很大的不确定性。以目前的科学发展水平,要做到准确预测建筑物将遭遇到的地震特性和参数几乎是不可能的。试验手段和研究技术更不能确切地模拟地震对建筑结构的破坏作用。

二、建筑抗震设防的基本思想和原则

结构工程师面临一项工程设计任务时,首先要把握的是设计的总原则。

当进行结构的静力设计时,要求结构在规定的荷载作用下处于弹性阶段工作,既有承载能力(强度)的安全储备,也使变形及裂缝处于使用许可的范围内,使之在使用上、外观上均能满足要求,亦即满足两类极限状态的要求。所以,结构抵御静力荷载时,设计者必须遵循的指导思想,是使结构在预期荷载作用下保持或基本上保持在弹性范围内工作。这样的结构如若没有遇到异常的意想不到的情况,在预期荷载下是不可能出现严重破坏、过度变形等不正常状况的。

当进行结构的抗震设计时,要同静力设计一样把不同烈度地震作用下的结构都设计成处于弹性状态工作,实际上是不可能的,因为强震的发生是一种罕见的自然现象,要求在强震下结构也处于弹性状态是不可行的,也无必要。地震这种自然作用既复杂又十分强大,它的发生时间、地点、强度大小、次数等都具有随机性,而设计时又必须予以合理量化,所以抗震设计中的首要问题是要求确定结构在使用期间,对不同频度和强度的地震,结构应具有的抵抗能力,确定以多大的烈度作为设防烈度。同时,结构的设计方法既要客观地反映地震对结构的作用,在概念上又要清晰明确,并能采用与结构静力设计相协调的方法,力求简易可行,便于设计人员掌握。《建筑抗震设计规范》的1.0.1条对这个重要问题做出了明确的规定,提出了“建筑抗震设防的基本思想和原则:以‘三个水准’为抗震设防目标”。

《建筑抗震设计规范》1.0.1条规定:

1.0.1 按本规范进行抗震设计的建筑,其基本的抗震设防目标是:

当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时,主体结构不受损坏或不需进行修理可继续使用;

当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时,可能发生损坏、但经一般性修理仍可继续使用;

当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时,不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

《建筑抗震设计规范》1.0.1 条的“条文说明”从两个方面对 1.0.1 条的规定作了明确的说明。

(1) 对“抗震设防目标”的说明

遭遇第一水准烈度——众值烈度(多遇地震)影响时,建筑处于正常使用状态,从结构抗震分析角度,可以视为弹性体系,采用弹性反应谱进行弹性分析;

遭遇第二水准烈度——基本烈度(设防地震)影响时,结构进入非弹性工作阶段,但非弹性变形或结构体系的损坏控制在可修复的范围;

遭遇第三水准烈度——最大预估烈度(罕遇地震)影响时,结构有较大的非弹性变形,但应控制在规定的范围内,以免倒塌。

第一水准烈度为众值烈度(I_m)。此一水准的设计目标是“小震不坏”。

第二水准烈度为设防烈度(I_0)。此一水准的设计目标是“中震可修”。

第三水准烈度为预估的罕遇地震烈度(I_n)。此一水准的设计目标是“大震不倒”。

“小震不坏,中震可修,大震不倒”实际上就是“多遇地震下不坏,设防烈度下可修,罕遇地震下不倒”的简便说法。这样,小、中、大震的三个概率水准就明确了,量化了。然而,衡量整个结构损坏的程度却仍是相对的,“不坏”指的是建筑物经地震后的破坏程度在日常维修的范围内;“可修”指的是“小坏”或“中坏”,是泛指有修复价值的损坏;与“不倒”相应的是建筑结构主体的严重破坏,虽已无修复价值,但是只要不倒,生命和财产的损失就可得以大大减轻。总之,要强调指出,结构抗震设计的总原则不是避免结构的损坏,而是竭力从各方面提高其整体变形能力,防止倒塌。

(2) 对“二阶段设计”的说明

第一阶段设计是承载力验算,取第一水准的地震动参数计算结构的弹性地震作用标准值和相应的地震作用效应,继续采用《建筑结构可靠度设计统一标准》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抗震验算,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,对地震时易倒塌的结构、有明显薄弱层的不规则结构以及有专门要求的建筑,除进行第一阶段设计外,还要进行结构薄弱部位的弹塑性层间变形验算并采取相应的抗震构造措施,实现第三水准的设防要求。

为了实现上述三水准抗震设防目标,《建筑抗震设计规范》采用了简化的两阶段设计方法。

(1) 第一阶段设计为“小震”作用下的构件截面抗震承载力验算和相应的构造措施。具体地说,是以多遇地震(第一水准)下的弹性地震作用作为设计指标,进行构件内力分析。然后用与设防烈度(第二水准)相应的多系数表达的抗震承载力验算公式验算结构构件(这一

多系数表达式的形式与静力设计中的实用设计表达式很相似), 此时各构件的材料强度采用设计值。与静力设计的一个重要不同是引入了承载力抗震调整系数 (γ_{RE}), 以反映不同材料和不同受力状态下所具有的不同可靠度。这样, 就同时满足了第一、第二水准的要求。但对于较柔的结构 (例如框架结构), 还要进行正常使用状态下的弹性层间位移验算。

在这一设计阶段中, 要根据概念设计采取有效的抗震构造措施, 从而使大多数结构可以定性地满足第三水准的要求。

强烈地震震害表明, 对于大多数建筑结构只需进行第一阶段设计即可做到“大震不倒”, 其中包括多层砌体房屋结构。

(2) 第二阶段设计为“大震”作用下的弹塑性变形验算, 并采取提高结构变形能力的构造措施, 目的是防倒塌。此时首先要寻找结构的薄弱层 (层间位移相对较大的楼层), 然后计算并控制其在大震作用下的弹塑性层间变形, 使之不超过规范的规定值。例如对于多层砌体房屋结构中的底层框架-抗震墙砌体结构, 需进行此阶段设计, 因为这类结构的底层是明显的薄弱层。对大多数结构, 则无需进行第二阶段设计。

现以钢筋混凝土柱从开始受力到结构破坏全过程的柱顶水平力 P 与柱顶水平侧移 Δ 的 $P-\Delta$ 曲线为基础, 用图示方法来讨论“三水准设防、两阶段设计”中结构的受力和变形之间的状态和关系, 分成单根柱、单层柱群、多层框架三种情况来讨论。

1) 单柱的 $P-\Delta$ 曲线。对于图 1.3.1a 所示单独悬臂柱, 当柱上端作用水平剪力 P 时, 柱端产生水平侧移为 Δ 。

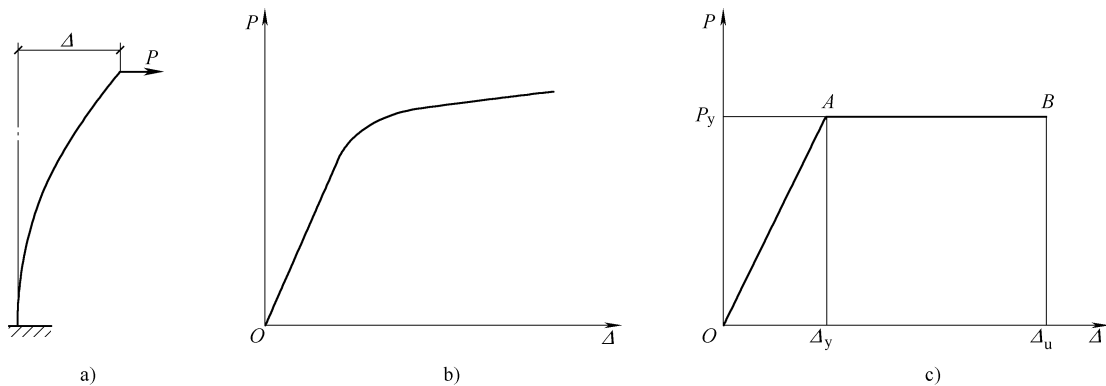
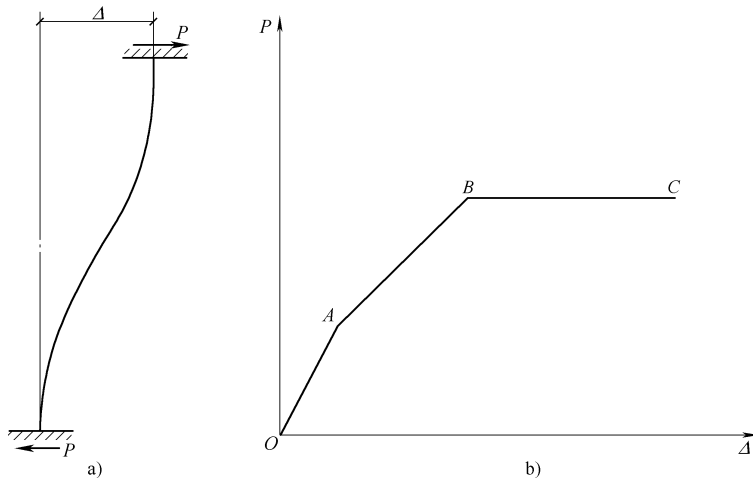


图 1.3.1 单悬臂柱的 $P-\Delta$ 曲线

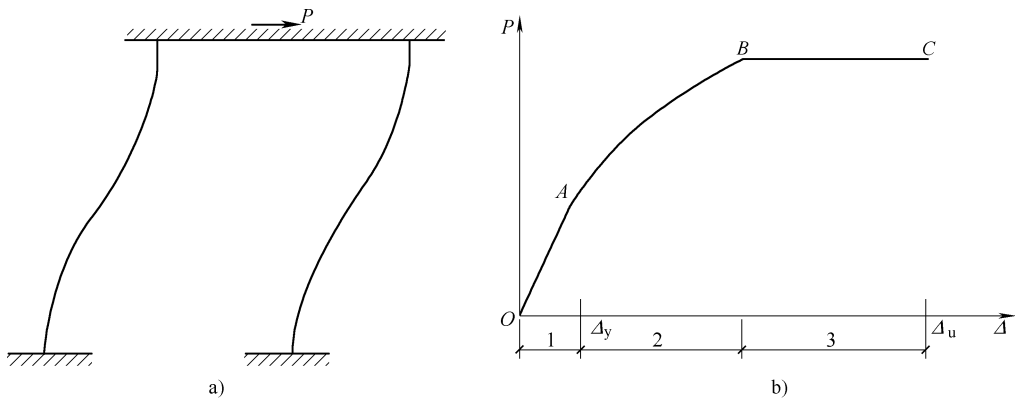
a) 悬臂柱 b) $P-\Delta$ 曲线 c) 简化的 $P-\Delta$ 曲线

试验所得的 $P-\Delta$ 关系可以用图 1.3.1b 表示。如进一步简化, $P-\Delta$ 关系也可用图 1.3.1c 中的 OAB 折线表示, A 点对应于柱根开始屈服, 其荷载值为 P_y , A 点对应的水平侧移为 Δ_y ; OAB 为柱根的屈服过程, B 点对应于柱根的破坏, 其水平侧移为 Δ_u , OAB 折线所覆盖的面积表示所吸收的变形能。

图 1.3.2a 所示为一两端嵌固柱受层间剪力作用, 简化的 $P-\Delta$ 关系如图 1.3.2b 所示。其中 A 点表示某一柱端开始屈服, 但另一端尚未屈服, 这时整个柱子不算完全屈服, 荷载仍能沿 AB 上升, 直到 B 点, 另一端也开始屈服, 整个柱子完全屈服, 并沿 BC 发展侧移, 到 C 点整个柱子宣告破坏。

图 1.3.2 两端嵌固柱的 $P-\Delta$ 曲线a) 两端嵌固柱 b) $P-\Delta$ 关系

2) 单层楼层柱群的 $P-\Delta$ 曲线。图 1.3.3a 表示有若干根柱所组成的单层楼层，柱的两端均为嵌固端，在受楼层层间剪力 P 作用时，其 $P-\Delta$ 曲线如图 1.3.3b 所示。当楼层中某柱的某一端首先达到塑性变形时，即到达 A 坐标点，相应的楼层侧移为 Δ_y ；而后，随着各个柱端逐个屈服， $P-\Delta$ 曲线将沿 AB 多边折线发展，直到 B 点，全部柱端屈服，形成“机构”，楼层沿 BC 发展塑性变形，直到 C 点整个楼层破坏，相应的楼层侧移为 Δ_u 。由此，整个楼层 $P-\Delta$ 关系可以分为三个范围（见图 1.3.3b），范围 1 为弹性未屈服范围，范围 2 为有约束屈服范围，范围 3 为无约束屈服范围。

图 1.3.3 单层楼层柱群 $P-\Delta$ 曲线a) 楼层间剪力 P 作用 b) $P-\Delta$ 曲线

根据理论分析及实际震害情况，钢筋混凝土结构在使用阶段或是在多遇烈度地震作用时，结构处在范围 1 的工作阶段，结构可以用弹性理论分析内力。当作用消失后，变形也就自然地作弹性恢复。

在基本烈度地震作用时，结构已进入范围 2 的弹塑性阶段工作，实际上已无强度安全储备可言，而是依靠结构的弹塑性变形耗能能力抵抗地震作用。结构抗震设计就是把结构的工

作状态限制在范围 2 内, 保证“坏而可修”。抗震设计就是要设法延长这一阶段, 以提高结构的抗震性能。

在罕遇烈度地震作用时, 设计上仍保证结构能在范围 2 内工作, 与基本烈度地震作用时相比, 只是程度上不同, 保证“坏而不倒”。

3) 框架结构的 $P-\Delta$ 关系。图 1.3.4a 表示一框架结构按“强柱弱梁”设计, 塑性铰均出现在梁端, 顶部作用一水平集中力 P , 顶部的水平位移为 Δ_u 。现将钢筋混凝土框架结构破坏的全过程列于图 1.3.4b。当水平力 P 从零开始加载, 初期梁上没有塑性铰, $P-\Delta$ 曲线沿 OA 方向线性发展, A 点表示第一个塑性铰出现, 这时弹性未屈服阶段终止, OA 线是一条直线。 $P-\Delta$ 曲线的 AB 段表示随着水平力的增加又有部分梁上出现塑性铰, 由于塑性铰的数量很少, 故 AB 线还是十分接近一条直线, 因此称准弹性阶段。 $P-\Delta$ 曲线进入 BC 段时, 因水平力 P 已经很大, 大部分梁端产生塑性铰, 故顶部水平位移发展较快, C 点表示该框架的有关梁端塑性铰已经全部形成。 $P-\Delta$ 曲线进入 Cu 段时已经达到破坏阶段。整个框架结构的 $P-\Delta$ 关系可以分为四个范围, 范围 1 为弹性未屈服范围, 范围 2 为准弹性范围, 范围 3 为有约束屈服范围, 范围 4 为无约束屈服范围。在 $P-\Delta$ 关系图的横坐标上还表示出了“三水准设防”中每一种设防水准在框架结构破坏全过程中所处的工作状态; 同时还列出“二阶段设计”中每一阶段所涉及的设计内容是解决哪一受力区段的问题。

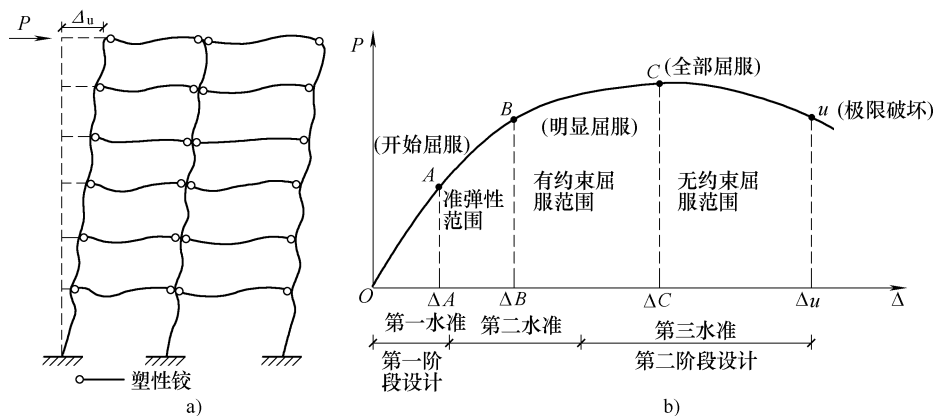


图 1.3.4 框架结构破坏全过程

a) 梁铰机制 b) $P-\Delta$ 关系

【例 1.3.1】按《建筑抗震设计规范》基本抗震设防目标设计的建筑, 当遭受本地区设防烈度的地震影响时, 建筑物应处于下列何种状态 ()。

- (A) 不受损坏
- (B) 一般不受损坏或不需修理仍可继续使用
- (C) 可能损坏, 经一般性修理仍可继续使用
- (D) 严重损坏, 需大修后方可继续使用

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 1.0.1 条, 当遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时, 建筑物可能损坏, 经一般修理或不需修理仍可继续使用。

【例 1.3.2】按我国抗震设计规范设计的建筑,当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时,建筑物应()。

- (A) 主体结构不受损坏或不需修理仍可继续使用
- (B) 可能损坏,经一般性修理或不需修理仍可继续使用
- (C) 不致发生危及生命的严重破坏
- (D) 不致倒塌

答案:(A)

根据《建筑抗震设计规范》第 1.0.1 条,当遭受低于本地区抗震设防烈度的地震影响时,主体结构不受损坏或不需修理可继续使用。

【例 1.3.3】某建筑物,其抗震设防烈度为 7 度,根据《建筑抗震设计规范》,“小震不坏”的设防目标是指下列哪一条?

- (A) 当遭遇低于 7 度的多遇地震影响时,经修理仍可继续使用
- (B) 当遭遇低于 7 度的多遇地震影响时,主体结构不受损坏或不需修理仍可继续使用
- (C) 当遭受 7 度的地震影响时,不受损坏或不需修理仍可继续使用
- (D) 当遭遇低于 7 度的多遇地震影响时可能损坏,经一般修理仍可继续使用

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第 1.0.1 条,“小震不坏”是指当建筑遭遇低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时,主体结构不受损坏或不需修理仍可继续使用。

【例 1.3.4】某建筑物,其抗震设防烈度为 8 度,根据《建筑抗震设计规范》,“大震不倒”的设防目标是指下列哪一种?

- (A) 当遭受 8 度的地震影响时,不致发生危及生命的严重破坏
- (B) 当遭受 8 度的地震影响时,一般不致倒塌伤人,经修理后仍可继续使用
- (C) 当遭受高于 8 度的预估的罕遇地震影响时,不致倒塌,经一般修理仍可继续使用
- (D) 当遭受高于 8 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

答案:(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 1.0.1 条,当遭受高于抗震设防烈度(8 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。

第四节 概念设计、计算设计(抗震计算)、 构造设计(构造措施)

抗震设计时应考虑地震及其影响的不确定性和若干规律性。

1. 地震及其影响的不确定性

实际地震的大小,是现有科学水平难以准确预估的。虽然在确定烈度区划图时尽量体现科学性、准确性,但由于可供统计分析的历史地震资料有限,在一个地区发生超过设防烈度的地震是完全可能的。同一个建筑场地的地面运动也是不确定的,不同性质的地面运动对建筑的破坏作用不同。地震动随震源机制、震级大小、震中距和传播途径中土层性质的不同而变化,影响因素甚为复杂。

2. 地震及其影响的若干规律性

地震及其影响虽然具有不确定性,但根据统计分析,也存在一定的规律性。一般说来,震级大、震中距小时对较刚性的建筑物破坏大;当震级大、震源深时对远距离的较柔性的建筑物影响大;此外,场地土类别和覆盖层厚度也直接影响结构效应的大小。由于地震及地震效应的不确定性和复杂性,以及计算模型与实际情况的差异,使抗震设计不能仅依赖计算,结构抗震性能的决定因素首先取决于良好的概念设计。抗震设计主要包括三个方面:概念设计、计算设计(抗震计算)和构造设计(构造措施)。

概念设计是根据人们在学习和实践中所建立的正确概念,运用人的思维和判断力,正确和全面地把握结构的整体性能,即根据对结构特性(承载能力、变形能力、耗能能力等)的正确把握,合理地确定结构的总体布置与细部构造。对建筑抗震的概念设计,《建筑抗震设计规范》有明确的说明。

2.1.9 建筑抗震概念设计

根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想,进行建筑和结构总体布置并确定细部构造的过程。

建筑抗震的概念设计是把地震及其影响的不确定性和规律性结合起来,就是进行结构抗震设计时着眼于结构的总体地震反应,按照结构的破坏机制和破坏过程,灵活运用抗震设计准则,从设计一开始就全面合理地把握好结构设计中的基本问题(总体布置、结构体系、刚度分布和结构延性等),并顾及关键部位的细节,力求消除结构中的薄弱环节,从根本上合理地保证结构的抗震性能。抗震设计时根据概念设计的结果制定出各项具体的“抗震措施”。

2.1.10 抗震措施

除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容,包括抗震构造措施。

抗震计算包括地震作用计算和抗力计算。抗震计算是对地震作用进行定量分析,再将地震效应与其他荷载组合后用来验算结构及构件的强度与变形。抗震计算为建筑抗震设计提供定量控制的手段。

2.1.4 地震作用 (earthquake action)

由地震动引起的结构动态作用,包括水平地震作用和竖向地震作用。

抗震构造措施是指采用抗震计算以外的措施,以保证结构整体性、加强局部薄弱环节等,以保证抗震计算结果的有效性。

2.1.11 抗震构造措施

根据抗震概念设计原则,一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求。

《建筑抗震设计规范》在条文说明的术语与符号中解释了抗震措施和抗震构造措施的区别:

2001年规范明确了抗震措施和抗震构造措施的区别。抗震构造措施只是抗震措施的一个组成部分。在本规范的目录中,可以看到一般规定、计算要点、抗震构造措施、设

计要求等。其中的一般规定及计算要点中的地震作用效应（内力和变形）调整的规定均属于抗震措施，而设计要求中的规定，可能包含有抗震措施和抗震构造措施，需按术语的定义加以区分。

抗震设计上述三个层次的内容是一个不可割裂的整体，忽略任何一部分，都可能造成抗震设计的失败。要使建筑物具有较好的抗震性能，首先应从大的方面入手，做好概念设计，再结合计算设计、构造设计，才能得到一项较为满意的抗震设计。如不重视概念设计而过分地相信仔细的计算，对结构抗震设计不仅没有必要，而且还可能在概念设计中出现不当甚至错误。

第五节 抗震设防标准

一、“试题”回顾

【试题 1.5.1】建筑抗震设防类别（2009 年）

现有四种不同功能的建筑：①具有外科手术室的乡镇卫生院的医疗用房；②营业面积为 10000m^2 的人群密集的多层商业建筑；③乡镇小学的学生食堂；④高度超过 100m 的住宅。试问，由上述建筑组成的下列不同组合中，何项的抗震设防类别全部都应不低于重点设防类（乙类）？

- (A) ①②③ (B) ①②③④ (C) ①②④ (D) ②③④

【试题 1.5.2】抗震设防标准（2000 年）

A、B 两幢高层建筑：A 为乙类建筑，位于 6 度地震区，场地为Ⅲ类；B 为丙类建筑，位于 8 度地震区，场地为Ⅳ类。其抗震设计应按下列何项进行？

- (A) A 幢建筑不必作抗震计算，按 6 度采取抗震措施；B 幢建筑按 8 度计算，按 9 度采取抗震措施
(B) A 幢建筑按 6 度计算，按 7 度采取抗震措施；B 幢建筑按 9 度计算，按 8 度采取抗震措施
(C) A 幢建筑不必作抗震计算，按 6 度采取抗震措施；B 幢建筑按 9 度计算，按 9 度采取抗震措施
(D) A 幢建筑不必作抗震计算，按 7 度采取抗震措施；B 幢建筑按 8 度计算，按 8 度采取抗震措施

二、地震烈度、抗震设防烈度、抗震设防标准的区别

“抗震设防标准”和“抗震设防烈度”是两个不同的概念，对“抗震设防标准”这一术语，《建筑抗震设计规范》有专门的规定：

2.1.2 抗震设防标准

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

就一个建设工程项目而言，抗震设防所采用的烈度要考虑“建筑抗震设防类别”的影响。因衡量一个工程项目抗震设防要求高低的尺度和该建筑遭遇地震破坏后，可能造成人员

伤亡、直接和间接经济损失、社会影响的程度及其在抗震救灾中的作用等因素直接相关，不能简单地直接套用当地的“抗震设防烈度”。设计人员要根据每一个具体建设工程项目特定的抗震设防要求对当地的抗震设防烈度进行调整，形成针对这一工程项目专用的“抗震设防标准”。地震烈度、抗震设防烈度、抗震设防标准的区别见表 1.5.1。

表 1.5.1 地震烈度、抗震设防烈度、抗震设防标准的区别

	地震烈度	抗震设防烈度	抗震设防标准
定义	某地区遭受一次地震影响的强弱程度	在一定时期内，一个地区可能遭遇到的最大地震烈度	对每一个具体建设工程项目，抗震设防时所采用的烈度
确定依据	在地震发生后按《中国地震烈度表》来确定该地区的烈度	根据《中国地震动参数区划图》确定的地震基本烈度	应按国家规定的权限审批、颁发的文件（图件）确定
用途	用于评定一次地震对该地区的破坏（影响）程度	用于评定该地区的地震危险性	作为该建设工程项目的抗震设防依据
与场地的关系	一次地震的烈度是针对该区域的所有场地的综合影响	仅针对该区域的一般场地	仅针对该建设工程项目的场地
与建筑物的关系	无关	无关	同一地点不同的建设工程项目可以有不同的抗震设防标准

要确定一个建设项目的“抗震设防标准”，不仅要知道建设项目所在地区的“抗震设防烈度”，还要确定该建设项目的“建筑抗震设防类别”。

三、根据“建筑抗震设防类别”确定“抗震设防标准”

1. 建筑抗震设防类别

对于不同使用性质的建筑物，地震破坏造成的后果的严重性是不一样的。因此，建筑物的抗震设防应根据其重要性和破坏后果而采用不同的设防标准。《建筑抗震设计规范》规定：

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

《建筑工程抗震设防分类标准》2.0.1 条专门讲述了这一问题。

2.0.1 抗震设防分类

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

《建筑工程抗震设防分类标准》对抗震设防类别作了规定。

3.0.2 建筑工程应分为以下四个抗震设防类别：

- 1 特殊设防类：指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的建筑，简称甲类。
- 2 重点设防类：指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑。以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的建筑，简称乙类。
- 3 标准设防类：指大量的除 1、2、4 款以外按标准要求进行设防的建筑，简称丙类。

4 适度设防类：指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低要求的建筑，简称丁类。

《建筑工程抗震设防分类标准》对下列五类建筑的抗震设防类别又分别作了具体规定。

- (1) 防灾救灾建筑
- (2) 基础设施建筑
 - 1) 城镇给水排水、燃气、热力建筑
 - 2) 电力建筑
 - 3) 交通运输建筑
 - 4) 邮电通信、广播电视建筑
- (3) 公共建筑和居住建筑
- (4) 工业建筑
 - 1) 采煤、采油和矿山生产建筑
 - 2) 原材料生产建筑
 - 3) 加工制造业生产建筑
- (5) 仓库类建筑

现仅对“公共建筑和居住建筑”作一些介绍，《建筑工程抗震设防分类标准》规定：

6 公共建筑和居住建筑

6.0.1 本章适用于体育建筑、影剧院、博物馆、档案馆、商场、展览馆、会展中心、教育建筑、旅馆、办公建筑、科学实验建筑等公共建筑和住宅、宿舍、公寓等居住建筑。

6.0.2 公共建筑，应根据其人员密集程度、使用功能、规模、地震破坏所造成的社会影响和直接经济损失的大小划分抗震设防类别。

6.0.3 体育建筑中，规模分级为特大型的体育场，大型、观众席容量很多的中型体育场和体育馆（含游泳馆），抗震设防类别应划为重点设防类。

6.0.4 文化娱乐建筑中，大型的电影院、剧场、礼堂、图书馆的视听室和报告厅、文化馆的观演厅和展览厅、娱乐中心建筑，抗震设防类别应划为重点设防类。

6.0.5 商业建筑中，人流密集的大型的多层商场抗震设防类别应划为重点设防类。当商业建筑与其他建筑合建时应分别判断，并按区段确定其抗震设防类别。

6.0.6 博物馆和档案馆中，大型博物馆，存放国家一级文物的博物馆，特级、甲级档案馆，抗震设防类别应划为重点设防类。

6.0.7 会展建筑中，大型展览馆、会展中心，抗震设防类别应划为重点设防类。

6.0.8 教育建筑中，幼儿园、小学、中学的教学用房以及学生宿舍和食堂，抗震设防类别应不低于重点设防类。

6.0.9 科学实验建筑中，研究、生产和存放具有高放射性物品以及剧毒的生物制品、化学制品、天然和人工细菌、病毒（如鼠疫、霍乱、伤寒和新发高危险传染病等）的建筑，抗震设防类别应划为特殊设防类。

6.0.10 电子信息中心的建筑中，省部级编制和贮存重要信息的建筑，抗震设防类别应划为重点设防类。

国家级信息中心建筑的抗震设防标准应高于重点设防类。

6.0.11 高层建筑中,当结构单元内经常使用人数超过 8000 人时,抗震设防类别宜划为重点设防类。

6.0.12 居住建筑的抗震设防类别不应低于标准设防类。

在确定民用建筑的“抗震设防标准”时要重视下述的几类案例。

(1) 所有仓储式、单层的大商场不论多大建筑面积均属丙类。

(2) 当高层住宅的多层裙房被定为乙类时,其上部的住宅仍可为丙类。

(3) 通过防震缝分开的大型建筑,当每个结构单元均有单独的疏散出入口时,可按每个单元的规模分别核定类别。

(4) 大型建筑虽无防震缝,但平面内或上下层使用功能不同,也可按各功能区段分别核定类别。

我们可以根据《建筑工程抗震设防分类标准》确定每一个建设项目的抗震设防类别。

2. 各抗震设防类别建筑的抗震设防标准

对于不同的抗震设防类别的建设项目,在进行建筑抗震设计时,应采用相应的抗震设防标准。对此,《建筑工程抗震设防分类标准》作了如下具体的规定。

3.0.3 各抗震设防类别建筑的抗震设防标准,应符合下列要求:

1 标准设防类,应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用,达到在遭遇高于当地抗震设防烈度的预估罕遇地震影响时不致倒塌或发生危及生命安全的严重破坏的抗震设防目标。

2 重点设防类,应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施,但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施;地基基础的抗震措施,应符合有关规定。同时,应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

3 特殊设防类,应按高于本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施;但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施。同时,应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用。

4 适度设防类,允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低其抗震措施,但抗震设防烈度为 6 度时不应降低。一般情况下,仍应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

注:对于划为重点设防类而规模很小的工业建筑,当改用抗震性能较好的材料且符合抗震设计规范对结构体系的要求时,允许按标准设防类设防。

现用列表的方式,分别从地震作用计算和抗震措施两个方面对四类抗震设防类别的抗震设防标准表示于表 1.5.2。

表 1.5.2 四类建筑的抗震设防标准

建筑抗震设防类别	地震作用计算	抗震措施
甲类	应高于本地区抗震设防烈度的要求,其值应按批准的地震安全性评价结果确定	当抗震设防烈度为 6~8 度时,应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。当为 9 度时,应符合比 9 度抗震设防更高的要求

(续)

建筑抗震设防类别	地震作用计算	抗震措施
乙类	应符合本地区抗震设防烈度的要求 (6度时可不进行计算)	一般情况下,当抗震设防烈度为6~8度时,应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。当为9度时,应符合比9度抗震设防更高的要求
丙类	应符合本地区抗震设防烈度的要求 (6度时可不进行计算)	应符合本地区抗震设防烈度的要求
丁类	一般情况下,应符合本地区抗震设防烈度的要求(6度时可不进行计算)	允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低,但抗震设防烈度为6度的不应降低

【例 1.5.1】 建筑物分为甲、乙、丙、丁四个抗震设防类别,下列分类不正确的是()。

- (A) 甲类建筑应属于重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑
- (B) 乙类建筑应属于地震破坏会造成社会重大影响和国民经济重大损失的建筑
- (C) 丙类建筑应属于除甲、乙、丁类以外按标准要求进行设防的一般建筑
- (D) 丁类建筑应属于允许在一定条件下适度降低要求的建筑

答案:(B)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.1.1 条,建筑应根据其使用功能的重要性分为甲类、乙类、丙类、丁类四个抗震设防类别。甲类建筑应属于重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑,乙类建筑应属于地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑,丙类建筑应属于除甲、乙、丁类以外按标准要求进行设防的一般建筑,丁类建筑应属于允许在一定条件下适度降低要求的建筑。

【例 1.5.2】 建筑物共有四个抗震设防类别,下列分类原则中正确的是()。

- (A) 甲类建筑属于重要的建筑
- (B) 乙类建筑属于较重要的建筑
- (C) 丙类建筑属于一般重要的建筑
- (D) 丁类建筑属于抗震适度设防类建筑

答案:(D)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.2 条解答。

【例 1.5.3】 地震时使用功能不能中断的建筑应划分为下列哪一个类别()。

- (A) 甲类
- (B) 乙类
- (C) 丙类
- (D) 丁类

答案:(B)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.2 条解答。

【例 1.5.4】 抗震设计时,建筑物应根据其重要性分为甲、乙、丙、丁四类。一幢 18 层的普通高层住宅应属于()。

- (A) 甲类
- (B) 乙类
- (C) 丙类
- (D) 丁类

答案:(C)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.2 条,一幢 18 层的普通高层住宅应属于丙类。

【例 1.5.5】 根据《建筑工程抗震设防分类标准》,下列哪一类建筑是属于允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震措施的乙类建筑()。

- (A) 人数不够规模的影剧院 (B) 某些工矿企业的变电所
(C) 县级二级医院的住院部 (D) 中、小型纪念馆建筑

答案: (B)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.2 条, 乙类建筑应属于地震时使用功能不能中断或需要尽快恢复的建筑。

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.3 条的条文说明, 较小的乙类建筑指的是—些建筑规模较小的建筑, 例如, 工矿企业的变电所、变电站、水泵房以及城市供水水源的泵房等。

【例 1.5.6】建筑抗震设防为 () 类建筑时, 抗震措施应允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低。

- (A) 甲、乙 (B) 丙、丁 (C) 丙 (D) 丁

答案: (D)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.3 条第 4 款。丁类建筑, 一般情况下, 地震作用仍应符合本地区抗震设防烈度的要求; 抗震措施应允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低, 但抗震设防烈度为 6 度时不应降低。

【例 1.5.7】根据其抗震的重要性, 某建筑为乙类建筑, 设防烈度为 7 度。下列何项抗震设计标准正确 () ?

- (A) 按 8 度计算地震作用
(B) 按 7 度计算地震作用
(C) 按 7 度计算地震作用, 抗震措施按 8 度要求采用
(D) 按 8 度计算地震作用并实施抗震措施

答案: (C)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.3 条第 2 款, 乙类建筑的地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求。一般情况下, 当设防烈度为 6~8 度时, 其抗震措施应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。

【例 1.5.8】某地区的设计基本地震加速度为 $0.10g$, 对于此地区丙类建筑的抗震设计, 下列说法中正确的是 ()。

- (A) 按 8 度进行抗震设计, 按 7 度设防采取抗震措施
(B) 按 7 度进行抗震设计 (包括计算和抗震措施)
(C) 按 7 度进行抗震计算, 按 8 度设防采取抗震措施
(D) 按 7 度进行抗震计算, 抗震措施可适当降低

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.2.2 条, 除规范另有规定外, 设计基本地震加速度为 $0.10g$ 的地区, 应按 7 度的要求进行抗震设计。

四、根据“场地类别”对“抗震设防标准”进行调整

1. 场地类别

(1) 场地土是地震波传播的介质

地震导致结构物的破坏大体上有下述三种情况:

1) 结构物在地面运动作用下产生剧烈振动过程中, 因结构强度不足、变形过大、连接

破坏、构件失稳或整体倾覆而破坏。

2) 地震引起的山崩、滑坡、地陷、地面裂缝或错位等地面变形,对其上部结构物构成直接危害。

3) 地震引起的砂土液化、软土震陷等地基失效,对其上部结构物造成破坏。

按照结构物的破坏性质可将上述三种震害分成两类:

1) 振动破坏,即地震作用使结构物产生惯性力,它附加在静荷载之上,最终导致总应力超过材料强度而达到破坏状态。大多数结构的震害属于这一类。此即上述第1)种破坏原因导致结构物的破坏。

2) 地基失效,结构物本身具有足够的抗震能力,在振动作用下本不致破坏,但是由于地基沉陷、失稳等原因导致结构开裂、倾斜(甚至倾倒)、下沉,或者使结构物损坏,或者使结构物不能正常使用。此即上述第2)、3)种破坏原因导致结构物的破坏。

地基失效的原因不外乎地震断裂引起的地表错位、构造性地裂、大面积地震液化和软土震陷、滑移、不均匀地基的差异沉降等,直接研究地基的失效原因即能找出相应对策。

振动破坏是由于结构强度不足、过大变形、连接破坏、构件失稳或整体倾覆而破坏。看似与地基土无关,其实不然。结构物基础之下持力层的土,即所谓“场地土”,在地震作用下,场地土既是结构物的地基(支承上部结构物传来的各种荷载),又是地震波传播的介质,场地土的土层条件将影响地表地震动的大小和特征,即具有放大作用和滤波效应。它在地震期间及震后的表现,直接影响上部结构物的破坏程度。

地震时,地震波是通过地层内的不同介质达到地球表面,并通过建筑物所在的场地对地面建筑物施加影响。建筑物所在区域性的地质和地形地貌特征等对地震的影响是很大的,而局部地质、地形条件的差异,也会在一定的区域内产生不同的地震影响。建筑物所在场地的工程地质条件千差万别,不同场地对地震波的反应也不同,对建筑物的破坏程度的影响也将不同。为了正确地进行建筑物的抗震设计,就必须掌握场地土的特性,尤其是其动力特性。

(2) 场地的地震影响

震害调查表明,不同覆盖层厚度上的建筑物,其震害明显不同。在冲积层最厚的地方,高层建筑破坏较严重,在覆盖层为中等厚度的一般地基上,中等高度的一般房屋破坏比高层建筑严重,在基岩上的各类房屋,破坏普遍较轻。

震害调查还表明,地下水位对建筑物震害也有明显影响。地下水位越高,建筑物震害越重。在不同的地基中,地下水位的影响也有差别,对软弱土层的影响最大,黏性土次之,对卵石、砾石、碎石、角砾石的影响较小。

通过对震害现象的分析。可以发现以下的规律:

1) 在软土地基上,柔性结构容易遭到破坏,刚性结构表现较好;在坚硬地基上,柔性结构表现较好,而刚性结构表现不一,有的表现较差,有的表现较好,常出现矛盾现象。

2) 在坚硬地基上,建筑物的破坏通常是由于结构破坏而产生的;在软弱地基上,则有时是由于结构破坏,有时是由于砂土液化、软土震陷和地基不均匀沉降等造成的地基失效所致。

3) 就地面建筑物总的破坏现象来说,在软弱地基上的破坏比坚硬地基上的破坏要严重。

(3) 场地土的动力特性

浅层土的固有周期，即其自振周期，是场地土的重要动力特征之一，是评价场地总体动力特性的一个指标。多层土的固有周期具有下列特点：

- 1) 硬夹层的存在使多层土的固有周期略为减小，而且随着夹层愈靠近基底，减小愈明显。
- 2) 软夹层的存在使多层土的固有周期增大，其增大的程度与夹层位置有关，夹层愈靠近基底，固有周期增大愈多，最多可增大 $1/3$ 左右。
- 3) 硬表层厚度的变化对固有周期的影响与硬夹层的影响相似，使固有周期有所减小。
- 4) 土层的固有周期与覆盖层厚度具有良好的相关性，土层的固有周期随覆盖层厚度的增大而增加。

(4) 放大作用和滤波作用

图 1.5.1 是地震波由基岩通过场地土传播到地表的示意图。场地土对于从基岩传来的入射波具有放大作用和滤波作用。

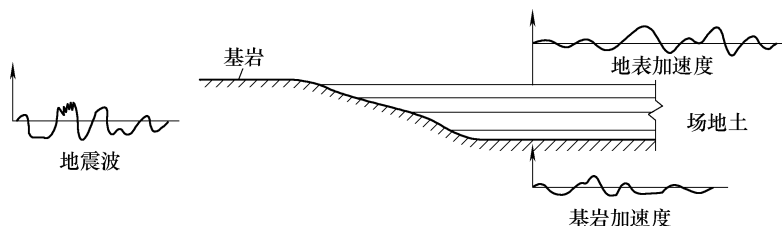


图 1.5.1 地震波由基岩通过场地土传播到地表的示意图

1) 场地土对于从基岩传来的入射波具有放大作用。

从震源传来的地震波是由许多频率不同的谐波分量叠加而成的。地震波中与场地土层固有周期相近的谐波分量被放大，当地震动中主导谐波分量的周期与该地点土层的固有周期一致时，发生类共振现象，使地表面的振幅大大增加，从而使该波引起地表土层的振动最为激烈。

2) 场地土对于从基岩传来的入射波又具有滤波作用。

场地土对于从基岩传来的入射波中与场地土层固有周期不同的谐波分量又具有滤波作用，因此，土质条件对于改变地震波的频率特性具有重要的作用。

由此可见，当基岩入射来的大小和周期不同的波群进入地表土层时，土层会使一些与土层固有周期相一致的某些频率波群放大并通过，而将另一些与土层固有周期不一致的某些频率波群缩小

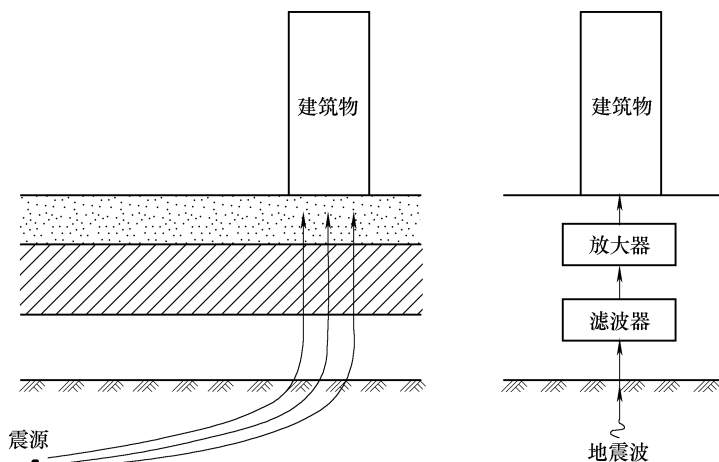


图 1.5.2 场地土的放大和滤波作用

或滤掉（图 1.5.2）。由于表层土的滤波作用，使坚硬场地的地震动以短周期为主，而软弱场地土的地震动则以长周期为主。又由于地表土层的放大作用，使坚硬场地土的地震动加速度幅值在短周期范围内局部增大；同时，使软弱场地土的地震动加速度幅值在长周期范围内局部增大。根据上述建筑场地上建筑物的共振效应，就不难解释为何坚硬场地土自振周期短的刚性建筑物和软弱场地上长周期柔性建筑物的震害均会增大。

综上所述，建筑场地的特性对建筑物的地震反应有很大的影响。为此，《建筑抗震设计规范》将场地的类别划分成 I、II、III、IV 四类，其分类的依据由场地土类型和覆盖层厚度两个要素决定，第三章将作详细讨论。

2. “抗震设防烈度”的调整

在抗震设计中如何考虑场地类别的影响，《建筑抗震设计规范》提出调整“抗震设防烈度”的方法。即在确定“抗震设防标准”时考虑场地的放大作用或滤波效应。考虑场地类别的调整仅适用于“抗震构造措施”。

《建筑抗震设计规范》规定：

3.3.2 建筑场地为 I 类时，对甲、乙类的建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；对丙类的建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施，但抗震设防烈度为 6 度时仍应按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施。

3.3.3 建筑场地为 III、IV 类时，对设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 的地区，除本规范另有规定外，宜分别按抗震设防烈度 8 度（ $0.20g$ ）和 9 度（ $0.40g$ ）时各抗震设防类别建筑的要求采取抗震构造措施。

【例 1.5.9】 某丙类建筑所在场地为 I 类，设防烈度为 6 度，其抗震构造措施应按何项要求处理（ ）。

- (A) 7 度 (B) 5 度
(C) 6 度 (D) 处于不利地段时，7 度

答案：(C)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.3.2 条，建筑场地为 I 类时，对丙类建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施，但抗震设防烈度为 6 度时仍按 6 度的要求采取抗震构造措施。

【例 1.5.10】 某乙类多层建筑所在场地为 I 类，抗震设防烈度为 6 度，确定其抗震构造措施，应按下列何项要求处理？（ ）

- (A) 6 度 (B) 7 度 (C) 8 度 (D) 不能确定

答案：(A)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.3.2 条规定，I 类场地，乙类建筑抗震构造措施可按本地区抗震设防烈度要求处理，即取 6 度。

【例 1.5.11】 某丙类多层建筑所在场地为 I 类，抗震设防烈度为 7 度，确定其抗震构造措施时应按下列何项要求处理？（ ）

- (A) 6 度 (B) 7 度 (C) 8 度 (D) 不能确定

答案：(A)

根据《建筑抗震设计规范》第3.3.2条规定,对丙类建筑抗震构造措施应允许按本地区设防烈度降低1度的要求采取抗震构造措施,即按6度处理。

【例1.5.12】某丙类多层建筑所在场地为Ⅳ类场地,抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度为 $0.15g$,其房屋抗震构造措施应按下列何项要求处理?()

- (A) 6度 (B) 7度 (C) 8度 (D) 9度

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》第3.3.3条规定, $T_g=0.15g$ 时,抗震构造措施按抗震设防烈度8度的要求处理。

五、双重提高的幅度掌握

在Ⅲ、Ⅳ类场地情况下,确定甲、乙类建筑的抗震设防标准时有一个提高了再提高的双重提高问题。如何掌握多重提高的幅度,现用一个算例来进行讨论。

【例1.5.13】Ⅲ类场地乙类建筑的抗震设防标准

条件:已知某框架结构为乙类建筑,总高 $H=23m$,所处地区为Ⅲ类场地,抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度为 $0.15g$ 。

要求:确定抗震构造措施采用的抗震设防标准。

解答:(1)根据《建筑抗震设计规范》第3.3.3条,因场地为Ⅲ类,设计基本地震加速度为 $0.15g$,应按设防烈度8度($0.20g$)考虑抗震构造措施。

(2)根据《建筑工程抗震设防分类标准》第3.0.3条第2款的规定,应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施,属于提高了再提高的情况。

对于多重提高的幅度应根据工程具体情况,合理确定。考虑双重调整的特殊情况,宜综合确定调整的幅度,对7度($0.15g$)可按 $7.5+1=8.5$ 确定,即采取比8度更高的抗震构造措施,表述为 8^+ ,但不一定是9度。

六、“抗震设防标准”调整的汇总

(1)地震作用“抗震设防标准”调整的汇总见表1.5.3。

表1.5.3 地震作用汇总

设防烈度	6($0.05g$)	7($0.10g$)	7($0.15g$)	8($0.20g$)	8($0.30g$)	9($0.40g$)
甲	根据地震安全性评价结果确定					
乙	6($0.05g$)	7($0.10g$)	7($0.15g$)	8($0.20g$)	8($0.30g$)	9($0.40g$)
丙	6($0.05g$)	7($0.10g$)	7($0.15g$)	8($0.20g$)	8($0.30g$)	9($0.40g$)
丁	6($0.05g$)	7($0.10g$)	7($0.15g$)	8($0.20g$)	8($0.30g$)	9($0.40g$)

(2)抗震措施“抗震设防标准”调整的汇总见表1.5.4。

表1.5.4 抗震措施汇总

设防烈度	6($0.05g$)	7($0.10g$)	7($0.15g$)	8($0.20g$)	8($0.30g$)	9($0.40g$)
甲	7	8		9		9^+
乙	7	8		9		9^+
丙	6	7		8		9
丁	6	7^-		8^-		9^-

注: 7^- 表示比7度适当降低的要求, 8^- 表示比8度适当降低的要求;

9^- 表示比9度适当降低的要求, 9^+ 表示比9度更高的要求。

(3) 抗震构造措施“抗震设防标准”调整的汇总见表 1.5.5。

表 1.5.5 抗震构造措施汇总

设防烈度	6 (0.05g)		7 (0.10g)		7 (0.15g)	8 (0.20g)		8 (0.30g)	9 (0.40g)	
场地类别	I	II ~ IV	I	II ~ IV	III、IV	I	II ~ IV	III、IV	I	II ~ IV
甲	6	7	7	8	8 ⁺	8	9	9 ⁺	9	9 ⁺
乙	6	7	7	8	8 ⁺	8	9	9 ⁺	9	9 ⁺
丙	6	6	6	7	8	7	8	9	8	9
丁	6	6	6	6	7	7	7	8	8	8

注：8⁺表示比 8 度更高的要求，9⁺表示比 9 度更高的要求。

【例 1.5.14】 A、B 两幢多层建筑：A 为乙类建筑，位于 6 度地震区，场地为 I 类；B 为丙类建筑，位于 8 度地震区，场地为 I 类，其抗震设计应按下列（ ）进行。

- (A) A 幢建筑不必作抗震计算，按 6 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施；B 幢建筑按 8 度计算，按 8 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施
- (B) A 幢建筑按 6 度计算，按 7 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施；B 幢建筑按 8 度计算，按 8 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施
- (C) A 幢建筑不必作抗震计算，按 6 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施；B 幢建筑按 9 度计算，按 9 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施
- (D) A 幢建筑不必作抗震计算，按 7 度采取抗震措施，按 6 度采取抗震构造措施；B 幢建筑按 8 度计算，按 8 度采取抗震措施，按 7 度采取抗震构造措施

答案：(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.1.2 条“抗震设防烈度为 6 度时，除本规范有具体规定外，对乙、丙、丁类建筑可不进行地震作用计算”。A 幢建筑不必作抗震计算。

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.3 条第 2 款规定，乙类“应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施”，A 幢建筑应按 7 度采取抗震措施。

根据《建筑抗震设计规范》第 3.3.2 条“建筑场地为 I 类时，甲、乙类建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施”。A 幢建筑应按 6 度采取抗震措施。

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.3 条第 1 款规定，丙类“应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用”，B 幢建筑应按 8 度计算，按 8 度采取抗震构造措施。

根据《建筑抗震设计规范》第 3.3.2 条“丙类建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施”。B 幢建筑应按 7 度采取抗震构造措施。

【例 1.5.15】 乙类、丙类高层混凝土建筑应进行抗震设计，其地震作用计算按下列（ ）进行才符合相应规范的规定。

- (A) 6 度时不必计算，7~9 度应按本地区设防烈度计算地震作用
- (B) 按本地区的设防烈度提高一度计算地震作用
- (C) 6 度设防时 I、II 类场地上的建筑不必计算，III、IV 类场地上的建筑及 7~9 度设防的建筑应按本地区的设防烈度计算地震作用
- (D) 所有设防烈度的高层建筑结构均应计算地震作用

答案：(D)

根据《建筑工程抗震设防分类标准》第 3.0.3 条的规定解答。

根据《高规》^①4.3.1 条条文说明可知。

【例 1.5.16】 建筑抗震设防类别 (2009 年)

现有四种不同功能的建筑：①具有外科手术室的乡镇卫生院用房；②营业面积为 10000m² 的人群密集的多层商业建筑；③乡镇小学的学生食堂；④高度超过 100m 的住宅。试问，由上述建筑组成的下列不同组合中，何项的抗震设防类别全部都应不低于重点设防类 (乙类)？

(A) ①②③

(B) ①②③④

(C) ①②④

(D) ②③④

答案：(A)

(1) 根据《建筑工程抗震设防分类标准》4.0.3 条，具有外科手术室或急诊科的乡镇卫生院的医疗用房，抗震设防类别应划为重点设防类。

(2) 根据《建筑工程抗震设防分类标准》6.0.5 条，商业建筑中，人流密集的大型多层商场抗震设防类别应划为重点设防类。

根据 6.0.5 条条文说明，大型商场指一个区段人流 5000 人，换算的建筑面积约 17000m² 或营业面积 7000m² 以上的商业建筑。

(3) 根据《建筑工程抗震设防分类标准》6.0.8 条，工业建筑中，幼儿园、小学、中学的教室用房以及学生宿舍和食堂，抗震设防类别应不低于重点设防类。

(4) 根据《建筑工程抗震设防分类标准》6.0.12 条，居住建筑的抗震设防类别不应低于标准设防类。

综上，故 (A) 正确。

^① 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3—2010 的简称，余同。

第二章 抗震概念设计的基本原则

第一节 场地与地基

《考试大纲》要求：

熟悉概念设计的内容及原则，并能运用于建筑结构的体系选择、结构布置和抗震设计。

以目前对地震的认识水平，要准确预测结构物与地基在未来地震作用下的抗震能力，尚难以做到。因此，应着眼于结构物与地基整体抗震能力的概念设计，再辅以必要的计算分析和构造措施，从根本上消除结构物与地基中的抗震薄弱环节，才有可能使设计出的结构物及所选的地基具有良好的抗震性能和足够的抗震可靠度。

一、选择有利的建造场地

根据目前的研究，影响结构物震害和地震动参数的场地因素很多，其中包括局部地形、地质构造、地基土质等，影响的方式也各不相同。场地条件是决定地震作用的重要因素，选择合适的场地是结构抗震设计中一项十分有效、可靠而经济的抗震措施，应高度重视场地选择的意义。

选择工程结构场址时，应根据工程需要，了解地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料，对抗震有利、一般、不利和危险地段作出综合评价。《建筑抗震设计规范》对此作出如下规定：

3.3.1 选择建筑场地时，应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料，对抗震有利、一般、不利和危险地段作出综合评价。对不利地段，应提出避开要求；当无法避开时应采取有效的措施。对危险地段，严禁建造甲、乙类的建筑，不应建造丙类的建筑。

4.1.1 选择建筑场地时，应按表 4.1.1 划分对建筑抗震有利、一般、不利和危险的地段。

表 4.1.1 有利、一般、不利和危险地段的划分

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

二、选择合适的地基和基础设计

《建筑抗震设计规范》规定：

3.3.4 地基和基础设计应符合下列要求：

- 1 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上。
- 2 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基；当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时，应根据地震时两部分地基基础的沉降差异，在基础、上部结构的相关部位采取相应措施。
- 3 地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应根据地震时地基不均匀沉降和其他不利影响，采取相应的措施。

地震发生时，基础既起着把地面震动传递给工程结构的作用，又起着把建筑物受到的地震作用传递到地基上的作用。基础底面最好处于同一标高，同一结构单元的基础设置在性质截然不同的地基上易因地面运动传递的差异而造成震害。

同样，同一结构单元不宜部分采用天然地基，部分采用桩基。对于主楼和裙房合建不分缝的高层建筑，因裙房的长期最大沉降一般很小，故当主楼采用桩基时，可允许裙房采用天然地基，但需仔细分析不同地基在地震作用下变形的差异及上部结构地震反应的差异并采取相应措施（如：可在天然地基部分补稀桩过渡）。

地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应估计地震时地基不均匀沉降或其他不利影响，并采取相应措施，如增设圈梁等。

【例 2.1.1】 选择建筑场地时，下列对建筑抗震不利的地段是何项？

- (A) 地震时可能发生滑坡的地段 (B) 地震时可能发生崩塌的地段
(C) 地震时可能发生地裂的地段 (D) 断层破碎带地段

答案：(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.1 条作答。

【例 2.1.2】 在地震区选择建筑场地时，下列哪一项要求是合理的？

- (A) 不应在地震时可能发生地裂的地段建造丙类建筑
(B) 场地内存在发震断裂时，应坚决避开
(C) 不应在液化土上建造乙类建筑
(D) 甲类建筑应建造在坚硬土上

答案：(A)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.1 条表 4.1.1 规定，地震时可能发生地裂的地段属于危险地段，应避免选作建筑场地。

【例 2.1.3】 对抗震要求属于危险地段的是下列中哪种地质类型？

- (A) 软弱土、液化土 (B) 河岸、不均匀土层
(C) 可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂 (D) 湿陷性黄土

答案：(C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.1 条表 4.1.1 规定作答。

【例 2.1.4】 选择建筑场地时，下列哪一类地段是对建筑抗震危险的地段？

(A) 液化土

(B) 高耸孤立的山丘

(C) 古河道

(D) 地震时可能发生地裂的地段

答案: (D)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.1条表4.1.1规定,危险地段是指地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表错位的部位。

第二节 建筑形体的规则性

《考试大纲》要求:

熟悉概念设计的内容及原则,并能运用于建筑结构的体系选择、结构布置和抗震设计。

一、抗震设计中的建筑形体和结构布置

《建筑抗震设计规范》规定:

3.4.1 建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性。

注:形体指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化。

《建筑抗震设计规范》的“条文说明”指出:

3.4.1 合理的建筑形体和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,随着结构类型的不同而异,需要建筑师和结构工程师互相配合,才能设计出抗震性能良好的建筑。

二、平面布置

(一) “试题”回顾

【试题2.2.1】(1998年)

一等高框架-剪力墙高层结构,8度抗震设防,其建筑平面如图2.2.1所示。试指出平面图中拟设的四条抗震缝①、②、③、④中,哪条是正确的?

(A) ① (B) ②

(C) ③ (D) ④

【试题2.2.2】(2004年)

拟建于8度区Ⅱ类场地上的高度为55m的框剪结构,其平面布置有四个方案,各平面示意如图2.2.2所示(长度单位:m);该建筑竖向体型无变化。试

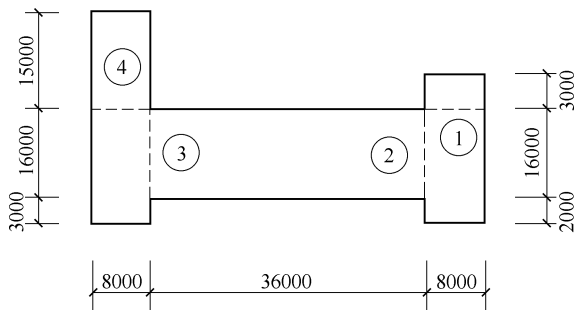
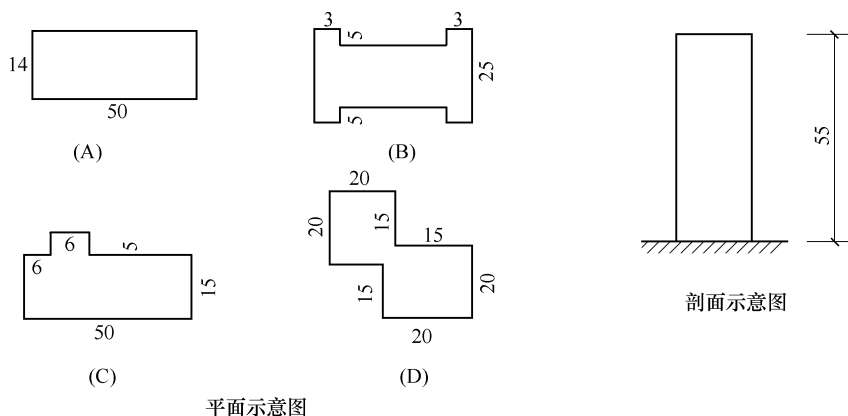


图 2.2.1

问, 如果仅从结构布置方面考虑, 其中哪一个方案相对比较合理?



图中长度单位: m

图 2.2.2

【试题 2.2.3】(2008 年)

某六层现浇钢筋混凝土框架结构, 平面布置如图 2.2.3 所示, 其抗震设防烈度为 8 度, II 类建筑场地, 抗震设防类别为丙类, 梁、柱混凝土强度等级均为 C30, 基础顶面至一层楼盖顶面的高度为 5.2m, 其余各层层高均为 3.2m。

各楼层 Y 方向的地震剪力 V_i 与层间平均位移 Δu_i 之比 ($K_i = V_i / \Delta u_i$) 见表 2.2.1。试问, 下列关于结构规则性的判断, 其中何项正确?

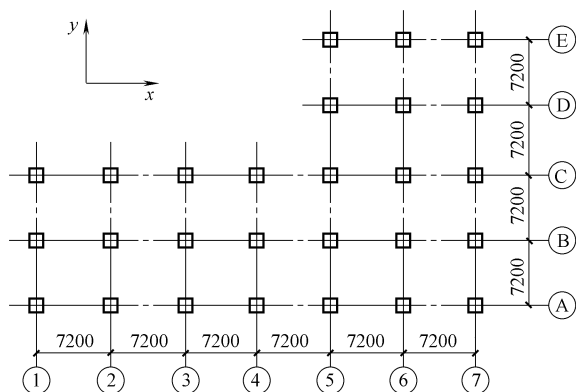


图 2.2.3

(A) 平面规则, 竖向不规则

(B) 平面不规则, 竖向不规则

(C) 平面不规则, 竖向规则

(D) 平面规则, 竖向规则

表 2.2.1

楼层号	1	2	3	4	5	6
$K_i = V_i / \Delta u_i / (\text{N/mm})$	6.39×10^5	9.16×10^5	8.02×10^5	8.01×10^5	8.11×10^5	7.77×10^5

【试题 2.2.4】(2008 年)

某 12 层现浇框架-剪力墙结构, 抗震设防烈度 8 度, 丙类建筑, 设计地震分组为第一组, II 类建筑场地, 建筑物平、立面如图 2.2.4 所示, 非承重墙采用非黏土类砖墙。

由于结构布置不同, 形成四个不同的结构抗震方案。水平地震作用分析时, 四种方案中与限制结构扭转效应有关的主要数据见表 2.2.2, 其中 T_1 为以结构扭转为主的第一自振周期, T_1 为以平动为主的第一自振周期, u_1 为最不利楼层竖向构件的最大水平位移, u_2 为相应于 u_1 的楼层水平位移平均值。试问, 在抗震设计中, 如果仅从限制结构的扭转效应方面考虑, 表 2.2.2 中哪一种方案对抗震最为有利?

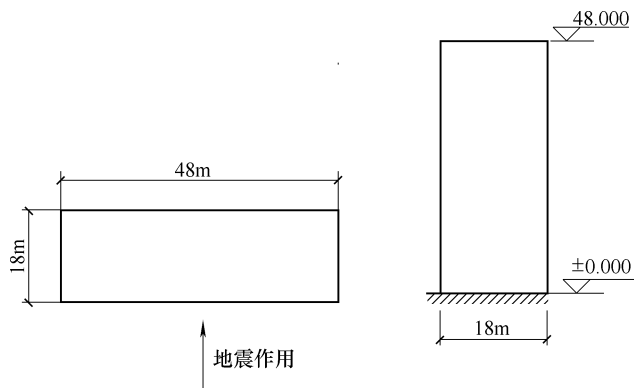


图 2.2.4

表 2.2.2

	T_1/s	T_1/s	u_1/mm	u_2/mm
方案 A	0.6	0.8	32	20
方案 B	0.8	0.7	30	26
方案 C	0.6	0.7	35	30
方案 D	0.7	0.6	30	28

(A) 方案 A (B) 方案 B (C) 方案 C (D) 方案 D

『试题 2.2.5』(2009 年)

某六层办公楼，采用现浇钢筋混凝土框架结构，抗震等级为二级，其中梁、柱混凝土强度等级均为 C30。

各楼层在地震作用下的弹性层间位移见表 2.2.3。试问，下列关于该结构扭转规则性的判断，其中何项正确？

表 2.2.3

计算层	X 方向层间位移值		Y 方向层间位移值	
	最大/mm	两端平均/mm	最大/mm	两端平均/mm
1	5.0	4.8	5.45	4.0
2	4.5	4.1	5.53	4.15
3	2.2	2.0	3.10	2.38
4	1.9	1.75	3.10	2.38
5	2.0	1.8	3.25	2.4
6	1.7	1.55	3.0	2.1

(A) 不属于扭转不规则结构 (B) 属于扭转不规则结构
(C) 仅 X 方向属于扭转不规则结构 (D) 无法对结构规则性进行判断

『试题 2.2.6』、『试题 2.2.7』(2012 年一级)

某五层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构，柱网尺寸为 9m×9m，各层层高均为 4.5m，位于 8 度 (0.3g) 抗震设防地区，设计地震分组为第二组，场地类别为Ⅲ类，建筑抗震设

防类别为丙类。已知各楼层的重力荷载代表值均为 18000kN。

【试题 2.2.6】求规定的水平力

假设，用 CQC 法计算，作用在各楼层的最大水平地震作用标准值 F_i (kN) 和水平地震作用的各楼层剪力标准值 V_i (kN) 见表 2.2.4 所示。试问，计算结构扭转位移比对其平面规则性进行判断时，采用的二层顶楼面的“给定水平力 F'_2 (kN)”与下列何项数值最为接近？

表 2.2.4

楼层	一	二	三	四	五
F_i/kN	702	1140	1440	1824	2385
V_i/kN	6552	6150	5370	4140	2385

- (A) 300 (B) 780 (C) 1140 (D) 1220

【试题 2.2.7】判断规则性

假设，用软件计算的多遇地震作用下的部分计算结果如下所示：

- I. 最大弹性层间位移 $\Delta u = 5\text{mm}$ ；
II. 水平地震作用下底部剪力标准值 $V_{\text{Ek}} = 3000\text{kN}$ ；
III. 在规定水平力作用下，楼层最大弹性位移为该楼层两端弹性水平位移平均值的 1.35 倍。

试问，针对上述计算结果是否符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 有关要求的判断，下列何项正确？

- (A) I、II 符合，III 不符合
(B) I、III 符合，II 不符合
(C) II、III 符合，I 不符合
(D) I、II、III 均符合

【试题 2.2.8】扭转位移比控制 (2013 年一级)

某 20 层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙办公楼，某层层高 3.5m，楼板自外围竖向构件外挑。多遇水平地震标准值作用下，楼层平面位移如图 2.2.5 所示。该层层间位移采用各振型位移的 CQC 组合值，如表 2.2.5 所示，整体分析时采用刚性楼盖假定，在阵型组合后的楼层地震剪力换算的水平力作用下楼层层间位移如表 2.2.5 所示。试问，该楼层扭转位移比控制验算时，其扭转位移比应取下列何项数值？

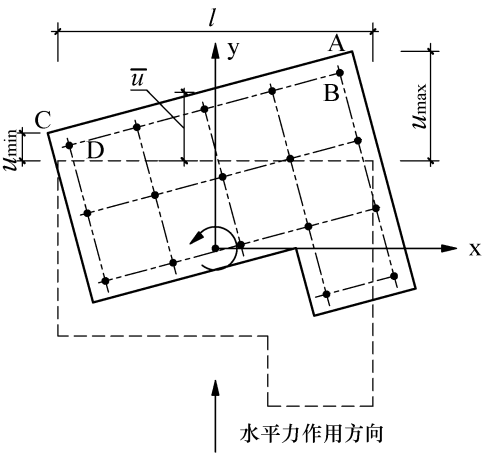


图 2.2.5

表 2.2.5a

	Δu_A /mm	Δu_B /mm	Δu_C /mm	Δu_D /mm	Δu_E /mm
不考虑偶然偏心	2.9	2.7	2.2	2.1	2.40
考虑偶然偏心	3.5	3.3	2.0	1.8	2.5
考虑双向地震作用	3.8	3.6	2.1	2.0	2.7

表 2.2.5b

	Δu_A /mm	Δu_B /mm	Δu_C /mm	Δu_D /mm	Δu_E /mm
不考虑偶然偏心	3.0	2.8	2.3	2.2	2.5
考虑偶然偏心	3.5	3.4	2.0	1.9	2.5
考虑双向地震作用	4.0	3.8	2.2	2.0	2.8

注： Δu_A —同一侧楼层角点（挑板）处最大层间位移； Δu_B —同一侧楼层角点处竖向构件最大层间位移； Δu_C —同一侧楼层角点（挑板）处最小层间位移； Δu_D —同一侧楼层角点处竖向构件最小层间位移； Δu_E —楼层所有竖向构件平均层间位移。

- (A) 1.25
- (B) 1.28
- (C) 1.31
- (D) 1.36

(二) 平面布置宜规则、对称

《建筑抗震设计规范》规定：

3.4.2 建筑设计应重视其平面的规则性对抗震性能及经济合理性的影响，宜择优选用规则的形体，其抗侧力构件的平面布置宜规则对称。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.4.1 在高层建筑的一个独立结构单元内，结构平面形状宜简单、规则，质量、刚度和承载力分布宜均匀。不应采用严重不规则的平面布置。

3.4.2 高层建筑宜选用风作用效应较小的平面形状。

3.4.3 抗震设计的混凝土高层建筑，其平面布置应符合下列规定：

- 1 平面宜简单、规则、对称，减少偏心。

一般来说地震作用的垂直分量较小，只有水平分量的 1/3 ~ 2/3，在很多情况下（如 6 ~ 8 度区）可主要考虑水平地震作用的影响，相应地，抗震结构的总体布置主要是抵抗水平力的抗侧力结构（框架、抗震墙、支撑、筒体等）的布置。结构的总体布置是影响建筑物抗震性能的关键问题。结构的平面布置必须有利于抵抗水平力和竖向荷载，受力明确，传力直接，建筑物的各结构单元的平面形状和抗侧力结构的分布应当力求简单规则，均匀对称，减少扭转的影响（图 2.2.6）。

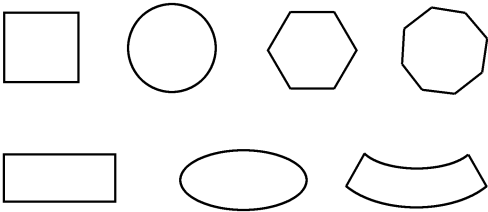


图 2.2.6 简单的规则平面

地震区的建筑，平面形状以正方形、矩形、圆形为好，正多边形、椭圆形也是较好的平面形状。但是在实际工程中，由于建筑用地、城市规划、建筑艺术和使用功能等多方面要求，建筑物不可能都设计成正方形、圆形，必然会出现 L 形、T 形、U 形、H 形等各种各样的平面形状。对于非方形、非圆形的建筑平面，也不一定就是不规则的建筑，这就有一个如何认定平面规则建筑的问题。

(三) 平面不规则

《建筑抗震设计规范》对平面规则与不规则的区分，规定了一些定量的参考界限。这些

指标是概念设计的参考性数值而不是严格的数值，使用时需要综合判断。

《建筑抗震设计规范》规定：

3.4.3 建筑形体及其构件布置的平面、竖向不规则性，应按下列要求划分：

1 混凝土房屋、钢结构房屋和钢-混凝土组合结构房屋存在表 3.4.3-1 所列举的某项平面不规则类型时，应属于不规则的建筑：

表 3.4.3-1 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
扭转不规则	在规定的水平力作用下，楼层的最大弹性水平位移或（层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（或层间位移）平均值的 1.2 倍
凹凸不规则	平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层

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

这里把平面不规则分成三类，下面将《建筑抗震设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》的相应规定综合起来对这三种“平面不规则”进行讨论。

1. 扭转不规则

地震作用是由于地面运动引起的结构反应而产生的惯性力，其作用点在结构的质量中心点，如果结构中各抗侧力结构抵抗水平力的合力点（即结构的刚心）与结构的重心重合，则结构在地面平动作用下，不会激起扭转振动。对称结构在单向水平地震动下，仅发生平移振动，各层构件的侧移量相等，水平地震力应按刚度分配，受力比较均匀。

进行结构方案平面布置时，应使结构抗侧力体系对称布置，以避免扭转。在规则平面中，如果结构刚度的分布不对称，仍然会产生扭转。因此在结构布置中，应特别注意具有很大侧向刚度的钢筋混凝土墙体和钢筋混凝土芯筒的位置，力求在平面上对称，不宜偏置在建筑物的一边，也不宜将钢筋混凝土竖筒凸出建筑主体之外，如图 2.2.7 所示。

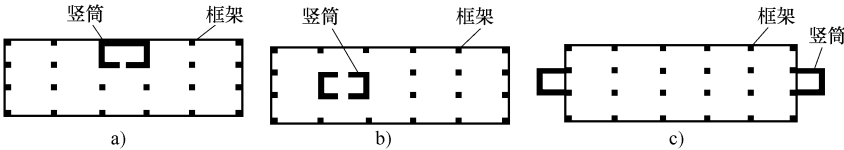


图 2.2.7 不利于抗震的结构布置

非对称结构由于质量中心与刚度中心不重合，即使在单向水平地震动下也会激起扭转振动，产生平移扭转耦联振动。由于扭转振动的影响，远离刚度中心的构件侧移量明显增大，所分担的水平地震剪力也显著增大，很容易出现因超出允许抗力和变形极限而发生严重破坏，甚至导致整体结构因一侧构件失效而倒塌。为了把扭转效应降低到最低程度，应尽可能减小结构质量中心与刚度中心的距离。

对于抗震建筑，即使结构布置是对称的，建筑的质量分布也很难做到均匀分布，质心和

刚心的偏离在所难免,更何况地面运动不仅仅是平动,还常伴有转动分量,地震时结构出现扭转振动是可能的。所以,在结构布置时除了要求各向对称外,还希望能够具有较大的抗扭刚度,因此,侧移刚度大的抗震墙最好能沿建筑外墙的周边布置,以提高结构的整体抗扭刚度。同时应特别注意具有很大抗推刚度的钢筋混凝土墙体和钢筋混凝土芯筒位置,力求在平面上要居中和对称。此外,抗震墙宜沿房屋周边布置,以使结构具有较大的抗扭刚度和较大的抗倾覆能力。同一楼层的抗侧力构件,宜具有大致相同的刚度、承载力和延性,截面尺寸不宜相差过大,以保证各构件能够共同受力,避免在地震中因受力悬殊而被“各个击破”。历次地震中都曾发生过这样的震例。

(1) “扭转位移比”和“扭平周期比”

扭转不规则的判断有两个指标:“扭转位移比”和“扭平周期比”。

1) 扭转位移比 $\delta_2/\bar{\delta}$ 。扭转位移比的定义见图 2.2.8, 其中 δ_1 为楼层弹性水平位移(或层间位移)的最小值, δ_2 为楼层弹性水平位移(或层间位移)的最大值, $\bar{\delta}$ 为楼层两端弹性水平位移(或层间位移)的平均值, 采用刚性楼板假定时 $\bar{\delta} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$, 扭转位移比 $\mu = \delta_2/\bar{\delta}$ 。

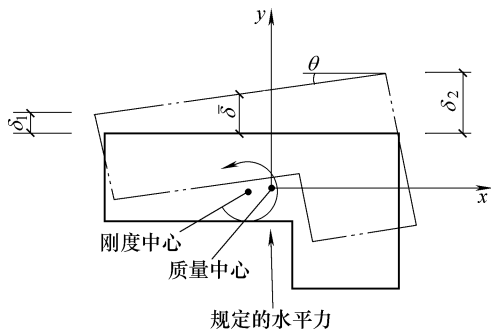


图 2.2.8

扭转位移比包含下列两项内容:

①楼层竖向构件的最大水平位移与平均水平位移之比。

②楼层竖向构件的最大层间位移与平均层间位移之比。

楼层弹性水平位移(或层间位移)的计算假定是:

①刚性楼板假定。

②采用规定的水平力计算。

③考虑偶然偏心的影响及扭转耦联地震效应。

“规定的水平地震力”的内涵在《高层建筑混凝土结构技术规程》第 3.4.5 条的“条文说明”中有讲述,现摘录如下:

“规定水平地震力”一般可采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力,并考虑偶然偏心。水平作用力的换算原则:每一楼面处的水平作用力取该楼面上、下两个楼层的地震剪力差的绝对值;连体下一层各塔楼的水平作用力,可由总水平作用力按该层各塔楼的地震剪力大小进行分配计算。结构楼层位移和层间位移控制值验算时,仍采用 CQC 的效应组合。

2) 扭转周期与平动周期之比 T_t/T_1

扭转周期比是指以结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与以平动为主的第一自振周期 T_1 之比。有些结构一般情况下扭转位移量值很小,不一定有扭转问题。如完全对称的、且抗侧刚度集中在平面中部的框架-核心筒结构,这类结构一旦遭受意外的扭转作用,将会导致较大的扭转破坏,结构设计中应尽量避免。故要判断结构的抗扭能力大小,要求结构的抗扭能力

不能太弱。结构扭转周期过大,说明该结构的抗扭能力弱,控制结构扭转周期和平动周期的比值,其目的就是控制结构的抗扭能力。对自振周期以扭转为主及以平动为主的具体判别方法规范未予明确。而限制结构扭转周期和平动周期的比值在《高层建筑混凝土结构技术规程》第3.4.5条中作了具体规定:

A级高度高层建筑 T_t/T_1 应 ≤ 0.9 ;

B级高度高层建筑、混合结构高层建筑及复杂高层建筑 T_t/T_1 , 应 ≤ 0.85 。

(2) 划分扭转不规则的界限

1) 《建筑抗震设计规范》的规定。《建筑抗震设计规范》第3.4.3条表3.4.3-1规定了划分扭转不规则的界限,现摘录如下:

表 3.4.3-1 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
扭转不规则	在规定的水平力作用下,楼层的最大弹性水平位移(或层间位移),大于该楼层两端弹性水平位移(或层间位移)平均值的1.2倍

《建筑抗震设计规范》3.4.3条的“条文说明”图3.4.3-1给出了扭转不规则的典型示例以便于理解。

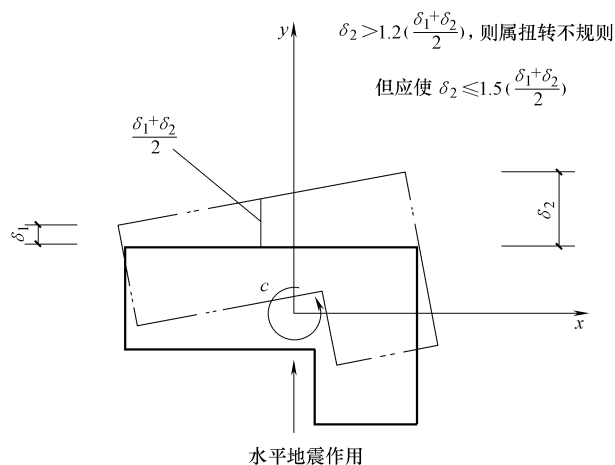


图 3.4.3-1 建筑结构平面的扭转不规则示例

《建筑抗震设计规范》3.4.4条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.4.4 建筑形体及其构件布置不规则时,应按下列要求进行地震作用计算和内力调整,并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施:

1 平面不规则而竖向规则的建筑,应采用空间结构计算模型,并应符合下列要求:

1) 扭转不规则时,应计入扭转影响,且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的1.5倍,当最大层间位移远小于规范限值时,可适当放宽。

2) 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定。《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.6 条规定了划分不规则的界限。该条讲述了三个问题：

- ① “扭转位移比”的控制值。
- ② “扭转周期与平动周期之比 T_t/T_1 ”的控制值。
- ③ “当最大层间位移远小于规范限值时，可适当放宽”；究竟应如何把握，在注中作了交代。

3.4.5 结构平面布置应减少扭转的影响。在考虑偶然偏心影响的规定水平地震作用下，楼层竖向构件最大的水平位移和层间位移，A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度高层建筑、超过 A 级高度的混合结构及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比，A 级高度高层建筑不应大于 0.9，B 级高度高层建筑、超过 A 级高度的混合结构及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不应大于 0.85。

注：当楼层的最大层间位移角不大于本规程第 3.7.3 条规定的限值的 40% 时，该楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移与该楼层平均值的比值可适当放宽，但不应大于 1.6。

2. 凹凸不规则

(1) 《建筑抗震设计规范》的规定

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条表 3.4.3-1 规定了划分凹凸不规则的界限，现摘录如下：

表 3.4.3-1 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
凹凸不规则	平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条的“条文说明”中图 3.4.3-2 给出了凹凸不规则的典型示例以便于读者理解。

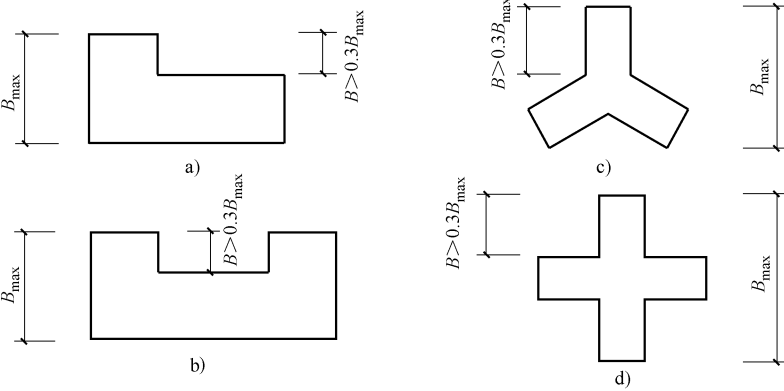


图 3.4.3-2 建筑结构平面的凸角或凹角不规则示例

《建筑抗震设计规范》3.4.4 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.4.4 建筑形体及其构件布置不规则时，应按下列要求进行地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施：

- 1 平面不规则而竖向规则的建筑，应采用空间结构计算模型，并应符合下列要求：
- 2) 凹凸不规则时，应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型；高烈度或不规则程度较大时，宜计入楼板局部变形的影响。
- 3) 平面不对称且凹凸不规则，可根据实际情况分块计算扭转位移比，对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数。

(2) 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.3 条规定了划分不规则的界限。

3.4.3 抗震设计的混凝土高层建筑，其平面布置宜符合下列规定：

- 2 平面长度不宜过长（图 3.4.3）， L/B 宜符合表 3.4.3 的要求。

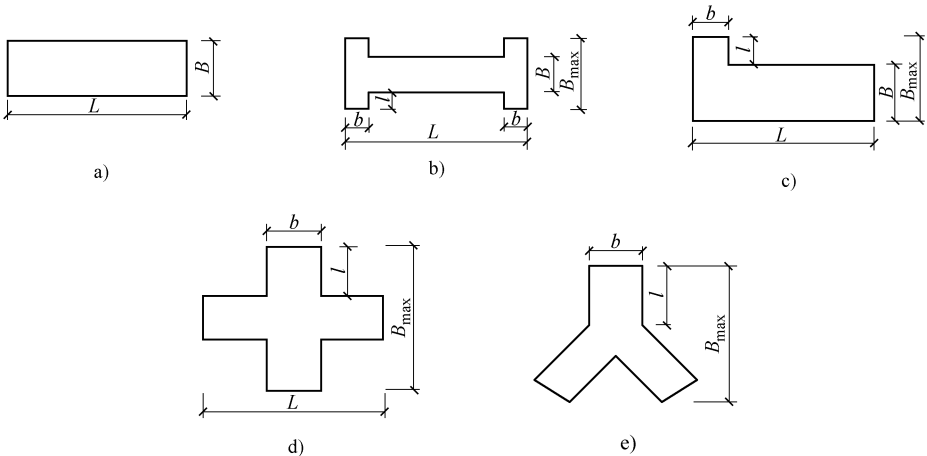


图 3.4.3 建筑平面示意

表 3.4.3 平面尺寸及凸出部位尺寸的比值限值

设防烈度	L/B	l/B_{\max}	l/b
6 度、7 度	≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0
8 度、9 度	≤ 5.0	≤ 0.30	≤ 1.5

3 平面凸出部分的长度 l 不宜过大、宽度 b 不宜过小（图 3.4.3）， l/B_{\max} 、 l/b 宜符合表 3.4.3 的要求。

- 4 建筑平面不宜采用角部重叠或细腰形平面布置。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.3 的“条文说明”讲述了有关的机理。

3.4.3 平面过于狭长的建筑物在地震时由于两端地震波输入有位相差而容易产生不规则振动，产生较大的震害，表 3.4.3 给出了 L/B 的最大限值。在实际工程中， L/B 在 6 度、7 度抗震设计时最好不超过 4；在 8 度、9 度抗震设计时最好不超过 3。

平面有较长的外伸时，外伸段容易产生局部振动而引发凹角处应力集中和破坏，外伸部分 l/b 的限值在表 3.4.3 中已列出，但在实际工程设计中最好控制 l/b 不大于 1。

角部重叠和细腰形的平面图形（图 1），在中央部位形成狭窄部分，在地震中容易产生震害，尤其在凹角部位，因为应力集中容易使楼板开裂、破坏，所以不宜采用。如采用，这些部位应采取加大楼板厚度、增加板内配筋、设置集中配筋的边梁、配置 45° 斜向钢筋等方法予以加强。

需要说明的是，表 3.4.3 中，三项尺寸的比例关系是独立的规定，一般不具有关联性。

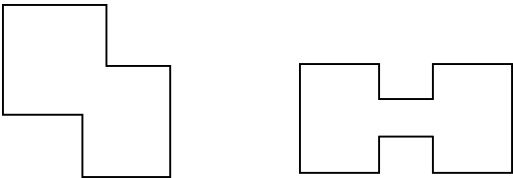


图 1 角部重叠和细腰形平面示意

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.7 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.4.7 卅字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼板有较大削弱时，应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施，必要时可在外伸段凹槽处设置连接梁或连接板。

3. 楼板局部不连续

（1）《建筑抗震设计规范》的规定

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条中表 3.4.3-1 规定了划分不规则的界限，现摘录如下。

表 3.4.3-1 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层

表中所述“有效楼板宽度”与“楼板典型宽度”均是从楼板传递水平地震作用的角度来度量的，具体情况如图 2.2.9 所示。“有效楼板宽度”是指所考察位置实际能传递水平地

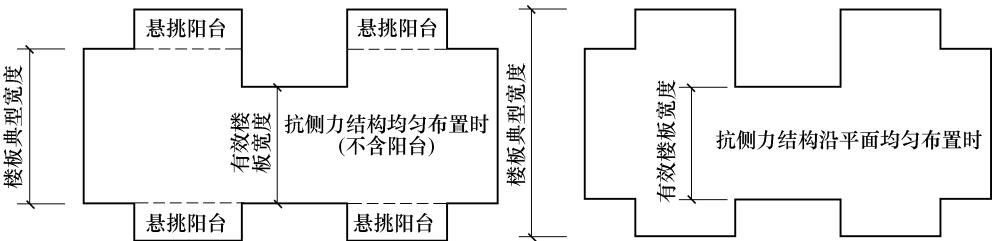


图 2.2.9

震作用的楼板宽度，即扣除相关洞口后实际存在的楼板宽度。“楼板典型宽度”指楼层的楼板代表性宽度，是楼板面积占大多数区域的楼板宽度。

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条的“条文说明”中图 3.4.3-3 给出了楼板局部不连续的典型示例，特摘录如下以便读者理解。

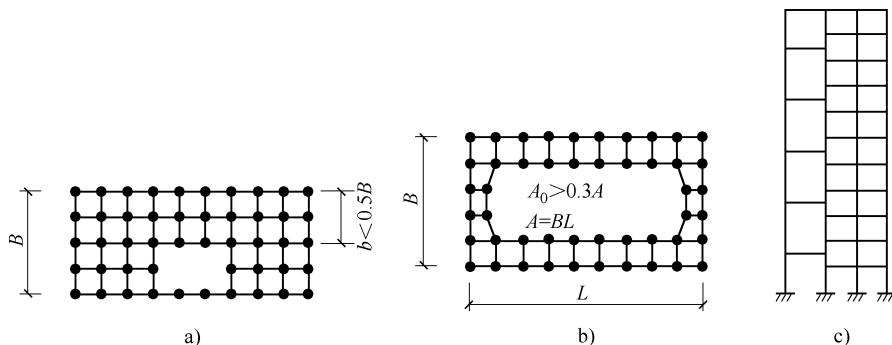


图 3.4.3-3 建筑结构平面的局部不连续示例（大开洞及错层）

《建筑抗震设计规范》3.4.4 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.4.4 建筑形体及其构件布置不规则时，应按下列要求进行地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施：

- 1 平面不规则而竖向规则的建筑，应采用空间结构计算模型，并应符合下列要求：
- 2) 凹凸不规则或楼板局部不连续时，应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型；高烈度或不规则程度较大时，宜计入楼板局部变形的影响。
- 3) 平面不对称且局部不连续，可根据实际情况分块计算扭转位移比，对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数。

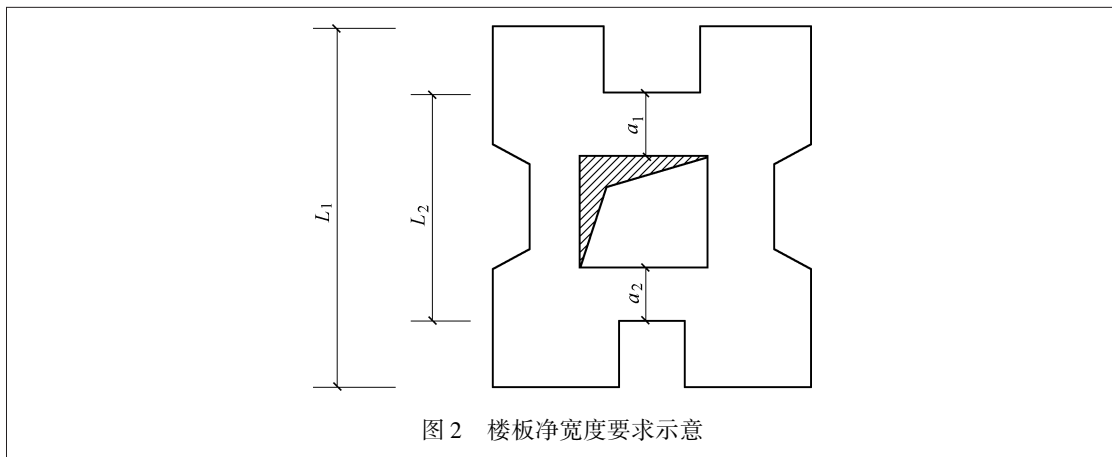
(2) 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.6 条规定了划分不规则的界限。

3.4.6 当楼板平面比较狭长、有较大的凹入或开洞时，应在设计中考虑其对结构产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于该层楼面宽度的 50%；楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的 30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不宜小于 5m，且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于 2m。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.6 的“条文说明”讲述了有关的机理。

楼板有较大凹入或开有大面积洞口后，被凹口或洞口划分开的各部分之间的连接较为薄弱，在地震中容易相对振动而使削弱部位产生震害，因此对凹口或洞口的大小应加以限制。设计中应同时满足本条规定的各项要求。以图 2 所示平面为例， L_2 不宜小于 $0.5L_1$ ， a_1 与 a_2 之和不小于 $0.5L_2$ 且不宜小于 5m， a_1 和 a_2 均不应小于 2m，开洞面积不宜大于楼面面积的 30%。



《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.8 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.4.8 楼板开大洞削弱后，宜采取下列措施：

- 1 加厚洞口附近楼板，提高楼板的配筋率，采用双层双向配筋。
- 2 洞口边缘设置边梁、暗梁。
- 3 在楼板洞口角部集中配置斜向钢筋。

4. 算例

【例 2.2.1】结构的平面布置

条件：拟建于 8 度区、Ⅱ类场地上的高度为 71m 的框-剪结构，其平面布置有四个方案。各平面示意如图 2.2.10 所示（长度单位：m），该建筑竖向体型无变化。

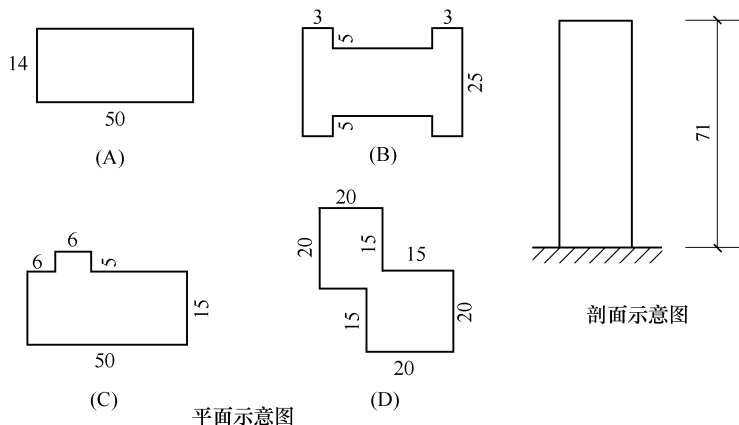


图 2.2.10

要求：仅从结构布置方面考虑，比较各方案的合理性。

答案：根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.3.2 条的规定，方案 A： $H/B = 71/14 = 5.0725$ ，不可。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.3.2 条的规定，对于

方案 A： $L/B = 50/14 = 3.57 < 5.0$ ，可以。

方案 B： $l/b = 5/3 = 1.67 > 1.5$ ，不可。

方案 C： $L/B = 50/15 = 3.33 < 5.0$ ， $H/B = 71/15 = 4.73 < 5$ ，可以。

$l/B_{\max} = 5/20 = 0.25 < 0.3$ ，可以。

$l/b = 5/6 = 0.83 < 1.5$ ，可以。

方案 D：细腰形不可以。

【例 2.2.2】某六层办公楼，采用现浇钢筋混凝土框架结构，抗震等级为二级，其中梁、柱混凝土强度等级均为 C30。各楼层在地震作用下的弹性层间位移见表 2.2.6。试问，下列关于该结构扭转规则性的判断，其中何项正确？

表 2.2.6

计算层	X 方向层间位移值		Y 方向层间位移值	
	最大/mm	两端平均/mm	最大/mm	两端平均/mm
1	5.0	4.8	5.45	4.0
2	4.5	4.1	5.53	4.15
3	2.2	2.0	3.10	2.38
4	1.9	1.75	3.10	2.38
5	2.0	1.8	3.25	2.4
6	1.7	1.55	3.0	2.1

(A) 不属于扭转不规则结构

(B) 属于扭转不规则结构

(C) 仅 X 方向属于扭转不规则结构

(D) 无法对结构规则性进行判断

答案：(B)

解答：X 方向：最大位移/平均位移，均小于 1.2。

Y 方向：1~6 层最大位移/平均位移，分别为：1.36、1.33、1.3、1.3、1.35、1.43，均大于 1.20。

根据《建筑抗震设计规范》表 3.4.3-1，最大位移与平均位移之比大于 1.2，属于扭转不规则结构。

【例 2.2.3】某 12 层现浇框架-剪力墙结构，抗震设防烈度 8 度，丙类建筑，设计地震分组为第一组，Ⅱ类建筑场地，建筑物平、立面如图 2.2.11 所示，非承重墙采用非黏土类砖墙。

由于结构布置不同，形成四个不同的结构抗震方案。水平地震作用分析时，四种方案中与限制结构扭转效应有关的主要数据见表 2.2.7，其中

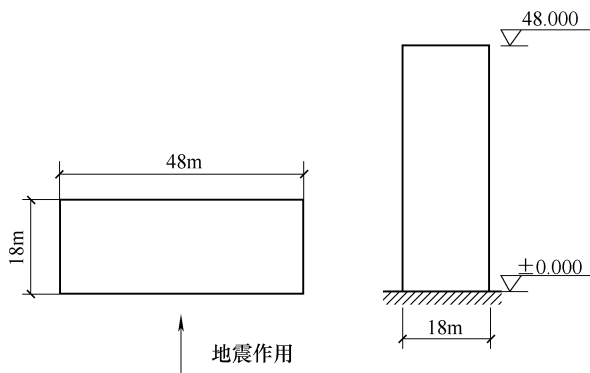


图 2.2.11

T_1 为以结构扭转为主的第一自振周期， T_2 为以平动为主的第一自振周期， u_1 为最不利楼层竖向构件的最大水平位移， u_2 为相应于 u_1 的楼层水平位移的平均值。

表 2.2.7

	T_1/s	T_1/s	u_1/mm	u_2/mm
方案 A	0.6	0.8	32	20
方案 B	0.8	0.7	30	26
方案 C	0.6	0.7	35	30
方案 D	0.7	0.6	30	28

试问,在抗震设计中,如果仅从限制结构的扭转效应方面考虑,下列哪一种方案对抗震最为有利?

- (A) 方案 A (B) 方案 B (C) 方案 C (D) 方案 D

答案: (C)

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.5 条及条文说明,应满足下列条件:

$$\frac{u_1}{u_2} \leq 1.2; \frac{T_1}{T_2} \leq 0.9$$

方案 B、D: $\frac{T_1}{T_2} > 0.9$, 不合理。

方案 A: $\frac{u_1}{u_2} = \frac{32}{20} = 1.6 > 1.2$, 不合理。

方案 C: $\frac{T_1}{T_2} = \frac{0.6}{0.7} = 0.86 < 0.9$, $\frac{u_1}{u_2} = \frac{35}{30} = 1.17 < 1.2$, 合理。

【例 2.2.4】 结构布置中的抗扭刚度

条件:若楼板在自身平面内的刚度为无限大,在剪力墙面积及长度相同的条件下,如图 2.2.12 所示。

要求:选择抗扭刚度最大的。

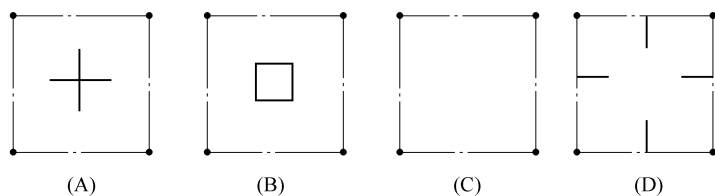


图 2.2.12

答案:剪力墙“周边均匀、对称”布置时,抗扭刚度最大。因此 (C) 的抗扭刚度最大。

【例 2.2.5】 根据《建筑抗震设计规范》中图 2.2.13 所示的结构平面,当尺寸 b 、 B 符合下列 () 时属于平面不规则。

- (A) $b \leq 0.25B$ (B) $b > 0.3B$
(C) $b \leq 0.3B$ (D) $b > 0.25B$

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条解答。

【例 2.2.6】 题干见《试题 2.2.6》(2012 年一级)

答案: (B)

根据《抗规》^①第 3.4.3 条的条文说明,在进行结构规则性判断时,计算扭转位移比所用的“给定水平力”采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力,因此,作用在二层的“给定水平力 F'_2 ”为: $F'_2 = 6150 - 5370 = 780\text{kN}$

【例 2.2.7】 题干见《试题 2.2.7》(2012 一级)

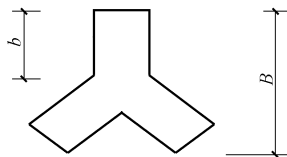


图 2.2.13

^① GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》的简称,余同。

答案: (B)

I. $\frac{5}{4500} = \frac{1}{900} < \frac{1}{800}$, 符合《抗规》第 5.5.1 条的要求。

II. 重力荷载代表值 $G = 5 \times 18000 = 90000\text{kN}$

根据《抗规》第 5.2.5 条, $\frac{3000}{90000} = 0.033 < \lambda_{\min} = 0.048$, 不符合规范要求。

III. 根据《抗规》第 3.4.3 条及 3.4.4 条, 位移比不宜大于 1.5, 当介于 1.2~1.5 之间时, 属于一般不规则项, 应采用空间结构计算模型进行分析计算, 但不属于“不符合规范要求”。

【例 2.2.8】(2014 年一级, 原题为连锁题中一道子题)

某 A 级高度现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构办公楼, 各楼层层高 4.0m, 质量和刚度分布明显不对称, 相邻振型的周期比大于 0.85。采用振型分解反应谱法进行多遇地震作用下结构弹性位移分析, 由计算得知, 在水平地震作用下, 某楼层竖向构件层间最大水平位移 Δ_u 如下表所示。

情 况	Δ_u/mm	情 况	Δ_u/mm
弹性楼板假定、不考虑偶然偏心	2.2	弹性楼板假定、考虑偶然偏心	2.4
刚性楼板假定、不考虑偶然偏心	2.0	刚性楼板假定、考虑偶然偏心	2.3

试问, 该楼层符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010 要求的扭转位移比最大值为下列何项数值?

(A) 1.2 (B) 1.4 (C) 1.5 (D) 1.6

答案: (D)

根据《高规》3.4.5 条注: 当楼层的最大层间位移角不大于本规程 3.7.3 条规定限值的 40% 时, 该楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移与该楼层平均值的比值可适当放松, 但不应大于 1.6。

结构层间侧移角: $\theta = 2/4000 = 1/2000$ 。

根据《高规》3.7.3 条, 查其允许值为 $1/800$,

即有 $\frac{1/2000}{1/800} = 0.4 \leq 40\%$, 可放松至 1.6。故选 (D)。

【例 2.2.9】(2014 年一级)

某拟建 18 层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构办公楼, 房屋高度为 72.3m, 抗震设防烈度为 7 度, 丙类建筑, II 类建筑场地, 方案设计时, 有四种结构方案, 多遇地震作用下的主要计算结果见下表。

	T_x/s	T_y/s	T_1/s	M_t/M (%)	$\Delta u/h$ (X 向)	$\Delta u/h$ (Y 向)
方案 A	1.20	1.60	1.30	55	1/950	1/830
方案 B	1.40	1.50	1.20	35	1/870	1/855
方案 C	1.50	1.52	1.40	40	1/860	1/850
方案 D	1.20	1.30	1.10	25	1/970	1/950

注: M_t/M —在规定水平力作用下, 结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值, 表中取 X、Y 两方向的较大值。

假定,剪力墙布置的其他要求满足规范规定。试问,如果仅从结构规则性及合理性方面考虑,四种方案哪种方案最优?

- (A) 方案 A (B) 方案 B (C) 方案 C (D) 方案 D

答案: (B)

根据《高规》3.4.5条,7度,72.3m,A级,则 $T_l/T_1 \leq 0.9$ 。

(A) $T_l/T_y = 1.30/1.60 = 0.81$, $50 < M_l/M = 55 < 80$,按框架适当增加,框架50m,不适合。

(B) $T_l/T_y = 1.20/1.50 = 0.8$ 。

(C) $1.40/1.52 = 0.92 > 0.9$,不符合。

(D) $1.10/1.30 = 0.85$ 。

(B)与(D)再进行对比:

(B) $T_l/T_x = 1.20/1.40 = 0.86$; (D) $T_l/T_x = 1.1/1.2 = 0.91 > 0.9$

根据《高规》3.4.5条条文说明,有的工程如两个方向的第一振型周期与 T_l 的比值均能满足限值要求,其抗扭刚度更为理想(215页倒数第四行),故(B)更合适,选(B)。

三、竖向布置

(一)“试题”回顾

【试题2.2.9】判断薄弱层(2004年)

某六层写字楼的框架(填充墙)结构,其平面图与计算简图如图2.2.14所示。已知:1~6层所有柱截面尺寸均为550mm×650mm;所有纵向梁(x向)截面尺寸均为250mm×500mm,自重3.125kN/m;所有横向梁(y向)截面尺寸均为250mm×700mm,自重4.4kN/m;所有柱、梁的混凝土强度等级均为C50。

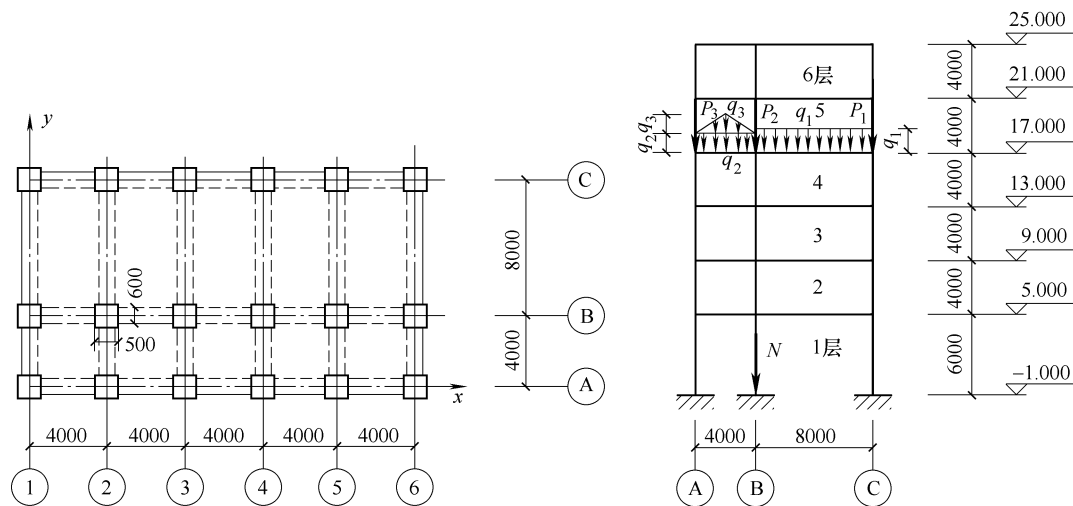


图 2.2.14

根据抗震概念设计的要求,该楼房应作竖向不规则的验算,检查其在竖向是否存在薄弱层。试问,下述对该建筑是否存在薄弱层的几种判断,其中哪项是正确的,并说明其理由。

提示:①楼层的侧向刚度采用剪切刚度 $k_i = GA_i/h_i$ 。

式中 $A_i = 2.5 (h_{ci}/h_i)^2 A_{ci}$;

k_i ——第 i 层的侧向刚度;

A_{ci} ——第 i 层的全部柱子的截面面积之和;

h_{ci} ——第 i 层柱沿计算方向的截面高度;

h_i ——第 i 层的楼层高度;

G ——混凝土的剪切模量。

②不考虑土体对框架侧向刚度的影响。

(A) 无薄弱层

(B) 第 1 层为薄弱层

(C) 第 2 层为薄弱层

(D) 第 6 层为薄弱层

『试题 2.2.10』判断竖向不规则 (2005 年)

某一拟建 8 度抗震设计区、II 类场地的框剪结构房屋，高度为 72m，其平面为矩形，长 40m，在建筑物的宽度方向有 3 个方案，如图 2.2.15 所示。如果仅从结构布置相对合理的角度考虑，试问，最合理的方案应如下列何项所示？

(A) 方案 a

(B) 方案 b

(C) 方案 c

(D) 三个方案均不合理

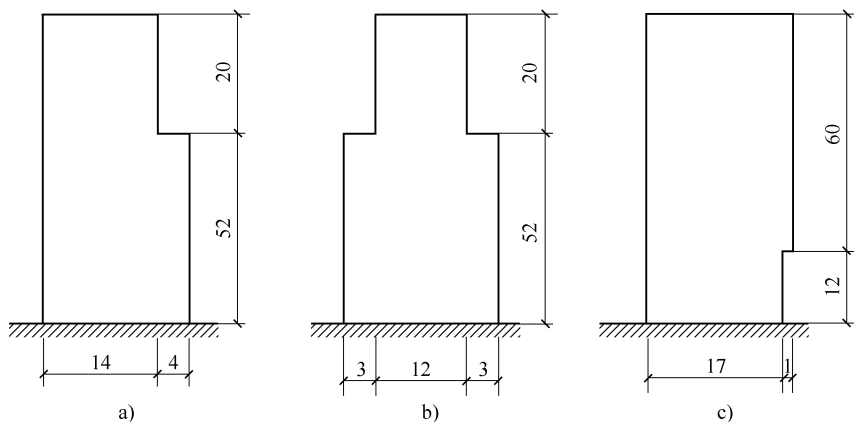


图 2.2.15 房屋侧视轮廓图

(图中长度单位: m)

『试题 2.2.11』判断不规则 (2007 年)

下列关于结构规则性的判断或计算模型的选择，其中何项不妥？

(A) 当超过梁高的错层部分面积大于该楼层总面积的 30% 时，属于平面不规则

(B) 顶层及其他楼层局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25% 时，属于竖向不规则

(C) 平面不规则或竖向不规则的建筑结构，均应采用空间结构计算模型

(D) 抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80% 时，属于竖向不规则

『试题 2.2.12』判断竖向不规则 (2009 年)

某六层办公楼，采用现浇钢筋混凝土框架结构，抗震等级为二级，其中梁、柱混凝土强度等级均为 C30。

已知该办公楼各楼层的侧向刚度见表 2.2.8。试问，关于对该结构竖向规则性的判断及

水平地震剪力增大系数的采用，在下列各选择项中，何项正确？

表 2.2.8

计算层	1	2	3	4	5	6
X 向侧向刚度/ (kN/m)	1.0×10^7	1.1×10^7	1.9×10^7	1.9×10^7	1.65×10^7	1.65×10^7
Y 向侧向刚度/ (kN/m)	1.2×10^7	1.0×10^7	1.7×10^7	1.55×10^7	1.35×10^7	1.35×10^7

提示：可只进行 X 方向的验算。

- (A) 属于竖向规则结构
- (B) 属于竖向不规则结构，仅底层地震剪力应乘以 1.15 的增大系数
- (C) 属于竖向不规则结构，仅二层地震剪力应乘以 1.15 的增大系数
- (D) 属于竖向不规则结构，一、二层地震剪力均应乘以 1.15 的增大系数

『试题 2.2.13』判断竖向不规则 (2010 年)

某五层框架结构，平面规则，经验算，二层、三层、四层、五层与首层的侧向刚度之比分别为 0.85、1.11、1.14、1.05。试问，采用空间结构计算模型时，其首层、二层的地震剪力增大系数，分别应为下列何组数值？

- (A) 1.00；1.00
- (B) 1.00；1.15
- (C) 1.15；1.00
- (D) 1.15；1.15

『试题 2.2.14』转换层侧向刚度规定 (2013 年一级)

某普通办公楼，采用现浇钢筋混凝土框架-核心筒结构，房屋高度 116.3m，地上 31 层，地下 2 层，3 层设转换层，采用桁架转换构件，平、剖面如图 2.2.16 所示。抗震设防烈度为 7 度 ($0.1g$)，丙类建筑，设计地震分组第二组，Ⅱ类建筑场地，地下室顶板 ± 0.000 处作为上部结构嵌固部位。

假定，振型分解反应谱法求得的 2~4 层的水平地震剪力标准值 (V_i) 及相应层间位移值 (Δ_i) 见表 2.2.9，在 $P = 1000kN$ 水平力作用下，按图 2.2.17 模型计算的位移分别为： $\Delta_1 = 7.8mm$ ； $\Delta_2 = 6.2mm$ 。试问，进行结构竖向规则性判断时，宜取下列哪种方法及结果作为结构竖向不规则的判断依据？

表 2.2.9

	2 层	3 层	4 层
V_i/kN	900	1500	900
Δ_i/mm	3.5	3.0	2.1

- (A) 等效剪切刚度比验算方法，侧向刚度比不满足要求
- (B) 楼层侧向刚度比验算方法，侧向刚度比不满足规范要求
- (C) 考虑层高修正的楼层侧向刚度比验算方法，侧向刚度比不满足规范要求
- (D) 等效侧向刚度比验算方法，等效刚度比不满足规范要求

(二) 竖向布置宜均匀、连续

《建筑抗震设计规范》规定：

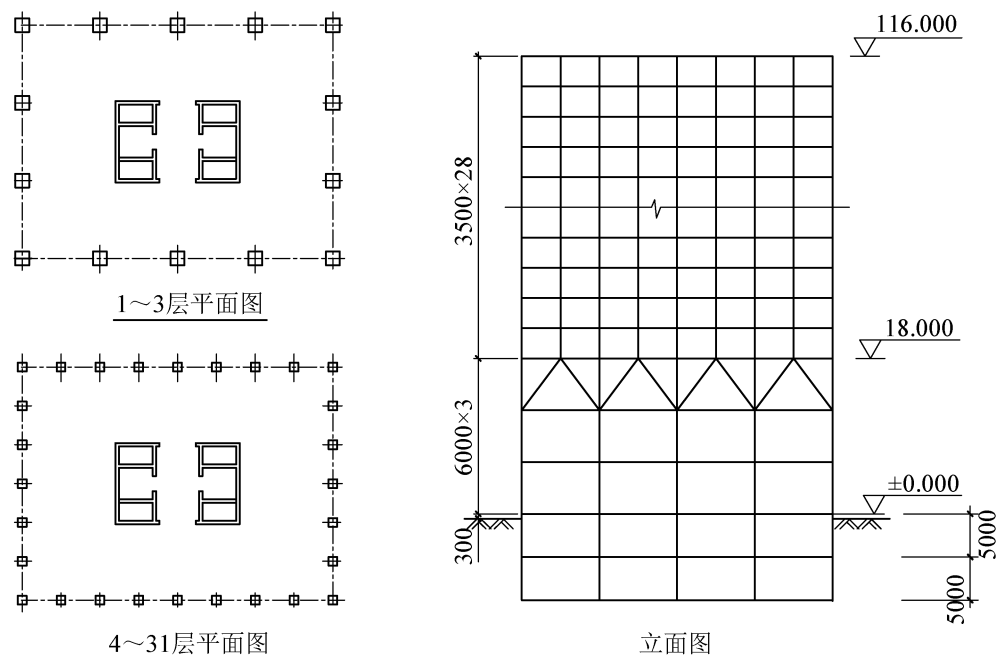


图 2.2.16

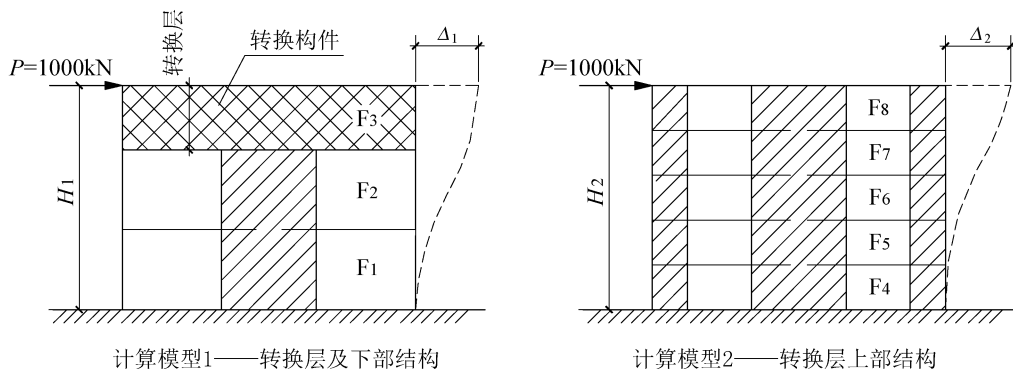


图 2.2.17

3.4.2 建筑设计应重视其立面和竖向剖面的规则性对抗震性能及经济合理性的影响，宜择优选用规则的形体，其抗侧力构件的侧向刚度沿竖向宜均匀变化，竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，避免侧向刚度和承载力突变。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.5.1 高层建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免有过大的外挑和收进。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化。

建筑体型复杂会导致结构体系沿竖向强度与刚度分布不均匀（图 2.2.18），在地震作用下某一层间或某一部位率先屈服而出现较大的弹塑性变形。例如，立面突然收进的建筑或局部突出的建筑，会在凹角处产生应力集中；大底盘建筑，低层裙房与高层主楼相连，体型突

变引起刚度突变,在裙房与主楼交接处塑性变形集中;柔性底层建筑,建筑上因底层需要大空间,上部的墙、柱不能全部落地,形成柔弱底层。

地震区建筑的立面也要求采用矩形、梯形、三角形等均匀变化的几何形状(见图2.2.19),尽量避免采用带有突然变化的阶梯形立面。因为立面形状的突然变化,必然带来质量和抗侧移刚度的剧烈变化。地震时,该突变部位就会因剧烈振动或塑性变形集中而加重破坏。

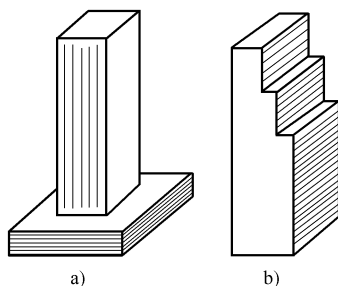


图 2.2.18 不利的建筑立面

a) 大底盘建筑 b) 阶梯形建筑

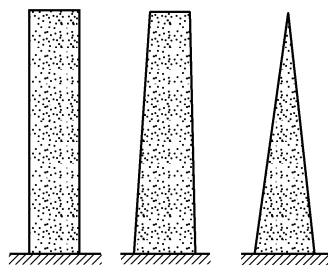


图 2.2.19 良好的建筑立面

质量与刚度变化均匀有两方面的含义;其一是指结构平面,应尽量使结构刚度中心与质量中心相一致,否则,扭转效应将使远离刚度中心的构件产生较严重的震害;其二是指结构立面,沿高度方向质量与结构刚度不宜有悬殊的变化,竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小,避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。地震震害和理论分析均表明:结构刚度有突然削弱的薄弱层,在地震中会造成局部变形集中,从而加速结构的破坏,甚至倒塌。而结构上部刚度减小较快时,会形成地震反应的“鞭梢效应”,即变形在结构顶部集中的现象。

结构竖向布置的原则:尽量使结构的承载力和竖向刚度自下而上逐渐减少,变化均匀、连续,不出现突变。在实际工程设计中,往往沿竖向分段改变构件截面尺寸和材料强度,这种改变使刚度发生变化,也应自下而上递减。从施工方便来说,改变次数不宜太多;但从结构受力角度来看,改变次数太少,每次变化太大则容易产生刚度突变。最好尺寸减小与强度降低错开楼层进行布置,避免同层同时改变。

沿竖向刚度突变除了因为建筑的竖向体形发生突变而使得结构刚度在竖向发生突变外,还经常由于抗侧力结构的突然改变布置而出现结构竖向刚度突变。如底层或底部若干层需要大的室内空间而取消一部分抗震墙或框架柱产生的刚度突变。这时,应尽量加大落地抗震墙和下层柱的截面尺寸,并提高这些楼层的混凝土强度等级,尽量减少刚度削弱的程度。又如中间楼层或顶层由于建筑功能的需要设置空旷的大房间而取消部分抗震墙或框架柱,则取消的墙不宜太多,其余的墙体和框架柱应加强配筋,以抵抗由被取消的墙体所承担的地震剪力。在上述两种情况下,还应注意加大楼板的水平刚度,以保证各抗侧力构件之间水平力的可靠传递。

在结构竖向布置时需要强调的是,不应采用上部刚度大,底层仅有柱的“鸡脚”建筑。这样的结构上部侧移刚度大,下部楼层侧移刚度小,结构柔软层出现在结构底部,地震中很容易遭到严重破坏,而且在设计上很难采取措施避免震害的发生。

(三) 竖向不规则

《建筑抗震设计规范》对竖向规则与不规则的区分,规定了一些定量的参考界限。这些指标是概念设计的参考性数值而不是严格的数值,使用时需要综合判断。

《建筑抗震设计规范》规定:

3.4.3 建筑形体及其构件布置的平面、竖向不规则性,应按下列要求划分:

1 混凝土房屋、钢结构房屋和钢-混凝土混合结构房屋存在表 3.4.3-2 所列举的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型,应属于不规则的建筑:

表 3.4.3-2 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%,或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%;除顶层或出屋面小建筑外,局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件(柱、抗震墙、抗震支撑)的内力由水平转换构件(梁、桁架等)向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

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

这里把竖向不规则分成三类,下面将《建筑抗震设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》的相应规定综合起来对这三类“竖向不规则”进行讨论。

1. 侧向刚度不规则

(1) 侧向刚度比

侧向刚度不规则的判断有两个指标:“楼层侧向刚度”和“考虑层高修正的楼层侧向刚度比”。

1) 楼层侧向刚度 γ_1

$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i}$$

式中 γ_1 ——楼层侧向刚度比;

V_i 、 V_{i+1} ——第 i 层和第 $i+1$ 层的地震剪力标准值 (kN);

Δ_i 、 Δ_{i+1} ——第 i 层和第 $i+1$ 层在地震作用标准值作用下的层间位移 (m)。

这个公式适用于框架结构。

2) 考虑层高修正的楼层侧向刚度比 γ_2 。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}}$$

式中 h_i 、 h_{i+1} ——第 i 层和第 $i+1$ 层的层高 (m)。

此公式适用于框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构。

(2) 划分侧向刚度不规则的界限

1) 《建筑抗震设计规范》的规定。《建筑抗震设计规范》3.4.3 条表 3.4.3-2 规定了划分侧向刚度不规则的界限,现摘录如下:

表 3.4.3-2 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条的“条文说明”中图 3.4.3-4 给出了侧向刚度不规则的典型示例以便读者理解。

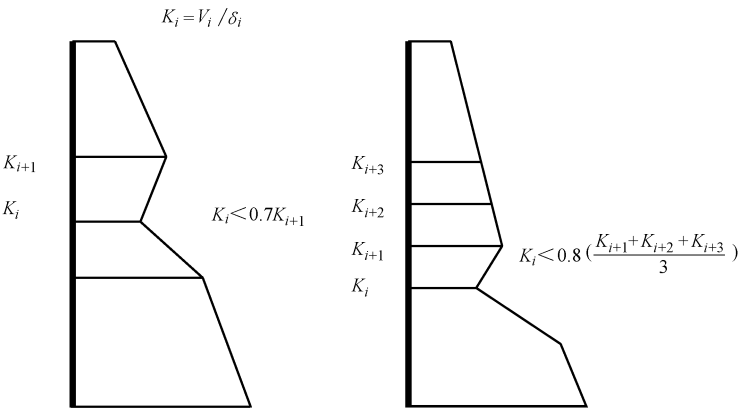


图 3.4.3-4 沿竖向的侧向刚度不规则（有软弱层）

《建筑抗震设计规范》3.4.4 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

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

2) 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定。《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.2 条规定了划分侧向刚度不规则的界限。

3.5.2 抗震设计时，高层建筑相邻楼层的侧向刚度变化应符合下列规定：

1 对框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_1 可按式 (3.5.2-1) 计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于 0.8。

$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \tag{3.5.2-1}$$

式中 γ_1 ——楼层侧向刚度比；

V_i 、 V_{i+1} ——第 i 层和第 $i+1$ 层的地震剪力标准值 (kN)；

Δ_i 、 Δ_{i+1} ——第 i 层和第 $i+1$ 层在地震作用标准值作用下的层间位移 (m)。

2 对框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构，

楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_2 可按式 (3.5.2-2) 计算, 且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.9; 当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时, 该比值不宜小于 1.1; 对结构底部嵌固层, 该比值不宜小于 1.5。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (3.5.2-2)$$

式中 γ_2 ——考虑层高修正的楼层侧向刚度比。

《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 E 给出了转换层上、下结构侧向刚度的规定。

E.0.1 当转换层设置在 1、2 层时, 可近似采用转换层与其相邻上层结构的等效剪切刚度比 γ_{e1} 表示转换层上、下层结构刚度的变化, γ_{e1} 宜接近 1, 非抗震设计时 γ_{e1} 不应小于 0.4, 抗震设计时 γ_{e1} 不应小于 0.5。 γ_{e1} 可按下列公式计算:

$$\gamma_{e1} = \frac{G_1 A_1}{G_2 A_2} \times \frac{h_2}{h_1} \quad (E.0.1-1)$$

$$A_i = A_{w,i} + \sum_j C_{i,j} A_{ci,j} \quad (i = 1, 2) \quad (E.0.1-2)$$

$$C_{i,j} = 2.5 \left(\frac{h_{ci,j}}{h_i} \right)^2 \quad (i = 1, 2) \quad (E.0.1-3)$$

式中 G_1, G_2 ——转换层和转换层上层的混凝土剪变模量;

A_1, A_2 ——转换层和转换层上层的折算抗剪截面面积, 可按式 (E.0.1-2) 计算;

$A_{w,i}$ ——第 i 层全部剪力墙在计算方向的有效截面面积 (不包括翼缘面积);

$A_{ci,j}$ ——第 i 层第 j 根柱的截面面积;

h_i ——第 i 层的层高;

$h_{ci,j}$ ——第 i 层第 j 根柱沿计算方向的截面高度;

$C_{i,j}$ ——第 i 层第 j 根柱截面面积折算系数, 当计算值大于 1 时取 1。

E.0.2 当转换层设置在第 2 层以上时, 按本规程式 (3.5.2-1) 计算的转换层与其相邻上层的侧向刚度比不应小于 0.6。

E.0.3 当转换层设置在第 2 层以上时, 尚宜采用图 E 所示的计算模型按公式 (E.0.3) 计算转换层下部结构与上部结构的等效侧向刚度比 γ_{e2} 。 γ_{e2} 宜接近 1, 非抗震设计时 γ_{e2} 不应小于 0.5, 抗震设计时 γ_{e2} 不应小于 0.8。

$$\gamma_{e2} = \frac{\Delta_2 H_1}{\Delta_1 H_2} \quad (E.0.3)$$

式中 γ_{e2} ——转换层下部结构与上部结构的等效侧向刚度比;

H_1 ——转换层及其下部结构 (计算模型 1) 的高度;

Δ_1 ——转换层及其下部结构 (计算模型 1) 的顶部在单位水平力作用下的侧向位移;

H_2 ——转换层上部若干层结构 (计算模型 2) 的高度, 其值应等于或接近计算模型 1 的高度 H_1 , 且不大于 H_1 ;

Δ_2 ——转换层上部若干层结构（计算模型 2）的顶部在单位水平力作用下的侧向位移。

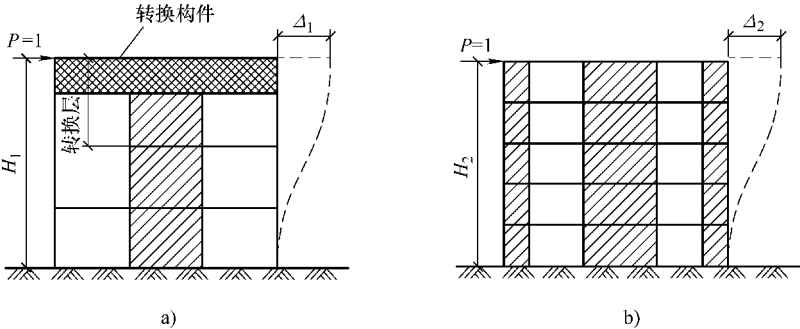


图 E 转换层上、下等效侧向刚度计算模型

a) 计算模型 1——转换层及下部结构 b) 计算模型 2——转换层上部结构

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.8 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.5.8 侧向刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合本规程第 3.5.2 条、3.5.3 条、3.5.4 条要求的楼层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数。

2. 竖向抗侧力构件不连续

(1) 《建筑抗震设计规范》的规定

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条表 3.4.3-2 规定了划分竖向抗侧力构件不连续的定义，现摘录如下：

表 3.4.3-2 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条的“条文说明”中图 3.4.3-5 给出了典型示例以便读者理解。

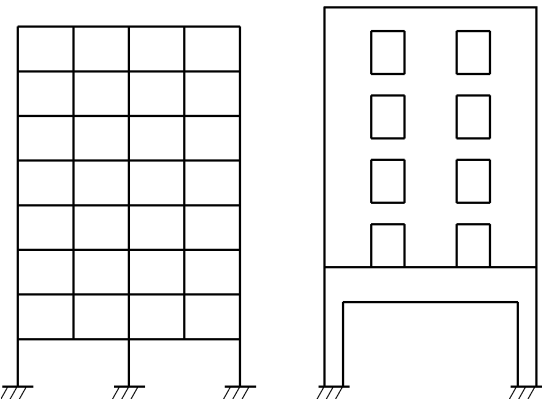


图 3.4.3-5 竖向抗侧力构件不连续示例

《建筑抗震设计规范》3.4.4 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

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

(2) 《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.3 条规定了划分竖向抗侧力构件不连续的界限。

3.5.3 A 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的 80%, 不应小于其相邻上一层受剪承载力的 65%; B 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不应小于其相邻上一层受剪承载力的 75%。

注: 楼层抗侧力结构的层间受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上, 该层全部柱、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.3 的“条文说明”讲述了有关竖向抗侧力构件受剪承载力的计算方法。

柱的受剪承载力可根据柱两端实配的受弯承载力按两端同时屈服的假定失效模式反算; 剪力墙可根据实配钢筋按抗剪设计公式反算; 斜撑的受剪承载力可计及轴力的贡献, 应考虑受压屈服的影响。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.8 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.5.8 侧向刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合本规程第 3.5.2 条、3.5.3 条、3.5.4 条要求的楼层, 其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数。

3. 楼层承载力突变

(1) 《建筑抗震设计规范》的规定

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条表 3.4.3-2 规定了划分楼层承载力突变的界限, 现摘录如下:

表 3.4.3-2 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

《建筑抗震设计规范》3.4.3 条的“条文说明”图 3.4.3-6 给出了楼层承载力突变的典型示例以便读者理解。

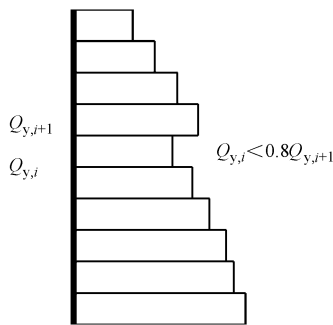


图 3.4.3-6 竖向抗侧力结构屈服抗剪强度非均匀化（有薄弱层）

《建筑抗震设计规范》3.4.4 条规定了：

3) 楼层承载力突变时，薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%。

(2) 《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.4 条、3.5.5 条规定了划分不规则的界限。

3.5.4 抗震设计时，结构竖向抗侧力构件宜上、下连续贯通。

3.5.5 抗震设计时，当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于 0.2 时，上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的 75%（图 3.5.5a、b）；当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，上部楼层水平尺寸 B_1 不宜大于下部楼层的水平尺寸 B 的 1.1 倍，且水平外挑尺寸 a 不宜大于 4m（图 3.5.5c、d）。

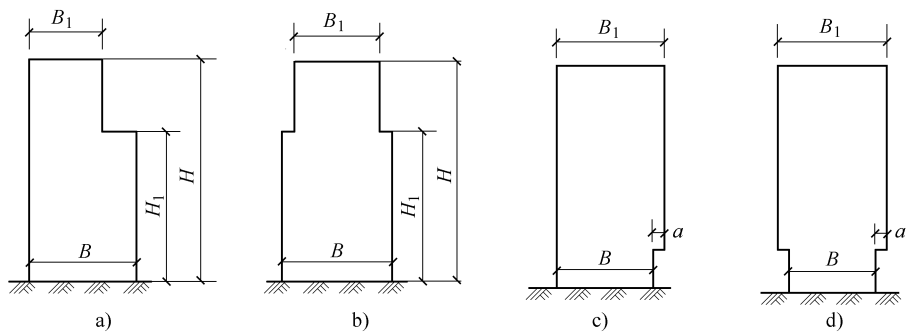


图 3.5.5 结构竖向收进和外挑示意

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.8 条规定了对薄弱部位采取的加强措施。

3.5.8 侧向刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合本规程第 3.5.2 条、3.5.3 条、3.5.4 条要求的楼层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数。

4. 楼层质量沿高度分布不均匀

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.5.6 楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的 1.5 倍。

5. 算例

【例 2.2.10】某六层办公楼，采用现浇钢筋混凝土框架结构，抗震等级为二级，其中梁、柱混凝土强度等级均为 C30。已知该办公楼各楼层的侧向刚度见表 2.2.10。

表 2.2.10

计算层	1	2	3	4	5	6
X 向侧向刚度/ (kN/m)	1.0×10^7	1.1×10^7	1.9×10^7	1.9×10^7	1.65×10^7	1.65×10^7
Y 向侧向刚度/ (kN/m)	1.2×10^7	1.0×10^7	1.7×10^7	1.55×10^7	1.35×10^7	1.35×10^7

试问，关于对该结构竖向规则性的判断及水平地震剪力增大系数的采用，在下列各选择项中，何项正确？提示：可只进行 X 方向的验算。

(A) 属于竖向规则结构

(B) 属于竖向不规则结构，仅底层地震剪力应乘以 1.15 的增大系数

(C) 属于竖向不规则结构，仅二层地震剪力应乘以 1.15 的增大系数

(D) 属于竖向不规则结构，一、二层地震剪力均应乘以 1.15 的增大系数

答案：(D)

解答：根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条及其条文说明进行计算：

$$\text{一层：X 向：} \frac{k_1}{(k_2 + k_3 + k_4) / 3} = \frac{1.0}{(1.1 + 1.9 + 1.9) / 3} = 0.61 < 0.8$$

$$\text{Y 向：} \frac{k_1}{(k_2 + k_3 + k_4) / 3} = \frac{1.2}{(1.0 + 1.7 + 1.55) / 3} = 0.85 > 0.8$$

$$\text{二层：X 向：} \frac{k_2}{(k_3 + k_4 + k_5) / 3} = \frac{1.1}{(1.9 + 1.9 + 1.65) / 3} = 0.61 < 0.8$$

$$\text{或 } \frac{k_2}{k_3} = \frac{1.0}{1.9} = 0.58 < 0.7$$

$$\text{Y 向：} \frac{k_2}{(k_3 + k_4 + k_5) / 3} = \frac{1.0}{(1.7 + 1.55 + 1.35) / 3} = 0.65 < 0.8 \text{ 或 } \frac{k_2}{k_3} = \frac{1.0}{1.7} = 0.59 < 0.7$$

根据《建筑抗震设计规范》表 3.4.3-2，属于竖向刚度不规则类型，一、二层均为薄弱层。

根据《建筑抗震设计规范》3.4.4 条第 2 款，一、二层地震剪力均应乘以 1.15 的增大系数。

【例 2.2.11】结构的竖向布置

条件：某一拟建于抗震设防烈度 8 度区，Ⅱ类场地的框-剪结构房屋，高度为 72m，其

平面为矩形，长 40m，在建筑物的宽度方向有 3 个方案，如图 2.2.20 所示，图中单位 m。

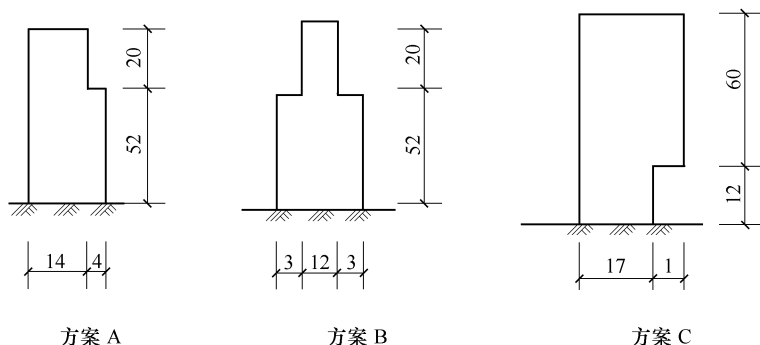


图 2.2.20

要求：仅从结构布置相对合理的角度考虑，选择最合理的方案。

答案：根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.5 条的规定：

$$H_1/H = \frac{52}{72} = 0.72 > 0.2$$

方案 A： $B_1/B = \frac{14}{18} = 0.78 > 0.75$ ，可以

方案 B： $B_1/B = \frac{12}{18} = 0.67 < 0.75$ ，不可

方案 C： $B/B_1 = \frac{18}{17} = 1.06 < 1.1$ ， $a = 1\text{m} < 4\text{m}$ ，可以。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》表 3.3.2， $H/B = 72/17 = 4.27 < 5$ ，可以。

方案 (A) 和方案 (C) 均是合理的，考虑到方案 (A) 的房屋整体重心低于方案 (C) 的房屋重心。因此，最合理结构方案为方案 (A)。

6. 模拟考题

[2.2.1] 高层钢筋混凝土结构抗震房屋的立面尺寸， $H'/H > 0.2$ 时可按规则结构进行抗震分析的是图 2.2.21 中 () 体形。

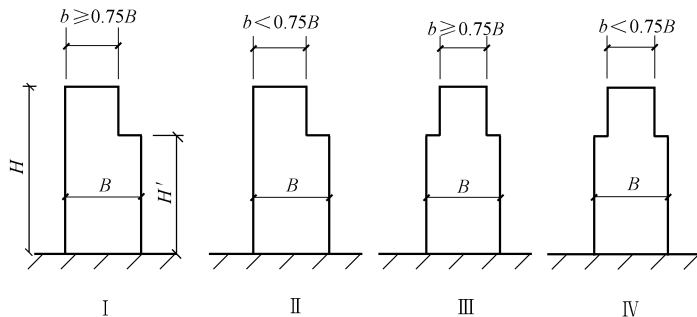


图 2.2.21

(A) I、III (B) I、IV (C) II、III (D) II、IV

答案：(A)

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.5 条解答。

[2.2.2] 抗震设计时,下列()结构不属于竖向不规则的类型。

- (A) 侧向刚度不规则
- (B) 竖向抗侧力构件不连续
- (C) 局部收进的平面方向的尺寸不大于相邻下一层的 25%
- (D) 楼层承载力突变

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条表 3.4.3-2。

[2.2.3] 下列建筑中属于结构竖向不规则的是()。

- (A) 有较大的楼层错层
- (B) 某层的侧向刚度小于相邻上一楼层的 75%
- (C) 楼板的尺寸和平面刚度急剧变化
- (D) 某层的受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

答案:(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条解答。

[2.2.4] 根据《建筑抗震设计规范》,下列()属于竖向不规则的条件。

- (A) 抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%
- (B) 该层的侧向刚度小于相邻上一层的 80%
- (C) 除顶层外,局部收进的平面向尺寸大于相邻下一层的 20%
- (D) 该层的侧向刚度小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 85%

答案:(A)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条的规定,抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80% 时为楼层承载力突变,属于结构竖向不规则的一种情况。

[2.2.5] 题干见『试题 2.2.6』(2004 年)

$$(1) \text{ 一层刚度: } K_1 = \frac{2.5 \times \left(\frac{0.65}{6}\right)^2 \times 18 \times 0.65 \times 0.55}{6} \cdot G = 0.079G$$

$$\text{二层及以上刚度: } K_{2-6} = \frac{2.5 \times \left(\frac{0.65}{4}\right)^2 \times 18 \times 0.65 \times 0.55}{4} \cdot G = 0.106G$$

(2) 根据《抗规》表 3.4.3-2:

$$\text{第一层与第二层的侧刚比: } \frac{K_1}{K_2} = \frac{0.079G}{0.106G} = 0.745 > 0.7$$

$$\text{第一层与其上三层的侧刚平均值比: } \frac{K_1}{\frac{K_2 + K_3 + K_4}{3}} = 0.745 < 0.8$$

第一层竖向不规则为软弱层,故(B)正确。

四、不规则程度的划分

《建筑抗震设计规范》规定:

3.4.1 不规则的建筑应按规定采取加强措施;特别不规则的建筑应进行专门的研究和论证,采取特别的加强措施;不应采用严重不规则的建筑。

划分一般不规则、特别不规则、严重不规则是本段讨论的问题。

(一) “试题”回顾

『试题 2.2.15』结构不规则程度 (2011 年)

某大底盘单塔楼高层建筑,主楼为钢筋混凝土框架-核心筒,裙房为混凝土框架-剪力墙结构,主楼与裙楼连为整体,如图 2.2.22 所示。抗震设防烈度 7 度,建筑抗震设防类别为丙类,设计基本地震加速度为 $0.15g$,场地Ⅲ类,采用桩筏形基础。

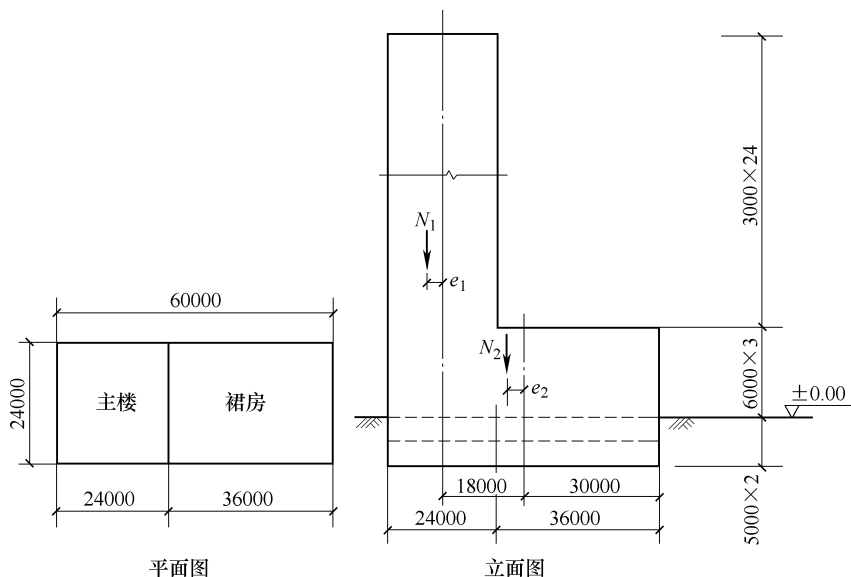


图 2.2.22

假定,该建筑物塔楼质心偏心距为 e_1 ,大底盘质心偏心距为 e_2 ,见图 2.2.22。如果仅从抗震概念设计方面考虑,试问,偏心距 (e_1 、 e_2 的单位为 m) 选用下列哪一组数值时结构不规则程度相对最小?

- (A) 0.0; 0.0 (B) 0.1; 5.0 (C) 0.2; 7.2 (D) 1.0; 8.0

『试题 2.2.16』2012 一级

以下关于高层建筑混凝土结构抗震设计的 4 种观点:

I. 扭转周期比大于 0.9 的结构 (不含混合结构), 应进行专门研究和论证, 采取特别的加强措施;

II. 结构宜限制出现过多的内部、外部赘余度;

III. 结构在两个主轴方向的振型可存在较大差异, 但结构周期宜相近;

IV. 控制薄弱层使之有足够的变形能力, 又不使薄弱层发生转移。

试问, 针对上述观点是否符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 相关要求的判断, 下列何项正确?

- (A) I、II 符合, III、IV 不符合 (B) II、III 符合, I、IV 不符合
(C) III、IV 符合, I、II 不符合 (D) I、IV 符合, II、III 不符合

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定：

3.4.3 建筑形体及其构件布置的平面、竖向不规则性，应按下列要求划分：

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

《建筑抗震设计规范》3.4.1 条的“条文说明”指出：

要区分不规则、特别不规则和严重不规则等不规则程度，避免采用抗震性能差的严重不规则的设计方案。

三种不规则程度的主要划分方法如下：

不规则，指的是超过表 3.4.3-1 和表 3.4.3-2 中一项及以上的不规则指标；

特别不规则，指具有较明显的抗震薄弱部位，可能引起不良后果者，通常有三类：

其一，同时具有正文表 3.4.3 所列六个主要不规则类型的三个或三个以上；

其二，具有表 3.4.1 所列的一项不规则；

其三，具有表 3.4.3 所列两个方面的基本不规则且其中有一项接近表 3.4.1 的不规则指标。

表 3.4.1 特别不规则的项目举例

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

对于特别不规则的建筑方案，只要不属于严重不规则，结构设计应采取比规范第 3.4.4 条等的要求更加有效的措施。

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

(三) 区分不规则程度的算例

1. 按《建筑抗震设计规范》3.4.1 条的“条文说明”表 3.4.1 所列的 8 项不规则指标来区分不规则程度

【例 2.2.12】 题干见《试题 2.2.15》

答案：(C)。

《建筑抗震设计规范》3.4.1 条及条文说明的表 3.4.1 序号 6 规定，“塔楼偏置：单塔或

多塔合质心与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长 20%”属于“特别不规则”。

单塔质心与大底盘的质心偏心距为 $e_1 + (18 - e_2)$

大底盘边长为 $B = 24 + 36 = 60\text{m}$

单塔质心与大底盘的质心偏心距 $e_1 + (18 - e_2) \leq 20\% B$ 时不属于“特别不规则”，即 $e_1 + (18 - e_2) \leq 20\% B = 12\text{m}$ 时不属于“特别不规则”。

选项 (A): $e_1 = 0$ 、 $e_2 = 0$, $e_1 + (18 - e_2) = 0 + (18 - 0) = 18\text{m} > 12\text{m} = 20\% B$, 属于特别不规则。

选项 (B): $e_1 = 0.1$ 、 $e_2 = 5.0$, $e_1 + (18 - e_2) = 0.1 + (18 - 5.0) = 13.1\text{m} > 12\text{m}$, 属于特别不规则。

选项 (C): $e_1 = 0.2$ 、 $e_2 = 7.2$, $e_1 + (18 - e_2) = 0.2 + (18 - 7.2) = 11.0\text{m} < 12\text{m}$, 不属于特别不规则。

选项 (D): $e_1 = 1.0$ 、 $e_2 = 8.0$, $e_1 + (18 - e_2) = 1.0 + (18 - 8.0) = 11.0\text{m} < 12\text{m}$, 不属于特别不规则。

选项 (C) 和选项 (D) 的质心偏心距相同, 均为 $e_1 + (18 - e_2) = 11.0\text{m}$ 。再对选项 (C) 和选项 (D) 进行比较。

偏心距相同时, e_1 对主楼抗震影响更大, e_1 越小对主楼抗震越有利。

选项 (C) 的 $e_1 = 0.2$, 选项 (D) 的 $e_1 = 1.0$; 选项 (C) 的主楼偏心距 e_1 相对较小, 对主楼抗震有利, 故选 (C)。

2. 按《建筑抗震设计规范》3.4.1 条正文表 3.4.3 所列六个主要不规则类型来进行区分不规则程度

【例 2.2.13】 结构规则性的判断

条件: 某 6 层现浇钢筋混凝土框架结构, 平面布置如图 2.2.23 所示,

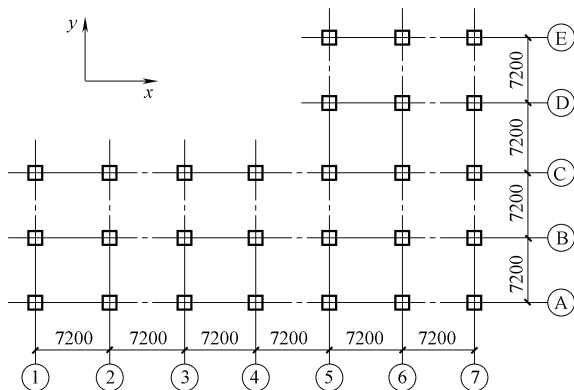


图 2.2.23

各楼层 y 方向的地震剪力 V_i 与层间位移平均值 Δu_i 之比 ($K_i = V_i / \Delta u_i$) 见下表。

楼层号	1	2	3	4	5	6
$K_i = V_i / \Delta u_i / (\text{N/mm})$	6.39×10^5	9.16×10^5	8.02×10^5	3.01×10^5	8.11×10^5	7.77×10^5

要求: 关于结构规则性的判断。

答案:

(1) 竖向规则性判断

$$K_4 = 3.01 \times 10^5 \text{ N/mm}$$

$$K_5 = 8.11 \times 10^5 \text{ N/mm}$$

$$\frac{K_4}{K_5} = \frac{3.01 \times 10^5}{8.11 \times 10^5} = 0.37 < 0.7$$

根据《建筑抗震设计规范》条文说明图 3.4.24, 判断为竖向不规则。

(2) 平面规则性判断

$$B = 2 \times 7.2\text{m} = 14.2\text{m}$$

$$B_{\max} = 4 \times 7.2\text{m} = 28.4\text{m}$$

$$0.3 \times B_{\max} = 0.3 \times 28.4\text{m} = 8.52\text{m}, B = 14.2\text{m} > 0.3 \times B = 8.52\text{m}$$

根据《建筑抗震设计规范》条文说明图 3.4.2-2a, 判断为平面不规则。

【例 2.2.14】房屋规则性的判断 (竖向不规则结构)

条件: 今在 7 度抗震设防区、Ⅲ类建筑场地, 拟建综合楼一座, 高 28m, 7 层 (1~3 层为商场, 第 4 层为转换层, 5~7 层为旅店)。在 1~3 层的商场中部为共享空间, 开有 $24\text{m} \times 10\text{m}$ 的大洞。该楼为部分框支剪力墙结构, 其结构平面规则、对称。房屋的立面外形也规则、对称, 无挑出和收进。其底层平面如图 2.2.24 所示。经初步计算, 在地震作用下, 楼层竖向构件的最大弹性水平位移小于该层弹性水平位移平均值的 1.2 倍; 转换层侧向刚度 K_4 为其相邻的第 5 层的侧向刚度 K_5 的 70%。

要求: 判定该中央主楼的结构方
案属哪种类型不规则结构。

提示: 按《建筑抗震设计规范》
作答。

答案:

(1) 结构平面布置

1) 平面形状校核。由于设防震缝, 已将整个大楼划分成 3 个结构单元。每个结构单元的平面外形为矩形, 满足规则结构对平面轮廓的要求, 不超过平面尺寸的限值。

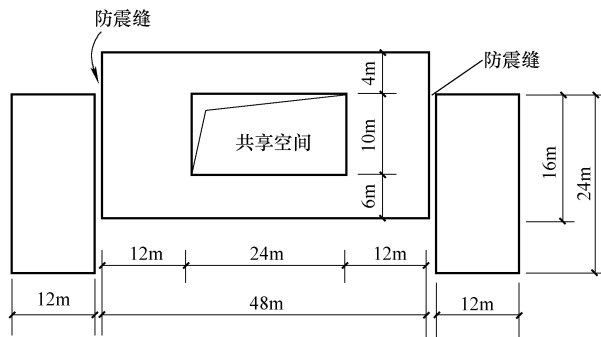


图 2.2.24

2) 扭转校核。中央主楼虽在 1~3 层开有 $24\text{m} \times 10\text{m}$ 的大洞, 但它的位置基本对称, 各层的抗侧力构件——剪力墙和框架分布均匀、对称。在水平地震作用下, 楼层竖向构件的最大弹性水平位移小于该层弹性侧移平均值的 1.2 倍, 说明中央主楼受扭转的影响不大, 满足规则结构对扭转限值的要求。

3) 楼面尺寸及其刚度校核。楼面开洞面积 ($24\text{m} \times 10\text{m}$) = 240m^2 , 小于楼面总面积 ($48\text{m} \times 20\text{m}$) = 960m^2 的 30%, 即 288m^2 。满足规则结构对楼面开洞面积的限制要求。

有效楼板宽度 10m, 等于楼面宽度 20m 的 50%。恰好符合规则结构有效楼板宽度限制的要求。

楼面也无局部凸出或收进这些不规则现象。

(2) 结构竖向布置

1) 正面外形校核。各个标高段均无外挑或内收, 外形对称、均衡, 符合规则结构对立面的要求。

2) 竖向抗侧力构件连续性校核。1~3 层为设有共享空间的大商场, 为部分框支剪力墙结构; 4 层为转换层; 5~7 层为旅店客房, 为剪力墙结构。转换层的存在, 表明有部分竖向抗侧力构件不连续。

3) 侧向刚度的变化校核。已知转换层的层侧向刚度 K_4 为其相邻第 5 层的层侧向刚度 K_5 的 70%, 恰好符合规则结构为相邻上层侧向刚度的 70% 的限值。

根据以上分析表明仅有竖向抗侧力构件不连续一项不合格, 可判定该中央主楼的结构方案属一般不规则结构。

(四) 模拟考题

[2.2.6] 抗震设计时, 不应采用下列 () 方案。

- (A) 特别不规则的建筑设计 (B) 严重不规则的建筑设计
(C) 非常不规则的建筑设计 (D) 不规则的建筑设计

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.1 条, 结构不应采用严重不规则的设计方案。

[2.2.7] 建筑抗震设计应符合下列 () 要求。

- I. 应符合概念设计的要求
II. 当采用严重不规则的方案时, 应进行弹塑性时程分析
III. 不应采用严重不规则的方案
IV. 当采用严重不规则的方案时, 应进行振动台试验
(A) I、II (B) I、III (C) I、IV (D) I、II、IV

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.1 条, 建筑设计应符合抗震概念设计的要求, 不应采用严重不规则的设计方案。

[2.2.8] 在地震区的高层设计中, 下述对建筑平面、立面布置的要求, 哪一项是不正确的 ()。

- (A) 建筑的平面、立面布置宜规则、对称
(B) 楼层不宜错层
(C) 楼层刚度小于上层时, 应不小于相邻的上层刚度的 50%
(D) 平面长度不宜过长, 凸出部分长度宜减小

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条解答。

[2.2.9] 下列关于结构规则性的判断或计算模型的选择, 其中 () 不妥。

- (A) 当超过梁高的错层部分面积大于该楼层总面积的 30% 时, 属于平面不规则
(B) 顶层及其他楼层局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25% 时, 属于竖向不规则
(C) 平面不规则或竖向不规则的建筑结构, 均应采用空间结构计算模型
(D) 抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80% 时, 属于竖向不规则

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条及条文说明, (A) 项准确。

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条及条文说明, (B) 项不准确。其正确的表述应当是: 除顶层外, 局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%, 属于竖向不规则。

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.4 条, (C) 项准确。

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条, (D) 项准确。

[2.2.10] 在结构平面和竖向布置中, 达到 () 情况时, 即属严重不规则的设计方案了。

(A) 在结构平面和竖向布置中, 仅有个别项目超过《建筑抗震设计规范》的不规则指标

(B) 在结构平面和竖向布置中, 有多项超过《建筑抗震设计规范》的不规则指标

(C) 在结构平面和竖向布置中, 有多项超过《建筑抗震设计规范》的不规则指标, 且超过较多或有一项大大超过时

(D) 在结构平面和竖向布置中, 有多项大大超过《建筑抗震设计规范》的不规则指标时

答案: (C)

高层建筑结构的平面布置和竖向剖面布置均宜规则, 避免侧向刚度和承载力发生突变, 并应加强可能出现的薄弱部位。

由《建筑抗震设计规范》第 3.4.1 条及条文说明: “不规则”指的是超过表 3.4.3-1 和 3.4.3-2 中一项及以上的不规则指标; 按 3.4.3-1 条的规定进行计算并采取相应的抗震构造措施。

“特别不规则”指的是多项超过表 3.4.3-1 和表 3.4.3-2 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, 按 3.4.5 条规定划分为多个规则抗侧力单元设计。

“严重不规则”指的是体型复杂, 多项不规则指标超过第 3.4.4 条上限值或某一项大大超过规定值, 按第 3.4.1 条, 不应采用。

[2.2.11] 题干见《试题 2.2.16》(2012 年一级)

答案: (D)

(1) 根据《抗规》3.4.1 条的条文说明表 3.4.1 第 2 项, 扭转周期比大于 0.9 的结构属于特别不规则。根据《抗规》3.4.1 条, 特别不规则的建筑应进行专门的研究和讨论, I 符合规范要求;

(2) 根据《抗规》3.5.2、3.5.3 条及条文说明, II、III 不符合规范要求, IV 符合规范要求。

故选 (D)。

五、防震缝

(一) 合理地设置防震缝

1. “试题”回顾

《试题 2.2.17》(1998 年)

一等高框架-剪力墙高层结构, 8 度抗震设防, 其建筑平面如图 2.2.25 所示。试指出平面图中拟设的四条抗震缝①、②、③、④中, 哪条是正确的?

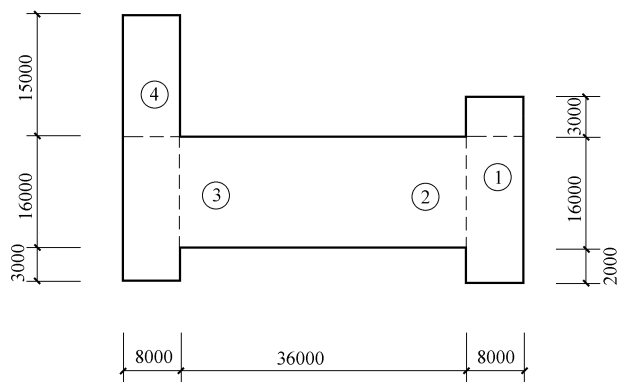


图 2.2.25

(A) ① (B) ② (C) ③ (D) ④

2. 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定：

3.4.5 体型复杂、平立面不规则的建筑，应根据不规则程度、地基基础条件和技术经济等因素的比较分析，确定是否设置防震缝，并分别符合下列要求：

- 1 当不设置防震缝时，应采用符合实际的计算模型，分析判明其应力集中、变形集中或地震扭转效应等导致的易损部位，采取相应的加强措施。
- 2 当在适当部位设置防震缝时，宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。防震缝应根据抗震设防烈度、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差以及可能的地震扭转效应的情况，留有足够的宽度，其两侧的上部结构应完全分开。
- 3 当设置伸缩缝和沉降缝时，其宽度应符合防震缝的要求。

《建筑抗震设计规范》的“条文说明”指出：

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

- 1 可设缝、可不设缝时，不设缝。设置防震缝可使结构抗震分析模型较为简单，容易估计其地震作用和采取抗震措施，但需考虑扭转地震效应，并按本规范各章的规定确定缝宽，使防震缝两侧在预期的地震（如中震）下不发生碰撞或减轻碰撞引起的局部损坏。
- 2 当不设置防震缝时，结构分析模型复杂，连接处局部应力集中需要加强，而且需仔细估计地震扭转效应等可能导致的不利影响。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.4.9 抗震设计时，高层建筑宜调整平面形状和结构布置，避免设置防震缝。体型复杂、平立面不规则的建筑，应根据不规则程度、地基基础条件和技术经济等因素的比较分析，确定是否设置防震缝。

合理地设置防震缝，可以将体型复杂的建筑物划分成“规则”的结构单元。如图

2.2.26 所示,通过防震缝将平面凸凹不规则的 L 形建筑划分为两个规则的矩形结构单元。设置防震缝,可以降低结构抗震设计的难度,提高各结构单元的抗震性能,但同时也会带来许多新的问题。如由于缝的两侧均须设置墙体或框架柱而使得结构复杂,特别会使基础处理较为困难,并可使得建筑使用不便,建筑立面处理困难。更为突出的问题是:地震时缝两侧的结构进入弹塑性状态,位移急剧增大而可能发生相互碰撞,产生严重的震害。轻者外装修、女儿墙、檐口损坏,重者主体结构破坏。所以,体型复杂的建筑并不一概提倡设置防震缝。应当调整平面尺寸和结构布置,采取构造措施和施工措施,能不设缝就不设缝,能少设缝就少设缝;不设防震缝时,应进行抗震分析,并采取加强延性的构造措施。如果没有采取措施或必须设缝时,则必须保证有必要的缝宽以防止震害。

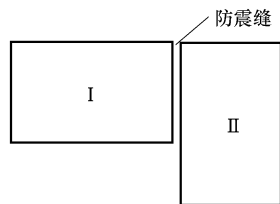


图 2.2.26 防震缝的设置

在遇到下列情况时,还是应设置防震缝,将整个建筑划分为若干个规则的独立结构单元。

- 1) 平面形状属于不规则类型,或竖向属于不规则类型。
- 2) 房屋长度超过相关《混凝土结构设计规范》规定的伸缩缝最大间距,又没有条件采取特殊措施而必须设置伸缩缝时。
- 3) 地基土质不均匀或上部结构荷载相差较大,房屋各部分的预计沉降过大,必须设置沉降缝时。
- 4) 房屋各部分的结构体系截然不同,质量或侧移刚度大小悬殊时。

防震缝应该在地面以上沿全高设置,缝中不能有填充物。当不作为沉降缝时,基础可以不设防震缝,但在防震缝处基础要加强构造和连接。在建筑中凡是设缝的,就要分得彻底;凡是不设缝的,就要连接牢固,保证其整体性。绝对不要将各部分设计的似分不分,似连不连,“藕断丝连”,否则连接处在地震中很容易破坏。

3. 算例

【例 2.2.15】 防震缝的设置

条件:一等高框架剪力墙结构,8 度抗震设防,其建筑平面如图 2.2.27 所示。拟设四条防震缝①、②、③、④。

问题:哪条防震缝是必须设置的?

答案:根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.3 条的“条文说明”图 3.4.3-2 给出的典型示例知:

防震缝①: $B/B_{\max} = 3 / (3 + 16 + 2) = 0.14 < 0.3$ 不必设置。

防震缝②、防震缝③不必设置。

防震缝④: $B/B_{\max} = 15 / (15 + 16 + 3) = 0.44 > 0.3$, 是必须设置的。

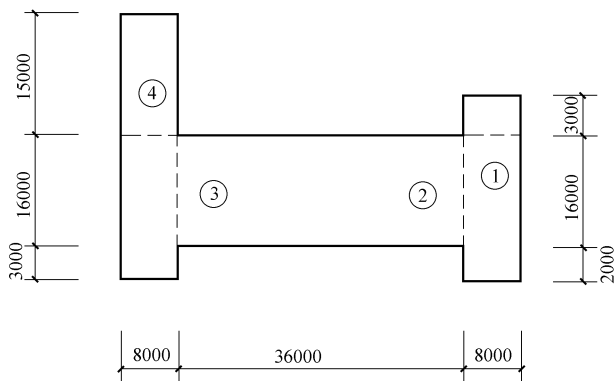


图 2.2.27 建筑平面

【例 2.2.16】在一栋有抗震设防要求的建筑中,防震缝的设置正确的是()。

- (A) 防震缝应将其两侧房屋的上部结构完全分开
- (B) 防震缝应将其两侧房屋的上部结构连同基础完全分开
- (C) 只有在设地下室的情况下,防震缝才可以将其两侧房屋的上部结构分开
- (D) 只有在不设地下室的情况下,防震缝才可只将其两侧房屋的上部结构分开

答案:(A)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.5 条规定防震缝应根据抗震设防烈度、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差以及可能的地震扭转效应情况,留有足够的宽度,其两侧的上部结构应完全分开。当设置伸缩缝和沉降缝时,其宽度应符合防震缝的要求。

(二) 防震缝宽度

1. “试题”回顾

【试题 2.2.18】防震缝宽度(1999 年)

贴近已有三层框架结构的建筑一侧拟建 20 层框架结构的建筑,原有建筑层高为 4m,新的建筑层高均为 3m,两者之间须设防震缝,该地区为 7 度抗震设防,试选用符合规定的防震缝最小宽度,以下何项为正确?

- (A) 60mm (B) 70mm
- (C) 80mm (D) 90mm

【试题 2.2.19】防震缝宽度(1999 年)

图 2.2.28 所示钢筋混凝土房屋,抗震设防烈度为 8 度,计算防震缝的最小宽度 δ (mm),并指出下何项为正确?

- (A) $\delta = 60$ (B) $\delta = 275$
- (C) $\delta = 70$ (D) $\delta = 49$ 。

【试题 2.2.20】防震缝宽度(2001 年)

已有一幢高 12.0m 的框架结构房屋,拟在其紧邻处建一座高 50.0m 的框架-剪力墙结构房屋,当抗震设防烈度为 8 度时,其防震缝的最小宽度 δ (mm) 最接近于下列何项数值?

- (A) 50 (B) 70
- (C) 100 (D) 270

【试题 2.2.21】防震缝宽度(2001 年)

图 2.2.29 所示钢筋混凝土房屋,抗震设防烈度为 8 度,其防震缝的最小宽度 δ (mm) 最接近于下列何项数值?

- (A) 70 (B) 50
- (C) 60 (D) 275

【试题 2.2.22】防震缝宽度(2004 年)

在某设防烈度为 7 度的大城市市区,拟建一高层商住综合楼。其中,商用楼采用框剪结

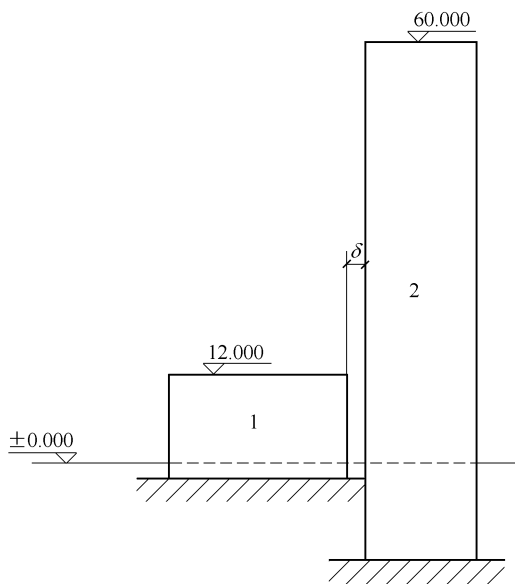


图 2.2.28

1—框架结构 2—剪力墙结构

构, 高度 30m; 住宅楼高度 50m, 采用剪力墙结构; 两幢楼的地下室不设沉降缝, 只在上部结构用防震缝划分为独立抗震单元。试问, 该防震缝的最小宽度 δ (mm) 最接近于下列何项数值?

- (A) 105 (B) 135
(C) 145 (D) 270

【试题 2.2.23】防震缝宽度 (2007 年)

某混凝土框架-剪力墙结构, 安全等级为二级, 抗震设防类别为丙类, 抗震设防烈度为 8 度, 建筑场地类别为 II 类。其主楼结构高度为 35m。裙楼结构高度为 18m, 采用钢筋混凝土框架结构。设计时需要在

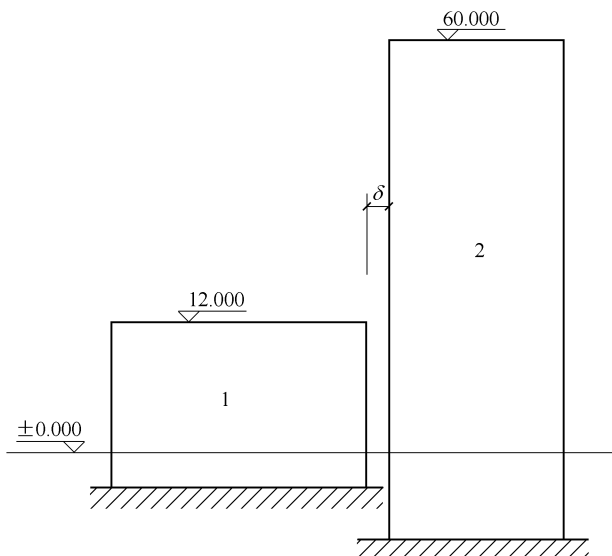


图 2.2.29

1—框架结构 2—剪力墙结构

主、裙楼间设置防震缝。试问, 该防震缝的最小宽度 δ (mm) 取下列何项数值最为合适?

- (A) 90 (B) 110 (C) 120 (D) 140

【试题 2.2.24】防震缝宽度 (2010 年)

在 8 度抗震设防区, 有两栋相邻房屋: 一栋是 12 层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 其主要屋面板板顶至室外地面的高度 $H_1 = 48\text{m}$, 另一栋是钢筋混凝土框架结构, 其主要屋面板板顶至室外地面的高度 $H_2 = 30\text{m}$ 。试问, 两栋楼之间防震缝的最小缝宽 (mm), 与下列何项数值最为接近?

提示: 不考虑基础沉降差的影响。

- (A) 120 (B) 170 (C) 210 (D) 290

2. 《规范》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

3.4.10 设置防震缝时, 应符合下列规定:

1 防震缝宽度应符合下列规定:

1) 框架结构房屋, 高度不超过 15m 时不应小于 100mm; 超过 15m 时, 6 度、7 度、8 度和 9 度分别每增加高度 5m、4m、3m 和 2m, 宜加宽 20mm。

2) 框架-剪力墙结构房屋不应小于本款 1) 项规定数值的 70%, 剪力墙结构房屋不应小于本款 1) 项规定数值的 50%, 且二者均不宜小于 100mm。

2 防震缝两侧结构体系不同时, 防震缝宽度应按不利的结构类型确定。

3 防震缝两侧的房屋高度不同时, 防震缝宽度可按较低的房屋高度确定。

4 8 度、9 度抗震设计的框架结构房屋, 防震缝两侧结构层高相差较大时, 防震缝两侧框架柱的箍筋应沿房屋全高加密, 并可根据需要沿房屋全高在缝两侧各设置不少于两道垂直于防震缝的抗撞墙。

5 当相邻结构的基础存在较大沉降差时,宜增大防震缝的宽度。

6 防震缝宜沿房屋全高设置,地下室、基础可不设防震缝,但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接。

7 结构单元之间或主楼与裙房之间不宜采用牛腿托梁的做法设置防震缝,否则应采取可靠措施。

3. 算例

【例 2.2.17】 框架结构的防震缝宽度

条件: 贴近已有三层框架结构的建筑一侧拟建 10 层框架结构的建筑,原有建筑层高为 4m,新的建筑层高均为 3m,两者之间须设防震缝,该地区为 7 度抗震设防。

要求: 试选用符合规定的防震缝最小宽度。

答案: 原框架结构高度为 $3 \times 4\text{m} = 12\text{m}$, 拟建框架高度为 $10 \times 3\text{m} = 30\text{m}$, 按较低房屋高度确定缝宽, 因高度低于 15m, 采用缝宽 100mm。

【例 2.2.18】 防震缝宽

条件: 在 7 度抗震设防区, 一幢高为 60m (即自室外地坪至屋顶的距离) 的框架-剪力墙结构大楼。房顶上还有高 4.50m 的电梯机房一个。紧临的另一幢为高 20m 的框架结构大厅。两楼的室内外标高差均为 0.60m。

要求: 试确定防震缝宽度。

答案: 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.10 条, 防震缝两侧结构体系不同时, 缝宽应按不利的结构类型确定, 按较低的房屋高度确定。本题中应按 20m 的框架结构确立防震缝宽度。设防烈度为 7 度, 缝宽为

$$\delta = 100 + \frac{20.6 - 15}{4} \times 20 = 128\text{mm}$$

【例 2.2.19】 防震缝的最小宽度

条件: 在某设防烈度为 7 度的大城市市区, 拟建一高层商住综合楼。其中, 商用楼采用框-剪结构, 高度 30m; 住宅楼高度 50m, 采用剪力墙结构; 两幢楼的地下室不设沉降缝, 只在上部结构用防震缝划分为独立抗震单元。

要求: 确定防震缝的最小宽度。

答案: 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.10 条, 防震缝宽度由较低的框剪结构部分确定: $H = 30\text{m}$ 。

$$\text{框架时: } \delta = 100\text{mm} + \left(\frac{30 - 15}{4} \right) \times 20\text{mm} = 175\text{mm}$$

$$\text{框-剪时: } \delta' = 0.7 \times 175\text{mm} = 123\text{mm}$$

(三) 防震缝间距

1. “试题”回顾

【试题 2.2.25】 防震缝间距 (1998 年)

混凝土房屋进行结构设计布置时, 以下考虑何项有错误?

(A) 加强屋顶屋面刚度对增大房屋伸缩缝间距有效

(B) 在温度变化影响大的部位提高配筋率对增大伸缩缝间距有效

- (C) 温度伸缩缝宽度应满足防震缝宽度要求
 (D) 对有抗震要求的影剧院在主体与侧边附属房间可不设置防震缝

『试题 2.2.26』 沉降缝、防震缝 (2000 年)

关于高层建筑设计沉降缝的要求, 下述何项是错误的?

- (A) 高层建筑与裙房之间, 经计算基础后期沉降差在允许范围内并采取措施时, 可不设沉降缝
 (B) 设防震缝部位应同时设沉降缝
 (C) 沉降缝应符合防震缝宽度要求
 (D) 高层建筑与裙房之间设沉降缝时, 如两者的基础埋深相等或高差较小, 则应采取措施保证高层部分基础的侧向约束

2. 《规范》规定

当高层建筑未采取任何可靠措施时, 其伸缩缝的最大间距见《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.12 条的规定。伸缩缝的最大间距, 应理解为房屋平面两端点之间的直线距离而非弧线或曲线的周长。如图 2.2.30 所示的房屋平面呈弓形或环形时, 伸缩缝的最大间距应以其两端点之间的直线距离 l 来衡量。

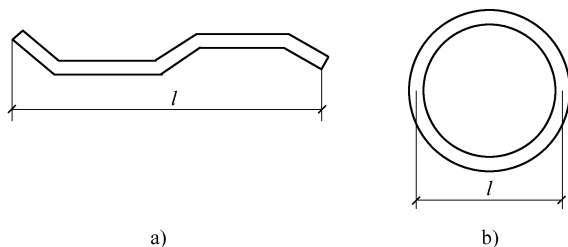


图 2.2.30 标准层平面

a) 弓形 b) 环形 (底层有入内的开口)

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

3.4.12 高层建筑结构伸缩缝的最大间距应符合表 3.4.12 的规定。

表 3.4.12 伸缩缝的最大间距

结构体系	施工方法	最大间距/m
框架结构	现浇	55
剪力墙结构	现浇	45

注: 1. 框架-剪力墙的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值。

2. 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时, 伸缩缝间距应适当减小。

3. 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构, 伸缩缝的间距宜适当减小。

欲增大伸缩缝最大间距、甚至不设伸缩缝时, 其关键在于如何减少温度应力和混凝土收缩应力, 以及如何提高混凝土构件的抗裂能力。《高层建筑混凝土结构技术规程》所给出的规定具体体现了这两条要求。

3.4.13 当采用有效的构造措施和施工措施减小温度和混凝土收缩对结构的影响时, 可适当放宽伸缩缝的间距。这些措施可包括但不限于下列方面:

- 1 顶层、底层、山墙和纵墙端开间等受温度变化影响较大的部位提高配筋率。
- 2 顶层加强保温隔热措施, 外墙设置外保温层。

3 每 30 ~ 40m 间距留出施工后浇带, 带宽 800 ~ 1000mm 钢筋采用搭接接头, 后浇带混凝土宜在 45d 后浇筑。

4 采用收缩小的水泥, 减少水泥用量, 在混凝土中加入适宜的外加剂。

5 提高每层楼板的构造配筋率或采用部分预应力结构。

【例 2.2.20】 增大伸缩缝间距的措施

条件: 对钢筋混凝土建筑欲增大其伸缩缝间距时, 可采用下列哪些措施?

- ①顶层加强保温隔热措施; ②屋面结构采用高强混凝土;
③适当部位提高配筋率; ④增加施工缝; ⑤设施工后浇带。

要求: 从下列四个组合中选择正确的答案。

- (A) ①、②、③ (B) ①、③、⑤ (C) ①、④、⑤ (D) ①、②、④、⑤

答案: 由《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.13 条 1 款, 可知③正确

由《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.13 条, 2 款, 可知①正确;

由《高层建筑混凝土结构技术规程》3.4.13 条, 3 款, 可知⑤正确;

其余不对。故正确答案是 (B)。

(四) 抗撞墙设置

1. “试题” 回顾

【试题 2.2.27】 抗撞墙设置 (2011 年)

某钢筋混凝土框架结构办公楼, 柱距均为 8.4m。由于两侧结构层高相差较大且有错层, 设计时拟设置防震缝, 并在缝两侧设置抗撞墙, 如图 2.2.31 所示。已知: 该房屋抗震设防类别为丙类, 抗震设防烈度为 8 度, 建筑场地类别为 II 类, 建筑安全等级为二级。A 栋房屋高度为 21m, B 栋房屋高度为 27m。

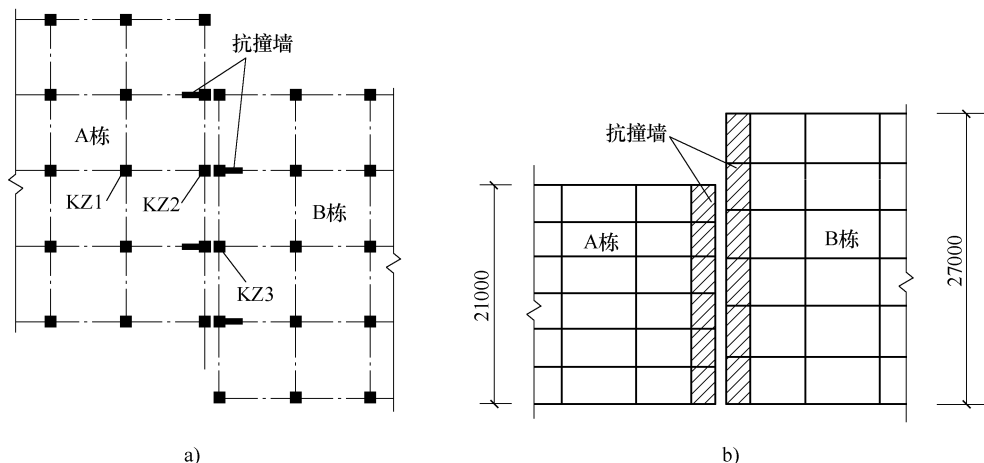


图 2.2.31

a) 平面图 b) 剖面图

关于抗撞墙的布置及设计, 下列所述何项正确?

- (A) 在缝两侧沿房屋全高各设置不少于一道垂直于防震缝的抗撞墙
(B) 抗撞墙的布置宜避免加大扭转效应, 其长度应大于 1/2 层高

- (C) 抗撞墙的抗震等级应比其框架结构提高一级
 (D) 框架构件的内力应按设置和不设置抗撞墙两种计算模型的不利情况取值

2. 《规范》规定：

《建筑抗震设计规范》6.1.4 条规定和“条文说明”指出：

6.1.4

2 8 度、9 度框架结构房屋防震缝两侧结构层高相差较大时，防震缝两侧框架柱的箍筋应沿房屋全高加密，并可根据需要在缝两侧沿房屋全高各设置不少于两道垂直于防震缝的抗撞墙。抗撞墙的布置宜避免加大扭转效应，其长度可不大于 $1/2$ 层高，抗震等级可同框架结构；框架构件的内力应按设置和不设置抗撞墙两种计算模型的不利情况取值。

6.1.4（条文说明） 8 度、9 度框架结构房屋防震缝两侧层高相差较大时，可在防震缝两侧房屋的尽端沿全高设置垂直于防震缝的抗撞墙，通过抗撞墙的损坏减少防震缝两侧碰撞时框架的破坏。结构单元较长时，抗撞墙可能引起较大温度内力，也可能有较大扭转效应。故设置时应综合分析（见图 12）。

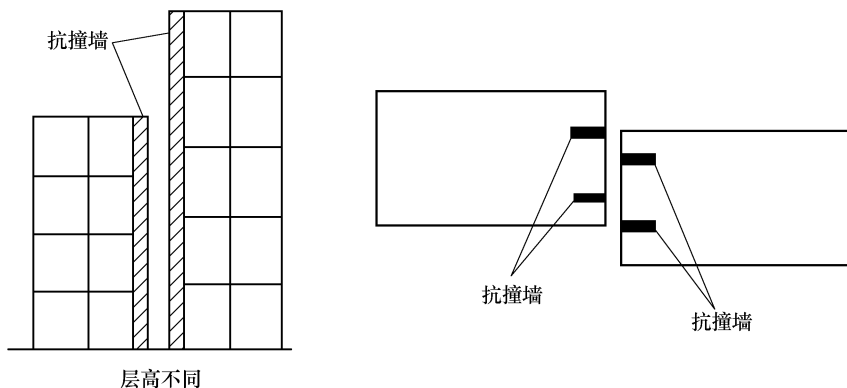


图 12 抗撞墙示意图

3. 算例

【例 2.2.21】 题干见《试题 2.2.26》

答案：(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 6.1.4 条第 2 款，知 (D) 正确。

第三节 抗震结构体系

《考试大纲》要求：

熟悉概念设计的内容及原则，并能运用于建筑结构的体系选择、结构布置和抗震设计。

抗震结构体系是抗震设计中应考虑的最关键问题，结构方案选取是否合理对安全 and 经济

起主要作用。《建筑抗震设计规范》规定：

3.5.1 结构体系应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、场地条件、地基、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

一、“试题”回顾

『试题 2.3.1』 结构设计的布置（1999 年）

下列四种高层建筑结构设计的布置中，何项为正确？

- (A) 当需要抗震设防时，高层建筑必须设地下室
- (B) 需要抗震设防的高层建筑，竖向体型应力求规则均匀，避免有过大的外挑和内收
- (C) 框架-剪力墙结构中，横向剪力墙的布置，尽量避免设置在建筑的端部附近及恒载较大的地方
- (D) 高层框架结构体系中，当建筑平面为长方形且平面宽度比长度短得多时，主要承重框架采用纵向布置的方案对抗风有利

『试题 2.3.2』 结构设计中考虑（2000 年）

在高层建筑结构设计中，有以下几种考虑：

- I. 提高整个结构体系的强度和刚度
- II. 要求结构具有良好的耗能能力和尽可能多的赘余杆件
- III. 对于框架-剪力墙结构应以剪力墙为主要抗侧力构件
- IV. 多个筒体之间用连梁联结，强震作用下连梁首先屈服

试指出下列何项组合正确体现了概念设计中强调设多道防线的抗震设计思想？

- (A) I，III，IV (B) I，II，IV
- (C) II，III，IV (D) I，II，III

『试题 2.3.3』（2012 一级）

以下关于高层建筑混凝土结构抗震设计的 4 种观点：

I. 扭转周期比大于 0.9 的结构（不含混合结构），应进行专门研究和论证，采取特别的加强措施；

II. 结构宜限制出现过多的内部、外部赘余度；

III. 结构在两个主轴方向的振型可存在较大差异，但结构周期宜相近；

IV. 控制薄弱层使之有足够的变形能力，又不使薄弱层发生转移。

试问，针对上述观点是否符合《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）相关要求的判断，下列何项正确？

- (A) I、II 符合，III、IV 不符合 (B) II、III 符合，I、IV 不符合
- (C) III、IV 符合，I、II 不符合 (D) I、IV 符合，II、III 不符合

二、计算简图

《建筑抗震设计规范》规定：

3.5.2 结构体系应符合下列各项要求：

- 1 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。

因为抗震结构体系要求受力明确、传力合理且传力路线不间断，对结构计算简图的分析

把握,就可以比较明确地确定地震作用的效应,使结构的抗震分析更符合结构在地震时的实际表现。知道地震作用是怎样和通过什么途径从上部结构传至下部结构乃至地基的,这对提高结构的抗震性能十分有利,是结构选型与布置抗侧力体系时首先考虑的条件之一。

《建筑抗震设计规范》规定:

3.5.3 结构体系尚宜符合下列各项要求:

- 3 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

其含义主要是结构体系纵、横向两个主轴方向动力特性(周期和振型)应接近,一般情况下指相差宜在20%以内。强调的是两向的均匀问题。不要相差过大。这样将会使两主轴方向的水平地震作用靠近,不致造成一个方向过强、一个方向过弱的现象,有利于抗震设计。

三、合理的刚度和承载力分布

建筑物承受的静力荷载是基本稳定的(如自重、楼面活荷载等),而地震时所受的地震作用大小则与结构的动力特性密切相关:建筑物的侧移刚度越大,则自振周期越短,地震作用也越大,要求结构构件具有较高的承载力。提高结构的侧移刚度,往往以提高造价和降低结构变形能力为代价,因此在确定结构体系时,需要在刚度、承载力之间寻求较好的匹配关系。

《建筑抗震设计规范》规定:

3.5.2 结构体系应符合下列各项要求:

- 3 应具备必要的抗震承载力,良好的变形能力和消耗地震能量的能力。

必要的抗震承载力是指应具备必要的强度,良好的变形能力是指不致引起结构功能丧失或超越容许破坏程度的变形值范围,良好的耗能能力是指结构能吸收和消耗地震输入能量而保存下来的能力,也即应具备良好的延性。

结构体系的抗震能力综合表现在强度、刚度和变形能力三者的统一,即抗震结构体系应具备必要的强度和良好的延性或变形能力,如果抗震结构体系有较高的抗侧力强度,但同时缺乏足够的延性,这样的结构在地震时很容易破坏。例如不配筋又无钢筋混凝土构造柱的砌体结构,其抗震性能是很不好的。另一方面,如果结构有较大的延性,但抗侧力的强度不符合要求,这样的结构在强烈地震作用下,必然产生相当大的变形,如纯框架结构,其抗震性能也是不理想的。震害调查表明,在历次地震中,钢筋混凝土纯框架严重破坏,甚至倒塌者也屡见不鲜。因此,重视结构整体性与变形能力是防止在大震下结构倒塌的关键。

四、多道抗震防线

《建筑抗震设计规范》规定:

3.5.2 结构体系应符合下列各项要求:

- 2 应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

3.5.3 结构体系尚宜符合下列各项要求:

- 1 宜有多道抗震防线。

《建筑抗震设计规范》3.5.3 条的“条文说明”指出：

多道防线对于结构在强震下的安全是很重要的。所谓多道防线的概念，通常指的是：

第一，整个抗震结构体系由若干个延性较好的分体系组成，并由延性较好的结构构件连接起来协同工作。如框架-抗震墙体系是由延性框架和抗震墙二个系统组成；双肢或多肢抗震墙体系由若干个单肢墙分系统组成；框架-支撑框架体系由延性框架和支撑框架二个系统组成；框架-筒体体系由延性框架和筒体二个系统组成。

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

1. 整个抗震结构体系由若干个延性较好的分体系组成

单一结构体系只有一道防线，一旦破坏就会造成建筑物倒塌，抗震结构不宜采用单一结构体系。因为一次大地震，某场地产生的地震动，能造成建筑物破坏的强震持续时间少则几秒，多则十几秒，甚至更长。且是多次的地震动，一个接一个的强脉冲对建筑物产生多次往复冲击，造成累积式的破坏。如果建筑物采用的是单一结构体系，仅有一道抗震防线，该防线一旦被破坏后，接踵而来的持续地震动，就会促使建筑物倒塌。如果建筑物采用的是多重抗侧力体系，第一道防线的抗侧力构件在强烈地震袭击下遭到破坏后，后备的第二道乃至第三道防线的抗侧力构件立即接替，抵挡住后续的地震动的冲击，可保证建筑物最低限度的安全，免于倒塌。所以在抗震结构体系中，设置多道抗震防线是十分必要的。

限于中长期地震预报水平以及地震的不确定性，一个地区在一定年限内发生高于基本烈度的地震，绝不是不可能的。防止在罕遇大震时发生建筑物倒塌，是抗震设计的最低设防标准。多道抗震防线概念的应用，对于实现这一目标是有效的，是能保障人民生命安全的。符合多道抗震防线的结构体系有框架-抗震墙体系、框架-支撑体系、框架-筒体体系、筒中筒体系等。在这些结构体系中，由于抗震墙、支撑、筒体的侧向刚度比框架大得多，在水平地震力的作用下，通过楼板的协同工作，大部分的水平力首先由这些侧向刚度大的抗侧力构件予以承担，而形成第一道防线，框架退居为第二道防线。

(1) 第一道防线的构件选择

地震倒塌的宏观现象表明，一般情况下，倒塌物很少远离原来的平面位置。据此可以认为，地震的往复作用使结构遭到严重破坏，而最后倒塌则是结构因破坏而丧失了承受重力荷载的能力。所以，可以说房屋倒塌的最直接原因，是承重构件竖向承载能力下降到低于有效重力荷载的水平。按照上述原则处理，充当第一道防线的构件即使有损坏，也不会对整个结构的竖向构件承载能力有太大影响；如果利用轴压比值较大的框架柱充当第一道防线，框架柱在侧力作用下损坏后，竖向承载能力就会大幅度下降，当下降到低于所负担的重力荷载时，就会危及整个结构的安全。因此从总的原则上说，应优先选择不负担或少负担重力荷载的竖向支撑或填充墙，或者选用轴压比值较小的抗震墙、实墙筒体之类构件，作为第一道抗震防线的抗侧力构件。一般情况下，不宜采用轴压比很大的框架柱兼作第一道防线的抗侧力构件。

(2) 结构体系的多道设防

框架-抗震墙结构体系的主要抗侧力构件是剪力墙,它是第一道防线。在弹性地震反应阶段,大部分侧向地震力由抗震墙承担,但是一旦抗震墙开裂或屈服,此时框架承担地震力的份额将增加,框架部分起到第二道防线的作用,并且在地震动过程中承受主要的竖向荷载。

单层厂房纵向体系中,柱间支撑是第一道防线,柱是第二道防线。通过柱间支撑的屈服来吸收和消耗地震能量,从而保证整个结构的安全。

(3) 结构构件的多道防线

联肢抗震墙中,连系梁先屈服,然后墙肢弯曲破坏丧失承载力。当连系梁钢筋屈服并具有延性时,它既可以吸收大量地震能量,又能继续传递弯矩和剪力,对墙肢有一定的约束作用,使抗震墙保持足够的刚度和承载力,延性较好。如果连系梁出现剪切破坏,按照抗震结构多道设防的原则,只要保证墙肢安全,整个结构就不至于发生严重破坏或倒塌。

“强柱弱梁”型的延性框架,在地震作用下,梁处于第一道防线,用梁的变形去消耗输入的地震能量。其屈服先于柱的屈服,使柱处于第二道防线。

在超静定结构构件中,赘余构件为第一道防线,由于主体结构仍是静定或超静定结构,这些赘余构件的先期破坏并不影响整个结构的稳定和继续承受荷载的能力。

2. 抗震结构体系应建立起一系列分布的塑性屈服区

结构的抗震能力依赖于组成结构的各部分的吸能和耗能能力。在抗震体系中,吸收和消耗地震输入能量的各部分称为抗震防线。一个好的抗震结构体系应尽量设置多道防线。当某部分结构出现破坏、降低或丧失抗震能力、其余部分仍能继续抵抗地震作用。具有多道防线的结构,一是要求结构具有良好的延性和耗能能力,二是要求结构具有尽可能多的抗震赘余度。结构的吸能和耗能能力,主要依靠结构或构件在预定部位产生塑性铰,即结构可承受反复的塑性变形而不倒塌,仍具有一定的承载能力。若结构没有足够的超静定次数,一旦某部位形成塑性铰后,会使结构变成可变体系而丧失整体稳定。另外,应控制塑性铰使其出现在恰当位置,塑性铰的形成不应危及整体结构的安全。

为贯彻此概念,其设计处理的办法是:

(1) 利用结构各部分的联系构件或非主要承重构件形成“耗能元件”。

在对这种耗能元件合理设计后,可使整个结构在预估的罕遇地震下产生可以允许的破坏,并消耗相当的地震输入能量,从而维持了整个结构体系的稳定和继续承受荷载能力。如具有连梁的并联抗震墙,连梁即可设计成很好的耗能元件,以使在罕遇地震下连梁先出现塑性铰。又如框架结构的填充墙,经合理设计填充墙可以增加结构的强度和刚度,同时在地震反复作用下填充墙产生裂缝,可以大量吸收和耗散地震能量,起到耗能元件作用。

(2) 将塑性铰控制在一系列有利部位,把能量耗散在整个结构的平面和高度方面上。为使结构在强震下出现塑性铰以吸能和耗能,必须在设计时有意识地在一些构件中采取特殊的构造措施,使塑性变形集中在一些潜在的屈服区,使结构具有更有利的塑性重分布的能力。使这些并不危险的部位首先形成塑性铰或发生可以修复的破坏,从而保护主要承重体系。否则塑性铰的出现可能使结构过早倒塌。如在钢筋混凝土框架结构中要求“强柱弱梁”的原则,其目的就在于使框架结构的塑性铰先出现在各梁端而不是柱端。

(3) 要求结构具有尽可能多的赘余度

若结构没有适当的赘余度，在出现塑性铰时就会形成几何可变的“机构”，失去承载能力而倒塌。一般说来，超静定次数越高，对抗震越有利，但这不是充分条件，主要与形成屈服区和塑性铰的部位直接相关。如在框架或框架-剪力墙体系中，当框架梁端或连梁端部出现塑性铰时，均不至于导致整个结构破坏。

按以上设计思想，要求在结构遭遇比基本烈度还大的罕遇地震时仅在预计部位出现塑性铰而不致倒塌，此即为设置多道抗震防线的概念。

五、避免竖向承载力与刚度突变

建筑抗震性能的好坏，除取决于总体的承载力、变形和吸能力外，避免局部的抗震薄弱环节（如刚度突变、屈服强度比突变等）也十分重要。

《建筑抗震设计规范》规定：

3.5.2 结构体系应符合下列各项要求：

- 4 对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高其抗震能力。

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但忽视了整个结构各部位刚性、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。

《建筑抗震设计规范》规定：

3.5.3 结构体系尚宜符合下列各项要求：

- 2 宜具有合理的刚度和承载力分布，避免因局部削弱或突变形成薄弱部位，产生过大的应力集中或塑性变形集中。

局部削弱或突变形成薄弱部位有两类：

1) 刚度突变。刚度突变是由于建筑体型复杂或主要抗震结构体系在竖向布置的不连续、不均匀而产生的。刚度变化不连续不均匀的部位产生应力集中，应力集中部位如果设计时没有作必要的加强，便先于相邻部位进入屈服，刚度进一步减小，在地震反复作用下，该部位的塑性变形继续发展，称之为塑性变形集中。最终可能导致严重破坏甚至倒塌。

2) 屈服强度比 $\xi(i)$ 突变。屈服强度比 $\xi(i)$ 的含义不是指截面绝对的强度（配筋量），而是一个相对的比值，是指钢筋混凝土多层结构各层实际抗剪承载力（按实际配筋与材料标准强度计算）与该层弹性层间剪力之比，这个比值是影响结构弹塑性变形的重要参数。实际抗震设计时，各楼层的屈服强度比 $\xi(i)$ 往往是不均匀的。如果给出 $\xi(i)$ 沿楼层高度分布的折线图，则该分布曲线的凹点将会形成结构抗震的薄弱部位，在地震作用下率先屈服而出现较大的弹塑性变形。

结构的塑性变形集中是相当复杂的问题，即使是规则的、刚度和强度变化均匀的结构系

统,仍然会在某些部位先于其他部位进入屈服,并在该部位发展变形。即一个结构体系在复杂的地震作用下各部分不会同时进入屈服状态。屈服强度分布不均匀结构的弹塑性变形要比屈服强度均匀的结构复杂得多。因此,当前还是尽可能从体型上、结构体系的设计上使刚度和强度变化均匀,尽量减少形成薄弱部位的因素,努力减少变形集中的程度,并采取相当的抗震构造措施提高结构的变形能力。

六、结构构件应注意强度、刚度和延性之间的合理均衡

抗震结构与非抗震结构的不同之处在于,抗震结构除了要承担常规的荷载作用以外,还要承担动态的地震作用;而非抗震结构对于静态的重力荷载,要考虑的仅是足够的强度和刚度。抗震结构的强度与刚度都必须控制在一定的范围内,例如地震时,构件的抗弯强度太大可能会引起耗能差的抗剪破坏,不利于抗震;此外,构件刚度增大会增加结构的地震作用。结构体系是由各类构件连接而成,抗震结构的构件应具备必要的强度、适当的刚度、良好的延性和可靠的连接,并应注意强度、刚度和延性之间的合理均衡。

结构构件要有足够的强度,其抗剪、抗弯、抗压、抗扭等强度均应满足抗震承载力要求。要合理选择截面,合理配筋,在满足强度要求的同时,还要做到经济可行,在构件强度计算和构造处理上要避免剪切破坏先于弯曲破坏,混凝土压溃先于钢筋屈服,钢筋锚固失效先于构件破坏,以便更好地发挥构件的耗能能力。

结构构件的刚度要适当。构件刚度太小,地震作用下,结构变形过大,会导致非结构构件的损坏甚至结构构件的破坏;构件刚度太大,会降低构件延性,增大地震作用,还要多消耗大量材料。抗震结构要在刚柔之间寻找合理的方案。

结构构件应具有良好的延性,即具有良好的变形能力和耗能能力,从某种意义上说,结构抗震的本质就是延性。提高延性可以增加结构抗震潜力,增强结构抗倒塌能力。采取合理构造措施可以提高和改善构件延性,如砌体结构,具有较大的刚度和一定的强度,但延性较差,若在砌体中设置圈梁和构造柱,将墙体横竖相箍,可以大大提高变形能力。又如钢筋混凝土抗震墙,刚度大强度高,但延性不足,若在抗震墙中用竖缝把墙体划分成若干并列墙段,可以改善墙体的变形能力,做到强度、刚度和延性的合理匹配。

《建筑抗震设计规范》规定:

3.5.4 结构构件应符合下列要求:

- 1 砌体结构应按规定设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱,或采用约束砌体、配筋砌体等。
- 2 混凝土结构构件应控制截面尺寸和受力钢筋、箍筋的设置,防止剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固粘结破坏先于钢筋破坏。
- 3 预应力混凝土的构件,应配有足够的非预应力钢筋。
- 4 钢结构构件的尺寸应合理控制,避免局部失稳或整个构件失稳。
- 5 多、高层的混凝土楼、屋盖宜优先采用现浇混凝土板。当采用预制装配式混凝土楼、屋盖时,应从楼盖体系和构造上采取措施确保各预制板之间连接的整体性。

《建筑抗震设计规范》3.5.4 条的“条文说明”指出:

3.5.4 本条对各种不同材料的结构构件提出了改善其变形能力的原则和途径:

1 无筋砌体本身是脆性材料,只能利用约束条件(圈梁、构造柱、组合柱等来分割、包围)使砌体发生裂缝后不致崩塌和散落,地震时不致丧失对重力荷载的承载能力。

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

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 提出了对预应力混凝土结构构件的要求。

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

七、确保结构的整体性,加强构件间的连接

地震导致房屋破坏的内在因素和直接原因有以下三种情况:①结构丧失整体性;②构件强度不足;③地基不均匀沉陷。其中,属于第①种情况的为数不少,其后果是严重的,不是全部倒塌就是局部倒塌。因其可造成建筑在地震作用下丧失整体性后倒塌,或者由于整个结构变成机动构架而倒塌,或者由于外围构件平面外失稳而倒塌。所以,要使建筑具有足够的抗震可靠度,确保结构在地震作用下不丧失整体性,是必不可少的条件之一。

一个结构体系是由基本构件组成的,构件之间的连接遭到破坏,各个构件在未能充分发挥其抗震承载力之前,就因平面外失稳而倒塌,或从支承构件上滑脱坠地,结构就丧失了整体性。所以,要提高房屋的抗震性能,保证各个构件充分发挥承载力,首要的是加强构件间的连接,使之能满足传递地震力时的强度要求和适应地震时大变形的延性要求。只要构件间的连接不破坏,整个结构就能始终保持其整体性,充分发挥其空间结构体系的抗震作用。因此《建筑抗震设计规范》规定,结构各构件之间的连接应符合要求。

3.5.5 结构各构件之间的连接,应符合下列要求:

1 构件节点的破坏,不应先于其连接的构件。

2 预埋件的锚固破坏,不应先于连接件。

3 装配式结构构件的连接,应能保证结构的整体性。

4 预应力混凝土构件的预应力钢筋,宜在节点核心区以外锚固。

3.5.6 装配式单层厂房的各种抗震支撑系统,应保证地震时厂房的整体性和稳定性。

【例 2.3.1】 下列对结构体系描述不正确的是何项?

(A) 宜设多道抗震防线

(B) 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近

(C) 结构在两个主轴方向的动力特性相差宜大

(D) 应避免应力集中

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》3.5.3条,结构体系尚宜符合下列各项要求:

- (1) 宜有多道抗震防线。
- (2) 应具有合理的刚度和承载力分布,避免因局部削弱或突变形成薄弱部位,产生过大的应力集中或塑性变形集中。
- (3) 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

【例 2.3.2】 结构设计的布置(1999年一级,因规范改版,本题已作相应调整。)

下列四种高层混凝土建筑结构设计的布置中,何项为正确?

- (A) 当需要抗震设防时,高层建筑必须设地下室
- (B) 需要抗震设防的高层建筑,竖向体型应力求规则均匀,避免有过大的外挑和内收
- (C) 框架-剪力墙结构中,横向剪力墙的布置,尽量避免设置在建筑的端部附近及恒载较大的地方
- (D) 高层框架结构体系,当建筑平面为长方形且平面宽度比长度短得多时,主要承重框架采用纵向布置的方案对抗风有利

答案:(B)

(1) 根据《高规》^①12.1.1条,高层建筑宜设地下室。(A) 错误。

(2) 根据《高规》3.5.1条,高层建筑的竖向体型宜规则、均匀,避免有过大的外挑和收进。结构的侧向刚度宜下大上小,逐渐均匀变化。(B) 正确。

(3) 根据《高规》3.1.5-1条,结构的竖向和水平布置宜使结构具有合理的刚度和承载力,避免因刚度和承载力局部突变或结构扭转效应而形成薄弱部位。因此横向剪力墙应布置在恒载较大的地方。(C) 错误。

(4) 根据《高规》3.1.5-1条,水平布置宜使结构具有合理的刚度和承载力,避免结构扭转效应。因此主要承重框架采用横向布置的方案对抗风有利。(D) 错误。

【例 2.3.3】 题干见《试题 2.3.2》(2000年)

答案:(C)

(1) 根据《高规》3.1.4-1条,高层建筑应具有必要的承载力、刚度和延性。

根据《抗规》3.5.2-3条,结构体系应具备必要的抗震承载力,良好的变形能力和消耗地震的能力。(I) 不妥。

(2) 根据《抗规》3.5.3条条文说明,抗震结构体系具有最大可能数量的内部、外部赘余度,有意识地建立起一系列分布的塑性铰区,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。(II) 正确。

(3) 根据《抗规》3.5.3-1条,结构体型宜有多道抗震设防线。

框架-抗震墙结构体系的主要抗侧力构件是剪力墙,它是第一道防线。在弹性地震反应阶段,大部分侧向地震力由抗震墙承担,但是一旦抗震墙开裂或屈服,此时框架承担地震力的份额将增加,框架部分起到第二道防线的作。用。(III) 正确。

(4) 连系梁钢筋的屈服并具有延性时,它既可以吸收大量地震能量,又能继续传递弯矩和剪力,对墙肢有一定的约束作用,使抗震墙保持足够的刚度和承载力。(IV) 正确。

(C) 正确。

^① JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》的简称,本书余同。

【例 2.3.4】 题千见〔试题 2.3.3〕(2012 年一级)

答案: (D)

(1) 根据《抗规》3.4.1 条及条文说明, I 符合规范要求。

(2) 根据《抗规》3.5.2 条、3.5.3 条条文说明, 抗震结构体系具有最大可能数量的内部、外部赘余度, II 不符合。

(3) 根据《抗规》3.5.3-3 条, 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近, III 不符合。

(4) 根据《抗规》3.5.2 条、3.5.3 条条文说明, 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, IV 符合。

故选 (D)。

第四节 结构分析

《考试大纲》要求:

掌握一般钢筋混凝土结构构件的抗震设计计算要点

一、“试题”回顾

〔试题 2.4.1〕 梁端弯矩的调幅(1999 年)

对于下列何种情况, 可以考虑对现浇框架梁的梁端弯矩 M 值进行调幅处理?

- (A) 当有水平风荷载参与组合时产生的梁端弯矩
- (B) 当有地震作用参与组合时产生的梁端弯矩
- (C) 在竖向荷载作用下产生的悬挑梁端弯矩
- (D) 在竖向荷载作用下框架(非悬挑部分)梁端产生的负弯矩

〔试题 2.4.2〕 基本计算假定(2000 年)

高层建筑结构是一个复杂的三维空间体系, 计算内力与位移时必须作基本计算假定。在下面假定中何项是不合理的?

- (A) 按弹性工作状态计算
- (B) 任何情况下, 都可假定楼盖平面内刚度为无限大, 平面外刚度可不考虑
- (C) 考虑整体共同作用
- (D) 计算中应考虑墙和柱子轴向变形的影响

〔试题 2.4.3〕 计算参数(2005 年)

下列关于高层建筑结构的几组计算参数, 其中哪一组相对准确?

提示: 下述答案 (D) 中的“调幅系数”, 是指《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002) 中所定义的调幅系数。

- (A) 现浇框架结构, 其楼面活荷载为 5.0kN/m^2 , 当设计时未考虑楼面活荷载不利布置时, 对框架梁正负弯矩可以同时乘以放大系数 $1.1 \sim 1.3$
- (B) 当对 9~20 层高层住宅的墙、柱、基础计算时, 其活荷载楼层折减系数取 0.65
- (C) 剪力墙结构, 当非承重墙采用空心砖填充墙时, 结构自振周期折减系数可取 $0.8 \sim 0.9$

- (D) 现浇框架结构, 可对框架梁组合弯矩进行调幅, 梁端负弯矩调幅系数取 0.8 ~ 0.9, 跨中弯矩相应增大

【试题 2.4.4】设计要求 (2006 年)

下面对钢筋混凝土结构抗震设计提出一些要求, 试问, 其中何项组合中的要求全部是不正确的?

①质量和刚度明显不对称的结构, 均应计算双向水平地震作用下的扭转影响, 并应与考虑偶然偏心引起的地震效应叠加进行计算。

②特别不规则的建筑, 应采用时程分析的方法进行多遇地震作用下的抗震计算, 并按其计算结果进行构件设计。

③抗震等级为一、二级的框架结构, 其纵向受力钢筋采用普通钢筋时, 钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.3。

④因设置填充墙等形成的框架柱净高与柱截面高度之比不大于 4 的柱, 其箍筋应在全高范围内加密。

- (A) ①② (B) ①③④ (C) ②③④ (D) ③④

【试题 2.4.5】计算参数 (2008 年)

某 12 层现浇框架-剪力墙结构, 抗震设防烈度 8 度, 丙类建筑, 设计地震分组为第一组, II 类建筑场地, 建筑物平、立面如图 2.4.1 所示, 非承重墙采用非黏土类砖墙。

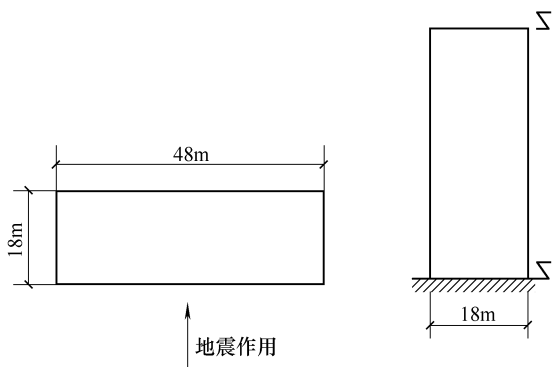


图 2.4.1

对建筑物进行水平地震作用分析时, 采用 SATWE 电算程序, 需输入的 3 个计算参数分别为: 连梁刚度折减系数 S_1 ; 竖向荷载作用下框架梁端负弯矩调幅系数 S_2 ; 计算自振周期折减系数 S_3 。试问, 下列各组参数中 (依次为 S_1 、 S_2 、 S_3), 其中哪一组相对准确?

- (A) 0.4; 0.8; 0.7 (B) 0.5; 0.7; 0.7
(C) 0.6; 0.9; 0.9 (D) 0.5; 0.8; 0.7

【试题 2.4.6】抗震分析 (2009 年)

下列关于高层混凝土结构抗震分析的一些观点, 其中哪一项相对准确?

- (A) B 级高度的高层建筑结构应采用至少二个三维空间分析软件进行整体内力位移计算
(B) 计算中应考虑楼梯构件的影响
(C) 对带转换层的高层结构, 必须采用弹塑性时程分析方法补充计算
(D) 规则结构控制结构水平位移限值时, 楼层位移计算亦应考虑偶然偏心的影响

【试题 2.4.7】地震剪力增大系数 (2010 年)

某五层框架结构, 平面规则, 经验算, 二层、三层、四层、五层与首层的侧向刚度之比分别为 0.85、1.11、1.14、1.05。试问, 采用空间结构计算模型时, 其首层、二层的地震

剪力增大系数, 分别应为下列何项数值?

- (A) 1.00; 1.00 (B) 1.00; 1.15
(C) 1.15; 1.00 (D) 1.15; 1.15

『试题 2.4.8』 计算参数 (2012 年一级)

某五层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 柱网尺寸为 $9\text{m} \times 9\text{m}$, 各层层高均为 4.5m , 位于 8 度 ($0.3g$) 抗震设防地区, 设计地震分组为第二组, 场地类别为 III 类, 建筑抗震设防类别为丙类。已知各楼层的重力荷载代表值均为 18000kN 。

假设, 该五层房屋采用现浇有粘结预应力混凝土框架结构。抗震设计时, 采用的计算参数及抗震等级如下所示:

- I. 多遇地震作用计算时, 结构的阻尼比为 0.05 ;
II. 罕遇地震作用计算时, 特征周期为 0.55s ;
III. 框架的抗震等级为二级。

试问, 针对上述参数取值及抗震等级的选择是否正确的判断, 下列何项正确?

- (A) I、II 正确, III 错误 (B) II、III 正确, I 错误
(C) I、III 正确, II 错误 (D) I、II、III 均错误

『试题 2.4.9』 计算参数 (2013 年一级)

某普通办公楼, 采用现浇钢筋混凝土框架-核心筒结构, 房屋高度 116.3m , 地上 31 层, 地下 2 层, 3 层设转换层, 采用桁架转换构件, 平、剖面如图 2.4.2 所示。抗震设防烈度为 7 度 ($0.1g$), 丙类建筑, 设计地震分组第二组, II 类建筑场地, 地下室顶板 ± 0.000 处作为上部结构嵌固部位。

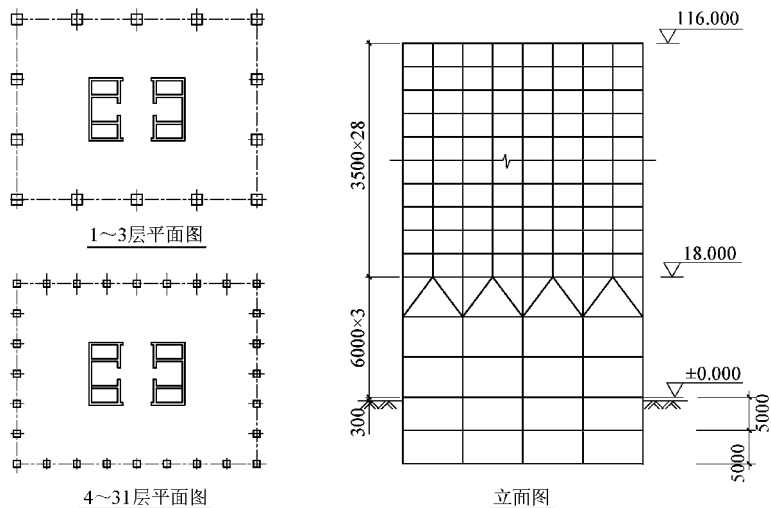


图 2.4.2

该结构需控制罕遇地震作用下薄弱层的层间位移。假定, 主体结构采用等效弹性方法进行罕遇地震作用下弹塑性计算分析时, 结构总体上刚刚进入屈服阶段。电算程序需输入的计算参数分别为: 连梁刚度折减系数 S_1 ; 结构阻尼比 S_2 ; 特征周期值 S_3 。试问, 下列各组参数中 (依次为 S_1 、 S_2 、 S_3), 其中哪一组相对准确?

- (A) 0.4、0.06、0.45 (B) 0.4、0.06、0.40
(C) 0.5、0.05、0.45 (D) 0.2、0.06、0.40

二、《规范》规定

“小震不坏”“大震不倒”这两项要求是抗震设防目标的最基本要求。

要达到“小震不坏”的目标，需要进行多遇地震作用下的反应分析、截面抗震验算以及层间弹性位移的验算，这些都是以线弹性理论为基础的，为此《建筑抗震设计规范》规定：

3.6.1 除本规范特别规定者外，建筑结构应进行多遇地震作用下的内力和变形分析，此时，可假定结构与构件处于弹性工作状态，内力和变形分析可采用线性静力方法或线性动力方法。

“大震不倒”这一设防目标，并不是所有房屋都必须进行计算后才能达到的，相当部分建筑是靠抗震措施，特别是靠抗震构造措施来保证满足“大震不倒”，例如砌体结构等。部分结构需进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算，以防止大震时房屋产生倒塌，为此就需要进行罕遇地震作用下结构的弹塑性变形分析。《建筑抗震设计规范》规定：

3.6.2 不规则且具有明显薄弱部位可能导致重大地震破坏的建筑结构，应按本规范有关规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。此时，可根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法。

当本规范有具体规定时，尚可采用简化方法计算结构的弹塑性变形。

重力二阶效应影响是指：水平地震作用将使结构发生水平侧移，结构重力与水平侧移的乘积，称为重力附加弯矩，在小变形假设下，这种附加弯矩一般不考虑。但是，例如在高层钢结构中，这种附加弯矩由于侧移的增大而增加，当其达到一定程度时，这种重力二阶效应的影响就必须加以考虑。多高层钢结构要考虑此影响，砌体和抗震墙（混凝土墙）结构可不考虑，钢筋混凝土框架结构可适当考虑。对此《建筑抗震设计规范》规定：

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

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

结构分析时，楼、屋盖被区分为刚性横隔板，半刚性横隔板和柔性横隔板等。地震力在各抗侧力构件中的分配将随楼板的刚性不同而有变化，《建筑抗震设计规范》3.6.4条的规定就是讲述这个问题。

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

质量和侧向刚度分布接近对称且楼、屋盖可视为刚性横隔板的结构，这是一般结构设计

中大量应用的结构, 对这类结构的抗震分析, 《建筑抗震设计规范》规定:

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

利用计算机进行结构抗震分析已经十分普及, 对此《建筑抗震设计规范》规定:

3.6.6 利用计算机进行结构抗震分析, 应符合下列要求:

- 1 计算模型的建立、必要的简化计算与处理, 应符合结构的实际工作状况, 计算中应考虑楼梯构件的影响。
- 2 计算机软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定, 并应阐明其特殊处理的内容和依据。
- 3 复杂结构在多遇地震作用下的内力和变形分析时, 应采用不少于两个合适的不同力学模型, 并对其计算结果进行分析比较。
- 4 所有计算机计算结果, 应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。

但遇到较复杂结构就会发生问题。例如构件连接点处理成铰接还是刚接, 支座处理成滚动支承还是铰链支承, 处理不好会使结构内力发生重大变化。为此《建筑抗震设计规范》3.6.6 条第 1 款规定: 计算模型的建立、必要的简化计算与处理, 应符合结构的实际工作状况。

抗震分析中有相当多的调整系数, 是计算机自动计算还是要人工计算后再填入, 两者会有很大差别。为此《建筑抗震设计规范》3.6.6 条第 2 款规定: 计算机软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定, 并应阐明其特殊处理的内容和依据。为此《建筑抗震设计规范》3.6.6 条第 3 款规定: 复杂结构进行多遇地震作用下的内力和变形分析时, 应采用不少于两个不同的力学模型, 并对其计算结果进行分析比较。

《建筑抗震设计规范》3.6.6 条第 4 款规定: 所有计算机计算结果, 应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。《建筑抗震设计规范》的这一规定必须认真执行。

【例 2.4.1】 题干见《试题 2.4.4》(2006 年)

答案: (A)

(1) 根据《抗规》5.2.3 条条文说明, 偶然偏心与扭转二者不需要同时参与计算。

《高规》4.3.3 条条文说明, 当计算双向地震作用时, 可不考虑偶然偏心的影响, 但应与单向地震作用考虑偶然偏心的计算结果进行比较, 取不利的情况进行设计。①错误。

(2) 根据《抗规》5.1.2-3 条, 特别不规则的建筑, 应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算; 当取三组加速度时程曲线输入时, 计算结果宜取时程法的包络值和振型分解反应谱法的较大值; 当取七组及七组以上的时程曲线时, 计算结果可取时程法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。②错误。

(3) 根据《抗规》3.9.2-2 条, 抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件 (含梯段), 其纵向受力钢筋采用普通钢筋时, 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; 钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.3。③正确。

(4) 根据《抗规》6.3.9-4 条, 剪跨比不大于 2 的柱、因设置填充墙等形成的柱净高

与柱截面高度之比不大于4的柱、框支柱、一级和二级框架的角柱,柱的箍筋全高加密。④正确。

综上,故(A)正确。

【例 2.4.2】 题干见《试题 2.4.5》(2008 年)

答案:(D)

(1) 根据《高规》5.2.1条,高层建筑结构地震作用效应计算时,可对剪力墙连梁刚度予以折减,折减系数不宜小于0.5。

(2) 根据《高规》5.2.3-1条,现浇框架梁端负弯矩调幅系数可取为0.8~0.9。

(3) 根据《高规》4.3.17条,框架-剪力墙结构的自振周期折减系数取0.7~0.8。

综上,故(D)正确。

【例 2.4.3】 题干见《试题 2.4.6》(2009 年)

答案:(B)

(1) 根据《高规》5.1.12条,体型复杂、结构布置复杂以及B级高度高层建筑结构,应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。(A)错误。

(2) 根据《抗规》3.6.6-1条,计算模型的建立、必要的简化计算与处理,应符合结构的实际工作状况,计算中应考虑楼梯构件的影响。(B)正确。

(3) 根据《高规》5.1.13-3条,B级高度的高层建筑结构宜采用弹塑性静力或弹塑性动力分析方法补充计算。(C)错误。

(4) 根据《高规》3.7.3条条注:抗震设计时,本条规定的楼层位移计算可不考虑偶然偏心的影响。(D)错误。

【例 2.4.4】 题干见《试题 2.4.8》(2012 年)

答案:(D)

I. 错误,根据《混规》^①第11.8.3条,预应力混凝土结构自身的阻尼比可采用0.03;

II. 错误,根据《抗规》表5.1.4-2,特征周期为 $0.55s + 0.05s = 0.6s$ 。

III. 错误,根据《抗规》第3.3.3条,Ⅲ类场地,设防烈度8度(0.3g),宜按9度要求采取抗震构造措施,但抗震措施中的内力并不要求调整。对照《抗规》表6.1.2,框架应按一级采取构造措施,按二级的要求进行内力调整。

【例 2.4.5】 (2014 年一级)

下列关于高层建筑混凝土结构作用效应计算时剪力墙连梁刚度折减的观点,哪一项不符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010的要求?

(A) 结构进行风荷载作用下的内力计算时,不宜考虑剪力墙连梁刚度折减

(B) 第3性能水准的结构采用等效弹性方法进行罕遇地震作用下竖向构件的内力计算时,剪力墙连梁刚度可折减,折减系数不宜小于0.3

(C) 结构进行多遇地震作用下的内力计算时,可对剪力墙连梁刚度予以折减,折减系数不宜小于0.5

(D) 结构进行多遇地震作用下的内力计算时,连梁刚度折减系数与抗震设防烈度无关

答案:(D)

① GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》的简称,余同。

根据《高规》:

- (A) 5.2.1 条条文说明, 对如重力荷载、风荷载作用效应计算不宜考虑连梁刚度折减, 对。
- (B) 3.11.3 条条文说明, 刚度折减系数一般不小于 0.3, 对。
- (C) 5.2.1 条, 对。
- (D) 5.2.1 条条文说明, 通常, 设防烈度低时可少折减一些 (6 度、7 度时可取 0.7), 设防烈度高时可多折减一些 (8 度、9 度时可取 0.5)。错。

【例 2.4.6】 题干见《试题 2.4.9》(2013 年一级)

答案: (A)

根据《高规》第 3.11.3 条条文说明, 剪力墙连梁刚度折减系数不小于 0.3, (A)、(B)、(C) 相对准确, (D) 不准确。

剪力墙结构阻尼比宜适当增加, 但增加值不大于 0.02, 即 $0.05 \leq \xi \leq 0.05 + 0.02 = 0.07$, (C) 不准确。

根据《高规》第 4.3.7 条, 计算罕遇地震时, 特征周期应增加 0.05s, 查表 4.3.7-2, $T_g = 0.04s$, 则 S_3 为 0.45s。(B) 不准确。

故选 (A)。

第五节 非结构构件

《考试大纲》要求:

《考试大纲》没有提出要考核“非结构构件”的要求。

一、“试题”回顾

【试题 2.5.1】 非结构构件 (2006 年)

某地区抗震设防烈度为 7 度, 下列何项非结构构件可不需要进行抗震验算?

- (A) 玻璃幕墙及各类幕墙的连接
- (B) 悬挂重物的支座及其连接
- (C) 电梯提升设备的锚固件
- (D) 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

【试题 2.5.2】 悬臂式广告牌的水平地震作用标准值 (2011 年)

某五层重点设防类建筑, 采用现浇钢筋混凝土框架结构, 抗震等级为二级, 各柱截面尺寸均为 600mm × 600mm, 混凝土强度等级 C40。

已知, 该建筑抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 $0.10g$ 。建筑物顶部附设 6m 高悬臂式广告牌, 附属构件重力为 100kN, 自振周期为 0.08s, 顶层结构重力为 12000kN。试问, 该附属构件自身重力沿不利方向产生的水平地震作用标准值 F (kN) 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 16 (B) 20 (C) 32 (D) 38

二、《规范》规定简介

(一)《建筑抗震设计规范》的规定

- 3.7.1 非结构构件包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备,自身及其与结构主体的连接,应进行抗震设计。
- 3.7.2 非结构构件的抗震设计,应由相关专业人员分别负责进行。
- 3.7.3 附着于楼、屋面结构上的非结构构件,以及楼梯间的非承重墙体,应与主体结构有可靠的连接或锚固,避免地震时倒塌伤人或砸坏重要设备。
- 3.7.4 框架结构的围护墙和隔墙,应估计其设置对结构抗震的不利影响,避免不合理设置而导致主体结构的破坏。
- 3.7.5 幕墙、装饰贴面与主体结构应有可靠连接,避免地震时脱落伤人。
- 3.7.6 安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接,应符合地震时使用功能的要求,且不应导致相关部件的损坏。

(二) 对非结构构件的抗震对策

所谓非结构构件,一般是指在结构分析中不考虑承受重力荷载以及风、地震等侧力荷载的构件。《建筑抗震设计规范》中有关“非结构构件”的规定,主要讨论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概念。非结构构件可分四类。

第一类是附属构件,如女儿墙、厂房高低跨封墙、雨篷等。这类构件的抗震问题是防止倒塌,采取的抗震措施是加强非结构构件本身的整体性,并与主体结构加强锚固连接。

第二类是装饰物,如建筑贴面、装饰、顶棚和悬吊重物等,这类构件的抗震问题是防止脱落和装饰的破坏,采取的抗震措施是同主体结构可靠连接。对重要的贴面和装饰,也可采用柔性连接,即使主体结构在地震作用下有较大变形,也不致影响到贴面和装饰的损坏。

第三类是非结构的墙体,如围护墙、内隔墙、框架填充墙等,根据材料的不同和同主体结构的连接条件,它们可能对结构产生不同程度的影响,如①减小主体结构的自振周期,增大结构的地震作用。②改变主体结构的侧向刚度分布,从而改变地震作用在各结构构件之间的内力分布状态。③处理不好,会引起主体结构的破坏,如局部高度的填充墙形成短柱,地震时发生柱的脆性破坏。

第四类是建筑附属机电设备及支架等,这些设备通过支架与建筑物连接,因此,设备的支架应有足够的刚度和强度,与建筑物应有可靠的连接和锚固,并应使设备在遭遇设防烈度的地震影响后能迅速恢复运行。建筑附属机电设备的设置部位要适当,支架设计时要防止设备系统和建筑结构发生谐振现象。

对非结构构件的抗震对策,可根据不同情况区别对待:

1) 做好细部构造,让非结构构件成为抗震结构的一部分,在计算分析时,充分考虑非结构构件的质量、刚度、强度和变形能力。

2) 与上述相反,在构造做法上防止非结构构件参与工作,抗震计算时只考虑其质量,不考虑其强度和刚度。

3) 防止非结构构件在地震作用下出平面倒塌。

4) 对装饰要求高的建筑选用适合的抗震结构形式,主体结构要具有足够的刚度,以减

小主体结构的变形量,使之符合规范要求,避免装饰破坏。

5) 加强建筑附属机电设备支架与主体结构的连接与锚固,尽量避免发生次生灾害。

(三) 非结构构件对主体结构抗震性能的影响

在地震作用下,建筑中的某些非结构构件(如刚性填充墙)会或多或少地参与工作,从而可能改变整个结构或某些构件的刚度、承载力和传力路线,产生出乎预料的抗震效果,或者造成未曾估计到的局部震害。因此,有必要根据以往历次地震中的震害经验,妥善处理这些非结构部件,以减轻震害,提高建筑的抗震可靠度。

在钢筋混凝土框架体系的房屋中,隔墙和圈护墙采用实心砖、空心砖、硅酸盐砌块或加气混凝土砌块砌筑时,这些刚性填充墙将在很大程度上改变结构的动力特性,给整个结构的抗震性能带来一些有利的或不利的影 响,应在工程设计中考虑利用其有利的一面,防止其不利的一面。概括起来,砌体填充墙对结构抗震性能的影响有以下几点:

1) 使结构抗侧移刚度增大,自振周期减短,从而使作用于整个建筑上的水平地震力增大,增加的幅度可达 30% ~ 50%。

2) 改变了结构的地震剪力分布状况,由于砌体填充墙参与抗震,分担了很大一部分水平地震剪力,反而使框架所承担的楼层地震剪力减小。

3) 由于砌体填充墙具有较大的抗侧移刚度,限制了框架的变形,从而减小了整个结构的地震侧移幅值。

4) 相对于框架而言,砌体填充墙具有很大的初期刚度,建筑物遭受地震前几个较大加速度脉冲时,填充墙承担了大部分地震力,并用它自身的变形及墙面裂缝的出现和开展,消耗输入建筑物的地震能量。

所以,砌体填充墙在这里充当了第一道抗震防线的主力构件。使框架退居为第二道防线。

砌体填充墙不同于轻型隔墙,虽然也是非承重构件,但由于它具有较大的抗侧移刚度,所以不能随意布置。在建筑平面上,砌体填充墙的布置应力求对称均匀,以避免造成结构偏心,从而导致建筑在地震时发生扭转振动,沿房屋竖向,砌体填充墙应连续贯通,以避免在填充墙中断的楼层出现框架剪力的突然增大。

采用钢筋混凝土框架的建筑,就框架柱的受力状况和破坏形态而言,一般情况下均属于长柱。然而,当围护墙采用嵌砖砌墙时,由于每开间墙面上均开有较宽的窗洞,剩余的窗间墙很窄,而窗洞上、下的两条砖带(窗裙墙)则是通长的,并与框架柱紧密相接,由于窗裙墙对框架柱的刚性约束,减短了柱的有效长度,使它变成了短柱,承担的地震剪力大增,因而往往发生剪切破坏。图 2.5.1 所示的典型震例,房屋内部不到顶的砌体隔墙,使框架柱变成短柱,柱身在窗洞高度范围内出现的斜向裂缝,就属于短柱的剪切型破坏。因此,在框架体系房屋中,当必须采用砌体填充墙作围护墙时,应采取有效措施防止窗裙墙对框架柱的嵌固作用。

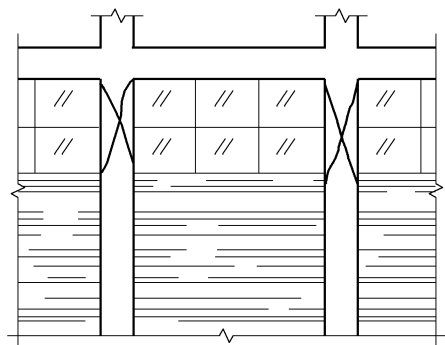


图 2.5.1 不到顶的砌体隔墙
所引起的短柱破坏

【例 2.5.1】 下面所列构件，除何项外均为非结构构件？

- (A) 女儿墙、雨篷 (B) 贴面、装饰柱、顶棚
(C) 围护墙、隔墙 (D) 砌体结构中的承重墙、构造柱

答案：(D)

根据《建筑抗震设计规范》3.7 条以及第 13 章可知，女儿墙、雨篷、围护墙、隔墙、贴面、装饰柱、顶棚等为非结构构件。承重墙和构造柱属于结构构件。

【例 2.5.2】 下列何项不属于建筑非结构构件？

- (A) 女儿墙、雨篷等附属结构构件 (B) 贴面、吊顶等装饰构件
(C) 建筑附属机电设备支架 (D) 维护和隔墙

答案：(C)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.7.1~3.7.6 条，非结构构件包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备。

【例 2.5.3】 题干见《试题 2.5.1》(2006 年)

答案：(B)

根据《抗规》13.1.2 条条文说明，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续。(A) 错误。
(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。本题是 7 度设防，可不需要进行抗震验算，(B) 正确。

(3) 7~9 度时，电梯提升设备的锚固件、高层建筑的电梯构件及其锚固。(C) 错误。

(4) 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。(D) 错误。

【例 2.5.4】 题干见《试题 2.5.2》(2011 年)

答案：(D)

(1) 根据《抗规》13.2.3 条，采用等效侧力法时，水平地震作用标准值按下列公式计算： $F = \gamma \eta \zeta_1 \zeta_2 \alpha_{\max} G$ 。

(2) 根据《抗规》附录 M.2 节，构件类别系数 $\gamma = 1.2$ ；功能系数按重点设防类（乙类）考虑， $\eta = 1.0$ ；状态系数，对于悬臂类构件、支撑点低于质心的任何设备 $\zeta_1 = 2.0$ ；位置系数，建筑的顶点取 $\zeta_2 = 2.0$ 。

(3) 根据《抗规》表 5.1.4-1，7 度，0.1g 时， $\alpha_{\max} = 0.08$ 。

(4) $F = \gamma \eta \zeta_1 \zeta_2 \alpha_{\max} G = 1.2 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 \times 0.08 \times 100 = 38.4 \text{ kN}$ 。故 (D) 正确。

第六节 隔震和消能减震设计

《考试大纲》要求：

《考试大纲》没有提出要考核“隔震和消能减震设计”的要求。

隔震设计指在房屋底部设置由橡胶隔震支座和阻尼器等部件组成的隔震层，以延长整个结构体系的自振周期，增大阻尼，减少输入上部结构的地震能量，达到预期的防震要求。消能减震设计指在房屋结构中设置消能装置，通过其局部变形提供附加阻尼，以消耗输入上部

结构的地震能量，达到预期的防震要求。现在应用较多的隔震装置是“橡胶隔震支座”，它是用多层橡胶片和钢板叠合而成的圆柱体（图 2.6.1）。一般在基础与上部结构之间要放多个隔震支座。相对来讲，隔震支座的水平刚度较小，且具有较好的阻尼耗能特性和弹性恢复特性。当强震发生时，由地面运动引起的结构位移大部分集中在隔震支座上（图 2.6.2），并且由于隔震支座有很好的阻尼和耗能特性，大部分地震能量都耗散在隔震层上。

基础隔震建筑的水平位移比普通建筑的大，但因这种水平位移主要由隔震系统提供，上部结构则发生类似刚体的位移，而且绝对位移量较小，如图 2.6.3 所示。可以预测，通过合理地设计隔震系统，有可能出现在大地震时建筑物只发生轻微平动的情况。

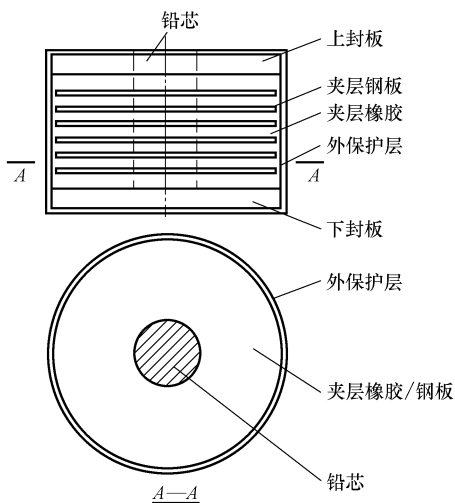


图 2.6.1 橡胶隔震支座

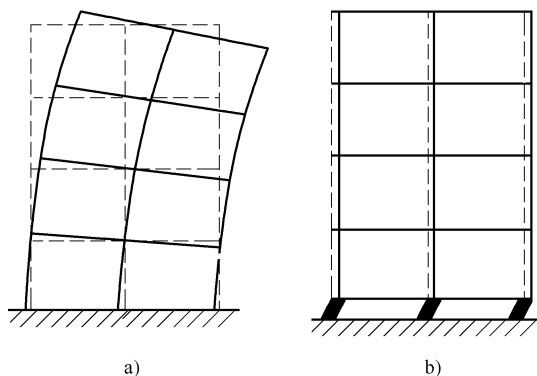


图 2.6.2 有、无隔震支座抗震比较

a) 无隔震支座结构 b) 有隔震支座结构

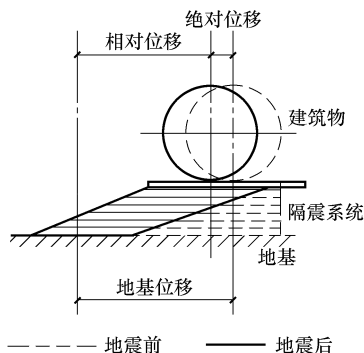


图 2.6.3 地震水平位移

我们用建筑物的地震反应谱来说明基础隔震的原理，图 2.6.4 分别给出了普通建筑物的加速度反应谱和位移反应谱。一般中低层钢筋混凝土建筑物刚性大、周期短，所以进入建筑物的加速度大，而位移反应小，如图中 A 点所示。现在延长建筑物周期，而保持阻尼不变，则加速度反应被大大降低，但位移反应却有所增加，如图中 B 点所示。要是再加大结构的阻尼，加速度反应将继续减弱，位移反应得到明显抑制，这就是图中的 C 点。

综上分析，延长结构周期、适当增加阻尼使结构的加速度反应大大减弱，同时让结构的大位移主要由结构物底部与地基之间的隔震系统提供，而不由结构自身的相对位移承担，这样一来结构在地震过程中发生的变形很小，甚至像刚体那样做轻微平动，从而使结构物有良好的安全保障，这就是建筑结构基础隔震的基本原理。

耗能减震体系目前应用较多的是耗能支撑体系（图 2.6.5，图 2.6.6）。这种体系是在结构上加一种带阻尼装置的斜（交叉）撑杆。当地震时，撑杆产生轴向力和轴向变形，此时撑杆上的阻尼装置开始工作，如产生摩擦变位阻尼（或其他阻尼），可消耗大量地震能量，

从而减小结构物的变形。

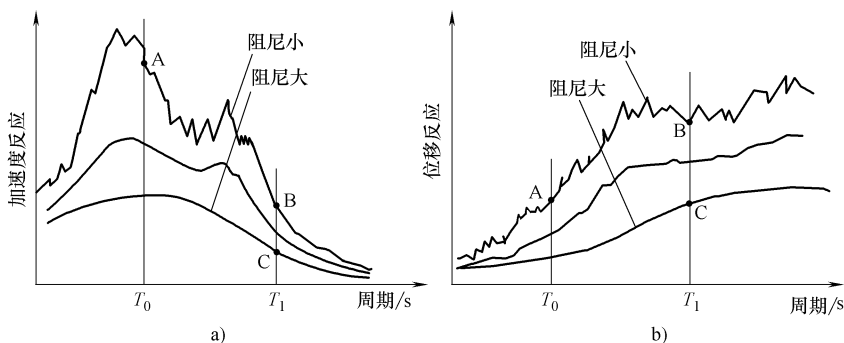


图 2.6.4 减弱建筑物地震反应的途径

a) 加速度反应谱 b) 位移反应谱

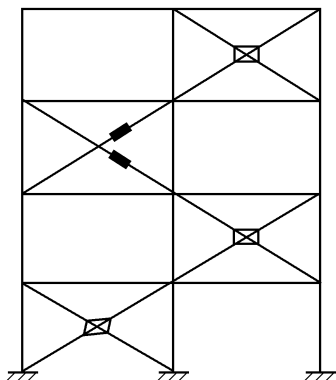


图 2.6.5 消能支撑结构

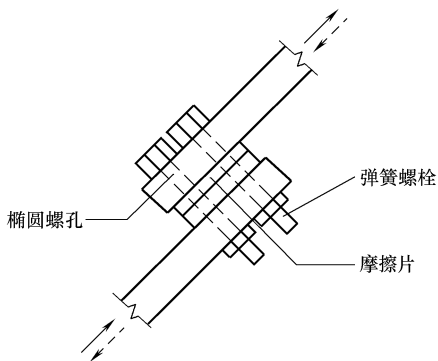


图 2.6.6 摩擦型消能支撑

一、“试题”回顾

【试题 2.6.1】关于隔震设计的叙述 (2009 年)

下列关于高层建筑隔震和消能减震设计的观点,哪一种相对准确?

- (A) 隔震技术应用于高度较高的钢或钢筋混凝土高层结构中,对较低的结构不经济
- (B) 隔震技术具有隔离水平及竖向地震的功能
- (C) 消能部件沿结构的两个主轴方向分别设置,宜设置在建筑物底部位置
- (D) 采用消能减震设计的高层建筑,当遭受高于本地区设防烈度的罕遇地震影响时,不会发生丧失使用功能的破坏

【试题 2.6.2】关于隔震设计的叙述 (2010 年)

下列关于高层建筑混凝土结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性变形验算的相关论述,其中何项不正确?

- (A) 采用隔震和消能减震技术的建筑结构,应进行薄弱层弹塑性变形验算
- (B) 采用弹塑性动力时程分析方法进行薄弱层验算时,应按建筑场地类别和所处地震动参数区划的特征周期选用不少于两组实际地震波和一组人工模拟的地震波的加速度时程曲线

- (C) 进行高层建筑结构薄弱层弹塑性变形验算时, 不需考虑重力二阶效应的不利影响
- (D) 不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架结构的薄弱层弹塑性变形计算, 可采用规范规定的简化计算方法

『试题 2.6.3』关于隔震设计的叙述 (2011 年)

某多层钢筋混凝土框架结构, 房屋高度 20m, 混凝土强度等级 C40, 抗震设防烈度 8 度, 设计基本地震加速度 $0.30g$, 抗震设防类别为标准设防类, 建筑场地类别 II 类。拟进行隔震设计, 水平向减震系数为 0.35, 下列关于隔震设计的叙述, 其中何项是正确的?

- (A) 隔震层以上各楼层的水平地震剪力可不符合本地区设防烈度的最小地震剪力系数的规定
- (B) 隔震层下的地基基础的抗震验算按本地区抗震设防烈度进行, 抗液化措施应按提高一个液化等级确定
- (C) 隔震层以上的结构, 水平地震作用应按 7 度 ($0.15g$) 计算, 并应进行竖向地震作用的计算
- (D) 隔震层以上的结构, 框架抗震等级可定为三级, 当未采取有利于提高轴压比限值的构造措施时, 剪跨比大于 2 的柱的轴压比限值为 0.75

二、《规范》规定简介

关于隔震与消能减震设计, 《建筑抗震设计规范》有两条规定:

- 3.8.1 隔震与消能减震设计, 可用于对抗震安全性和使用功能有较高要求或专门要求的建筑。
- 3.8.2 采用隔震或消能减震设计的建筑, 当遭遇到本地区的多遇地震影响、设防地震影响和罕遇地震影响时, 可按高于本规范第 1.0.1 条的基本设防目标进行设计。

【例 2.6.1】题干见『试题 2.6.1』(2009 年)

答案: (D)

- (1) 根据《抗规》12.1.3 条条文说明 12.1.3-1; 隔震技术对底层和多层建筑比较合适。
- (A) 错误。
- (2) 根据《抗规》12.2.1 条条文说明, 隔震层不隔离竖向地震作用的影响。(B) 错误。
- (3) 根据《抗规》12.3.2 条, 消能部件可根据需要沿结构的两个主轴方向分别设置。消能部件宜设置在变形较大的位置, 其数量和分布应通过综合分析合理确定。(C) 错误。
- (4) 根据《抗规》3.8.2 条条文说明, 当遭受罕遇地震影响时, 将不发生危及生命安全和丧失使用价值的破坏。(D) 正确。

【例 2.6.2】题干见『试题 2.6.2』(2010 年)

答案: (D)

- (1) 根据《高规》3.7.4-1 条, 下列结构应进行弹塑性变形验算; 3) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构。(A) 正确。
- (2) 根据《高规》4.3.5-1 条, 应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际记录和人工模拟的加速度时程曲线, 其中实际强震记录的数量不应少于总数的 $2/3$ 。
- 该条条文说明中指出, 通过大量地震加速度记录输入不同结构类型进行时程分析结果的

统计分析,若选用不少于二组实际记录和一组人工模拟的加速度时程曲线作为输入,计算的平均地震效应值不小于大样本容量平均值的保证率在85%以上,而且一般也不会偏大很多。(B) 正确。

(3)《高规》5.5.1 条条文说明,结构弹塑性变形往往比弹性变形大很多,考虑结构几何非线性进行计算是必要的,结果的可靠性也会因此有所提高。(C) 错误。

(4)《高规》5.5.2-1 条,不超过12层且层侧向刚度无突变的框架结构可采用本规程第5.5.3 条规定的简化计算方法。(D) 正确。

【例 2.6.3】 题干见《试题 2.6.3》(2011 年)

答案:(D)

(1)《抗规》12.2.5-3 条规定,各楼层的水平地震剪力尚应符合本规范第5.2.5 条对本地区设防烈度的最小地震剪力系数的规定。(A) 错误。

(2)《抗规》12.2.9-3 条规定,隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理仍应按本地区抗震设防烈度进行,甲、乙类建筑的抗液化措施应按提高一个液化等级确定,直至全部消除液化沉陷。(B) 错误。

(3)《抗规》12.2.1 条规定,隔震层以上结构的水平地震作用应根据水平向减震系数确定;其竖向地震作用标准值,8 度(0.20g)、8 度(0.30g)和9 度时分别不应小于隔震层以上结构总重力荷载代表值的20%、30%和40%。(C) 错误。

(4)《抗规》12.2.7 条及条文说明表8,可按7 度(0.15g)确定抗震等级,查表6.1.2,框架抗震等级为三级;与抵抗竖向地震作用有关的抗震构造措施不应降低,柱轴压比限值仍按二级,查表6.3.6,取0.75。(D) 正确。

【例 2.6.4】 (2014 年一级)

某钢筋混凝土框架结构,房屋高度为28m,高度比为3,抗震设防烈度为8 度,设计基本地震加速度为0.20g,抗震设防类别为标准设防类,建筑场地类别为Ⅱ类。方案阶段拟进行隔震与消能减震设计,水平向减震系数为0.35,关于房屋隔震及消能减震设计的以下说法:

- I. 当消能减震结构的地震影响系数不到非消能减震的50%时,主体结构的抗震构造要求可降低一度
- II. 隔震层以上各楼层的水平地震剪力,尚应根据本地区设防烈度验算楼层最小地震剪力是否满足规范要求
- III. 隔震层以上的结构,框架抗震等级可定为二级,且无需进行竖向地震计算
- IV. 隔震层以上的结构,当未采取有利于提高轴压比限值的构造措施时,剪跨比小于2 的柱的轴压比限值为0.65

- (A) I、II、III、IV 正确 (B) I、II、III 正确; IV 错误
(C) I、III、IV 正确; II 错误 (D) II、III、IV 正确; I 错误

答案:(B)

根据《抗规》12.3.8 条条文说明,当效能减震的地震影响系数不到非效能减震的50%时,可降低一度。I 正确。

根据《抗规》5.2.5 条条文说明,本条规定不考虑阻尼比的不同,是最低要求,各类结构,包括钢结构、隔震和消能减震结构均需一律遵守。根据《抗规》12.2.5-3 条,II 正确。

根据《抗规》6.1.2条，房屋高度28m大于24m，一级。根据《抗规》12.2.7-2条及条文说明表8，8度（0.2g）降为7度（0.1g），二级。根据《抗规》12.2.5-4条，不考虑竖向地震，Ⅲ正确。

根据《抗规》12.2.7条-注，轴压比不降低，一级0.65，剪跨比小于2， $0.65 - 0.05 = 0.6$ ，Ⅳ错误。综上，故选（B）。

第七节 结构材料与施工

《考试大纲》要求：

一级	掌握	材料的选用和设计指标取值
二级	掌握	材料的选用和设计指标取值

一、抗震结构对材料的特别要求

建筑结构材料性能指标和从抗震出发对施工中所提出的某些特别要求能否得到满足，对房屋抗震的工程质量至关重要。因此《建筑抗震设计规范》以强制性条文的方式规定：

3.9.1 抗震结构对材料和施工质量的特别要求，应在设计文件上注明

抗震设计对材料的总体要求是高强、轻质，减少脆性、足够的变形能力和延性系数（表示极限变形与相应屈服变形之比）高。对常用结构材料的质量有明确要求。

（一）混凝土结构的钢筋

1. “试题”回顾

【试题2.7.1】钢筋（2000年）

为保证抗震性能拟采取下列措施，其中何项错误？

- （A）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
- （B）考虑抗震的框架，梁的纵向受拉钢筋配筋率不应大于2.5%
- （C）受力钢筋应优先采用焊接接头或机械连接接头
- （D）即使钢筋间距允许，在施工中也不宜按钢筋抗拉力设计值相等的原则以强度等级较低的钢筋代替原设计中的钢筋

【试题2.7.2】钢筋（2013年一级）

某框架-剪力墙结构，框架的抗震等级为三级，剪力墙的抗震等级为二级。试问，该结构中下列何种部位的纵向受力普通钢筋必须采用符合抗震性能指标要求的钢筋？

- ①框架梁；②连梁；③楼梯的梯段；④剪力墙约束边缘构件。
- （A）①+② （B）①+③ （C）②+④ （D）③+④

2. 《规范》规定

钢筋混凝土构件的延性和承载力，在很大程度上取决于钢筋的材性，所以不希望在抗震结构中使用高强钢筋，一般用中强钢筋。优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋。

（1）非强制性的规定

《建筑抗震设计规范》规定：

3.9.3 结构材料性能指标, 尚宜符合下列要求:

1 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋; 普通钢筋的强度等级, 纵向受力钢筋宜选用符合抗震性能指标的不低于 HRB400 级的热轧钢筋, 也可采用符合抗震性能指标的 HRB335 级热轧钢筋; 箍筋宜选用符合抗震性能指标的不低于 HRB335 级的热轧钢筋, 也可选用 HPB300 级热轧钢筋。

注: 钢筋的检验方法应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB 50204—2011) 的规定。

《混凝土结构设计规范》11.2.2 条的规定和条文说明:

11.2.2 梁、柱、支撑以及剪力墙边缘构件中, 其受力钢筋宜采用热轧带肋钢筋; 当采用现行国家标准《钢筋混凝土用钢第 2 部分: 热轧带肋钢筋》GB1499.2 中牌号带“E”的热轧带肋钢筋时, 其强度和弹性模量应按本规范第 4.2 节有关热轧带肋钢筋的规定采用。

11.2.2 结构构件中纵向受力钢筋的变形性能直接影响结构构件在地震力作用下的延性。考虑地震作用的框架梁、框架柱、剪力墙等结构构件的纵向受力钢筋宜选用 HRB400 级、HRB500 级热轧带肋钢筋; 箍筋宜选用 HRB400、HRB335、HRB500、HPB300 级热轧钢筋。当有较高要求时, 尚可采用现行国家标准《钢筋混凝土用钢第 2 部分: 热轧带肋钢筋》GB 1499.2 中牌号为 HRB400E、HRB500E、HRB335E、HRBF400E、HRBF500E、HRBF335E 的钢筋。这些带“E”的钢筋牌号的强屈比、屈强比和极限应变(延伸率)均符合本规范第 11.2.3 条的要求; 其抗拉强度、屈服强度、强度设计值以及弹性模量的取值与不带“E”的同牌号热轧带肋钢筋相同, 应符合本规范第 4.2 节的有关规定。

(2) 强制性的规定

《混凝土结构设计规范》规定:

11.2.3 按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件, 其纵向受力普通钢筋应符合下列要求:

- 1 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。
- 2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30。
- 3 钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

《建筑抗震设计规范》规定:

3.9.2 结构材料性能指标, 应符合下列最低要求:

2) 抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件(含梯段), 其纵向受力钢筋采用普通钢筋时, 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; 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.3, 且钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.2.3 高层建筑混凝土结构的受力钢筋及其性能应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 的有关规定。按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋尚应符合下列规定：

- 1 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。
- 2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30。
- 3 钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

对这三条规定的机理，“条文说明”有解说。

1) 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。

《混凝土结构设计规范》11.2.3 条的“条文说明”的解说是：

对按一、二、三级抗震等级设计的各类框架构件（包括斜撑构件），要求纵向受力钢筋检验所得的抗拉强度实测值（即实测最大强度值）与受拉屈服强度的比值（强屈比）不小于 1.25，目的是使结构某部位出现较大塑性变形或塑性铰后，钢筋在大变形条件下具有必要的强度潜力，以保证构件的基本抗震承载力。

《建筑抗震设计规范》3.9.2 条的“条文说明”的解说是：

3 对一、二、三级抗震等级的框架，规定其普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25。这是为了保证当构件某个部位出现塑性铰以后，塑性铰处有足够的转动能力与耗能能力。

2) 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30。

《混凝土结构设计规范》11.2.3 条的“条文说明”的解说是：

要求钢筋受拉屈服强度实测值与钢筋的受拉强度标准值的比值（强屈比）不应大于 1.3，主要是为了保证“强柱弱梁”、“强剪弱弯”设计要求的效果不致因钢筋屈服强度离散性过大而受到干扰；

《建筑抗震设计规范》3.9.2 条的“条文说明”的解说是：

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。

3) 钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

《混凝土结构设计规范》11.2.3 条的“条文说明”的解说是：

钢筋最大力下的总伸长率不应小于 9%，主要为了保证在抗震大变形条件下，钢筋具有足够的塑性变形能力。

《建筑抗震设计规范》3.9.2 条的“条文说明”的解说是：

要求框架梁、框架柱、框支梁、框支柱、板柱-抗震墙的柱,以及伸臂桁架的斜撑、楼梯的梯段等,纵向钢筋均应有足够的延性及钢筋伸长率的要求,是控制钢筋延性的重要性能指标。

3. 算例

【例 2.7.1】 按一、二级抗震等级设计时,框架结构中纵向受力钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值,不应大于()。

- (A) 1.25 (B) 1.30 (C) 1.50 (D) 1.80

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条,抗震等级为一、二级的框架结构,其纵向受力钢筋采用普通钢筋时,钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.30。

【例 2.7.2】 按一、二级抗震等级设计时,框架结构中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()。

- (A) 1.25 (B) 1.50 (C) 1.80 (D) 2.00

答案:(A)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条,抗震等级为一、二、三级的框架结构,其纵向受力钢筋采用普通钢筋时,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。

【例 2.7.3】 钢筋(2000 年一级,因规范改版,本题已作相应调整。)

为保证抗震性能拟采取下列措施,其中何项错误?

- (A) 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
(B) 考虑抗震的框架,梁端的纵向受拉钢筋配筋率不宜大于 2.5%
(C) 受力钢筋可采用采用焊接接头或机械连接接头
(D) 钢筋代换除应满足等强代换的原则外,尚应综合考虑不同钢筋牌号的性能差异对裂缝宽度验算、最小配筋率、抗震构造要求等的影响。

答案:(D)

(1) 根据《混规》11.2.3 条,按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件,其纵向受力普通钢筋应符合下列要求: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。(A) 不准确,错误。

(2) 根据《混规》11.3.7 条,梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%。(B) 正确。

(3) 根据《混规》11.1.7-3 条,纵向受力钢筋的连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接。(C) 正确。

(4) 根据《混规》4.2.8 条条文说明,钢筋代换除应满足等强代换的原则外,尚应综合考虑不同钢筋牌号的性能差异对裂缝宽度验算、最小配筋率、抗震构造要求等的影响,并应满足钢筋间距、保护层厚度、锚固长度、搭接接头面积百分率及搭接长度等的要求。(D) 正确。

【例 2.7.4】 题干见《试题 2.7.2》(2013 年一级)

答案:(B)

根据《抗规》第 3.9.2 条第 2 款,选 (B)。

(二) 混凝土

1. “试题”回顾

【试题 2.7.3】混凝土强度等级 (1999 年)

有关高层建筑结构现浇框架混凝土强度等级的要求中, 下列何项作法不妥?

- (A) 框架梁、柱混凝土强度等级相差不宜大于 5MPa
- (B) 框架节点区混凝土强度等级宜比柱混凝土强度等级提高 5MPa
- (C) 梁柱节点部位的混凝土应振捣密实, 当节点钢筋过密时, 可采用同一强度等级的细石混凝土
- (D) 框架梁、柱混凝土强度等级相差可以大于 5MPa, 但节点区施工时应作专门处理

2. 《规范》规定

《规范》根据抗震性能要求给出了混凝土最高和最低强度等级的限制。

《建筑抗震设计规范》对混凝土强度等级的限制是分成两个层次的。

对混凝土最低强度等级的限制是强制性的, 下面采用黑体字表示。

3.9.2 结构材料性能指标, 应符合下列最低要求:

2 混凝土结构材料应符合下列规定:

- 1) 混凝土的强度等级, 框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区, 不应低于 C30; 构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件不应低于 C20。

对混凝土最高强度等级的限制是非强制性的。

3.9.3 结构材料性能指标, 尚宜符合下列要求:

- 2 混凝土结构的混凝土强度等级, 抗震墙不宜超过 C60, 其他构件, 9 度时不宜超过 C60, 8 度时不宜超过 C70。

对混凝土最低强度等级限制的原因, 《混凝土结构设计规范》11.2.1 条的“条文说明”的解说是:

11.2.1 (条文说明)

由于混凝土强度对保证构件塑性铰区发挥延性能力具有较重要作用, 故对重要性较高的框支梁、框支柱、延性要求相对较高的一级抗震等级的框架梁和框架柱以及受力复杂的梁柱节点的混凝土最低强度等级提出了比非抗震情况更高的要求。

对混凝土最高强度等级限制的原因, 《混凝土结构设计规范》11.2.1 条的“条文说明”的解说是:

11.2.1 (条文说明)

因高强度混凝土表现出的明显脆性, 以及因侧向变形系数偏小而使箍筋对它的约束效果受到一定削弱, 故对地震高烈度区高强度混凝土的应用作了必要的限制。

《混凝土结构设计规范》11.2.1 条的规定和《建筑抗震设计规范》的规定是一致的:

11.2.1 混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列规定:

- 1 剪力墙不宜超过 C60; 其他构件, 9 度时不宜超过 C60, 8 度时不宜超过 C70。
- 2 框支梁、框支柱以及一级抗震等级的框架梁、柱及节点, 不应低于 C30; 其他各类结构构件, 不应低于 C20。

《高层建筑混凝土结构技术规程》则规定得更具体:

3.2.2 各类结构用混凝土的强度等级均不应低于 C20, 并应符合下列规定:

- 1 抗震设计时, 一级抗震等级框架梁、柱及其节点的混凝土强度等级不应低于 C30。
- 2 筒体结构的混凝土强度等级不宜低于 C30。
- 3 作为上部结构嵌固部位的地下室楼盖的混凝土强度等级不宜低于 C30。
- 4 转换层楼板、转换梁、转换柱、箱形转换结构以及转换厚板的混凝土强度等级均不应低于 C30。
- 5 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40, 不应低于 C30。
- 6 型钢混凝土梁、柱的混凝土强度等级不宜低于 C30。
- 7 现浇非预应力混凝土楼盖结构的混凝土强度等级不宜高于 C40。
- 8 抗震设计时, 框架柱的混凝土强度等级, 9 度时不宜高于 C60, 8 度时不宜高于 C70; 剪力墙的混凝土强度等级不宜高于 C60。

3. 算例

【例 2.7.5】抗震设计时, 钢筋混凝土构造柱、芯柱、圈梁等的混凝土强度等级不应低于 ()。

- (A) C20 (B) C25 (C) C30 (D) C40

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条, 构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件不应低于 C20。

【例 2.7.6】抗震设计时, 框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区, 混凝土强度等级不应低于 ()。

- (A) C20 (B) C25 (C) C30 (D) C40

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条, 混凝土的强度等级, 框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区, 不应低于 C30。

(三) 砌体结构材料

1. “试题”回顾

【试题 2.7.4】墙材选用 (2006 年)

下列对于砌体结构抗震设计的要求, 何项不正确?

- (A) 采用的烧结普通黏土砖的强度等级不应低于 MU10
(B) 采用的混凝土小型空心砌块的强度等级不应低于 MU7.5
(C) 进行地震剪力分配时, 对于高宽比大于 4 的砌体墙段, 其层间等效侧向刚度可取

为 0.0

(D) 对于砌体房屋,可只选择从属面积较小或竖向应力较大的墙段进行截面抗震承载力验算

『试题 2.7.5』墙材选用(2007 年)

抗震设防烈度 7 度区的某 7 层砌体房屋,在下列 6 类砖型中,符合规范要求且可能作为承重墙体材料的,应为下列何项组合?

①烧结普通砖;②烧结多孔砖;③P 型多孔砖;④M 型多孔砖;⑤蒸压灰砂实心砖;⑥蒸压粉煤灰实心砖。

(A) ①、③、④、⑥

(B) ①、②、③、④

(C) ①、②、⑤

(D) ①、②、③、④、⑤、⑥

2. 《规范》规定

砌体结构材料应符合下列《建筑抗震设计规范》规定:

3.9.2 结构材料性能指标,应符合下列最低要求:

1 砌体结构材料应符合下列规定:

1) 普通砖和多孔砖的强度等级不应低于 MU10,其砌筑砂浆强度等级不应低于 M5。

2) 混凝土小型空心砌块的强度等级不应低于 MU7.5,其砌筑砂浆强度等级不应低于 Mb7.5。

3. 算例

【例 2.7.7】对于有抗震设防要求的砖砌体结构房屋,砖砌体的砂浆强度等级不应低于()。

(A) M2.5

(B) M5

(C) M7.5

(D) M10

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条的规定,对有抗震设防要求的砖砌体结构房屋,砖强度不应低于 MU10,砂浆强度等级不应低于 M5。

【例 2.7.8】题干见『试题 2.7.4』(2006 年二级)

答案:(D)

根据《建筑抗震设计规范》7.2.2 条,对于砌体房屋,可只选择从属面积较大或竖向应力较小的墙段进行截面抗震承载力验算,故(D)是错的。其余各项的判断,见《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条及 7.2.3 条。

(四) 钢结构的钢材

为了保证钢结构的延性,《建筑抗震设计规范》要求型钢的材质符合下列规定:

3.9.2 结构材料性能指标,应符合下列最低要求:

3 钢结构的钢材应符合下列规定:

1) 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85。

2) 钢材应有明显的屈服台阶,且伸长率不应小于 20%。

3) 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

3.9.3 结构材料性能指标,尚应符合下列要求:

3 钢结构的钢材宜采用 Q235 等级 B、C、D 的碳素结构钢及 Q345 等级 B、C、D、E 的低合金高强度结构钢;当有可靠依据时,尚可采用其他钢种和钢号。

【例 2.7.9】 抗震设防地区钢结构钢材应选用 ()。

- (A) 伸长率不大于 20% 的软钢 (B) 伸长率大于 20% 的软钢
(C) 伸长率等于 20% 的软钢 (D) 硬钢

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条第 3 款,钢结构的钢材应符合下列规定:

- (1) 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85。
(2) 钢材应有明显的屈服台阶,且伸长率应大于 20%。
(3) 钢材应有良好的可焊性和合格的冲击韧性。

二、抗震结构对施工质量的特别要求

(一) 钢筋替代

1. “试题”回顾

【试题 2.7.6】 钢筋代换 (2009 年)

某高档超市为四层钢筋混凝土框架结构,建筑面积 25000m²,建筑物总高度 24m,抗震设防烈度为 7 度,Ⅱ类场地。框架柱原设计的纵筋为 8Φ22;施工过程中,因现场原材料供应原因,拟用表 2.7.1 中的钢筋进行代换。试问,下列哪种代换方案最为合适?

提示:下列 4 种代换方案均满足强剪弱弯要求。

- (A) 8Φ20 (B) 4Φ25 (角部) + 4Φ20 (中部)
(C) 8Φ25 (D) 4Φ25 (角部) + 4Φ20 (中部)

表 2.7.1

钢 筋	屈服强度实测值 σ_s /MPa	抗拉强度实测值 σ_b /MPa
Φ20	438	550
Φ25	370	510
Φ20	492	610

2. 《规范》规定

在施工中,当需要用强度等级较高的钢筋代替原设计中的纵向受力钢筋时,不能片面强调强度条件的要求,还要保证结构的延性。抗震设计中并非钢筋越多越好,多了可能混凝土先破坏,属于脆性破坏,会使构件变形能力降低。应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则换算(此即“等强度代换” $f_{y1}A_{s1}=f_{y2}A_{s2}$)。因替代后的受力主筋总屈服强度不高于截面主筋原设计的总屈服强度,即能避免出现薄弱部位的转移,以及构件在有影响的部位发生脆性破坏(如混凝土压碎、钢筋混凝土构件剪切破坏等)。还应注意,钢筋的强度和直径改变后是否会影响到正常使用阶段的挠度和裂缝宽度以及最小配筋率和钢筋间距等构造要求,应满足正常使用极限状态和抗震构造措施的要求。《建筑抗震设计规范》规定:

3.9.4 在施工中,当需要以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时,应按照国家钢筋受拉承载力设计值相等的原则换算,并应满足最小配筋率要求。

3. 算例

【例 2.7.10】有抗震设防要求的钢筋混凝土结构施工中,如钢筋的钢号不能符合设计要求时,则()。

- (A) 允许用强度等级低的钢筋代替
- (B) 不允许用强度等级高的钢筋代替
- (C) 用强度等级高的但钢号不超过Ⅲ级钢的钢筋代替时,钢筋的直径和根数可不变
- (D) 用强度等级高的但钢号不超过Ⅲ级钢的钢筋代替时,应进行换算

答案:(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 3.9.4 条,在钢筋混凝土结构施工中,常因市场供应关系,使某些钢筋钢号备料发生困难,须用与原设计钢号不同的钢筋代换,这时为了保证安全,当用强度等级高的钢筋代替时,应按钢筋承载力设计值相等的原则进行换算。

(二) 先砌后浇

1. “试题”回顾

【试题 2.7.7】构造柱施工顺序(2008 年)

设置钢筋混凝土构造柱的多层砖房,采用下列何项施工顺序才能更好地保证墙体的整体性?

- (A) 砌砖墙、绑扎构造柱钢筋、支模板,再浇筑混凝土构造柱
- (B) 绑扎构造柱钢筋、砌砖墙、支模板,再浇筑混凝土构造柱
- (C) 绑扎构造柱钢筋、支模板、浇筑混凝土构造柱,再砌砖墙
- (D) 砌砖墙、支模板、绑扎构造柱钢筋,再浇筑混凝土构造柱

2. 《规范》规定

砌体与混凝土构造柱、芯柱等应先砌后浇,以保证砌体与混凝土之间的紧密结合,可靠传力。砌体的交叉处应同步砌筑,并配置拉结筋,防止在地震中脱离外闪。这是提高砖抗震墙变形能力的重要措施,施工中必须加以保证。《建筑抗震设计规范》规定:

3.9.6 钢筋混凝土构造柱和底部框架-抗震墙房屋中的砌体抗震墙,其施工应先砌墙后浇构造柱和框架梁柱。

(三) 水平施工缝

《建筑抗震设计规范》规定:

3.9.7 混凝土墙体、框架柱的水平施工缝,应采取措施加强混凝土的结合性能。对于抗震等级为一级的墙体和转换层楼板与落地混凝土墙体的交接处,宜验算水平施工缝截面的受剪承载力。

第八节 建筑抗震性能化设计

《考试大纲》要求：

一级	掌握	结构抗震性能化设计基本方法
二级	了解	结构抗震性能化设计基本方法

近代建筑对使用功能和环境功能的要求日益增长，要求抗震设计达到的目标也愈来愈高。例如，现代建筑遭受震害造成的经济损失往往远大于建筑物本身的造价，例如水坝、核电站等，其震害造成的危害可能难以估计。次生灾害的危害性也大大超过以前，有些甚至会很严重。因此，仅仅用“小震不坏、中震可修、大震不倒”的笼统设计概念已不能完全满足现代建筑结构的抗震设计要求了。

建筑物的延性使建筑物在经历大震后保留下来，但是延性也对结构造成了一定程度上的“破坏”，有时结构修复十分困难，而修复费用往往取决于非结构构件的更换。故建筑业主提出了有关功能、性能水准、经济条件和修复费用等方面的要求。工程师也要说明其设计可以达到的性能指标、使用时间和造价要求等，于是结构抗震性能设计就提到日程上来了。

结构抗震性能设计要求在不同水准的地震作用下，直接以结构的性能和表现作为设计目标，在同一个地区和城市，不同的建筑可以根据业主要求达到不同的性能目标，例如正常使用、生命安全、设备安全、防止倒塌等。经验表明，变形能力不足是结构倒塌的主要原因，结构变形过大、加速度和速度反应过大是建筑物内设备损坏、管道和装修等受到破坏的主要原因。因此，控制结构性能和控制结构设计造价成为抗震设计的多层次目标（单纯加大结构刚度、减小位移不是经济的设计）。实际上，可以表示结构“性能”的指标很多，例如位移、能量、应变、转角、承载力等，其中位移指标较为直接，又是工程师们熟悉的指标，有时把结构抗震性能设计直接叫做“基于位移的抗震设计”。

结构抗震性能设计，是指以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。结构抗震性能设计要求在不同强度水平的地震作用下，达到不同的预期目标。结构抗震性能目标，是指针对不同的地震地面运动（小震、中震或大震）设定的结构抗震性能水准。而结构抗震性能水准则是指对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定（如完好、基本完好、轻微破坏等）。当建筑有使用功能上或其他的专门要求时，可按高于基本的设防目标（三水准二阶段设计）进行结构抗震性能设计。

一、“试题”回顾

【试题 2.8.1】抗震性能化设计（2011 年）

下列关于高层混凝土结构抗震性能化设计的观点，哪一项不符合《建筑抗震设计规范》（GB 20011—2010）的要求？

- (A) 选定性能目标应不低于“小震不坏，中震可修和大震不倒”的性能设计目标
- (B) 结构构件承载力按性能 3 要求进行中震复核时，承载力按标准值复核，不计入作用分项系数、承载力抗震调整系数和内力调整系数，材料强度取标准值
- (C) 结构构件地震残余变形按性能 3 要求进行中震复核时，整个结构中变形大部位的竖向构件，其弹塑性位移角限值，可取常规设计时弹性层间位移角限值

- (D) 结构构件抗震构造按性能 3 要求确定抗震等级时, 当构件承载力高于多遇地震提高一度的要求时, 构造所对应的抗震等级可降低一度, 且不低于 6 度采用, 不包括影响混凝土构件正截面承载力的纵向受力钢筋的构造要求

【试题 2.8.2】(2012 年一级)

关于建筑抗震性能化设计的以下说法:

- I. 确定的性能目标不应低于“小震不坏、中震可修、大震不倒”的基本性能设计目标;
- II. 当构件的承载力明显提高时, 相应的延性构造可适当降低;
- III. 当抗震设防烈度为 7 度设计基本地震加速度为 $0.15g$ 时, 多遇地震、设防地震、罕遇地震的地震影响系数最大值分别为 0.12、0.34、0.72;
- IV. 针对具体工程的需要, 可以对整个结构也可以对某些部位或关键构件, 确定预期的性能目标。

试问, 针对上述说法正确性的判断, 下列何项正确?

- (A) I、II、III、IV 均正确 (B) I、II、III 正确, IV 错误
- (C) II、III、IV 正确, I 错误 (D) I、II、IV 正确, III 错误

【试题 2.8.3】(2012 年二级)

下列关于高层建筑混凝土结构的抗震性能化设计的 4 种观点:

- I. 达到 A 级性能目标的结构在大震作用下仍处于基本弹性状态;
- II. 建筑结构抗震性能化设计的性能目标, 应不低于《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 规定的基本设防目标;
- III. 严重不规则的建筑结构, 其结构抗震性能目标应为 A 级;
- IV. 结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。

试问, 针对上述观点正确性的判断, 下列何项正确?

- (A) I、II、III 正确, IV 错误 (B) II、III、IV 正确, I 错误
- (C) I、II、IV 正确, III 错误 (D) I、III、IV 正确, II 错误

二、《规范》规定简介

《建筑抗震设计规范》规定:

3.10.2 建筑结构的抗震性能化设计, 应根据实际需要和可能, 具有针对性; 可分别选定针对整个结构、结构的局部部位或关键部位、结构的关键部件、重要构件、次要构件以及建筑构件和机电设备支座的性能目标。

《建筑抗震设计规范》规定:

3.10.1 当建筑结构采用抗震性能化设计时, 应根据其抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则性, 建筑使用功能和附属设施功能的要求、投资大小、震后损失和修复难易程度等, 对选定的抗震性能目标提出技术和经济可行性综合分析和论证。

为了实现建筑结构的抗震性能化设计,《建筑抗震设计规范》3.10.3 条给出了实施步骤。

第一步:选定水准 (3.10.3-1)

选定地震动水准。对设计使用年限 50 年的结构,可选用本规范的多遇地震、设防地震和罕遇地震的地震作用。其中,设防地震的加速度应按本规范表 3.2.2 的设计基本地震加速度采用,设防地震的地震影响系数最大值,6 度、7 度 (0.10g)、7 度 (0.15g)、8 度 (0.20g)、8 度 (0.30g)、9 度可分别采用 0.12、0.23、0.34、0.45、0.68 和 0.90。

第二步:确定性能目标的下限 (3.10.3-2)

选定性能目标,即对应于不同地震动水准的预期损坏状态或使用功能,应不低于本规范第 1.0.1 条对基本设防目标的规定。

《建筑抗震设计规范》1.0.1 条是抗震设防的三水准目标,即“小震不坏、中震可修、大震不倒”,这是属于一般情况的性能设计目标。

第三步:选定性能设计的三个指标,承载力、变形、延性构造 (3.10.3-3)

设计宜确定在不同地震动水准下结构不同部位的水平和竖向构件承载力的要求 (含不发生脆性剪切破坏、形成塑性铰、达到屈服值或保持弹性等);宜选择在不同地震动水准下结构不同部位的预期弹性或弹塑性变形状态,以及相应的构件延性构造的高、中或低要求。

《建筑抗震设计规范》3.10.3 条条说明给出了各类房屋破坏分级和地震直接经济损失估计方法,总体上可分为下列五级:

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

注:1. 个别指 5% 以下,部分指 30% 以下,多数指 50% 以上。

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

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

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

为了实现上述性能目标，需要落实到具体设计指标，即各个地震水准下构件的承载力、变形和细部构造的指标，《建筑抗震设计规范》附录 M.1 给出了实现性能目标时三个指标的参考值。

《建筑抗震设计规范》M.1.1-1 规定了承载力参考指标：

表 M.1.1-1 结构构件实现抗震性能要求的承载力参考指标示例

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

《建筑抗震设计规范》M.1.1-2 规定了层间位移参考指标：

表 M.1.1-2 结构构件实现抗震性能要求的层间位移参考指标示例

性能要求	多遇地震	设防地震	罕遇地震
性能 1	完好，变形远小于弹性位移限值	完好，变形小于弹性位移限值	基本完好，变形略大于弹性位移限值
性能 2	完好，变形远小于弹性位移限值	基本完好，变形略大于弹性位移限值	有轻微塑性变形，变形小于 2 倍弹性位移限值

(续)

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

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

《建筑抗震设计规范》M. 1. 1-3 规定了细部构造的抗震等级:

表 M. 1. 1-3 结构构件对应于不同性能要求的构造抗震等级示例

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

《建筑抗震设计规范》M. 1. 2 条和 M. 1. 3 条规定了与性能目标对应的承载力和层间侧移的计算方法。

M. 1. 2 结构构件承载力按不同要求进行复核时, 地震内力计算和调整、地震作用效应组合、材料强度取值和验算方法, 应符合下列要求:

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

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

式中 I_2 ——表示设防地震动, 隔震结构包含水平向减震影响;

λ ——按非抗震性能设计考虑抗震等级的地震效应调整系数;

ζ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响。

其他符号同非抗震性能设计。

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

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

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

ζ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响。

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

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

式中 I ——表示设防地震动或罕遇地震动, 隔震结构包含水平向减震影响;

ζ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响;

R_k ——按材料强度标准值计算的承载力。

4 结构构件按极限承载力复核时, 应采用不计入风荷载效应的地震作用效应标准组合, 并按下式验算:

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) \leq R_0 \quad (\text{M. 1. 2-4})$$

式中 I ——表示设防地震动或罕遇地震动, 隔震结构包含水平向减震影响;

ζ ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响;

R_0 ——按材料最小极限强度值计算的承载力; 钢材强度可取最小极限值, 钢筋强度可取屈服强度的 1.25 倍, 混凝土强度可取立方强度的 0.88 倍。

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

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

2 在设防地震下, 混凝土构件的初始刚度, 宜采用长期刚度。

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

4 构件层间弹塑性变形的验算, 可采用下列公式:

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

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

$[\Delta u]$ ——弹塑性位移角限值, 应根据性能控制目标确定; 整个结构中变形最大部位的竖向构件, 轻微损坏可取中等破坏的一半, 中等破坏可取本规范表 5.5.1 和表 5.5.5 规定值的平均值, 不严重破坏按小于本规范表 5.5.5 规定值的 0.9 倍控制。

《抗规》M.1.3 条条文说明给出了楼层中竖向构件最大位移角的参考限值。

将表 9 与《建筑抗震设计规范》弹性层间位移角限值和弹塑性层间位移角限值进行比较可知，表 9 的限值在弹性限值和弹塑性限值之间，即性能化设计就是将结构最好的状态——“不坏”，到结构最坏的状态——“不倒”之间划分几个等级，由设计者自己选定。

表 9 结构竖向构件对应于不同破坏状态的最大层间位移角参考控制目标

结构类别	完好	轻微损坏	中等破坏	不严重破坏
钢筋混凝土框架	1/550	1/250	1/120	1/60
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000	1/500	1/250	1/135
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800	1/400	1/200	1/110
钢筋混凝土框支层	1/1000	1/500	1/250	1/135
钢结构	1/250	1/200	1/100	1/55
钢框架-钢筋混凝土内筒、型钢混凝土框架-钢筋混凝土内筒	1/800	1/400	1/200	1/110

表 5.5.1 弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

表 5.5.5 弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

《高层建筑混凝土结构设计规程》3.11.1 也叙述了结构性能化设计的原则。

3.11.1 结构抗震性能设计应分析结构方案的特殊性、选用适宜的结构抗震性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施。

结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标分为 A、B、C、D 四个等级，结构抗震性能分为 1、2、3、4、5 五个水准（表 3.11.1），每个性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

《高层建筑混凝土结构设计规程》3.11.2 条用 1、2、3、4、5 五个性能水准描述构件的损坏程度。


表 3.11.2 各性能水准结构预期的震后性能状况

结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件	
1	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	基本完好、轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏、部分中度损坏	一般修理后可继续使用
4	中度损坏	轻度损坏	部分构件中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	修复或加固后可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	部分构件比较严重损坏	比较严重损坏	需排险大修

注：“关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“普通竖向构件”是指“关键构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。

《高层建筑混凝土结构设计规程》3.11.1 条规定了 A、B、C、D 四个性能目标与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准的对应关系。

表 3.11.1 结构抗震性能目标

	性能目标			
	A	B	C	D
多遇地震	1	1	1	1
设防烈度地震	1	2	3	4
预估的罕遇地震	2	3	4	5

《高层建筑混凝土结构设计规程》3.11.3 条给出不同性能水准下结构的设计方法。

3.11.3 不同抗震性能水准的结构可按下列规定进行设计：

1 第 1 性能水准的结构，应满足弹性设计要求。在多遇地震作用下，其承载力和变形应符合本规程的有关规定；在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R_d / \gamma_{RE} \tag{3.11.3-1}$$

式中 R_d 、 γ_{RE} ——构件承载力设计值和承载力抗震调整系数，同本规程第 3.8.1 条；
 S_{GE} 、 γ_G 、 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——同本规程第 5.6.3 条；

S_{Ehk}^* ——水平地震作用标准值的构件内力, 不需考虑与抗震等级有关的增大系数;

S_{Evk}^* ——竖向地震作用标准值的构件内力, 不需考虑与抗震等级有关的增大系数。

2 第2性能水准的结构, 在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下, 关键构件及普通竖向构件的抗震承载力宜符合式(3.11.3-1)的规定; 耗能构件的受剪承载力宜符合式(3.11.3-1)的规定, 其正截面承载力应符合下式规定:

$$S_{\text{GE}} + S_{\text{Ehk}}^* + 0.4S_{\text{Evk}}^* \leq R_k \quad (3.11.3-2)$$

式中 R_k ——截面承载力标准值, 按材料强度标准值计算。

3 第3性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下。关键构件及普通竖向构件的正截面承载力应符合式(3.11.3-2)的规定, 水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件正截面承载力尚应符合式(3.11.3-3)的规定, 其受剪承载力宜符合式(3.11.3-1)的规定; 部分耗能构件进入屈服阶段, 但其受剪承载力应符合式(3.11.3-2)的规定。在预估的罕遇地震作用下, 结构薄弱部位的层间位移角应满足本规程第3.7.5条的规定。

$$S_{\text{GE}} + 0.4S_{\text{Ehk}}^* + S_{\text{Evk}}^* \leq R_k \quad (3.11.3-3)$$

4 第4性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在设防烈度或预估的罕遇地震作用下, 关键构件的抗震承载力应符合式(3.11.3-2)的规定, 水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件正截面承载力尚应符合式(3.11.3-3)的规定; 部分竖向构件以及大部分耗能构件进入屈服阶段。但钢筋混凝土竖向构件的受剪截面应符合式(3.11.3-4)的规定, 钢-混凝土组合剪力墙的受剪截面应符合式(3.11.3-5)的规定。在预估的罕遇地震作用下, 结构薄弱部位的层间位移角应符合本规程第3.7.5条的规定。

$$V_{\text{GE}} + V_{\text{Ek}}^* \leq 0.15f_{\text{ck}}bh_0 \quad (3.11.3-4)$$

$$(V_{\text{GE}} + V_{\text{Ek}}^*) - (0.25f_{\text{ak}}A_{\text{a}} + 0.5f_{\text{spk}}A_{\text{sp}}) \leq 0.15f_{\text{ch}}bh_0 \quad (3.11.3-5)$$

式中 V_{GE} ——重力荷载代表值作用下的构件剪力(N);

V_{Ek}^* ——地震作用标准值的构件剪力(N), 不需考虑与抗震等级有关的增大系数;

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值(N/mm²);

f_{ak} ——剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值(N/mm²);

A_{a} ——剪力墙端部暗柱中型钢的截面面积(mm²);

f_{spk} ——剪力墙墙内钢板的强度标准值(N/mm²);

A_{sp} ——剪力墙墙内钢板的横截面面积(mm²)。

5 第5性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在预估的罕遇地震作用下, 关键构件的抗震承载力宜符合式(3.11.3-2)的规定; 较多的竖向构件进入屈服阶段, 但同一楼层的竖向构件不宜全部屈服; 竖向构件的受剪截面应符合式(3.11.3-4)或(3.11.3-5)的规定; 允许部分耗能构件发生比较严重的破坏; 结构薄弱部位的层间位移角应符合本规程第3.7.5条的规定。

三、算例

【例 2.8.1】 题干见《试题 2.8.1》(2011 年一级)

答案: (C)

(1) 根据《抗规》3.10.3-2 条, 选定性能目标, 确定预期损坏状态或使用功能, 不低于 1.0.1 条 (小震不坏、中震可修、大震不倒), (A) 正确。

(2) 根据《抗规》表 M.1.1-1 和 M.1.2-3 条, (B) 正确。

(3) 根据《抗规》表 M.1.1.2, 性能 3 中震设防时, 要求变形小于弹性位移限值, (C) 错误。

(4) 根据《抗规》表 M.1.1-3, 当构件的承载力高于多遇地震提高一度的要求时, 可按常规设计的有关规定降低一度且不低于 6 度采用。

根据《抗规》M.1.1 条条文说明, 延性的细部构造, 对混凝土构件主要指箍筋、边缘构件和轴压比等构造, 不包括影响正截面承载力的纵向受力钢筋的构造要求; 对钢结构构件主要指长细比、板件宽厚比、加劲肋等构造。综上, 故选 (C)。

【例 2.8.2】 题干见《试题 2.8.2》(2012 年一级)

答案: (A)

(1) 根据《抗规》第 3.10.3-2 条, I 正确;

(2) 根据《抗规》第 3.10.3-3 条, 当构件承载力明显提高时, 相应的延性构造可适当降低。II 正确。

(3) 根据《抗规》第 3.10.3-1 条, 7 度 ($0.15g$) 的设防地震的地震影响系数最大值为 0.34。

根据《抗规》5.1.4 条, 多遇地震为 0.12, 罕遇地震为 0.72, III 正确。

(4) 根据《抗规》3.10.2 条及条文说明, 可分别选定针对整个结构、结构的局部部位或关键部位、结构的关键部件、重要构件、次要构件及建筑构件和机电设备的性能目标, IV 正确。

【例 2.8.3】 题干见《试题 2.8.2》(2012 年二级)

答案: (C)

(1) 根据《高规》3.11.1 条条文说明第 2 款, I 正确。

(2) 根据《抗规》3.10.3 条第 2 款, II 正确。

(3) 根据《高规》3.1.4 条, 高层建筑不应采用严重不规则的结构体系。

根据《高规》3.11.1 条条文说明, 尽量减少结构不符合概念设计的情况和程度, 不应采用严重不规则的结构方案。III 错误。

(4) 根据《高规》3.11.1 条, IV 正确。

第九节 抗连续倒塌设计

《考试大纲》要求:

一级	掌握	结构抗连续倒塌基本要求
二级	了解	结构抗连续倒塌基本要求

《高层建筑混凝土技术规程》3.12.1 条条文说明指出, 结构连续倒塌是指结构因突发事

件或严重超载而造成局部结构破坏失效，继而引起与失效破坏构件相连的构件连续破坏，最终导致相对于初始局部破坏更大范围的倒塌破坏。结构产生局部构件失效后，破坏范围可能沿水平方向和竖直方向发展，其中破坏沿竖向发展影响更为突出。当偶然因素导致局部结构破坏失效时，如果整体结构不能形成有效的多重荷载传递路径，破坏范围就可能沿水平或竖直方向蔓延，最终导致结构发生大范围的倒塌甚至是整体倒塌。

1995 年美国俄克拉荷马城的 9 层联邦大厦（见图 2.9.1）遭受汽车炸弹袭击，近 50% 的楼面倒塌，最终造成 168 人死亡，造成损失的原因主要有两点：

- 1) 该大厦未按抗震、防爆或预防其他任何极罕遇的荷载来进行设计。
- 2) 第三层楼的转换大梁支撑上部中间柱，下部柱距 40ft (12.2m)。爆炸破坏了转换柱，进而引起上部结构倒塌。

1968 年英国纽汉姆的 23 层公寓楼（见图 2.9.2），第 18 层因划火柴引发煤气爆炸，一间房间的爆炸引起建筑物角部沿竖向连续倒塌。



图 2.9.1 美国俄克拉荷马城 9 层联邦大厦

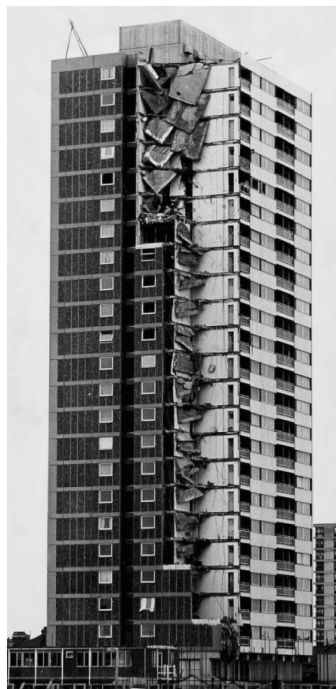


图 2.9.2 英国纽汉姆 23 层公寓楼

1996 年沙特阿拉伯达赫拉姆美国空军驻地（见图 2.9.3）遭受汽车炸弹袭击，但没有发生连续倒塌，这是抗连续倒塌成功的例子。

《混凝土结构设计规范》3.6 节条文说明指出，房屋结构在遭受偶然作用时发生连续倒塌，将造成人员伤亡和财产损失。总结结构倒塌和未倒塌的规律，采取针对性的措施加强结构的整体稳固性，就可以提高结构的抗灾性能，减少结构连续倒塌的可能性。

一、“试题”回顾

【试题 2.9.1】抗连续倒塌和既有结构设计（2012 年一级）

关于防止连续倒塌设计和既有结构设计的以下说法：

I. 设置竖直方向和水平方向通长的纵向钢筋并采取有效的连接锚固措施，是提供结构

整体稳定性的有效方法之一；

Ⅱ. 当进行偶然作用下结构防连续倒塌验算时，混凝土强度取强度标准值，普通钢筋强度取极限强度标准值；

Ⅲ. 对既有结构进行改建、扩建而重新设计时，承载能力极限状态的计算应符合现行规范的要求，正常使用极限状态验算应符合现行规范的要求；

Ⅳ. 当进行既有结构改建、扩建时，若材料的性能符合原设计的要求，可按原设计的规定取值。同时，为了保证计算参数的统一，结构后加部分的材料也应按原设计规范的规定取值。

试问，针对上述说法正确性的判断，下列何项正确？

- (A) I、II、III、IV均正确 (B) I、II、III正确，IV错误
(C) II、III、IV正确，I错误 (D) I、III、IV正确，II错误

二、《规范》规定简介

《混凝土结构设计规范》3.6.1 条条文说明指出：

防连续倒塌设计的难度和代价很大，一般结构只须进行防连续倒塌的概念设计。

《混凝土结构设计规范》3.6.1 条给出了概念设计的规定：

3.6.1 混凝土结构防连续倒塌设计应符合下列要求：

- 1 采取减小偶然作用效应的措施。
- 2 采取使重要构件及关键传力部位避免直接遭受偶然作用的措施。
- 3 在结构容易遭受偶然作用影响的区域增加冗余约束，布置备用的传力途径。
- 4 增强疏散通道、避难空间等重要结构构件及关键传力部位的承载力和变形性能。
- 5 配置贯通水平、竖向构件的钢筋，并与周边构件可靠地锚固。
- 6 设置结构缝，控制可能发生连续倒塌的范围。

《混凝土结构设计规范》3.6.2 条给出了设计方法：

3.6.2 重要结构的防连续倒塌设计可采用下列方法：

- 1 局部加强法：提高可能遭受偶然作用而发生局部破坏的竖向重要构件和关键传力部位的安全储备，也可直接考虑偶然作用进行设计。
- 2 拉结构件法：在结构局部竖向构件失效的条件下，可根据具体情况分别按梁-拉结模型、悬索-拉结模型和悬臂-拉结模型进行承载力验算，维持结构的整体稳固性。
- 3 拆除构件法：按一定规则拆除结构的主要受力构件，验算剩余结构体系的极限承载力；也可采用倒塌全过程分析进行设计。

《混凝土结构设计规范》3.6.2 条条文说明指出：



图 2.9.3 沙特阿拉伯达赫拉姆美国空军驻地

安全等级为一级的重要结构, 以及抵御灾害的重要结构, 宜进行防连续倒塌的设计。

《混凝土结构设计规范》3.6.3 条规定了设计参数的取值:

3.6.3 当进行偶然作用下结构防连续倒塌的验算时, 作用宜考虑结构相应部位倒塌冲击引起的动力系数。在抗力函数的计算中, 混凝土强度取强度标准值 f_{ck} ; 普通钢筋强度取极限强度标准值 f_{stk} , 预应力筋强度取极限强度标准值 f_{ptk} 并考虑锚具的影响。宜考虑偶然作用下结构倒塌对结构几何参数的影响。必要时尚应考虑材料性能在动力作用下的强化和脆性, 并取相应的强度特征值。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.12.1 条规定了抗连续倒塌的设计原则:

3.12.1 安全等级为一级的高层建筑结构应满足抗连续倒塌概念设计要求; 有特殊要求时, 可采用拆除构件方法进行抗连续倒塌设计。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.12.2 条给出了概念设计的规定:

3.12.2 抗连续倒塌概念设计应符合下列规定:

- 1 应采取必要的结构连接措施, 增强结构的整体性。
- 2 主体结构宜采用多跨规则的超静定结构。
- 3 结构构件应具有适宜的延性, 避免剪切破坏、压溃破坏、锚固破坏、节点先于构件破坏。
- 4 结构构件应具有一定的反向承载能力。
- 5 周边及边跨框架的柱距不宜过大。
- 6 转换结构应具有整体多重传递重力荷载途径。
- 7 钢筋混凝土结构梁柱宜刚接, 梁板顶、底钢筋在支座处宜按受拉要求连续贯通。
- 8 钢结构框架梁柱宜刚接。
- 9 独立基础之间宜采用拉梁连接。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.12.3 条说明了拆除构件方法的具体规定:

3.12.3 抗连续倒塌的拆除构件方法应符合下列规定:

- 1 逐个分别拆除结构周边柱、底层内部柱以及转换桁架腹杆等重要构件。
- 2 可采用弹性静力方法分析剩余结构的内力与变形。
- 3 剩余结构构件承载力应符合下式要求:

$$R_d \geq \beta S_d \quad (3.12.3)$$

式中 S_d ——剩余结构构件效应设计值, 可按本规程第 3.12.4 条的规定计算;

R_d ——剩余结构构件承载力设计值, 可按本规程第 3.12.5 条的规定计算;

β ——效应折减系数。对中部水平构件取 0.67, 对其他构件取 1.0。

《高层建筑混凝土结构技术规程》3.12.4 条、3.12.5 条、3.12.6 条规定了抗连续倒塌的计算公式、参数取值。

3.12.4 结构抗连续倒塌设计时,荷载组合的效应设计值可按式确定:

$$S_d = \eta_d (S_{Gk} + \sum \psi_{qi} S_{Qi,k}) + \Psi_w S_{wk} \quad (3.12.4)$$

式中 S_{Gk} ——永久荷载标准值产生的效应;

$S_{Qi,k}$ ——第 i 个竖向可变荷载标准值产生的效应;

S_{wk} ——风荷载标准值产生的效应;

ψ_{qi} ——可变荷载的准永久值系数;

Ψ_w ——风荷载组合值系数,取 0.2;

η_d ——竖向荷载动力放大系数。当构件直接与被拆除竖向构件相连时取 2.0,其他构件取 1.0。

3.12.5 构件截面承载力计算时,混凝土强度可取标准值;钢材强度,正截面承载力验算时,可取标准值的 1.25 倍,受剪承载力验算时可取标准值。

3.12.6 当拆除某构件不能满足结构抗连续倒塌设计要求时,在该构件表面附加 80kN/m^2 侧向偶然作用设计值,此时其承载力应满足下列公式要求:

$$R_d \geq S_d \quad (3.12.6-1)$$

$$S_d = S_{Gk} + 0.6S_{Qk} + S_{Ad} \quad (3.12.6-2)$$

式中 R_d ——构件承载力设计值,按本规程第 3.8.1 条采用;

S_d ——作用组合的效应设计值;

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应;

S_{Qk} ——活荷载标准值的效应;

S_{Ad} ——侧向偶然作用设计值的效应。

三、算例

【例 2.9.1】 题干见《试题 2.9.1》(2012 年一级)

答案: (B)

(1) 根据《混规》第 3.6.1 条第 5 款,配置贯通水平、竖向构件的钢筋,并与周边构件可靠地锚固。

该条条文说明指出,设置竖直方向和水平方向通长的纵向钢筋并应采取有效的连接、锚固措施,将整个结构连系成一个整体,是提供结构整体稳定性的有效方法之一。I 正确。

(2) 根据《混规》3.6.3 条,混凝土强度取强度标准值 f_{ck} ,普通钢筋强度取极限强度标准值 f_{stk} 。II 正确。

(3) 根据《混规》3.7.2-3 条,对既有结构进行改建、扩建或加固改造而重新设计时,承载能力极限状态的计算应符合规范和相关标准的规定。

根据《混规》3.7.2-4 条,既有结构的正常使用极限状态验算及构造要求宜符合本规范的规定。III 正确。

(4) 根据《混规》3.7.3 条条文说明,设计应考虑既有结构的现状,通过检测分析确定既有部分的材料强度和几何参数,并尽量利用原设计的规定值。结构后加部分则完全按本规范的规定取值。IV 错误。

第三章 场地、地基和基础

第一节 场 地

一、概述

《建筑抗震设计规范》规定：

2.1.8 场地

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

在此范围内，岩土性状和土层覆盖厚度大致相近。

不同场地上建筑物的震害有很明显的差异。经对震害现象的研究和总结后发现，因结构破坏而导致建筑物破坏，通常是软弱地基上的破坏比坚硬地基的破坏要严重。

场地条件的地震影响在很大程度上与覆盖层厚度有关，不同覆盖层厚度上的建筑物，其震害表现明显不同。在覆盖层为中等厚度的一般地基上，中等高度房屋的破坏，要比高层建筑的破坏严重，而基岩上各类房屋的破坏普遍较轻。

综上所述，建筑场地的特性对建筑物的地震反应有很大的影响，为此，《建筑抗震设计规范》将场地的类别划分成 I，II，III，IV 四类，其分类的依据由场地土类型和覆盖层厚度两个要素决定，此即《建筑抗震设计规范》4.1.2 条的规定。

4.1.2 建筑场地的类别划分，应以土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度为准。

二、场地土类型

(一) “试题”回顾

【试题 3.1.1】建筑场地的类别划分（1998 年）

在抗震设防地区，某建筑场地各土层的厚度 h 及剪切波速 v_s 如下：

表层土： $h = 2\text{m}$, $v_s = 200\text{m/s}$;

第二层土： $h = 10\text{m}$, $v_s = 120\text{m/s}$;

第三层土： $h = 2\text{m}$, $v_s = 300\text{m/s}$;

第四层土： $h = 4\text{m}$, $v_s = 600\text{m/s}$ 。

试指出该场地应属于下列哪种类别？

(A) I 类场地 (B) II 类场地 (C) III 类场地 (D) IV 类场地

【试题 3.1.2】建筑场地的类别划分（2000 年）

某地上 14 层井字型平面的塔式高层住宅，为钢筋混凝土剪力墙体系。总高 39.4m，层高除顶层层高为 3.0m 外，其余各层层高均为 2.8m。屋顶局部设有小塔楼，地下设一层地下室。抗震设防烈度为 7 度。近震，地下水位在地面下 3.0m。工程地基土的物理力学性能见表 3.1.1。

已知场地覆盖层厚 $d_{ov} > 80\text{m}$ ，根据本题表 3.1.1 计算平均剪切波速 v_{sm} ，并确定本工程建筑场地类别应属于下列何项所示？

- (A) I 类 (B) II 类 (C) III 类 (D) IV 类

表 3.1.1 工程地基土的物理力学性能

层序	地层描述	土层厚度 /m	含水量 w (%)	土的重力密度 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	变形模量 E_0 /MPa	剪切波速 v_s /(m/s)
0	杂填土	0.5		17.0		100
1	褐灰色粉质黏土	8.1	40.0	17.7	4.81	140
2	灰色细砂	9.0	23.8	18.3	13.18	300
3	灰色粉质黏土	8.5	38.5	18.2	4.38	140
4	暗绿色黏土	4.0	35.7	20.2	9.56	250
5	褐黄色粉质黏土	13.5	25.0	18.5	11.93	280
6	灰色粉质黏土	17.5 未钻透	33.2	18.2	6.67	140

注：灰色细砂为中密-密实，灰色粉质黏土为软塑-可塑。

【试题 3.1.3】建筑场地的类别划分（2001 年）

工程所在场地的地基土的构成见表 3.1.2。

表 3.1.2 地基土的构成

序 号	地质柱状图	层底深度/m	层厚/m	土层剪切波速比/(m/s)
1	杂填土	2.50	2.50	100
2	黏土	5.50	3.00	200
3	粉质黏土	9.00	3.50	160
4	稍密卵石	13.00	4.00	300
5	中密卵石	18.00	5.00	380
6	砂岩			800

若有抗震要求时，须确定其建筑场地类别。试问以下何项场地类别是正确的？

- (A) I (B) II (C) III (D) IV

【试题 3.1.4】剪切波速和场地类别（2002 年）

在抗震设防区内，某工程地基土层分布及其剪切波速 v_s 如图 3.1.1 所示。根据《建筑抗震设计规范》的有关规定，该场地土层的平均剪切波速 v_{sm} 和场地类别应为下列何项才是完全正确的？

- (A) $v_{sm} = 125.7\text{m/s}$ ，III 类场地 (B) $v_{sm} = 130.7\text{m/s}$ ，III 类场地
(C) $v_{sm} = 203.2\text{m/s}$ ，II 类场地 (D) $v_{sm} = 211.2\text{m/s}$ ，II 类场地

【试题 3.1.5】～【试题 3.1.6】（2003 年）

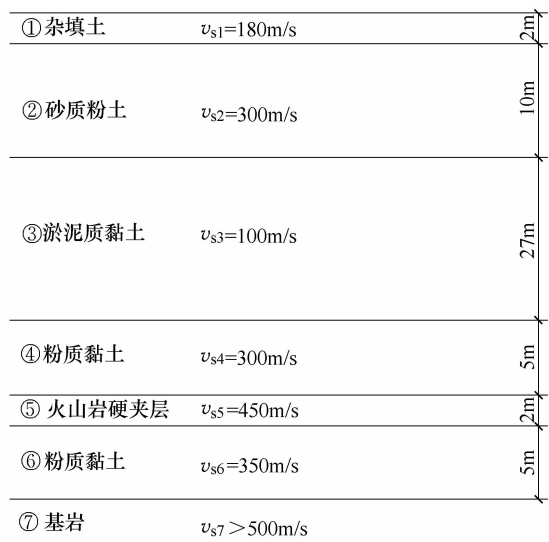


图 3.1.1

已知某建筑工程场地地基土抗震计算参数见表 3.1.3。

表 3.1.3 某建筑工程场地地基土抗震计算参数

层序	岩土名称	层底深度/m	层厚/m	土（岩）层平均剪切波速/（m/s）	地基承载力特征值/kPa
1	杂填土	1.00	1.00	82	
2	黏性土 $e=0.97$ $I_L=0.58$	2.30	1.30	89	100
3	淤泥	26.50	24.20	110	60
4	淤泥质土	31.00	4.50	164	80
5	黏性土	35.70	4.70	152	128
6	粉质黏土	39.40	3.70	245	
7	全风化流纹质凝灰岩	61.75	22.35	372	
8	强风化流纹质凝灰岩	67.20	5.45	402	
9	中风化流纹质凝灰岩	89.30	22.10	524	

【试题 3.1.5】等效剪切波速（2003 年）

试问该场地土层等效剪切波速最接近于下列何项数值？

- (A) 94.67m/s (B) 99.00m/s (C) 106.26m/s (D) 159.30m/s

【试题 3.1.6】覆盖层厚度，场地类别（2003 年）

根据表 3.1.3 所示及通过计算求得的正确土层等效剪切波速，试确定场地覆盖层厚度和场地类别，并指出下列何组答案的全部内容都是正确的？

- (A) 场地覆盖层厚度为 35.70m，场地类别为Ⅱ类
(B) 场地覆盖层厚度为 35.70m，场地类别为Ⅲ类

(C) 场地覆盖层厚度为 67.20m，场地类别为Ⅲ类

(D) 场地覆盖层厚度为 89.30m，场地类别为Ⅳ类

『试题 3.1.7』建筑场地的类别划分（2005 年）

某工程抗震设防烈度为 7 度，对工程场地曾进行土层剪切波速测量，测量成果见表 3.1.4。

表 3.1.4 土层剪切波速

层序	岩土名称	层厚/m	层底深度/m	土（岩）层平均剪切波速 $v_{si}/(m/s)$
1	杂填土	1.20	1.20	116
2	淤泥质黏土	10.50	11.70	135
3	黏土	14.30	26.00	158
4	粉质黏土	3.90	29.90	189
5	粉质黏土混碎石	2.70	32.60	250
6	全风化流纹质凝灰岩	14.60	47.20	365
7	强风化流纹质凝灰岩	4.20	51.40	454
8	中风化流纹质凝灰岩	揭露厚度 11.30	62.70	550

试问，该场地应判别为下列何项场地才是正确的？

- (A) I 类场地 (B) II 类场地 (C) III 类场地 (D) IV 类场地

『试题 3.1.8』建筑场地的类别划分（2008 年）

某建筑场地的土层分布及各土层的剪切波速如图 3.1.2 所示，土层等效剪切波速为 240m/s，试问，该建筑场地的类别应为下列何项所示？

- (A) I 类场地 (B) II 类场地 (C) III 类场地 (D) IV 类场地

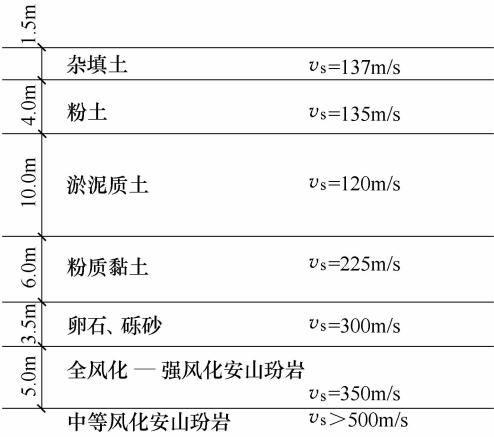


图 3.1.2

『试题 3.1.9』建筑场地的类别划分（2010 年）

某多层框架结构厂房柱下矩形独立基础，柱截面尺寸为 1.2m × 1.2m，基础宽度为 3.6m，抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 0.15g。基础平面、剖面、土层分布及土层剪切波速如图 3.1.3 所示。

试问，建筑的场地类别为下列何项所示？

- (A) I 类场地 (B) II 类场地 (C) III 类场地 (D) IV 类场地

〔试题 3.1.10〕 场地类别判定 (2012 年二级)

在抗震设防区内,某建筑工程场地的地基土层分布及其剪切波速 v_s 如图 3.1.4 所示。

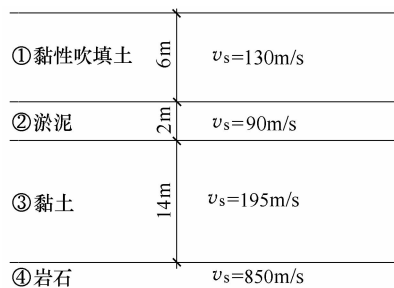


图 3.1.3

试问,根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010),该建筑场地的类别应为下列何项所示?

(A) I

(B) II

(C) III

(D) IV

(二)《规范》规定

1. 土层的剪切波速

由前所述,场地土对建筑物震害的影响,主要取决于土的坚硬程度(刚性),土的刚性一般用土的剪切波速来表示,因为剪切波速是最能反映场地土动力性能的重要动力参数。故场地土可根据常规工程地质勘测资料,按剪切波速来进行分类。《建筑抗震设计规范》4.1.3 条对土层剪切波速的测量有明确规定:

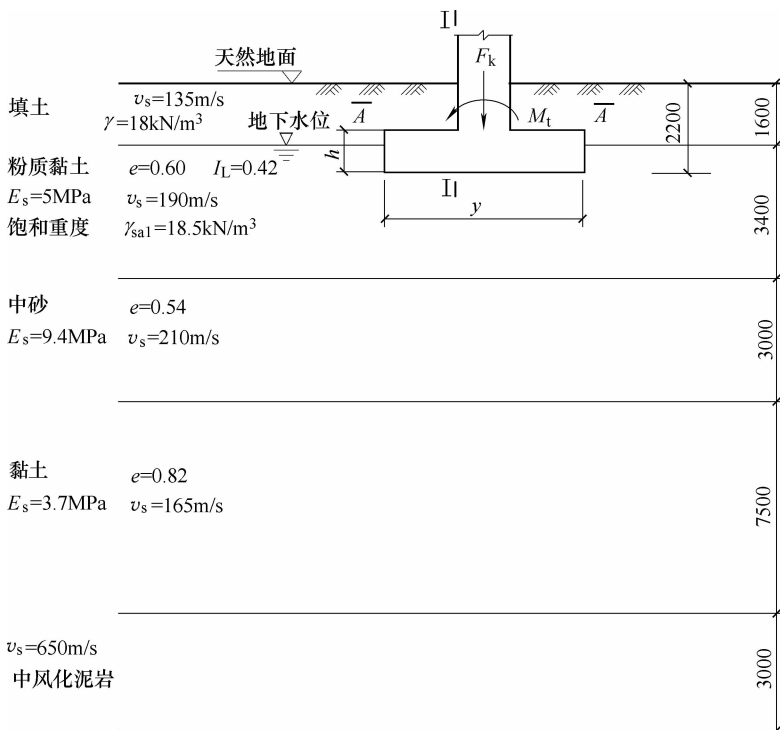


图 3.1.4

4.1.3 土层剪切波速的测量，应符合下列要求：

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

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

3 对丁类建筑及丙类建筑中层数不超过10层、高度不超过24m的多层建筑，当无实测剪切波速时，可根据岩土名称和性状，按表4.1.3划分土的类型，再利用当地经验在表4.1.3的剪切波速范围内估算各土层的剪切波速。

表 4.1.3 土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围 /(m/s)
岩石	坚硬、较硬且完整的岩石	$v_s > 800$
坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土	$800 \geq v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂， $f_{ak} > 150$ 的粘性土和粉土，坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂， $f_{ak} \leq 150$ 的黏性土和粉土， $f_{ak} > 130$ 的填土，可塑性黄土	$250 \geq v_s > 150$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土， $f_{ak} \leq 130$ 的填土，流塑性黄土	$v_s \leq 150$

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

地表土层的组成通常较为复杂，只有单一性质场地土的情况是很少见的，所以一般场地土的类型可按土层平均剪切波速 v_{sc} 来划分，土层平均剪切波速 v_{sc} 一般是取地面以下20m且不深于场地覆盖层厚度范围内各土层剪切波速，按土层厚度加权的平均值，即《建筑抗震设计规范》4.1.5条式（4.1.5-1）的计算值。图3.1.5表示出式（4.1.5-1）的物理意义。

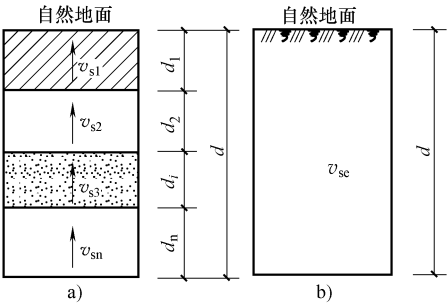


图 3.1.5

a) 原来土层 b) 折算土层

根据土层平均剪切波速 v_{se} 可从《建筑抗震设计规范》表 4.1.3 查得土的类型划分。

《建筑抗震设计规范》规定：

4.1.5 土层的等效剪切波速，应按下列公式计算：

$$v_{se} = d_0/t \quad (4.1.5-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i/v_{si}) \quad (4.1.5-2)$$

式中 v_{se} ——土层等效剪切波速 (m/s)；

d_0 ——计算深度 (m)，取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值；

t ——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；

d_i ——计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m)；

v_{si} ——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s)；

n ——计算深度范围内土层的分层数。

对丙、丁类建筑，当无实测剪切波速资料，也无法获得邻近地点实测数据时，亦可根据岩土性状，按《建筑抗震设计规范》表 4.1.3 规定近似划分土的类型。

2. 场地覆盖层厚度

由前所述，震害一般随场地覆盖层厚度的增加而加重。从理论上讲，当下层波速比上层波速大得多时，下层可以当做基岩，从地表反射回来的地震波到达岩土界面时将向上反射，只有很小一部分能量向下透射，这个分界面的埋深就是所谓覆盖层厚度或土层厚度。但是实际地层的刚度往往是逐渐变化的，如果要求岩土波速比很大时才能当做基岩，覆盖层厚度势必定得很大，这对一般工程是难以行得通的。另一方面，由于使建筑物产生破坏的最主要原因是地震波中的中短周期成分，而深层介质对这些成分的影响并不很显著。基于这些考虑，《建筑抗震设计规范》规定：

4.1.4 建筑场地覆盖层厚度的确定，应符合下列要求：

- 1 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 500m/s 的土层顶面的距离确定。
- 2 当地面 5m 以下存在剪切波速大于其上部各土层剪切波速 2.5 倍的土层，且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。
- 3 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。
- 4 土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

3. 场地类别

《建筑抗震设计规范》4.1.6 条提出；建筑的场地类别应根据场地土类型和场地覆盖层厚度划分为 I、II、III、IV 四类，其中 I 类又分为 I₀、I₁ 两个亚类。当有充分依据时可适当调整。确定场地覆盖层厚度时，应注意薄的夹砂层、砾石层或孤石不得作为基岩对待。

4.1.6 建筑的场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 4.1.6 划分为四类，其中 I 类分为 I₀、I₁ 两个亚类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表 4.1.6 所列场地类别的分界线附近时，应允许按插值方法确定地震作用计算所用的特征周期。

表 4.1.6 各类建筑场地的覆盖层厚度（m）

岩石的剪切波速或土的等效剪切波速/(m/s)	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
$v_s > 800$	0				
$800 \geq v_s > 500$		0			
$500 \geq v_{se} > 250$		< 5	≥ 5		
$250 \geq v_{se} > 150$		< 3	3 ~ 50	> 50	
$v_{se} \leq 150$		< 3	3 ~ 15	15 ~ 80	> 80

注：表中 v_s 系岩石的剪切波速。

（三）算例

【例 3.1.1】 确定场地类别（Ⅲ类）

条件：已知某建筑场地的地质钻探资料见表 3.1.5。

表 3.1.5 场地的地质勘察资料

层底深度/m	土层厚度/m	土层名称	土层剪切波速/(m/s)
9.5	9.5	砂	170
37.8	28.3	淤泥质黏土	135
48.6	10.8	砂	240
60.1	11.5	淤泥质粉质黏土	200
68.0	7.9	细砂	330
86.5	18.5	砾石夹砂	550

要求：试确定该建筑场地的类别。

答案：（1）确定地面下 20m 范围内土的类型

剪切波从地表到 20m 深度范围的传播时间：

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i/v_{si}) = 9.5/170 + 10.5/135 = 0.134s$$

等效剪切波速： $v_{se} = d_0/t = 20/0.134 = 149.3\text{m/s}$

查《建筑抗震设计规范》表 4.1.3 等效剪切波速： $v_{se} < 150\text{m/s}$ ，故表层土属于软弱土。

（2）确定覆盖层厚度

由《建筑抗震设计规范》表 4.1.1 可知 68m 以下的土层为砾石夹砂，土层剪切波速大于 500m/s，覆盖层厚度应定为 68m。

(3) 确定建筑场地的类别

根据表层土的等效剪切波速 $v_s < 150\text{m/s}$ 和覆盖层厚度 68m (在 $15 \sim 80\text{m}$ 范围内) 两个条件, 查《建筑抗震设计规范》表 4.1.6 得该建筑场地的类别属于Ⅲ类。

【例 3.1.2】 确定场地类别 (无剪切波速资料)

条件: 表 3.1.6 为 8 层、高度为 24m 丙类建筑的场地地质钻孔资料 (无剪切波速资料)。

表 3.1.6 场地的地质钻探资料

土层底部深度/m	土层厚度/m	岩土名称	地基土静承载力特征值/kPa
2.20	2.20	杂填土	130
8.00	5.80	粉质黏土	140
12.50	4.50	黏土	160
20.70	8.20	中密的细砂	180
25.00	4.30	基岩	—

要求: 试确定该场地类别。

答案: 场地覆盖层厚度 $= 20.7\text{m} > 20\text{m}$, 故取场地计算深度 $d_0 = 20\text{m}$ 。本例在计算深度范围内有 4 层土, 根据杂填土静承载力特征值 $f_{ak} = 130\text{kN/m}^2$, 由《建筑抗震设计规范》表 4.1.3 取其剪切波速值 $v_s < 150\text{m/s}$; 根据粉质黏土、黏土静承载力特征值分别为 140kN/m^2 和 150kN/m^2 , 以及中密的细砂, 由《建筑抗震设计规范》表 4.1.3 查得, 它们的剪切波速范围均在 $150 \sim 250\text{m/s}$ 之间, 现取其平均值 $v_s = 200\text{m/s}$ 。

将上列数值代入《建筑抗震设计规范》式 (4.1.5-1), 得

$$v_{se} = \frac{d_0}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} = \frac{20}{\frac{2.20}{150} + \frac{5.80}{200} + \frac{4.50}{200} + \frac{7.5}{200}} = 193\text{m/s}$$

由《建筑抗震设计规范》表 4.1.6 可知, 该建筑场地为Ⅱ类场地。

(四) 模拟考题

[3.1.1] 某丁类建筑位于黏性土场地, 地基承载力特征值 $f_{ak} = 210\text{kPa}$, 未进行剪切波速测试, 其土层剪切波速的估算值宜采用 ()。

- (A) $v_s = 170\text{m/s}$ (B) $v_s = 250\text{m/s}$
(C) $v_s = 320\text{m/s}$ (D) $v_s = 520\text{m/s}$

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.3 条第 3 款表 4.1.3 的规定解答。

[3.1.2] 确定场地覆盖层厚度时, 下述说法中不正确的是 ()。

- (A) 一般情况下, 应按地面至剪切波速大于 500m/s 的土层顶面的距离确定
(B) 当地面 5m 以下存在剪切波速大于相邻上层土剪切波速 2.5 倍的土层, 且其下卧土的剪切波速不小于 400m/s 时, 可按地面至该土层顶面的距离确定
(C) 剪切波速大于 500m/s 的孤石, 透镜体可作为稳定下卧层
(D) 土层中的火山岩硬夹层, 应视为刚体, 其厚度应从覆盖土层中扣除

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.4条第3款的规定解答。

[3.1.3] 关于等效剪切波速,下述说法中()是正确的。

- (A) 等效剪切波速为场地中所有土层波速按厚度加权平均值
- (B) 等效剪切波速计算深度为覆盖厚度与20m两者的较小值
- (C) 等效传播时间为剪切波在地面至计算深度之间的实际传播时间
- (D) 等效剪切波速即加权平均剪切波速

答案:(B)、(C)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.5条的规定解答。

[3.1.4] 有甲、乙两个建筑场地,甲场地由两层土组成,第一层厚度为5m,剪切波速度为100m/s,第二层厚度为10m,剪切波速度为400m/s;乙场地也由两层土组成,第一层厚度为7.5m,剪切波速度为150m/s,第二层厚度为7.5m,剪切波速度为250m/s,甲、乙两个场地的等效剪切波速的关系为下列何项?

- (A) 二者相等
- (B) 甲场地大于乙场地
- (C) 乙场地大于甲场地
- (D) 不能确定

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.4条2款及4.1.5条的规定解答。

[3.1.5] 计算土层的等效剪切波速时,下述说法中不正确的是()。

- (A) 土层的等效剪切波速为计算深度与剪切波速在地面与计算深度之间的传播时间的比值
- (B) 土层的等效剪切波速为各土层剪切波速的厚度加权平均值
- (C) 当覆盖层厚度大于等于20m时,计算深度取20m,当覆盖层厚度小于20m时,计算深度取覆盖层厚度
- (D) 剪切波速在地面与计算深度之间的传播时间为剪切波速在地面与计算深度之间各土层中传播时间的和

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.5条的规定解答。

[3.1.6] 场地地层情况如下:

- ①0~6m 淤泥质土, $v_s = 130\text{m/s}$
- ②6~8m 粉土, $v_s = 150\text{m/s}$
- ③8~15m 密实粗砂, $v_s = 420\text{m/s}$
- ④15m以下, 泥岩, $v_s = 1000\text{m/s}$

其场地类别应为()。

- (A) I类
- (B) II类
- (C) III类
- (D) IV类

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.4条、第4.1.5条、第4.1.6条的规定解答。

- (1) 覆盖层厚度为8m, $d_{ov} = 8\text{m}$ 。(第4.1.4条2款)
- (2) 计算深度取20m与8m二者的较小值,即 $d_0 = 8\text{m}$ 。(第4.1.5条)
- (3) 等效剪切波速 v_{se} :

$$v_{se} = \frac{d_0}{t} = \frac{d_0}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} = \frac{8}{\frac{6}{130} + \frac{2}{150}} \text{m/s} = 134 \text{m/s}$$

(4) 场地类别为Ⅱ类(《建筑抗震设计规范》表4.1.6)。

[3.1.7] 某场地地层资料如下:

①0~12m 黏土, $v_s = 130 \text{m/s}$;

②12~22m, 粉质黏土, $v_s = 260 \text{m/s}$;

③22m 以下, 泥岩, 强风化, 半坚硬状态, $v_s = 900 \text{m/s}$ 。

该建筑场地类别应确定为()。

(A) I类 (B) II类 (C) III类 (D) IV类

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第4.1.4条、第4.1.5条、第4.1.6条的规定解答。

(1) 覆盖层厚度 d_{0V} 为 22m ($v_s > 500 \text{m/s}$ 土层顶面)。

(2) 计算深度取 20m 与覆盖层厚度的较小值, $d_0 = 20 \text{m}$ 。

(3) 等效剪切波速 v_{se} :

$$v_{se} = \frac{d_0}{t} = \frac{d_0}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} = \frac{20}{\frac{12}{130} + \frac{8}{260}} \text{m/s} = 162.5 \text{m/s}$$

(4) 场地类别为Ⅱ类。

[3.1.8] 在抗震设防地区, 建设场地的工程地质勘察内容, 除提供常规的土层名称、分布、物理力学性质、地下水位等以外, 尚需提供分层土的剪切波速、场地覆盖层厚度、场地类别。根据上述内容, 以下对场地的识别, () 是正确的。

I. 分层土的剪切波速(单位为 m/s) 越小, 说明土层越密实坚硬

II. 覆盖层越薄, 震害效应越大

III. 场地类别为 I 类, 说明土层密实坚硬

IV. 场地类别为 IV 类, 场地震害效应大

(A) I、II (B) I (C) III、IV (D) II

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》表4.1.3, 土层剪切波速(m/s) 越小, 场地土越软弱;

根据《建筑抗震设计规范》表4.1.6, 覆盖层越薄, 场地土越坚硬, 因而震害效应越小;

根据《建筑抗震设计规范》表4.1.6, 当场地类别为 I 类时, 说明土层密实坚硬, 当场地为 IV 类时, 震害效应大。因此, 题中 I、II 项为错误, III、IV 项为正确。

[3.1.9] 某场地地质勘察资料如下

①0~2.0m, 淤泥质土, $v_s = 120 \text{m/s}$;

②2.0~25.0m, 密实粗砂, $v_s = 400 \text{m/s}$;

③25.0~26.0m, 玄武岩, $v_s = 800 \text{m/s}$;

④26.0~40.0m, 密实含砾中砂, $v_s = 350 \text{m/s}$;

⑤40.0m 以下, 强风化粉砂质泥岩, $v_s = 700 \text{m/s}$ 。

则该场地类别为 ()。

(A) I 类 (B) II 类 (C) III 类 (D) IV 类

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.4 条、第 4.1.5 条、第 4.1.6 条的规定, 有:

(1) 场地覆盖层厚度

①层与②层波速比为 $400/120 = 3.33 > 2.5$, 但界面埋深为 2m 且④层 $v_s = 350\text{m/s} < 400\text{m/s}$, 2m 不能定为覆盖层厚度; 应以强风化粉砂质泥岩顶面为覆盖层界面, 但应扣除玄武岩层的厚度, 因此, 覆盖层厚度应取为 $(40 - 1)\text{m} = 39\text{m}$ 。

(2) 场地等效剪切波速

因覆盖层厚度为 39m, 大于 20m, 取计算深度 $d_0 = 20\text{m}$ 。计算深度范围内各土层厚度: $d_1 = 2\text{m}$, $d_2 = 18\text{m}$ 。计算等效剪切波速 v_{se} :

$$v_{se} = d_0/t = d_0 / \sum (d_i/v_{si}) = 20 / (2/120 + 18/400)\text{m/s} = 324.3\text{m/s}$$

(3) 场地类别

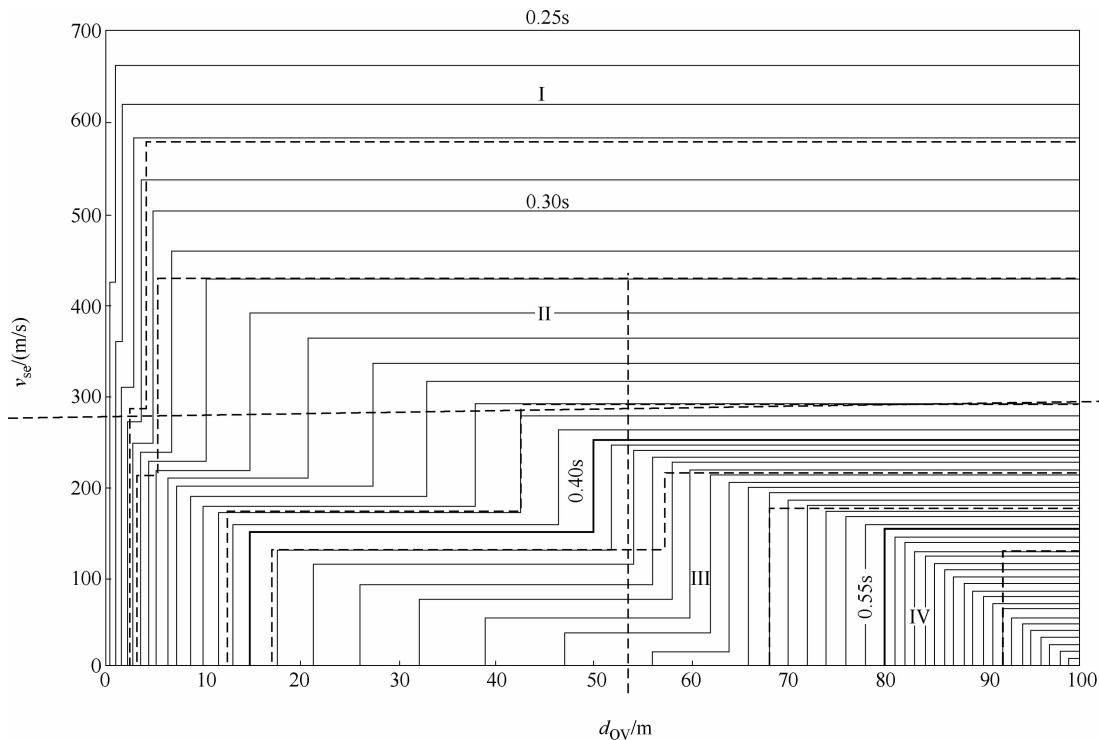
查《建筑抗震设计规范》表 4.1.6, 应划分为 II 类。

[3.1.10] (2014 年一级)

某高层钢筋混凝土房屋, 抗震设防烈度为 8 度, 设计地震分组为第一组, 根据工程地质详勘报告, 该建筑场地土层的等效剪切波速为 270m/s , 场地覆盖层厚度为 55m, 试问, 计算罕遇地震作用时, 按插值方法确定的特征周期 $T(\text{s})$ 取下列何项数值最为合适?

(A) 0.35 (B) 0.38 (C) 0.40 (D) 0.43

答案: (D)



根据《抗规》4.1.6条及条文说明(292页图7),按差值方法确定特征周期,查图为0.38;

根据《抗规》5.1.4条,罕遇地震 $+0.05$, $0.38+0.05=0.43$,故选(D)

三、发震断裂的最小避让距离

断裂带是地质构造上的薄弱环节,发震断裂带附近地表,在地震时可能产生新的错动,使地面建筑物遭受较大的破坏。所以,当场地内存在发震断裂带时,应对断裂的可能性和其对建筑物的影响进行评价。

断裂带是否错动和出露到地表与很多因素有关,一般来说,地震震级愈高,出露于地表的断层长度愈长,断层错位就愈大;覆盖层厚度愈大,出露于地表的错动与断层长度就愈小;发生在平原、丘陵地区的地震,其出露于地表的断层长度和水平错位相对于山区要小。根据国内几次较大地震的经验,发震断裂带上可能发生地表错位的地段,主要有9度及9度以上高烈度区。

(一)“试题”回顾

【试题3.1.11】发震断裂(2003年)

某一般建筑工程场地内存在发震断裂,试问,当符合下列何项情况时则可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响?

- (A) 地质年代在全新世以来活动过的断裂
- (B) 当建筑抗震设防烈度为8度、前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度为55m时
- (C) 当建筑抗震设防烈度为9度、前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度为80m时
- (D) 抗震设防烈度为7度时

【试题3.1.12】发震断裂(2005年)

在一般建筑物场地内存在发震断裂时,试问,对于下列何种情况应考虑发震断裂错动对地面建筑的影响?

- (A) 抗震设防烈度小于8度
- (B) 全新世以前的活动断裂
- (C) 抗震设防烈度为8度,前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度大于60m时
- (D) 抗震设防烈度为9度,前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度为80m时

【试题3.1.13】发震断裂(2008年)

下列关于地基基础设计的一些主张,其中何项是不正确的?

- (A) 场地内存在发震断裂时,如抗震设防烈度小于8度,可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响
- (B) 对砌体房屋可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算
- (C) 当高耸结构的高度 H_g 不超过20m时,基础倾斜的允许值为0.008
- (D) 高宽比大于4的高层建筑,基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的15%

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定:

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

1 对符合下列规定之一的情况，可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响：

- 1) 抗震设防烈度小于 8 度；
- 2) 非全新世活动断裂；
- 3) 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 60m 和 90m。

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

表 4.1.7 发震断裂的最小避让距离 (m)

烈 度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	200m	100m	—
9	专门研究	400m	200m	—

(三) 算例

【例 3.1.3】 最小避让距离

条件：一幢商住用的高层建筑，其抗震设防烈度为 8 度 ($0.2g$)，建筑抗震设防类别为丙类。该建筑的附近存在一条发震主断裂带，该带的隐伏断裂的土层覆盖厚度为 50m。

要求：确定该建筑避开这条主断裂带的最小避让距离 (图 3.1.6)。

解答：根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.7 条的规定，可知本建筑由于隐伏断裂的土层厚度小于 60m，因此本建筑应避开这条主断裂带，其最小避让距离不宜小于 100m。

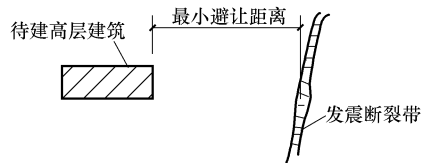


图 3.1.6 建筑避开断裂带的
最小避让距离

【例 3.1.4】 可忽略发震断裂错动的土层覆盖厚度

条件：一住宅小区的抗震设防烈度为 8 度 ($0.2g$)，场地内存在发震断裂带。

要求：确定可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响，天然地面下隐伏断裂的土层及覆盖厚度。

解答：根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.7-1 条规定，当抗震设防烈度为 8 度时，隐伏断裂的土层覆盖厚度要大于 60m，则可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响。

第二节 天然地基和基础

一、可不进行地基基础抗震验算的范围

在非地震区，对地基要求进行地基承载力及地基变形两方面验算。显然，在地震区增加

地震动载效应情况下,地基的强度和变形同样均应满足要求。但由于在地震作用下地基变形过程的不确定性,其影响因素十分复杂,目前尚无条件定量计算,通过采取较好的抗震措施,加强地基基础,防止其过大震陷及不均匀沉降,已经可以满足工程设计的基本要求。因此,《建筑抗震设计规范》中仅给出了地基承载力验算方法。

从多次强地震中遭受破坏的建筑来看,大量的一般性地基具有较好的抗震性能,极少发现因地基承载力不足而导致的震害。不仅在坚硬或中硬场地土上、而且大量在中软或软弱场地土上未经抗震设防的建筑、地基和基础一般也能经受强烈地震的考验,而未发生地基震害。由于在房屋设计中所采用的地基承载力是由地基变形值来控制,如按强度控制,则地基承载力的设计值理应可取得再高些。另外,在建筑物自重的长期作用下地基产生固结,使承载能力还会有所提高。地震时尽管地基所受的作用力有所增加,但由于地震作用历时较短,动载下地基动承载力也有所提高。上述这些因素使地基遭受破坏的可能性大为减小。

如上所述,既然大量的一般地基具有较好的抗震性能、按地基静力承载力设计的地基能够满足抗震要求,所以,为了简化和减少抗震设计的工作量,《建筑抗震设计规范》规定了相当大的一部分建筑物可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算。

(一)“试题”回顾

【试题 3.2.1】可不进行地基基础抗震验算的范围(2000 年)

对于在抗震设防烈度为 7 度地区的下列建筑,试指出何项应进行天然地基及基础的抗震承载力验算?

- (A) 位于Ⅲ类场地的底层框架砖房
- (B) 高度为 100m 的烟囱
- (C) 位于Ⅱ类场地、基本风压为 0.5kN/m^2 的水塔
- (D) 单层厂房采用扩展基础,基础底面宽度为 3m,埋深 1.5m。地基表层为黏土,厚 3m,静承载力标准值为 120kPa ;其下层为淤泥质土,厚 6m,静承载力标准值为 70kPa

【试题 3.2.2】可不进行地基基础抗震验算的范围(2006 年)

试问,在抗震设防地区的下列四类房屋中,其中何项需要进行天然地基及基础的抗震承载力验算?

- (A) 抗震设防烈度为 7 度,地基各土层承载力特征值均大于 80kPa ,8 层且高度为 24m 的框架住宅
- (B) 抗震设防烈度为 6 度,位于Ⅳ类场地上的一般性多层框架办公楼
- (C) 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层的 7 层砌体房屋
- (D) 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层的单层厂房

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定:

4.2.1 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算:

- 1 本规范规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。
- 2 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的下列建筑:

- 1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋;
- 2) 砌体房屋;
- 3) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架—抗震墙房屋;
- 4) 基础荷载与 3) 项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

注: 软弱黏性土层指 7 度、8 度和 9 度时, 地基承载力特征值分别小于 80kPa、100kPa 和 120kPa 的土层。

二、地基土抗震承载力

天然地基抗震验算一般是采用拟静力法, 即等效静力法。即先求出地震作用的等效静力数值, 然后按静力设计计算的办法来验算地基的强度和稳定性。

除了十分软弱土层外, 一般地基土抗震承载力取值都比其静承载力有所提高, 这是因为:

- 1) 土的动强度一般较其静强度略高。
- 2) 地震作用下可靠度容许适当降低。

考虑到等效静力法验算原则, 采取在地基土静承载力基础上乘以一个大于 1 的调整系数的办法来确定地基土抗震承载力。

(一) “试题”回顾

【试题 3.2.3】地基土抗震承载力 (1999 年)

天然地基基础抗震验算时, 地基土抗震承载力应按下述哪项确定?

- (A) 仍采用地基土静承载力设计值
- (B) 采用地基土静承载力设计值乘以地基土抗震承载力调整系数后的值
- (C) 采用地基土静承载力设计值, 但不考虑基础宽度修正
- (D) 采用地基土静承载力设计值, 但不考虑基础埋置深度修正

【试题 3.2.4】地基土抗震承载力 (2003 年)

已知某建筑工程场地地基土抗震计算参数见表 3.2.1。

表 3.2.1 某建筑工程场地地基土抗震计算参数

层序	岩土名称	层底深度 /m	层 厚 /m	土 (岩) 层平均剪切 波速/(m/s)	地基承载力特征值 /kPa
1	杂填土	1.00	1.00	82	—
2	黏性土 $e=0.97$ $I_L=0.58$	2.30	1.30	89	100
3	淤泥	26.50	24.20	110	60
4	淤泥质土	31.00	4.50	164	80
5	黏性土	35.70	4.70	152	128
6	粉质黏土	39.40	3.70	245	—
7	全风化流纹质 凝灰岩	61.75	22.35	372	—

(续)

层序	岩土名称	层底深度 /m	层 厚 /m	土(岩)层平均剪切 波速/(m/s)	地基承载力特征值 /kPa
8	强风化流纹质 凝灰岩	67.20	5.45	402	—
9	中风化流纹质 凝灰岩	89.30	22.10	524	—

该工程为五层一般民用框架房屋,抗震设防烈度为7度。采用柱下钢筋混凝土独立基础,基础的埋置深度为1.30m,其底面边长为 $3.20\text{m} \times 2.50\text{m}$ 。基础底面以上土的加权平均重度为 17.50kN/m^3 ,基础底面以下土的重度为 18.5kN/m^3 。试指出其地基抗震承载力最接近下列何项数值?

- (A) 114.00kPa (B) 125.4kPa (C) 126.63kPa (D) 132.18kPa

『试题 3.2.5』地基土抗震承载力(2010年)

某多层框架结构厂房柱下矩形独立基础,柱截面尺寸为 $1.2\text{m} \times 1.2\text{m}$,基础宽变为 3.6m ,抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度为 $0.15g$ 。基础平面、剖面、土层分布及土层剪切波速如图3.2.1所示。

假定基础底面处粉质黏土层的地基承载力特征值 f_{ak} 为160kPa,基础长度 $y \geq 3.6\text{m}$ 。试问,基础底面处的地基抗震承载力 f_{aE} (kPa)与下列何项数值最为接近?

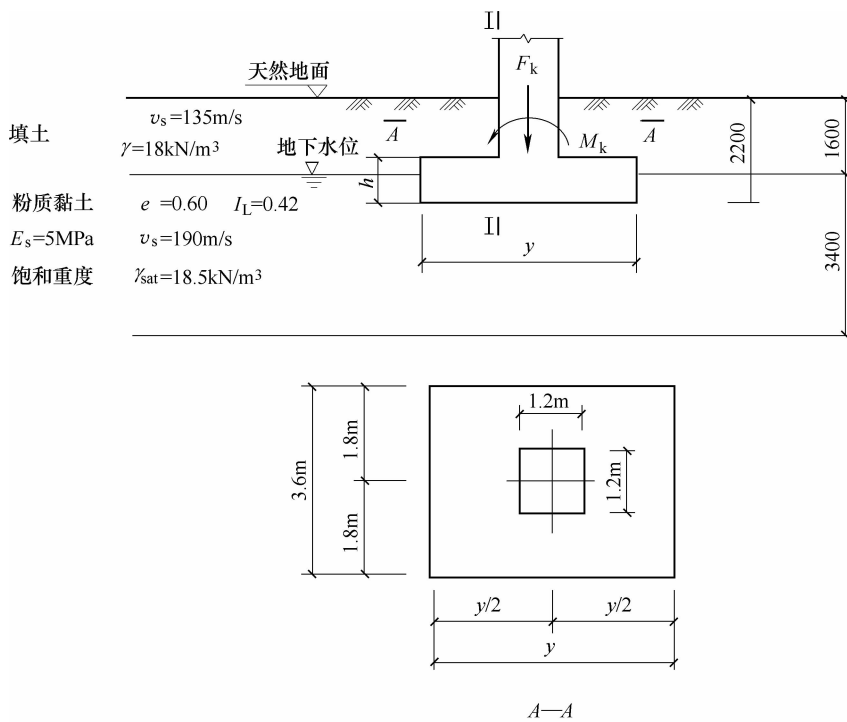


图 3.2.1

(A) 205

(B) 230

(C) 265

(D) 300

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定：

4.2.2 天然地基基础抗震验算时，应采用地震作用效应标准组合，且地基抗震承载力应取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

4.2.3 地基抗震承载力应按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (4.2.3)$$

式中 f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 4.2.3 采用；

f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 采用。

表 4.2.3 地基抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

三、地基承载力验算

对于地震区建筑物，应首先进行静力设计，合理选择基础埋深，确定基础尺寸，并对地基进行静强度及变形验算后，再按《建筑抗震设计规范》规定的以下公式进行地基抗震承载力验算，即地基抗震强度验算。

(一)“试题”回顾

【试题 3.2.6】脱开基土的面积（1998 年）

进行电视塔和微波塔基础设计时，对基底反力情况的要求有下列四种：

(I) 在组合荷载作用下不允许脱开基土

(II) 在组合荷载作用下允许脱开基土

(III) 在考虑地震作用时不允许脱开基土

(IV) 在考虑地震作用时允许脱开基土，但脱开基土的面积不应大于基底面积的 1/4。

以下何项是全部正确的？

(A) I、III

(B) II、III

(C) I、IV

(D) II、IV

【试题 3.2.7】基础底面的压力验算（2001 年）

某柱下钢筋混凝土独立锥形基础，基础底面尺寸为 $2.00\text{m} \times 2.50\text{m}$ 。持力层为粉土，其下为淤泥质土软弱层。由柱底传竖向力为 F ，力矩为 M 和水平剪力为 V （均为设计值），如

图 3.2.2 所示。计算基础自重设计值和基础上的土重标准值用的平均重度 $\gamma_c = 20\text{kN/m}^3$ 。荷载效应基本组合时，在竖向偏心荷载作用下，其基础底面的压力应符合下列哪项公式要求才是完全正确的？

式中， f_{sE} ——调整后的地基抗震承载力设计值。

- (A) $P \leq f, P_{\max} \leq 1.2 f$ (B) $P_{\max} \leq 1.2 f$
 (C) $P \leq f$ (D) $P \leq f_{sE}, P_{\max} \leq 1.2 f_{sE}$

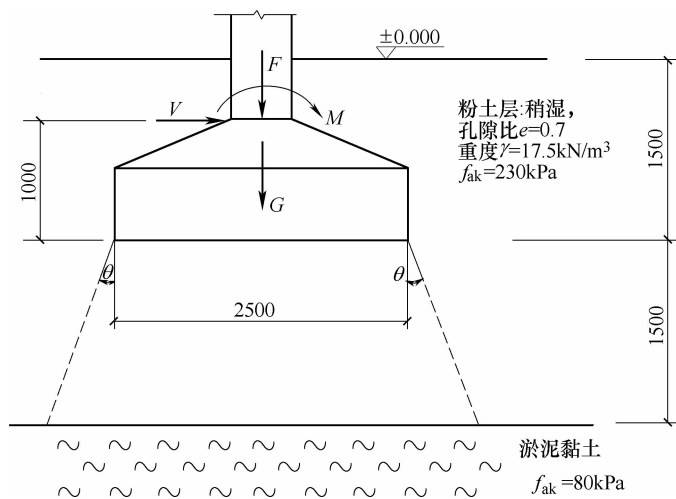


图 3.2.2

【试题 3.2.8】基础宽度（2009 年）

某高层建筑，地下一层箱形基础顶为上部结构的嵌固端，建筑俯视平面和剖面如图 3.2.3 所示。抗震计算时，不计入地基与结构相互作用的影响。相应于荷载效应标准组合时，上部结构和基础传下来的竖向力值 $N_k = 165900\text{kN}$ 作用于基础底面形心位置；结构总水平地震作用标准值 $F_{Ek} = 9600\text{kN}$ ，其在地下一层顶产生的倾覆力矩 $M_{Ek} = 396000\text{kN} \cdot \text{m}$ 。确定基础宽度时，若不考虑地下室周围土的侧压力，基底反力呈直线分布，地基承载力验算满足规范要求，试问，在图 3.2.3 所示水平地震作用下，满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002) 关于基底应力状态限制要求的基础最小宽度 B_j (m)，与下列哪项数值最为接近？

- (A) 15 (B) 16 (C) 17 (D) 18

【试题 3.2.9】基础边长（2010 年）

某多层框架结构厂房柱下矩形独立基础，柱截面尺寸为 $1.2\text{m} \times 1.2\text{m}$ ，基础宽度为 3.6m ，抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 $0.15g$ 。基础平面、剖面、土层分布及土层剪切波速如图 3.2.3 所示。

假设钢筋混凝土柱按地震作用效应标准组合传至基础顶面处的竖向力 F_k 为 1100kN ，弯矩 M_k 为 $1450\text{kN} \cdot \text{m}$ ；假定基础及其上土的自重标准值 G_k 为 560kN ，基础底面处的地基抗震承载力 f_{sE} 为 245kPa 。试问，按地基抗震要求确定的基础底面力矩作用方向的最小边长

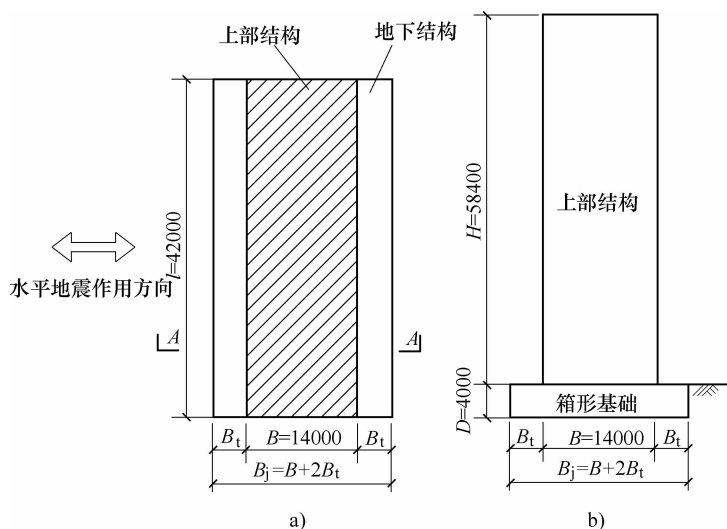


图 3.2.3 (单位: mm)

a) 平面图 b) A—A 剖面图

$y(\text{m})$, 与下列何项数值最为接近?

提示: ①当基础底面出现零应力区时, $P_{k,\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la}$

②偏心距 $e = M/N = 0.873\text{m}$ 。

(A) 3.0

(B) 3.8

(C) 4.0

(D) 4.5

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定:

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

$$P \leq f_{aE} \quad (4.2.4-1)$$

$$P_{\max} \leq 1.2f_{aE} \quad (4.2.4-2)$$

式中 P ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力;

P_{\max} ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

《建筑抗震设计规范》还规定基础底面与地基土之间零应力区则宜符合以下要求 (见图 3.2.4):

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

四、算例

【例 3.2.1】 10 层框架结构柱下独立基础抗震验算

条件: 某 10 层框架高 34m, 横向为双跨, 跨度为 5.4m、6.6m, 柱距为 3.6m。

地表下2m开始为粉质黏土,孔隙比 $e=0.787$,液性指数 $I_L=0.6$,承载力特征值 $f_{ak}=180\text{kPa}$,土层厚度约为6~7m,地下水在-8m以下。基础埋深 $d=3\text{m}$ 。

设防烈度为8度,Ⅲ类场地,设计地震分组第二组,场地特征周期为0.55s。

作用在一层中柱柱底的内力标准组合为:轴力 $N=2627\text{kN}$;弯矩 $M=568\text{kN}\cdot\text{m}$;剪力 $V=189\text{kN}$ 。近似认为纵、横两个方向的内力相同。

要求:独立基础的抗震验算。

答案:独立基础尺寸经试计算后取 $3.2\text{m}\times 4.3\text{m}$,见图3.2.5。

(1) 承载力特征值的深、宽修正

地基承载力特征值的深、宽修正公式为

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

查《建筑地基基础设计规范》表5.2.4,对于 e 及 I_L 均小于0.85的黏性土,取 $\eta_b=0.3$, $\eta_d=1.6$ 。基础底面以上土的加权平均重度 $\gamma_m=20\text{kN}/\text{m}^3$ 和基底以下土的重度 $\gamma=20\text{kN}/\text{m}^3$ 。将 $f_{ak}=180\text{kPa}$ 、 $b=3.2\text{m}$ 和基础埋深 $d=3\text{m}$ 代入上式,得

$$f_a = [180 + 0.3 \times 20 \times (3.2 - 3) + 1.6 \times 20 \times (3 - 0.5)] \text{kPa} = 261.2 \text{kPa}$$

(2) 确定地基抗震承载力 f_{aE}

自《建筑抗震设计规范》表4.2.3中查出, $f=180\text{kPa}$ 的黏性土,地基抗震承载力调整系数 $\zeta_a=1.3$,得到

$$f_{aE} = (1.3 \times 261.2) \text{kPa} = 339.6 \text{kPa}$$

(3) 验算横向地震作用时的地基承载力

由图3.2.5看到,作用于基础底面的轴压力

$$N_{\text{底}} = N + 3.2 \times 4.3 \times 3 \times 20 = (2627 + 825.6) \text{kN} = 3452.6 \text{kN}$$

基础底面平均压力

$$P = \frac{N_{\text{底}}}{A} = \left(\frac{3452.6}{3.2 \times 4.3} \right) \text{kPa} = 250.9 \text{kPa} < f_{aE} = 339.6 \text{kPa}$$

边缘最大压力

$$P_{\text{max}} = \frac{N_{\text{底}}}{A} + \frac{M_{\text{底}}}{W}$$

式中

$$M_{\text{底}} = (568 + 189 \times 3) \text{kN}\cdot\text{m} = 1135 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A = 3.2 \times 4.3 \text{m}^2 = 13.76 \text{m}^2$$

$$W = 3.2 \times 4.3^2 / 6 \text{m}^3 = 9.86 \text{m}^3$$

代入,得

$$P_{\text{max}} = \left(\frac{3452.6}{13.76} + \frac{1135}{9.86} \right) \text{kPa} = (250.9 + 115.1) \text{kPa} = 366 \text{kPa} < 1.2 \times 339.6 \text{kPa} = 407.5 \text{kPa}$$

满足要求。

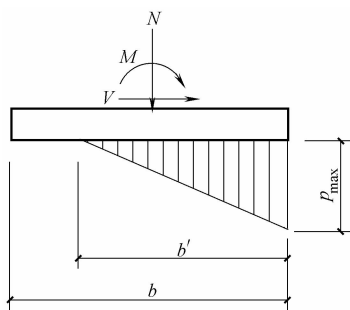


图 3.2.4

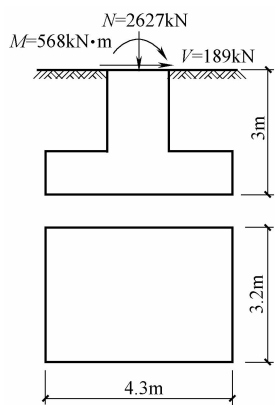


图 3.2.5

(4) 验算纵向地震作用, 由题意知内力标准组合数值不变, 但力矩方向要差 90° , 此时基底抗弯模量 W 应为

$$W = 4.3 \times 3.2^2 / 6 \text{ m}^3 = 7.34 \text{ m}^3$$

边缘最大压力

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \left(250.9 + \frac{1135}{7.34} \right) \text{ kPa} = (250.9 + 154.6) \text{ kPa} \\ &= 405.5 \text{ kPa} < (1.2 \times 339.6) \text{ kPa} = 407.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

满足要求。

【例 3.2.2】 地基抗震承载力验算 (有零应力区)

条件: 某建筑物的室内柱基础如图 3.2.6 所示, 考虑地震作用组合, 其内力标准组合值在室内地坪 (± 0.000) 处为

$$F = 820 \text{ kN}, \quad M = 600 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad V = 90 \text{ kN}$$

基底尺寸 $b \times L = 3.0 \text{ m} \times 3.2 \text{ m}$, 基础埋深 $d = 2.2 \text{ m}$, G 为基础自重和基础上的土重标准值, G 的平均重度 $\bar{\gamma} = 20 \text{ kN/m}^3$; 建筑场地均是红黏土, 其重度 $\gamma_0 = 18 \text{ kN/m}^3$ 。含水比 $a_w > 0.8$, 承载力特征值 $f_{ak} = 160 \text{ kPa}$ 。

要求: 根据《建筑抗震设计规范》和《建筑地基基础设计规范》复核地基抗震承载力。

解答: (1) 基础底面的压力值

基础自重和基础上的土重标准 G

$$G = 3.2 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} \times 2.2 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 422.4 \text{ kN}$$

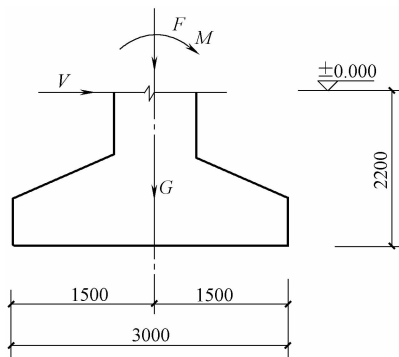


图 3.2.6 (单位: mm)

$$F + G = (820 + 422.4) \text{ kN} = 1242.4 \text{ kN}$$

作用于基础底面的弯矩值 M

$$M = 600 \text{ kN} \cdot \text{m} + 90 \text{ kN} \times 2.2 \text{ m} = 798 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{偏心距 } e = \frac{M}{N} = \frac{798 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1242.4 \text{ kN}} = 0.643 \text{ m} > \frac{b}{6} = \frac{3.0}{6} = 0.5 \text{ m}$$

$$a = 0.5b - e = (0.5 \times 3 - 0.643) \text{ m} = 0.857 \text{ m}$$

由《建筑地基基础设计规范》式 (5.2.2-1) 得:

$$P_k = \frac{F + G}{A} = \frac{1242.4 \text{ kN}}{3.0 \text{ m} \times 3.2 \text{ m}} = 129.4 \text{ kN/m}^2$$

由《建筑地基基础设计规范》式 (5.2.2-4) 得:

$$P_{\max} = \frac{2(F + G)}{3la} = \frac{2 \times 1242.4}{3 \times 3.2 \times 0.857} \text{ kN/m}^2 = 302 \text{ kN/m}^2$$

(2) 地基承载力设计值

由《建筑地基基础设计规范》表 5.2.4 查得含水比 $a_w > 0.8$ 的红黏土的 $\eta_b = 0$, $\eta_d = 1.2$ 。

由《建筑地基基础设计规范》式 (5.2.4) 得:

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$= 160 \text{ kN/m}^2 + 1.2 \times 18 \times (2.2 - 0.5) \text{ kN/m}^2 = 196.7 \text{ kN/m}^2$$

查《建筑抗震设计规范》式 4.2.3, $150 \text{ kPa} \leq f_{\text{ak}} < 300 \text{ kPa}$ 的黏性土的地基土抗震承载力调整系数 $\zeta_s = 1.3$ ($f_{\text{ak}} = 160 \text{ kPa}$)

由《建筑抗震设计规范》式 (4.2.3) 得地基抗震承载力特征值

$$f_{\text{aE}} = \zeta_s f_{\text{a}} = 1.3 \times 196.7 \text{ kN/m}^2 = 255.7 \text{ kN/m}^2$$

(3) 地基土抗震承载力验算

由《建筑抗震设计规范》式 (4.2.4-1) 和式 (4.2.4-2) 知验算要求

$$P \leq f_{\text{aE}}$$

$$P_{\text{max}} \leq 1.2 f_{\text{aE}}$$

本题 $P = 129.4 \text{ kN/m}^2 \leq f_{\text{aE}} = 255.7 \text{ kN/m}^2$

$$P_{\text{max}} = 302 \text{ kN/m}^2 \leq 1.2 \times 255.7 \text{ kN/m}^2 = 306.8 \text{ kN/m}^2$$

满足要求

基础底面与地基土之间零应力区的长度为

$$b - 3a = (3.0 - 3 \times 0.857) \text{ m} = 0.429 \text{ m}$$

$$< 15\% \times b = 0.15 \times 3 \text{ m} = 0.45 \text{ m}$$

满足《建筑抗震设计规范》4.2.4 条“基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%”的要求。

五、模拟考题

[3.2.1] 下列 () 建筑可不考虑天然地基及基础的抗震承载力。

- (A) 砌体房屋
- (B) 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土的单层厂房
- (C) 9 度时高度不超过 100m 的烟囱
- (D) 7 度时高度为 150m 的烟囱

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.2.1 条第 1 款解答。

[3.2.2] 下列建筑中 () 不能确认为可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的建筑物。

- (A) 砌体房屋
- (B) 地基主要受力层范围内不存在软弱土层的一般单层厂房
- (C) 8 层以下且高度在 25m 以下的一般民用框架房屋
- (D) 《建筑抗震设计规范》规定可不进行上部结构抗震验算的建筑

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.2.1 条第 3 款的规定解答。

[3.2.3] 天然地基基础抗震验算时, 地基土抗震承载力应按 () 确定。

- (A) 仍采用地基土静承载力设计值
- (B) 地基土静承载力设计值乘以地基土抗震承载力调整系数
- (C) 采用地基土静承载力设计值, 但不考虑基础宽度修正
- (D) 采用地基土静承载力设计值, 但不考虑基础埋置深度修正

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.2.2 条的规定解答。

[3.2.4] 验算天然地基在地震作用下的竖向承载力时,下述表述中 () 是正确的。

(A) 基础底面与地基土之间零应力区不超过 15%

(B) 基础底面与地基土之间零应力区不超过 25%

(C) $P \leq f_{aE}$, 且 $P_{\max} \leq 1.2f_{aE}$

(D) $P \leq f_{aE}$, 或 $P_{\max} \leq 1.3f_{aE}$

上式中, P 为地震作用效应标准组合的基础底面的平均压力; P_{\max} 为地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力; f_{aE} 为调整后地基土抗震承载力。

答案: (A)、(C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.2.3 条、第 4.2.4 条的规定解答。

[3.2.5] 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时,按地震作用效应标准组合考虑,下述表述中 () 是不正确的。

(A) 基础底面平均压力不应大于调整后的地基抗震承载力

(B) 基础底面边缘最大压力不应大于调整后的地基抗震承载力的 1.2 倍

(C) 高宽比大于 4 的高层建筑,在地震作用下基础底面不宜出现拉应力

(D) 高宽比不大于 4 的高层建筑及其他建筑,基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面积的 25%

答案: (D)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.2.4 条的规定解答。

第三节 液化土

一、地基土的液化现象

处于地下水位以下的饱和砂土和粉土在地震时容易发生液化现象。地震引起的强烈地面运动使得饱和砂土或粉土颗粒间发生相对位移,土颗粒结构趋于密实(图 3.3.1a)。如果土体本身渗透系数较小,当颗粒结构压密时,短时间内孔隙水排泄不出而受到挤压,孔隙水压力将急剧增加。在地震作用的短暂时间内,这种急剧上升的孔隙水压力来不及消散,使原先由土颗粒通过其接触点传递的压力(亦称有效压力)减小,当有效压力完全消失时,砂土颗粒局部或全部处于悬浮状态(图 3.3.1b)。此时,土体抗剪强度等于零,形成有如“液体”的现象,即称为“液化”。

液化时因下部土层的水头压力比上部高,所以水向上涌,把土粒带到地面上来,即产生冒水喷砂现象。随着水和土粒不断涌出,孔隙水压力降低至一定程度时,只冒水而不喷土粒。当孔隙水压力进一步消散,冒水终将停止,土的液化过程结束。当砂土和粉土液化时,其强度将完全丧失从而导致地基失效。

为了减少地基液化的危害,《建筑抗震设计规范》4.3.2 条提出了应采取的对策:首先,液化判别的范围为,除 6 度设防外存在饱

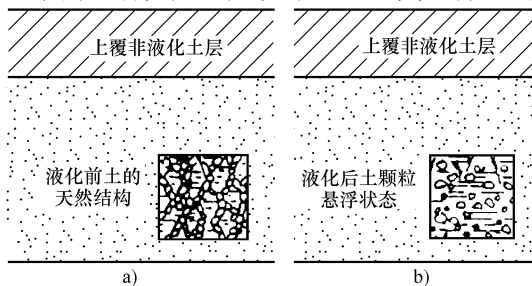


图 3.3.1 土的液化示意图

和砂土及饱和粉土的土层；其次，一旦属于液化土，应确定地基的液化等级；最后，根据液化等级和建筑抗震设防分类，选择合适的处理措施，包括地基处理和对上部结构采取加强整体性的相应措施等。具体内容如下：

4.3.2 地面下存在饱和砂土和饱和粉土时，除6度外，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据建筑的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的措施。

注：本条饱和土液化判别要求不含黄土、粉质黏土。

二、“试题”回顾

【试题 3.3.1】中等液化等级的抗震措施（1999 年）

某建设小区建造一幢底层框架砖房建筑，如图 3.3.2a 平面布置图所示，该房屋抗震设防烈度为 7 度，建筑场地类别为Ⅲ类。地基承载力标准值 $f_k = 105\text{kPa}$ （粉砂层）。根据液化指数判断液化等级属于中等，地质剖面图如图 3.3.2b 所示。

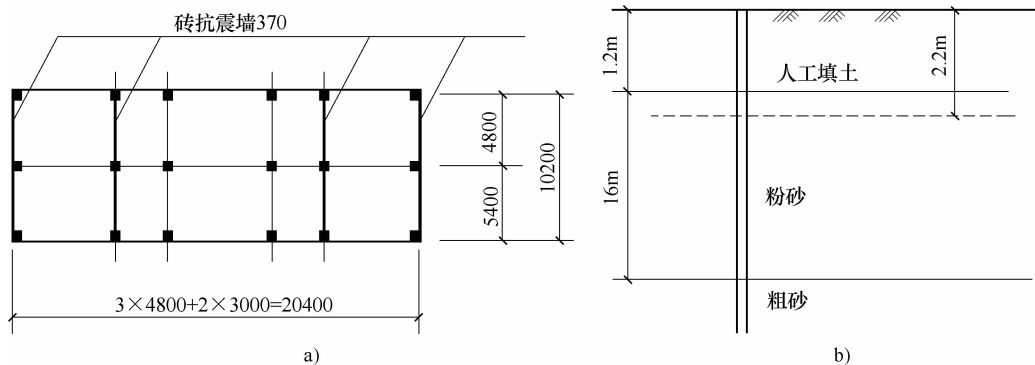


图 3.3.2

a) 平面图 b) 剖面图

根据上述提供的地质情况,对本工程的地基应如何考虑抗震措施?试指出下列何项措施正确?

- (A) 应全部消除地基的液化沉陷
- (B) 对基础和上部结构进行处理或采取更高要求的措施
- (C) 部分消除地基液化沉陷,且对基础和上部结构进行处理
- (D) 可以不采取措施

【试题 3.3.2】液化土处理（1999 年）

地震时会产生严重液化的地基，对于丙类建筑，在确定地基处理和基础方案时，下列何项措施是不符合抗液化震害要求的？

- (A) 对液化土不作处理，采用筏板基础，柱下十字交叉基础等刚性和整体性较好的浅埋基础
- (B) 采用振冲、振动、砂桩等方法加密液化土层，使该土层的标准贯入锤击数的实测值大于相应的临界值
- (C) 采用深基础，基础底面埋入液化深度以下的稳定土层中
- (D) 采用桩基础，桩端伸入液化深度以下的稳定土层中

【试题 3.3.3】液化土判别（2007 年）

某三层砖混结构采用墙下条形基础，基础埋深 1.5m，抗震设防烈度 7 度，地质条件如

图 3.3.3 所示, 杂填土层重度 $\gamma = 17.5\text{kN/m}^3$, 黏土层重度水上 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$, 水下 $\gamma_{\text{sat}} = 20\text{kN/m}^3$, 地下水水位在地表下 3m。

试问, 根据本工程的地质资料, 第三层粉砂可初步判别为下列哪一项?

- (A) 可不考虑液化影响
- (B) 需进一步进行液化判别
- (C) 液化
- (D) 无法判定

『试题 3.3.4』液化影响 (2011 年)

某建筑场地位于 8 度抗震设防区, 场地土层分布及土性如图 3.3.4 所示, 其中粉土的黏粒含量百分率为 14, 拟建建筑基础埋深为 1.5m, 已知地面以下 30m 土层地质年代为第四纪全新世。试问, 当地下水位在地表下 5m 时, 按《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 的规定, 下述观点何项正确?

- (A) 粉土层不液化, 砂土层可不考虑液化影响
- (B) 粉土层液化, 砂土层可不考虑液化影响
- (C) 粉土层不液化, 砂土层需进一步判别液化影响
- (D) 粉土层、砂土层均需进一步判别液化影响

三、《规范》规定和算例

(一) 地基土的液化判别

震害调查结果表明, 在 6 度区液化对房屋结构所造成的震害比较轻, 因此《建筑抗震设计规范》4.3.1 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。

4.3.1 饱和砂土和饱和粉土 (不含黄土) 的液化判断和地基处理, 6 度时, 一般情况下可不进行判别和处理, 但对液化沉陷敏感的乙类建筑可按 7 度的要求进行判别和处理; 7~9 度时, 乙类建筑可按本地区抗震设防烈度的要求进行判别和处理。

对其他情况均应考虑液化判别问题。

1. 二阶段液化判别原则

土层的液化判别是非常复杂的, 《建筑抗震设计规范》给出了一个二阶段判别的方法, 即初步判别和标准贯入试验判别。

根据地震液化现场资料的研究, 发现地基的液化受多种因素的影响, 主要的因素有:

- 1) 土层的地质年代: 地质年代古老的饱和砂土比地质年代较新的不容易液化。
- 2) 土的组成和密实程度: 一般来说, 颗粒均匀单一的土比颗粒级配良好的土容易液化; 松砂比密砂容易液化; 细砂比粗砂容易液化。粉土中粘性颗粒多的要比粘性颗粒少的不容易

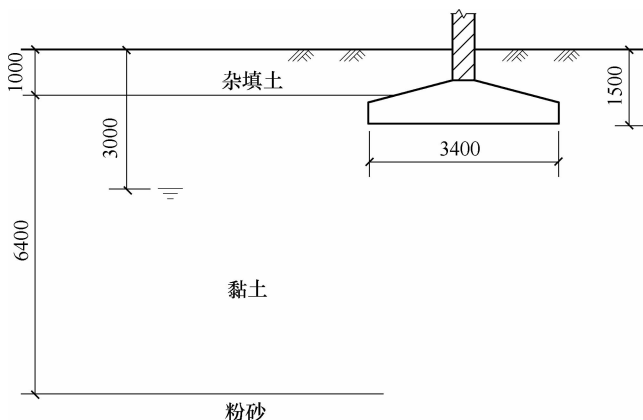


图 3.3.3

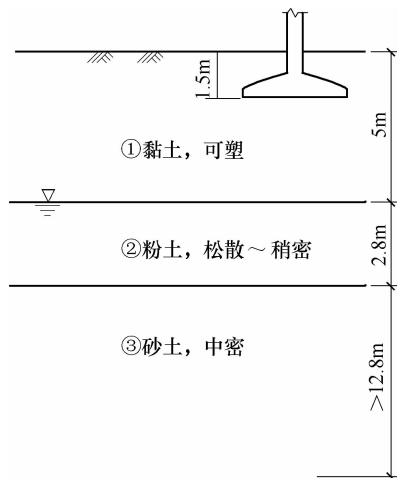


图 3.3.4

液化。这是因为随着土的粘聚力增加，土颗粒就越不容易流失。

3) 液化土层的埋深：液化砂土层埋深越大，砂土层上的有效覆盖压力加大，就越不容易液化。

4) 地下水位深度：地下水位高时比地下水位深时容易液化。

5) 地震烈度和持续时间：地震烈度越高，越容易发生液化；地震动持续时间越长，越容易发生液化。所以同等烈度情况下的远震与近震相比较，远震较近震更容易液化。

利用这些关系即可对土层液化进行判别，这属于初步判别。初步判别的作用是排除一大批不会液化的工程，可少做标准贯入试验，达到省时、省钱的目的。凡经初步判别为不液化或不考虑液化影响的就可不进行第二步判别，以节省勘察工作。

当经初步判别还不能排除地基土液化的可能性时，就要采用标准贯入试验作为第二步判别的基本方法。第二步的作用是判别液化程度和液化后果，为采取工程上的处理方法提供依据。

整个判别过程的框图如图 3.3.5 所示。

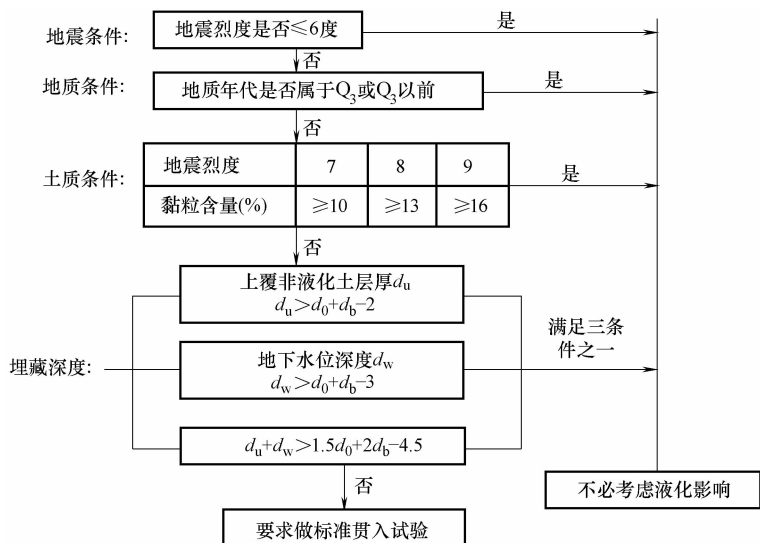


图 3.3.5 液化判别的总框图

2. 初步判别

《建筑抗震设计规范》给出的初步判别方法：

4.3.3 饱和的砂土或粉土（不含黄土），当符合下列条件之一时，可初步判别为不液化或可不考虑液化影响：

- 1 地质年代为第四纪晚更新世（ Q_3 ）及其以前时，7度、8度时可判为不液化。
- 2 粉土的黏粒（粒径小于0.005mm的颗粒）含量百分率，7度、8度和9度分别不小于10、13和16时，可判为不液化土。

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

- 3 浅埋天然地基的建筑，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (4.3.3-1)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (4.3.3-2)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (4.3.3-3)$$

式中 d_w ——地下水位深度 (m), 宜按设计基准期内年平均最高水位采用, 也可按近期年内最高水位采用;

d_u ——上覆盖非液化土层厚度 (m), 计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除;

d_b ——基础埋置深度 (m), 不超过 2m 时应采用 2m;

d_0 ——液化土特征深度 (m), 可按表 4.3.3 采用。

表 4.3.3 液化土特征深度 (m)

饱和土类别	7 度	8 度	9 度
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

注: 当区域的地下水位处于变动状态时, 应按不利的情况考虑。

初判要求之一: 工程地质年代属 Q_3 或 Q_3 前。

地质年代的新老, 意味着土层沉积时间的长短。较老的沉积土层经过长期的固结作用、历次地震作用以及水化学作用影响, 除了使土层密度增大之外, 还往往形成一定的胶结紧密结构。因此, 地层地质年代愈老, 则土的固结程度、密实程度和结构性也就愈好, 抗液化性能则愈强。相反年代愈新, 则抗液化性能愈差。

初判要求之二: 黏粒含量满足初判要求。

粉土是黏性土与砂性类土之间的过渡性土, 粘性颗粒的含量多少决定这类土的性质。粉土的粘粒含量超过一定限值时, 使土的粘聚力加大, 其性质接近黏性土, 抗液化性能将大大增强。因此可根据粉土的黏粒含量的多寡大致判别地基土的液化可能性。

初判要求之三: 地下水位、覆盖土层满足初判要求。

上覆非液化土层厚度是指地震时能抑制可液化土层喷水冒砂的厚度。当覆盖层中夹有软土层, 对抑制喷水冒砂作用很小, 且其本身在地震中很可能发生软化现象时, 该土层应从覆盖层中扣除。覆盖层厚度一般从第一层可液化土层的顶面算至地表。实际震害现场宏观调查表明, 砂土和粉土当覆盖层厚度超过其界限值时, 未发现土层发生液化现象。

地下水位高低是影响喷水冒砂的一个重要因素, 实际震害调查表明, 当砂土和粉土的地下水位低于其界限值时, 未发现土层发生液化现象。

《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-1) ~ 式 (4.3.3-3) 已列出不考虑液化时覆盖层厚度和地下水位界限值。

【例 3.3.1】地基液化的初判

条件: 某工程为三层砌体结构, 经岩土工程勘察, 已知地基土为第四纪全新世的沉积层。自上而下可分为 7 层: 第①层为素填土, 中密, $N_{10} = 30$, 层厚 $h_1 = 2.50\text{m}$; 第②层为可塑粉土, 层厚 $h_2 = 0.80\text{m}$; 第③层为粉质黏土, $N_{10} = 25$, 层厚 $h_3 = 3.10\text{m}$; 第④层为粉土, 中偏软, 层厚 $h_4 = 2.80\text{m}$; 第⑤层为粉质黏土, 可塑状态, 层厚 $h_5 = 3.50\text{m}$; 第⑥层为中密细砂, 层厚 $h_6 = 0.75\text{m}$; 第⑦层为卵石, 密实状态, 层厚 $h_7 > 4.80\text{m}$, 未穿透。地下水

位埋深 5.53m, 位于第③层粉质黏土下部。当地烈度为 8 度区。

要求: 判别该地基是否会产生液化。

解答: 初步判别: 由地质年代第四纪全新世沉积层, 晚于更新世, 不能判别为不液化土。

根据《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-1)

$$d_u > d_0 + d_b - 2m$$

式中 d_u ——上覆非液化土层厚度 (m); 由勘察结果知第 4 层粉土为液化土。上覆第 1~3 层厚度为 $d_u = (2.5 + 0.8 + 3.1) \text{ m} = 6.4 \text{ m}$;

d_0 ——液化土特征深度, 根据烈度为 8 度, 液化土为粉土, 查《建筑抗震设计规范》表 4.3.3 得 $d_0 = 7$;

d_b ——基础埋置深度, 考虑 3 层砌体结构, $d_b < 2\text{m}$, 取 $d_b = 2\text{m}$ 。

因为 $d_0 + d_b - 2\text{m} = (7 + 2 - 2) \text{ m} = 7\text{m} > 6.4\text{m} = d_u$

不满足《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-1)。须按《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-2) 进行判别

$$d_w > d_0 + d_b - 3\text{m}$$

由勘察结果: 地下水位深度 $d_w = 5.53\text{m}$

因为 $d_0 + d_b - 3\text{m} = (7 + 2 - 3) \text{ m} = 6.0\text{m} > 5.53\text{m} = d_w$

不符合《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-2) 的要求, 再按《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-3) 判别

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5\text{m}$$

$d_u + d_w = (6.4 + 5.53) \text{ m} = 11.93\text{m} > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5\text{m} = (10.5 + 4 - 4.5) \text{ m} = 10\text{m}$
符合《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-3) 的要求, 故该三层砌体结构可不考虑液化影响。

【例 3.3.2】液化的初判

条件: 钻孔地质资料见表 3.3.1, 地质年代属 Q_3 以后, 地下水位接近地表, 取地下水位深度为零, 基础埋深取 3m, 按 7 度设防。

表 3.3.1 钻孔地质资料

序 号	土层名称	黏粒含量 p_c (%)	厚度/m	层底深度/m
1	素填土	2	1.2	1.2
2	粉质黏土	0	1.4	2.6
3	淤泥质土	0	2.2	4.8
4	黏土		5.0	9.8
5	粉土	8	3.4	13.2
6	粉砂		2.7	15.9
7	粉砂		2.6	18.5
8	粉土		9.4	27.90

要求: 试进行液化的初判。

解答: 由于地质年代属 Q_3 以后, 因此《建筑抗震设计规范》第 4.3.3 条初判第 1 款不符合。7 度设防, 粉土中最大黏粒含量为 8, 因此《建筑抗震设计规范》第 4.3.3 条第 2 款也不符合。考查《建筑抗震设计规范》第 4.3.3 条第 3 款时先确定相应数值:

$d_w=0$, $d_b=3\text{m}$, $d_u=9.8\text{m}-2.2\text{m}$ (淤泥质土) $=7.6\text{m}$; $d_0=6$ 或 7 中取 7 (《建筑抗震设计规范》表 4.3.3)。

《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-1) 为 $7.6 < 7 + 3 - 2 = 8$

《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-2) 为 $0 < 7 + 3 - 3 = 7$

《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3-3) 为 $7.6 < 1.5 \times 7 + 2 \times 3 - 4.5 = 12$

3 个式子均不满足要求, 因此需进一步进行标贯判别。

值得注意的是, 若基础埋深取 2.5m , 则根据《建筑抗震设计规范》有 (4.3.3-1) 有 $7.6 > 7 + 2.5 - 2 = 7.5$, 根据《建筑抗震设计规范》的要求, 《建筑抗震设计规范》式 (4.3.3) 中只要有一式满足就可不考虑液化影响。此时将不需要再进一步判别。这表明本题处于可考虑与可不考虑液化影响的边界, 因此进一步判别还是应当进行的。

3. 标准贯入试验判别

《建筑抗震设计规范》给出的进一步判别方法:

4.3.4 当饱和砂土、粉土的初步判别认为需进一步进行液化类别时, 应采用标准贯入试验判别法判别地面下 20m 范围内土的液化; 但对本规范第 4.2.1 条规定可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的各类建筑, 可只判别地面下 15m 范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数 (未经杆长修正) 小于或等于液化判别标准贯入锤击数临界值时, 应判为液化土。当有成熟经验时, 尚可采用其他判别方法。

在地面下 20m 深度范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值可按式计算:

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{3/\rho_c} \quad (4.3.4)$$

式中 N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值, 可按表 4.3.4 采用;

d_s ——饱和土标准贯入点深度 (m);

d_w ——地下水位 (m);

ρ_c ——黏粒含量百分率, 当小于 3 或为砂土时, 应采用 3;

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

表 4.3.4 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0

设计基本地震加速度/ g	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19

凡土层初判为可能液化或需要考虑液化影响时, 应采用标准贯入试验进一步确定其是否液化。标准贯入试验设备由标准贯入器、触探杆和重 63.5kg 的穿心锤等部分组成, 如图 3.3.6 所示。操作时先将标准贯入器打入到待试验的土层标高处, 然后在锤的落距为 76cm 的条件下, 打入土层 30cm , 记录下的锤击数即为标贯值。由此可见, 当标贯值 (锤击数) 越大, 说明土的密实程度越高, 土层就越不容易液化。采用标准贯入试验的判别公式为

$$N_{63.5} < N_{cr} \quad (3.3.1)$$

当此式满足时, 则应判为可液化土, 否则判为不液化土。式中, $N_{63.5}$ 为饱和砂土或饱和粉土中实测标准贯入锤击数 (未经杆长修正), 而 N_{cr} 为液化判别标准贯入锤击数的临界值。

标准贯入试验结论的实质是对土的密实程度作出评价,由此间接地评判土层液化的可能性。如果用其他手段也能对土的密实程度作出定量的评价,那么同样也可评判土层液化的可能性。所以《建筑抗震设计规范》在指定用标准贯入试验作为评判土层液化依据的同时,又称:“当有成熟经验时,尚可采用其他判别方法”。

从《建筑抗震设计规范》式(4.3.4)可以看出,当地下水位深度越浅、黏粒含量百分率越小、地震烈度越高,地震加速度越大,地震作用持续时间越长,土层越容易液化,则标准贯入锤击数临界值就越大。反之,当标准贯入锤击数临界值越大,就越容易被判别为液化土层。

【例 3.3.3】 地基液化判别(用标准贯入试验判别法)

条件:某小区经岩土工程勘察,已知该地层为第四纪全新世冲积层,自上至下为 5 层:第 1 层为素填土,天然重度 $\gamma_1 = 18.0 \text{ kN/m}^3$, 层厚 0.80m;第 2 层为粉质黏土, $\gamma_2 = 19.0 \text{ kN/m}^3$, 层厚 0.70m;第 3 层为中密粉砂, 层厚 2.30m;标准贯入试验实测值,深度 2.00 ~ 2.30m, $N = 12$;深度 3.00 ~ 3.30m, $N = 13$;第 4 层为中密细砂, 层厚 4.30m;深度 5.00 ~ 5.30m, $N = 15$;深度 7.00 ~ 7.30m, $N = 16$;第 5 层为可塑-硬塑粉质黏土, 层厚 5.60m。地下水位埋深 2.50m,位于第 3 层粉砂层的中部。当地地震烈度为 7 度,设计基本地震加速度 $0.15g$,设计地震分组为第一组。

要求:判别地基是否会发生液化。

解答:(1) 初步判别

从地质年代判别:该地基为第四纪全新世冲积层,在第四纪晚更新世之后。因此不能判别为不液化土。当地 7 度烈度,液化土特征深度对砂土为 $d_0 = 7$;上覆非液化土层厚度仅为 $d_u = 2.50\text{m}$;地下水位深度 $d_w = 2.50\text{m}$ 。按《建筑抗震设计规范》式(4.3.3)判别,都不符合要求,必须进一步判别。

(2) 标准贯入试验判别法

1) 深度 2.00 ~ 2.30m,位于地下水位以上,为不液化土。

2) 深度 3.00 ~ 3.30m, $N = 13$ 。标准贯入锤击数 N_{cr} 按下式计算

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

式中,液化判别标准贯入锤击数基准值由 7 度烈度 $0.15g$ 得 $N_0 = 10$;饱和土标准贯入点深度 d_s 取中点值 3.15m;地下水位深度 d_w 为 2.50m;砂土的粘粒含量百分率取 $\rho_c = 3$ 。

按上式计算得:

$$N_{cr} = 10 \times 0.8 \times [\ln(0.6 \times 3.15 + 1.5) - 0.1 \times 2.5] \sqrt{\frac{3}{3}} = 7.77$$

已知 $N = 13$, $N > N_{cr}$, 不会液化。

3) 深度 5.00 ~ 5.30m, $N = 15$, d_s 取中点值 5.15m;同理计算 N_{cr} 值为

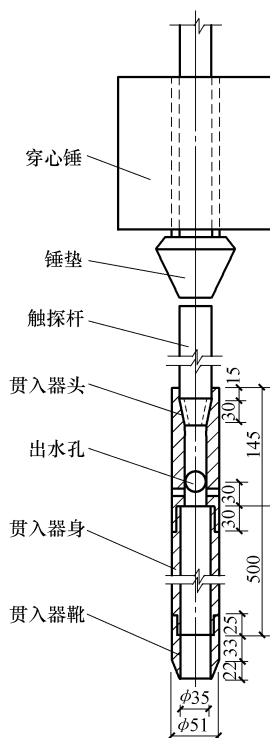


图 3.3.6 标准贯入试验设备

$N_{cr} = 10 \times 0.8 \times [\ln(0.6 \times 5.15 + 1.5) - 0.1 \times 2.5] = 10.19 < N = 15$
不会液化。

4) 深度 7.00 ~ 7.30m, $N = 16$, d_s 取中点值为 7.15m。

$N_{cr} = 10 \times 0.8 \times [\ln(0.6 \times 7.15 + 1.5) - 0.1 \times 2.5] = 12.04 < N = 16$
不会液化。

(二) 液化指数与液化等级

采用标准贯入试验, 得到的是地表以下土层中若干个高程处的标准贯入值 (锤击数), 可相应判别该点附近土层的液化可能性, 是对地基液化的定性判别, 还不能对液化程度及液化危害作定量评价。但建筑场地一般是由多层土组成, 其中一些土层被判别为液化, 而另一些土层被判别为不液化, 这是常常遇见的情况; 即使多层土均被判别为液化, 由于液化程度不同, 对结构造成的破坏程度也存在很大差异。亦应进一步做液化危害性分析, 对液化的严重程度作出评价。所以, 需要有一个可判定土的液化可能性和危害程度的定量指标。《建筑抗震设计规范》给出了定量指标:

4.3.5 对存在液化砂土层、粉土层的地基, 应探明各液化土层的深度和厚度, 按下式计算每个钻孔的液化指数, 并按表 4.3.5 综合划分地基的液化等级:

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left[1 - \frac{N_i}{N_{cr}} \right] d_i W_i \quad (4.3.5)$$

式中 I_{LE} ——液化指数;

n ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数;

N_i 、 N_{cr} ——为 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值, 当实测值大于临界值时应取临界值; 当只需要判别 15m 范围以内的液体时, 15m 以下的实测值可按临界值采用;

d_i —— i 点所代表的土层厚度 (m), 可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半, 但上界不高于地下水位深度, 下界不深于液化深度;

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

表 4.3.5 液化等级与液化指数的对应关系

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

震害调查表明, 液化的危害主要在于因土层液化和喷冒现象而引起建筑物的不均匀沉降。在同一地震强度下, 可液化土层的厚度越大, 埋深越浅, 土的密实度越小, 实测标准贯入锤击数比液化临界锤击数小得越多, 地下水位越高, 则液化所造成的沉降量越大, 因而对建筑物的危害程度也越大。土层的沉降量与土的密实度有关, 而标准贯入锤击数可反映土的密实度, 如标准贯入锤击数值越小, 其沉降量也越大。为此, 引入液化强度比 $F_{LE} = \frac{N}{N_{cr}}$, 式

中, N 和 N_{cr} 分别为实测标准贯入锤击数和液化判别标准贯入锤击数临界值。液化强度比 F_{IE} 越小, 说明实测标准贯入锤击数相对于标准贯入锤击数临界值越小。对于同一标高的土层, 当液化强度比 F_{IE} 越小, 则 $1 - F_{IE}$ 的值越大, 说明单位厚度液化土所产生的液化沉降量的值就越大。若将 $(1 - F_{IE})$ 的值沿土层深度积分, 并在积分过程中引入反映层位影响的极函数, 其结果能反映整个可液化土层的危害性。如把积分式改为多项式求和的公式, 则得《建筑抗震设计规范》中用于衡量液化场地危害程度的液化指数 I_{IE} 的计算式:

$$I_{IE} = \sum_{i=1}^n (1 - F_{IEi}) d_i W_i = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}} \right) d_i W_i$$

式中 W_i —— i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (单位为 m^{-1})。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10, 等于 20m 时应采用零值, 5~20m 时应按线性内插法取值 (如图 3.3.7)。

计算对比表明, 液化指数 I_{IE} 与液化危害程度之间存在着明显的对应关系。液化指数的大小, 从定量上反映了土层液化的可能性大小和液化危害的轻重程度。一般地, 液化指数越大, 场地的喷水冒砂情况和建筑物的液化震害就越严重, 因此可以根据液化指数 I_{IE} 的大小来区分地基的液化危害程度, 即地基的液化等级, 其分级结果和相应震害情况见《建筑抗震设计规范》表 4.3.5。该表中将液化等级分为轻微、中等和严重三种情况。

当液化等级为轻微时, 地面一般无喷水冒砂现象, 仅在洼地、河边有零星的喷水冒砂点。场地上的建筑物一般没有明显的沉降或不均匀沉降, 液化危害很小。

当液化等级为中等时, 液化危害增大, 喷水冒砂频频出现, 常常导致建筑物产生明显的不均匀沉降或裂缝, 尤其是那些直接用液化土做地基持力层的建筑和农村简易房屋, 受到的影响普遍较重。

当液化等级为严重时, 液化危害普遍较重, 场地喷水冒砂严重, 涌砂量大, 地面变形明显, 覆盖面广, 建筑物的不均匀沉降很大, 有的建筑物还会产生倾倒。

【例 3.3.4】工程场地液化等级评价

条件: 某工程按 8 度设防设计基本地震加速度为 $0.1g$, 其工程地质年代属 Q_4 , 钻孔资料自上向下为: 砂土层至 2.1m, 砂砾层至 4.4m, 细砂层至 8.0m, 粉质黏土层至 15m, 砂土层及细砂层黏粒含量百分率 p_c 均低于 8%, 地下水位深度 1.0m, 基础埋深 1.5m, 设计地震场地分组属于第一组。试验结果见表 3.3.2。

表 3.3.2 液化分析表

测点	测点深度 d_{si}/m	标贯值 N_i	测点土层厚 d_i/m	标贯临界值 N_{cri}	d_i 的中点深度 Z_i/m	W_i	I_{IE}
1	1.4	5	1.1	6	1.55	10	1.83
2	5.0	7	1.1	11.23	4.95	10	4.14
3	6.0	11	1.0	12.23	6.0	9	0.91
4	7.0	16	1.0	13.12			

要求: 试对该工程场地液化可能作出评价。

解答: (1) 初判

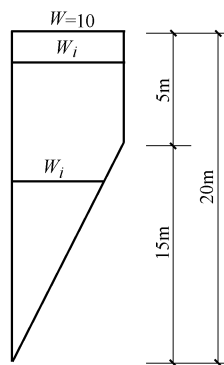


图 3.3.7 权函数图形

地质年代属 Q_4

$$\begin{aligned}d_0 + d_b - 3 &= 7 > 1 = d_w \\d_u &= 0 \\1.5d_0 + 2d_b - 4.5 &= 11.5 > 1 = d_w + d_u \\\rho_c &< 13\end{aligned}$$

均不满足不液化条件，需进一步判别。

(2) 标准贯入试验判别

1) 按《建筑抗震设计规范》式 (4.3.4) 计算 N_{cri} ，式中 $N_0 = 10$ (8 度，第一组)， $d_w = 1.0$ ，题中已给出各测点标贯值所代表土层厚度，计算结果见表 3.3.2，可见 4 点为不液化土层。 $N_{cri} = 10 \times 0.8 \times [\ln(0.6 \times 1.4 + 1.5) - 0.1 \times 1] \times \sqrt{3/3} = 6$ 。

2) 计算层位影响函数。例如第一点，地下水位为 1.0m，故上界为 1.0m，土层厚 1.1m，故：

$$z_1 = 1.0 + \frac{1.1}{2} = 1.55, W_1 = 10$$

第二点，上界为砂砾层，层底深 4.4m，代表土层厚 1.1m，故

$$z_2 = 4.4 + \frac{1.1}{2} = 4.95, W_2 = 10$$

其余类推。

3) 按《建筑抗震设计规范》式 (4.3.5) 计算各层液化指数，第一层的液化指数

$$I_{IE} = \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i W_i = \left(1 - \frac{5}{6}\right) \times 1.1 \times 10 = 1.83$$

其余各层的计算结果见表 3.3.2。

最终给出 $I_{IE} = 6.9$ ，根据《建筑抗震设计规范》表 4.3.5，液化等级为中等。

【例 3.3.5】 划分液化等级

条件：某工程属于浅基础，场地设防烈度为 8 度，设计地震分组为一组。表 3.3.3 列出了该场地的地质资料、具体标贯数据。

表 3.3.3 地质资料、具体标贯数据

土层剖面/m					标贯数据			标贯击数临界值 N_{cr}
土名	层顶标高	层底标高	地下水位	液化深度	标贯点号	标贯深度	N_i	
粉砂	0.0	-2.1	-1.0		1	-1.4	2	9.4
粉质黏土	-2.1	-3.5						
细砂	-3.5				2	-4.0	15	12
					3	-5.0	8	13
					4	-6.0	16	14
				-8.0	5	-7.0	12	15
黏土	-8.0							

要求：确定液化指数、划分液化等级。

解答：

(1) 由于 $N_{cr2} (=12) < N_2 (=15)$ ， $N_{cr4} (=14) < N_4 (=16)$ ，这 2 个深度不必进行

计算。只需计算 N_1 、 N_3 及 N_5 三点的 d_i 之值及其中点深度 z_i 。

$$d_1 = (2.1 - 1.0) \text{ m} = 1.1 \text{ m}, d_1 \text{ 的中点深度 } z_1 \text{ 为: } z_1 = \left(1.0 + \frac{1.1}{2}\right) \text{ m} = 1.55 \text{ m}$$

$$d_3 = (5.5 - 4.5) \text{ m} = 1.0 \text{ m}, d_3 \text{ 的中点深度 } z_3 \text{ 为: } z_3 = \left(4.5 + \frac{1.0}{2}\right) \text{ m} = 5.0 \text{ m}$$

$$d_5 = (8.0 - 6.5) \text{ m} = 1.5 \text{ m}, d_5 \text{ 的中点深度 } z_5 \text{ 为: } z_5 = \left(6.5 + \frac{1.5}{2}\right) \text{ m} = 7.25 \text{ m}$$

(2) 求 d_i 层的中点深度 z_i 所对应的权函数 W_i

按《建筑抗震设计规范》第 4.3.5 条:

$$z_1 = 1.55 \text{ m}, W_1 = 10 \text{ m}^{-1}$$

$$z_3 = 5.0 \text{ m}, W_3 = 10 \text{ m}^{-1}$$

$$z_5 = 7.25 \text{ m}, W_5 = 8.5 \text{ m}^{-1}$$

(3) 求液化指数 I_{LE}

按《建筑抗震设计规范》式 (4.3.5) 可有:

$$\begin{aligned} I_{\text{LE}} &= \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{\text{cri}}}\right) d_i W_i = \left(1 - \frac{N_1}{N_{\text{cri}}}\right) d_1 W_1 + \left(1 - \frac{N_3}{N_{\text{cri}}}\right) d_3 W_3 + \left(1 - \frac{N_5}{N_{\text{cri}}}\right) d_5 W_5 \\ &= \left(1 - \frac{2}{9.4}\right) \times 1.1 \times 10 + \left(1 - \frac{8}{13}\right) \times 1 \times 10 + \left(1 - \frac{12}{15}\right) \times 1.5 \times 8.5 \\ &= 8.66 + 3.85 + 2.55 = 15.06 \end{aligned}$$

(4) 液化等级

根据《建筑抗震设计规范》表 4.3.5, 液化指数液化等级属于中等, 但很接近于严重液化等级。

(三) 地基抗液化措施

1. 地基抗液化措施选择原则

地基抗液化措施应根据建筑物的重要性和地基的液化等级, 并结合当地的施工条件、习惯采用的施工方法和施工工艺等具体情况予以确定。对于液化土层较为平坦且均匀的情况, 可根据《建筑抗震设计规范》4.3.6 条列出的原则, 选择地基抗液化措施。

4.3.6 当液化砂土层、粉土层较平坦且均匀时, 宜按表 4.3.6 选用地基抗液化措施; 尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响, 根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。

不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 4.3.6 抗液化措施

建筑抗震 设防类别	地基的液化等级		
	轻 微	中 等	严 重
乙类	部分消除液化沉陷, 或对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础上部结构处理	全都消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理, 亦可不采取措施	基础和上部结构处理, 或更高要求的措施	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构进行处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	对基础和上部结构处理, 或其他经济的措施

注: 甲类建筑的地基抗液化措施应进行专门研究, 但不宜低于乙类的相应要求。

《建筑抗震设计规范》4.3.6 条列出的抗液化措施原则，不适用于倾斜场地的土层液化情况。因为倾斜场地和严重不均匀土层的液化往往会带来大面积土体滑动，造成严重后果。所以，这种地基的抗液化措施应进行专门的研究，有时甚至需重新选择建设场地。

2. 全部消除地基液化沉陷的措施

全部消除地基液化沉陷的措施，一般包括采用桩基、深基础或深层加固、挖除全部液化土层等。具体的做法和要求见《建筑抗震设计规范》4.3.7 条：

4.3.7 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.8m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。
- 2 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。
- 3 采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本规范第 4.3.4 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。
- 4 用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度。
- 5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

3. 部分消除地基液化沉陷的措施

部分消除地基液化沉陷的措施见《建筑抗震设计规范》4.3.8 条：

4.3.8 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 1 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于 5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低 1；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

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

- 2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于按本规范第 4.3.4 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。
- 3 基础边缘以外的处理宽度，应符合本规范第 4.3.7 条 5 款的要求。
- 4 采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

4. 减轻液化影响的处理措施

减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合考虑《建筑抗震设计规范》4.3.9 条各项措施：

4.3.9 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

- 1 选择合适的基础埋置深度。

- 2 调整基础底面积,减少基础偏心。
- 3 加强基础的整体性和刚度,如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础,加设基础圈梁等。
- 4 减轻荷载,增强上部结构的整体刚度和均匀对称性,合理设置沉降缝,避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。
- 5 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

【例 3.3.6】 砂石桩挤密处理液化土层

条件:某建筑物按抗震要求为乙类建筑,条形基础宽度 $b=2.0\text{m}$,埋深 $d=2.0\text{m}$,地基剖面如图 3.3.8 所示,基础底面下各层土的厚度、土性指标等见表 3.3.4,荷载按地震效应组合计算,作用于基础顶面的竖向荷载标准值 $F_k=500\text{kN}$ 。

表 3.3.4 基础底面下各层土的参数

土层名称	土层厚度/m	$\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	e	I_L	f_{ak}/kPa	N_{cr}	I_{IE}
① 黏性土	5	18.0	0.82	0.70	200		0
② 粉土	3	17.0	0.90		150	6.3	8
③ 粉砂	2	17.5	0.90			8.2	5
④ 细砂	3	18.0	0.90			9.5	3
⑤ 黏土		18.5	0.75				0

要求:(1)进行天然地基基础抗震验算时,计算地基土的抗震承载力。

(2)根据建筑物性质和对地基液化判别,应采取哪种抗液化措施(部分消除或全部消除)。

(3)对液化土层进行砂石桩挤密处理,砂石桩直径为 400mm ,正方形排列,要求将孔隙比从 0.9 降低至 0.75 ,试确定砂石桩间距。

解答:(1)持力层

持力层为①黏性土层,其 $f_{ak}=200\text{kPa}$,则经深宽修正后有:

$$\begin{aligned}
 f_a &= f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \\
 &= [200 + 0 + 1.6 \times 18.0 \times (2-0.5)] \text{ kPa} \\
 &= 243.2 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

由《建筑抗震设计规范》表 4.2.3,查得地基抗震承载力调整系数 $\zeta_a=1.3$,则地基抗震承载力 f_{aE} :

$$f_{aE} = \zeta_a f_a = 1.3 \times 243.2 \text{ kPa} = 316.16 \text{ kPa}$$

(2)液化指数

$I_{IE}=8+5+3=16$,根据《建筑抗震设计规范》表 4.3.5 地基的液化等级为中等偏严重,根据《建筑抗震设计规范》表 4.3.6 应全部消除液化沉陷。

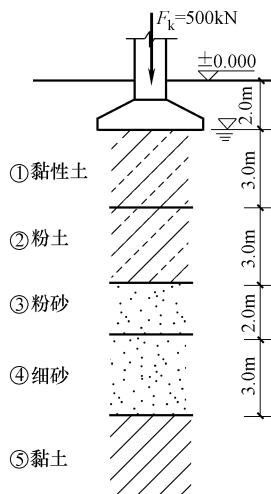


图 3.3.8 地基剖面图

(3) 间距

由已知条件有 $e_0=0.90$, $e_1=0.75$, $d=0.4\text{m}$, $\xi=1.1$, 根据《建筑地基处理技术规范》式 (8.2.2-2), 对正方形排列的砂石桩的间距 s 为

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} = 0.89 \times 1.1 \times 0.4 \times \sqrt{\frac{1+0.90}{0.90-0.75}} = 1.39\text{m}$$

四、模拟考题

[3.3.1] 下述对液化土的判别的表述中, () 是正确的。

- (A) 液化判别的对象是饱和砂土和饱和粉土
- (B) 一般情况下 6 度烈度区可不进行液化判别
- (C) 6 度烈度区中的对液化敏感的乙类建筑可按 7 度的要求进行液化判别
- (D) 8 度烈度区中的对液化敏感的乙类建筑可按 9 度的要求进行液化判别

答案: (A)、(B)、(C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.1 条的规定解答。

[3.3.2] 下列对抗震设防地区建筑场地液化的叙述中, () 是错误的。

- (A) 建筑场地存在液化土层对房屋抗震不利
- (B) 6 度抗震设防地区的建筑场地一般情况下可不进行场地的液化判别
- (C) 饱和砂土与饱和粉土的地基在地震中可能出现液化
- (D) 黏性土地基在地震中可能出现液化

答案: (D)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.2 条的规定解答。

[3.3.3] 在 8 度地震区, () 需要进行液化判别。

- (A) 砂土
- (B) 饱和粉质黏土
- (C) 饱和粉土
- (D) 软弱黏性土

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.2 条, 对存在饱和砂土和饱和粉土 (不含黄土) 的地基, 除 6 度设防外, 应进行液化判别。

[3.3.4] 存在饱和砂土或粉土的地基, 其设防烈度除 () 外, 应进行液化判别。

- (A) 6 度
- (B) 7 度
- (C) 8 度
- (D) 9 度

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.2 条的规定解答。

[3.3.5] 进行液化初判时, 下述说法正确的是 ()。

- (A) 晚更新世的土层在 8 度时可判为不液化土
- (B) 粉土黏粒含量为 12% 时可判为不液化土
- (C) 地下水位以下土层进行液化初判时, 不受地下水埋深的影响
- (D) 当地下水埋深为 0 时, 饱和砂土均为液化土

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.3 条的规定解答。

[3.3.6] 对饱和砂土或粉土 (不含黄土) 进行初判时, 下述说法不正确的是 ()。

- (A) 地质年代为第四纪晚更新世 Q_3 , 设防烈度为 9 度, 判为不液化
- (B) 8 度烈度区中粉土的黏粒含量为 12% 时, 应判为液化

(C) 7 度烈度区中粉土的黏粒含量为 12% 时, 可判为不液化

(D) 8 度烈度时粉土地的上覆非液化土层厚度为 6.0m, 地下水位埋深为 2.0m, 基础埋深为 1.5m, 该场地应考虑液化影响

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.3 条的规定解答。

[3.3.7] 抗震设防烈度为 9 度, 饱和粉土液化土特征深度 d_0 (m) 为 ()。

(A) 6 (B) 7 (C) 8 (D) 9

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.3.3 条的规定解答。

第四节 桩 基

桩基作为深基础的一种, 能够将地震作用传到较深的土层, 有较好的抗震性能。特别在有液化土层的地基上, 当桩基越过液化土, 并深入稳定土层一定深度后, 能较好地消除基础液化下沉的危险。桩在地震时的表现一般很好, 从而成为基础抗液化的一种重要形式。

一、可不进行桩基抗震承载力验算的范围

(一) “试题” 回顾

〔试题 3.4.1〕进行桩基抗震承载力验算的范围 (2004 年)

当地面下无液化土层, 且桩承台周围无淤泥、淤泥质土以及地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时。试问, 下列何项建筑应进行桩基抗震承载力验算?

- (A) 抗震设防烈度为 6 度, 位于Ⅲ类场地上且高度在 150m 以上的一般民用高层建筑
- (B) 抗震设防烈度为 7 度, 超过 8 层且高度在 25m 以上的框架结构民用房屋
- (C) 抗震设防烈度为 8 度, 一般的单层厂房
- (D) 砌体房屋

(二) 《规范》规定

地震的宏观经验表明, 桩基础的抗震性能普遍优于其他类型的基础。为了实用和方便, 《建筑抗震设计规范》规定了可不进行桩基抗震承载力验算的范围:

4.4.1 承受竖向荷载为主的低承台桩基, 当地面下无液化土层, 且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时, 下列建筑可不进行桩基抗震承载力验算:

1 7 度和 8 度时的下列建筑:

- 1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋。
- 2) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架房屋。
- 3) 基础荷载与 2) 项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

2 本规范第 4.2.1 条之 1 款规定的建筑及砌体房屋。

【例 3.4.1】 题千见〔试题 3.4.1〕(2004 年二级)

提示: 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 作答

答案: (B)

(1) 根据《抗规》5.1.6条, 6度Ⅲ类场地的建筑允许不进行截面抗震验算。

根据《抗规》4.2.1条, 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算: “1. 本规范规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。”

根据《抗规》4.4.1-2条, 本规范4.2.1条第1款规定的建筑及砌体房屋可不进行桩基抗震承载力验算。

(A)、(D) 可不验算。

(2) 根据《抗规》4.4.1-1-2)条, (B) 须验算。

(3) 根据《抗规》4.4.1-1-1)条, (A) 可不验算。

二、非液化土中低承台桩基的抗震验算

对于不满足上述各条件和建筑物的桩基础, 一般应进行抗震验算。与天然地基抗震验算相同, 桩基抗震验算时也应该考虑地震作用下承载能力提高的有利因素。然而地震作用下桩基承载能力提高的幅度有多大, 不仅与地基土的性质有关, 而且还与桩基类型、成桩工艺、桩顶与承台的连接嵌固情况以及承台四周的回填情况等多种因素有关。合理地确定桩基承载力提高系数要比天然地基更加困难。

(一) “试题” 回顾

〔试题 3.4.2〕非液化土中桩基抗震承载力 (2004 年)

假定某建筑物位于非液化土地, 桩基的单桩竖向承载力特征值为 3500kN, 当桩基需要进行抗震验算时, 在偏心竖向力作用下, 按《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001) 规定提高后的单桩竖向承载力特征值 (kN), 应与下列何项数值最为接近?

(A) 3850 (B) 4200 (C) 4375 (D) 5250

(二)《规范》规定和算例

作为一种近似, 同时为了方便使用, 《建筑抗震设计规范》规定:

4.4.2 非液化土中低承台桩基的抗震验算, 应符合下列规定:

1 单桩的竖向和水平向抗震承载力特征值, 可均比非抗震设计时提高 25%。

【例 3.4.2】 确定单桩竖向抗震承载力 (一)

条件: 某预制方桩, 桩截面面积为 350mm×350mm, 桩长 16.5m, 桩顶离地面 -1.5m, 桩承台底面离地面 -2.0m, 桩顶 0.5m 嵌入桩承台, 地下水位于地表下 -3.0m, 8 度地震区。土层分布从上向下为:

0 ~ -5m 为黏土, $q_{sia} = 30\text{kPa}$;

-5 ~ -15m 为粉土, $q_{sia} = 20\text{kPa}$, 黏粒含量 2.5%;

-15 ~ -30m 为密砂, $q_{sia} = 50\text{kPa}$, $q_{pa} = 3500\text{kPa}$ 。

要求: 地表下 -10.0m 处实际标准贯入锤击数为 12 击, 临界标准贯入锤击数 10 击时, 求单桩竖向抗震承载力特征值 R_{af} 。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》第 4.4.3 条第 2 款的规定:

地表下 -10.0m 处实际标准贯入锤击数为 12 击, 临界标准贯入锤击数 10 击时, 该场地为非液化土层。根据《建筑桩基技术规范》5.3.5 条, 单桩竖向承载力特征值为

$$\begin{aligned} Q_{4k} &= [4 \times 0.35 \times (3 \times 30 + 10 \times 20 + 3 \times 50) + 0.35^2 \times 3500] \text{ kN} \\ &= [1.4 \times (90 + 200 + 150) + 428.75] \text{ kN} = 1044.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

根据《建筑抗震设计规范》第 4.4.2 条, 非液化土中低承台桩基的抗震验算时, 桩的竖向抗震承载力特征值, 比非抗震设计时提高 25%。单桩竖向抗震承载力特征值为

$$1.25 \times 1044.75 \text{ kN} = 1306 \text{ kN}$$

【例 3.4.3】 题干见《试题 3.4.2》(2004 年二级)

提示: 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010、《建筑桩基技术规范》JGJ 94—2008 作答。

答案: (D)

[解法 1]:

根据《桩规》5.2.1-2 条, 考虑地震作用时偏心竖向作用: $N_{Ek\max} \leq 1.5R$;

$$1.5 \times 3500 = 5250 \text{ kN}$$

[解法 2]:

(1) 根据《桩规》5.2.1-1 条, 非抗震时偏心竖向力作用下: $N_{k\max} \leq 1.2R$;

$$1.2 \times 3500 = 4200 \text{ kN}$$

(2) 根据《抗规》4.4.2-1 条, 抗震时的单桩竖向承载力特征值可比非抗震时提高 25%。

$$1.25 \times 4200 = 5250 \text{ kN}$$

三、存在液化土层的低承台桩基抗震验算

(一) “试题” 回顾

【试题 3.4.3】 ~ 【试题 3.4.4】 (2001 年)

如图 3.4.1 所示, 某二级建筑物有一柱下桩基础, 采用 8 根沉管灌注桩, 桩身设计直径 $d = 377 \text{ mm}$, 桩身有效计算长度 $Z = 13.6 \text{ m}$, 桩中心距 1.5 m 。作用于承台顶面的外力有竖向力设计值 F , 力矩设计值 M 和水平剪力设计值 V 。承台埋深 1.5 m , 其平面尺寸见图 3.4.2, 承台中间厚度为 1.0 m 。柱截面尺寸为 $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 。

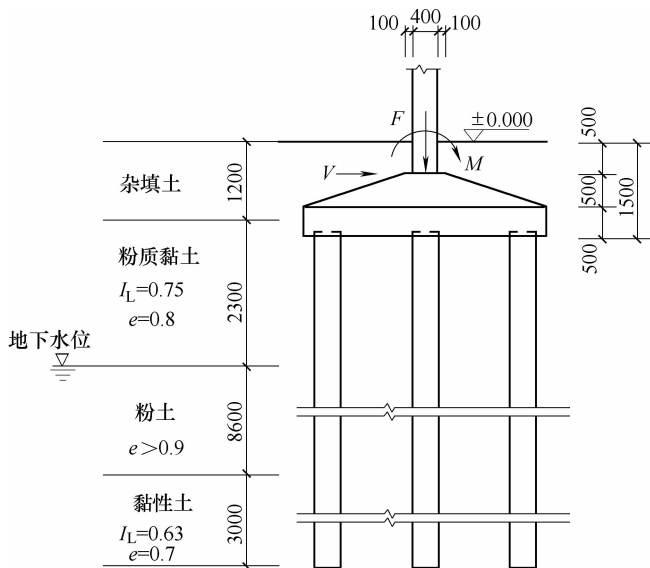


图 3.4.1

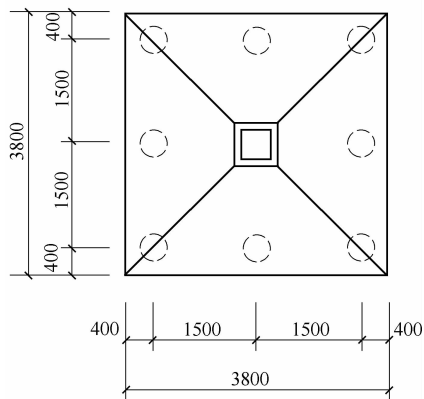


图 3.4.2

【试题 3.4.3】液化土层基桩的竖向承载力 (2001 年)

已知地下水位深度在地表面以下 3.5m 处。在正常状态时,粉质黏土、粉土和黏性土的单桩极限侧阻力标准值 q_{sik} 分别为 42kPa、25kPa 和 50kPa;黏性土的单桩极限端阻力标准值 q_{pk} 为 1550kPa。饱和粉土的标准贯入锤击数实测值 $N_{63.5}$ 为 6,液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} 为 8。假定该建筑物抗震设防烈度为 7 度;并假定黏性土效应系数 $\eta_s = 0.9$ 、 $\eta_p = 1.35$,粉土效应系数 $\eta_s = 1.1$ 。试确定该基桩的竖向承载力设计值 R 最接近下列何项数值?

- (A) 329kN (B) 436kN (C) 276kN (D) 383kN

【试题 3.4.4】桩进入黏性土土层的长度 (2001 年)

假定该建筑物位于抗震设防地区,且粉土土层为严重液化土层时,根据《建筑抗震设计规范》的规定,桩进入黏性土土层的长度 (不包括桩尖部分) 不宜小于下列哪项数值?

- (A) 1.5m (B) 2.0m (C) 0.754m (D) 0.5m

【试题 3.4.5】存在液化土层时桩侧阻力 (2002 年)

根据《建筑桩基技术规范》的规定,当桩身中段存在液化土层时,试判定其对桩侧阻力影响的下述一些观点中何项是正确的?

- (A) 液化土层的侧阻力为零
(B) 液化土层的侧阻力为零,且上覆非液化土层的侧阻力应乘以折减系数
(C) 液化土层和上覆非液化土层的侧阻力均为零
(D) 当承台下有非软弱土时,对液化土层应乘以土层液化折减系数

【试题 3.4.6】土层液化影响折减系数 (2009 年)

某建筑物地基基础设计等级为乙级,其柱下桩基采用预应力高强度混凝土管桩 (PHC 桩),桩外径 400mm,壁厚 95mm,桩尖为敞口形式。有关地基各土层分布情况、地下水位、桩端极限端阻力标准值 q_{pk} 、桩侧极限侧阻力标准值 q_{sk} 及桩的布置、柱及承台尺寸等如图 3.4.3 所示。

该工程建筑抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第一组,设计基本地震加速度值为 $0.15g$ 。细中砂层土初步判别认为需进一步进行液化判别,土层厚度中心 A 点的标准贯入锤击数实测值 N 为 6。试问,当考虑地震作用,按《建筑桩基技术规范》计算桩的竖向承载力特征值时,细中砂层土的液化影响折减系数 ψ_l 应取下列何项数值?

- (A) 0 (B) 1/3 (C) 2/3 (D) 1.0

【试题 3.4.7】土层液化影响 (2010 年)

某浅埋低承台桩基,承台底面上、下 2m 均为硬可塑黏性土,承台底面下 2~10m 深度范围内存在液化土层。试问,在下列有关该桩基抗震验算的一些主张中,其中何项是不恰当的?

- (A) 对本工程不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用
(B) 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用,单桩承载力特征值可比非抗震设计时提高 25%,扣除液化土层的全部摩阻力
(C) 桩承受全部地震作用,单桩承载力特征值可比非抗震设计时提高 25%,液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以土层液化影响折减系数
(D) 打入式的群桩,一定条件下可以计入打桩对土的加密作用及桩身对液化土变形限制的有利影响

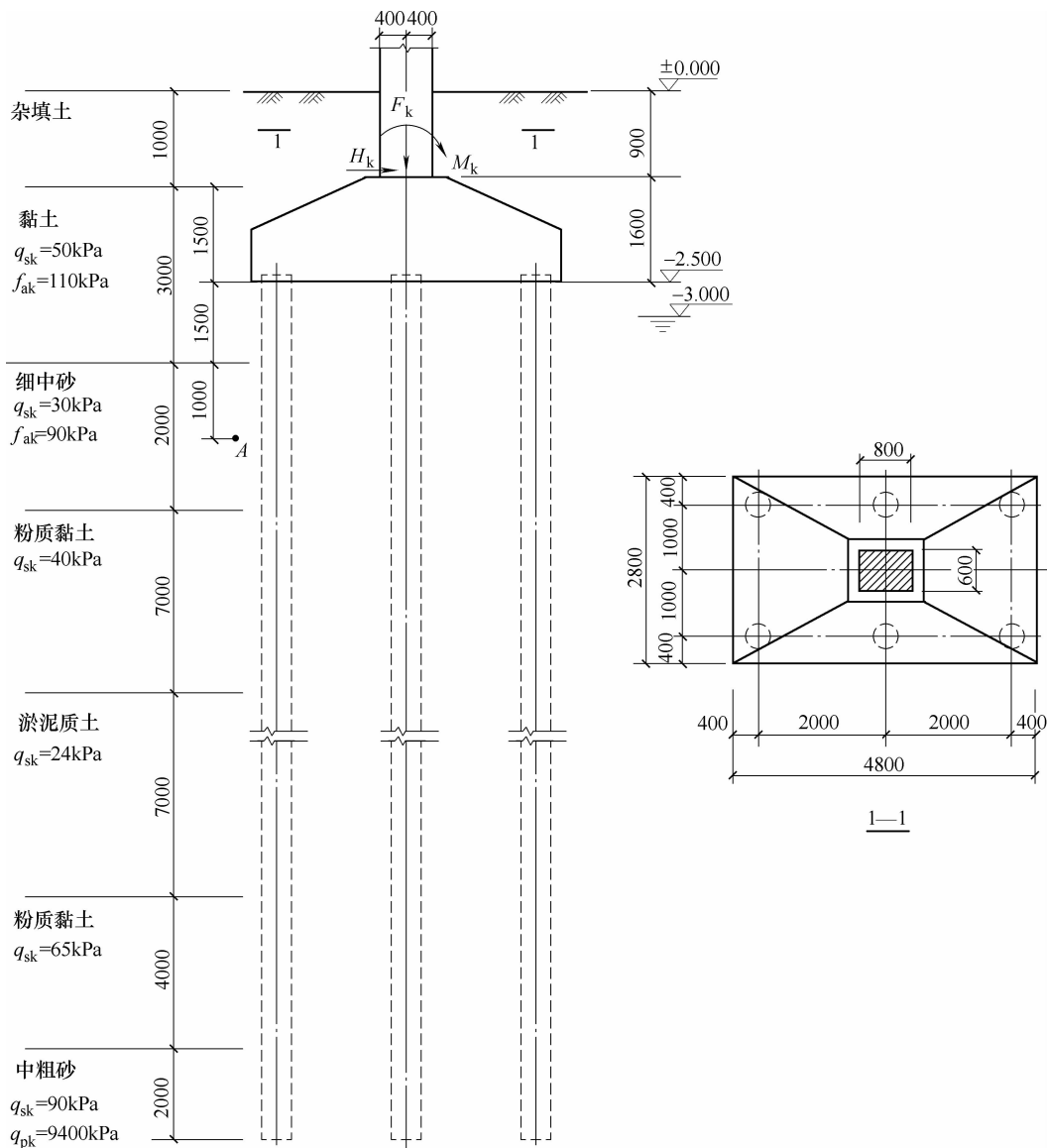


图 3.4.3

(二)《规范》规定和算例

采用桩基是消除和减轻地基液化危害的有效措施之一，然而，液化地层中的桩基承载力的计算与非液化地层有很大的不同，需要考虑地层液化后对桩支承作用减小的因素。液化地基上桩基的验算，一般应分两种工况进行。也就是要分析桩基在地震期间和地震之后两种情况下的工作状态。

1. 主震期间

在地震期间，桩基不但要承受原有的竖向荷载，而且还要承受地震作用产生的新增荷载。然而土层的液化又使得承载力大大降低，故对液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力进行折减。《建筑抗震设计规范》所规定在主震期间液化土层中低承台桩基的具体计算是：

(1) 考虑地震荷载下地基承载力的提高，先将静力荷载下的单桩竖向承载力提高 25%。

(2) 地震时液化土层的桩周摩阻力乘以表 4.4.3 中的系数, 由桩承担上部建筑传来的竖向荷载和全部地震力, 来验算桩基的竖向承载力和桩身的强度。

4.4.3 存在液化土层的低承台桩基抗震验算, 应符合下列规定:

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

1) 桩承受全部地震作用, 桩承载力按本规范第 4.4.2 条取用, 液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 4.4.3 的折减系数。

表 4.4.3 土层液化影响折减系数

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

【例 3.4.4】 确定单桩竖向抗震承载力 (二)

条件: 同【例 3.4.2】。

要求: 地表下 -10.0m 处实际标准贯入锤击数为 7 击, 临界标准贯入锤击数 10 击时, 按桩承受全部地震作用, 求单桩竖向抗震承载力特征值 R_{aE} (kN)。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》第 4.4.3 条第 2 款规定。

地表下 -10.0m 处实际标准贯入锤击数为 7 击, 临界标准贯入锤击数 10 击时, 该场地为液化土层。桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 的非液化土层或非软弱土层。

桩承受全部地震作用, 液化土的桩周摩阻力应乘以《建筑抗震设计规范》表 4.4.3 的折减系数 ψ , 实际标准贯入锤击数/临界标准贯入锤击数 $\lambda_N = 7/10 = 0.7$ 。

$d_s = 10\text{m}$ 折减系数 $\psi = 1/3$;

单桩竖向极限承载力特征值为

$$R_a = [4 \times 0.35 \times (3 \times 30 + 1/3 \times 10 \times 20 + 3 \times 50) + 0.35^2 \times 3500] \text{ kN} \\ = [1.4 \times (90 + 66.67 + 150) + 428.75] \text{ kN} = 858.1 \text{ kN}$$

桩的竖向抗震承载力特征值, 可比非抗震设计时提高 25%, 即

$$R_{aE} = 1.25 \times 858.1 \text{ kN} = 1073 \text{ kN}$$

2. 余震期间

在主震后的一段时间内, 土层液化使得对桩基摩擦力大大减少甚至丧失殆尽。此时, 桩基验算应将液化土层的摩擦力和水平抗力均按零考虑。此段时间内还有可能发生余震, 为使设计偏于安全, 应考虑部分地震作用。因此, 《建筑抗震设计规范》规定: 地震后地震作用按地震影响系数最大值 α_{\max} 的 10% 取用, 再加上静力荷载进行计算。桩基可考虑将静力荷载下的单桩竖向承载力提高 25%, 但应扣除液化层的全部摩阻力及桩台下 2m 深度内非液化土的桩侧摩阻力。

4.4.3 存在液化土层的低承台桩基抗震验算,应符合下列规定:

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

2) 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用,桩承载力仍按本规范第 4.4.2 条 1 款取用,但应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

【例 3.4.5】 确定单桩竖向抗震承载力 (三)

条件:同【例 3.4.2】。

要求:地表下 -10.0m 处实际标准贯入锤击数为 7 击,地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用,临界标准贯入锤击数为 10 击时,单桩竖向抗震承载力特征值 R_{aE} 。

解答:根据《建筑抗震设计规范》第 4.4.3 条第 2 款的规定:

地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用,桩的竖向抗震承载力特征值比非抗震设计时提高 25%,但应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

单桩竖向极限承载力特征值为

$$\begin{aligned} R_a &= [4 \times 0.35 \times (2 \times 0 + 1 \times 30 + 10 \times 0 + 3 \times 50) + 0.35^2 \times 3500] \text{ kN} \\ &= [1.4 \times (30 + 150) + 428.75] \text{ kN} = 680.75 \text{ kN} \\ R_{aE} &= 1.25 \times 680.75 \text{ kN} = 851 \text{ kN} \end{aligned}$$

四、模拟考题

[3.4.1] 当地面下无液化土层,且桩承台周围无淤泥、淤泥质土以及地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时,试问下列 () 建筑应进行桩基抗震承载力验算。

- (A) 抗震设防烈度为 6 度,位于Ⅲ类场地上且高度在 150m 以上的一般民用高层建筑
- (B) 抗震设防烈度为 7 度,超过 8 层且高度在 25m 以上的框架结构民用房屋
- (C) 抗震设防烈度为 8 度,一般的单层厂房
- (D) 砌体房屋

答案:(B)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.4.1 条及第 4.2.1 条的规定解答。

[3.4.2] 对非液化土中低承台桩基进行抗震验算时,下述说法中不正确的是 ()。

- (A) 单桩竖向承载力特征值可比非抗震设计时提高 25%
- (B) 单桩水平向承载力特征值可以比非抗震设计时提高 25%
- (C) 当承台周围回填土夯实度满足要求时,桩的水平承载力由桩与承台正面土共同承担
- (D) 当承台周围回填土夯实度满足要求时,桩的水平承载力由桩与承台正面土及承台底面与地基土间的摩擦力共同承担

答案:(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 4.4.2 条的规定解答。

第四章 地震作用和结构抗震验算

《考试大纲》要求：掌握地震作用的取值标准和计算方法

第一节 地震反应谱和地震影响系数曲线

一、地震反应谱

地震振动形成于作用在建筑物的地震作用，使建筑物产生的地震反应是位移 x 、速度 \dot{x} 和加速度 \ddot{x} 。图 4.1.1 列出一次实测的地震反应，它的横坐标是时间 t ，纵坐标是地震反应、分别是位移 x 、速度 \dot{x} 和加速度 \ddot{x} 。

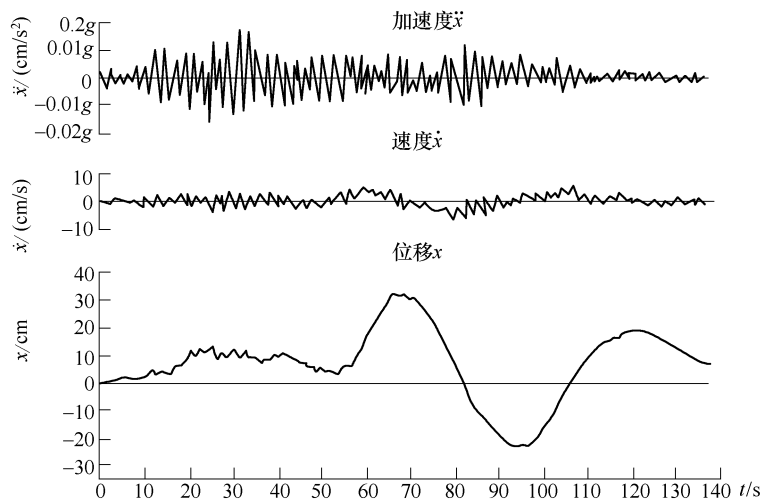


图 4.1.1 地面运动加速度、速度、位移特性举例
(美国加州 El Centro 地震，南北分量)

物理学中“谱”的概念，是把一种复杂的事件分解成若干独立的分量，并按一定的次序把它们排列起来形成的图形。

“反应谱”即是在某一能量输入下，单质点体系的最大反应值随自振周期 T 变化的曲线。

“地震反应谱”即是把不同周期的建筑物地震反应值位移 x 、速度 \dot{x} 和加速度 \ddot{x} 的最大值连成曲线（图 4.1.2）。一般来说，随周期的延长，位移 x 反应谱为上升的曲线；速度反应谱比较恒定；而加速度 \ddot{x} 的反应谱则大体上为先升后降的曲线。

“地震加速度反应谱”即是在给定地震时程作用下，单质点体系的最大加速度反应值随自振周期变化的曲线，记为 $S_a(T)$ 。它同时也是阻尼的函数。

图 4.1.3 表示一自振周期为 T 的单质点体系，下端嵌固在地面。对这一单质点体系输入某一具体的地面运动时程曲线。通过动力分析，得到这个质点的加速度响应曲线，并取得该条曲线的最大加速度值。

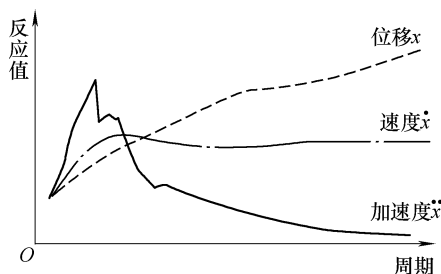


图 4.1.2 地震反应谱的大体趋势

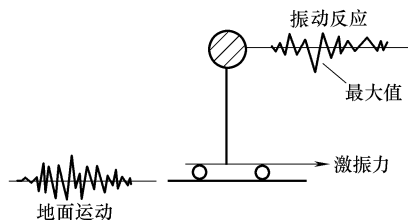


图 4.1.3 单质点体系的最大加速度值

图 4.1.4 表示有一组单质点体系，下端嵌固在地面，其固有的自振周期是各不相同的，分别为 T_i 。对这一群单质点体系输入某一具体的地面运动时程曲线。通过动力分析，能得到这群质点的加速度响应曲线，能从每条曲线上取得最大加速度值。

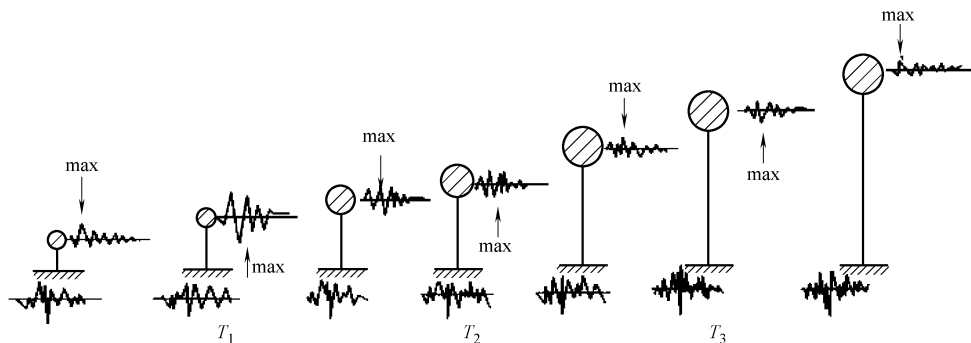


图 4.1.4 一组单质点体系的最大加速度值

图 4.1.5 表示有 3 个阻尼比相同而自振周期不同的单质点体系，下端嵌固在地面，对这

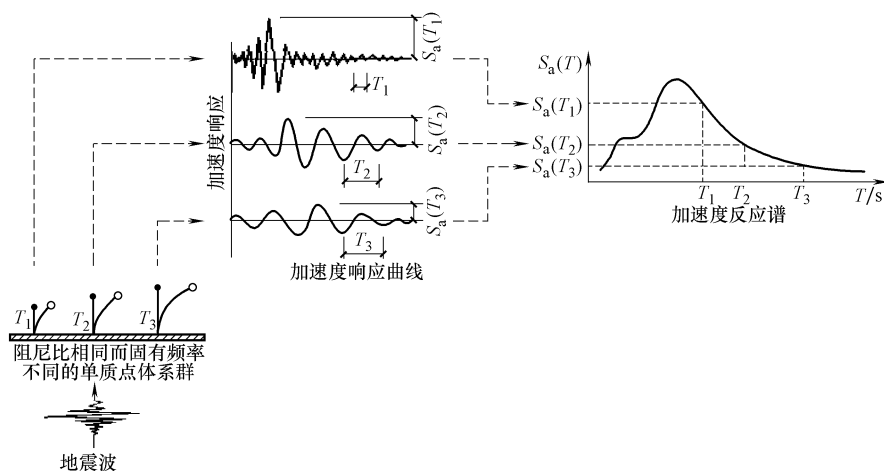


图 4.1.5 加速度反应谱的形成

3 个单质点体系输入某一具体的地面运动时程曲线, 得到 3 个质点的加速度响应曲线, 得到每条曲线的最大加速度值。取一坐标体系, 其横坐标为周期, 纵坐标为加速度值。将这 3 个质点的自振周期和最大加速度值点表示在坐标图上并连接起来, 这即是加速度反应谱的制作方法。

形象地说, 位于同一场地条件下, 按自振周期长短依次排列的一组弹性单质点系, 遭遇某次地震时, 各个质点最大加速度反应值的连线, 就是地震反应谱 (图 4.1.6)。

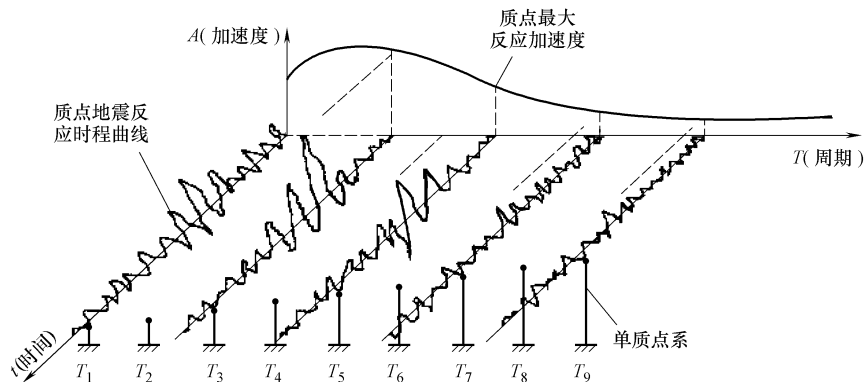


图 4.1.6 用图形表示的加速度反应谱

利用大量实际强震记录, 分别计算所得到的很多条加速度反应谱, 按照几种场地条件加以分类, 进行统计平均, 或采用包络线, 绘制成标准反应谱。

对反应谱进行平滑化处理, 即得标准的加速度反应谱。图 4.1.7 表示其弹性质点系遭遇二次地震时得出的两条地震反应谱, 采用包络线、平滑化处理的示意。

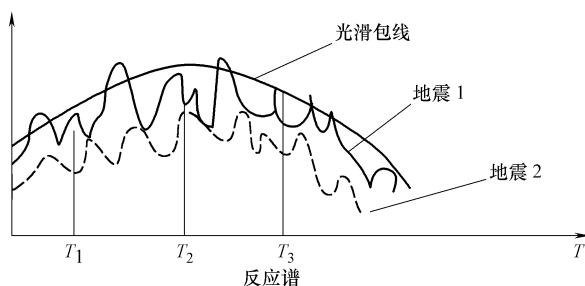


图 4.1.7 反应谱的光滑、包络线

图 4.1.8 给出了根据 1940 年埃尔森特罗 (El Centro) 地震加速度记录所计算出的不同阻尼比的加速度反应谱。

由以上图中可以看出地震加速度反应谱的特点:

(1) 反应谱曲线为多峰点的不规则曲线, 阻尼比值对反应谱的影响很大, 它不仅能降低结构反应的幅值, 而且可以削平不少峰点, 使反应谱曲线变得平缓。当阻尼比等于零时, 反应谱的谱值最大, 峰点比较突出。

(2) 当结构周期小于某个值时, 幅值随周期急剧增大; 当大于这个值时, 振幅随周期快速下降。

二、地震系数、动力系数

水平地震作用的绝对最大值 F 可表示为单自由度弹性体系的最大加速度 $S_a(T)$ 与质点质量 m 的乘积, 即

$$F = mS_a(T) \quad (4.1.1)$$

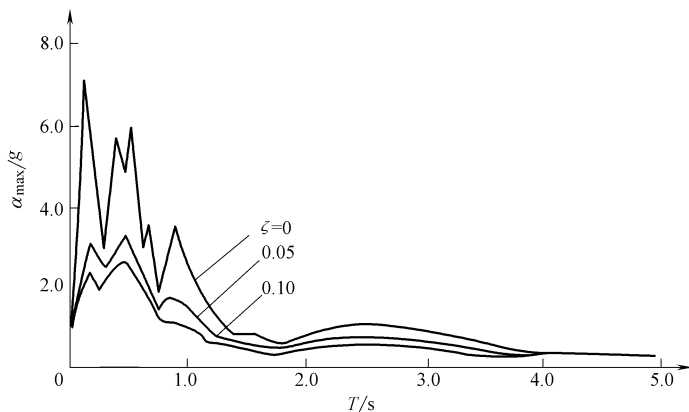


图 4.1.8 1940 年 El Centro 地震加速度反应谱曲线

利用地震加速度反应谱对结构进行地震作用计算,使得抗震计算这一动力问题转化为相当于静力荷载作用下的静力计算问题,这给结构地震反应分析带来了极大的简化。

将式 (4.1.1) 改写为

$$F = mg \frac{|\ddot{x}_g|_{\max}}{g} \cdot \frac{S_a(T)}{|\ddot{x}_g|_{\max}} = Gk\beta(T) \quad (4.1.2)$$

式中 G ——体系的重量, $G = mg$;

$|\ddot{x}_g|_{\max}$ ——地震动峰值加速度;

$S_a(T)$ ——单自由度体系在地震作用下最大反应加速度;

k ——地震系数, $k = \frac{|\ddot{x}_g|_{\max}}{g}$;

$\beta(T)$ ——动力系数, $\beta(T) = \frac{S_a(T)}{|\ddot{x}_g|_{\max}}$ 。

(一) 地震系数

根据地震系数 k 的定义,可以看出, k 是地震动峰值加速度与重力加速度之比值,也就是以重力加速度为单位的震动峰值加速度。显然,地面加速度越大,地震的影响就越强烈,即地震烈度越大。所以,地震系数与地震烈度有关,二者都是地震强烈程度的参数。例如,根据地震时在某处地震加速度记录的最大值得出这次地震在该处的 k 值(以重力加速度 g 为单位)。可以同时根据该处的地表破坏现象、建筑物的损坏程度等,按地震烈度表评定该处的宏观烈度,得出某次地震的地震烈度与地震系数之间的对应关系。根据许多这样的资料及统计分析表明,烈度每增加一度, k 值大致增加一倍。我国《建筑抗震设计规范》给出的对应关系及地震系数的取值见表 4.1.1。

需要指出,烈度是通过宏观震害调查判断的,而 k 值中的地震动峰值加速度是从地震记录中获得的物理量,宏观调查结果和实测物理量之间既有联系又有区别。由于地震是一种复杂的地质现象,造成结构破坏的因素不仅取决于地面运动的最大加速度,还取决于地震动的频谱特征和持续时间,有时会出现地震动峰值加速度值较大,但由于持续时间很短,烈度不高,震害不重的现象。表 4.1.1 反映的关系是具有统计特征的总趋势。

表 4.1.1 地震系数 k 与基本烈度的关系

基本烈度	6	7	8	9
地震系数 k	0.05	0.10 (0.15)	0.20 (0.30)	0.40

注：括号中数值对应于设计基本地震加速度为 $0.15g$ 、 $0.3g$ 的地区。

(二) 动力系数

1. β - T 曲线实质上就是加速度反应谱曲线

动力系数 β 是单自由度体系在地震作用下最大反应加速度与地面运动加速度的比值，即

$$\beta(T) = \frac{S_a(T)}{|\ddot{x}_g|_{\max}}, \text{ 也就是质点最大加速度比地面最大加速度的放大倍数, 把 } \beta \text{ 按周期大小}$$

的次序排序起来，得到 β - T 关系曲线，这就是动力系数反应谱。 β - T 曲线实质上就是加速度反应谱曲线。

图 4.1.9a 为针对某一种地震波的加速度反应谱 S_a - T ，图 4.1.9b 为与图 4.1.9a 相应的转换为动力系数反应谱的 β - T 曲线，两者形状一致。

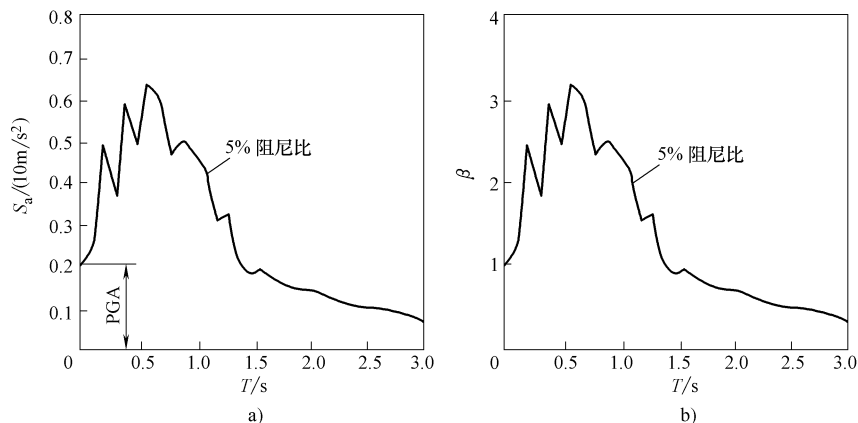
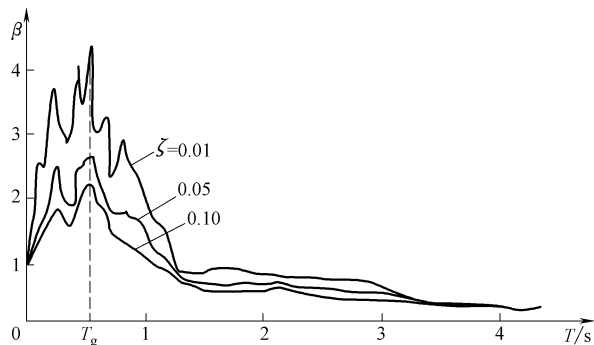


图 4.1.9

a) 某条加速度反应谱曲线 b) 与 a) 相应的动力系数反应谱曲线

图 4.1.10 即为图 4.1.8 所示的埃尔森特罗 (El Centro) 地震地面加速度记录作出的 β - T 曲线。

现将图 4.1.10 中阻尼比 $\zeta = 0.05$ 的 β - T 谱曲线抽出来单独列于图 4.1.11。由图可见，当 T 小于某一数值 T_g 时，曲线随 T 的增大波动增长；当 $T = T_g$ 时 β 到达峰值；当 T 大于 T_g 时，曲线波动下降。这里的 T_g 是对应反应谱曲线峰值的结构自振周期。由图 4.1.11 进一步分析 β - T 谱曲线两端处结构自振周期与反应谱的关系。从理论角度，若单自由度体系的自振周期等于零，则表示该体系为绝对刚体（图 4.1.12a），质点与地面之间无相对运动，质点的

图 4.1.10 β - T 曲线

绝对最大加速度 S 等于地面运动的最大加速度, 此时 $\beta = 1$ 。若单自由度体系的自振周期很大, 则表示该体系的质点和地面之间的弹性连系很弱 (图 4.1.12b), 质点基本处于静止状态, 质点的绝对加速度趋于零, β 亦趋于零。

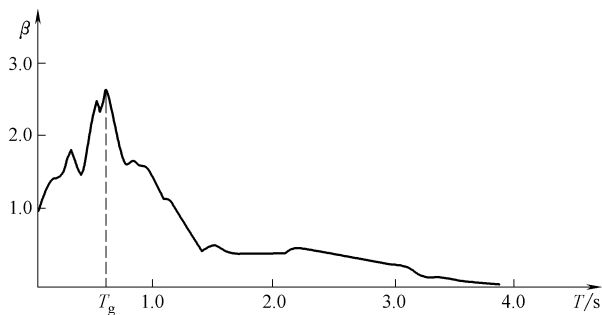


图 4.1.11 β - T 谱曲线 ($\zeta=0.05$)

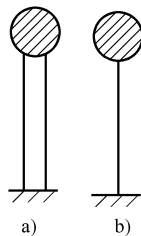


图 4.1.12

2. 标准 β - T 反应谱曲线

利用实际强震记录, 能计算得到很多条 β - T 谱图, 图 4.1.13 为同类场地的若干条地震地面运动加速度记录的 β - T 谱曲线。可以看出, 同类场地的 β - T 谱曲线很接近, 经过统计、平均、平滑处理可以得到一条对应于该类场地的标准反应谱曲线, 即图中的粗实线。

三、对影响地震反应谱因素的讨论

(一) “试题” 回顾

【试题 4.1.1】震级和震中距的影响 (1999 年)

在下列图示 (图 4.1.14) 的四个地震烈度区划图中, 对于建于 A 点的建筑物, 哪一项应按 7 度远震计算?

【试题 4.1.2】设计地震分组 (1999 年)

关于对设计地震分组的下列一些解释, 其中何项较为符合规范编制中的抗震设防对策?

- (A) 是按实际地震的震级大小分为三级
- (B) 是按场地剪切波速和覆盖层厚度分为三级
- (C) 是按动力反应谱特征周期和加速度衰减影响的区域分为三级
- (D) 是按震源机制和结构自振周期分为三级

(二) 场地的影响

反应谱曲线形状受多种因素影响, 其中场地条件、震级和震中距的影响最大。在讨论这些影响之时要用到“自振周期”这一术语, 应该理清有三种“自振周期”, 即结构的自振周期、场地的自振周期、地震波的自振周期, 这三者是不同的, 不要混淆。

首先讨论场地条件的影响。场地土质松软, 长周期结构反应较大, β - T 谱曲线峰值右

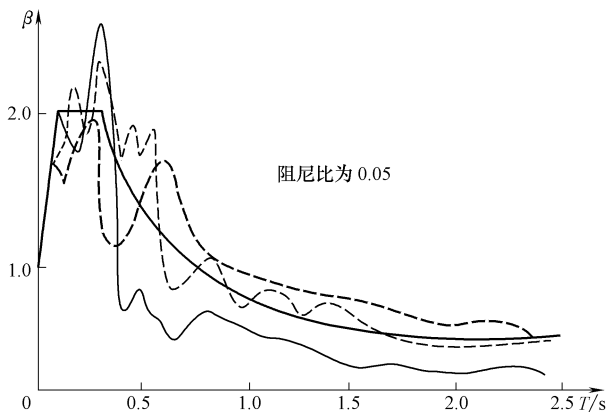


图 4.1.13 相同场地条件的 β - T 谱曲线

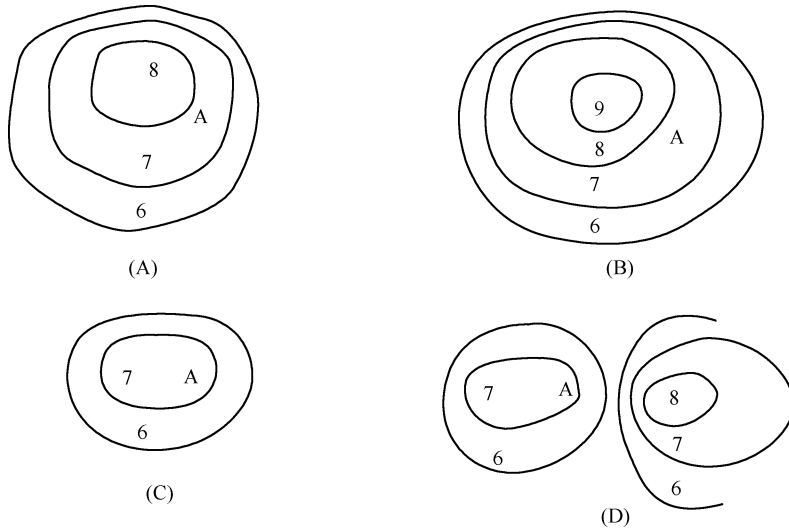


图 4.1.14

移；场地土质坚硬，短周期结构反应较大， $\beta-T$ 谱曲线峰值左移。

图 4.1.15 给出了四类不同的场地条件，自左至右依次分别表示为 I 类、II 类、III 类、IV 类。

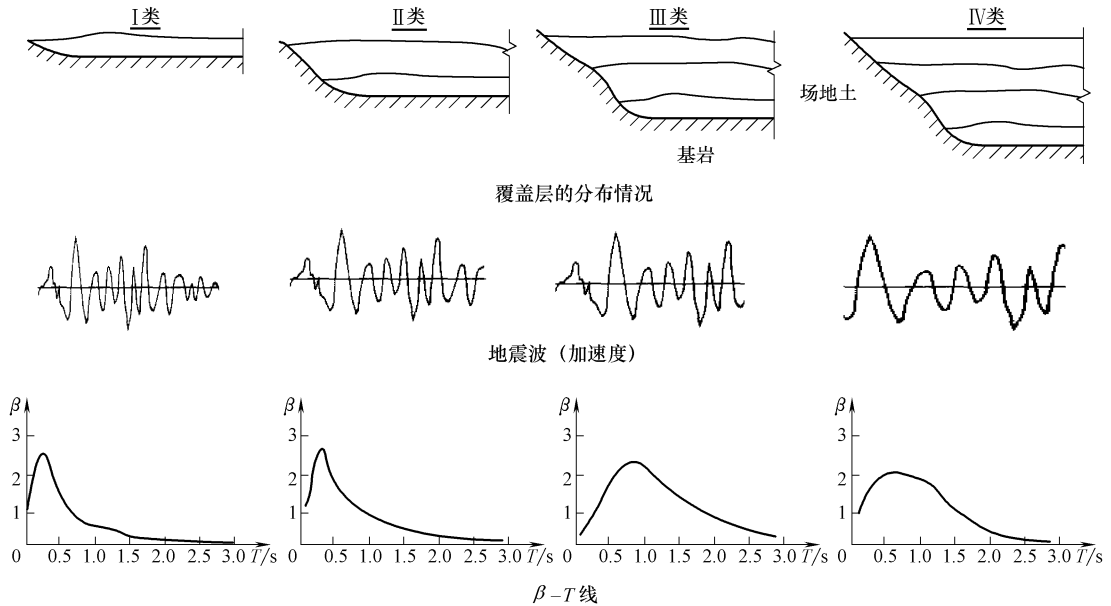


图 4.1.15 场地对反应谱的影响

第一排为土质条件的示意图，用覆盖层的分布情况来近似反映土质条件、自左至右分别表示场地土的土质由“坚硬”演变成“松软”。

第二排为通过场地覆盖层的地震波（加速度）示意图，分别表示了起主导作用的地震波自振周期，这四条地震波的自振周期是不相同的，自左至右由短周期演变成长周期；I 类场地、土质坚硬、地震波中的长周期波被过滤掉而短周期波顺利通过；IV 类场地、土质松软、地质波中的短周期波被过滤掉而长周期波顺利通过。

第三排为 β - T 谱曲线，图中的横坐标为结构的自振周期，反应谱曲线峰值点的结构自振周期用 T_g 表示，从图中可以看到，随场地由坚硬向松软演变，表示峰值点的结构自振周期 T_g 亦自左向右逐步移动。

(三) 震级和震中距的影响

震级和震中距对反应谱曲线也有重大影响，在烈度相同的情况下，震中距较远时，加速度反应谱的峰点偏向较长周期，曲线峰值右移；震中距较近时，峰点偏向较短周期，曲线峰值左移。

图 4.1.16 给出了三组不同的震中距，自左至右分别表示自近震、中震到远震，并分别标记为第一组、第二组和第三组。

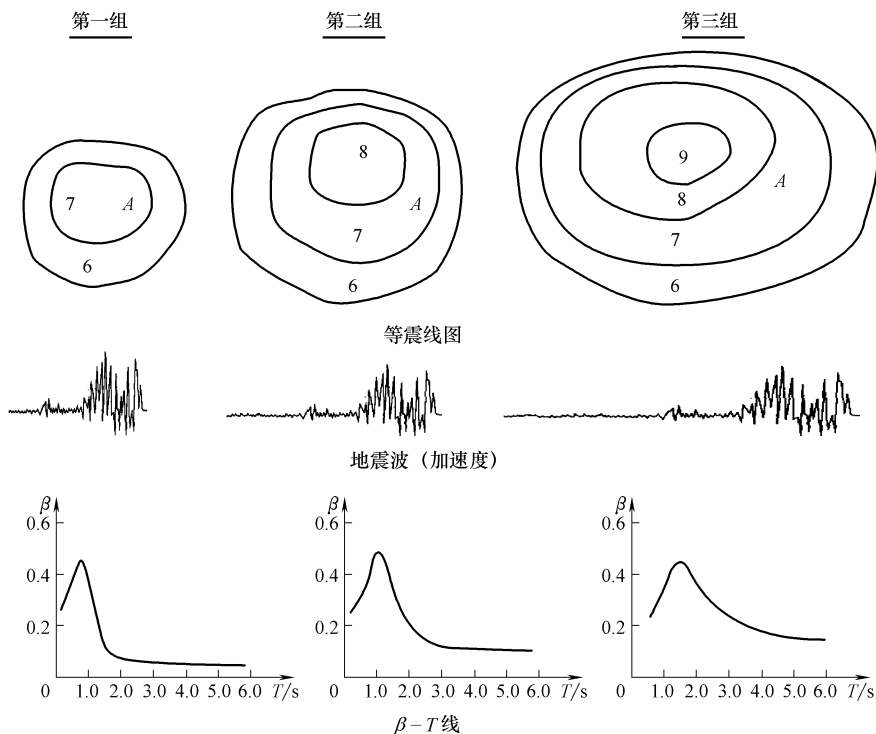


图 4.1.16 震级和震中距对反应谱的影响

第一排用等震线图表示了震中区地震烈度和震中距的示意图，在这三组中地点 A 的地震烈度均为 7 度。第一组为近震，震中的地震烈度就是 7 度，震中距短；第二组为中震，震中的地震烈度是 8 度，震中距在中间；第三组为远震，震中的地震烈度是 9 度，震中距长。

第二排为地点 A 起主导作用的地震波（加速度）示意图，其自振周期是不同的，表示起主导作用地震波的自振周期自左至右由短周期演变成长周期。

第三排为 β - T 谱曲线，反应谱曲线峰值点的结构自振周期 T_g 在改变，表示峰值点的结构自振周期 T_g 自左向右逐步移动。

四、地震影响系数曲线

影响地震反应谱的因素不仅是场地条件、震级和震中距，结构体系的阻尼、地震动的特性等都将影响地震反应谱曲线。并且地震是随机的，不同的加速度时程可以算得不同的反应谱曲线。在进行工程结构设计时，由于无法预知该建筑物将会遭遇到怎样的地震，也就无法

确定相应的地震反应谱。因此, 仅用某一次地震加速度时程所得到的反应谱曲线作为设计标准来计算地震作用是不恰当的。而且, 依据某一次地震所绘制的反应谱曲线极为不规则, 很难在实际抗震设计中应用。为此, 必须根据同一场地上所得到的大量强震地面运动加速度记录分别计算出相应的反应谱曲线, 按照影响反应谱曲线形状的因素进行分类, 然后按每种类别进行统计分析, 求出其中最具有代表性的平均反应谱曲线 (通常称其为标准反应谱)。

抗震设计反应谱即是以标准反应谱为基础, 基于可靠度理论而人为拟订规则平滑的反应谱。《建筑抗震设计规范》采用地震影响系数 α 来具体表达抗震设计反应谱, 此处 $\alpha = k\beta$, 即地震影响系数 α 为地震系数 k 和动力系数 β 的乘积。

(一) “试题” 回顾

【试题 4.1.3】水平地震影响系数 (2001 年)

一座现浇钢筋混凝土结构的教学楼, 六层, 采用框架结构、肋形楼 (屋) 盖, 其横剖面如图 4.1.17 所示, 其抗震设防烈度为 7 度、远震, II 类场地。已知: 建筑的各楼层重力荷载代表值分别为 $G_1 = 6600\text{kN}$, $G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = 6000\text{kN}$, $G_6 = 5400\text{kN}$ 。相应于结构基本自振周期 $T = 0.5\text{s}$ 的水平地震影响系数 α 值最接近下列何项数值?

- (A) 0.05 (B) 0.07 (C) 0.08 (D) 0.13

【试题 4.1.4】罕遇地震的影响系数 (2004 年)

某一建于 7 度地震区的 10 层钢筋混凝土框架结构, 抗震设防类别为丙类, 设计地震分组为第一组, 设计基本地震加速度为 $0.15g$, 场地类别为 II 类。非承重填充墙采用砖墙, 墙体较少, 周期折减系数为 0.7, 底层层高 6m, 楼层屈服强度系数 ξ_y 为 0.45, 结构自振周期 $T = 1.0\text{s}$, 阻尼比取 0.05。试问, 当计算罕遇地震作用时, 该结构的水平地震影响系数 α 与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.220 (B) 0.282
(C) 0.435 (D) 0.302

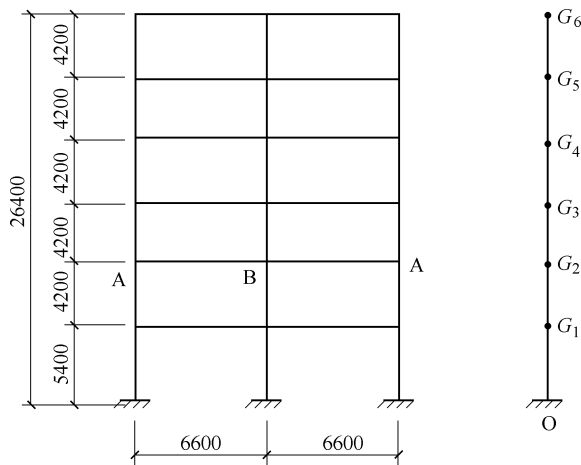


图 4.1.17

【试题 4.1.5】罕遇地震的特征周期 (2005 年)

某多层钢筋混凝土框架结构, 建筑场地类别为 I 类, 抗震设防烈度为 8 度, 设计地震分组为第二组。试问, 计算罕遇地震作用时的特征周期 $T_g(\text{s})$ 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.30 (B) 0.35 (C) 0.40 (D) 0.45

【试题 4.1.6】地震影响系数 (2006 年)

某 32 层现浇框架-核心筒高层建筑, 如图 4.1.18 所示, 内筒为钢筋混凝土筒体, 外周边为型钢混凝土框架, 房屋高度 98m, 建筑物的竖向体型比较规则、均匀。该建筑物抗震设防烈度为 8 度, 丙类, 设计地震分组为第一组, 设计基本地震加速度为 $0.2g$, 场地类别 II 类。结构的计算基本自振周期 $T_1 = 3.0\text{s}$, 周期折减系数取 0.8。计算多遇地震作用时, 试问, 该结构的水平地震作用影响系数, 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.019 (B) 0.021
(C) 0.035 (D) 0.038

〔试题 4.1.7〕地震影响系数
(2008 年)

某钢筋混凝土房屋, 建筑场地类别为Ⅲ类, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 设计地震分组为第一组, 结构自振周期 $T_1 = 1.12s$, 建筑结构的阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。试问, 该建筑结构在多遇地震下对应于 T_1 的地震影响系数 α , 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.16 (B) 0.11
(C) 0.07 (D) 0.06

〔试题 4.1.8〕烟囱地震作用计算 (2011 年一级)

某环形截面钢筋混凝土烟囱, 如图 4.1.19 所示, 烟囱基础顶面以上总重力荷载代表值为 $18000kN$, 烟囱基本自振周期 $T_1 = 2.5s$ 。

如果题 19 烟囱建于设防烈度为 8 度地震区, 设计基本地震加速度为 $0.2g$, 设计地震分组第二组, 场地类别Ⅲ类。试问, 采用简化方法进行抗震计算时, 烟囱底部 (基础顶面处) 由水平地震作用标准值产生的剪力 (kN) 最接近下列何项数值?

- (A) 680 (B) 740
(C) 820 (D) 960

〔试题 4.1.9〕烟囱水平地震影响系数 (2012 年二级)

某环形截面钢筋混凝土烟囱, 如图 4.1.20 所示, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 $0.10g$, 设计分组为第二组, 场地类别为Ⅲ类。试确定相应于烟囱基本自振周期的水平地震影响系数与下列何项数值最为接近?

提示: 按《烟囱设计规范》(GB 50051—2002) 计算烟囱基本自振周期。

- (A) 0.021 (B) 0.027
(C) 0.033 (D) 0.038

〔试题 4.1.10〕预应力混凝土框架地震参数 (2012 年一级)

某五层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 柱网尺寸为 $9m \times 9m$, 各层层高均为 $4.5m$, 位于 8 度 ($0.3g$) 抗震设防地区, 设计地震分组为第二组, 场地类别为Ⅲ类, 建筑抗震设防类别为丙类。已知各楼层的重力荷载代表值均为 $18000kN$ 。

假设, 该五层房屋采用现浇有粘结预应力混凝土框架结构。抗震设计时, 采用的计算参数及抗震等级如下所示:

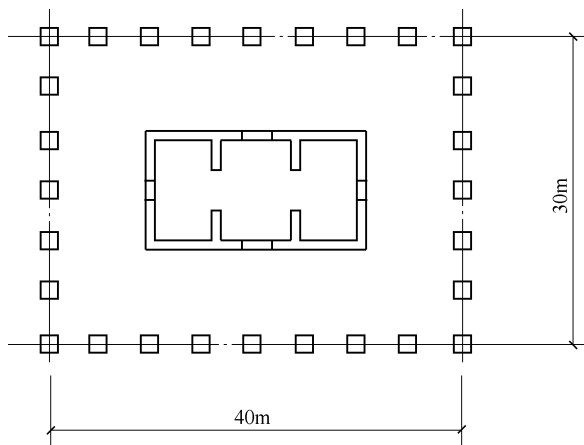


图 4.1.18

(楼盖梁及外框架梁未示出)

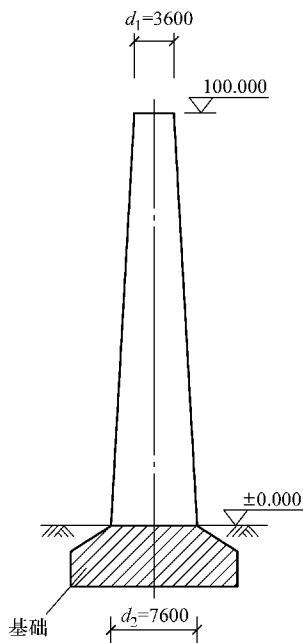


图 4.1.19

I. 多遇地震作用计算时, 结构的阻尼比为 0.05;

II. 罕遇地震作用计算时, 特征周期为 0.55s;

III. 框架的抗震等级为二级。

试问, 针对上述参数取值及抗震等级的选择是否正确的判断, 下列何项正确?

(A) I、II 正确, III 错误 (B) II、III 正确, I 错误

(C) I、III 正确, II 错误 (D) I、II、III 均错误

【试题 4.1.11】地震参数计算 (2012 年二级)

7 度区某钢筋混凝土标准设防类多层建筑, 设计地震分组为第二组, 设计基本地震加速度为 $0.1g$, 场地类别为 II 类。试问, 罕遇地震下弹塑性位移验算时的水平地震影响系数最大值 α_{\max} 及特征周期值 T_g (s) 应分别采用下列何项数值?

(A) 0.08, 0.35 (B) 0.12, 0.40

(C) 0.50, 0.40 (D) 0.50, 0.45

(二)《规范》规定

1. α - T 曲线

《建筑抗震设计规范》第 5.1.5 条提出了反映地震和场地特征的地震影响系数 α - T 曲线。它是设计反应谱的具体表达。

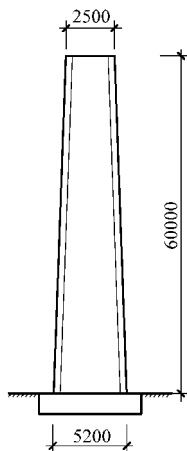


图 4.1.20

5.1.5 建筑结构地震影响系数曲线 (图 5.1.5) 的阻尼调整和形状参数应符合下列要求:

1 除有专门规定外, 建筑结构的阻尼比应取 0.05, 地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用, 形状参数应符合下列规定:

- 1) 直线上升段, 周期小于 0.1s 的区段。
- 2) 水平段, 自 0.1s 至特征周期区段, 应取最大值 (α_{\max})。
- 3) 曲线下降段, 自特征周期至 5 倍特征周期区段, 衰减指数应取 0.9。
- 4) 直线下降段, 自 5 倍特征周期至 6s 区段, 下降斜率调整系数应取 0.02。

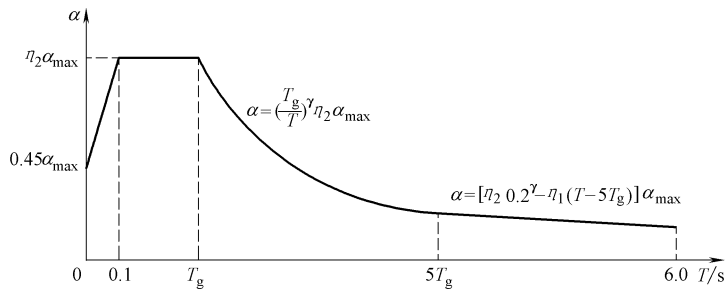


图 5.1.5 地震影响系数曲线

α —地震影响系数 α_{\max} —地震影响系数最大值 η_1 —直线下降段的下降斜率调整系数

γ —衰减指数 T_g —特征周期 η_2 —阻尼调整系数 T —结构自振周期

2. 地震影响系数最大值 α_{\max}

由 $\alpha = k\beta$ 知: 当基本烈度确定后, 地震系数 k 为常数, 水平地震影响系数 α 仅随 β 值而

变化。通过大量的计算分析表明,在相同阻尼比情况下, β 的最大值 β_{\max} 的离散性不是很大。为简化计算,《建筑抗震设计规范》取 $\beta_{\max}=2.25$ (对应的阻尼比 $\zeta=0.05$)。进而有 $\alpha_{\max}=k\beta_{\max}=2.25k$,由此可以得到水平影响系数最大值 α_{\max} 与基本烈度的关系。

为了把“三水准设防”和“两阶段设计”的设计原则具体化、规范化,确定了对应第二水准(基本烈度)要求的 α_{\max} 之后,还需确定对应于低于本地区设防烈度的多遇地震和高于本地区设防烈度的罕遇地震的 α_{\max} 值。

根据统计资料,多遇地震烈度比基本烈度低约1.55度,其对应的 k 值约为相应基本烈度 k 值的1/3左右,相当于地震作用值乘以0.35,从而得到用于第一阶段设计验算的水平地震影响系数最大值。而罕遇地震烈度比基本烈度高1度左右(在不同的基本烈度地区有所差别),其对应的 k 值相当于基本烈度对应 k 值的1.5~2.2倍,从而可以得到用于第二阶段设计验算的水平地震影响系数最大值。具体数值见《规范》的相应规定。

《建筑抗震设计规范》规定:

5.1.4 建筑结构的抗震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值应按表5.1.4-1采用;特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表5.1.4-2采用,计算罕遇地震作用时,特征周期应增加0.05s。

注:周期大于6.0s的建筑结构所采用的地震影响系数应专门研究。

表 5.1.4-1 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注:括号中数值分别用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

4.3.7 建筑结构的抗震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值 α_{\max} 应按表4.3.7-1采用。

注:周期大于6.0s的高层建筑结构所采用的地震影响系数应做专门研究。

表 4.3.7-1 水平地震影响系数最大值 α_{\max}

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注:7度、8度时括号内数值分别用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区。

当自振周期 $T=0$ 时,结构视为一刚体,其最大反应加速度将与地面加速度相等,即 $\beta=1$,故此时:

$$\alpha = k = \frac{k\beta_{\max}}{\beta_{\max}} = \frac{\alpha_{\max}}{2.25} = 0.45\alpha_{\max}$$

即 $0.45\alpha_{\max}$ 对应于 $\beta=1$ (不放大) 时的地震动; α_{\max} 对应于 $\beta=2.25$ 时的地震动。

3. 特征周期 T_g

宏观震害资料表明, 在强震中, 距震中较远的高柔建筑, 其震害比发生在同一地区的中小地震中, 距震中较近的严重得多, 这说明随着震源机制不同, 震级大小、震中距远近的变化, 在同样场地条件的地震影响系数曲线形状有较大差别。对这类差别《建筑抗震设计规范》中用“特征周期”来处理。《建筑抗震设计规范》指出:

2.1.7 设计特征周期

抗震设计用的地震影响系数曲线中, 反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值, 简称特征周期。

特征周期 T_g 是地震影响系数曲线中拐点处的周期, 特征周期对应的地震影响系数曲线中峰值位置与场地类别和震中距直接相关, 在《建筑抗震设计规范》中, 考虑了地震震级大小、震中距和场地条件的影响, 将同一类场地的地震影响系数曲线中的特征周期分为三个区, 称为三个组, 分别为设计地震分组第一组、设计地震分组第二组和设计地震分组第三组。

特征周期 T_g 应根据场地类别和设计地震分组按《建筑抗震设计规范》5.1.4 条采用。

5.1.4 建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 5.1.4-2 采用, 计算罕遇地震作用时, 特征周期应增加 $0.05s$ 。

表 5.1.4-2 特征周期值 (s)

设计地震分组	场地类别				
	I_0	I_1	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

4. 建筑结构地震影响系数曲线的阻尼调整和形状参数

当建筑结构的阻尼比 ζ 按有关规定不等于 0.05 时, 地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合《建筑抗震设计规范》5.1.5 条规定:

5.1.5 建筑结构地震影响系数曲线的阻尼调整和形状参数应符合下列要求:

2 当建筑结构的阻尼比按有关规定不等于 0.05 时, 地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定:

1) 曲线下降段的衰减指数应按下式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (5.1.5-1)$$

式中 γ ——曲线下降段的衰减指数;

ζ ——阻尼比。

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (5.1.5-2)$$

式中 η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数, 小于 0 时取 0。

3) 阻尼调整系数应按下列式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.008 + 1.6\zeta} \quad (5.1.5-3)$$

式中 η_2 ——阻尼调整系数, 当小于 0.55 时, 应取 0.55。

(三) 算例

【例 4.1.1】 水平地震影响系数 α (阻尼比 $\zeta=0.05$)

条件: 某结构的自振周期 $T=1.0\text{s}$, 8 度地震区, 设计地震分组为第一组, 场地类别为 II 类。

要求: 求地震影响系数 α ($\zeta=0.05$)。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, II 类场地和设计地震分组为第一组, 特征周期 $T_g=0.35\text{s}$ 。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, 8 度地震、水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.16$ 。

根据《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 地震影响系数曲线 $\alpha = (T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$

式中 γ ——曲线下降段衰减指数, $\gamma=0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9$;

η_2 ——阻尼调整系数, $\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1.0$ 。

$$\alpha = \left(\frac{0.35}{1.0}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.389 \times 0.16 = 0.062$$

【例 4.1.2】 水平地震影响系数 α ($T_1 < T_g$)

条件: 某 12 层现浇钢筋混凝土剪力墙结构住宅楼, 质量和刚度沿竖向均匀分布, 该房屋为丙类建筑, 抗震设防烈度为 7 度, 其设计基本地震加速度为 $0.15g$, 建于 III 类建筑场地, 设计地震分组为第一组。考虑非承重墙体刚度, 折减后的结构基本自振周期 $T_1=0.60\text{s}$ 。

要求: 求地震影响系数 α_1 。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, $\alpha_{\max}=0.12$

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, $T_g=0.45\text{s}$

$$T_g < T_1 = 0.6\text{s} < 5T_g = 2.25\text{s}$$

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.5 条第 1 款, $\eta_2=1.0$, $\gamma=0.9$ 。

根据《建筑抗震设计规范》图 5.1.5, 地震影响系数在曲线下降段:

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.45}{0.60}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.12 = 0.0926$$

【例 4.1.3】 水平地震影响系数 α ($T_1 < T_g$)

条件: 某场地抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.30g$, 设计地震分组为第一组, 土层等效剪切波速为 150m/s , 覆盖层厚度为 60m , 结构自振周期 $T=0.40\text{s}$ 。

要求: 求阻尼比 $\zeta=0.05$ 的地震影响系数 α 。

解答: $v_s=150\text{m/s}$, 覆盖层厚度为 60m , 根据《建筑抗震设计规范》表 4.1.6, 场地类

别为Ⅲ类。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, $\alpha_{\max}=0.24$ 。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, $T_g=0.45s$, $T=0.40s < T_g$, $\alpha=\eta_2\alpha_{\max}$ 。

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1 + \frac{0.05 - 0.05}{0.08 + 1.6 \times 0.05} = 1.0$$

$$\alpha = \eta_2\alpha_{\max} = 1.0 \times 0.24 = 0.24$$

【例 4.1.4】水平地震影响系数值

条件：某建筑场地抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 $0.30g$ ，设计地震分组为第二组，场地类别为Ⅲ类，建筑物结构自振周期 $T=1.65s$ ，结构阻尼比 $\zeta=0.05$ 。

要求：求多遇地震作用下水平地震影响系数值。

解答：根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2，Ⅲ类场地，地震分组为第二组，特征周期 $T_g=0.55s$ 。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1，8 度设防，多遇地震，地震加速度为 $0.3g$ ，其水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.24$ 。

$T_g < T = 1.65s < 5T_g = 5 \times 0.55s = 2.75s$ ，由 $\alpha = (T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$ ， $\zeta=0.05$ ， $\eta_2=1$ ， $\gamma=0.9$ 得：

$$\alpha = \left(\frac{0.55}{1.65}\right)^{0.9} \times 1 \times 0.24 = 0.372 \times 0.24 = 0.089$$

【例 4.1.5】水平地震影响系数 α

条件：某多层建筑，结构自振周期 $T=0.5s$ ，阻尼比 $\zeta=0.05$ ，抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 $0.2g$ ，设计地震分组为第一组，场地类别为Ⅱ类，按多遇地震考虑。

要求：求水平地震影响系数 α 。

解答：根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2，场地特征周期 $T_g=0.35s$ 。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1，水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.16$ 。

$$T_g < T = 0.5s < 5T_g = 1.75s, \alpha = (T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$$

$$\text{阻尼调整系数 } \eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1 + \frac{0.05 - 0.05}{0.08 + 1.6 \times 0.05} = 1.0$$

$$\text{曲线衰减指数 } \gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9 + 0 = 0.9$$

$$\alpha = \left(\frac{0.35}{0.5}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.725 \times 0.16 = 0.116$$

【例 4.1.6】水平地震影响系数 α ($T_1 > 5T_g$)

条件：某高层建筑，采用钢框架-钢筋混凝土核心筒结构，房屋的高度为 $34.0m$ 。抗震设防烈度为 7 度。设计基本地震加速度为 $0.15g$ ，场地特征周期 $T_g=0.35s$ ；考虑非承重墙体刚度的影响予以折减后的结构自振周期 $T_1=1.82s$ 。已求得 $\eta_1=0.0213$ ， $\eta_2=1.078$ 。

要求：求地震影响系数 α 。

解答：根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1， $\alpha_{\max}=0.12$ 。

根据《建筑抗震设计规范》第 8.2.2 条， $\zeta=0.04$ 。

$$T_1 = 1.82s > 5T_g = 1.75s$$

根据《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-1)：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9 + \frac{0.05 - 0.04}{0.3 + 6 \times 0.04} = 0.9185$$

由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 知:

$$\begin{aligned}\alpha &= [0.2^\gamma \eta_2 - \eta_1 (T - 5T_g)] \alpha_{\max} \\ &= [0.2^{0.9185} \times 1.078 - 0.0213 \times (1.82 - 5 \times 0.35)] \times 0.12 = 0.0295\end{aligned}$$

【例 4.1.7】 烟囱地震影响系数

条件: 某场地抗震设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第一组, 场地类别为 II 类场地。今修建一高 100m、直径 8m 的烟囱, 烟囱自振周期 $T=0.45+0.0011 \times H^2/d$, 阻尼比 $\zeta=0.05$ 。

要求: 求场地特征周期、最大水平地震影响系数、烟囱地震影响系数。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 场地特征周期 $T_g=0.35s$ 。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.08$ 。

烟囱基本自振周期

$$\begin{aligned}T &= 0.45 + 0.0011 \times \frac{H^2}{d} = \left(0.45 + 0.0011 \times \frac{100^2}{8}\right)s \\ &= (0.45 + 1.38)s = 1.83s\end{aligned}$$

$$T = 1.83s > 5T_g = 5 \times 0.35s = 1.75s$$

地震影响系数 $\alpha = [\eta_2 0.2^\gamma + \eta_1 (T - 5T_g)] \alpha_{\max}$

其中, $\eta_1=0.02$, $\eta_2=1.0$, $\gamma=0.9$, 故

$$\alpha = [1.0 \times 0.2^{0.9} - 0.02 \times (1.83 - 1.75)] \times 0.08 = 0.0187$$

【例 4.1.8】 地震影响系数 α_A/α_B 的比值

条件: 某场地抗震设防烈度 8 度, 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组, 建筑物 A 和建筑物 B 的结构自振周期: $T_A=0.2s$ 、 $T_B=0.4s$ 。阻尼比 $\zeta=0.05$ 。

要求: 求地震影响系数 α_A/α_B 的比值。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 地震影响系数曲线, 当 $0.1s < T < T_g$ 时, $\alpha = \eta_2 \alpha_{\max}$, 当 $T > T_g$ 时 $\alpha = (T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$ 。

阻尼比 $\zeta=0.05$, 曲线下降段的衰减系数 $\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9 + 0 = 0.9$

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 特征周期 $T_g=0.35s$, 则 $T_B=0.4s > T_g$, $\alpha_B = (T_g/T_B)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$

$$T_A=0.2s < T_g, \alpha_A = \eta_2 \alpha_{\max}$$

$$\frac{\alpha_A}{\alpha_B} = \frac{\eta_2 \alpha_{\max}}{(T_g/T_B)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}} = \frac{1}{(T_g/T_B)^\gamma} = \frac{1}{(0.35/0.4)^{0.9}} = 1.13$$

【例 4.1.9】 地震影响系数之比 (α_A/α_B)

条件: 同一场地上 A、B 两座建筑物的结构自振周期分别为 $T_A=0.25s$, $T_B=0.60s$, 已知建筑场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组, 若两座建筑的阻尼比都取 0.05。

要求: 求 A、B 两座建筑的地震影响系数之比 (α_A/α_B)。

解答: 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组, 特征周期 $T_g=0.35s$

A 建筑结构自振周期 $T=0.25s < T_g=0.35s$, 地震影响系数 $\alpha_A = \eta_2 \alpha_{\max}$

B 建筑结构自振周期 $T=0.60s > T_g=0.35s$, $T=0.6s < 5T_g=1.75s$, $\alpha = (T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}$

$$\alpha_A/\alpha_B = \frac{\eta_2 \alpha_{\max}}{(T_g/T_B)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max}} = \frac{1}{(T_g/T_B)^\gamma}, \gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9$$

$$\alpha_A/\alpha_B = \frac{1}{(0.35/0.6)^{0.9}} = \frac{1}{0.615} = 1.62$$

【例 4.1.10】 确定地震影响系数

条件：某工程设防烈度为 8 度，设计地震分组为第一组。设计基本地震加速度为 $0.2g$ ，场地的地质资料见表 4.1.2。

表 4.1.2 场地的地质资料

序号	层底深度/m	层厚/m	主层名称	$v_s/(\text{m/s})$
1	2.70	2.70	杂填土	160
2	5.50	2.80	砂土	160
3	6.65	1.15	黏土	160
4	12.65	6.00	粉土	210
5	18.00	5.35	黏土	280
6	30.7	12.7	砾砂	380
7	>30.7		砾岩	750

要求：求当结构的自振周期 $T=1.0\text{s}$ 和 $\eta_2=1$ 时的地震影响系数 α 。

解答：(1) 等效剪切波速的确定

根据表 4.1.2 提供的剪切波速，计算平均剪切波速。由于覆盖层厚度大于 20m，故计算深度可算至 20m 处，其值为

$$v_{sc} = 20 / \left(\frac{2.7}{160} + \frac{2.8}{160} + \frac{1.15}{160} + \frac{6.0}{210} + \frac{5.35}{280} + \frac{2}{380} \right) \text{m/s} = 211.6 \text{m/s}$$

(2) 覆盖层厚度的确定

根据《建筑抗震设计规范》第 4.1.4 条查得该场地覆盖层厚度应为 30.70m。

(3) 场地类别

根据覆盖层厚度和场地类型查《建筑抗震设计规范》表 4.1.5，得该场地类别为 II 类。

(4) 设计反应谱值

基于设防烈度 8 度《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 可得 $\alpha_{\max}=0.16$ ，根据场地类别和设计地震分组查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 可知，特征周期 $T_g=0.35\text{s}$ ，按《建筑抗震设计规范》第 5.1.5 条求得结构的自振周期 $T=1.0\text{s}$ 时的地震影响系数为

$$\alpha = (T_g/T)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{1.0} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.062$$

【例 4.1.11】 题干见《试题 4.1.8》(2011 年一级)

答案：(C)

根据《烟囱规范》第 5.5.4 条第 1 款及公式 (5.5.5-2)：

$$V_0 = \eta_c \cdot \alpha_1 \cdot G_E$$

查《烟囱规范》表 5.5.5， $\eta_c=1.10$ 。

根据《烟囱规范》第 5.5.1 条第 1 款, 阻尼比取: 0.05。

根据《抗规》第 5.1.4 条及第 5.1.5 条:

$$T_g = 0.55s, \alpha_{\max} = 0.16, T_g < T < 5T_g = 2.75s$$

$$\gamma = 0.9, \eta_2 = 1.0, \alpha_1 = \left(\frac{0.55}{2.5}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.041$$

根据《烟囱规范》公式 (5.5.5-2), $V_0 = 1.10 \times 0.041 \times 18000 = 812\text{kN}$

【例 4.1.12】 题干见『试题 4.1.10』(2012 年一级)

答案: (D)

I. 错误, 根据《混规》第 11.8.3 条, 预应力混凝土结构自身的阻尼比可采用 0.03。

II. 错误, 根据《抗规》表 5.1.4-2, 特征周期为 $0.55s + 0.05s = 0.6s$ 。

III. 错误, 根据《抗规》第 3.3.3 条, III 类场地, 设防烈度 8 度 ($0.3g$), 宜按 9 度要求采取抗震构造措施, 但抗震措施中的内力并不要求调整。对照《抗规》表 6.1.2, 框架应按一级采取构造措施, 按二级的要求进行内力调整。

【例 4.1.13】 题干见『试题 4.1.11』(2012 年二级)

答案: (D)

按《抗规》第 5.1.4 条表 5.1.4-1: 7 度、 $0.1g$ 、罕遇地震, 取 $\alpha_{\max} = 0.50$ 。

按《抗规》第 5.1.4 条表 5.1.4-2; 第二组、II 类场地, $T_g = 0.40s$ 。

根据《抗规》第 5.1.4 条, 计算罕遇地震作用时, 特征周期应增加 $0.05s$, 故 $T_g = 0.45s$ 。

五、建筑物的重力荷载代表值

计算地震作用时, 要用到集中在质点处的重力荷载代表值 G , 应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和, 即:

$$G = G_k + \sum_{i=1}^n \psi_{Qi} Q_{ik}$$

式中 Q_{ik} ——第 i 个可变荷载标准值;

ψ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的组合值系数, 活荷载 (可变荷载) 往往达不到标准值水平, 所以计算重力荷载代表值时将其折减。

由于重力荷载代表值是按标准值确定的, 所以计算得到的地震作用也是标准值。

(一) “试题” 回顾

『试题 4.1.12』 总重力荷载代表值 (2001 年)

一座现浇钢筋混凝土结构的教学楼, 六层, 采用框架结构、肋形楼 (屋) 盖, 其横剖面如图 4.1.21 所示, 其抗震设防烈度为 7 度、远震, II 类场地。已知: 建筑的各楼层重力荷载代表值分别为 $G_1 = 6600\text{kN}$, $G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = 6000\text{kN}$, $G_6 = 5400\text{kN}$ 。

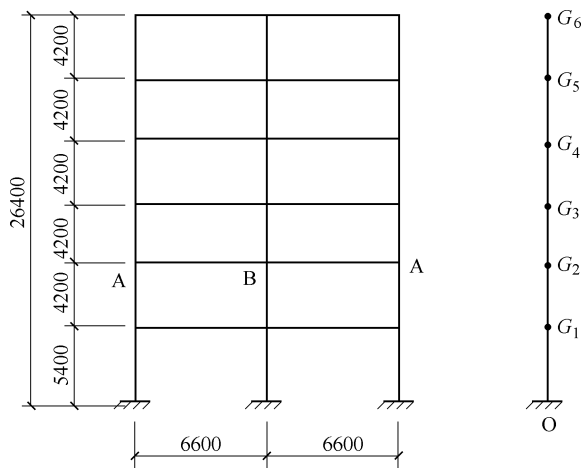


图 4.1.21

水平地震作用计算时, 该建筑的结构等效总重力荷载代表值 G_{eq} (kN) 最接近于下列何项数值?

- (A) 27000 (B) 30600 (C) 36000 (D) 39800

〔试题 4.1.13〕重力荷载代表值 (2006 年)

某钢筋混凝土结构高层建筑, 如图 4.1.22 所示, 地上 7 层; 地下室顶层可作为上部结构的嵌固端。屋顶板及地下室顶板采用梁板结构, 第 2~7 层楼板沿外围周边均设框架梁, 内部为无梁楼板结构; 建筑物内的二方筒设剪力墙, 方筒内楼板开大洞处均设边梁。该建筑物抗震设防烈度为 7 度, 丙类建筑, 设计地震分组为第二组, 设计基本地震加速度为 $0.1g$, I 类场地。

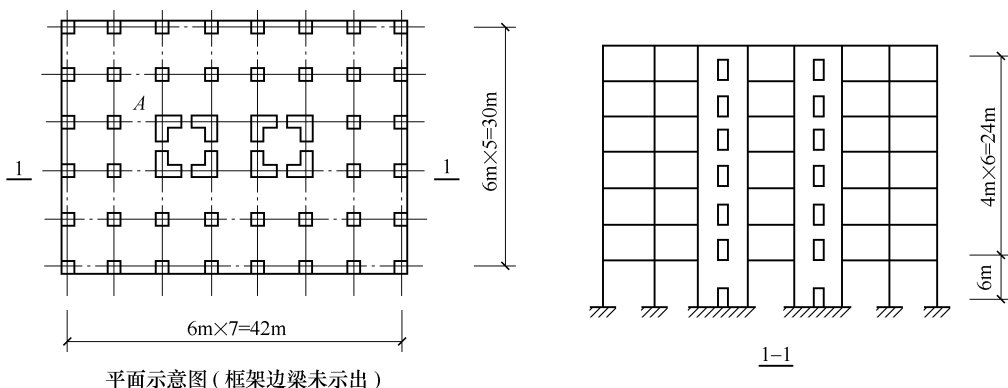


图 4.1.22

该建筑物活荷载系按等效均布荷载计算而得, 其各层荷载标准值分列于下:

- ①屋面: 永久荷载: 6kN/m^2
 活荷载: 2kN/m^2
 雪荷载: 0.5kN/m^2
 ②6~7 层库房: 永久荷载: 8kN/m^2
 活荷载: 5kN/m^2
 ③2~5 层商场: 永久荷载: 8kN/m^2
 活荷载: 3.5kN/m^2

试问, 计算地震作用时, 该结构的总重力荷载代表值 G_E (kN), 应最接近于下列何项数值?

提示: 每层面积均按 1260m^2 计算, 不考虑楼板开洞影响。

- (A) 8.5×10^4 (B) 8.7×10^4
 (C) 9.9×10^4 (D) 1.1×10^5

〔试题 4.1.14〕重力荷载代表值 (2008 年)

某 12 层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙民用办公楼, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 房屋高度为 48m, 丙类建筑, 抗震设防烈度为 7 度, II 类建筑场地, 设计地震分组为第一组, 混凝土强度等级为 C40。

已知该建筑各层荷载的标准值如下：屋面永久荷载为 8kN/m^2 ，屋面活荷载为 2kN/m^2 ，雪荷载 0.4kN/m^2 ；楼面永久荷载为 10kN/m^2 ，楼面活荷载（等效均布）为 2kN/m^2 。屋面及各楼层面积均为 760m^2 。试问，结构总重力荷载代表值（kN），应与下列何项数值最为接近？

(A) 98040

(B) 98192

(C) 98800

(D) 106780

『试题 4.1.15』重力荷载代表值（2011 年二级）

某 15 层框架-剪力墙结构，其平立面示意如图 4.1.23 所示，质量和刚度沿竖向分布均匀，对风荷载不敏感，房屋高度 58m，首层层高 5m，二~五层层高 4.5m，其余各层层高均为 3.5m，该房屋属丙类建筑，所在地区抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 $0.15g$ ，Ⅲ类场地，设计地震分组为第一组。

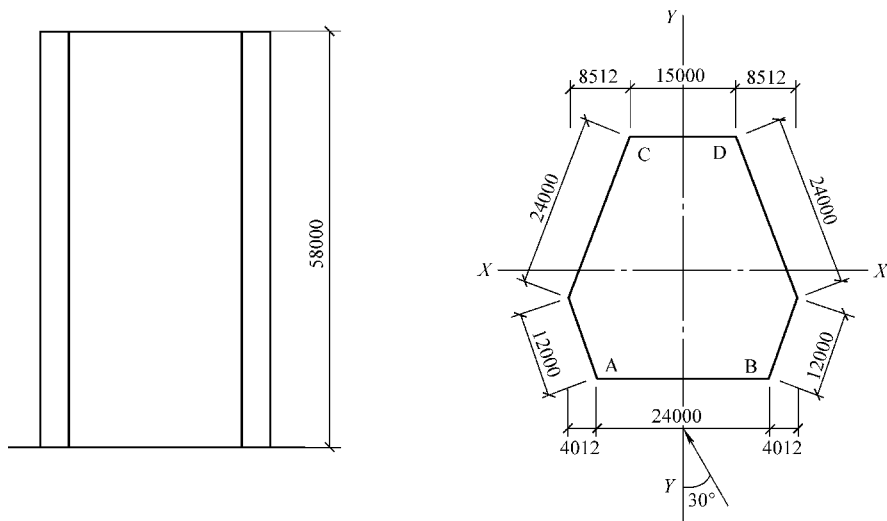


图 4.1.23

假定，该建筑物拟作为综合楼使用，二~五层为商场，六~七层为库房，其余楼层作为办公用房。设计时其楼屋面活荷载均按等效均布荷载计算而得，各层荷载标准值如下：①屋面：永久荷载 8.8kN/m^2 ，活荷载 2.0kN/m^2 ，雪荷载 0.5kN/m^2 ；②8~15 层：永久荷载 8.0kN/m^2 ，活荷载 2.0kN/m^2 ；③6~7 层：永久荷载 8.0kN/m^2 ，活荷载 5.0kN/m^2 ；④2~5 层：永久荷载 8.0kN/m^2 ，活荷载 3.5kN/m^2 。试问，进行地震作用计算时，该结构的总重力荷载代表值 G_E （kN）应与下列何项数值最为接近？

提示：1. 按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 作答。

2. 每层面积均按 850m^2 计算，且不考虑楼板开洞影响。

(A) 1.233×10^5 (B) 1.224×10^5 (C) 1.205×10^5 (D) 1.199×10^5

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定

5.1.3 计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数，应按表 5.1.3 采用。

表 5.1.3 组合值系数

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用

(三) 算例

【例 4.1.14】 重力荷载代表值计算

条件：已知某多层砖房屋各项荷载如表 4.1.3 所列。楼、屋盖层面积每层均为 200m²。

要求：计算各楼层的重力荷载代表值及总重力荷载代表值。

解答：

表 4.1.3

屋盖	屋面层恒载 3640kN/m ²		雪荷载 300kN/m ²			女儿墙重量 120kN	阳台栏板 30kN	
第 6 层	楼盖恒载 3640N/m ²	楼面活载 1800N/m ²	阳台栏板 44kN	山墙 230kN	横墙 640kN	外纵墙(包括钢窗) 590kN	内纵墙 230kN	隔墙 50kN
第 2~5 层	楼盖恒载 3640N/m ²	楼面活载 1800N/m ²	阳台栏板 44kN	山墙 220kN	横墙 620kN	外纵墙(包括钢窗) 560kN	内纵墙 240kN	隔墙 48kN
第 1 层	楼盖恒载 3640N/m ²	楼面活载 1800N/m ²		山墙 260kN	横墙 1020kN	外纵墙(包括钢窗) 660	内纵墙 370kN	隔墙 42kN

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.3，查得雪荷载的组合值系数为 0.5，楼面活荷载组合值系数为 0.5。并把第 6 层的半层墙重等重力集中于顶层，故

$$G_6 = (3.64 + 0.5 \times 0.3) \times 200 + 120 + 30 + \frac{1}{2} \times (230 + 640 + 590 + 230 + 50)$$

$$= 758 + 150 + \frac{1}{2} \times 1740 = 1778\text{kN}$$

$$C_5 = (3.64 + 0.5 \times 1.8) \times 200 + 44 + \frac{1}{2} \times 1740 + \frac{1}{2} \times (220 + 620 + 560 + 240 + 48)$$

$$= 908 + 44 + 870 + \frac{1}{2} \times 1688$$

$$= 2666\text{kN}$$

$$G_4 = G_3 = G_2 = 908 + 44 + 1688 = 2640\text{kN}$$

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 908 + 44 + \frac{1}{2} \times 1688 + \frac{1}{2} \times (260 + 1020 + 660 + 370 + 42) \\
 &= 952 + 844 + \frac{1}{2} \times 2352 = 2972 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

总重力荷载代表值

$$\sum_{i=1}^6 G_i = 1778 + 2666 + 3 \times 2640 + 2972 = 15336 \text{ kN}$$

【例 4.1.15】 题干见《试题 4.1.15》(2011 年二级)

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.3:

$$\begin{aligned}
 G_E &= (8.8 + 8 \times 14 + 0.5 \times 0.5 + 2 \times 0.5 \times 8 + 5 \times 0.8 \times 2 + 3.5 \times 0.5 \times 4) \times 850 \\
 &= 1.224 \times 10^5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

六、对地震影响系数的讨论

结构所受地震作用等于结构重量与地震影响系数的乘积,则同一结构在不同条件下地震影响系数的变化即等于其所承受地震作用的变化,我们可以通过对比同一结构在不同条件下的地震影响系数来了解结构所受地震作用的变化。

(一) 决定地震影响系数高低的因素

1. 烈度

选用Ⅲ类场地,设计地震分组为第一组 ($T_g = 0.45$) 的钢筋混凝土结构 (阻尼比 $\zeta = 0.05$) 来进行不同烈度下的地震影响系数 α 对比,如图 4.1.24 所示。

在结构阻尼、场地条件、震中距条件不变的情况下,不同烈度的地震影响系数之比就是地震影响系数最大值 α_{\max} 之比。也就是说,同一地点上的相同建

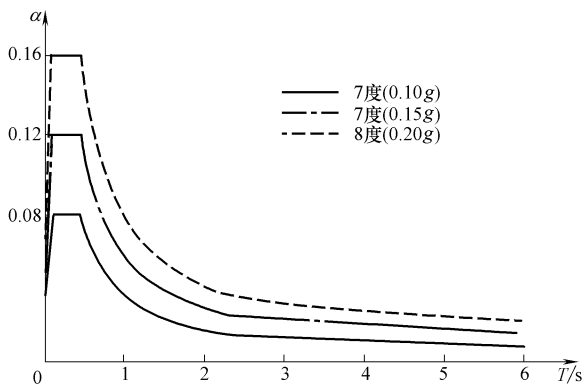


图 4.1.24 不同地震烈度下地震影响系数

筑物在不同设防烈度下所承受的地震作用的比值就是地震影响系数最大值 α_{\max} 之比。如:设防烈度为 8 度 ($0.2g$) 时建筑物所承受的地震作用是 7 度 ($0.1g$) 时的 $0.16/0.08 = 2.0$ 倍。

2. 阻尼比

由结构动力学可知,振动系统的阻尼可以吸收和消耗振动能量。同样道理,建筑物的结构阻尼可以吸收和消耗地震能量。

图 4.1.25 是在Ⅲ类场地、设防烈度 8 度、设计地震分组为第一组的条件下,结构阻尼比分别为 $\zeta = 0.02$ 、 0.05 、 0.10 、 0.15 、 0.20 、 0.25 时,按《建筑抗震设计规范》公式求解的设计地震反应谱曲线对比,可以看出阻尼比越大, α 值越小。

(二) 决定地震影响系数形状的因素

1. 场地

一般来讲,场地覆盖层越厚、土质越软,其地面加速度反应谱的主要峰点所对应的周

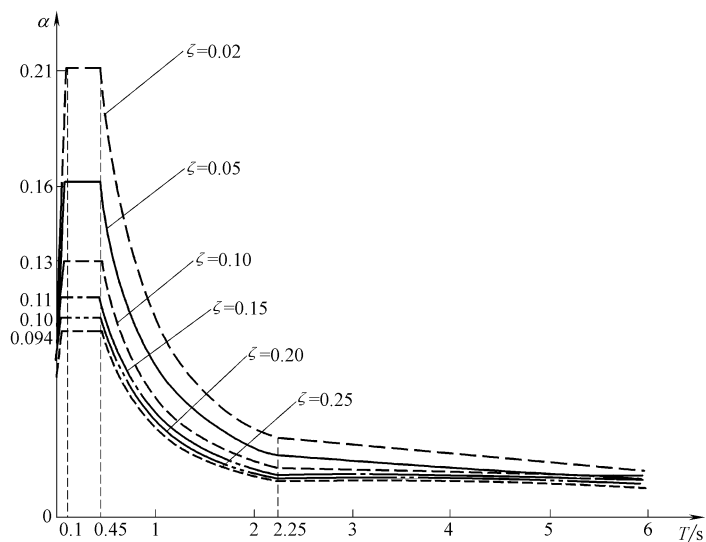


图 4.1.25 不同阻尼比设计反应谱对比 (8 度、第一组)

期越长；相反，场地覆盖层越薄、土质越硬，其地面加速度反应谱的主要峰值点所对应的周期越短。图 4.1.26 是当设计地震分组为第一组、设防烈度 7 度 ($0.10g$)、结构阻尼比为 $\zeta = 0.05$ 时，不同场地类别条件下按《建筑抗震设计规范》公式求解的设计反应谱曲线对比。

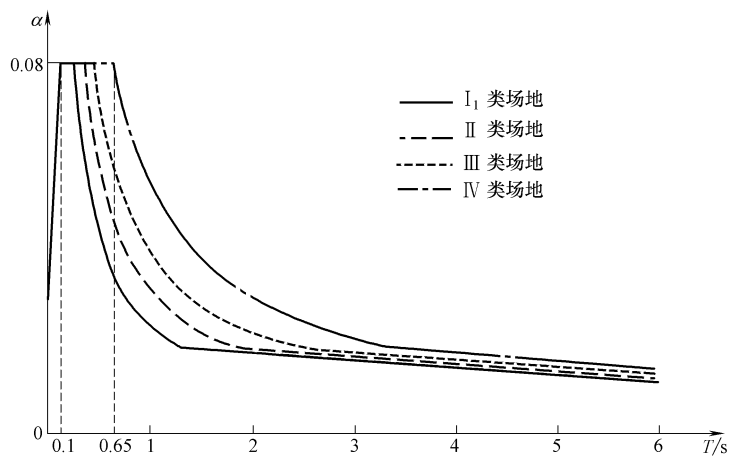


图 4.1.26 不同场地条件下设计反应谱对比

2. 设计地震分组

设计地震分组，主要是反映潜在震源远近的影响。震源远近与场地类别对加速度反应谱的影响类似：离震中越远，地震波中长周期分量的贡献越大，加速度反应谱的主要峰点越偏于较长的周期；相反，离震中越近，加速度反应谱的主要峰值点则偏于较短周期，参见图 4.1.27。

由图 4.1.27 可以看出，设计地震分组与场地类别对加速度反应谱的影响类似，但没有场地类别那样强烈。

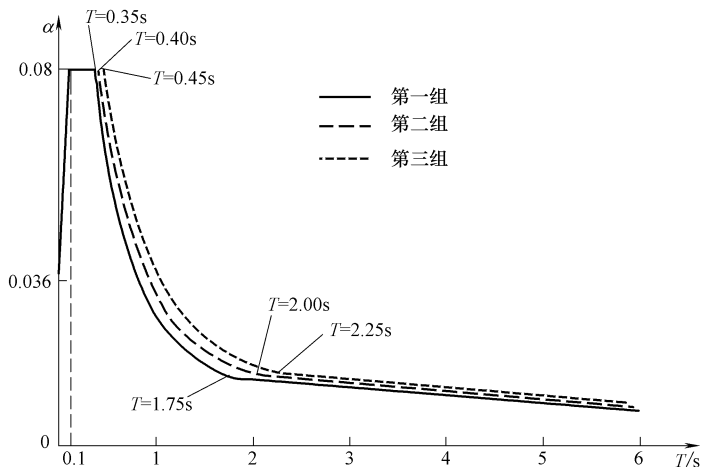


图 4.1.27 不同设计地震分组设计地震反应谱对比

七、模拟考题

[4.1.1] 地震作用大小的确定取决于地震影响系数曲线，地震影响系数曲线与()无关。

(A) 建筑结构的阻尼比

(B) 结构自重

(C) 特征周期值

(D) 水平地震影响系数最大值

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.5 条的规定解答。

[4.1.2] 我国《建筑抗震设计规范》所给出的地震影响系数曲线中，结构自振周期的范围是()。

(A) 0 ~ 3s

(B) 0 ~ 5s

(C) 0 ~ 6s

(D) 0 ~ 4s

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》图 5.1.5，地震影响系数的周期超长至 6s。

[4.1.3] 在计算 8 度、9 度罕遇地震时，建设场地的特征周期应()。

(A) 增加 0.1s

(B) 减少 0.1s

(C) 增加 0.05s

(D) 减少 0.05s

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.4 条，计算 8 度、9 度罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

[4.1.4] 北京市市区拟建一幢房屋，场地为 II 类。其设计基本地震加速度、设计特征周期 T_g (s) 分别为()。

(A) 0.20g、0.25s

(B) 0.15g、0.25s

(C) 0.20g、0.35s

(D) 0.15g、0.35s

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》附录 A.0.1 条的规定，北京市市区，抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 0.20g；设计地震分组为第一组。

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 知，第一组，II 类场地，取 $T_g = 0.35s$ 。

[4.1.5] 某多层钢筋混凝土框架结构，建筑场地类别为 I₁ 类，抗震设防烈度为 8 度，

设计地震分组为第二组。计算罕遇地震作用时的特征周期 T_g (s) 应取 ()。

- (A) 0.30 (B) 0.35 (C) 0.40 (D) 0.45

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.4 条及表 5.1.4-2, 建筑场地类别为 I_1 类, 设计地震分组为第二组时, 特征周期为 0.30s, 计算 8 度罕遇地震作用时, 特征周期还应增加 0.05s, 即:

$$T_g = 0.30s + 0.05s = 0.35s$$

[4.1.6] 一幢 20 层的高层建筑, 采用钢筋混凝土结构。该建筑的抗震设防烈度为 8 度 (0.3g), 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组。该结构的自振周期 $T_1 = 1.2s$, 阻尼比 $\zeta = 0.05$, 地震影响系数 α 与 () 最接近。

- (A) 0.0791 (B) 0.070 (C) 0.060 (D) 0.050

答案: (A)

设防烈度 8 度 (0.3g), 查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 得 $\alpha_{\max} = 0.24$;

场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组, 查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 得 $T_g = 0.35s$ 。

阻尼比 $\zeta = 0.05$, 按《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-3):

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1 + \frac{0.05 - 0.05}{0.08 + 1.6 \times 0.05} = 1.0$$

根据《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-1):

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9 + \frac{0.05 - 0.05}{0.3 + 6 \times 0.05} = 0.9$$

结构自振周期 $T_1 = 1.2s$, $T_1 > T_g = 0.35s$, 及 $T_1 < 5T_g = 5 \times 0.35s = 1.75s$ 位于地震影响系数曲线的下降段, 则地震影响系数为

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{1.2}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.24 = 0.0791$$

[4.1.7] 某框架剪力墙结构房屋, 丙类建筑, 场地为 I_1 类, 设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第一组, 设计基本地震加速度为 0.15g。阻尼比 $\zeta = 0.05$, 基本自振周期为 1.3s。多遇地震作用时, 其水平地震影响系数 α 与 () 最接近。

- (A) 0.028 (B) 0.027 (C) 0.026 (D) 0.025

答案: (A)

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 及注的规定, 取 $\alpha_{\max} = 0.12$ 。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 知, 设计第一组, I_1 类场地, 取 $T_g = 0.25s$ 。

$5T_g = 0.25 \times 5 = 1.25s < T_1 = 1.3s$, 则:

$$\begin{aligned} \alpha &= [\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1 (T - 5T_g)] \alpha_{\max} \\ &= [1 \times 0.2^{0.9} - 0.02 \times (1.3 - 0.25 \times 5)] \times 0.12 = 0.0281 \end{aligned}$$

[4.1.8] 一幢 5 层的商店建筑, 抗震设防烈度为 8 度 (0.2g), 场地类型为 III 类, 设计地震分组为第一组。该建筑采用钢结构, 结构自振周期 $T_1 = 0.4s$, 阻尼比 $\zeta = 0.04$ 。该钢结构的地震影响系数 α 是 ()。

- (A) 0.17 (B) 0.16 (C) 0.20 (D) 0.15

答案: (A)

(1) 确定该建筑的水平地震影响系数最大值 α_{\max} 及特征周期 T_g 值

设防烈度 8 度 ($0.2g$), 根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, 查得 $\alpha_{\max} = 0.16$

场地类别为 III 类, 设计地震分组为第一组, 根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 查得 $T_g = 0.45s$ 。

(2) 阻尼调整系数 η_2 的计算

阻尼比 $\zeta = 0.04$, 根据《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-3)

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1 + \frac{0.05 - 0.04}{0.08 + 1.6 \times 0.04} = 1.069$$

(3) 地震影响系数 α 的计算

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.5-1 条图 5.1.5, 由于 $T_1 = 0.4s > 0.1s$ 及 $T_1 < T_g = 0.45s$, 地震影响系数 α 可按下式计算:

$$\alpha = \eta_2 \alpha_{\max} = 1.069 \times 0.16 = 0.171$$

[4.1.9] 某 20 层高层建筑, 采用钢框架、混凝土框筒结构, 该建筑的抗震设防烈度为 8 度 ($0.3g$), 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组。结构的第一平动自振周期 $T_1 = 1.2s$, 地震影响系数 α 与 () 比较接近。

(A) 0.0791

(B) 0.0826

(C) 0.0854

(D) 0.0778

答案: (B)

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 查得 $\alpha_{\max} = 0.24$ 。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 特征周期 $T_g = 0.35s$ 。

由《高规》11.3.5 条, 阻尼比 $\zeta = 0.04$ 。

由《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-1) 可知:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9 + \frac{0.05 - 0.04}{0.3 + 6 \times 0.04} = 0.919$$

由《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-3) 可知:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1 + \frac{0.05 - 0.04}{0.08 + 1.6 \times 0.04} = 1.069$$

$$T_1 < 5T_g = 5 \times 0.35s = 1.75s$$

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{1.2}\right)^{0.919} \times 1.069 \times 0.24 = 0.0827$$

第二节 振型分解反应谱法

一、“试题”回顾

〔试题 4.2.1〕 ~ 〔试题 4.2.3〕 (2001 年)

图 4.2.1 表示一座 $H = 180m$ 的钢筋混凝土烟囱。其抗震设防烈度为 8 度, 远震, 建于 II 类场地上。已知:

烟囱各质点的重力荷载代表值如图 4.2.1b 所示:

烟囱的自振周期 $T_1 = 2.75s$, $T_2 = 0.91s$;

烟囱的第一、第二振型如图 4.2.1c、d 所示。

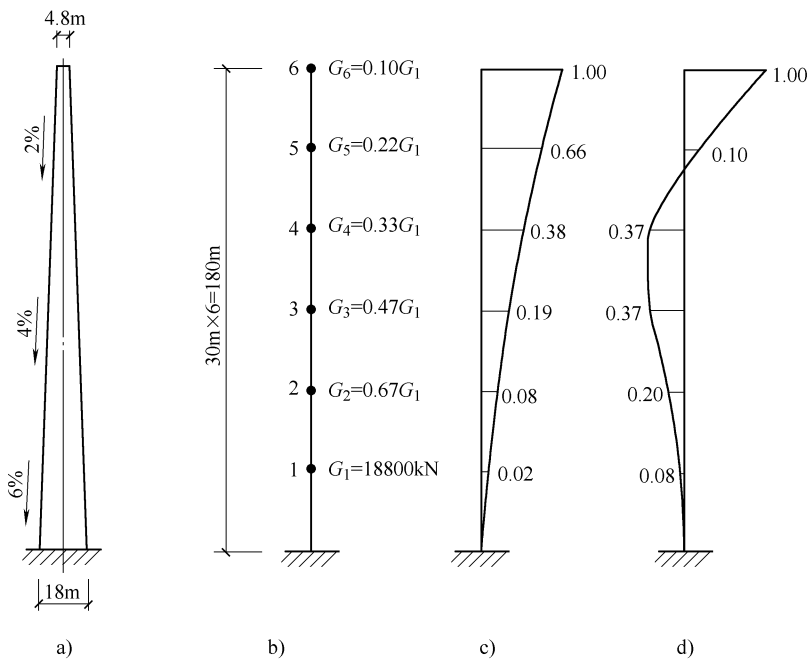


图 4.2.1

- 【试题 4.2.1】第一振型自振周期的地震影响系数（2001 年）
计算相应于第一振型自振周期的地震影响系数 α_1 ，其值最接近于下列何项数值？
(A) 0.032 (B) 0.028 (C) 0.038 (D) 0.160
- 【试题 4.2.2】第二振型的参与系数（2001 年）
计算第二振型的参与系数 γ_2 ，其值最接近于下列何项数值？
(A) 1.52 (B) 2.01 (C) 2.53 (D) 6.38
- 【试题 4.2.3】底部剪力设计值（2001 年）

已知烟囱各质点的第一、第二振型水平地震作用标准值见表 4.2.1。采用振型分解反应谱法时，计算水平地震作用下烟囱的底部剪力设计值 V_0 (kN) 最接近于下列何项数值？

- (A) 1340 (B) 1030 (C) 1880 (D) 20302

表 4.2.1

质点 i	F_{1i}/kN	F_{2i}/kN
6	120	-218
5	175	-49
4	150	267
3	107	380
2	64	291
1	24	132
0	0	0

〔试题 4.2.4〕 ~ 〔试题 4.2.6〕 (2002 年)

图 4.2.2 表示一榀总高度为 12m 的钢筋混凝土框架, 抗震设防烈度为 8 度, 远震。建筑的场地类别为Ⅲ类。已知框架各层层高如图 4.2.2a 所示, 图 4.2.2b 所示的各层质点重力荷载代表值为 $G_1 = G_2 = G_3 = 1080\text{kN}$, $G_4 = 0.8G_1 = 864\text{kN}$ 。框架的自振周期 $T_1 = 0.8\text{s}$, $T_2 = 0.28\text{s}$, $T_3 = 0.19\text{s}$, $T_4 = 0.15\text{s}$, 框架的四个振型依次分别如图 4.2.2c ~ f 所示。

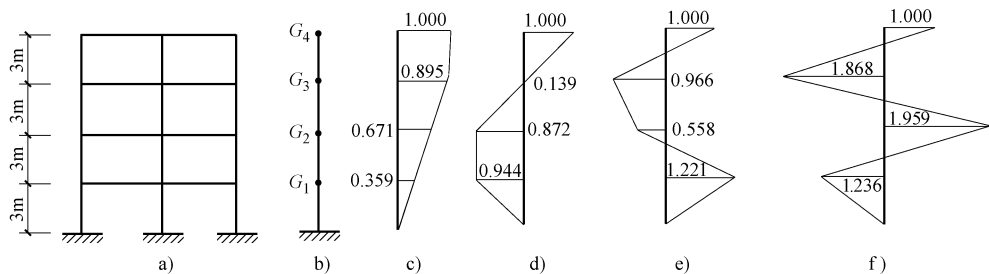


图 4.2.2

〔试题 4.2.4〕 第一振型自振周期的地震影响系数 (2002 年)

试计算相应于第一振型自振周期的地震影响系数 α_1 , 并指出其值与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.114 (B) 0.160 (C) 0.086 (D) 0.066

〔试题 4.2.5〕 第三振型的参与系数 (2002 年)

试计算第三振型的参与系数 γ_3 并指出其值最接近下列何项数值?

- (A) -0.343 (B) 1.003 (C) 0.141 (D) 1.250

〔试题 4.2.6〕 第二振型的基底剪力设计值 (2002 年)

已知第二振型的振型参与系数 $\gamma_2 = -0.355$, 相应于第二振型自振周期的地震影响系数 $\alpha_2 = 0.16$ 。试判定第二振型的基底剪力设计值 (kN) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 53.79 (B) 69.93 (C) 219.72 (D) 167.08

〔试题 4.2.7〕 ~ 〔试题 4.2.9〕 (2007 年)

某钢筋混凝土框架, 计算简图如图 4.2.3 所示, 梁的刚度 $EI = \infty$ 。建筑的场地类别为Ⅱ类, 抗震设防烈度 8 度, 设计地震分组为第三组, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 结构阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

〔试题 4.2.7〕 第一、第二振型自振周期的地震影响系数 (2007 年)

已知该榀框架的第一、第二振型自振周期 $T_1 = 1.1\text{s}$, $T_2 = 0.35\text{s}$ 。试问, 在多遇地震下, 对应于第一、第二振型的地震影响系数 α_1 、 α_2 , 分别与下列哪一组数值最为接近?

- (A) 0.07, 0.14 (B) 0.07, 0.12
(C) 0.08, 0.12 (D) 0.16, 0.07

〔试题 4.2.8〕 底部剪力 (2007 年)

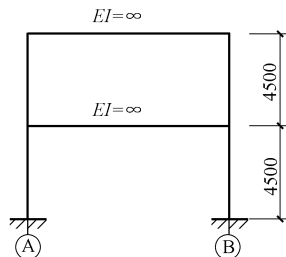


图 4.2.3

当采用振型分解反应谱法进行计算时, 相应于第一、第二振型在水平地震作用下的剪力标准值分别如图 4.2.4a 及图 4.2.4b 所示。试问, 在水平地震作用下底层柱剪力标准值 V

(kN), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 42.0 (B) 48.2
(C) 50.6 (D) 58.0

【试题 4.2.9】柱顶弯矩 (2007 年)

条件同【试题 4.2.7】。试问, 在水平地震作用下顶层柱柱顶弯矩标准值 M (kN·m), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 37.0 (B) 51.8
(C) 74.0 (D) 83.3

【试题 4.2.10】 ~ 【试题 4.2.12】

振型分解反应谱 (2012 年二级)

某 16 层办公楼采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系, 层高均为 4m, 平面对称, 结构布置均匀规则, 质量和侧向刚度沿高度分布均匀, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.2g$, 设计地震分组为第二组, 建筑场地类别为 III 类。考虑折减后的结构自振周期为 $T_1 = 1.2s$ 。各楼层的重力荷载代表值 $G_i = 14000kN$, 结构的第一振型如图 4.2.5 所示。采用

振型分解反应谱法计算地震作用提示: $\sum_{i=1}^{16} X_{1i}^2 = 5.495$; $\sum_{i=1}^{16} X_{1i} = 7.94$; $\sum X_{1i} H_i = 361.72$ 。

【试题 4.2.10】试问, 第一振型时的基底剪力标准值 V_{10} (kN) 最接近下列何项数值?

- (A) 10000 (B) 13000
(C) 14000 (D) 15000

【试题 4.2.11】假定, 第一振型时地震影响系数 α_1 为 0.09, 振型参与系数为 1.5。试问, 第一振型时的基底弯矩标准值 (kN·m) 最接近下列何项数值?

- (A) 685000 (B) 587000
(C) 485000 (D) 400000

【试题 4.2.12】假定, 横向水平地震作用计算时, 该结构前三个振型基底剪力标准值分别为 $V_{10} = 13100kN$, $V_{20} = 1536kN$, $V_{30} = 436kN$, 相邻振型的周期比小于 0.85。试问,

横向对应于水平地震作用标准值的结构底层总剪力 V_{Ek} (kN) 最接近下列何项数值?

提示: 结构不进行扭转耦联计算且仅考虑前三个振型地震作用。

- (A) 13200 (B) 14200
(C) 14800 (D) 15100

二、振型分解法

(一) 多质点弹性体系自由振动的主振型

振型, 即质点体系的振动形式 (或形状)。图 4.2.6 表示在一般初始条件下, 两质点体系的质点在振动过程中某瞬间的振型。它是由两个主振型 (第一振型、第二振型) 的简谐

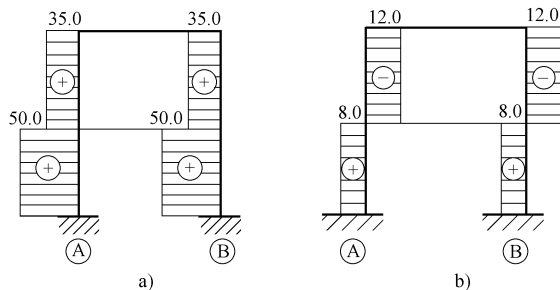


图 4.2.4

a) V_1 (kN) b) V_2 (kN)

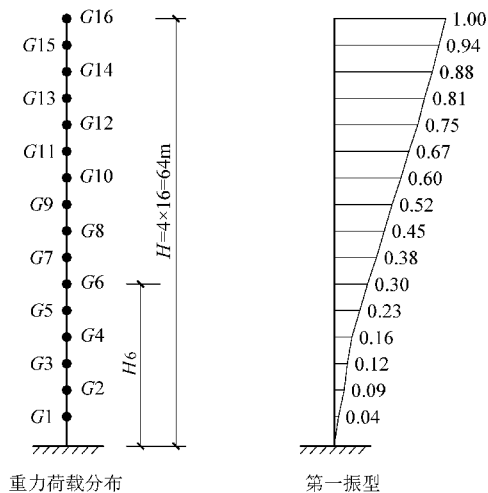


图 4.2.5

振动叠加而成的复合振动。

主振型是一个特殊的振动形式（或形状），即这质点体系在自由振动过程中对应于各自的自振频率 ω_i 作简谐振动。在振动过程中的任意时刻，两质点的位移比值（或振动曲线形状）始终保持不变，只改变大小和方向，故与时间无关。相应于 ω_1 的振动形式称为第一主振型

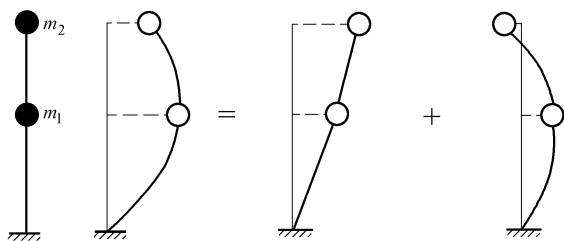


图 4.2.6 两质点体系的振型

（简称第一振型或基本振型）：相应于 ω_2

的振动形式称为第二主振型（简称第二振型）。因为主振型只取决于质点位移之间的相对值，在实际工程计算绘制振型曲线时，常将其中某一个质点的位移值定为 1，其他质点的位移可根据相应比值确定。

由于某一主振型在振动过程中不仅各质点间的位移始终保持一定的比值并同时达到各自最大的幅值，显然各质点的速度也保持这一比值。所以只有各质点初位移的比值和初速度的比值均与该主振型的各质点间位移振幅比值相同时，在这样特定的初始条件下，才会出现这种振型的振动形式。

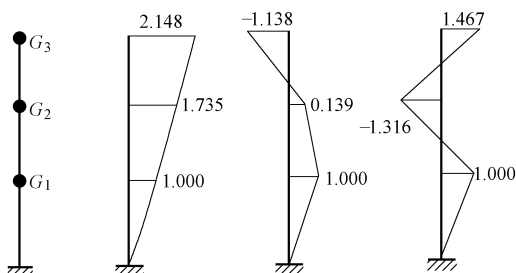


图 4.2.7 三质点体系

主振型是弹性体系的重要固有特征，它们完全取决于体系的质量和刚度的分布，体

系有多少个自由度就有多少个频率，相应地就有多少个主振型。图 4.2.7 列出的三个质点体系，它有三个主振型，其中质点 1 的位移值定为 1.000，其他质点的位移按相应比值表示。

一般初始条件下，体系的振动曲线将包含全部振型。任一质点的振动都是由各主振型的简谐振动叠加而成的复合振动，它不再是简谐振动，而且质点之间位移的比值也不再是常数，而是随时间发生变化的。

对于 n 个自由度的弹性体系，相应的有 n 个自振频率和 n 个主振型，除第一主振型外的其他振型统称为高阶振型。 n 自由度弹性体系自由振动时，任一质点的振动都是由 n 个主振型的简谐振动叠加而成。试验结果表明，振型越高，阻尼作用造成的衰减越快，所以通常高振型只在振动初始才比较明显，以后逐渐衰减，在建筑抗震设计时通常只考虑较低的几个振型的影响。

（二）多质点弹性体系自由振动主振型的正交性

现以两个自由度弹性体系为例来进行讲述，如图 4.2.8 所示两自由度弹性体系分别按频率 ω_1 和 ω_2 作简谐振动时，两个振型的变形曲线及两质点上相应的惯性力如图所示，惯性力表示为 $m_i \omega_i^2 x_{ji}$ ，其中 i 为质点编号， j 为振型序号。因为结构在任一瞬时的位移等于这一瞬时的惯性力所产生的静力位移，故主振型的变形曲线可视为体系按某一频率振动时，其上相应的惯性力所引起的静力变形曲线。

根据功的互等定理，第一主振型上的惯性力在第二主振型的位移上所做的功等于第二主振型上的惯性力在第一主振型的位移上所做的功，可得

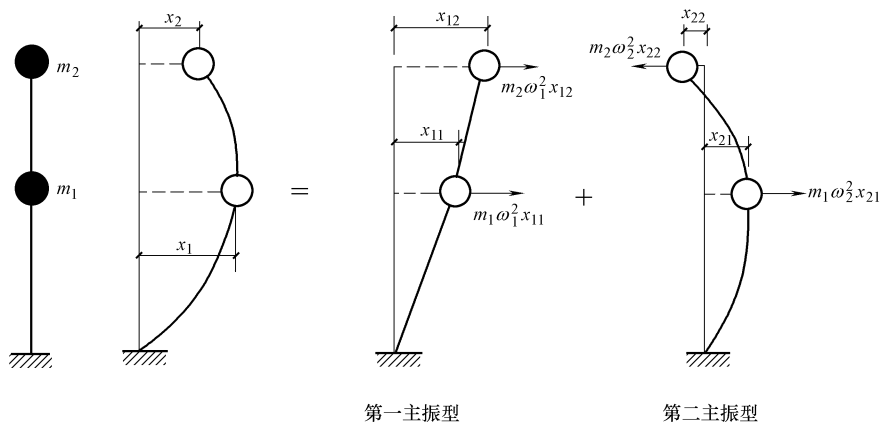


图 4.2.8

$$(m_1 \omega_1^2 x_{11}) x_{21} + (m_2 \omega_1^2 x_{12}) x_{22} = (m_1 \omega_2^2 x_{21}) x_{11} + (m_2 \omega_2^2 x_{22}) x_{12}$$

整理后得

$$(\omega_1^2 - \omega_2^2)(m_1 x_{11} x_{21} + m_2 x_{12} x_{22}) = 0$$

由于

$$\omega_1 \neq \omega_2, \text{ 故 } m_1 x_{11} x_{21} + m_2 x_{12} x_{22} = 0 \quad (4.2.1)$$

式 (4.2.1) 所表示的关系, 称为主振型的正交性, 它反映了主振型的一种特性, 即体系各质点的质量与其在两个不同振型上的位移振幅的连乘积的代数和为零。其物理意义是: 某一振型在振动过程中所引起的惯性力不在其他振型的位移上做功。这说明某一振型的动能不会转移到其他振型上去, 也就是体系按某一振型作自由振动时不会激起该体系其他振型的振动。这也就是前面所说的, 如果体系作自由振动时, 它的初始位移或初始速度完全符合某一振型时, 则体系始终保持按这一振型振动。

(三) 多自由度体系 j 振型的“振子”

利用主振型的正交性, 即体系按某一振型作自由振动时不会激起该体系其他振型的振动。可以将一个多自由度体系分解为 n 个独立非耦合的单自由度体系, 求出各个单自由度体系的位移, 再通过振型组合, 即可求出原体系的位移, 从而使得一个复杂的多质点体系振动求解问题得以简化成单自由度体系求解问题。这种解法称“振型分解法”, 现通过一个案例的讨论来讲述这种“振型分解法”。

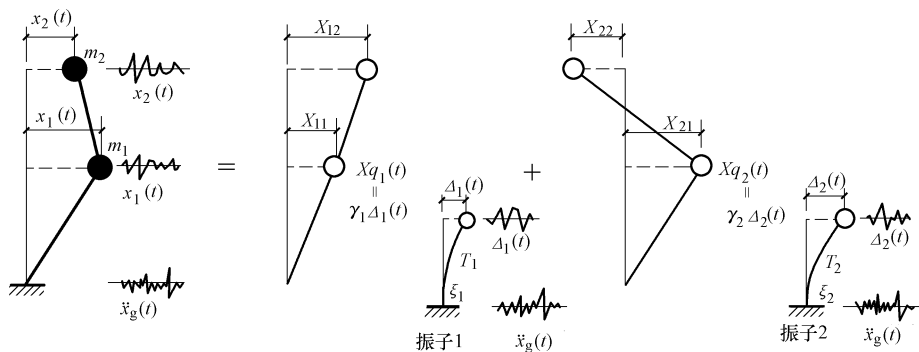


图 4.2.9 结构变形按振型分解

为简单起见, 仍以两个质点体系为例, 如图 4.2.9 所示。质点 m_1 及 m_2 在地震作用下任一时刻的位移 $x_1(t)$ 和 $x_2(t)$ 用两个振型的线性组合来表示。为消除耦合作用, 引入广

义坐标 $q_j(t)$ ，即：

$$x_1(t) = q_1(t)x_{11} + q_2(t)x_{21}$$

$$x_2(t) = q_1(t)x_{12} + q_2(t)x_{22}$$

对具有 n 个质点的体系，质点 m_i 在地震作用下任时刻的位移 $x_i(t)$ 表达式为

$$x_i(t) = \sum_{j=1}^n q_j(t)x_{ji} \quad (4.2.2)$$

式中的 $q_1(t)$ 、 $q_2(t)$ ，表示质点在任时刻的变位中第一振型与第二振型所占的分量。由于 $x_1(t)$ 及 $x_2(t)$ 是时间的函数，所以 $q_1(t)$ 与 $q_2(t)$ 也是时间的函数。

为了求得 $q_j(t)$ ，现引入一个如图 4.2.10 所示的单自由度质点，这个单自由度体系称作与 j 振型相应的“振子”。这“振子”的阻尼比为 ζ_j 、自振频率为 ω_j 。这“振子”在地震作用下的位移反应为 $\Delta_j(t)$ ，根据动力学知，存在下列关系：

$$q_j(t) = \gamma_j \Delta_j(t) \quad (4.2.3)$$

此处， γ_j 称为体系在地震反应中第 j 振型的振型参与系数。

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_{ji}}{\sum_{i=1}^n m_i x_{ji}^2} \quad (4.2.4)$$

对具有 n 个自由度的弹性体系，在地震作用下任时刻质点 m_i 的位移 $x_i(t)$ 计算公式为

$$x_i(t) = \sum_{j=1}^n q_j(t)x_{ji} = \sum_{j=1}^n \gamma_j \Delta_j(t)x_{ji} \quad (4.2.5)$$

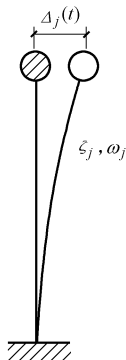


图 4.2.10 振子

上式表明，多质点弹性体系质点 m_i 的地震位移反应等于各振型参与系数与该振型相应的“振子”的地震位移反应的乘积，再乘以该振型质点 m_i 的相对位移，然后再把它们总和起来。这样，我们就将多质点体系的问题分解为单质点体系来解决。这种方法不仅对计算多质点体系的地震位移反应十分简便，而且也按反应谱理论计算多质点体系的地震作用提供了方便条件。

三、振型分解反应谱法

振型分解反应谱法是将振型分解法和反应谱法结合起来的一种计算多自由度体系地震作用的方法，首先利用振型分解法的概念，将多自由度体系分解成若干个单自由度系统的组合，然后引用单自由度体系的反应谱理论来计算各振型的地震作用，最后按照一定的方法将各振型的地震作用组合到一起，进而得到多自由度体系的地震作用。

单自由度体系的地震作用为

$$F(t) = m\omega^2 x(t) \quad (4.2.6)$$

按照反应谱理论，单自由度体系的最大水平地震作用

$$F = \alpha G \quad (4.2.7)$$

对多自由度体系，第 j 振型第 i 质点的地震作用可表示为

$$F_{ji}(t) = m_i \omega_i^2 x_{ji}(t) \quad (4.2.8)$$

由振型分解法知

$$x_{ji}(t) = x_{ji} q_j(t) = x_{ji} \gamma_j \Delta_j(t) \quad (4.2.9)$$

将式 (4.2.9) 代入式 (4.2.8), 则有

$$F_{ji}(t) = \gamma_i x_{ji} m_i \omega_j^2 \Delta_j(t) \quad (4.2.10)$$

式 (4.2.10) 的后 3 项相当于单自由度体系公式 (4.2.6)。利用单自由度反应概念, 得第 j 振型第 i 质点的最大地震作用为

$$F_{ji} = \gamma_i x_{ji} \alpha_j G_i = \alpha_j \gamma_j x_{ji} G_i (i, j = 1, 2, \dots, n) \quad (4.2.11)$$

式 (4.2.11) 即为按振型分解反应谱法计算多自由度体系地震作用的一般表达式, 由此可求得各阶振型下各个质点上的最大水平地震作用, 此即《建筑抗震设计规范》5.2.2 条的规定。

5.2.2 采用振型分解反应谱法时, 不进行扭转耦联计算的结构, 应按下列规定计算其地震作用和作用效应:

1 结构 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值应按下列公式确定:

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j x_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (5.2.2-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n x_{ji}^2 G_i} \quad (5.2.2-2)$$

式中 F_{ji} —— j 振型 i 质点的水平地震作用标准值;

α_j ——相应于 j 振型自振周期的地震影响系数, 应按本规范第 5.1.4 条、第 5.1.5 条确定;

x_{ji} —— j 振型 i 质点的水平相对位移;

γ_j —— j 振型的参与系数。

《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定:

4.3.9 采用振型分解反应谱方法时, 对于不考虑扭转耦联振动影响的结构, 应按下列规定进行地震作用和作用效应的计算:

1 结构第 j 振型 i 层的水平地震作用的标准值应按下列公式确定:

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j x_{ji} G_i \quad (4.3.9-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n x_{ji}^2 G_i} (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.3.9-2)$$

式中 G_i —— i 层重力荷载代表值, 应按本规程第 4.3.6 条的规定确定;

F_{ji} ——第 j 振型 i 水平地震作用的标准值;

α_j ——相应于 j 振型自振周期的地震影响系数, 应按本规程第 4.3.7 条、第 4.3.8 条确定;

x_{ji} —— j 振型 i 层的水平相对位移;

γ_j —— j 振型的参与系数;

n ——结构计算总层数, 小塔楼宜每层作为一个质点参与计算;

m ——结构计算振型数, 规则结构可取 3, 当建筑较高、结构沿竖向刚度不均匀时可取 5~6。

四、振型组合

图 4.2.11 给出了 3 个质点体系相应各振型的地震作用 F_{ji} 。求出相应于各振型 j 各质点 i 的水平地震作用 F_{ji} 后,即可用一般力学方法计算相应于各振型时结构的弯矩、剪力、轴向力和变形,这些统称为地震作用效应 S_j ($j=1, 2, \dots, m$)。由于相应于各振型的地震作用 F_{ji} 均为最大值,所以相应各振型的地震作用效应 S_j 也为最大值。但结构振动时,相应于各振型的最大地震作用效应 S_j 一般不会同时发生,因此,在求结构总的地震效应时不应是各振型效应 S_j 的简单代数和,由此产生了地震作用效应如何组合的问题,或称振型组合问题。假定地震动是平稳随机过程,对于各自振频率相隔较大、各振型反应互不相关的串联多自由度体系,即可近似按平方和开方公式 (SRSS) 进行振型组合。

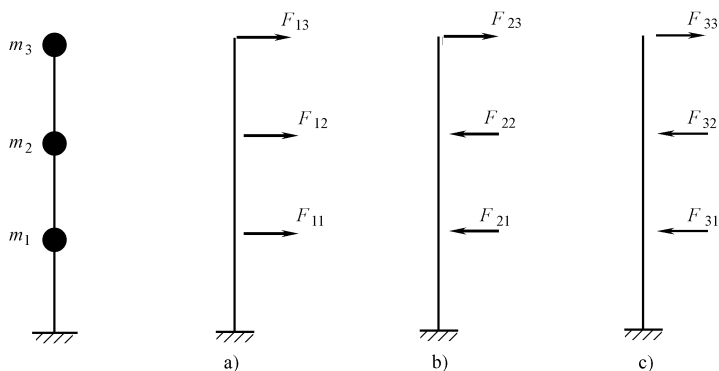


图 4.2.11 相应各振型多自由度体系地震作用 F_{ji}

a) 第一振型时 F_{1i} b) 第二振型时 F_{2i} c) 第三振型时 F_{3i}

《建筑抗震设计规范》给出了用平方和开方公式来计算结构地震作用效应的计算公式。

5.2.2

2 水平地震作用效应 (弯矩、剪力、轴向力和变形), 当相邻振型的周期比小于 0.85 时, 可按下式确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (5.2.2-3)$$

式中 S_{Ek} ——水平地震作用标准值的效应;

S_j —— j 振型水平地震作用标准值的效应, 可只取前 2~3 个振型, 当基本自振周期大于 1.5s 或房屋高宽比大于 5 时, 振型个数应适当增加。

《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定:

4.3.9 采用振型分解反应谱方法时, 对于不考虑扭转耦联振动影响的结构, 应按下列规定进行地震作用和作用效应的计算:

2 水平地震作用效应, 当相邻振型的周期比小于 0.85 时, 可按下式计算;

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (4.3.9-3)$$

式中 S ——水平地震作用标准值的效应;

S_j —— j 振型的水平地震作用标准值的效应 (弯矩、剪力、轴向力和位移等)。

采用平方和开方法 (SRSS) 是有条件的,《建筑抗震设计规范》5.2.2 条的“条文说明”指出:

5.2.2 (条文说明) 随机振动理论分析表明,当结构体系的振型密集、两个振型的周期接近时,振型之间的耦联明显。在阻尼比均为 0.05 的情况下,当相邻振型的周期比为 0.85 时,采用平方和开方 SRSS 方法进行振型组合的误差不大;而当周期比为 0.90 时,两个振型之间的互相影响不可忽略。这时,计算地震作用效应不能采用 SRSS 组合方法,而应采用完全平方根组合的 CQC 方法。

必须注意,应是先分别求出各振型的地震作用效应再以平方和开方法求得结构地震作用效应,而不是将各振型的地震作用先以平方和开方法进行组合地震作用随后计算其作用效应,两者的结果是不同的。因为在高振型中地震作用有正有负,经平方后,全为正值,故采用后一方法时,将夸大结构所受的地震作用效应。一般来说,各个振型在地震总反应中的贡献随着频率的增加而迅速缩减,故频率最低的几个振型往往控制着最大的反应。在实际计算中一般采用 2~3 个振型即可。考虑到周期较长的结构的各个自振频率较接近,故《建筑抗震设计规范》规定,当基本周期大于 1.5s 或房屋高宽比大于 5 时,振型个数应适当增加。

五、算例

【例 4.2.1】 单跨二层框架结构的水平地震作用计算

条件: 某二层钢筋混凝土框架,集中于楼盖和屋盖处的重力荷载代表值相等, $G_1 = G_2 = 1200\text{kN}$, $H_1 = 4\text{m}$, $H_2 = 8\text{m}$ 。自振周期 $T_1 = 1.028\text{s}$, $T_2 = 0.393\text{s}$, 第一振型、第二振型如图 4.2.12 所示。

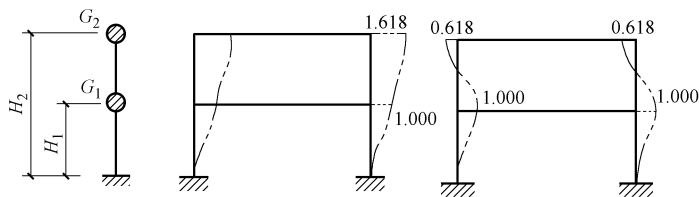


图 4.2.12

$$x_{11} = 1.000, x_{12} = 1.618, x_{21} = 1.000, x_{22} = -0.618$$

建筑场地为 II 类, 抗震设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第二组, 设计基本地震加速度为 $0.10g$ 。结构的阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

要求: 确定多遇水平地震作用 F_{ij} 并给出地震剪力图。

解答: (1) 第一震型的水平地震作用

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 当 II 类建筑场地, 设计地震分组为第二组时, 特征周期 $T_g = 0.4\text{s}$ 。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, 多遇地震, 7 度时, 设计基本地震加速度为 $0.1g$ 时, 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.08$ 。

按《建筑抗震设计规范》图 5.1.4 查得计算相应于第一振型自振周期 T_1 的地震影响系数

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.40}{1.028} \right)^{0.9} \times 0.08 = 0.034$$

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-2):

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n G_i x_{1i}}{\sum_{i=1}^n G_i x_{1i}^2} = \frac{1200 \times 1.0 + 1200 \times 1.618}{1200 \times 1.0^2 + 1200 \times 1.618^2} = 0.724$$

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-1) 得水平地震作用标准值 F_{1i} (图 4.2.13)。

$$F_{11} = \alpha_1 \gamma_1 x_{11} G_1 = 0.034 \times 0.724 \times 1.00 \times 1200 \text{ kN} = 29.54 \text{ kN}$$

$$F_{12} = \alpha_1 \gamma_1 x_{12} G_2 = 0.034 \times 0.724 \times 1.618 \times 1200 \text{ kN} = 47.8 \text{ kN}$$

(2) 第二振型的水平地震作用

因 $0.1 \text{ s} < T_2 = 0.393 \text{ s} < T_g = 0.40 \text{ s}$, 则 $\alpha_2 = \alpha_{\max}$

查《建筑抗震设计规范》图 5.1.4, 得 $\alpha_{\max} = 0.08$

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-2) 得:

$$\gamma_2 = \frac{\sum_{i=1}^n G_i x_{2i}}{\sum_{i=1}^n G_i x_{2i}^2} = \frac{1200 \times 1.000 + 1200 \times (-0.618)}{1200 \times 1.000^2 + 1200 \times (-0.618)^2} = 0.276$$

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-1) 得水平地震作用标准值 F_{2i} (图 4.2.14)。

$$F_{21} = 0.08 \times 0.276 \times 1.000 \times 1200 \text{ kN} = 26.5 \text{ kN}$$

$$F_{22} = 0.08 \times 0.276 \times (-0.618) \times 1200 \text{ kN} = -16.37 \text{ kN}$$

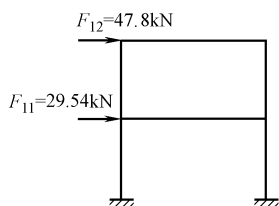


图 4.2.13 第一振型地震作用

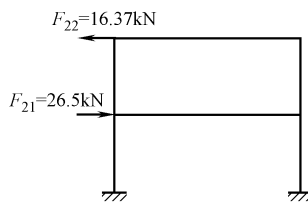


图 4.2.14 第二振型地震作用

(3) 绘制地震内力图

因两根柱的刚度相等, 故每根柱分担一半地震力。

第一振型 第 2 层每根柱承担的剪力 $V_{12} = \frac{47.8}{2} \text{ kN} = 23.90 \text{ kN}$

第 1 层每根柱承担的剪力 $V_{11} = \frac{29.54 + 47.8}{2} \text{ kN} = 38.67 \text{ kN}$

第二振型 第 2 层每根柱承担的剪力 $V_{22} = \frac{-16.37}{2} \text{ kN} = -8.19 \text{ kN}$

第 1 层每根柱承担的剪力 $V_{21} = \frac{-16.37 + 26.5}{2} \text{ kN} = 5.06 \text{ kN}$

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-3) 得:

组合地震剪力

$$\text{第 2 层 } V_2 = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_{j2}^2} = \sqrt{23.90^2 + (-8.19)^2} \text{ kN} = 25.26 \text{ kN}$$

$$\text{第 1 层 } V_1 = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_{j1}^2} = \sqrt{38.67^2 + 5.06^2} \text{ kN} = 39.00 \text{ kN}$$

查《建筑抗震设计规范》表 5.2.5, 得剪力系数 $\lambda = 0.016$ 。

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.5), 得楼层最小地震剪力

$$\text{第 2 层 } V_2^{\min} = 0.016 \times 1200 \text{ kN} = 19.2 \text{ kN}$$

$$\text{第 1 层 } V_1^{\min} = 0.016 \times 2 \times 1200 \text{ kN} = 38.4 \text{ kN}$$

$$\text{第 2 层 每根柱的最小地震剪力 } \frac{19.2}{2} \text{ kN} = 9.6 \text{ kN} < 25.26 \text{ kN}$$

$$\text{第 1 层 每根柱的最小地震剪力 } \frac{38.4}{2} \text{ kN} = 19.2 \text{ kN} < 39.00 \text{ kN}, \text{ 满}$$

足要求。

组合地震剪力图如图 4.2.15 所示。

【例 4.2.2】两跨三层框架结构的水平地震作用计算

条件: 图 4.2.16a 所示, 三层钢筋混凝土框架结构, 各部分尺寸见图 4.2.16a, 各楼层重力荷载代表值为 $G_1 = 1200 \text{ kN}$, $G_2 = 1000 \text{ kN}$, $G_3 = 650 \text{ kN}$, 场地土为 II 类, 设计地震分组为第二组, 设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 现已得前三个振型的自振周期为 $T_1 = 0.68 \text{ s}$, $T_2 = 0.24 \text{ s}$, $T_3 = 0.16 \text{ s}$, 振型分别如图 4.2.16c ~ e 所示。结构阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

要求: 按振型分解法求该框架结构的层间地震剪力标准值。

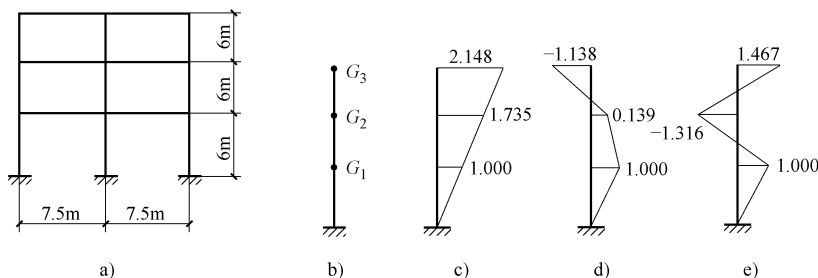


图 4.2.16

解答: (1) 计算各质点的水平地震作用

用振型分解法求水平地震作用, 按《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-1)、式 (5.2.2-2) 计算。

1) 各振型的地震影响系数。根据 II 类场地、第二组、8 度设防烈度、地震加速度为 $0.20g$, 由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1、表 5.1.4-2 查得 $T_g = 0.40 \text{ s}$, $\alpha_{\max} = 0.16$ 。

根据各振型的自振周期 T_i , 由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 地震影响系数曲线上查得三种振型下的地震影响系数:

$$\alpha_1 = (T_g/T_1)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.40}{0.68}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.10$$

$$\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_{\max} = 0.16$$

2) 各振型的参与系数。振型参与系数按《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-2) 计算, 则

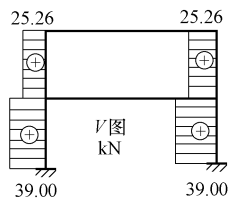


图 4.2.15 地震剪力图

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n X_{1i} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{1i}^2 G_i} = \frac{1.000 \times 1200 + 1.735 \times 1000 + 2.148 \times 650}{1.000^2 \times 1200 + 1.735^2 \times 1000 + 2.148^2 \times 650} = 0.601$$

$$\gamma_2 = 0.291$$

$$\gamma_3 = 0.193$$

3) 各质点的水平地震作用 F_{ji} , 按《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-1) 计算

$$F_{11} = \alpha_1 \gamma_1 X_{11} G_1 = 0.10 \times 0.601 \times 1.000 \times 1200 \text{ kN} = 72.12 \text{ kN}$$

$$F_{12} = 0.10 \times 0.601 \times 1.735 \times 1000 \text{ kN} = 104.27 \text{ kN}$$

$$F_{13} = 0.10 \times 0.601 \times 2.148 \times 650 \text{ kN} = 83.91 \text{ kN}$$

$$F_{21} = \alpha_2 \gamma_2 X_{21} G_1 = 0.16 \times 0.291 \times 1.000 \times 1200 \text{ kN} = 55.87 \text{ kN}$$

$$F_{22} = 0.16 \times 0.291 \times 0.139 \times 1000 \text{ kN} = 6.47 \text{ kN}$$

$$F_{23} = 0.16 \times 0.291 \times (-1.138) \times 650 \text{ kN} = -34.44 \text{ kN}$$

$$F_{31} = \alpha_3 \gamma_3 X_{31} G_1 = 0.16 \times 0.193 \times 1.000 \times 1200 \text{ kN} = 37.06 \text{ kN}$$

$$F_{32} = 0.16 \times 0.193 \times (-1.316) \times 1000 \text{ kN} = -40.64 \text{ kN}$$

$$F_{33} = 0.16 \times 0.193 \times 1.467 \times 650 \text{ kN} = 29.45 \text{ kN}$$

(2) 计算地震剪力

相应于前三个振型的剪力分布图如图 4.2.17a、b、c 所示。

楼层地震剪力按《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-3) 计算

$$\text{顶层 } V_3 = \sqrt{\sum_{j=1}^3 V_{j3}^2} = \sqrt{83.91^2 + (-34.44)^2 + 29.45^2} \text{ kN} = 95.36 \text{ kN}$$

$$\text{第二层 } V_2 = \sqrt{\sum_{j=1}^3 V_{j2}^2} = \sqrt{188.18^2 + (-27.97)^2 + (-11.19)^2} \text{ kN} = 190.58 \text{ kN}$$

$$\text{第一层 } V_1 = \sqrt{\sum_{j=1}^3 V_{j1}^2} = \sqrt{260.30^2 + 27.90^2 + 25.87^2} \text{ kN} = 263.07 \text{ kN}$$

根据计算结果, 可绘制出楼层地震剪力图, 如图 4.2.17d 所示。

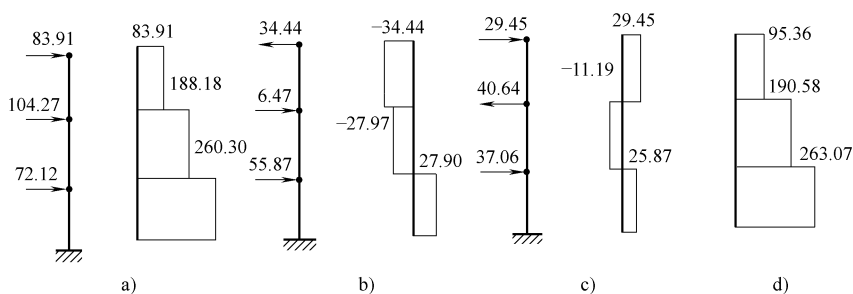


图 4.2.17

a) 第一振型 b) 第二振型 c) 第三振型 d) 地震剪力图

查《建筑抗震设计规范》表 5.2.5, 得剪力系数 $\lambda = 0.032$, 应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.5) 得楼层最小剪力:

$$V_3^{\min} = 0.032 \times 650 \text{ kN} = 20.8 \text{ kN} < 95.36 \text{ kN}$$

$$V_2^{\min} = 0.032 \times (650 + 1000) \text{ kN} = 52.8 \text{ kN} < 190.58 \text{ kN} \text{ 满足要求。}$$

$$V_1^{\min} = 0.032 \times (650 + 1000 + 1200) \text{ kN} = 91.2 \text{ kN} < 263.07 \text{ kN}$$

【例 4.2.3】 两跨四层框架结构的水平地震作用计算

条件: 已知四层钢筋混凝土框架, 各部分尺寸如图 4.2.18a 所示, 各楼层的重力荷载代表值为 $G_1 = 434 \text{ kN}$, $G_2 = 440 \text{ kN}$, $G_3 = 429 \text{ kN}$, $G_4 = 380 \text{ kN}$, 场地为 IV 类, 设防烈度为 7 度 ($0.10g$), 第一组。现已算得前两个振型的自振周期为 $T_1 = 0.381 \text{ s}$, $T_2 = 0.154 \text{ s}$, 振型如图 4.2.18c、d 所示。

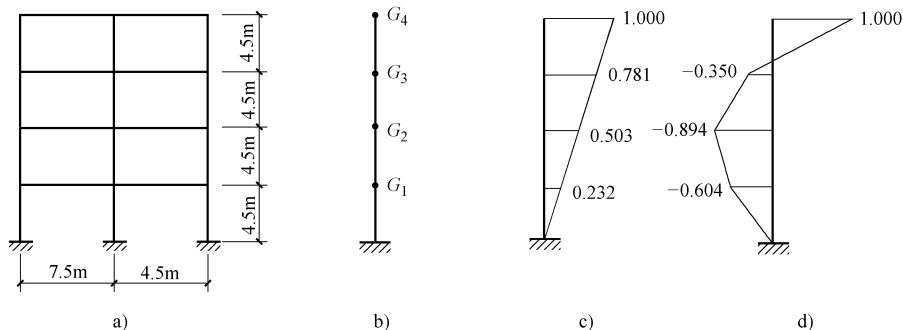


图 4.2.18 框架基本数据及振型图

a) 框架立面图 b) 重力荷载代表值 c) 第一振型 d) 第二振型

要求: 按振型分解法求该框架结构的层间地震剪力标准值。

解答: 7 度区不考虑竖向地震作用。

(1) 计算各质点的水平地震作用

1) 第一振型, 查得 $\alpha_{\max} = 0.08$, 特征周期值 $T_g = 0.65 \text{ s}$, 由于 $0.1 \text{ s} < T_1 = 0.381 \text{ s} < T_g$, 由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 可得 $\alpha_1 = \alpha_{\max} = 0.08$, 根据《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-2) 可得

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{\sum_{i=1}^n X_{1i} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{1i}^2 G_i} = \frac{0.232 \times 434 + 0.503 \times 440 + 0.781 \times 429 + 1 \times 380}{0.232^2 \times 434 + 0.503^2 \times 440 + 0.781^2 \times 429 + 1^2 \times 380} \\ &= \frac{1037.1}{776.4} = 1.335 \end{aligned}$$

第一振型各质点所受水平地震作用标准值:

$$F_{11} = \alpha_1 \gamma_1 X_{11} G_1 = 0.08 \times 1.335 \times 0.232 \times 434 \text{ kN} = 10.8 \text{ kN}$$

$$F_{12} = \alpha_1 \gamma_1 X_{12} G_2 = 0.08 \times 1.335 \times 0.503 \times 440 \text{ kN} = 23.6 \text{ kN}$$

$$F_{13} = \alpha_1 \gamma_1 X_{13} G_3 = 0.08 \times 1.335 \times 0.781 \times 429 \text{ kN} = 35.8 \text{ kN}$$

$$F_{14} = \alpha_1 \gamma_1 X_{14} G_4 = 0.08 \times 1.335 \times 1.0 \times 380 \text{ kN} = 40.6 \text{ kN}$$

2) 第二振型, 特征周期值 $T_g = 0.65 \text{ s}$, 由于 $0.1 \text{ s} < T_2 = 0.154 \text{ s} < T_g$, 由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 可得 $\alpha_2 = \alpha_{\max} = 0.08$, 根据《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-2) 可得:

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= \frac{\sum_{i=1}^n X_{2i} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{2i}^2 G_i} = \frac{-0.604 \times 434 - 0.894 \times 440 - 0.350 \times 429 + 1 \times 380}{(-0.604)^2 \times 434 + (-0.894)^2 \times 440 + (-0.350)^2 \times 429 + 1^2 \times 380} \\ &= \frac{-425.6}{942.5} = -0.452 \end{aligned}$$

第二振型各质点所受水平地震作用标准值:

$$F_{21} = \alpha_2 \gamma_2 X_{21} G_1 = 0.08 \times (-0.452) \times (-0.604) \times 434 \text{ kN} = 9.5 \text{ kN}$$

$$F_{22} = \alpha_2 \gamma_2 X_{22} G_2 = 0.08 \times (-0.452) \times (-0.894) \times 440 \text{ kN} = 14.2 \text{ kN}$$

$$F_{23} = \alpha_2 \gamma_2 X_{23} G_3 = 0.08 \times (-0.452) \times (-0.350) \times 429 \text{ kN} = 5.4 \text{ kN}$$

$$F_{24} = \alpha_2 \gamma_2 X_{24} G_4 = 0.08 \times (-0.452) \times 1.0 \times 380 \text{ kN} = -13.7 \text{ kN}$$

(2) 计算地震剪力标准值

第 j 振型各层剪力标准值按下式计算 (其中 i 为所求层号):

$$V_{ji} = \sum_{i=1}^n F_{ji}$$

按上式求得第一、二振型的剪力分布如图 4.2.19b、d 所示。

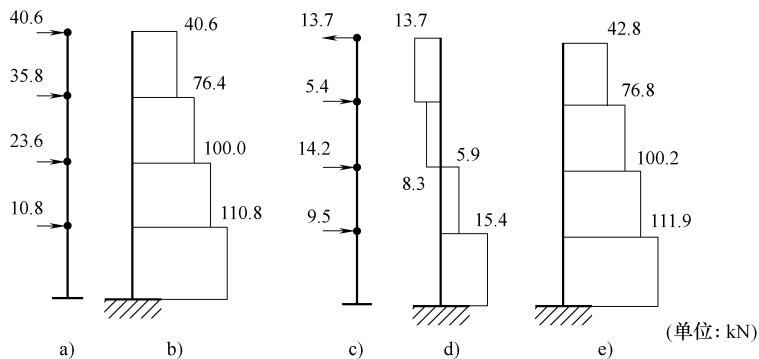


图 4.2.19 各层剪力标准值计算图 (单位: kN)

参照《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-3) 计算各层的层间剪力标准值 V_i (见图 4.2.19e)

$$V_1 = \sqrt{\sum_{j=1}^2 V_{j1}^2} = \sqrt{110.8^2 + 15.4^2} \text{ kN} = 111.9 \text{ kN}$$

$$V_2 = \sqrt{\sum_{j=1}^2 V_{j2}^2} = \sqrt{100.0^2 + 5.9^2} \text{ kN} = 100.2 \text{ kN}$$

$$V_3 = \sqrt{\sum_{j=1}^2 V_{j3}^2} = \sqrt{76.4^2 + (-8.3)^2} \text{kN} = 76.8 \text{kN}$$

$$V_4 = \sqrt{\sum_{j=1}^2 V_{j4}^2} = \sqrt{40.6^2 + (-13.7)^2} \text{kN} = 42.8 \text{kN}$$

各层的层间剪力标准值计算结果如图 4.2.19e 所示。

六、模拟考题

[4.2.1] 用振型分解法计算时, 设 M_1 、 M_2 、 M_3 分别为三个振型计算所得某截面的弯矩值, 则截面弯矩组合值应取 ()。

(A) $M = \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2}$

(B) $M = \sqrt{M_1^2 - M_2^2 + M_3^2}$

(C) $M = M_1 + M_2 + M_3$

(D) $M = M_1 - M_2 + M_3$

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.2 条的规定解答。

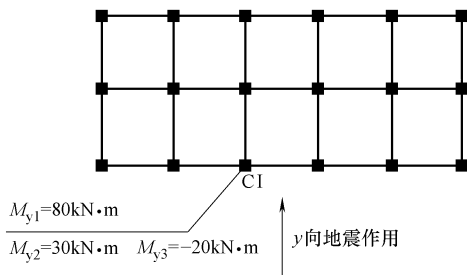


图 4.2.20

[4.2.2] 一幢 10 层的钢筋混凝土框架结

构, 其平面图如图 4.2.20 所示。该结构采用振型分解反应谱法计算 y 向水平地震作用 (不进行扭转耦联计算)。由此算得该框架结构中的框架柱 C1, 在第 6 层对应 3 个振型产生 3 个柱脚弯矩标准值, 即由第 1 振型算得柱脚弯矩标准值 $M_{y1} = 80 \text{kN} \cdot \text{m}$, 由第 2 振型算得 $M_{y2} = 30 \text{kN} \cdot \text{m}$, 由第 3 振型算得 $M_{y3} = -20 \text{kN} \cdot \text{m}$, 则这 3 个振型产生的柱脚组合弯矩标准值 M_{Ek} ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 应为 ()。

(A) 87.75

(B) 90

(C) 105

(D) 120

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-3) 计算其组合效应, 即

$$M_{\text{Ek}} = \sqrt{\sum_{j=1}^3 M_{yj}^2} = \sqrt{80^2 + 30^2 + (-20)^2} \text{kN} \cdot \text{m} = 87.75 \text{kN} \cdot \text{m}$$

[4.2.3] ~ [4.2.5] 某二层钢筋混凝土框架结构如图 4.2.21 所示, 框架梁刚度 $EI = \infty$, 建筑场地类别为 III 类, 抗震烈度为 8 度, 设计地震分组为第一组, 设计地震基本加速度为 $0.2g$, 阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

[4.2.3] 已知第一、二振型周期 $T_1 = 1.1 \text{s}$, $T_2 = 0.35 \text{s}$, 在多遇地震作用下对应第一、二振型地震影响系数 α_1 、 α_2 与 () 最接近?

(A) 0.07, 0.16

(B) 0.07, 0.12

(C) 0.08, 0.12

(D) 0.16, 0.07

答案: (A)

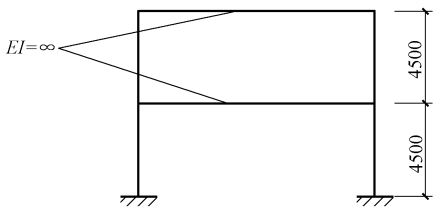


图 4.2.21

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 得 8 度、多遇地震下 $\alpha_{\text{max}} = 0.16$ 。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 得 III 类, 第一组 $T_g = 0.45 \text{s}$ 。

(1) $T_g = 0.45 \text{s} < T_1 = 1.1 \text{s} < 5T_g = 2.25 \text{s}$

位于曲线下降段, 取 $\gamma = 0.9$;

取阻尼调整系数 $\eta_2 = 1.0$;

应用《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 得:

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.45}{1.1} \right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.07$$

(2) $T_2 = 0.35s < T_g = 0.45s$, 位于曲线水平段

取阻尼调整系数 $\eta_2 = 1.0$;

由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 得

$$\alpha_2 = \eta_2 \alpha_{\max} = 1.0 \times 0.16 = 0.16$$

[4.2.4] 当用振型分解反应谱法计算时, 相应于第一、二振型水平地震作用下剪力标准值如图 4.2.22 所示。

问水平地震作用下 A 轴底层柱剪力标准值 $V(\text{kN})$ 与 () 最接近。

- (A) 42.0 (B) 48.2
(C) 50.6 (D) 58.01

答案: (C)

由图 4.2.22 可知 $V_1 = 50.0\text{kN}$, $V_2 = 8.0\text{kN}$

由《建筑抗震设计规范》式 (5.5.2-3) 得:

$$V_{\text{Ek}} = \sqrt{\sum V_j^2} = \sqrt{50.0^2 + 8.0^2} \text{kN} = 50.6\text{kN}$$

[4.2.5] 同上题, 上柱高 4.5m, 当用振型分解反应谱法计算时, 顶层柱顶弯矩标准值 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ 与 () 最接近。

- (A) 37.0 (B) 51.8 (C) 74.0 (D) 83.3

答案: (D)

由《建筑抗震设计规范》式 (5.5.2-3) 得:

$$\text{顶层柱剪力标准值 } V = \sqrt{35^2 + (-12)^2} \text{kN} = 37\text{kN}$$

因为框架梁的线刚度为 ∞ , 则顶层柱反弯点在柱中央。

$$\text{顶层柱顶弯矩标准值为: } M = V \frac{h}{2} = 37 \times \frac{4.5}{2} \text{kN} \cdot \text{m} = 83.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

[4.2.6] ~ [4.2.8] 图 4.2.23 表示一榀总高度为 12m 的钢筋混凝土框架, 抗震设防烈度为 8 度, $0.20g$, 抗震设计分组为二组, 建筑的场地类别为 III 类。已知框架各层层高如图 4.2.23a 所示。图 4.2.23b 所示的各层质点重力荷载代表值为 $G_1 = G_2 = G_3 = 1086\text{kN}$, $G_4 = 864\text{kN}$ 。框架的自振周期 $T_1 = 0.8s$, $T_2 = 0.28s$, $T_3 = 0.19s$, $T_4 = 0.15s$ 。框架的四个振型依次分别如图 4.2.23c ~ f 所示。

[4.2.6] 试计算相应于第一振型自振周期的地震影响系数 α_1 , 并指出其值与下列 () 选项最为接近。

- (A) 0.114 (B) 0.160 (C) 0.086 (D) 0.066

答案: (A)

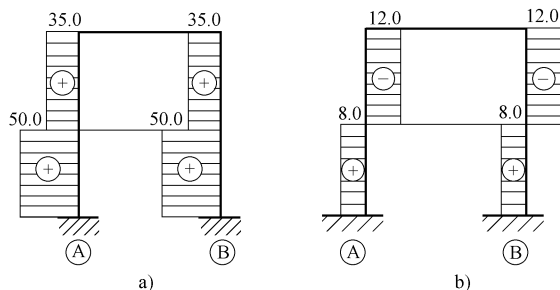


图 4.2.22 (单位: kN)

a) V_1 图 b) V_2 图

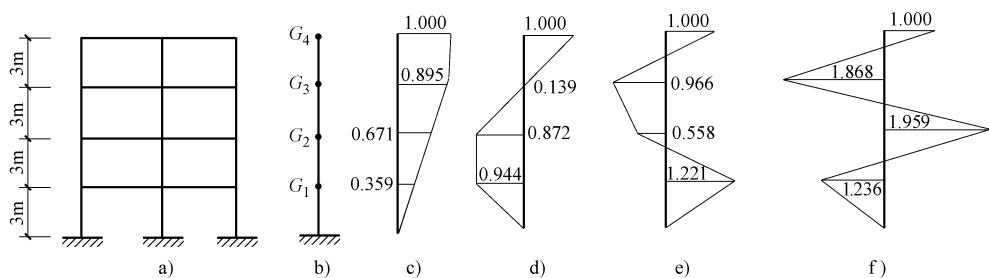


图 4.2.23

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 二组, III 类, $T_g = 0.55s$ 。

查表 5.1.4-1, 8 度, $0.20g$, $\alpha_{\max} = 0.16$ 。

混凝土结构, 阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

由《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-1), $\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} = 0.9$

由《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-3), $\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} = 1.0$

由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 知:

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.55}{0.8} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.114$$

[4.2.7] 试计算第三振型的参与系数 γ_3 , 并指出其值最接近 ()。

(A) -0.343 (B) 1.003 (C) 0.140 (D) 1.250

答案: (C)

由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-2):

$$\begin{aligned} \gamma_3 &= \sum_{i=1}^n X_{3i} G_i / \sum_{i=1}^n X_{3i}^2 G_i \\ &= \frac{1.221 \times 1086 - 0.558 \times 1086 - 0.966 \times 1086 + 1.0 \times 864}{(1.221^2 + 0.558^2 + 0.966^2) \times 1086 + 1.0^2 \times 864} \\ &= 0.140 \end{aligned}$$

[4.2.8] 已知第二振型的振型参与系数 $\gamma_2 = -0.355$, 相应于第二振型自振周期的地震影响系数 $\alpha_2 = 0.16$ 。试判定第二振型的基底剪力设计值 (kN) 与 () 最为接近。

(A) 53.79 (B) 70.68 (C) 219.72 (D) 167.08

答案: (B)

由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.2-1):

$$F_{2i} = \alpha_2 \gamma_2 X_{2i} G_i, \quad i = 1, 2, 3, 4$$

标准值

$$\begin{aligned} F_{2k} &= \sum_{i=1}^n F_{2i} = \alpha_2 \gamma_2 \sum_{i=1}^n X_{2i} G_i \\ &= 0.16 \times (-0.355) \times (-0.944 \times 1086 - 0.872 \times 1086 + 0.139 \times 1086 + 1 \times 864) \text{ kN} \\ &= 54.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

设计值

$$F_2 = \gamma_{\text{Eh}} F_{2k} = 1.3 \times 54.37 \text{kN} = 70.68 \text{kN}$$

第三节 扭转耦联振型分解法

一、平动扭转耦联振动

(一) 引起结构扭转反应的原因

震害资料表明,在某些情况下扭转作用成为导致结构破坏的主要因素。

引起结构扭转反应增大的原因,《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.3条的“条文说明”有专门的讲述。

4.3.3 主要是考虑结构地震动力反应过程中可能由于地面扭转运动、结构实际的刚度和质量分布相对于计算假定值的偏差,以及在弹塑性反应过程中各抗侧力结构刚度退化程度不同等原因引起的扭转反应增大。

1. 地面扭转运动 (外因)

实测强震记录表明:地震动是一种多维随机运动,地面运动存在着转动分量或地面各点的运动存在相位差,导致即使是对称结构也难免发生扭转。

2. 刚度和质量分布存在偏心 (内因)

结构自身不对称,结构平面质量中心与刚度中心不重合,存在偏心,导致水平地震下结构的扭转振动。

如①结构物的柱、墙体等抗侧力构件布置不对称。

②结构物的平面布置不对称,如I形、T形、Z形等形状。

③结构物的立面不对称或平面与立面均不对称。

④虽然结构物的刚度对称,但荷载不对称。

⑤结构各层质量中心与刚度中心重合,但不在一条直线上。

3. 弹塑性反应过程中抗侧力结构刚度退化

结构进入弹塑性阶段(各抗侧力结构进入塑性阶段在时间上有先后)刚度退化的程度有高低,均有一个发展、演变的过程,使结构的刚度中心在不断地改变,各层的偏心距不是固定不变的。

(二) “刚心”与“质心”

结构平面的“刚度中心”与“质量中心”简称“刚心”与“质心”。

图4.3.1为某框架结构的平面图。假定该房屋的楼盖在自身平面内的刚度为无限大,即绝对刚性,则当楼盖沿 y 方向平移单位距离时,会在每个方向的抗侧力构件中引起(抵)抗力,其抗力的大小与 y 方向抗侧力构件的侧移刚度成正比。由每个 y 方向抗侧力构件的抗力对原点 O 的力矩之和等于这些抗力的合力对 O 点的力矩,由此可得刚心 c 的位置。

$$x_x = \frac{\sum_{j=1}^n k_{yj} x_j}{\sum_{i=1}^n k_{yi}} \quad (4.3.1)$$

同理,当楼盖沿 x 方向平移单位距离时,可得:

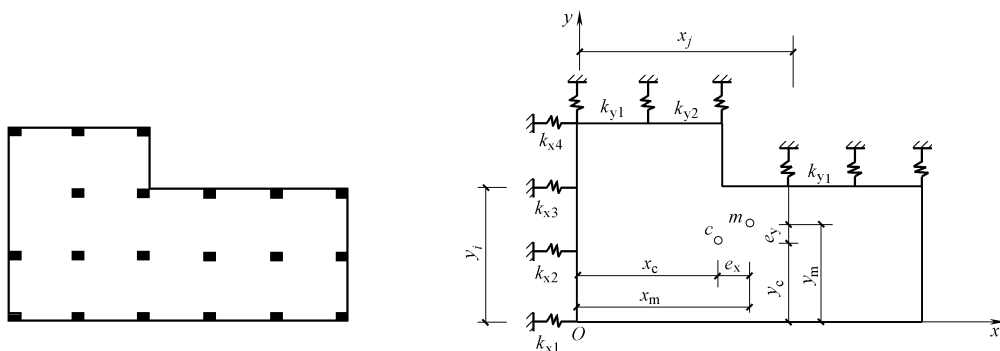


图 4.3.1 质心与刚心

$$y_x = \sum_{i=1}^n k_{yj} y_j / \sum_{i=1}^n k_{xj} \quad (4.3.2)$$

式中 x_j 、 y_j ——结构抗侧力构件的抗力合力的作用点的坐标，即结构的刚心坐标；

k_{xj} ——平行于 x 轴的第 j 排抗侧力构件的侧移刚度；

k_{yi} ——平行于 y 轴的第 j 排抗侧力构件的侧移刚度；

x_j ——坐标原点至第 j 排抗侧力构件的垂直距离；

y_i ——坐标原点至第 i 排抗侧力构件的垂直距离。

结构的质心就是地震惯性力合力作用点的位置，惯性力合力通过结构所有重力荷载的中心，因而，结构的质心就是结构的重心。设重心的坐标为 x_m 、 y_m ，则结构刚心与质心的距离称为偏心距，分别为

$$e_x = x_m - x_c \quad (4.3.3)$$

$$e_y = y_m - y_c \quad (4.3.4)$$

(三) 耦联振动

“耦联”就是指作用在给定侧移的某质点上的弹性恢复力不仅取决于这一质点上的位移，而且还取决于其他各质点的位移。

“耦联”又是指质点在需要两个以上的位移量（平动与扭转）方能表示体系运动状态时，一个方向的运动会引起另一方向的运动，则所对应的振动叫耦联振动。

非耦联是指平动与扭转分开考虑，在各自独立的坐标系里分析，互无关。

平动扭转耦联是指扭转和平动同时出现在一个振型中，这种振动的运动微分方程是一个方程组，每个振动质点的某一方向所对应的运动方程都包含其他方向的运动量。

(四) 计算简图

当考虑平扭耦联振动时，应按扭转耦联振型分解法计算地震作用及其效应。假定楼盖平面内刚度为无限大，将质量分别就近集中到各楼板平面上，则扭转耦联时的结构计算简图可简化为图 4.3.2a 所示的串联刚片系，而不是仅考虑平移振动时的串联质点系。

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.10 条指出：

4.3.10 考虑扭转影响的平面、竖向不规则结构，按扭转耦联振型分解法计算时，各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度。

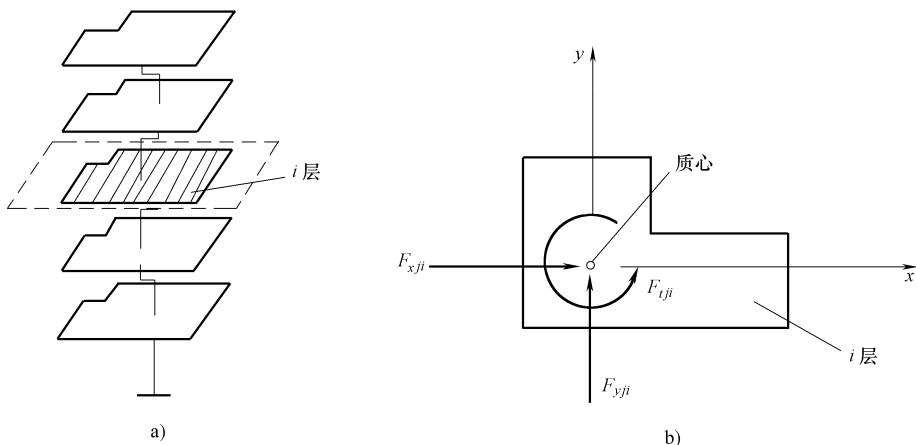


图 4.3.2 平扭耦合串联刚片模型及其地震作用

a) 串联刚片模型 b) 刚片上质心处地震作用

二、“试题”回顾

【试题 4.3.1】偶然偏心影响（2003 年）

对于质量和刚度均对称的高层结构进行地震作用分析时，下述何项意见正确？

- (A) 可不考虑偶然偏心影响
- (B) 考虑偶然偏心影响，结构总地震作用标准值应增大 5% ~ 30%
- (C) 采用振型分解反应谱法计算时考虑偶然偏心影响；采用底部剪力法时则不考虑
- (D) 计算双向地震作用时不考虑偶然偏心影响

【试题 4.3.2】偶然偏心影响（2007 年）

对高层混凝土结构进行地震作用分析时，下述何项说法是不正确的？

- (A) 采用底部剪力法计算地震作用时，可不考虑质量偶然偏心的不利影响
- (B) 考虑偶然偏心影响实际计算时，可将每层质心沿主轴的同一方向（正向或负向）偏移一定值
- (C) 计算单向地震作用时，应考虑偶然偏心影响
- (D) 计算双向地震作用时，可不考虑质量偶然偏心的影响

【试题 4.3.3】未进行扭转耦联计算规则框架边柱的轴压比（2007 年）

某规则框架，抗震等级为二级；梁 KL1 截面尺寸为 350mm × 900mm，边跨梁净跨 7.8m，柱 Z_1 、 Z_2 截面尺寸均为 800mm × 800mm。混凝土强度等级为 C30。边跨框架梁 KL1 荷载示意图，如图 4.3.3 所示。

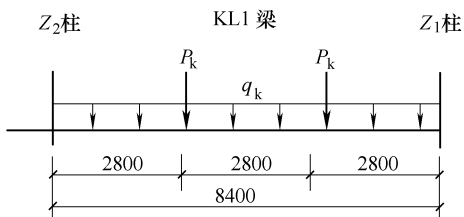


图 4.3.3

假定在进行结构整体分析计算时，未进行扭转耦联计算，且已知柱 Z_1 在永久荷载、楼面活

荷载（为民用建筑，无特殊库房）、水平地震作用下的轴力标准值，分别为 1900kN、540kN、±300kN，试问，该柱的轴压比与下列何项数值最为接近？

- (A) 0.33
- (B) 0.56
- (C) 0.68
- (D) 0.78

【试题 4.3.4】双向水平地震作用的扭转效应（2008 年）

抗震设防烈度为 7 度的某高层办公楼，采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构。当采用振型分解反应谱法计算时，在单向水平地震作用下某框架柱轴力标准值如下表所示：

单向水平地震作用方向	框架柱轴力标准值/kN	
	不进行扭转耦联计算时	进行扭转耦联计算时
x 向	4500	4000
y 向	4800	4200

试问，在考虑双向水平地震作用的扭转效应中，该框架柱轴力标准值（kN）应与下列何项数值最为接近？

- (A) 5365 (B) 5410 (C) 6100 (D) 6150

【试题 4.3.5】双向水平地震作用下考虑扭转影响（2010 年）

某钢筋混凝土框架-剪力墙结构为一般办公楼，地下 1 层，地上 20 层，房屋高度为 74.4m。该楼位于有密集建筑群的城市市区。

若该结构质量和刚度分布存在明显的不对称、不均匀，该房屋在仅考虑 X 向水平地震作用（考虑扭转影响）时，底层某框架柱下端截面计算所得的 X 向地震弯矩标准值 $M_{xxk} = 80\text{kN} \cdot \text{m}$ ；在仅考虑 Y 向水平地震作用（考虑扭转影响）时，该柱下端截面计算所得的 X 向地震弯矩标准值 $M_{xyk} = 60\text{kN} \cdot \text{m}$ 。试问，该柱在双向水平地震作用下考虑扭转影响的 X 向柱下端截面弯矩标准值 M_{xk} （kN·m），最接近于下列何项数值？

- (A) 87.8 (B) 90.7 (C) 94.9 (D) 100.0

【试题 4.3.6】结构楼层位移和层间位移控制值验算（2011 年）

根据《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）及《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3—2002），下列关于高层建筑混凝土结构抗震变形验算（弹性工作状态）的观点，哪一种相对准确？

- (A) 结构楼层位移和层间位移控制值验算时，采用 CQC 的效应组合，位移计算时不考虑偶然偏心影响；扭转位移比计算时，不采用各振型位移的 CQC 组合计算，位移计算时考虑偶然偏心的影响
- (B) 结构楼层位移和层间位移控制值验算以及扭转位移比计算时；均采用 CQC 的效应组合，位移计算时，均考虑偶然偏心影响
- (C) 结构楼层位移和层间位移控制值验算以及扭转位移比计算时；均采用 CQC 的效应组合，位移计算时，均不考虑偶然偏心影响
- (D) 结构楼层位移和层间位移控制值验算时，采用 CQC 的效应组合，位移计算时考虑偶然偏心影响；扭转位移比计算时，不采用 CQC 组合计算，位移计算时不考虑偶然偏心的影响

【试题 4.3.7】（2013 年二级）

某结构采用振型分解反应谱法进行多遇地震作用下的弹性分析，单向水平地震作用下不考虑偶然偏心影响的某框架柱轴力标准值：不考虑扭转耦联时 X 向地震作用下为 5800kN， Y

向地震作用下为 6500kN；考虑扭转耦联时 X 向地震作用下为 5300kN， Y 向地震作用下为 5700kN。试问，该框架柱考虑双向水平地震作用的轴力标准值（kN）与下列何项数值最为接近？

- (A) 7180 (B) 7260 (C) 8010 (D) 8160

三、《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定

1. 不考虑“平动扭转耦联振动”

《建筑抗震设计规范》5.2.2 条规定了不考虑“平动扭转耦联振动”的振型分析反应谱法，这就是本章第二节所讲述的内容。《建筑抗震设计规范》5.2.3 条 1 款进一步讨论了偶然偏心的影响问题。

《建筑抗震设计规范》规定：

5.2.3 水平地震作用下，建筑结构的扭转耦联地震效应应符合下列要求：

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

《建筑抗震设计规范》5.2.3 条的“条文说明”还指出两点：

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，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，应取后者以确保安全。但现阶段，偶然偏心与扭转二者不需要同时参与计算。

【例 4.3.1】边柱地震弯矩

条件：一幢 8 层现浇钢筋混凝土框架结构，为规则结构，在进行结构整体分析计算时，未进行扭转耦联计算。扭转刚度较大，在图 4.3.4 所示 y 方向水平地震作用下，第 5 层边柱 1 的水平地震剪力标准为 200kN，底层层高为 5.7m，其余各层均为 3.6m。

要求：求第 5 层边柱 1 的柱底地震弯矩设计值。

解答：8 层属于多层建筑，根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.3 条规定，柱 1 所在边榀框架与 y 方向平行，为短边方向，故：

$$V_{1k} = 1.15 \times 200\text{kN} = 230\text{kN}$$

$$M_{1k} = V_{1k} \frac{h}{2} = 230\text{kN} \times \frac{3.6}{2}\text{m} = 414\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = \gamma_{\text{Eh}} M_{1k} = 1.3 \times 414\text{kN} \cdot \text{m} = 538.2\text{kN} \cdot \text{m}$$

2. 单向水平地震作用下的扭转耦联效应

计算方法见《建筑抗震设计规范》规定：

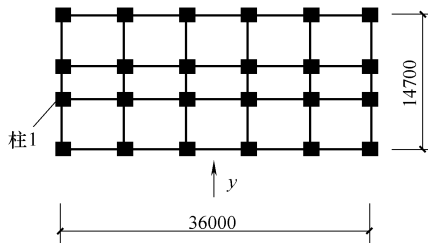


图 4.3.4

5.2.3 水平地震作用下, 建筑结构的扭转耦联地震效应应符合下列要求:

2 按扭转耦联振型分解法计算时, 各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角共三个自由度, 并按下列公式计算结构的地震作用和作用效应。确有依据时, 尚可采用简化计算方法确定地震作用效应。

1) j 振型 i 层的水平地震作用标准值, 应按下列公式确定:

$$\begin{aligned} F_{xji} &= \alpha_j \gamma_{ij} X_{ji} G_i \\ F_{yji} &= \alpha_j \gamma_{ij} Y_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \\ F_{tji} &= \alpha_j \gamma_{ij} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \end{aligned} \quad (5.2.3-1)$$

式中 F_{xji} 、 F_{yji} 、 F_{tji} —— j 振型 i 层的 x 方向、 y 方向和转角方向的地震作用标准值;

X_{ji} 、 Y_{ji} —— j 振型 i 层质心在 x 、 y 方向的水平相对位移;

φ_{ji} —— j 振型 i 层的相对扭转角;

r_i —— i 层转动半径, 可取 i 层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根;

γ_{ij} ——计入扭转的 j 振型的参与系数, 可按下列公式确定:

当仅取 x 方向地震作用时

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.2.3-2)$$

当仅取 y 方向地震作用时

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.2.3-3)$$

当取与 x 方向斜交的地震作用时,

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (5.2.3-4)$$

式中 γ_{xj} 、 γ_{yj} ——由式 (5.2.3-2)、式 (5.2.3-3) 求得的参与系数;

θ ——地震作用方向与 x 方向的夹角。

2) 单向水平地震作用下的扭转耦联效应, 可按下列公式确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (5.2.3-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8 \sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4 \zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4 (\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (5.2.3-6)$$

式中 S_{Ek} ——地震作用标准值的扭转效应;

S_j 、 S_k —— j 、 k 振型地震作用标准值的效应, 可取前 9 ~ 15 个振型;

ζ_j 、 ζ_k —— j 、 k 振型的阻尼比;

ρ_{jk} —— j 振型与 k 振型的耦联系数;

λ_T —— k 振型与 j 振型的自振周期比。

《建筑抗震设计规范》式 (5.2.3-5)、式 (5.2.3-6) 的正式名字是“完全方根组合法”、简称“CQC”。

3. 双向水平地震作用下的扭转耦联效应

根据强震观测记录的统计分析, 两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两个方向地震作用效应的组合。《建筑抗震设计规范》规定:

5.2.3 水平地震作用下, 建筑结构的扭转耦联地震效应应符合下列要求:

2 按扭转耦联振型分解法计算时, 各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角共三个自由度, 并应按下列公式计算结构的地震作用和作用效应。确有依据时, 尚可采用简化计算方法确定地震作用效应。

3) 双向水平地震作用下的扭转耦联效应, 可按下列公式中的较大值确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (5.2.3-7)$$

$$\text{或} \quad S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (5.2.3-8)$$

式中 S_x 、 S_y —— x 向、 y 向单向水平地震作用按式 (5.2.3-5) 计算的扭转效应。

【例 4.3.2】考虑扭转的地震作用效应

条件: 某高层混凝土建筑, 当仅考虑 x 向水平地震作用时的扭矩为 $4000\text{kN} \cdot \text{m}$, 当仅考虑 y 向水平地震作用时的扭矩为 $4200\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

要求: 考虑双向水平地震作用下的扭转地震作用效应。

解答: 由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.3-7)、式 (5.2.3-8):

$$T = \sqrt{T_x^2 + (0.85T_y)^2} = \sqrt{4000^2 + (0.85 \times 4200)^2} \text{kN} \cdot \text{m} = 5361.43 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T = \sqrt{T_y^2 + (0.85T_x)^2} = \sqrt{4200^2 + (0.85 \times 4000)^2} \text{kN} \cdot \text{m} = 5403.7 \text{kN} \cdot \text{m}$$

取大值为 $5403.7\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

【例 4.3.3】考虑扭转效应的柱底弯矩

条件: 某 28m 框架-剪力墙结构, 如图 4.3.5 所示, 该结构的质量和刚度存在明显的不对称, 考虑按双向地震作用的扭转效应进行计算。经计算第 3 层平面中的框架柱 C_1 , 当以 x 向单向水平地震作用的扭转效应计算, 其柱底弯矩标准值为 $M_{xk} = 80\text{kN} \cdot \text{m}$, 以 y 向单向地震作用的扭转效应计算, 其柱底弯矩标准值为 $M_{yk} = 70\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

要求: 求该柱柱底弯矩标准值。

解答: 应按扭转耦联型分解法计算。

根据《建筑抗震设计规范》式 (5.2.3-7)、式 (5.2.3-8):

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} = \sqrt{80^2 + (0.85 \times 70)^2} \text{kN} = 99.7 \text{kN}$$

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} = \sqrt{70^2 + (0.85 \times 80)^2} \text{kN} = 97.59 \text{kN}$$

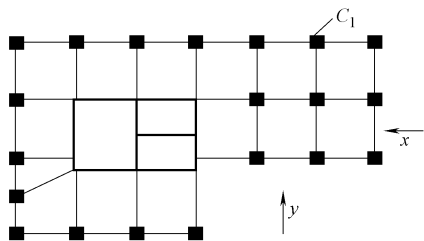


图 4.3.5

取较大值, $S_{\text{Ek}} = 99.7\text{kN}$ 。

4. 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定和《建筑抗震设计规范》规定是相同的。但偶然偏心的考虑是不同的。

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.3 条规定:

4.3.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按式采用:

$$e_i = \pm 0.05L_i \quad (4.3.3)$$

式中 e_i ——第 i 层质心偏移值 (m), 各楼层质心偏移方向相同;

L_i ——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物总长度 (m)。

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.3 条的“条文说明”还指出:

4.3.3 本条规定主要是考虑结构地震动力反应过程中可能由于地面扭转运动、结构实际的刚度和质量分布相对于计算假定值的偏差, 以及在弹塑性反应过程中各抗侧力结构刚度退化程度不同等原因引起的扭转反应增大; 特别是目前对地面运动扭转分量的强震实测记录很少, 地震作用计算中还不能考虑输入地面运动扭转分量。采用附加偶然偏心作用计算是一种实用方法。美国、新西兰和欧洲等抗震规范都规定计算地震作用时应考虑附加偶然偏心, 偶然偏心距的取值多为 0.051。对于平面规则 (包括对称) 的建筑物需附加偶然偏心; 对于平面布置不规则的结构, 除其自身已存在的偏心外, 还需附加偶然偏心。

本条规定直接取各层质量偶然偏心为 $0.05L_i$ (L_i 为垂直于地震作用方向的建筑物总长度) 来计算单向水平地震作用。实际计算时, 可将每层质心沿主轴的同一方向 (正向或负向) 偏移。

采用底部剪力法计算地震作用时, 也应考虑偶然偏心的不利影响。

当计算双向地震作用时, 可不考虑偶然偏心的影响, 但应与单向地震作用考虑偶然偏心的计算结果进行比较, 取不利的情况进行设计。

关于各楼层垂直于地震作用方向的建筑物总长度 L_i 的取值, 当楼层平面有局部突出时, 可按回转半径相等的原则, 简化为无局部突出的规则平面, 以近似确定垂直于地震计算方向的建筑物边长 L_i 。如图 3 所示平面, 当计算 y 向地震作用时, 若 b/B 及 h/H 均不大于 $1/4$, 可认为是局部突出; 此时用于确定偶然偏心的边长可近似按下式计算:

$$L_i = B + \frac{bh}{H} \left(1 + \frac{3b}{B} \right) \quad (4)$$

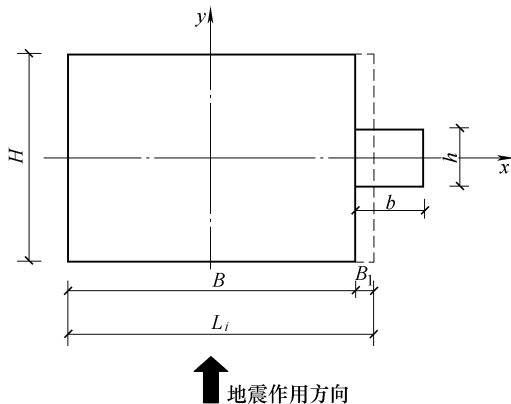


图 3 平面局部突出示例

四、模拟考题

[4.3.1] 下列关于扭转耦联效应的叙述中, () 是错误的。

- (A) 对质量和刚度分布明显不对称的结构, 应计入双向水平地震作用下的扭转影响
- (B) 对质量和刚度分布比较均匀的结构, 可以不考虑扭转耦联效应
- (C) 对任何结构的抗震设计, 都要考虑扭转耦联效应的措施
- (D) 采用底部剪力法计算地震作用的结构, 可以不进行扭转耦联计算, 但是对其平行于地震作用方向的边榀的地震效应, 应乘以增大系数

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.1 条的规定, 对质量和刚度明显不对称的结构, 应计入双向水平地震作用的扭转影响; 其他情况, 应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。可知 (B) 项错误, (A) 项和 (C) 项所述正确。

按《建筑抗震设计规范》第 5.2.3 条的规定, 规则结构不进行扭转耦联计算时, 平行于地震作用方向的两个边榀的地震作用效应乘以增大系数, (D) 项正确。

[4.3.2] 对位于 7 度抗震设防区、Ⅱ类建筑场地、110m 高, 房屋平面及其结构布置均匀、对称、规则, 且房屋质量和其结构的侧向刚度沿高度分布较均匀的丙类钢筋混凝土框架-剪力墙办公楼。在进行水平地震作用计算时, () 计算方法适合。

- (A) 可采用底部剪力法
- (B) 可采用不考虑扭转影响的振型分解反应谱法
- (C) 应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法
- (D) 应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法, 并用弹性时程分析法进行多遇地震作用下的补充计算

答案: (D)

现楼高 110m, 又是属弯剪型侧移曲线类型的框架-剪力墙结构, 根据《建筑抗震设计规范》5.1.2 条 1 款显然采用底部剪力法计算水平地震作用不合适。

该建筑质量和刚度分布较均匀、对称、规则, 沿高度分布也较均匀, 根据本条 2 款因而宜采用考虑偶然偏心影响的振型分解反应谱法计算。由于大楼位于 7 度抗震设防区, 且高度超过 100m, 根据本条 3 款已属需用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算范畴了。

[4.3.3] 题干见《试题 4.3.1》(2003 年)

答案: (D)

根据《高规》4.3.3 条条文说明, 当计算双向地震作用时, 可不考虑偶然偏心的影响, 但应与单向地震作用考虑偶然偏心的计算结果进行比较, 取不利的情况进行设计。

[4.3.4] 题干见《试题 4.3.2》(2007 年)

答案: (A)

根据《高规》4.3.3 条, 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。

[4.3.5] 题干见《试题 4.3.6》(2011 年)

答案: (A)

根据《抗规》3.4.4 条条文说明, 扭转位移比计算时, 楼层的位移不采用各振型位移的 CQC 组合计算, 按国外的规定明确改为取“给定的水平力”计算; 该水平力一般采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力, 并考虑偶然偏心。

30kN/m;中柱侧移刚度是边柱侧移刚度的 1.4 倍。此时,三层楼面横梁的支座弯矩设计值 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ 最接近于下列何项数值?

- (A) ± 350 (B) ± 435 (C) ± 460 (D) ± 550

〔试题 4.4.6〕~〔试题 4.4.9〕(2003 年)

某 6 层框架结构,如图 4.4.3 所示,设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度为 $0.20g$,设计地震分组为第二组,场地类别为 II 类,集中在屋盖和楼盖处的重力荷载代表值为 $G_6 = 4800\text{kN}$, $G_{2 \sim 5} = 6000\text{kN}$, $G_1 = 7800\text{kN}$ 。采用底部剪力法计算。

〔试题 4.4.6〕结构总水平地震作用标准值 (2003 年)

假定结构的基本自振周期 $T_1 = 0.7\text{s}$,结构阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。试问,结构总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}}(\text{kN})$ 与下列何项数值最为接近?

- (A) 1471 (B) 2942 (C) 1960 (D) 2351

〔试题 4.4.7〕顶部附加水平地震作用 (2003 年)

若该框架为钢筋混凝土结构,结构的基本自振周期 $T_1 = 0.8\text{s}$,总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}} = 3500\text{kN}$,试问作用于顶部附加水平地震作用 $\Delta F_6(\text{kN})$ 与下列何项数值最为接近?

- (A) 154 (B) 259 (C) 466 (D) 525

〔试题 4.4.8〕质点 5 的水平地震作用设计值 (2003 年)

若已知结构总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}} = 3150\text{kN}$,顶部附加水平地震作用 $\Delta F_6 = 256\text{kN}$,试问作用于 G_5 处的地震作用标准值 $F_5(\text{kN})$ 与下列何项数值最为接近?

- (A) 565 (B) 700 (C) 760 (D) 914

〔试题 4.4.9〕结构总水平地震作用标准值 (2003 年)

若该框架为钢结构,结构的基本自振周期 $T_1 = 1.4\text{s}$,结构阻尼比 $\zeta = 0.035$,其他数据不变,试问结构总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}}(\text{kN})$ 与下列何项数值最为接近?

- (A) 863 (B) 1002 (C) 2839 (D) 1726

〔试题 4.4.10〕顶部附加水平地震作用系数 (2005 年)

某多层钢筋混凝土框架结构,建筑场地类别为 I 类,抗震设防烈度为 8 度,设计地震分组为第二组。当采用底部剪力法计算多遇地震水平地震作用时,顶部附加水平地震作用标准值为 $\Delta F_n = \delta_n F_{\text{Ek}}$ 。当结构基本自振周期 $T_1 = 1.30\text{s}$ 时,试问,顶部附加水平地震作用系数 δ_n 应与以下何项数值最为接近?

- (A) 0.17 (B) 0.11 (C) 0.08 (D) 0.0

〔试题 4.4.11〕顶部附加水平地震作用 (2005 年)

某十一层办公楼采用现浇钢筋混凝土框架结构,竖向刚度比较均匀,如图 4.4.4 所示;其抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度为 $0.15g$,设计地震分组为第二组,丙类建筑, I 类场地。

假定结构基本自振周期 $T_1 = 1.1\text{s}$,相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数 $\alpha_1 = 0.018$,结构总重力荷载代表值 $G_E = 110000\text{kN}$ 。采用底部剪力法简化计算时,试问,主体结构顶层附加水平地震作用标准值 (kN),应与下列何项数值最为接近?

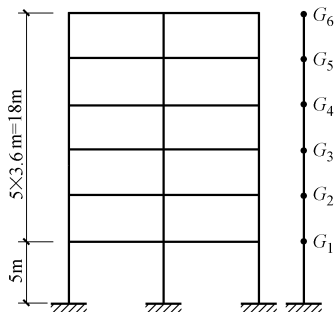


图 4.4.3

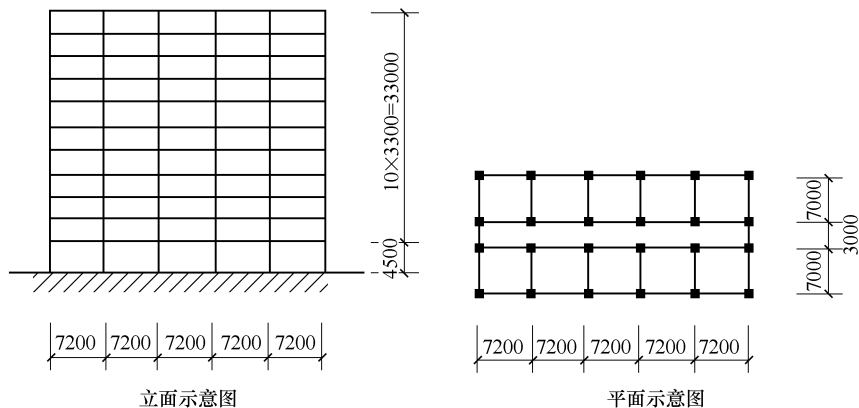


图 4.4.4

(A) 980

(B) 310

(C) 300

(D) 270

【试题 4.4.12】结构总水平地震作用标准值 (2007 年)

某 10 层钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 建筑高度为 38.8m, 为丙类建筑, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, III 类建筑场地, 设计地震分组为第一组。风荷载不起控制作用。在基本振型地震作用下, 框架部分承受的地震倾覆力矩小于结构总地震倾覆力矩的 50%。

各楼层重力荷载代表值 G_i 如图 4.4.5 所

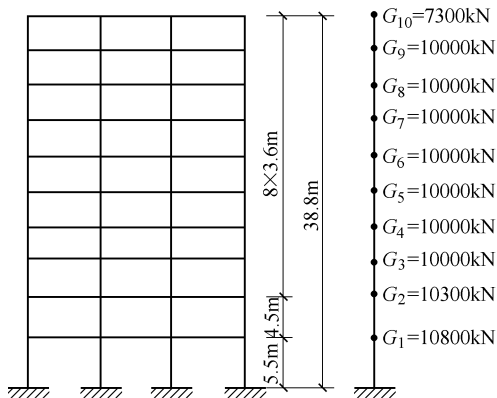


图 4.4.5

示, $G_E = \sum_{i=1}^{10} G_i = 98400\text{kN}$, 折减后结构基本

自振周期 $T_1 = 0.88\text{s}$ 。试问, 当近似按底部剪力法计算时, 所求得的结构底部总水平地震作用标准值 (kN), 应与下列何项数值最为接近?

(A) 7300

(B) 8600

(C) 11000

(D) 13000

【试题 4.4.13】第九层的水平地震作用设计值 (2003 年)

某 10 层现浇钢筋混凝土框架结构, 地下一层箱形基础顶为嵌固端, 房屋高度为 36.4m。首层层高为 4.0m, 2~10 层层高均为 3.6m。该房屋为丙类建筑, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 框架抗震等级为一级。

已知: 特征周期 $T_g = 0.35\text{s}$, 考虑非承重墙体的刚度, 折减后的结构基本自振周期 $T_1 = 1.0\text{s}$, 地震影响系数 $\alpha_1 = 0.0459$; 各层 (包括屋面层) 重力荷载代表值总和 $\sum G_i = 110310\text{kN} \cdot \text{m}$, 各层 (层顶质点) 重力荷载代表值 G_i 与该层质点计算高度 H_i 乘积之和 $\sum G_i H_i = 2161314\text{kN} \cdot \text{m}$, 第 9 层 (层顶质点) 的 $G_9 H_9 = 267940\text{kN} \cdot \text{m}$ 。当采用底部剪力法计算第 9 层 (层顶质点) 水平地震作用标准值 F_9 (kN) 时, 试问, 其值与下列何项数值最为接近?

提示: 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 (2008 年版) 作答。

(A) 405

(B) 455

(C) 490

(D) 535

【试题 4.4.14】 X 方向的总水平地震作用标准值 (2007 年)

云南省大理市某中学拟建一栋 6 层教学楼, 建筑场地类别为 II 类, 采用钢筋混凝土框架结构。已知各层层高均为 3.4m, 室内外地面高差 0.45m, 基础顶面标高 -1.1m。框架梁、柱主筋采用 HRB400 级 (Φ), 箍筋采用 HPB235 级 (Φ), 混凝土强度等级为 C30。

已知该结构 X 方向平动第一自振周期为 $T_1 = 0.56\text{s}$, 其各层重力荷载代表值如表 4.4.1 所示。当采用底部剪力法计算时, 试问, 该结构 X 方向的总水平地震作用标准值 F_{Ek} (kN), 与下列何项数值为接近?

- (A) 7100 (B) 9000 (C) 10900 (D) 11800

表 4.4.1

层号	1	2	3	4	5	6
重力荷载代表值/kN	14612.4	13666.0	13655.2	13655.2	13655.2	110117.8

【试题 4.4.15】顶部附加水平地震作用 (2010 年)

某 11 层办公楼, 无特殊库房, 采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 首层室内外地面高差 0.45m, 房屋高度 39.45m, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 丙类建筑, 抗震设防烈度为 9 度; 建于 II 类场地, 设计地震分组为第一组; 其标准层平面和剖面如图 4.4.6 所示。初步计算已知: 首层楼面永久荷载标准值为 12500kN, 其余各层楼面永久荷载标准值均为 12000kN, 屋面永久荷载标准值为 10500kN; 各楼层楼面活荷载标准值均为 2500kN, 屋面活荷载标准值为 650kN; 折减后的基本自振周期 $T_1 = 0.85\text{s}$ 。

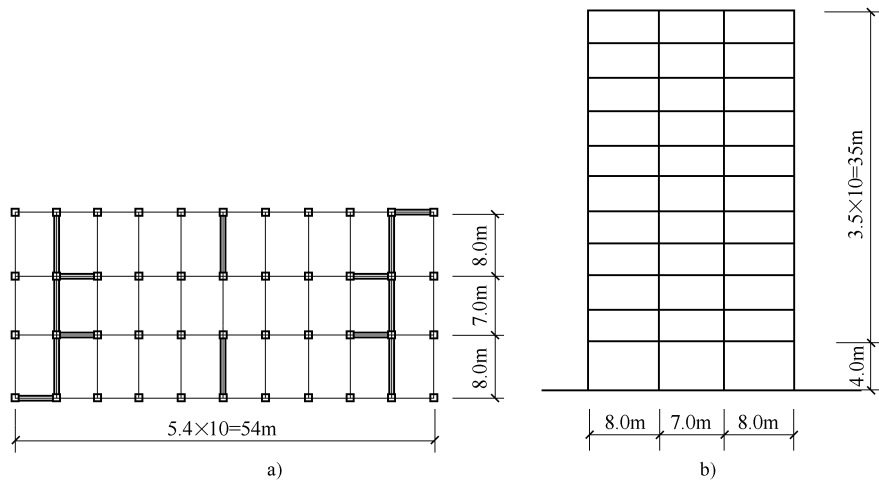


图 4.4.6

a) 平面示意图 b) 剖面示意图

试问, 采用底部剪力法进行方案比较时, 结构顶层附加地震作用标准值 (kN), 与下列何项数值最为接近?

提示: 相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数 $\alpha_1 = 0.144$ 。

- (A) 2430 (B) 2460 (C) 2550 (D) 2570

【试题 4.4.16】总水平地震作用标准值 (2011 年)

某四层现浇钢筋混凝土框架结构, 各层结构计算高度均为 6m, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 $0.15g$, 设计地震分组为第二组, 建筑场地类别为 II 类, 抗震设防类

别为重点设防类。假定, 考虑非承重墙影响的结构基本自振周期 $T_1 = 1.08\text{s}$, 各层重力荷载代表值均为 12.5kN/m^2 (按建筑面积 $37.5\text{m} \times 37.5\text{m}$ 计算)。试问, 按底部剪力法确定的多遇地震下的结构总水平地震作用标准值 F_{Ek} (kN) 与下列何项数值最为接近?

提示: 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 作答。

- (A) 2000 (B) 2700 (C) 2900 (D) 3400

〔试题 4.4.17〕 ~ 〔试题 4.4.18〕 砌体结构地震作用计算 (2012 年一级)

某五层砌体结构办公楼, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 $0.15g$ 。各层层高及计算高度均为 3.6m , 采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖。砌体施工质量控制等级为 B 级, 结构安全等级为二级。

〔试题 4.4.17〕 已知各种荷载 (标准值): 屋面恒载总重为 1800kN , 屋面活荷载总重 150kN , 屋面雪荷载总重 100kN ; 每层楼层恒载总重为 1600kN , 按等效均布荷载计算的每层楼面活荷载为 600kN ; 2~5 层每层墙体总重为 2100kN , 女儿墙总重为 400kN 。采用底部剪力法对结构进行水平地震作用计算。试问, 总水平地震作用标准值 F_{Ek} (kN), 应与下列何项数值最为接近?

提示: 楼层重力荷载代表值计算时, 集中于质点 G_1 的墙体荷载按 2100kN 计算。

- (A) 1680 (B) 1970 (C) 2150 (D) 2300

〔试题 4.4.18〕 采用底部剪力法对结构进行水平地震作用计算时, 假设重力荷载代表值 $G_1 = G_2 = G_3 = G_4 = 5000\text{kN}$ 、 $G_5 = 4000\text{kN}$ 。若总水平地震作用标准值为 F_{Ek} , 截面抗震验算仅计算水平地震作用。试问, 第二层的水平地震剪力设计值 V_2 (kN) 应与下列何项数值最为接近?

- (A) $0.8F_{\text{Ek}}$ (B) $0.9F_{\text{Ek}}$ (C) $1.1F_{\text{Ek}}$ (D) $1.2F_{\text{Ek}}$

二、《规范》规定

(一) 适用范围

多自由度体系按振型分解法求解地震反应能够取得比较精确的结果, 但需要计算结构体系的自振频率和振型, 运算过程较为冗繁。为了简化计算, 《规范》规定在一定条件下可以采用较为简单的“底部剪力法”。

《建筑抗震设计规范》规定:

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算, 应采用下列方法:

1 高度不超过 40m 、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构, 以及近似于单质点体系的结构, 可采用底部剪力法等简化方法。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

4.3.4 高层建筑结构应根据不同情况, 分别采用下列地震作用计算方法:

2 高度不超过 40m 、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的高层建筑结构, 可采用底部剪力法。

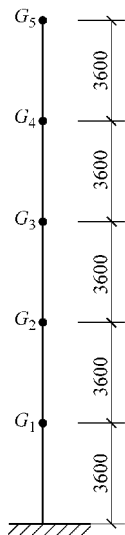


图 4.4.7

【例 4.4.1】 高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的高层建筑结构地震作用计算时应采用下列何种方法以体现不同结构采用不同分析方法的原则？

- (A) 时程分析法 (B) 振型分解反应谱法
(C) 底部剪力法
(D) 先用振型分解反应谱法计算，再以时程分析法作补充计算

答案：(C)

根据《建筑结构抗震设计规范》5.1.2 条可知。

(二) 结构底部剪力

理论分析表明，在满足“高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构”的前提下，多层结构在地震作用下的振动以基本振型为主，基本振型接近一条斜直线（图 4.4.8b）。这样就可以仅考虑基本振型，先算出作用于结构的总水平地震作用，即作用于结构底部的剪力，然后将此总水平地震作用按某一规律分配给各个质点。

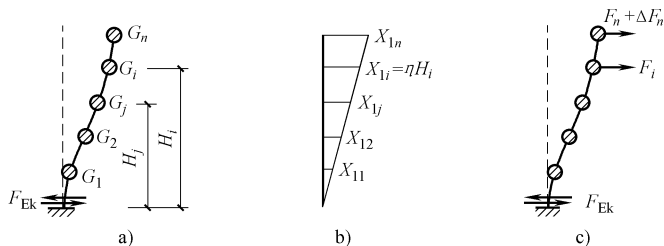


图 4.4.8 底部剪力法

a) 计算简图 b) 基本振型 c) 质点地震作用

由振型分解反应谱法， j 振型 i 质点水平地震作用为

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i$$

j 振型结构底部剪力 V_j 等于各质点水平地震作用之和，即

$$V_j = \sum_{i=1}^n F_{ji} = \sum_{i=1}^n \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (4.4.1)$$

将上式改写成

$$V_j = \alpha_1 G \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_j}{\alpha_1} \gamma_j X_{ji} \frac{G_i}{G} \quad (4.4.2)$$

结构的总水平地震作用，即结构底部剪力值应为

$$F_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_j^2} = \alpha_1 G \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\sum_{i=1}^n \frac{\alpha_j}{\alpha_1} \gamma_j X_{ji} \frac{G_i}{G} \right)^2} \quad (4.4.3)$$

令 $C = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\sum_{i=1}^n \frac{\alpha_j}{\alpha_1} \gamma_j X_{ji} \frac{G_i}{G} \right)^2}$ ， $G_{eq} = CG$ ，则上式可写成

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (4.4.4)$$

式中 C ——等效总重力荷载换算系数，根据底部剪力相等的原则，把多质点体系用一个与其基本周期相同的单质点体系来代替。对于单质点体系， $C=1$ ；对于无穷多质点体系， $C=0.75$ ，对于一般多质点体系，《建筑抗震设计规范》5.2.1 条规定可取 $C=0.85$ ；

G ——结构总重力荷载代表值, $G = \sum G_i$, G_i 为质点 i 的重力荷载代表值;

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值, 对于多质点体系 $G_{eq} = 0.85 \sum G_i$;

F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值, 即结构底部剪力标准值;

α_1 ——相应于结构基本周期的水平地震影响系数。

《建筑抗震设计规范》规定:

5.2.1 采用底部剪力法时, 各楼层可仅取一个自由度, 结构的水平地震作用标准值, 应按下列公式确定 (图 5.2.1):

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (5.2.1-1)$$

式中 F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值;

α_1 ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值, 应按本规范第 5.1.4 条、第 5.1.5 条确定, 多层砌体房屋、底部框架砌体房屋, 宜取水平地震影响系数的最大值;

G_{eq} ——结构等效总重力荷载, 单质点应取总重力荷载代表值, 多质点可取总重力荷载代表值的 85%。

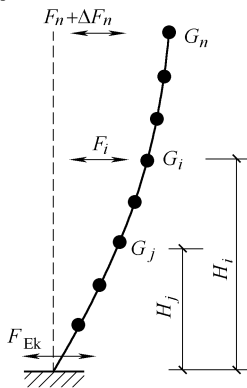


图 5.2.1 结构水平地震作用计算简图

《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定:

C.0.1 采用底部剪力法计算高层建筑结构的水平地震作用时, 各楼层在计算方向可仅考虑一个自由度 (图 C), 并应符合下列规定:

1 结构总水平地震作用标准值应按下列公式计算:

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (C.0.1-1)$$

$$G_{eq} = 0.85 G_E \quad (C.0.1-2)$$

式中 F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值;

α_1 ——相应于结构基本自振周期 T_1 的水平地震影响系数, 应按本规程第 4.3.8 条确定; 结构基本自振周期 T_1 可按本附录 C.0.2 条近似计算, 并应考虑非承重墙体的影响予以折减;

G_{eq} ——计算地震作用时, 结构等效总重力荷载代表值;

G_E ——计算地震作用时，结构总重力荷载代表值，应取各质点重力荷载代表值之和。

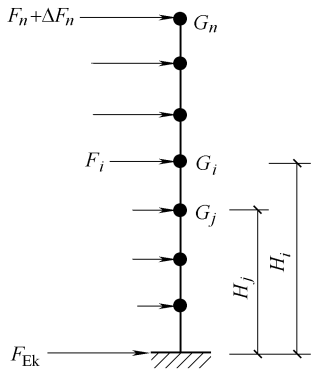


图 C 底部剪力法计算示意

(三) 高振型影响的调整

基于基本周期 T_1 的“底部剪力法”适用于基本周期 $T_1 \leq 1.4T_g$ 的结构，当 $T_1 > 1.4T_g$ 时，由于高振型的影响需要调整，《规范》给出的方法是将结构总地震作用中的一部分作为集中力作用于结构顶部，附加集中水平作用 ΔF_n 的计算见《规范》的规定。

《建筑抗震设计规范》规定：

5.2.1

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \tag{5.2.1-3}$$

式中 F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

δ_n ——顶部附加地震作用系数，多层钢筋混凝土和钢结构房屋可按表 5.2.1 采用，其他房屋可采用 0.0；

ΔF_n ——顶部附加水平地震作用。

表 5.2.1 顶部附加地震作用系数

T_g/s	$T_1 > 1.4T_g$	$T_1 \leq 1.4T_g$
$T_g \leq 0.35$	$0.08T_1 + 0.07$	0.0
$0.35 < T_g \leq 0.55$	$0.08T_1 + 0.01$	
$T_g > 0.55$	$0.08T_1 - 0.02$	

注： T_1 为结构基本自振周期。

《高层建筑混凝土结构技术规程》C.0.1 条 1 款规定：

3 主体结构顶层附加水平地震作用标准值可按下式计算：

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \tag{C.0.1-4}$$

式中 ΔF_n ——主体结构顶层附加水平地震作用标准值。

δ_n ——顶部附加地震作用系数，可按表 C.0.1 采用。

表 C.0.1 顶部附加地震作用系数 δ_n

T_g/s	$T_1 > 1.4T_g$	$T_1 \leq 1.4T_g$
不大于 0.35	$0.08T_1 + 0.07$	不考虑
大于 0.35 但不大于 0.55	$0.08T_1 + 0.01$	
大于 0.55	$0.08T_1 - 0.02$	

注：1. T_g 为场地特征周期。

2. T_1 为结构基本自振周期，可按本附录第 C.0.2 条计算，也可采用根据实测数据并考虑地震作用影响的其他方法计算。

应注意的是这两本《规范》的顶部附加地震作用系数 δ_n 在取值上并不完全一致。所以多层钢筋混凝土房屋要查《建筑抗震设计规范》表 5.2.1，高层钢筋混凝土房屋要查《高层建筑混凝土结构技术规程》表 C.0.1。

(四) 质点的地震作用

求得结构的总水平地震作用后，可将它分配到各个质点，以求出各质点的地震作用。结构振动仅考虑基本振型，基本振型取为倒三角形（图 4.4.8b），质点相对位移 X_{li} 与质点高度 H_i 成正比，设 η 为比例常数，则 $X_{li} = \eta H_i$ ，得

$$F_i = F_{li} = \alpha_1 \gamma_1 X_{li} G_i = \alpha_1 \gamma_1 \eta H_i G_i \quad (4.4.5)$$

结构底部剪力等于各质点水平地震作用之和

$$F_{Ek} = \sum_{i=1}^n F_i = \alpha_1 \gamma_1 \eta \sum_{i=1}^n H_i G_i \quad (4.4.6)$$

因只考虑第一振型所以 $F_{li} = F_i$ ，振型无需表示。为区别某一质点 i 的地震作用 F_i 与涉及各质点求和时要用到各质点的下标，故用 j 表示，如 G_j 、 H_j 等。此处以 j 表示质点，变换上式可得

$$\alpha_1 \gamma_1 \eta = \frac{F_{Ek}}{\sum_{i=1}^n H_i G_i} \quad (4.4.7)$$

将式 (4.4.7) 代入式 (4.4.5)，得

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} \quad (4.4.8)$$

《建筑抗震设计规范》规定：

5.2.1 采用底部剪力法时，各楼层可仅取一个自由度，结构的水平地震作用标准值，应按下列公式确定（图 5.2.1）：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5.2.1-2)$$

式中 F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值；

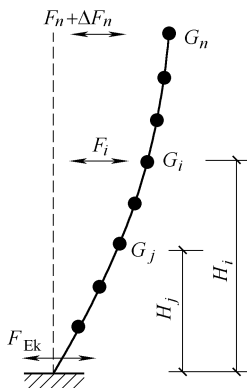


图 5.2.1 结构水平地震作用计算简图

G_i 、 G_j ——集中于质点 i 、 j 的重力荷载代表值，应按本规范第 5.1.3 条确定；

H_i 、 H_j ——质点 i 、 j 的计算高度；

δ_n ——顶部附加地震作用系数，多层钢筋混凝土和钢结构房屋可按表 5.2.1 采用，其他房屋可采用 0.0；

ΔF_n ——顶部附加水平地震作用。

《高层建筑混凝土结构技术规程》C.0.1 条 2 款规定：

2 质点 i 的水平地震作用标准值可按下式计算：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

(C.0.1-3)

式中 F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值；

G_i 、 G_j ——集中于质点 i 、 j 的重力荷载代表值，应按本规程第 4.3.6 条的规定确定；

H_i 、 H_j ——质点 i 、 j 的计算高度；

δ_n ——顶部附加地震作用系数，可按表 C.0.1 采用。

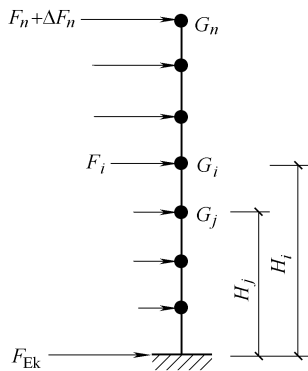


图 C 底部剪力法计算示意

(五) 上部结构在基底的嵌固部位

上部结构的嵌固部位应依据上部结构体系及地下室结构类型等因素分不同情况确定。

对多、高层钢筋混凝土结构，当有地下室时，地下室周边的墙外侧土体对地下室有很强的约束，被动土压力和土对墙体的摩擦力也都限制了地下室的侧向位移，当结构满足《建筑抗震设计规范》以下规定的条件时，地下室顶板可被确定为上部结构的嵌固部位。

6.1.14 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，应符合下列要求：

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

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

对钢筋混凝土结构，当没有地下室时，基础顶面即为上部结构的嵌固部位。

三、算例

【例 4.4.2】 单层单跨框架结构的水平地震作用计算

条件：单层钢筋混凝土框架计算简图如图 4.4.9a 所示。集中于屋盖处的重力荷载代表值 $G = 1200\text{kN}$ （图 4.4.9b）。梁的抗弯刚度 $EI = \infty$ ，柱的截面尺寸为 $b \times h = 350\text{mm} \times 350\text{mm}$ ，采用 C20 的混凝土，结构的阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。Ⅱ类场地，设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 $0.10g$ ，建筑所在地区的设计地震分组为第二组。结构自振周期 $T = 0.88\text{s}$ 。

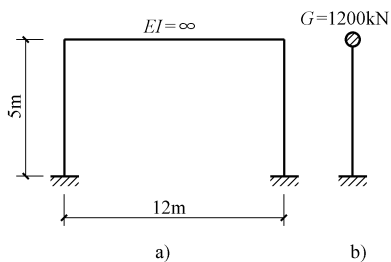


图 4.4.9

要求：确定在多遇地震作用下框架的水平地震作用标准值。

解答：查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 得当抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 $0.10g$ ，多遇地震时， $\alpha_{\max} = 0.08$ ；当Ⅱ类场地，设计地震分组为第二组时，查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2，取 $T_g = 0.40\text{s}$ 。

因阻尼比 $\zeta = 0.05$ ，根据《建筑抗震设计规范》5.1.5 条第 1 款取阻尼调整系数 $\eta_2 = 1$ 。

根据《建筑抗震设计规范》5.2.1 条规定，对单质点取 $G_{\text{eq}} = G = 1200\text{kN}$ 。

因为 $T_g = 0.40\text{s} < T = 0.88\text{s} < 5T_g = 5 \times 0.40 = 2\text{s}$ ，故按《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 的曲线计算地震影响系数时取 $\alpha = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{\gamma} \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{0.9} \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.40}{0.88}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.08 = 0.039$

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-1) 计算水平地震作用标准值

$$F_{\text{Ek}} = \alpha G_{\text{eq}} = 0.039 \times 1200\text{kN} = 46.80\text{kN}$$

【例 4.4.3】 两跨不等高单层厂房结构的水平地震作用计算

条件：北京市区有幢两跨不等高单层厂房，其结构简图和基本数据如图 4.4.10 所示，厂房位于Ⅲ类场地，基本自振周期 $T_1 = 0.6\text{s}$ 。

要求：用底部剪力法计算排架的横向地震作用。

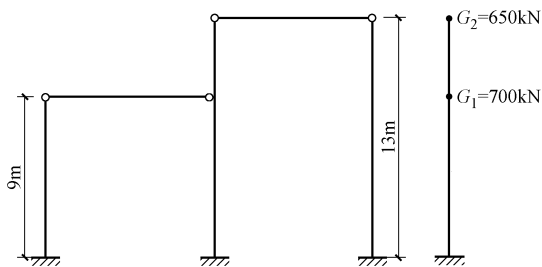


图 4.4.10

解答: (1) 根据《建筑抗震设计规范》第 A.0.1 条第 1 款的规定:

抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$ 。

设计场地分组为第一组。

(2) 查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 得水平地震影响系数 α 最大值为 0.16。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 得特征周期值 $T_g = 0.45s$ 。

(3) 根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.5 条第 1 款的规定, 取阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-1) 得衰减指数 $\gamma = 0.9$ 。

应用《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-2) 得阻尼调整系数 $\eta_2 = 1$ 。

(4) 根据《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 的规定, 地震影响系数

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.45}{0.6} \right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.124$$

(5) 根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.1 条结构等效总重力荷载

$$G_{eq} = 0.85 G_E = 0.85 \times (650 + 700) \text{ kN} = 1148 \text{ kN}$$

(6) 应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-1) 得水平地震作用标准值

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.124 \times 1148 \text{ kN} = 142 \text{ kN}$$

(7) 根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.1 条的规定, 其他房屋的顶部附加地震作用系数 $\delta_n = 0.0$ 。

(8) 应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-1) 得

$$F_1 = \frac{G_1 H_1}{G_1 H_1 + G_2 H_2} F_{Ek} (1 - \delta_n) = \frac{700 \times 9}{700 \times 9 + 650 \times 13} \times 142 \times (1 - 0) \text{ kN} = 61 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{G_2 H_2}{G_1 H_1 + G_2 H_2} F_{Ek} (1 - \delta_n) = \frac{650 \times 13}{700 \times 9 + 650 \times 13} \times 142 \times (1 - 0) \text{ kN} = 81 \text{ kN}$$

【例 4.4.4】 四层框架结构的水平地震作用计算

条件: 四层钢筋混凝土框架结构, 建造于基本烈度为 8 度区, 场地为 II 类, 设计地震分组为第三组, 结构层高和各层重力代表值如图 4.4.11 所示, 取一榀典型框架进行分析, 结构的基本周期为 $0.56s$ 。

要求: 求各层水平地震作用标准值。

解答: 结构总水平地震作用标准值为

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max}, \text{查表得 } T_g = 0.35s, \alpha_{\max} = 0.16$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{0.35}{0.56} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.1048$$

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} 0.85 \sum G_i$$

$$= 0.1048 \times 0.85 \times (831.6 + 1039.5 \times 2 + 1122.7) \text{ kN}$$

$$= 0.1048 \times 0.85 \times 4033.3 \text{ kN} = 359.3 \text{ kN}$$

由于 $T_1 > 1.4 \times 0.35s = 0.49s$, 所以应考虑顶部附加水平地震作用, δ_n 和 ΔF_n 为

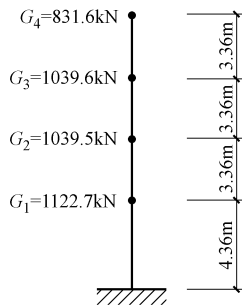


图 4.4.11

$$\delta_n = 0.08T_1 + 0.07 = 0.08 \times 0.56 + 0.07 = 0.115$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.115 \times 359.3 \text{ kN} = 41.25 \text{ kN}$$

各层水平地震作用标准值 F_i 用下式计算, 计算结果列于表 4.4.2 中。

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \delta_n) F_{Ek}$$

表 4.4.2 各层地震作用标准值

层数	G_i/kN	H_i/m	$G_i H_i / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \delta_n) F_{Ek} / \text{kN}$
4	831.6	14.44	12008.3	146 (104.7 + 41.25)
3	1039.5	11.08	11517.7	100.4
2	1039.5	7.72	8024.9	70.0
1	1122.7	4.36	4895.0	42.7
Σ	4033.3		36445.9	359.1

四、模拟考题

[4.4.1] 计算地震作用时, 重力荷载代表值应取 ()。

- (A) 结构和构配件自重标准值 (B) 各可变荷载组合值
(C) (A) + (B) (D) (A) 或 (B)

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.3 条的规定解答。

[4.4.2] 某多层钢筋混凝土框架结构, 建筑场地类别为 I_1 类, 抗震设防烈度为 8 度, 设计地震分组为第二组。试问, 计算罕遇地震作用时的特征周期 $T_g(\text{s})$ 应取 ()。

- (A) 0.30 (B) 0.35 (C) 0.40 (D) 0.45

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.4 条及表 5.1.4-2, 建筑场地类别为 I_1 类, 设计地震分组为第二组时, 特征周期为 0.30s, 计算 8 度罕遇地震作用时, 特征周期还应增加 0.05s, 即: $T_g = 0.30\text{s} + 0.05\text{s} = 0.35\text{s}$ 。

[4.4.3] 当采用底部剪力法计算多遇地震水平地震作用时, 特征周期 $T_g = 0.30\text{s}$, 顶部附加水平地震作用标准值为 $\Delta F_n = \delta_n F_{Ek}$, 当结构基本自振周期 $T_1 = 1.30\text{s}$ 时, 顶部附加水平地震作用系数 δ_n 应与 () 最为接近。

- (A) 0.17 (B) 0.11 (C) 0.08 (D) 0.0

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》表 5.2.1:

$$T_1 = 1.30\text{s} > 1.4T_g = 1.4 \times 0.30\text{s} = 0.42\text{s}$$

$$\delta_n = 0.08T_1 + 0.07 = 0.08 \times 1.30 + 0.07 = 0.174$$

[4.4.4] 某框架结构的基本自振周期 $T_1 = 1.0\text{s}$, 结构总重力荷载代表值 $G_E = 40000\text{kN}$, 设计地震基本加速度 $0.30g$, 设计地震分组为第二组, I_1 类场地, 8 度设防。按底部剪力法计算的多遇地震作用下结构总水平地震作用标准值 $F_{Ek}(\text{kN})$ 与 () 最接近。

- (A) 2165 (B) 3250 (C) 2761 (D) 1891

答案: (C)

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 查得地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.24$ 。

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 查得设计特征周期 $T_g = 0.30s$ 。

地震影响系数

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.30}{1.0} \right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.24 = 0.0812$$

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.0812 \times 0.85 \times 40000kN = 2761kN$$

[4.4.5] 如图 4.4.12 所示, 某二层钢筋混凝土框架结构, 集中于楼盖和屋盖处的重力荷载代表值相等 $G_1 = G_2 = 1200kN$, 梁的刚度 $EI = \infty$, 场地为 II 类, 抗震设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第二组, 设计基本地震加速度为 $0.10g$ 。该结构基本自振周期 $T_1 = 1.028s$ 。多遇地震作用下, 第一层、第二层楼层地震剪力标准值 (kN) 与 () 最接近。

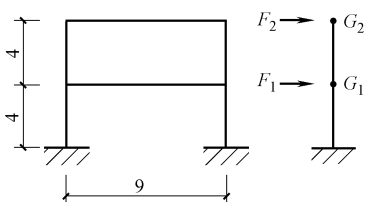


图 4.4.12

(A) 69.36; 46.39

(B) 69.36; 48.37

(C) 69.36; 40.39

(D) 69.36; 41.99

答案: (B)

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 知, $\alpha_{\max} = 0.08$ 。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 知, $T_g = 0.40s$ 。

$$T_g = 0.4s < T_1 = 1.028s < 5T_g = 2.0s$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.4}{1.028} \right)^{0.9} \times 1 \times 0.08 = 0.034$$

根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.1 条规定:

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.034 \times 0.85 \times (1200 + 1200)kN = 69.36kN$$

查《建筑抗震设计规范》表 5.2.1, $T_1 > 1.4T_g = 0.56s$

故取 $\delta_n = 0.08T_1 + 0.01 = 0.08 \times 1.028 + 0.01 = 0.092$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.092 \times 69.36kN = 6.38kN$$

由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-2):

$$F_1 = \frac{G_1 H_1}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) = \frac{1200 \times 4}{1200 \times 4 + 1200 \times 8} \times 69.36 \times (1 - 0.092)kN = 20.99kN$$

$$F_2 = \frac{1200 \times 8}{1200 \times 4 + 1200 \times 8} \times 69.36 \times (1 - 0.092)kN = 41.99kN$$

第二层剪力: $\Delta F + F_2 = (6.38 + 41.99)kN = 48.37kN$

第一层剪力: $\Delta F + F_2 + F_1 = (48.37 + 20.99)kN = 69.36kN$

[4.4.6] ~ [4.4.8] 某 6 层框架结构, 如图 4.4.13 所示, 设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 设计地震分组为第二组, 场地类别为 III 类, 集中在屋盖和楼盖处的重力荷载代表值为 $G_6 = 4750kN$, $G_{2 \sim 5} = 6050kN$, $G_1 = 7000kN$ 。采用底部剪力法计算。

[4.4.6] 假定结构的基本自振周期 $T_1 = 0.65\text{s}$, 结构阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。结构总水平地震作用标准值 F_{Ek} (kN) 与 () 最为接近。

(A) 2492 (B) 3271 (C) 4217 (D) 4555

答案: (C)

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 设计地震分组为二组, III类场地 $T_g = 0.55\text{s}$

查表 5.1.4-1, 8度, $0.20g$, 知: $\alpha_{\max} = 0.16$, 阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

由《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-1), 计算得 $\gamma = 0.9$ 。

由《建筑抗震设计规范》式 (5.1.5-3), 计算得 $\eta_2 = 1.0$ 。

由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 知

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.55}{0.65} \right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.138$$

由《建筑抗震设计规范》5.2.1 条知

$$F_{\text{Ek}} = \alpha_1 G_{\text{eq}} = 0.138 \times 0.85 \times (4750 + 4 \times 6050 + 7000) \text{kN} = 4217 \text{kN}$$

[4.4.7] 若该框架的基本自振周期 $T_1 = 0.85\text{s}$ 。总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}} = 3304\text{kN}$, 作用于顶部附加水平地震作用标准值 ΔF_n (kN) 与 () 最为接近。

(A) 153 (B) 258 (C) 466 (D) 525

答案: (B)

由《建筑抗震设计规范》表 5.2.1, 知

$$1.4T_g = 1.4 \times 0.55\text{s} = 0.77\text{s} < T_1 = 0.85\text{s}$$

$$\delta_n = 0.08T_1 + 0.01 = 0.08 \times 0.85 + 0.01 = 0.078$$

由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-3):

$$\Delta F_n = \delta_n F_{\text{Ek}} = 0.078 \times 3304 \text{kN} = 258 \text{kN}$$

[4.4.8] 若已知结构总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}} = 3126\text{kN}$, 顶部附加水平地震作用 $\Delta F_n = 256\text{kN}$, 作用于 G_5 处的地震作用标准值 F_5 (kN) 与 () 最为接近。

(A) 565 (B) 697 (C) 756 (D) 914

答案: (B)

由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-2), 知

$$F_5 = \frac{G_5 H_5}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (F_{\text{Ek}} - \Delta F_n)$$

$$= \frac{6050 \times 19.4 \times (3126 - 256)}{7000 \times 5 + 6050 \times (8.6 + 12.2 + 15.8 + 19.4) + 4750 \times 23} \text{kN} = 697 \text{kN}$$

[4.4.9] 题干见《试题 4.4.17》(2012 年一级)

答案: (B)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.3 条规定:

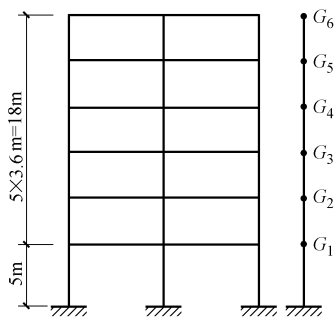


图 4.4.13

屋面质点处 $G_5 = 1800 + 0.5 \times 2100 + 0.5 \times 100 + 400 = 3300\text{kN}$

楼层质点处 $G_1 = 1600 + 2100 + 0.5 \times 600 = 4000\text{kN}$

$$G_2 = G_3 = G_4 = 4000\text{kN}$$

根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.1 条及 5.1.4 条:

$$G = \sum G_i = 4000 \times 4 + 3300 = 19300\text{kN} \quad G_{\text{eq}} = 0.85G = 0.85 \times 19300 = 16405\text{kN}$$

$$\alpha_1 = \alpha_{\max} = 0.12 \quad F_{\text{Ek}} = \alpha_1 G_{\text{eq}} = 0.12 \times 16405 = 1968.6\text{kN}$$

第五节 水平地震作用的调整

一、最小剪重比

(一) “试题”回顾

【试题 4.5.1】剪重比 (2010 年)

某 11 层办公楼, 无特殊库房, 采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 首层室内外地面高差 0.45m, 房屋高度 39.45m, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 丙类建筑, 抗震设防烈度为 9 度; 建于 II 类场地, 设计地震分组为第一组; 其标准层平面和剖面如图 4.5.1 所示。初步计算已知: 首层楼面永久荷载标准值为 12500kN, 其余各层楼面永久荷载标准值均为 12000kN, 屋面永久荷载标准值为 10500kN; 各楼层楼面活荷载标准值均为 2500kN, 屋面活荷载标准值为 650kN; 折减后的基本自振周期 $T_1 = 0.85\text{s}$ 。

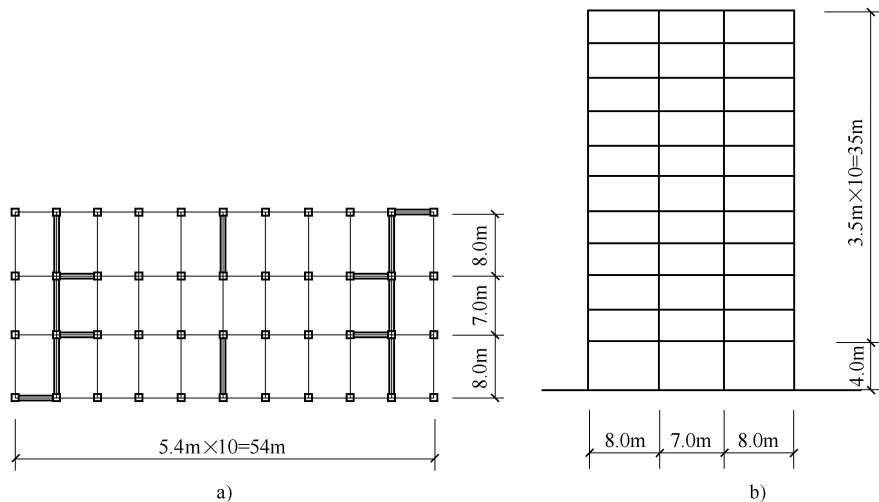


图 4.5.1

a) 平面示意图 b) 剖面示意图

假定结构基本自振周期 $T_1 \leq 2\text{s}$, 但具体数值未知, 若采用底部剪力法进行方案比较, 试问本工程 T_1 最大为何值时, 底层水平地震剪力仍能满足规范规定的剪重比 (底层剪力与重力荷载代表值之比) 要求?

- (A) 0.85s (B) 1.00s (C) 1.25s (D) 1.75s

【试题 4.5.2】剪重比 (2012 年一级)

某商住楼地上 16 层地下 2 层 (未示出), 系部分框支剪力墙结构, 如图 4.5.2 所示

(仅表示 1/2, 另一半对称), 2~16 层均匀布置剪力墙, 其中第①、②、④、⑥、⑦轴线剪力墙落地, 第③、⑤轴线为框支剪力墙。该建筑位于 7 度地震区, 抗震设防类别为丙类, 设计基本地震加速度为 $0.15g$, 场地类别Ⅲ类, 结构基本周期 $1s$ 。墙、柱混凝土强度等级: 底层及地下室为 C50 ($f_c = 23.1N/mm^2$), 其他层为 C30 ($f_c = 14.3N/mm^2$), 框支柱截面尺寸为 $800mm \times 900mm$ 。

提示: ①计算方向仅为横向;

②剪力墙墙肢满足稳定性要求。

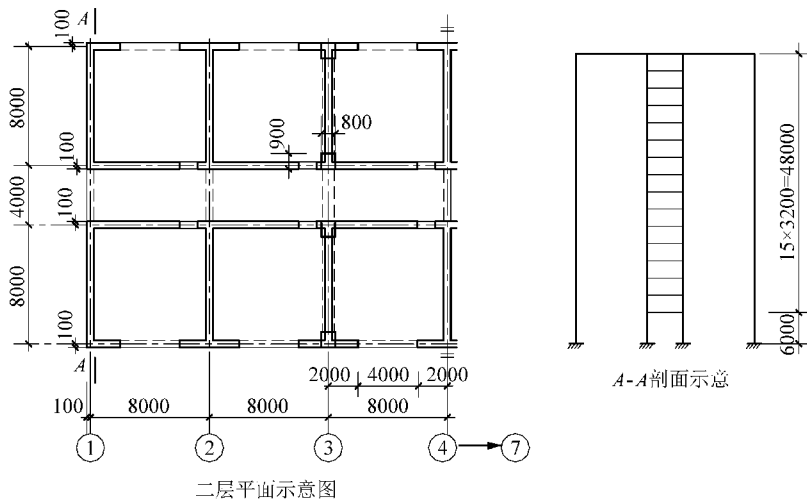


图 4.5.2

该建筑物底层为薄弱层, 1~16 层总重力荷载代表值为 $246000kN$ 。假定, 地震作用分析计算出的对应于水平地震作用标准值的底层地震剪力为 $V_{Ek} = 16000kN$, 试问, 底层每根框支柱承受的地震剪力标准值 V_{Ekc} (kN) 最小取下列何项数值时, 才能满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010) 的最低要求?

(A) 150

(B) 240

(C) 320

(D) 400

(二) 《规范》规定和“条文说明”的内容

1. 考虑最小剪重比的原因

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.12 条的“条文说明”指出:

4.3.12 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 $3s$ 的结构, 由此计算所得的水平地震作用下的结构效应可能过小。而对于长周期结构, 地震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合理估计。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, 规定了不同设防烈度下的楼层最小地震剪力系数 (即剪重比), 当不满足时, 结构水平地震总剪力和各楼层的水平地震剪力均需要进行相应的调整或改变结构刚度使之达到规定的要求。

《建筑抗震设计规范》5.2.5 条的“条文说明”指出：

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

2. 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定

4.3.12 多遇地震水平地震作用计算时，结构各楼层对应于地震作用标准值的剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} \geq \lambda \sum_{j=1}^n G_j \quad (4.3.12)$$

式中 V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的剪力；

λ ——水平地震剪力系数，不应小于表 4.3.12 规定的值；对于竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数；

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值；

n ——结构计算总层数。

表 4.3.12 楼层最小地震剪力系数值

类别	6 度	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.006	0.012(0.018)	0.024(0.036)	0.048

注：1. 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，应允许线性插入取值。

2. 7 度、8 度时括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

3. 注意事项

(1) “扭转效应明显”的内涵

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.12 条的“条文说明”指出：

表 4.3.12 中所说的扭转效应明显的结构，是指楼层最大水平位移（或层间位移）大于楼层平均水平位移（或层间位移）1.2 倍的结构。

(2) 竖向不规则结构的薄弱层

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.12 条的“条文说明”指出：

对于竖向不规则结构的薄弱层的水平地震剪力，本规程第 3.5.8 条规定应乘以 1.25 的增大系数，该层剪力放大 1.25 倍后仍需要满足本条的规定，即该层的地震剪力系数不应小于表 4.3.12 中数值的 1.15 倍。

(3) 需全面调整

《建筑抗震设计规范》5.2.5 条的“条文说明”：

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

(三) 算例

【例 4.5.1】 最小地震剪力系数的应用

条件：图 4.5.3 所示为一幢 20 层的钢筋混凝土框架核心筒结构。设防烈度为 8 度 ($0.3g$)，结构自振周期 $T_1 = 1.8s$ 。结构的总重力荷载代表值 $\sum_{j=1}^{20} G_j = 392000kN$ ，算得底部总剪力标准值 $V_{Ek0} = 11760kN$ 。

要求：求按最小地震剪力系数调整底部总剪力。

解答：(1) 查《建筑抗震设计规范》表 5.2.5 中规定的最小剪力系数为 0.048。

(2) 算得底部剪力系数

$$\lambda = \frac{V_{Ek0}}{\sum_{j=1}^{20} G_j} = \frac{11760}{392000} = 0.03 < 0.048$$

(3) $0.048/0.03 = 1.6$ ，需对该结构的底部总剪力增大 1.6 倍。

(4) 调整后的底部总剪力 $V_{Ek0} = 1.6 \times 11760kN = 18816kN$

【例 4.5.2】 8 层框架结构的水平地震作用计算

条件：某工程为 8 层框架结构，梁柱现浇，楼板预制，设防烈度为 7 度，地震加速度为 $0.10g$ ，地基为 II 类场地土，设计地震分组为第二组，阻尼比 $\zeta = 0.05$ ，尺寸如图 4.5.4 所示。现已计算出结构自振周期为 $T_1 = 0.56s$ ，集中在屋盖和楼盖的恒载为顶层 5700kN，2~7 层 5000kN，底层 6000kN，活载为顶层 600kN，1~7 层 1000kN。

要求：按底部剪力法计算各楼层的地震作用标准值与地震剪力标准值。

解答：(1) 楼层重力荷载代表值

按《建筑抗震设计规范》第 5.1.3 条规定，计算地震作用时，重力荷载代表值取全部恒载，50% 楼面活载，不计入屋面活载，因而各楼层重力荷载代表值为

$$\text{顶层 } G_B = (5700 + 0\% \times 600) kN = 5700kN$$

$$2 \sim 7 \text{ 层 } G_{2 \sim 7} = (5000 + 50\% \times 1000) kN = 5500kN$$

$$\text{底层 } G_1 = (6000 + 50\% \times 1000) kN = 6500kN$$

总重力荷载代表值为

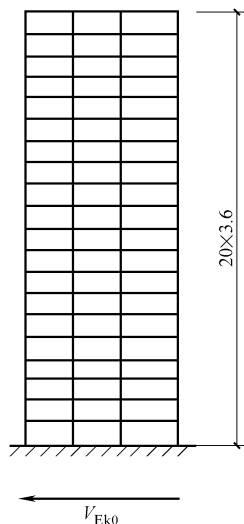


图 4.5.3

$$G_E = \sum G_i = (5700 + 5500 \times 6 + 6500) \text{ kN} = 45200 \text{ kN}$$

(2) 总地震作用标准值计算

根据Ⅱ类场地, 设计地震分组为第二组, 查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 得场地特征周期 $T_g = 0.40 \text{ s}$ 。查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 由 7 度设防烈度得 $\alpha_{\max} = 0.08$ 。

因 $T_g = 0.40 \text{ s} < T_1 = 0.56 \text{ s} < 5.0 T_g = 2.0 \text{ s}$, 由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 的曲线得地震影响系数 α_1

$$\alpha_1 = (T_g/T)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.4}{0.56}\right)^{0.9} \times 0.08 = 0.059$$

结构等效总重力荷载代表值为

$$G_{eq} = 0.85 G_E = 0.85 \times 45200 \text{ kN} = 38420 \text{ kN}$$

所以, 由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-1) 计算得总地震作用标准值为

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.059 \times 38420 \text{ kN} = 2266.78 \text{ kN}$$

(3) 计算各楼层的地震作用标准值

各楼层的地震作用标准值按《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-2)、式 (5.2.1-3) 计算。

由于 $T_1 = 0.56 \text{ s} = 1.4 T_g = 1.4 \times 0.4 \text{ s} = 0.56 \text{ s}$, 查《建筑抗震设计规范》表 5.2.1 知不应考虑顶部附加水平地震作用, 即

$$\delta_n = 0.0$$

所以, 应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.1-3) 得顶部附加水平地震作用为

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.0$$

各楼层的水平地震作用为

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n)$$

计算结果列于表 4.5.1 及图 4.5.5 中。

表 4.5.1 计算结果

层数	H_i/m	G_i/kN	$G_i H_i$	$\sum G_i H_i$	F_i/kN	V_i/kN
8	25	5700	142500	647000	499.25	499.25
7	22	5500	121000	647000	423.93	923.18
6	19	5500	104500	647000	366.12	1289.30
5	16	5500	88000	647000	308.31	1597.61
4	13	5500	71500	647000	250.50	1848.11
3	10	5500	55000	647000	192.69	2040.80
2	7	5500	38500	647000	134.88	2175.68
1	4	6500	26000	647000	91.09	2266.77

(4) 计算地震作用标准值的楼层剪力

将该楼层以上楼层地震作用累加, 即得楼层地震剪力, 结果列于表 4.5.1 及图 4.5.5。

本题的自振周期 $T_1 = 0.56 \text{ s} < 3.5 \text{ s}$, 查《建筑抗震设计规范》表 5.2.5 得楼层最小地震

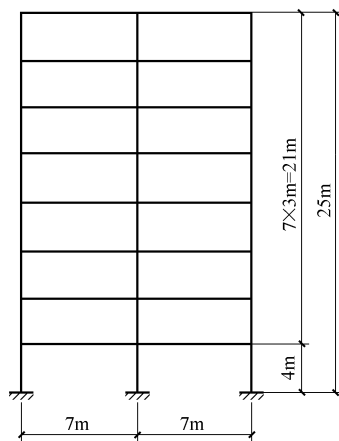


图 4.5.4

剪力系数值 $\lambda = 0.016$ 。应用《建筑抗震设计规范》式 (5.2.5):

$$\lambda \sum_{j=1}^n G_j = 0.016 \times 45200 \text{ kN} = 723.2 \text{ kN} < V = 2266.78 \text{ kN}$$

符合结构在一层的水平地震剪力满足楼层最小地震剪力 $\lambda \sum G$ 的规定。

(四) 模拟考题

[4.5.1] 某多层钢筋混凝土框架-剪力墙结构房屋, 7 度地震区, 设计基本地震加速度为 $0.15g$, 场地为 II 类, 设计地震分组为第二组。该建筑物总重力荷载代表值为 $3 \times 10^4 \text{ kN}$ 。经计算水平地震作用下相应的底层楼层地震剪力标准值 $V_{\text{Ek1}} = 500 \text{ kN}$ 。底层为结构薄弱层, 该结构基本自振周期 $T_1 = 1.8 \text{ s}$ 。底层楼层水平地震剪力标准值 (kN) 应为 ()。

- (A) 552 (B) 575 (C) 828 (D) 855

答案: (C)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.5 条规定, 查《建筑抗震设计规范》表 5.2.5, 7 度, $0.15g$, $T_1 = 1.8 \text{ s} < 3.5 \text{ s}$, 取 $\lambda = 0.024$, 底层为薄弱层, 应乘增大系数 1.15, $\lambda = 1.15 \times 0.024 = 0.0276$

$$\lambda \sum_{j=1}^n G_j = 0.0276 \times 3 \times 10^4 \text{ kN} = 828 \text{ kN}$$

底层为薄弱层, 根据《建筑抗震设计规范》第 3.4.4 条 2 款规定, V_{Ek1} 应乘以增大系数 1.15:

$$V_{\text{Ek1}} = 1.15 \times 500 \text{ kN} = 575 \text{ kN} < 828 \text{ kN}$$

为满足楼层最小地震剪力要求, 取 $V_{\text{Ek1}} = 828 \text{ kN}$ 。

[4.5.2] 某钢筋混凝土框架结构房屋, 位于 8 度地震设防区, I₁ 类场地, 设计基本地震加速度为 $0.30g$, 设计分组为第一组, 该结构的总重力荷载代表值为 $4 \times 10^5 \text{ kN}$, 采用底部剪力法计算。经计算其自振周期为 $T_1 = 1.24 \text{ s}$ 。

该结构底部总水平地震剪力标准值 (kN) 与下列何项数值最接近?

- (A) 19310 (B) 21000 (C) 22000 (D) 24000

答案: (A)

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1, 8 度, $0.30g$, 多遇地震, 取 $\alpha_{\text{max}} = 0.24$ 。

查《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2, 设计分组为第一组, I₁ 类场地, 取 $T_g = 0.25 \text{ s}$ 。

$T_g = 0.25 \text{ s} < T_1 = 1.22 \text{ s} < 5T_g = 1.25 \text{ s}$, 则:

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\text{max}} = \left(\frac{0.25}{1.24} \right)^{0.9} \times 1 \times 0.24 = 0.0568$$

$$F_{\text{Ek}} = \alpha_1 \times 0.85 \times \sum_{j=1}^n G_j = 0.0568 \times 0.85 \times 4 \times 10^5 \text{ kN} = 19312 \text{ kN}$$

查《建筑抗震设计规范》表 5.2.5: 8 度, $0.30g$, 取 $\lambda = 0.048$ 。

$$V_{\text{Ek1}} > \lambda \sum_{j=1}^n G_j = 0.048 \times 4 \times 10^5 \text{ kN} = 19200 \text{ kN} < 19312 \text{ kN}$$

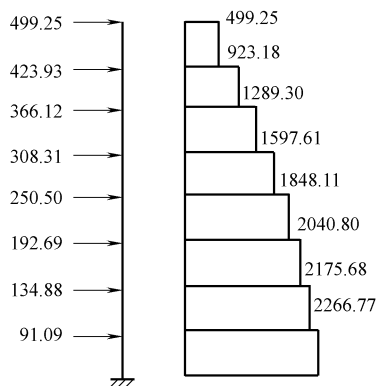


图 4.5.5 水平地震作用与地震剪力图 (单位: kN)

故根据《建筑抗震设计规范》第 5.2.5 条规定: $V_{\text{Ekl}} = 19312\text{kN}$ 。

二、鞭端效应

震害表明,突出屋面的屋顶间(电梯机房、水箱间)、女儿墙、烟囱等,它们的震害比下面的主体结构严重。这是由于突出屋面的这些结构的质量和刚度突然减小,地震反应随之增大的缘故,在地震工程中把这种现象称为“鞭端效应”(图 4.5.6)。对于结构基本周期 $T_1 > 1.4T_g$ 并有突出屋面的小屋顶间的建筑计算时,顶部附加水平地震作用应置于主体房屋的顶部,而不应置于局部突出小屋顶间的顶部处。但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,而应视为结构体系的一部分,用振型分解反应谱法计算。

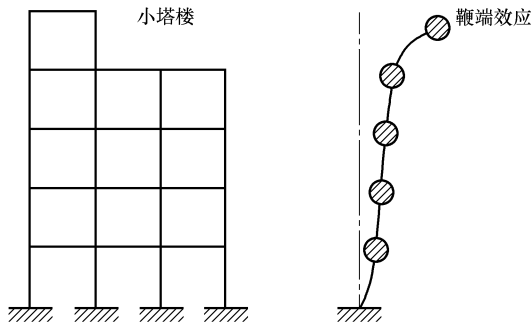


图 4.5.6 鞭端效应现象

(一)《建筑抗震设计规范》的规定

1. “试题”回顾

【试题 4.5.3】有小塔楼的地震力(2000 年)

对于突出高层建筑屋面的小塔楼,在地震作用下,其地震力取值的方法下列何种是不恰当的?

- (A) 采用底部剪力法计算时,突出屋面的小塔楼作为一个质点参加计算,计算求得的小塔楼水平地震力增大 β_n 倍
- (B) 采用振型分解反应谱法计算时,小塔楼作为单独的质点参加计算,当采用 3 个振型时,小塔楼地震力放大系数可取 2.0
- (C) 采用振型分解反应谱法计算时,小塔楼作为单独的质点参加计算,当采用 6 个振型时,求得的小塔楼地震力不再放大
- (D) 采用直接动力法进行时程分析时,得到的小塔楼地震力不再调整

2.《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定及“条文说明”:

5.2.4 采用底部剪力法时,突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应,宜乘以增大系数 3,此增大部分不应往下传递,但与该突出部分相连的构件应予计入;采用振型分解法时,突出屋面部分可作为一个质点;单层厂房突出屋面天窗架的地震作用效应的增大系数,应按本规范第 9 章的有关规定采用。

5.2.4 (条文说明) 突出屋面的小建筑,一般按其重力荷载小于标准层 1/3 控制。单层厂房突出屋面天窗架的地震。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,而应视为结构体系的一部分,用振型分解法等计算。

3. 算例

【例 4.5.3】屋面局部突出部分的地震作用效应计算

条件：某四层钢筋混凝土框架结构顶部有突出小屋，层高和楼层重力代表值如图 4.5.7a 所示，抗震设防烈度为 8 度、Ⅱ类场地、设计地震分组为第二组。考虑填充墙的刚度影响后，结构自振基本周期 $T_1 = 0.6\text{s}$ 。

要求：求各楼层地震剪力标准值。

解答：由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-1 查得地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.16$ 。

由《建筑抗震设计规范》表 5.1.4-2 查得特征周期 $T_g = 0.40\text{s}$, $T_g < T_1 < 5T_g$ 。

由《建筑抗震设计规范》图 5.1.5 查得地震影响系数

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.4}{0.6}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.111$$

$$G_{\text{eq}} = 0.85 \sum G_i = 0.85 \times (10360 + 2 \times 9330 + 6130 + 820) \text{kN} = 30575 \text{kN}$$

$$F_{\text{Ek}} = \alpha_1 G_{\text{eq}} = 0.111 \times 30575 \text{kN} = 3394 \text{kN}$$

因 $T_1 = 1.4T_g = 1.4 \times 0.4\text{s} = 0.56\text{s}$ ，由《建筑抗震设计规范》表 5.2.1 查得顶部附加地震作用系数

$$\delta_{n-1} = 0.08T_1 + 0.01 = 0.08 \times 0.6 + 0.01 = 0.058$$

$$\Delta F_{n-1} = \delta_{n-1} F_{\text{Ek}} = 0.058 \times 3394 \text{kN} = 197 \text{kN}$$

楼层地震作用和楼层地震剪力计算结果列于表 4.5.2 并见图 4.5.7b。

表 4.5.2 计算结果

楼层 i	G_i/kN	H_i/m	$G_i H_i$ $/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{\text{Ek}}$ $F_{\text{Ek}} (1 - \delta_{n-1})/\text{kN}$	$\Delta F_{n-1}/\text{kN}$	$V_{\text{Eki}} = \sum_{i=1}^n F_i + \Delta F_{n-1}/\text{kN}$
5	820	18.4	15088	0.047	150		$150 \times 3 = 450$
4	6130	14.8	90724	0.281	898		$150 + 197 + 898 = 1245$
3	9330	11.2	104496	0.324	1036	197	$1245 + 1035 = 2281$
2	9330	7.6	70908	0.220	704		$2281 + 704 = 2985$
1	10360	4.0	41440	0.128	409		$2985 + 409 = 3394$
Σ	35970		322656	1.0	3197		

由《建筑抗震设计规范》表 5.2.5，查得楼层最小地震剪力系数 $\lambda = 0.032$ ，各层的最小地震剪力为

$$V_{5,\min} = \lambda G_5 = 0.032 \times 820 \text{kN} = 26.2 \text{kN} < 450 \text{kN}$$

$$V_{4,\min} = \lambda \sum_{i=4}^5 G_i = 0.032 \times (820 + 6130) \text{kN} = 222.4 \text{kN} < 1245 \text{kN}$$

$$V_{3,\min} = \lambda \sum_{i=3}^5 G_i = 0.032 \times (820 + 6130 + 9330) \text{kN} = 521 \text{kN} < 2281 \text{kN}$$

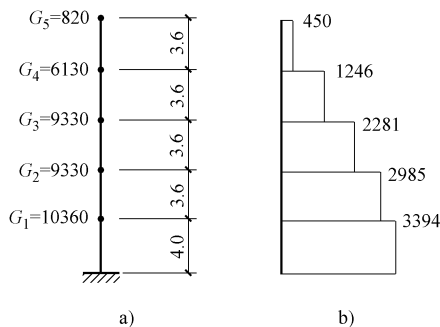


图 4.5.7 某钢筋混凝土框架结构地震作用计算
a) 计算简图 b) 层间剪力

$$V_{2,\min} = \lambda \sum_{i=2}^5 G_i = 0.032 \times (820 + 6130 + 9330 \times 2) \text{ kN} = 819.5 \text{ kN} < 2985 \text{ kN}$$

$$V_{1,\min} = \lambda \sum_{i=1}^5 G_i = 0.032 \times (820 + 6130 + 9330 \times 2 + 10360) \text{ kN} = 1151 \text{ kN} < 3394 \text{ kN}$$

故结构任一楼层的地震剪力均大于最小值。

【例 4.5.4】 屋面局部突出部分的地震作用效应计算

条件：该建筑为一幢六层现浇钢筋混凝土框架房屋，屋顶有局部突出的楼梯间和水箱间。设防烈度为 8 度，地震加速度为 $0.2g$ ，Ⅱ类场地、地震分组为第一组。框架平面、剖面、构件尺寸和各层重力荷载代表值见图 4.5.8。基本自振周期 $T_1 = 0.61\text{s}$ 。

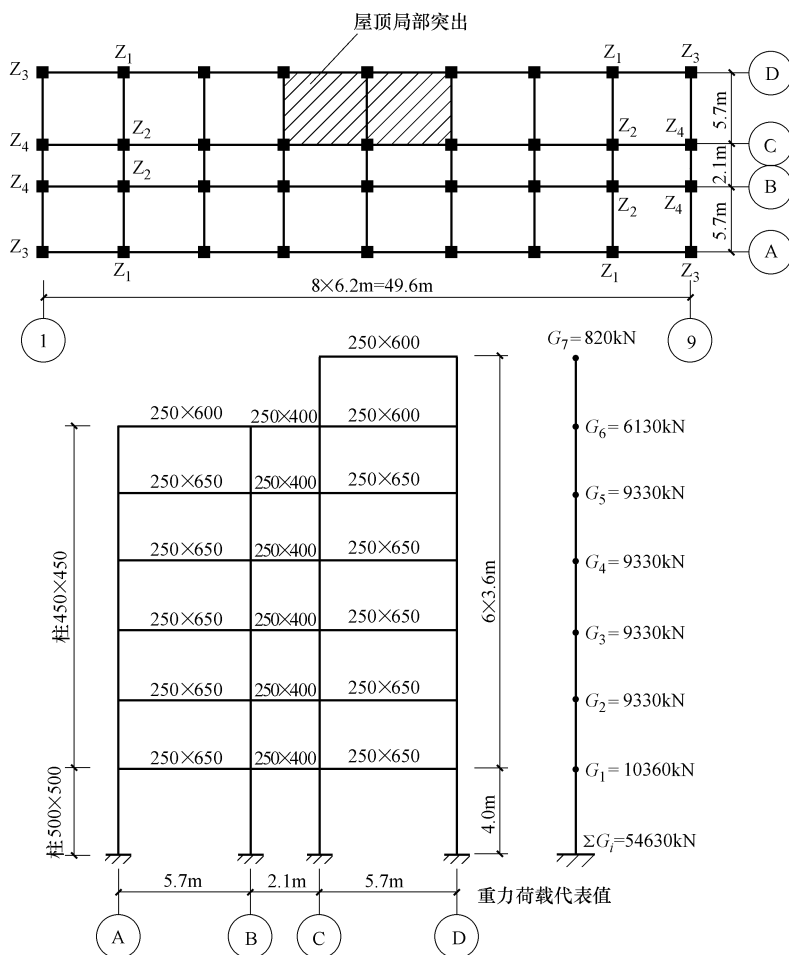


图 4.5.8

阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

要求：求各层水平地震作用标准值。

解答：该建筑的主体房屋总高度为 22m ，且质量和刚度沿高度分布比较均匀，按《建筑抗震设计规范》规定可采用底部剪力法。对突出屋面的屋顶间的地震作用效应宜乘以增大系数 η ，此增大部分的 earthquake 作用效应不往下传递。假设建筑不考虑竖向地震作用。

按地震影响系数 α 曲线, 8度, 地震加速度为 $0.2g$, II类场地, 地震分组为第一组时,
 $\alpha_{\max} = 0.16$, $T_g = 0.35s$, $\lambda = 0.032$ 。

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{0.61} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.097$$

由于 $T_1 > 1.4T_g = 1.4 \times 0.35s = 0.49s$, 需附加顶部集中力 ΔF_n

$$T_g \leq 0.35$$

$$\delta_n = 0.08T_1 + 0.07 = 0.08 \times 0.61 + 0.07 = 0.119$$

结构总水平地震作用效应标准值为

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.097 \times 0.85 \times 54630kN = 4504kN$$

附加顶部集中力为

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.119 \times 4504kN = 536kN$$

各楼层水平地震作用标准值按下式计算, 例如对第7层

$$F_7 = \frac{G_7 H_7}{\sum_{j=1}^7 G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n)$$

$$= \frac{820 \times 25.6}{(820 \times 25.6) + (6130 \times 22) + 9330 \times (18.4 + 14.8 + 11.2 + 7.6)}$$

$$\frac{820 \times 25.6}{+ (10360 \times 4.0) \times 4504 \times (1 - 0.119)} kN = 122kN$$

各楼层的最小剪力墙

$$V_{Ekimin} = \lambda \sum G_i = 0.032 \sum G_i$$

例如第7层

$$V_{Ek7min} = 0.032 \times 820kN = 26.24kN < 122kN$$

各楼层水平地震作用标准值、各楼层地震剪力见表4.5.3。

表 4.5.3 多遇地震下楼层剪力标准值

楼层编号	层高 h_i/m	H_i/m	G_i/kN	$G_i H_i/(kN \cdot m)$	F_i/kN	V_i/kN
7	3.6	25.6	820	20992	122	$122 \times 3 = 366$
6	3.6	22.0	6130	134860	$784 (+536 = 1320)$	$122 + 1320 = 1442$
5	3.6	18.4	9330	171672	998	2440
4	3.6	14.8	9330	138084	803	3243
3	3.6	11.2	9330	104496	608	3851
2	3.6	7.6	9330	70908	412	4263
1	4	4.0	10360	41440	241	4504

(二)《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定

1. “试题”回顾

【试题4.5.4】屋面有局部突出(2000年)

条件: 某十层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构房屋, 丙类建筑, 剖面如图4.5.9所示。其抗震设防烈度为8度、远震, II类场地。质量和刚度沿高度分布比较均匀。但屋面有局部突出的小塔楼。

设计数据:

结构的基本自振周期 $T = 1.13\text{s}$ 。

各层的重力荷载代表值:

$$G_1 = 14000\text{kN}$$

$$G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = G_6 = G_7 = G_8 = G_9 = 0.9G_1$$

$$G_{10} = 0.8G_1$$

$$G_n = 0.09G_1$$

小塔楼的侧向刚度与主体结构的层侧向刚度之比 $K_n/K = 0.05$ 。

要求: (1) 计算各层水平地震作用标准值。

(2) 计算各层水平地震剪力设计值。

(3) 计算小塔楼底部的地震弯矩设计值。

(4) 计算地下室顶面的地震弯矩设计值。

【试题 4.5.5】~【试题 4.5.6】(2000 年)

某地上 14 层井字形平面的塔式高层住宅, 为钢筋混凝土剪力墙体系。总高 39.4m, 层高除顶层层高为 3.0m 外, 其余各层层高均为 2.8m。屋顶局部设有小塔楼, 地下设一层地下室。抗震设防烈度为 7 度, 近震。地下水位在地面下 3.0m。

【试题 4.5.5】结构顶部附加水平地震作用 (2000 年)

已知结构总水平地震作用标准值 $F_{\text{Ek}} = 5015.8\text{kN}$, 近震, 特征周期 $T_g = 0.4\text{s}$, 自振周期 $T_1 = 0.756\text{s}$ 。该结构顶部附加水平地震作用标准值 ΔF_n 的近似值, 应为下列何项所示?

(A) $\Delta F_n = 654.5\text{kN}$

(B) $\Delta F_n = 353.5\text{kN}$

(C) $\Delta F_n = 203.0\text{kN}$

(D) $\Delta F_n = 278.3\text{kN}$

【试题 4.5.6】小塔楼水平地震作用 (2000 年)

本工程在屋顶 39.4m 以上设置小塔楼, 用底部剪力法计算时, 对于放大后的小塔楼水平地震作用, 应按下列何项论点用于结构设计?

(A) 放大后的小塔楼地震作用全部传递给主体结构

(B) 放大后的小塔楼地震作用按小塔楼和主体结构的刚度分配并计算构件

(C) 放大后的小塔楼地震作用仅用于设计小塔楼自身以及与小塔楼直接连接的主体结构构件

(D) 放大后的小塔楼地震作用分配给塔楼 70%, 往下传递 30%

【试题 4.5.7】顶部楼层、突出小屋顶 (2000 年)

某 10 层现浇钢筋混凝土框架结构, 地下一层箱形基础顶为嵌固端, 房屋高度为 36.4m。首层层高为 4.0m, 2~10 层层高均为 3.6m。该房屋为丙类建筑, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 框架抗震等级为一级。若该结构顶部增加突出小屋 (第 11 层水箱间), 其层高为 3.0m。已知: 第 10 层 (层顶质点) 的水平地震作用标准值 $F_{10} = 682.3\text{kN}$, 第 11 层 (层顶质点) 的水平地震作用标准值 $F_{11} = 85.3\text{kN}$, 第 10 层的顶部附加水平地震作用标准值为 $\Delta F_{10} = 910.7\text{kN}$ 。试问, 采用底部剪力法计算时, 顶部突出小屋 (第 11 层水箱间) 以及第 10 层的楼层水平地震剪力标准值 $V_{\text{Ek}11}(\text{kN})$ 和 $V_{\text{Ek}10}(\text{kN})$, 分别与下列何组数值最为接近?

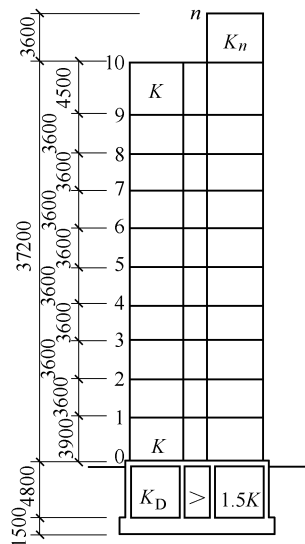


图 4.5.9

(A) $V_{Ek11} = 85$, $V_{Ek10} = 1680$

(B) $V_{Ek11} = 256$, $V_{Ek10} = 1680$

(C) $V_{Ek11} = 996$, $V_{Ek10} = 1680$

(D) $V_{Ek11} = 256$, $V_{Ek10} = 1850$

2. 《规范》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

C.0.3 高层建筑采用底部剪力法计算水平地震作用时，突出屋面房屋（楼梯间、电梯间、水箱间等）宜作为一个质点参加计算，计算求得的水平地震作用标准值应增大，增大系数 β_n 可按表 C.0.3 采用。增大后的地震作用仅用于突出屋面房屋自身以及与其直接连接的主体结构构件的设计。

表 C.0.3 突出屋面房屋地震作用增大系数 β_n

结构基本自振周期 T_1/s	K_n/K G_n/G		0.001	0.010	0.050	0.100
0.25	0.01		2.0	1.6	1.5	1.5
	0.05		1.9	1.8	1.6	1.6
	0.10		1.9	1.8	1.6	1.5
0.50	0.01		2.6	1.9	1.7	1.7
	0.05		2.1	2.4	1.8	1.8
	0.10		2.2	2.4	2.0	1.8
0.75	0.01		3.6	2.3	2.2	2.2
	0.05		2.7	3.4	2.5	2.3
	0.10		2.2	3.3	2.5	2.3
1.00	0.01		4.8	2.9	2.7	2.7
	0.05		3.6	4.3	2.9	2.7
	0.10		2.4	4.1	3.2	3.0
1.50	0.01		6.6	3.9	3.5	3.5
	0.05		3.7	5.8	3.8	3.6
	0.10		2.4	5.6	4.2	3.7

注：1. K_n 、 G_n 分别为突出屋面房屋的侧向刚度和重力荷载代表值； K 、 G 分别为主体结构层侧向刚度和重力荷载代表值，要取各层的平均值。

2. 楼层侧向刚度可由楼层剪力除以楼层层间位移计算得出。

(三) 算例

【例 4.5.5】有局部小塔楼高层建筑的地震作用计算

条件：某十层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构房屋，丙类建筑，剖面如图 4.5.8 所示。其抗震设防烈度为 8 度，地震分组第二组，地震加速度 $0.20g$ ，Ⅱ类场地。质量和刚度沿高度分布比较均匀，但屋面有局部突出的小塔楼。阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。

设计数据：

结构的基本自振周期 $T_1 = 1.13s$ 。

各层的重力荷载代表值：

$$G_1 = 14000kN$$

$$G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = G_6 = G_7 = G_8 = G_9 = 0.9G_1$$

$$G_{10} = 0.8G_1$$

$$G_n = 0.09G_1$$

小塔楼的侧向刚度与主体结构层的侧向刚度之比 $K_n/K=0.05$ 。

要求: (1) 计算各层水平地震作用标准值;

(2) 计算各层水平地震剪力设计值;

(3) 计算小塔楼底部的地震弯矩设计值;

(4) 计算地下室顶面的地震弯矩设计值。

提示: 略去楼层最小剪力值的验算。

解答: (1) 本题的结构高度 (从地下室顶面到檐口的距离) 为 37.2m, 不超过 40m, 且质量和刚度沿高度分布比较均匀, 符合《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.4 条 2 款的规定, 可采用底部剪力法。

(2) 根据地震分组第二组 II 类场地, 由《高层建筑混凝土结构技术规程》表 4.3.7-2 查得场地的特征周期值 $T_g=0.40s$ 。

根据抗震设防烈度为 8 度、地震加速度 $0.2g$, 由《高层建筑混凝土结构技术规程》表 4.3.7-1 得:

水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.16$

根据结构的基本自振周期 $T_1=1.13s$

因 $T_g=0.40s < T_1=1.13s < 5T_g=2.0s$

由《高层建筑混凝土结构技术规程》图 4.3.8 的曲线得地震影响系数

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.40}{1.13} \right)^{0.9} \times 1 \times 0.16 = 0.393 \times 0.16 = 0.0628$$

其中 $\eta_2=1$ 。

(3) 结构总重力荷载代表值为

$$\begin{aligned} G_E &= \sum_{i=1}^n G_i = G_1 + 8 \times 0.9G_1 + 0.8G_1 + 0.09G_1 \\ &= 9.09G_1 = 9.09 \times 14000\text{kN} = 127260\text{kN} \end{aligned}$$

结构等效总重力荷载代表值

$$G_{eq} = 0.85G_E = 0.85 \times 127260\text{kN} = 108171\text{kN}$$

结构总水平地震作用标准值

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.06288 \times 108171\text{kN} = 6802\text{kN}$$

(4) 因 $T_1=1.13s > 1.4T_g=1.4 \times 0.40s=0.56s$

顶部附加水平地震作用系数 $\delta_n=0.08T_1+0.01=0.08 \times 1.13+0.01=0.10$

顶部附加水平地震作用标准值 $\Delta F_n=\delta_n F_{Ek}=0.10 \times 6802\text{kN}=680\text{kN}$

(5) 求质点 i 的水平地震作用标准值

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum G_i H_i} \cdot F_{Ek} (1 - \delta_n)$$

$$F_{Ek} (1 - \delta_n) = 6802 \times (1 - 0.10)\text{kN} = 6122\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \sum G_i H_i &= G_i \times 3.9 + 0.9G_1 \times (7.5 + 11.1 + 14.7 + 18.3 + 21.9 + 25.0 + 29.1 + 32.7) \\ &\quad + 0.8G_1 \times 37.2 + 0.09G_1 \times 40.8 = 182.05G_1 \end{aligned}$$

$$\frac{F_{Ek} (1 - \delta_n)}{\sum G_i H_i} = \frac{6122}{182.05G_1} = \frac{33.63}{G_1}$$

所以
$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum G_i H_i} F_{\text{Ek}} (1 - \delta_n) = G_i H_i \frac{33.63}{G_1}$$

计算过程见表 4.5.4。

表 4.5.4 各层水平地震作用标准值 (F_i) 与水平地震剪力设计值 V

层数 i	H_i/m	$G_i H_i$	$F_i = G_i H_i \frac{33.63}{G_1}$	V_i/kN	$V^{\text{②}}/\text{kN}$	$F_i H_i/(\text{kN} \cdot \text{m})$
11	40.8	$3.672 G_1$	123	$426^{\text{②}}$	554	5018
10	37.2	$29.76 G_1$	$1001 + 680^{\text{①}} = 1681$	1804	2345	62533
9	32.7	$29.43 G_1$	990	2794	3632	32373
8	29.1	$26.19 G_1$	881	3675	4778	25637
7	25.5	$22.95 G_1$	772	4447	5781	19686
6	21.9	$19.71 G_1$	663	5110	6643	14520
5	18.3	$16.47 G_1$	554	5664	7363	10138
4	14.7	$13.23 G_1$	445	6109	7942	6542
3	11.1	$9.99 G_1$	336	6445	8379	3730
2	7.5	$6.75 G_1$	227	6672	8674	1703
1	3.9	$3.90 G_1$	131	6803	8844	511

注：放大后的小塔楼水平地震剪力设计值，不向下传递。

① $\Delta F_n = 680\text{kN}$ ，为顶部附加水平地震作用标准值。

② 剪力设计值 $V = 1.3 V_k$ 。

(6) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 C 第 C.0.3 条，可知

$$\text{主体结构的层重力荷载代表值 } G = \frac{G_1 + 8 \times 0.9 G_1 + 0.8 G_1}{10} = 0.9 G_1$$

$$\text{小塔楼的重力荷载代表值 } G_n = 0.09 G_1$$

$$\text{故 } \frac{G_n}{G} = \frac{0.09 G_1}{0.9 G_1} = 0.1; \text{ 又已知 } \frac{K_n}{K} = 0.05$$

查《高层建筑混凝土结构技术规程》表 C.0.3 得：

$$T_1 = 1.00\text{s} \text{ 时, 增大系数 } \eta_n = 3.2$$

$$T_1 = 1.50\text{s} \text{ 时, } \eta_n = 4.2$$

$$\text{由内插法得: } T_1 = 1.13\text{s} \text{ 时, } \eta_n = 3.46$$

$$\text{所以, 放大后的小塔楼水平地震作用 } P_n F_n = 3.46 \times 123\text{kN} = 426\text{kN}$$

$$\text{小塔楼底部的地震弯矩设计值 } M_0 = 1.3 \times 426 \times 3.6\text{kN} \cdot \text{m} = 1994\text{kN} \cdot \text{m}$$

(7) 各层水平地震剪力设计值 V

各层水平地震剪力的标准值和设计值的计算结果列于表 4.5.4 内。小塔楼处的水平剪力标准值中已考虑了增大部分，此增大部分不向下传递。

$$(8) \text{ 地下室顶面的地震弯矩标准值 } M_k = \sum_{i=1}^{11} F_i H_i = 182391\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{该处地震弯矩设计值 } M = 1.3 M_k = 1.3 \times 182391\text{kN} \cdot \text{m} = 237108\text{kN} \cdot \text{m}$$

三、地基与结构的相互作用

结构物与支承它的地基之间，总是有相互作用的。这种相互作用，当上部结构物的刚度大而地基的刚度相对较小时更为突出；只有在地基的刚度比上部结构物大得多时，这种相互作用才可以忽略不计。当把地基看成是完全刚性时（图 4. 5. 10a），结构物的振动性能完全决定于上部结构物，地基的地震动也不受上部结构物存在的影响，而与自由地震动时相同，这时就没有土与结构的相互作用。当地基不是完全刚性时（图 4. 5. 10b），土与结构相互作用会改变结构物的振动特性和地基的地震动，或者说，土与结构物共同体系的振动性能会不同于刚性地基时的结构动力性能，共同体系中地基的地震动也不同于自由场的地震动。相互作用对结构影响的大小与地基的硬、软和结构的刚、柔等情况有关，如表 4. 5. 5 所示。

表 4. 5. 5 地基与结构相互作用程度

地基 \ 结构	刚	柔
	中等程度	微小
硬		
软	显著	中等程度

在对结构进行地震反应分析时，通常假定地基是刚性的。实际上，一般地基并非刚性，故当上部结构的地震作用通过基础而反馈给地基时，地基将产生局部变形，从而引起结构的移动和摆动。故一般均存在着地基与结构的相互作用，仅是影响程度的高低有别。地基与结构相互作用的结果，使得地基运动和结构动力特性发生改变，表现在：

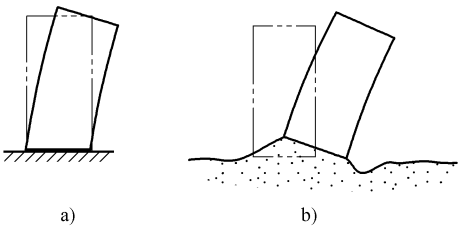


图 4. 5. 10 地基变形引起的结构振动

a) 刚性地基 b) 软弱地基

- 1) 改变了地基运动的频谱组成，使接近结构自振频率的分量获得加强。同时改变了地基振动加速度幅值，使其小于邻近自由场地的加速度幅值。
- 2) 由于地基的柔性，使结构的基本周期延长。
- 3) 由于地基的柔性，有相当一部分振动能量将通过地基土的滞回作用和波的辐射作用逸散至地基，使得结构振动衰减，地基愈柔，衰减愈大。

研究表明，考虑相互作用后，一般来说，结构的地震作用将减少，但结构的位移和由 $P-\Delta$ 效应引起的附加内力将增加。坚硬地基上的柔性结构相互作用的影响较小，而软弱地基上的刚性结构相互作用最为显著。地基愈软，结构愈刚，则地震作用的折减量愈大。

研究表明，水平地震作用的折减系数主要与场地条件、上部结构和地基的阻尼特性等因素有关。一般情况下，柔性地基上建筑结构水平地震作用的折减系数随结构周期的增大而减小，结构刚度越大，水平地震作用的折减量越大；对于高宽比较大的高层建筑，由于高振型的影响，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，各楼层并非为同一常数，结构顶部几层的水平地震作用没有明显的折减。

(一) “试题”回顾

【试题 4. 5. 8】地基与上部结构的相互作用（2007 年）

建于Ⅲ类场地的现浇钢筋混凝土高层建筑，抗震设防烈度 8 度，丙类建筑，设计地震分组为第一组，平面尺寸为 25m × 50m，房屋高度为 102m，质量和刚度沿竖向分布均匀，如图

4.5.11 所示。采用刚性好的筏板基础；地下室顶板（ ± 0.000 ）作为上部结构的嵌固端。按刚性地基假定确定的结构基本自振周期 $T_1 = 1.8\text{s}$ 。

进行该建筑物横向（短向）水平地震作用分析时，按刚性地基假定计算且未考虑地基与上部结构相互作用的情况下，（距室外地面约为 $H/2 = 51\text{m}$ 处的）中间楼层本层的水平地震剪力为 F 。若剪重比满足规范的要求，试问，计入地基与上部结构的相互作用影响后，该楼层本层的水平地震剪力应取下列何项数值？

提示：①按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 作答。

②各楼层的水平地震剪力折减后满足规范对各楼层水平地震剪力最小值的要求。

(A) $0.962F$ (B) F (C) $0.976F$ (D) $0.981F$

『试题 4.5.9』地基与上部结构的相互作用（2009 年）

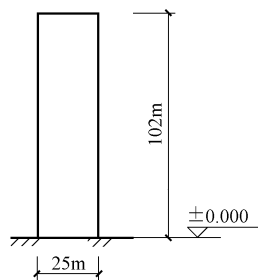


图 4.5.11

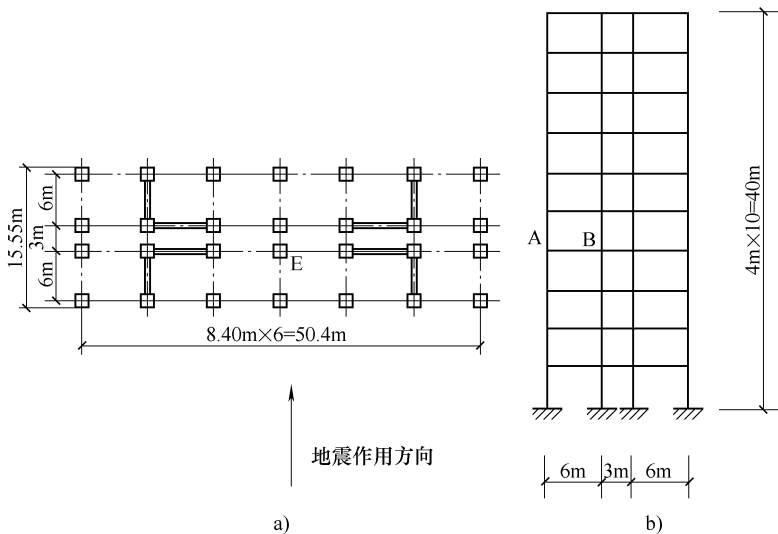


图 4.5.12

a) 平面图 b) 立面图

某 10 层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙普通办公楼，如图 4.5.12 所示，沿竖向分布均匀，房屋高度为 40m；设一层地下室，采用箱形基础，抗震设防烈度为 9 度，Ⅲ类建筑场地，设计地震分组为第一组，按刚性地基假定确定的结构基本自振周期为 0.8s。混凝土强度等级采用 C40 ($f_c = 19.1\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.71\text{N/mm}^2$)，各层的重力荷载代表值相同，皆为 6840kN；柱 E 承担的重力荷载代表值占全部重力荷载代表值的 1/20。

按刚性地基假定计算的水平地震剪力，若呈倒三角形分布，如图 4.5.13 所示。当计入地基与结构动力相互作用的影响时。试问，折减后的底部总水平地震剪力，应为下列何项数值？

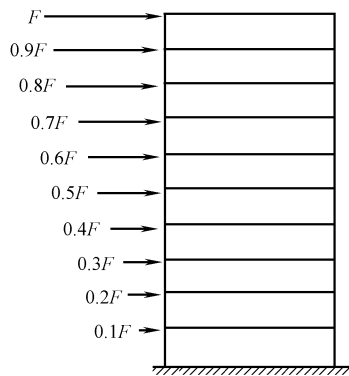


图 4.5.13

提示：各层水平地震剪力折减后满足剪重比要求。

(A) 2.95F (B) 3.95F (C) 4.95F (D) 5.95F

(二)《规范》规定

《建筑抗震设计规范》5.2.7 条对于考虑地基与结构相互作用的影响有具体规定。

5.2.7 结构抗震计算，一般情况下可不计入地基与结构相互作用的影响；8 度和 9 度时建造于Ⅲ、Ⅳ类场地，采用箱基、刚性较好的筏基和桩箱联合基础的钢筋混凝土高层建筑，当结构基本自振周期处于特征周期的 1.2 倍至 5 倍范围时，若计入地基与结构动力相互作用的影响，对刚性地基假定计算的水平地震剪力可按下列规定折减，其层间变形可按折减后的楼层剪力计算。

1 高宽比小于 3 的结构，各楼层水平地震剪力的折减系数，可按下列公式计算：

$$\psi = \left(\frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} \quad (5.2.7)$$

式中 ψ ——计入地基与结构动力相互作用后的地震剪力折减系数；

T_1 ——按刚性地基假定确定的结构基本自振周期 (s)；

ΔT ——计入地基与结构动力相互作用的附加周期 (s)，可按表 5.2.7 采用。

表 5.2.7 附加周期 (s)

烈度	场地类别	
	Ⅲ类	Ⅳ类
8 度	0.08	0.20
9 度	0.10	0.25

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

3 折减后各楼层的水平地震剪力，应符合本规范第 5.2.5 条的规定。

(三) 算例

【例 4.5.6】 计入地基与结构动力相互作用后的地震剪力折减系数条件。

条件：某高层建筑、Ⅲ类场地、8 度、丙类建筑，设计地震分组为第一组，高 $H = 102\text{m}$ ， $B = 25\text{m}$ 。刚性筏板基础；地下室顶板 (± 0.000) 为上部结构的嵌固端，按刚性地基假定确定的结构基本自振周期 $T_1 = 1.8\text{s}$ ，进行该建筑物横向（短向）水平地震作用分析时，按刚性地基假定计算且未考虑地基与上部结构相互作用的情况不同， $H/2 = 51\text{m}$ 处的中间楼层的地震力为 F ，剪重比满足规范的要求。

要求：求中间层处的地震剪力折减系数。

解答：Ⅲ类场地、8 度、刚性筏板基础，符合要考虑计入地基与结构动力相互作用影响的条件。

Ⅲ类场地、设计地震分组为第一组，查得特征周期 $T_g = 0.45\text{s}$ 。

$T_1 = 1.8\text{s}$ ， $T_1/T_g = 1.8/0.45 = 4$ ，在 1.2~5 范围内，Ⅲ类场地、8 度，查《建筑抗震设计规范》表 5.2.7 得附加周期 $\Delta T = 0.08$ ，由《建筑抗震设计规范》式 (5.2.7) 计算底部的折减系数

$$\psi = \left(\frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} = \left(\frac{1.8}{1.8 + 0.08} \right)^{0.9} = 0.957^{0.9} = 0.96$$

$H/B = 102/25 = 4.08 > 3$, 中间楼层 $H/2 = 51\text{m}$ 处的地震剪力折减系数

$$\psi = (1 + 0.96)/2 = 0.98$$

第六节 时程分析法

一、“试题”回顾

『试题 4.6.1』宜采用时程分析法的范围 (1998 年)

下列高层建筑中, 地震作用计算时何者宜采用时程分析法进行补充计算?

- (I) 建筑设防类别为乙类的高层建筑结构
- (II) 设防烈度 8 度、Ⅲ类场地上高度大于 60m 的高层建筑结构
- (III) 高柔的高层建筑结构
- (IV) 刚度与质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构

其中以下何项为正确?

- (A) (II)、(IV) (B) (I)、(III)
- (C) (I)、(II) (D) (III)、(IV)

『试题 4.6.2』应采用时程分析法的范围 (1999 年)

高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的高层建筑结构, 地震作用计算时应采用下列何种方法以体现不同结构采用不同分析方法的原则?

- (A) 振型分解反应谱法
- (B) 时程分析法
- (C) 先用振型分解反应谱法计算, 再以时程分析法作补充计算
- (D) 底部剪力法

『试题 4.6.3』时程分析法的计算结果取值 (2000 年)

在地震作用下, 高层建筑结构按时程分析法求得的底部剪力, 若小于底部剪力法或振型分解反应谱法所求得的底部剪力的 80% 时, 其取值方法应符合下列何项规定?

- (A) 至少取底部剪力法或振型分解反应谱法计算结果的 80%
- (B) 按底部剪力法或振型分解反应谱法计算的结果取用
- (C) 按时程分析法计算的结果取用
- (D) 按时程分析法计算结果的 1.2 倍取用

『试题 4.6.4』宜采用时程分析法的范围 (2002 年)

在下列高层建筑中进行地震作用计算时, 何者宜采用时程分析法进行补充计算?

- I. 高柔的高层建筑结构
- II. 沿竖向刚度略有变化的 52m 高的乙类高层建筑结构
- III. 设防烈度为 7 度, 高度大于 80m 的丙类高层建筑结构
- IV. 甲类高层建筑结构

- (A) III、IV (B) I、II (C) I、III (D) II、IV

『试题 4.6.5』时程分析法的应用 (2005 年)

下列对于带转换层高层建筑结构动力时程分析的几种观点, 其中哪一种相对准确?

- (A) 可不采用弹性时程分析法进行补充计算

- (B) 选用的加速度时程曲线，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%
- (C) 弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%
- (D) 结构地震作用效应，可取多条时程曲线计算结果及振型分解反应谱法计算结果中的最大值

『试题 4.6.6』地震波选用（2008 年）

某 12 层现浇框架-剪力墙结构，抗震设防烈度 8 度，丙类建筑，设计地震分组为第一组，Ⅱ类建筑场地，建筑物平、立面如图 4.6.1 所示。

已知振型分解反应谱法求得的底部剪力为 6000kN，需进行弹性动力时程分析补充计算。现有 4 组实际地震记录加速度时程曲线 $P_1 \sim P_4$ 和 1 组人工模拟加速度时程曲线 RP_1 。各条时程曲线计算所得的结构底部剪力见表 4.6.1。

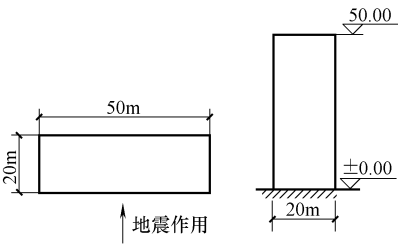


图 4.6.1

表 4.6.1

	P_1	P_2	P_3	P_4	RP_1
V_0/kN	5200	3800	4700	5600	4000

假定实际记录地震波及人工波的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。试问，进行弹性动力时程分析时，选用下列哪一组地震波（包括人工波）才最为合理？

- (A) $P_1; P_2; P_3$
- (B) $P_1; P_2; RP_1$
- (C) $P_1; P_3; RP_1$
- (D) $P_1; P_4; RP_1$

『试题 4.6.7』不采用时程分析法的范围（2008 年）

对钢筋混凝土高层建筑结构进行地震作用分析时，下列哪种情况可不进行弹性动力时程分析补充计算？

- (A) B 级高度的高层建筑
- (B) 楼层竖向构件的最大水平位移大于该楼层平均值 1.2 倍的 A 级高度高层建筑
- (C) 质量沿竖向分布均匀，仅结构顶层取消部分墙、柱形成空旷房间的 A 级高度高层建筑
- (D) 带转换层的 A 级高度高层建筑

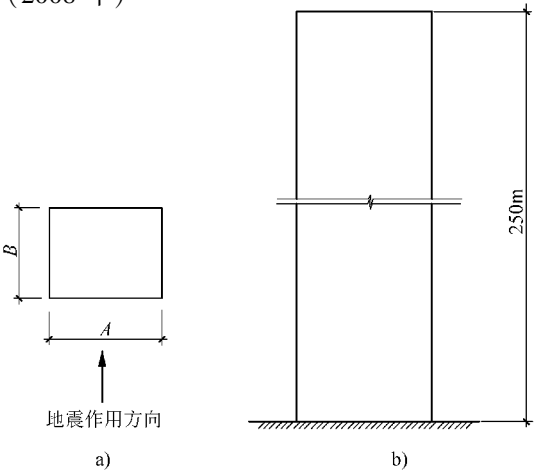


图 4.6.2

a) 平面图 b) 立面图

『试题 4.6.8』地震波选用（2013 年

一级）

某 70 层办公楼，平、立面如图 4.6.2 所示，采用钢筋混凝土筒中筒结构，抗震设防烈度为 7 度，丙类建筑，Ⅱ类建筑场地。房屋高度地面以上为 250m，质量和刚度沿竖向分布均匀。已知小震弹性计算时，振型分解反应谱法求得的底部地震剪力为 16000kN，最大层间位移角出现在 k 层， $\theta_k = 1/600$ 。

该结构性能化设计时，需要进行弹塑性动力时程分析补充计算，现有 7 条实际地震记录加速度时程曲线 P1 ~ P7 和 4 组人工模拟加速度时程曲线 RP1 ~ RP4。假定，任意 7 条实际记录地震波及人工波的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符，各条时程曲线同一软件计算所得的结构底部剪力见表 4.6.2。试问，进行弹塑性动力时程分析时，选用下列哪一组地震波最为合理？

表 4.6.2a

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
V/kN (小震弹性)	14000	13000	9600	13500	11000	9700	12000
V/kN (大震)	72000	66000	60000	69000	63500	60000	62000

表 4.6.2b

	RP1	RP2	RP3	RP4
V/kN (小震弹性)	14500	10700	14000	12000
V/kN (大震)	70000	58000	72000	63500

- (A) P1、P2、P4、P5、RP1、RP2、RP4 (B) P1、P2、P4、P5、P7、RP1、RP4
(C) P1、P2、P4、P5、P7、RP2、RP4 (D) P1、P2、P3、P4、P5、RP1、RP4

二、时程分析法的概念

振型分解法仅限于计算结构在地震作用下的弹性地震反应。如果有构件开裂或屈服，则结构就进入非弹性阶段，其刚度不再保持为常量，结构的最大反应将与加载过程有关，以叠加原理为基础的振型分解法就不适用了。这时，可以将时间增量划分较细（如 $\Delta t = 0.01s$ ），假定在 Δt 范围内结构阻尼、刚度保持为常量，将动力方程在地震加速度输入下直接积分，便求得动力反应（位移、速度、加速度），获得动力反应与时间过程的关系。从 $t=0$ 时刻开始，一个时段、一个时段地逐步计算，每一时段均利用前一时段的计算结果。即由初始状态开始逐步积分直至地震终止，求出结构在地震作用下从静止到振动、直至振动终止整个过程的地震反应。由此可见，时程分析方法适合于计算弹性、弹塑性、非弹性问题。对于每条地震输入，都可用这一方法计算出结构计算模型的地震反应时间过程。

采用时程分析法可以得到地震作用下各质点随时间变化的位移、速度和加速度反应，进而可以计算出构件内力和变形的时程变化。

时程分析法能给出结构地震反应的全过程，能给出地震过程中各构件进入弹塑性变形阶段的内力和变形状态，因而能找出结构的薄弱环节。

时程分析法分为弹性时程分析法和弹塑性时程分析法两类。

第一阶段抗震计算（“小震不坏”）中，采用时程分析法进行补充计算，这时计算所采用的结构刚度和阻尼在地震作用过程中保持不变，称为弹性时程分析；

第二阶段抗震计算（“大震不倒”）中，采用时程分析法进行弹塑性变形计算，这时结

构刚度和阻尼随结构及其构件所处的非线性状态,在不同时刻可能取不同的数值,称为弹塑性时程分析。弹塑性时程分析能够描述结构在强震作用下在弹性和非线性阶段的内力、变形,以及结构构件逐步开裂、屈服、破坏甚至倒塌的全过程。

采用时程分析法进行结构地震反应分析时,其步骤大体如下:

1) 按照建筑场址的场地条件、设防烈度、震级和震中距等因素,选取若干条具有不同特性的典型强震加速度时程曲线,作为设计用的地震波输入。

2) 根据结构体系的力学特性、地震反应内容要求以及计算机存储量,建立合理的结构振动模型。

3) 根据结构材料特性、构件类型和受力状态,选择恰当的结构恢复力模型,并确定相应于结构(或杆件)开裂、屈服和极限位移等特征点的恢复力特性参数,以及恢复力特性曲线各折线段的刚度数值。

4) 建立结构在地震作用下的振动微分方程。

5) 采用逐步积分法求解振动方程,求得结构地震反应的全过程。

6) 必要时也可利用小震下的结构弹性反应所计算出的构件和杆件最大地震内力,与其他荷载内力组合,进行截面设计。

7) 采用容许变形限值来检验中震和大震下结构弹塑性反应对应的结构层间侧移角,判别是否符合要求。

三、《规范》规定和算例

(一) 时程分析法是一种补充计算方法

《建筑抗震设计规范》5.1.2 条的“条文说明”指出:

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、特别重要的和较高的高层建筑才要求采用。

所谓“补充”,主要指对计算结果的底部剪力、楼层剪力和层间位移进行比较,当时程分析法大于振型分解反应谱法时,相关部位的构件内力和配筋作相应的调整。

《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.4 条的“条文说明”指出:

4.3.4 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,振型分解反应谱法和底部剪力法仍是基本方法。对高层建筑结构主要采用振型分解反应谱法(包括不考虑扭转耦联和考虑扭转耦联两种方式),底部剪力法的应用范围较小。弹性时程分析法作为补充计算方法,在高层建筑结构分析中已得到比较普遍的应用。

所谓“补充”,主要指对计算的底部剪力、楼层剪力和层间位移进行比较,当时程分析法分析结果大于振型分解反应谱法分析结果时,相关部位的构件内力和配筋作相应的调整。

(二) 时程分析法的应用范围

时程分析法是根据选定的地震波和结构恢复力特性曲线,对动力方程进行直接积分,采用逐步积分的方法计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度和加速度反应,从而可观察到结构在强震作用下在弹性和非弹性阶段的内力变化以及构件开裂、损坏直至结构

倒塌的全过程。但此法的计算工作十分繁重,须借助电子计算机,费用较高,且确定计算参数尚有许多困难,目前仅在一些重要的、特殊的、复杂的以及高层建筑结构的抗震设计中应用。

《建筑抗震设计规范》对时程分析法的适用范围规定如下:

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算,应采用下列方法:

3 特别不规则的建筑、甲类建筑和表 5.1.2-1 所列高度范围的高层建筑,应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算。

表 5.1.2-1 采用时程分析的房屋高度范围

烈度、场地类别	房屋高度范围/m
8 度 I、II 类场地和 7 度	> 100
8 度 III、IV 类场地	> 80
9 度	> 60

《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定:

4.3.4 高层建筑结构应根据不同情况,分别采用下列地震作用计算方法:

3 7~9 度抗震设防的高层建筑,下列情况应采用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算:

- 1) 甲类高层建筑结构;
- 2) 表 4.3.4 所列的乙、丙类高层建筑结构;
- 3) 不满足本规程第 3.5.2 ~ 3.5.6 条规定的高层建筑结构;
- 4) 本规程第 10 章规定的复杂高层建筑结构。

表 4.3.4 采用时程分析法的高层建筑结构

设防烈度、场地类别	建筑高度范围
8 度 I、II 类场地和 7 度	> 100m
8 度 III、IV 类场地	> 80m
9 度	> 60m

注:场地类别应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 的规定采用。

【例 4.6.1】 下列高层建筑中,地震作用计算时 () 宜采用时程分析法进行补充计算。

- (I) 建筑设防类别为甲类的高层建筑结构
 - (II) 设防烈度为 8 度, III 类场地上高度大于 60m 的高层建筑结构
 - (III) 设防烈度为 7 度,高度大于 80m 的丙类高层建筑结构
 - (IV) 刚度与质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构
- (A) (I)、(IV) (B) (II)、(III)
(C) (I)、(II) (D) (III)、(IV)

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条第 3 款的规定解答。

【例 4.6.2】 下列高层建筑结构, 在进行地震作用计算时, 可不采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算的是 ()。

- (A) 抗震设防烈度为 7 度、高度为 70m、建造在 II 类场地上的剪力墙结构, 其第三层楼层侧向刚度为第四层楼层侧向刚度的 48%
 - (B) 抗震设防烈度为 8 度、高度为 105m、建造在 II 类场上的错层剪力墙结构
 - (C) 抗震设防烈度为 8 度、高度为 85m、建造在 III 类场地上的框架-核心筒结构
 - (D) 抗震设防烈度为 9 度、高度为 45m、建造在 I 类场地上的框架-剪力墙结构
- 答案: (D)

选项 (A) 符合《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条第 3 款的规定, 特别不规则的建筑应采用时程分析法进行补充计算。

选项 (B) 符合《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条表 5.1.2-1 的规定, 应采用时程分析法进行补充计算。

选项 (C) 符合《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条表 5.1.2-1 的规定, 应采用时程分析法进行补充计算。

选项 (D) 不符合《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条表 5.1.2-1 的规定, 可不采用时程分析法进行补充计算。

(三) 地震波的选取

对于结构地震反应的时程分析法, 涉及的基本问题是: 计算模型的确定; 恢复力模型的建立 (理想化的结构构件所受作用和变形之间的关系曲线); 选择地震加速度记录; 确定合理的时程分析方法 (如振型分解时程法、直接对运动方程组的逐步积分法等)。《规范》仅对地震波的选取及调整作了讲述。

时程分析法是采用地震波作为输入外荷载的。选取地震波是进行结构弹塑性地震反应时程分析的重要内容。选取地震波的目的, 是要找出适合于拟建工程场地、抗震设防烈度的地震波, 使结构弹塑性地震反应时程分析具有较强的针对性和准确性, 为改进结构的抗震设计提供依据。

分析表明, 结构反应对地震记录十分敏感, 波形选取不同, 对结构影响较大。图 4.6.3 所示为某三层结构在最大加速度相同的三个波形下位移反应比较, 由图可见, 其结果差别较大。因此, 正确选择输入地震波, 是采用时程分析法进行抗震设计的关键步骤。

地震时, 地面运动特征可以通过以下三个要素来描述, 即地震动强度、频谱特征和强震持续时间, 这三要素之间的不同组合, 影响着结构物的抗震安全性。

(1) 地震动强度

地面运动强度常用的是地震加速度峰值, 并把它作为地震烈度的定量标准。

(2) 频谱特征

频谱特征可由地震波的主要周期 (占有优势分量的周期) 表示, 它受到许多因素的影响, 如震源的特性、震中距离、场地条件等。在选择强震记录时, 该地震波的主要周期应尽量接近于建筑场地的自振周期和建筑物自振周期。这时可能会产生类共振现象, 加剧建筑物的破坏。因此, 地面运动的频谱变化直接影响到结构的抗震性能。

(3) 强震持续时间

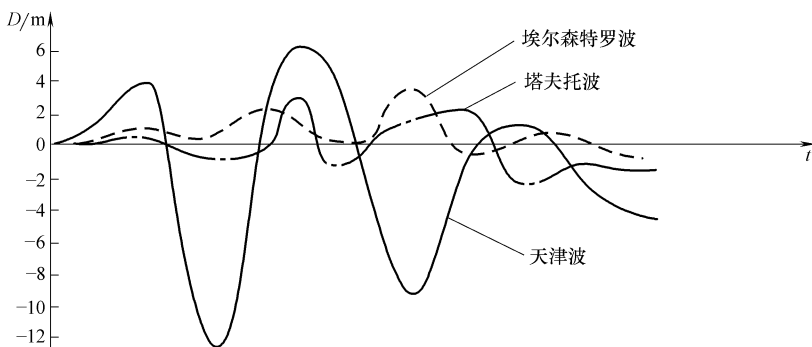


图 4.6.3 不同波形下反应的比较

持续时间较长的波,因持续时间长,地震波能量大,结构反应较强烈。而且当结构的变形超过弹性范围时,持续时间长,结构在振动过程中屈服的次数就多,从而易使结构塑性变形积累而破坏。

强震持续时间可以定义为地震波上超过某一加速度限值 a_0 的首末两点之间的时间间隔。在图 4.6.4

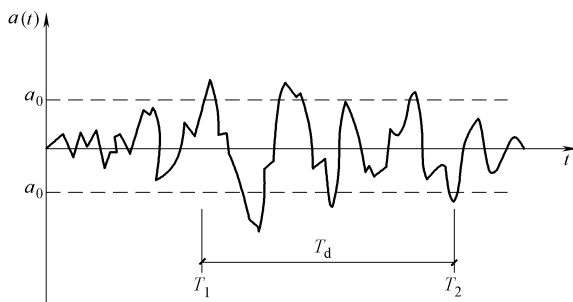


图 4.6.4 强震持续时间的定义

中,作水平线 $\pm a_0$, T_1 和 T_2 分别为地震波与水平线的首次和末次交点,持续时间为 $T_d = T_2 - T_1$, 加速度限值 a_0 可根据情况选为 $0.05g$ 或 $0.1g$ 。

目前在抗震设计中采用的地震波有下列两种。

(1) 实际强震记录

根据和所需的地面运动特征(加速度峰值、频谱特征、持续时间)相近似的条件来选择实际强震记录,实际地震记录必须加以数字化才能在计算中应用。所谓数字化就是把用曲线表示的加速度波形转换成一定时间间隔的加速度数值。

(2) 模拟地震波

这是根据随机振动理论产生的符合所需统计特征(加速度峰值、频谱特征、持续时间)的地震波,又称人工地震波。如从大量实际地震记录的统计特征出发,则所产生的人工地震波就有相当的代表性。

时程分析法中所选的实际地震波和人工模拟地震波与结构抗震设计要求的地震波一般存在差异,不能直接采用。因此,需要经过调整后才能应用。调整地震波的方法是,修改地震加速度幅值以实现不同设防烈度(震级)的要求;改变时间步长以改变频率范围;通过截断或重复地震记录以改变地震波的持续时间。

在选取地震波问题上,《规范》有四点规定:

(1) 地震波的数量

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

4.3.5 进行结构时程分析时,应符合下列要求:

1 应按建筑场地类别和设计地震分组选取实际地震记录和人工模拟的加速度时程曲线,其中实际地震记录的数量不应少于总数量的 2/3。

《建筑抗震设计规范》规定:

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算,应采用下列方法:

1 采用时程分析法时,应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线,其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3。

(2) 对每条时程曲线的要求

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

4.3.5 进行结构时程分析时,应符合下列要求:

1 弹性时程分析时,每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

《建筑抗震设计规范》规定:

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算,应采用下列方法:

1 弹性时程分析时,每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

(3) 地震波的持续时间

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定与“条文说明”:

4.3.5 进行结构时程分析时,应符合下列要求:

2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 15s,地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s。

4.3.5 (条文说明)

输入地震加速度时程曲线的有效持续时间,一般从首次达到该时程曲线最大峰值的 10% 那一点算起,到最后一点达到最大峰值的 10% 为止,约为结构基本周期的 5 ~ 10 倍。

《建筑抗震设计规范》5.1.2 条的“条文说明”指出:

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

(4) 地震加速度的最大值

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

4.3.5 进行结构时程分析时,应符合下列要求:

3 输入地震加速度的最大值可按表 4.3.5 采用。

表 4.3.5 时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s^2)

设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620

注: 7 度、8 度时括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 的地区, 此处 g 为重力加速度。

《建筑抗震设计规范》规定:

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算,应采用下列方法:

其加速度时程的最大值可按表 5.1.2-2 采用。

表 5.1.2-2 时程分析所用地震加速度时程的最大值 (cm/s^2)

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620

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

【例 4.6.3】当高层建筑结构采用时程分析法进行补充计算时,所求得的底部剪力应符合下列何项规定?

- (A) 每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%
- (B) 每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 65%, 多条时程曲线计算所得的结构底部剪力平均值不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%
- (C) 每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 90%
- (D) 每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法或底部剪力法求得的底部剪力的 75%

答案: (B)

由《高层混凝土结构技术规程》4.3.5 条规定可知。

【例 4.6.4】某 12 层现浇框架-剪力墙结构, 抗震设防烈度 8 度, 丙类建筑, 设计地震分组为第一组, II 类建筑场地。已知振型分解反应谱法求得的底部剪力为 6000kN , 需进行弹性动力时程分析补充计算。现有 4 组实际地震记录加速度时程曲线 $P_1 \sim P_4$ 和 1 组人工模拟加速度时程曲线 RP_1 , 各条时程曲线计算所得的结构底部剪力见表 4.6.3。假定实际记录地震波及人工波的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。试问, 进行弹性动力时程分析时, 采用下列哪一组地震波 (包括人工波) 才最为合理?

表 4.6.3

	P_1	P_2	P_3	P_4	RP_1
V_0/kN	5200	3800	4700	5600	4000

- (A) $P_1; P_2; P_3$
- (B) $P_1; P_2; RP_1$
- (C) $P_1; P_3; RP_1$
- (D) $P_1; P_4; RP_1$

答案：(D)

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.3.5 条第 1 款，振型分解反应谱法求得的底部剪力为 6000kN。 $0.65 \times 6000 = 3900\text{kN}$ ， $0.8 \times 6000 = 4800\text{kN}$ 。

P_2 为 3800kN < 3900kN，不符合要求。故 (A)、(B) 不是正确答案。

$(5200 + 4700 + 4000) / 3 = 4600\text{kN} < 4800\text{kN}$ 。(C) 不是正确答案。

$(5200 + 5600 + 4000) / 3 = 4933\text{kN} > 4800\text{kN}$ 。(D) 是正确答案。

(四) 结构地震作用效应计算结果的取值

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

4.3.5 进行结构时程分析时，应符合下列要求：

4 当取三组时程曲线进行计算时，结构地震作用效应宜取时程法计算结果的包络值与振型分解反应谱法计算结果的较大值；当取七组及七组以上时程曲线进行计算时，结构地震作用效应可取时程法计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

《建筑抗震设计规范》规定：

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算，应采用下列方法：

3 当取三组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值和振型分解反应谱法的较大值；当取七组及七组以上的时程曲线时，计算结果可取时程法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。

【例 4.6.5】 在地震作用下，高层建筑结构按时程分析法求得的底部剪力，若小于振型分解反应谱法所求得的底部剪力的 80% 时，其取值方法应符合下列何项规定？

- (A) 至少取振型分解反应谱法计算结果的 80%
- (B) 按振型分解反应谱法计算的结果取用
- (C) 按时程分析法计算的结果取用
- (D) 按时程分析法计算结果的 1.2 倍取用

答案：(A)

根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.5 条第 1 款的规定。

四、与振型分解反应谱法的对比

与振型分解反应谱法相比，时程分析法校正与补充了反应谱法分析的不足。主要是：

1) 反应谱法采用的设计反应谱，只考虑了震动强度与平均频谱特性，而时程分析则全面反映了地震动强度、频谱特征与持续时间三要素。

2) 反应谱法是基于弹性假设，而时程分析系直接考虑构件与结构弹塑性特性，可以正确地找出结构薄弱环节，以便控制在罕遇地震作用下结构弹塑性反应，防止房屋倒塌的发生。

3) 反应谱法只能分析最大地震反应, 而用时程法分析可给出随时间变化的反应时程曲线, 由此可以找出各构件出现塑性铰的顺序, 判别结构破坏机理。

图 4.6.5 给出一项工程实例, 该工程在地震中 6 层以上全部倒塌, 按时程法计算弹塑性地震反应分析此建筑时, 所得出的分析结果与震害现象相基本吻合。而按振型分解反应谱法分析则不能发现真正的薄弱层。

五、模拟考题

[4.6.1] 7 度设防地区采用时程分析的房屋高度范围 ()。

- (A) >100m (B) >80m
(C) >120m (D) >60m

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》表

5.1.2-1 的规定解答。

[4.6.2] 下列对于钢筋混凝土高层建筑结构动力时程分析的几种观点, 其中 () 相对准确。

- (A) 楼层竖向构件的最大水平位移大于该楼层平均值 1.2 倍的高度的高层建筑可不进行弹性动力时程分析补充计算
(B) 选用的加速度时程曲线, 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应大于 20%
(C) 弹性时程分析时, 每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%
(D) 结构地震作用效应, 可取多条时程曲线计算结果及振型分解反应谱法计算结果中的较大值

答案: (B)

对于 (A) 项, 相应规范、规程无此要求。

根据《建筑结构抗震设计规范》第 5.1.2 条第 3 款, (B) 准确, (C)、(D) 不准确。

[4.6.3] 在下列高层建筑中进行多遇地震作用计算时, () 宜采用时程分析法进行补充计算。

- (A) 高柔的高层建筑结构
(B) 沿竖向刚度略有变化的 52m 高的乙类高层建筑结构
(C) 设防烈度为 7 度, 高度大于 100m 的丙类高层建筑结构
(D) 甲类高层建筑结构

答案: (C)、(D)

由《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条第 3 款, 特别不规则的建筑、甲类建筑和《建筑

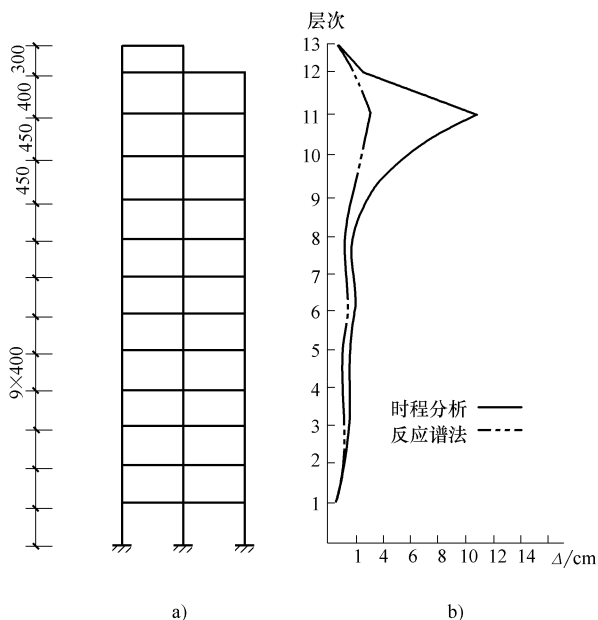


图 4.6.5 钢筋混凝土高层框架厂房弹塑性地震反应分析

a) 震害分布 b) 最大层间位移包络图

抗震设计规范》表 5.1.2-1 所列高度范围的高层建筑,应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算。

[4.6.4] 在下列建筑中进行多遇地震作用计算时,宜采用时程分析法进行补充计算的有 ()

①特别不规则的建筑

②甲类建筑

③7 度设防烈度,高度为 120m 的高层建筑

④8 度设防烈度,Ⅱ类场地,高度为 85m 的高层建筑

(A) ①②

(B) ①③

(C) ①②④

(D) ①②③

答案:(D)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条第 3 款的规定解答。

[4.6.5] 题干见『试题 4.6.8』(2013 年一级)

答案:(B)

根据《高规》5.5.1-6 条,进行动力弹塑性计算时,地面运动加速度时程的选取、预估罕遇地震作用时的峰值加速度取值以及计算结果的选用应符合本规程第 4.3.5 条的规定。

根据《高规》第 4.3.5 条,每条时程曲线计算所得的结构底部剪力最小值为:

$$1600 \times 65\% = 10400\text{kN}$$

P_3 、 P_6 不能选用,(D) 不准确。

选用 7 条加速度时程曲线时,实际地震记录的加速度时程曲线数量不应小于总数量的 $2/3$,即 5 条,人工加速度时程曲线只能选 2 条,(A) 不准确。

各条时程曲线计算所得的剪力的平均值不应小于: $16000 \times 80\% = 12800\text{kN}$

若选(C),则

$$(14000 + 13000 + 13500 + 11000 + 12000 + 10700 + 12000) \times 1/7 = 12314\text{kN} < 12800\text{kN}$$

(C) 不准确。

若选(D),则

$$(14000 + 13000 + 13500 + 11000 + 12000 + 14500 + 12000) \times 1/7 = 12857\text{kN} > 12800\text{kN}$$

(D) 不准确。

综上,故选(B)。

第七节 竖向地震作用

地震动不仅会引起建筑物水平向振动,还会引起建筑物竖向振动。震害调查表明,在烈度较高的震中区,竖向地震对结构的影响是不可忽略的。根据竖向地震的时程分析结果,竖向地震作用呈倒三角形分布,结构上部的竖向地震作用明显大于下部;对于大跨度结构和长悬臂结构,竖向地震引起的结构上下振动的惯性力,类似于增加或减少结构的竖向静荷载。

需计算竖向地震作用的主要有如下几类:

①高(层、烈度)——9 度时的高层建筑;

- ②大（跨度）——8度区跨度大于24m及9度区跨度大于18m的结构；
- ③长（悬臂）——8度区悬臂长度大于2m及9度区悬臂长度大于1.5m的结构；
- ④转（换）——8度区高层的转换构件（9度区高层建筑不允许结构转换）；
- ⑤连（接体）——8度区高层连体结构的连接体（9度区高层建筑不允许采用连体结构）。

《建筑抗震设计规范》讲述了前三类。《高层建筑混凝土结构技术规程》则对五类全都进行了讲述。

一、高层建筑的竖向地震作用

（一）“试题”回顾

【试题4.7.1】竖向地震作用（1999年）

总高度为65m的框架-剪力墙结构，按9度抗震设防，结构总重力荷载代表值为： $G_E = 180000\text{kN}$ 。试指出结构总竖向地震作用的标准值 F_{Evk} 为下列何项数值？

- (A) 43200kN
- (B) 37440kN
- (C) 28080kN
- (D) 31820kN

【试题4.7.2】竖向地震作用（2005年）

下列关于高层建筑结构中是否考虑竖向地震作用的几种观点，其中哪一种超出了规程的规定？

- (A) 9度抗震设计时，应计算竖向地震作用。
- (B) 8度抗震设计时，大跨度和长悬臂结构应考虑竖向地震作用。
- (C) 8度抗震设计时，带转换层高层结构中的转换构件应考虑竖向地震的影响。
- (D) 8度抗震设计时，B级高度的高层建筑应考虑竖向地震的影响。

【试题4.7.3】竖向地震作用（2010年）

某现浇钢筋混凝土框架-剪力墙办公楼，地上11层，各层计算高度均为3.6m。9度抗震设计时，结构总竖向地震作用标准值 $F_{Evk} = 24000\text{kN}$ ，各楼层重力荷载代表值均为12900kN，顶层重力荷载代表值为13500kN。试问，顶层竖向地震作用标准值 F_{v11} （kN），与下列何项数值最为接近？

- (A) 4770
- (B) 4620
- (C) 4510
- (D) 4154

【试题4.7.4】竖向地震作用（2012年二级）

某现浇钢筋混凝土框架-剪力墙办公楼，地上11层，每层层高均为3.6m，房屋高度为39.9m，抗震设防烈度为9度，设计基本地震加速度 $0.4g$ ，设计地震分组为第一组，Ⅱ类场地，丙类建筑。若各楼面恒载标准值均为12000kN，各楼层等效活载标准值均为1800kN，屋面层恒载标准值为16000kN，屋面活载标准值为1300kN，屋面雪荷载标准值为1000kN，结构基本自振周期 $T_1 = 0.9\text{s}$ （已考虑非承重墙体的影响）。试问，结构总竖向地震作用标准值 F_{Evk} （kN）与下列何项数值最接近？

- (A) 22500
- (B) 22700
- (C) 25400
- (D) 25700

（二）《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定：

5.3.1 9度时的高层建筑，其竖向地震作用标准值应按下列公式确定（图5.3.1）；楼层的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值的比例分配，并宜乘以增大系数1.5。

$$F_{\text{Evk}} = \alpha_{\text{vmax}} G_{\text{eq}} \quad (5.3.1-1)$$

$$F_{\text{vi}} = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{\text{Evk}} \quad (5.3.1-2)$$

式中 F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；

F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值；

α_{vmax} ——竖向地震影响系数的最大值，可取水平地震影响系数最大值的65%；

G_{eq} ——结构等效总重力荷载，可取其重力荷载代表值的75%。

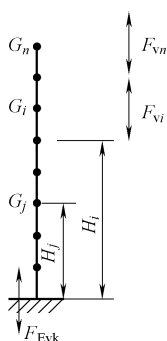


图 5.3.1 结构竖向地震作用计算简图

5.3.4 大跨度空间结构的竖向地震作用，尚可按竖向振型分解反应谱方法计算。其竖向地震影响系数可采用本规范第5.1.4~5.1.5条规定的水平地震影响系数的65%，但特征周期可按设计第一组采用。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

4.3.13 结构竖向地震作用标准值可采用时程分析方法或振型分解反应谱方法计算，也可按下列规定计算（图4.3.13）：

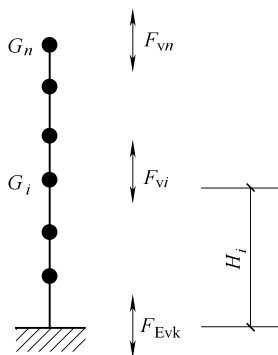


图 4.3.13 结构竖向地震作用计算示意

1 结构总竖向地震作用标准值可按下列公式计算:

$$F_{\text{Evk}} = \alpha_{\text{vmax}} G_{\text{eq}} \quad (4.3.13-1)$$

$$G_{\text{eq}} = 0.75 G_{\text{E}} \quad (4.3.13-2)$$

$$\alpha_{\text{vmax}} = 0.65 \alpha_{\text{max}} \quad (4.3.13-3)$$

式中 F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值;

α_{vmax} ——结构竖向地震影响系数最大值;

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值;

G_{E} ——计算竖向地震作用时, 结构总重力荷载代表值, 应取各质点重力荷载代表值之和。

2 结构质点 i 的竖向地震作用标准值可按下列公式计算:

$$F_{\text{vi}} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{\text{Evk}} \quad (4.3.13-4)$$

式中 F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值;

G_i 、 G_j ——集中于质点 i 、 j 的重力荷载代表值, 应按本规程第 4.3.6 条的规定计算;

H_i 、 H_j ——质点 i 、 j 的计算高度。

3 楼层各构件的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值比例分配, 并宜乘以增大系数 1.5。

(三) 算例

【例 4.7.1】 竖向地震轴向力的计算

条件: 今有一办公大楼, 地上 10 层, 高 40m, 钢筋混凝土框架结构, 位于 9 度抗震设防区、设计基本地震加速度值为 $0.40g$, 设计地震分组为第一组, 建筑场地属 II 类。剖面 and 平面如图 4.7.1 所示。该楼屋顶为上人屋面。已知每层楼面的永久荷载标准值共 13000kN, 每层楼面的活荷载标准值共 2100kN; 屋面的永久荷载标准值共 14050kN, 屋面的活荷载标准值共 2100kN。经动力分析, 考虑了填充墙的刚度后的结构基本自振周期 T_1 为 1.0s。

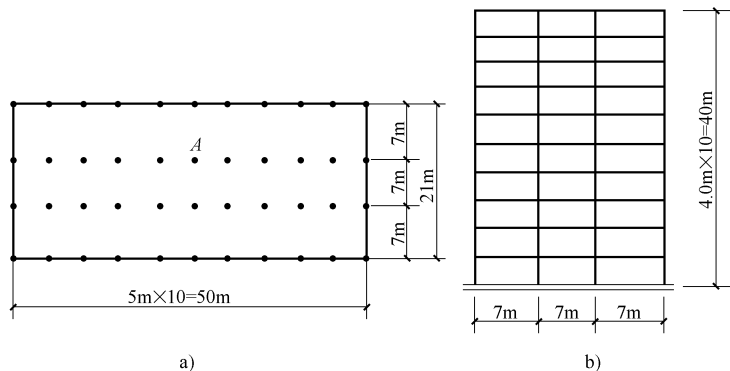


图 4.7.1 办公楼的平面、剖面图

a) 平面图 b) 剖面图

该楼的结构布置、侧向刚度及质量等均对称、规则、均匀，属规则结构。

要求：求该楼层居中柱 A 的竖向地震轴向力标准值。

解答：(1) 结构的总竖向地震作用标准值 F_{Evk}

该建筑位于 9 度区，在多遇地震影响下的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\text{max}} = 0.32$ ，故

$$\alpha_{\text{vmax}} = 0.65 \times 0.32 = 0.208$$

各楼层（各质点）重力荷载代表值

$$G_i = 13000\text{kN} \times 1.0 + 2100\text{kN} \times 0.5 = 14050\text{kN}$$

计算屋顶层重力荷载代表值时，不考虑屋面活荷载

$$G_{10} = 14050\text{kN} \times 1.0 + 2100\text{kN} \times 0 = 14050\text{kN}$$

因此，结构的总重力荷载代表值

$$G_{\text{E}} = \sum_{i=1}^{10} G_i = 14050\text{kN} \times 10 = 140500\text{kN}$$

结构等效总重力荷载代表值 G_{eq}

$$G_{\text{eq}} = 0.75 G_{\text{E}} = 0.75 \times 140500\text{kN} = 105375\text{kN}$$

因此，结构的总竖向地震作用标准值 F_{Evk}

$$F_{\text{Evk}} = \alpha_{\text{vmax}} G_{\text{eq}} = 0.208 \times 105375\text{kN} = 21918\text{kN}$$

(2) 各层的竖向地震作用标准值 F_{vik} （图 4.7.2），现各层层高均为 4.0m，因此， F_{vik} 的计算可简化成

$$\begin{aligned} F_{\text{vik}} &= \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{10} G_j H_j} F_{\text{Evk}} = \frac{14050 \times H_i \times 21918}{14050 \times (4 + 8 + 12 + 16 + 20 + 24 + 28 + 32 + 36 + 40)} \text{kN} \\ &= \frac{H_i}{220} \times 21918\text{kN} \end{aligned}$$

计算结果见表 4.7.1。

表 4.7.1 F_{vik} 值

楼层 i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
竖向地震作用标准值 F_{vik}/kN	398.51	797.02	1195.53	1594.04	1992.55	2391.05	2789.56	3188.07	3586.82	3985.09

(3) 底层中柱 A 的竖向地震轴向力标准值 N_{Evk}

今有 9 榀中间框架及 2 榀边框架，间距均为 5m，按重力荷载代表值计算，可近似地视为 10 榀中间框架，每榀中间框架承受 $\frac{1}{10}$ 的总竖向地震作用标准值，并计及效应增大系数 1.5，则每榀中间框架的 2 根底层中柱和 2 根底层边柱共承受竖向地震轴向力标准值共为

$$\begin{aligned} &\frac{1}{10} \times (398.51 + 797.02 + 1195.53 + 1594.04 + 1992.55 + 2391.05 + 2789.56 \\ &\quad + 3188.07 + 3586.58 + 3985.09) \times 1.5 \\ &= \frac{1}{10} \times 21918 \times 1.5 \end{aligned}$$

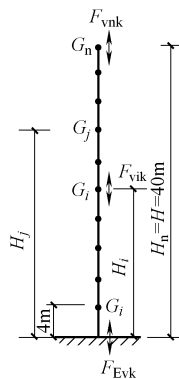


图 4.7.2 结构竖向地震作用计算示意

$$= 3287.70 \text{ kN}$$

按重力荷载代表值比例分配, 中柱 A 将受到 $\frac{1}{3} \times 3287.70 \text{ kN}$ 的竖向地震作用轴向力标准值 N_{Evk} , 即

$$N_{\text{Evk}} = \frac{1}{3} \times 3287.70 \text{ kN} = 1095.90 \text{ kN}$$

二、大跨结构、长悬臂构件的竖向地震作用

根据对跨度 24 ~ 60m 的平板型网架和大于 24m 以上的标准屋架以及大跨结构竖向地震作用振型分解法的分析表明, 竖向地震作用的内力和重力荷载作用下的内力比值, 一般比较稳定。因此, 《建筑抗震设计规范》规定, 对这类构件可按静力法计算。

(一) “试题”回顾

〔试题 4.7.5〕悬臂梁的竖向地震作用 (2004 年)

某框架结构中的悬挑梁, 如图 4.7.3 所示, 悬挑梁长度 2500mm, 重力荷载代表值在该梁上形成的均布线荷载为 20kN/m。该框架所处地区抗震设防烈度为 9 度, 设计基本地震加速度值为 0.40g。

该梁用某程序计算时未作竖向地震计算。试问, 当用手算复核该梁配筋设计时, 其支座负弯矩的设计值 M_0 (kN · m) 应与下列何项数值最为接近?

- (A) $M_0 = 91.25$ (B) $M_0 = 83.13$
(C) $M_0 = 75.00$ (D) $M_0 = 68.75$

(二) 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》第 5.3.2 条、第 5.3.3 条规定:

5.3.2 跨度、长度小于本规范第 5.1.2 条第 5 款规定且规则的平板型网架屋盖和跨度大于 24m 的屋架、屋盖横梁及其托架的竖向地震作用标准值, 宜取其重力荷载代表值和竖向地震作用系数的乘积; 竖向地震作用系数可按表 5.3.2 采用。

表 5.3.2 竖向地震作用系数

结构类型	烈度	场地类别		
		I	II	III、IV
平板型网架、钢屋架	8 度	可不计算 (0.10)	0.08 (0.12)	0.10 (0.15)
	9 度	0.15	0.15	0.20
钢筋混凝土屋架	8 度	0.10 (0.15)	0.13 (0.19)	0.13 (0.19)
	9 度	0.20	0.25	0.25

注: 括号中数值用于设计基本地震加速度为 0.30g 的地区。

5.3.3 长悬臂构件和不属于本规范第 5.3.2 条的大跨结构的竖向地震作用标准值, 8 度和 9 度可分别取该结构、构件重力荷载代表值的 10% 和 20%, 设计基本地震加速度为 0.30g 时, 可取该结构、构件重力荷载代表值的 15%。

【例 4.7.2】竖向地震计算挑梁支座负弯矩

条件: 某框架结构中的悬挑梁, 如图 4.7.3 所示, 悬挑梁长度 2500mm, 重力荷载代表

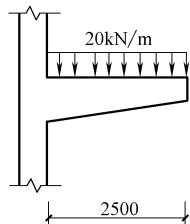


图 4.7.3

值在该梁上形成的均布线荷载为 20kN/m 。该框架所处地区抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 $0.20g$ 。

要求: 做竖向地震计算时, 求其支座负弯矩的设计值 M_0 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

解答: 按《建筑抗震设计规范》第 5.3.3 条。竖向地震标准值取重力荷载值的 10%。

$$M_0 = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Ev} S_{Evk} = (1.2 \times 0.5 \times 20 \times 2.5^2 + 1.3 \times 0.5 \times 20 \times 0.1 \times 2.5^2) \text{kN} \cdot \text{m} = 83.13 \text{kN} \cdot \text{m}$$

【例 4.7.3】悬挑钢桁架的竖向地震作用

条件: 图 4.7.4 表示一悬挑长度为 17.5m 的钢桁架。桁架高度为 2.5m 。节点上的重力荷载代表值 $P_{gk} = 90\text{kN}$ 。抗震设防烈度为 8 度 ($0.30g$)。

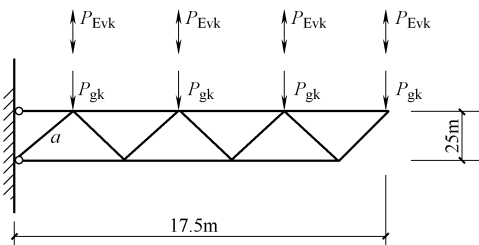


图 4.7.4

要求: 求桁架端部斜腹杆 a 由竖向地震作用产生的轴向力。

解答: 桁架节点上的竖向地震作用 P_{Evk} 为节点上重力荷载代表值 P_{gk} 的 15%, 即

$$P_{Evk} = 0.15 \times 90\text{kN} = 13.5\text{kN}$$

由于桁架端部斜腹杆 a 与下弦杆之间的夹角为 45° , 则桁架端部斜腹杆 a 由竖向地震作用产生的轴向力

$$N_{Evk} = \sqrt{2} (4P_{Evk}) = \sqrt{2} \times (4 \times 13.5) \text{kN} = 76.4\text{kN}$$

【例 4.7.4】大跨桁架的竖向地震作用

条件: 图 4.7.5 表示一榀两端简支的钢桁架。跨度为 30m , 抗震设防烈度为 8 度 ($0.2g$), 场地类别为 III 类。屋架节点上重力荷载代表值 $P_{gk} = 180\text{kN}$ 。

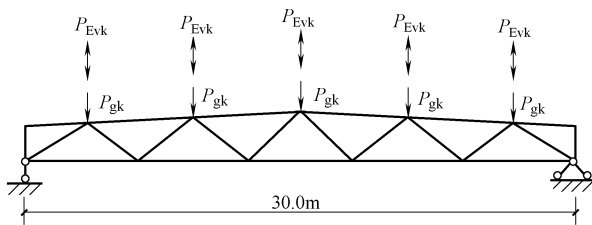


图 4.7.5

要求: 求钢桁架节点上的竖向地震作用。

解答: 钢桁架节点上的竖向地震作用标准值 P_{Evk} , 可取节点上重力荷载代表值 P_{gk} 的 10%, 即

$$P_{Evk} = 0.1 \times P_{gk} = 0.1 \times 180\text{kN} = 18\text{kN}$$

【例 4.7.5】题干见《试题 4.7.4》(2012 年二级)

答案: (B)

由《高规》式 (4.3.13-2) 并根据《抗规》5.1.3 条:

$$G_{eq} = 0.75 \times [(16000 + 0.5 \times 1000) + 10 \times (12000 + 0.5 \times 1800)] = 109125 \text{ kN}$$

由《高规》表 4.3.7-1, $\alpha_{\max} = 0.32$

由《高规》式 (4.3.13-3), $\alpha_{v\max} = 0.65 \times 0.32 = 0.208$

由《高规》式 (4.3.13-1):

$$F_{Evk} = \alpha_{v\max} G_{eq} = 0.208 \times 109125 = 22698 \text{ kN}$$

第八节 结构抗震承载力验算

一、地震作用的方向

抗震验算时, 关于地震作用的方向, 因地震时地面将发生水平运动与竖向运动, 从而引起结构的水平振动与竖向振动。而当结构的质心与刚心不重合时, 地面的水平运动还会引起结构的扭转振动。

抗震设计中, 考虑到地面运动水平方向的分量较大, 而结构抗侧力的强度储备又较抗竖向力的强度储备小, 所以通常认为水平地震作用对结构起主要作用, 在验算结构抗震承载力时一般只考虑水平地震作用, 仅在高烈度区对竖向地震作用敏感的大跨、长悬臂、高耸结构及高层建筑才考虑竖向地震作用。对于由水平地震作用引起的扭转影响, 一般只对质量和刚度明显不均匀、不对称的结构才加以计算。

在验算水平地震作用效应时, 虽然地面水平运动的方向是随机的, 但在实际抗震验算中一般均假定作用在结构的主轴方向上, 并分别在两个主轴方向进行分析和验算。而各方向的水平地震作用全部由该方向抗侧力的构件承担。对于有斜交抗侧力构件的结构, 当相交角度大于 15° 时, 应分别考虑各抗侧力构件方向的水平地震作用。

(一) “试题” 回顾

【试题 4.8.1】地震作用的方向 (2001 年)

图 4.8.1 所示建筑的抗震设防烈度为 8 度, 属于二级抗震等级。下列几种结构动力分析方法中, 何项是正确的?

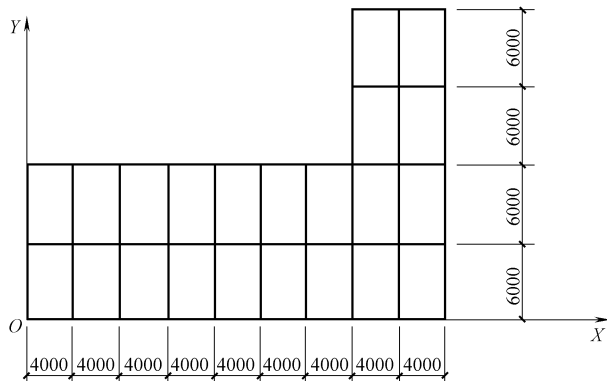


图 4.8.1

- (A) 只要作横向的平动振型抗震验算就行了, 因为横向 (Y 向) 的抗侧刚度较弱
- (B) 不仅要作横向的抗震验算, 还要作纵向的抗震验算

5.1.1 各类建筑结构的抗震作用,应符合下列规定:

1 一般情况下,应至少在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用,各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

2 有斜交抗侧力构件的结构,当相交角度大于 15° 时,应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

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

4 8度、9度时的大跨度和长悬臂结构及9度时的高层建筑,应计算竖向地震作用。

注:8度、9度时采用隔震设计的建筑结构,应按有关规定计算竖向地震作用。

【例4.8.1】 题干见《试题4.8.1》

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》第5.1.1条第1款,“在结构两个主轴方向分别考虑水平地震作用计算”。

根据《建筑抗震设计规范》第5.1.1条第3款,“质量与刚度分布明显不对称、不均匀的结构。应计算双向水平地震作用下的扭转影响”。

【例4.8.2】 题干见《试题4.8.2》

答案:(D)

由《建筑抗震设计规范》第5.1.1条,抗震设计时该结构必须考虑的水平地震作用方向(即与 X 轴正向的夹角,按逆时针旋转)为 0° 、 30° 、 60° 、 90° 、 120° 、 150° 。

【例4.8.3】 题干见《试题4.8.3》(2011年二级)

答案:(C)

根据《异形柱规》第4.2.4条规定,7度($0.15g$)时应对与主轴成 45° 方向进行补充验算。

二、可不进行截面抗震验算的结构

在结构抗震设计第一阶段即进行在多遇地震作用下承载力的抗震验算时,对于烈度在7度和7度以上的建筑应加以验算,对于烈度为6度时的一般建筑,由于地震作用较小,在结构设计中基本上不起控制作用,故可不进行验算,只需符合有关的抗震措施要求,但对于建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑,则仍须进行验算,因这类结构的地震作用值可能达到7度时的取值。

(一)“试题”回顾

《试题4.8.4》6度设防的抗震措施(1998年)

下列的高层框架结构设计与计算有关的问题,哪一项正确?

- (A) 需要计算地震作用的框架结构,在平面中布置有钢筋混凝土电梯井,设计时不予考虑,按纯框架计算,肯定是偏于安全的
- (B) 当有抗震设防要求时,框架角柱的内力设计值及框架底层柱下端截面的弯矩设计值,都需要乘以增大系数
- (C) 按6度抗震设防、Ⅱ类场地上的框架结构不必进行抗震计算,亦不需要控制柱的轴压比

(D) 抗震设计及非抗震设计的高层框架柱, 都需要进行斜截面的受剪承载力计算

『试题 4.8.5』 6 度设防的抗震措施 (1999 年)

6 度设防时, 在 I ~ III 类场地上的乙类高层建筑的抗震设计中, 下列何项所述错误?

(A) 结构不必进行地震作用计算

(B) 结构截面承载力计算应取无地震作用组合的内力

(C) 计算框架柱轴压比时, 柱轴压力设计值均不需考虑风荷载的附加轴力

(D) 结构应符合抗震设计的有关抗震构造措施要求

『试题 4.8.6』 6 度设防的抗震措施 (2001 年)

下列有关高层框架结构设计及计算的问题, 其中何项正确?

(A) 抗震设计及非抗震设计的高层框架柱, 都需要进行斜截面受剪承载力计算

(B) 需要计算地震作用的框架结构, 在平面中布置有钢筋混凝土电梯井, 设计时不予考虑, 按纯框架计算, 肯定是偏于安全的

(C) 当有抗震设防要求时, 框架角柱的弯矩、剪力设计值及框架底层柱下端截面的弯矩设计值, 都需要乘以增大系数

(D) 按 6 度抗震设防、II 类场地上的框架结构不必进行抗震计算, 亦不需要控制柱的轴压比

(二) 《规范》规定和算例

《建筑抗震设计规范》规定:

5.1.6 结构的截面抗震验算, 应符合下列规定:

1 6 度时的建筑 (不规则建筑及建造于 IV 类场地上较高的高层建筑除外), 以及生土房屋和木结构房屋等, 应符合有关的抗震措施要求, 但应允许不进行截面抗震验算。

2 6 度时不规则建筑、建造于 IV 类场地上较高的高层建筑, 7 度和 7 度以上的建筑结构 (生土房屋和木结构房屋等除外), 应进行多遇地震作用下的截面抗震验算。

注: 采用隔震设计的建筑结构, 其抗震验算应符合有关规定。

“较高的高层建筑”的取法在《建筑抗震设计规范》5.1.6 条的“条文说明”中也有交代。

5.1.6 (条文说明)

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

【例 4.8.4】 在某 IV 类场地上建造一钢筋混凝土框架结构, 高度为 42m, 设防烈度为 6 度。试问, 下列有关该结构抗震设计的叙述中, 错误的是 ()。

(A) 不必计算地震作用和进行抗震截面验算

(B) 应计算地震作用, 并作多遇地震作用下的截面抗震验算

(C) 应采用振型分解反应谱法计算地震作用

(D) 不能采用底部剪力法计算地震作用

答案: (A)

按《建筑抗震设计规范》第 5.1.6 条, 6 度时建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑, 应进行多遇地震作用下的截面抗震验算。条文说明指出, 高于 40m 的钢筋混凝土框架属于较高的高层建筑, 其基本自振周期可能大于Ⅳ类场地的设计特征周期 T_g , 按 6 度计算的地震作用值可能大于同一建筑在 7 度Ⅱ类场地时的取值, 故此时仍须进行抗震验算。由此可知 (A) 项错误, (B) 项正确。

此结构高度超过 40m, 按《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条的规定。不应采用底部剪力法计算, 又不属于应采用时程分析法进行补充计算的结构, 所以 (C)、(D) 两项正确。

【例 4.8.5】6 度时木结构房屋的抗震设计, 下列所述 () 是正确的。

(A) 可不进行截面抗震验算

(B) 木柱木梁房屋可建二层, 总高度不宜超过 6m

(C) 木柱木屋架房屋应为单层, 总高度不宜超过 4m

(D) 木柱仅能设有一个接头

答案: (A)

根据《建筑抗震设计规范》第 5.1.6 条, 6 度时的建筑 (不规则建筑及建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外), 以及生土房屋和木结构房屋等, 应允许不进行截面抗震验算, 但应符合有关的抗震措施要求。

三、地震作用效应和其他荷载效应的基本组合

(一) “试题” 回顾

【试题 4.8.7】分项系数、组合系数 (1999 年)

高层建筑结构抗震设计中, 地震作用效应和荷载效应的基本组合按下式计算:

$$S = \gamma_G C_G C_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} F_{Ek} + \gamma_{Ev} C_{Ev} F_{Evk} + \psi_w \gamma_w C_w W_k$$

若建筑物高 80m、按 8 度抗震设计, 同时要考虑风荷载时, 应采用下列哪一组系数可以满足上式要求?

组别	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	ψ_w
(A)	1.2	1.3	0.5	1.4	0.2
(B)	1.2	1.3	0	1.4	0.2
(C)	1.25	1.3	0	1.4	0.2
(D)	1.25	1.3	0.5	1.1	0.5

表中 γ 为各种荷载、作用的分项系数, ψ_w 为风荷载的组合系数。

【试题 4.8.8】~ 【试题 4.8.10】(2003 年)

有一座 10 层办公楼, 如图 4.8.3 所示, 无库房, 结构总高 34.7m, 现浇混凝土框架结构, 建于 8 度地震区, 设计地震分组为第一组, Ⅱ类场地, 框架的抗震等级为一级, 二层箱形地下室, 可作为上部结构的嵌固端。

【试题 4.8.8】弯矩组合 (2003 年)

首层框架梁 AB, 在某一荷载效应组合中, 由荷载、地震作用在该梁 A 端产生的弯矩标

准值如下:

永久荷载: $M_{GK} = -90\text{kN} \cdot \text{m}$

楼面活荷载: $M_{QK} = -40\text{kN} \cdot \text{m}$

风荷载: $M_{wk} = \pm 20\text{kN} \cdot \text{m}$

水平地震作用: $M_{Ehk} = \pm 50\text{kN} \cdot \text{m}$

其中楼面活荷载已考虑折减。

试问, 当考虑有地震效应组合时, AB 梁 A 端的最大组合弯矩设计值 M_A 与下列何项数值最为接近?

(A) $-147.2\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $-190\text{kN} \cdot \text{m}$

(C) $-166.4\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $-218\text{kN} \cdot \text{m}$

『试题 4.8.9』轴力组合 (2003 年)

首层框架柱 CA 在某一荷载效应组合中, 由荷载、地震作用在柱底截面产生的内力标准值如下:

永久荷载: $M_{GK} = -25\text{kN} \cdot \text{m}$

$N_{GK} = 3100\text{kN}$

楼面活荷载: $M_{QK} = -15\text{kN} \cdot \text{m}$

$N_{QK} = 550\text{kN}$

地震作用: $M_{Ehk} = \pm 270\text{kN} \cdot \text{m}$

$N_{Ehk} = \pm 950\text{kN}$

其中楼面活荷载已考虑折减。

当考虑有地震效应组合时, 试问, 该柱底截面最大组合轴力设计值应与下列何项数值最为接近?

(A) 4600kN (B) 5285kN (C) 5370kN (D) 5258kN

『试题 4.8.10』弯矩组合 (2008 年)

假如该榀框架为边排框架, 柱 CA 底截面内力同『试题 4.8.9』。试问, 当对柱截面进行抗震设计时, 柱 CA 底截面最大组合弯矩设计值应与下列何项数值最为接近?

(A) $-390\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $-585\text{kN} \cdot \text{m}$

(C) $-429\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $-644\text{kN} \cdot \text{m}$

『试题 4.8.11』弯矩组合、剪力组合 (2003 年)

某现浇钢筋混凝土民用建筑框架, 无库房区, 属于一般结构, 抗震等级为二级。作用在结构上的活载仅为按等效均布荷载计算的楼面活载; 水平地震力和垂直地震力的相应增大系数为 1.0, 已知其底层边柱的底端受各种荷载产生的内力值 (标准值; 单位为 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 、 kN) 如下:

静载: $M = 33.0$ $V = 19.0$

活载: $M = 21.5$ $V = 14.3$

左风: $M = 28.6$ $V = -16.4$

右风: $M = -26.8$ $V = 15.8$

左地震: $M = -53.7$ $V = -27.0$

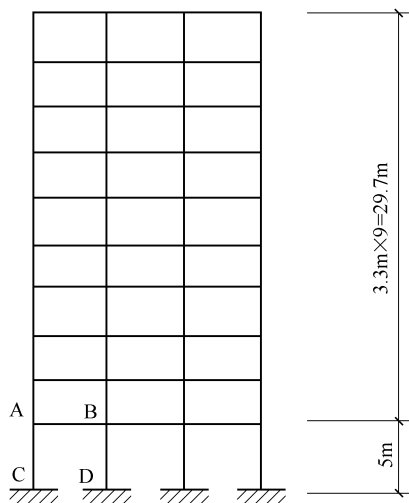


图 4.8.3

右地震: $M = 47.6$ $V = 32.0$

垂直地震: $M = 16.7$ $V = 10.8$

试问当对该底层边柱的底端进行截面配筋设计时, 按强柱弱梁、强剪弱弯调整后, 其 M ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 和 V (kN) 的最大组合设计值, 应与下列何项数值最为接近?

- (A) $M = 142.23$; $V = 87.14$ (B) $M = 155.35$; $V = 125.17$
 (C) $M = 152.66$; $V = 117.03$ (D) $M = 122.13$; $V = 93.62$

『试题 4.8.12』分项系数 (2008 年)

关于结构截面抗震验算以及多遇地震作用下的抗震变形验算中分项系数的取值, 下列何项所述正确?

- (A) 进行截面抗震验算时, 重力荷载分项系数应取 1.2
 (B) 进行截面抗震验算时, 竖向地震作用分项系数应取 0.5
 (C) 进行结构位移计算时, 各作用分项系数均采用 1.0
 (D) 进行结构位移计算时, 水平地震作用分项系数应取 1.3

『试题 4.8.13』求节点剪力 (2011 年二级)

某五层重点设防类建筑, 采用现浇钢筋混凝土框架结构如图 4.8.4 所示, 抗震等级为二

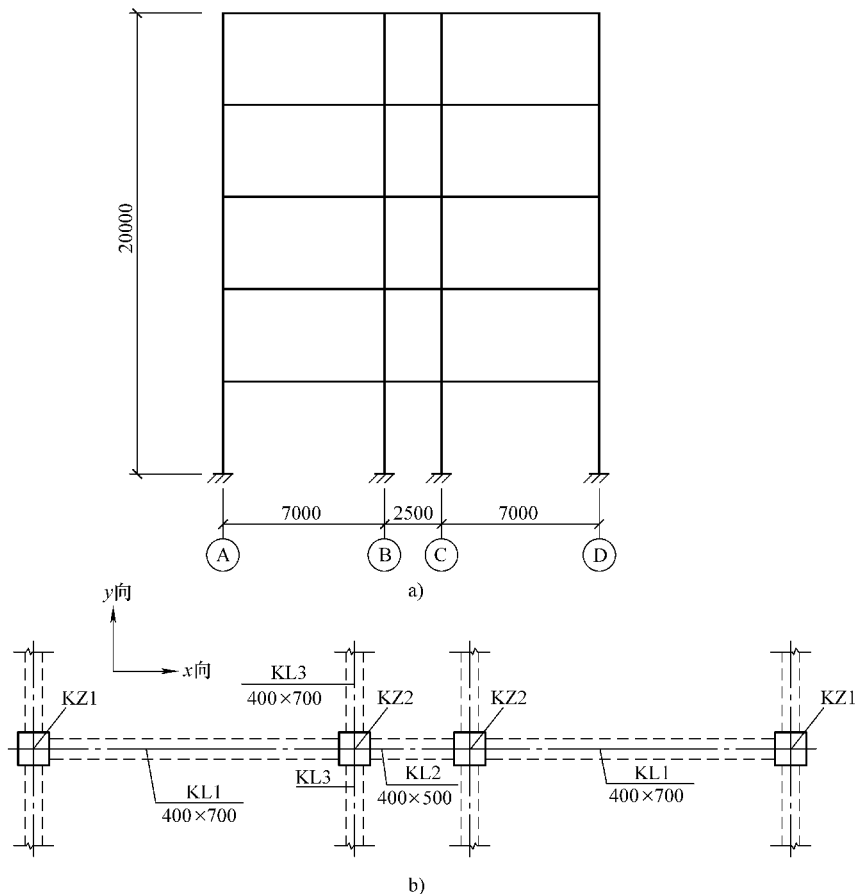


图 4.8.4

a) 计算简图 b) 二、三层局部结构布置

级, 各柱截面尺寸均为 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$, 混凝土强度等级 C40。

假定, 二层框架梁 KL1 及 KL2 在重力荷载代表值及 x 向水平地震作用下的弯矩图如图 4.8.5 所示, $a_s = a'_s = 35\text{mm}$, 柱的计算高度 $H_c = 4000\text{mm}$ 。试问, 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010, KZ2 二层节点核心区组合的 x 向剪力设计值 V_j (kN) 与下列何项数值最为接近?

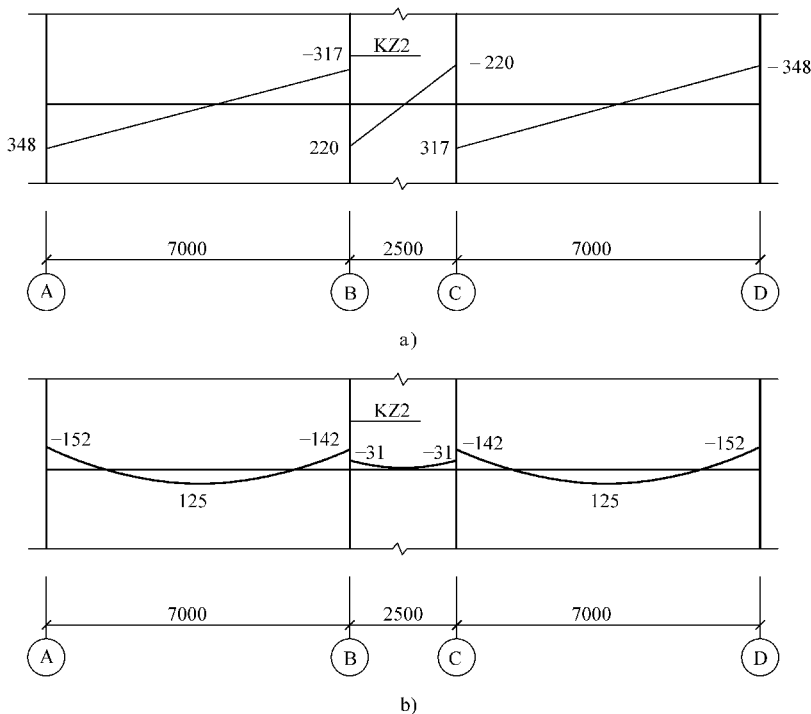


图 4.8.5

a) 正 x 向水平地震作用下梁弯矩标准值 (kN·m) b) 重力荷载代表值作用下梁弯矩标准值 (kN·m)

- (A) 1700 (B) 2100
(C) 2400 (D) 2800

(二) 《规范》规定和算例

《建筑抗震设计规范》规定:

5.4.1 结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合, 应按下式计算:

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.4.1)$$

式中 S ——结构构件内力组合的设计值, 包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值等;

γ_G ——重力荷载分项系数, 一般情况应采用 1.2, 当重力荷载效应对构件承载能力有利时, 不应大于 1.0;

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——水平、竖向地震作用分项系数, 应按表 5.4.1 采用;

γ_w ——风荷载分项系数, 应采用 1.4;

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应, 可按本规范第 5.1.3 条采用, 但有吊车时, 尚应包括悬吊物重力标准值的效应;

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{wk} ——风荷载标准值的效应；

ψ_{w} ——风荷载组合值系数，一般结构取 0.0，风荷载起控制作用的建筑应采用 0.2。

注：本规范一般略去表示水平方向的下标。

表 5.4.1 地震作用分项系数

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

【例 4.8.6】上弦杆的轴心拉力设计值

条件：某格构式门形铰接刚架，如图 4.8.6 所示，计算跨度为 30m，位于抗震设防烈度 8 度区。在重力荷载代表值、水平地震作用标准值、垂直地震作用标准值、雪荷载标准值作用下，上弦杆 1 的轴心拉力标准值分别为： $N_{\text{gk}} = 300\text{kN}$ ， $N_{\text{Ehk}} = 120\text{kN}$ ， $N_{\text{Evk}} = 50\text{kN}$ ， $N_{\text{sk}} = 10\text{kN}$ 。

要求：上弦杆 1 的轴心拉力设计值。

解答：（1）因重力荷载代表值中包含了雪荷载的组合，故不计雪荷载参与组合。

（2）根据《建筑抗震设计规范》第 5.3.3 条，大跨结构应考虑竖向地震参与组合，取 $\gamma_{\text{Ev}} = 0.5$ 。

（3）根据《建筑抗震设计规范》式（5.4.1）：

$$N_1 = (1.2 \times 300 + 1.3 \times 120 + 0.5 \times 50) \text{ kN} = 541\text{kN}$$

【例 4.8.7】梁支座处的最大弯矩设计值条件：

有一挑出 8m 的长悬挑梁（图 4.8.7），作用着永久荷载标准值的线荷载 $g_k = 30\text{kN/m}$ ，楼面活荷载标准值的线荷载 $q_k = 20\text{kN/m}$ 。抗震设防烈度为 8 度（0.30g）。

要求：梁支座 A 处的最大弯矩设计值。

解答：（1）考虑竖向地震作用效应组合（ $\gamma_{\text{G}} = 1.2$ ， $\gamma_{\text{Ev}} = 1.3$ ）

根据《建筑抗震设计规范》第 5.3.3 条，竖向地震作用标准值的线荷载 g_{Ek} 值，8 度（0.30g）时，取构件上重力荷载代表值的 15%，即

$$g_{\text{Ek}} = (g_k + 0.5q_k) \times 15\% = (30 + 0.5 \times 20) \times 0.15\text{kN/m} = 6\text{kN/m}。$$

式中，0.5 为楼面活荷载的组合值系数（《建筑抗震设计规范》表 5.1.3）。

重力荷载代表值及其竖向地震作用的组合时

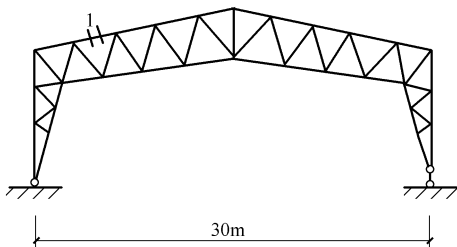


图 4.8.6

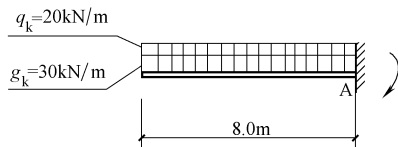


图 4.8.7

$$M_A = \frac{1}{2} \times [1.2 \times (30 + 0.5 \times 20) + 1.3 \times 6] \times 8^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1785.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 不考虑竖向地震作用, 楼面活荷载效应控制的组合

$$M_A = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 30 + 1.4 \times 20) \times 8^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 2048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 不考虑竖向地震作用, 永久荷载效应控制的组合

$$M_A = \frac{1}{2} \times (1.35 \times 30 + 1.4 \times 0.7 \times 20) \times 8^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1923.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据上述三种情况的计算结果, 不考虑竖向地震作用, 在楼面活荷载效应控制的组合时, 梁支座 A 处产生的弯矩设计值最大。

【例 4.8.8】 柱脚的弯矩设计值

条件: 一幢二层框架结构, 在结构自重及二层楼面活荷载标准值和水平地震作用标准值作用下的框架柱脚弯矩如图 4.8.8 所示。结构和构件自重作用下的柱脚弯矩标准值 $M_{\text{Bgk}} = 40 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 二层楼面活荷载标准值作用下的柱脚弯矩标准值 $M_{\text{Bqk}} = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (不计屋面活荷载的影响), 水平地震作用下的柱脚弯矩标准值 $M_{\text{BEk}} = 60 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (已计及相应的增大系数或调整系数)。

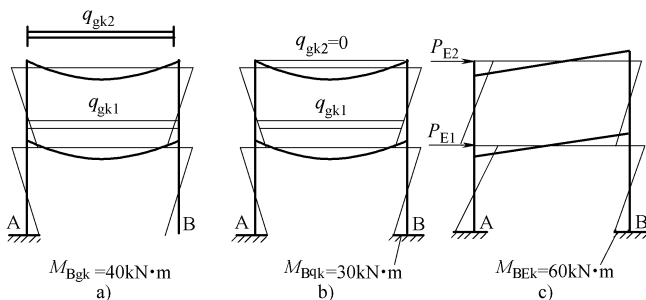


图 4.8.8 框架柱脚 B 的弯矩标准值

要求: 求柱脚弯矩设计值。

解答: 根据《建筑抗震设计规范》表 5.1.3, 楼面活荷载的组合值系数取用 0.5。

根据《建筑抗震设计规范》表 5.4.1, 水平地震作用分项系数 $\gamma_{\text{Ek}} = 1.3$ 。

柱脚 B 的基本组合弯矩设计值 M_{B} :

$$M_{\text{B}} = [1.2 \times (40 + 0.5 \times 30) + 1.3 \times 60] \text{ kN} \cdot \text{m} = 144 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【例 4.8.9】 8 层框架结构的内力组合

条件: 某高层办公楼, 矩形平面, 8 层, 建于中小城市。抗震设防烈度为 7 度, II 类场地, 建筑设防类别为丙类。建筑结构采用全现浇框架体系, 框架间距为 7.2m, 结构计算简图如图 4.8.9 所示。

已求得底层中柱底部截面处的内力标准值,

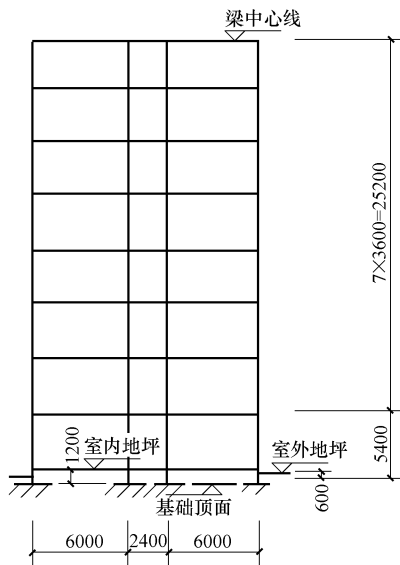


图 4.8.9

见表 4.8.1。

表 4.8.1 底层中柱底部截面处的内力标准值

内 力 工 况	竖向荷载	地震作用	
	重力荷载	左震	右震
$M_k / (\text{kN} \cdot \text{m})$	21.7	-166.6	166.6
$N_k / (\text{kN})$	-2901.3	+23.2	-23.2

表中弯矩以顺时针方向为正，轴向力以拉力为正，反之为负。

要求：计算底层中柱底部截面处组合的弯矩和轴力设计值。

解答：查《建筑抗震设计规范》5.4.1 条得： $\gamma_G = 1.2$ 或 $\gamma_G = 1.0$ ， $\gamma_{Eh} = 1.3$

由《建筑抗震设计规范》式 5.4.1 得： $S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}$

左震：

$$M = 1.2 \times 21.7 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1.3 \times (-166.6) \text{ kN} \cdot \text{m} = -190.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 1.2 \times (-2901.3) \text{ kN} + 1.3 \times 23.2 \text{ kN} = -3451.4 \text{ kN}$$

$$M = 1.0 \times 21.7 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1.3 \times (-166.6) \text{ kN} \cdot \text{m} = -194.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 1.0 \times (-2901.3) \text{ kN} + 1.3 \times 23.2 \text{ kN} = -2871.1 \text{ kN}$$

右震：

$$M = 1.2 \times 21.7 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1.3 \times 166.6 \text{ kN} \cdot \text{m} = +242.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 1.2 \times (-2901.3) \text{ kN} + 1.3 \times (-23.2) \text{ kN} = -3511.7 \text{ kN}$$

$$M = 1.0 \times 21.7 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1.3 \times 166.6 \text{ kN} \cdot \text{m} = +238.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 1.0 \times (-2901.3) \text{ kN} + 1.3 \times (-23.2) \text{ kN} = -2931.5 \text{ kN}$$

内力组合值：

$$-M_{\max} = -194.9 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ 相应 } N = -2871.1 \text{ kN}$$

$$+M_{\max} = +242.6 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ 相应 } N = -3511.7 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = -3451.4 \text{ kN}, \text{ 相应 } -M = -190.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\min} = -3511.7 \text{ kN}, \text{ 相应 } +M = +242.6 \text{ kN} \cdot \text{m}。$$

四、承载力抗震调整系数

进行建筑结构抗震设计时，对结构构件承载力除以调整系数 γ_{RE} 使承载力提高，主要原因如下：

1) 快速加载下的材料强度比常规静力荷载下的材料强度高，地震作用的加载速度高于常规静力荷载的加载速度，故材料强度有所提高。

2) 地震作用是偶然作用，结构抗震可靠度要求可比承受其他荷载作用下的可靠度要低些。而结构构件承载力设计值是借用非地震作用的，故要调整可靠度。

(一) “试题”回顾

【试题 4.8.14】承载力抗震调整系数（2006 年）

某—设有吊车的单层厂房柱（屋盖为刚性屋盖），上柱长 $H_u = 3.5 \text{ m}$ ，截面尺寸为 $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ ，下柱长 $H_l = 10.0 \text{ m}$ ，截面尺寸为 $400 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}$ ，上、下柱均对称配筋， $a_s = a'_s = 40 \text{ mm}$ 。混凝土强度等级为 C25，纵向受力钢筋采用 HRB335 级热轧钢筋。当考虑横向水平地震作用组合时，在排架方向内力组合的最不利设计值为：上柱 $M = 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $N =$

200kN；下柱 $M=700\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $N=1200\text{kN}$ 。

当进行正截面承载力计算时，试问，该上、下柱的承载力抗震调整系数 γ_{RE} ，分别与下列何项数值最为接近？

- (A) 0.75, 0.75 (B) 0.75, 0.80 (C) 0.80, 0.75 (D) 0.80, 0.80

【试题 4.8.15】承载力抗震调整系数（2009 年）

某钢筋混凝土单层单跨厂房（有吊车，屋面为刚性屋盖），其排架柱的上柱 $H_u=3.3\text{m}$ ，下柱 $H_l=11.5\text{m}$ ，上、下柱截面尺寸如图 4.8.10 所示。当考虑横向水平地震作用组合时，在排架方向内力组合的最不利设计值为：上柱 $M=110\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $N=250\text{kN}$ ；下柱 $M=580\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $N=730\text{kN}$ 。混凝土强度等级为 C30，纵向受力钢筋采用 HRB335 级钢筋（ Φ ）；对称配筋， $a_s=a'_s=40\text{mm}$ 。

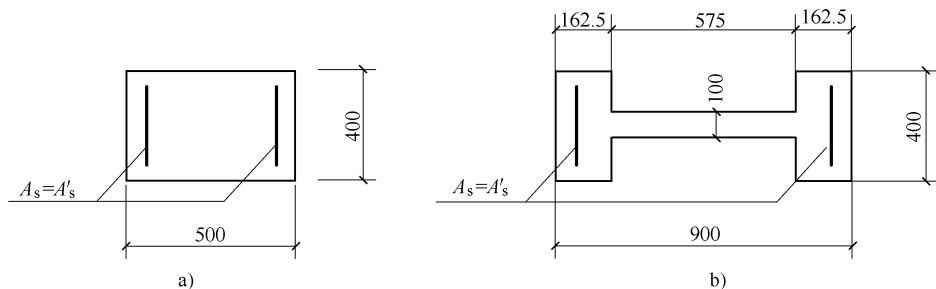


图 4.8.10

a) 上柱截面 b) 下柱截面

在进行考虑地震作用组合的正截面承载力计算时，试问，该厂房柱在排架方向的上、下柱承载力抗震调整系数 γ_{RE} ，分别与下列何组数值最为接近？

- (A) 0.75, 0.75 (B) 0.75, 0.80
(C) 0.80, 0.75 (D) 0.80, 0.80

【试题 4.8.16】承载力抗震调整系数（2010 年）

下列关于钢筋混凝土高层建筑结构抗震设计的一些主张，其中何项不正确？

- (A) 抗震等级为一、二级的框架梁柱节点，一般不需要进行节点区轴压比验算
(B) 当仅考虑竖向地震作用组合时，偏心受拉柱的承载力抗震调整系数取为 1.0
(C) 框架梁内贯通矩形截面中柱的每根纵向受力钢筋的直径，抗震等级为一、二级时，不宜大于框架柱在该方向截面尺寸的 1/20
(D) 一级抗震等级设计的剪力墙底部加强部位及其上一层截面弯矩设计值应按墙肢组合弯矩计算值的 1.2 倍采用

【试题 4.8.17】～【试题 4.8.18】砌体墙抗剪（2012 年二级）

某抗震设防烈度为 8 度的多层砌体结构住宅，底层某道承重横墙的尺寸和构造柱设置如图 4.8.11 所示。墙体采用 MU10 级烧结多孔砖、M10 级混合砂浆砌筑。构造柱截面尺寸为 240mm×240mm，采用 C25 混凝土，纵向钢筋为 HRB335 级 4 Φ 14，箍筋采用 HPB300 级 Φ 6@200。砌体施工质量控制等级为 B 级。在该墙顶作用的竖向恒荷载标准值为 210kN/m，按等效均布荷载计算的传至该墙顶的活荷载标准值为 70kN/m，不考虑本层墙体自重。

提示：按《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）作答。

【试题 4.8.17】设构造柱砌体墙抗剪

假定砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数 $\zeta_N=1.6$ ，试问，该墙体截面的最大抗震受剪

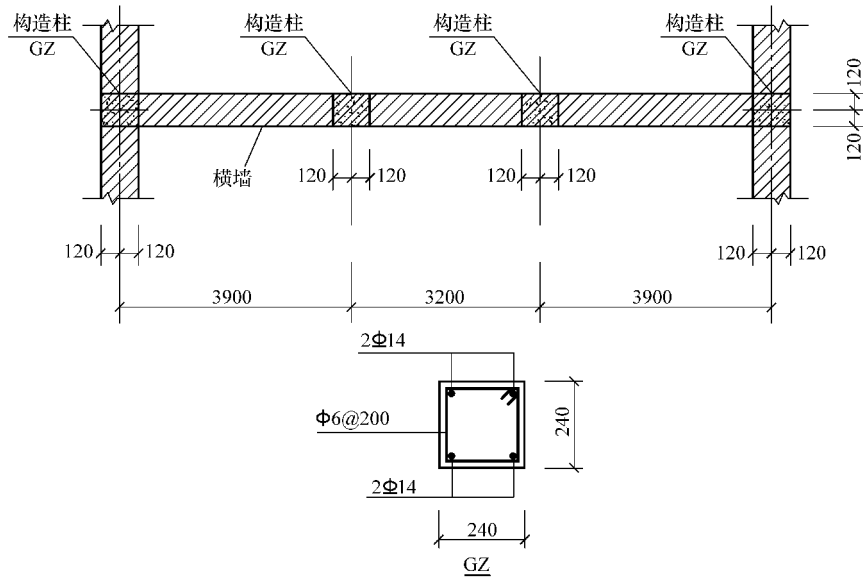


图 4.8.11

承载力设计值 (kN)，与下列何项数值最为接近？

- (A) 880 (B) 850 (C) 810 (D) 780

『试题 4.8.18』 不设构造柱砌体墙抗剪

如果图 4.8.11 中所示墙体不设置构造柱，假定，砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数 $\zeta_N = 1.6$ 。试问，该墙体的截面抗震受剪承载力设计值 (kN)，与下列何项数值最为接近？

- (A) 850 (B) 820 (C) 730 (D) 700

(二) 《规范》规定和算例

《建筑抗震设计规范》规定：

5.4.2 结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式：

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (5.4.2)$$

式中 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，除另有规定外，应按表 5.4.2 采用；

R ——结构构件承载力设计值。

表 5.4.2 承载力抗震调整系数

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

5.4.3 当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均采用 1.0。

【例 4.8.10】 抗震调整系数 γ_{RE}

条件：某一设有吊车的单层厂房柱，上柱的截面尺寸为 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，下柱的截面尺寸为 $400\text{mm} \times 900\text{mm}$ 。混凝土强度等级 C25，考虑横向水平地震作用组合时，在排架方向的内力组合的最不利设计值为：上柱 $N = 236\text{kN}$ ；下柱 $N = 1400\text{kN}$ 。

要求：求正截面承载力计算的抗震调整系数 γ_{RE} 。

解答：已知 $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ ，则

$$\text{上柱轴压比为：} \quad \frac{N}{f_c b h} = \frac{236 \times 10^3}{11.9 \times 400 \times 400} = 0.12 < 0.15$$

$$\text{下柱轴压比为：} \quad \frac{N}{f_c b h} = \frac{1400 \times 10^3}{11.9 \times 400 \times 900} = 0.33 > 0.15$$

根据《建筑抗震设计规范》表 5.4.2 轴压比小于 0.15 的柱，其抗震调整系数 γ_{RE} 为 0.75；轴压比不小于 0.15 的柱，其抗震调整系数 γ_{RE} 为 0.8。

【例 4.8.11】 题干见《试题 4.8.17》（2011 年二级）

答案：(A)

根据《抗规》7.2.6 条式 (7.2.6)， $f_{vE} = \zeta_N \cdot f_v = 1.6 \times 0.17 = 0.272\text{N/mm}^2$

根据《抗规》7.2.7 条第 3 款：

横墙： $A = 240 \times (3900 + 3200 + 3900 + 240) = 2697600\text{mm}^2$

$$A_c = 2 \times 240 \times 240 = 115200\text{mm}^2$$

$$\frac{A_c}{A} = \frac{115200}{2697600} = 0.04 < 0.15$$

取 $A_c = 115200\text{mm}^2$

取 $\zeta_c = 0.4$ ， $\eta_c = 1.0$ ，

按《抗规》表 5.4.2，取 $\gamma_{RE} = 0.9$ ，

$$A_{sh} = 0.0, f_t = 1.27\text{N/mm}^2, f_{yc} = 300\text{N/mm}^2, A_{sc} = 1231\text{mm}^2, \rho = 1.06\% > 0.6\%$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{\gamma_{RE}} [\eta_c f_{vE} (A - A_c) + \zeta_c f_t A_c + 0.08 f_{yc} A_{sc} + \zeta_s f_{yh} A_{sh}] \\ &= \frac{1}{0.9} \times [1.0 \times 0.272 \times (2697600 - 115200) + 0.4 \times 1.27 \times 115200 + 0.08 \times 300 \times 1231 + 0] \\ &= 878.3\text{kN} \end{aligned}$$

【例 4.8.12】 题干见《试题 4.8.18》（2011 年二级）

答案：(C)

已知 MU10 多孔砖，M10 混合砂浆，根据《砌规》3.2.2 条表 3.2.2， $f_v = 0.17\text{N/mm}^2$ ；

根据《抗规》5.4.2 条表 5.4.2， $\gamma_{RE} = 1.0$

根据《抗规》7.2.6 条式 (7.2.6)：

$$f_{vE} = \zeta_N \cdot f_v = 1.6 \times 0.17 = 0.272\text{N/mm}^2$$

根据《抗规》7.2.7 条第 1 款：

$$A = 240 \times (3900 + 3200 + 3900 + 240) = 2697600\text{mm}^2$$

$$V = \frac{f_{vE} \cdot A}{\gamma_{RE}} = \frac{0.272 \times 2697600}{1.0} = 733.7\text{kN}$$

五、有关系数的回顾

1. 地震作用分项系数的确定

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

2. 抗震验算中作用组合值系数的确定

1) 重力荷载代表值，组合值系数。

2) 风荷载的组合值系数，对于一般结构取 0.0，风荷载起控制作用的高层建筑取 0.2。

3. 地震作用标准值的效应

(1) 组合前的调整

1) 高振型影响的调整。

2) 出屋面小建筑的内力增大。

3) 结构薄弱层楼层剪力增大。

4) 楼层剪重比调整（最小地震剪力系数要求）。

5) 扭转影响的调整。

(2) 组合后的调整

1) “强柱弱梁”，调整柱的弯矩设计值。

2) “强剪弱弯”，调整柱、梁和抗震墙的剪力设计值。

3) “强节点弱构件”，调整框架节点核心区的剪力设计值。

4) 抗震墙弯矩设计值的调整等。

4. 关于重要性系数

截面抗震验算中不考虑此项系数。

5. 承载力调整系数

当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均应采用 1.0。

第九节 抗震变形验算

一、变形验算的内容及原因

建筑结构在地震作用下的变形验算与控制，在抗震设计中起着不可缺少的重要作用，这不是承载能力强度设计所能代替的。根据两阶段设计原则，变形验算主要包括：

1. 在多遇地震作用下弹性变形的验算

多遇地震作用下结构基本处于弹性工作阶段，除满足承载能力要求外还需严格控制弹性层间侧移，其主要原因如下：

1) 防止非结构构件出现过于严重的破坏。

2) 保证建筑自身的正常使用。

3) 要防止防震缝两侧毗连建筑物的碰撞。

『试题 4.9.2』绝对侧移值确定 (2005 年)

某 6 层钢筋混凝土框架结构, 其计算简图如图 4.9.2 所示; 边跨梁、中间跨梁、边柱及中柱各自的线刚度, 依次分别为 i_{b1} 、 i_{b2} 、 i_{c1} 和 i_{c2} (单位为 $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$), 且在各层之间不变。用 D 值法计算在水平荷载作用下的框架侧移。假定在图 4.9.2 所示水平荷载作用下, 顶层的层间相对侧移值 $\Delta_6 = 0.0127P$ (mm), 又已求得底层侧移总刚度 $\Sigma D_1 = 102.84$ (kN/mm), 试问, 在图示水平荷载作用下, 顶层 (屋顶) 的绝对侧移值 δ_6 (mm), 与下列何项数值最为接近?

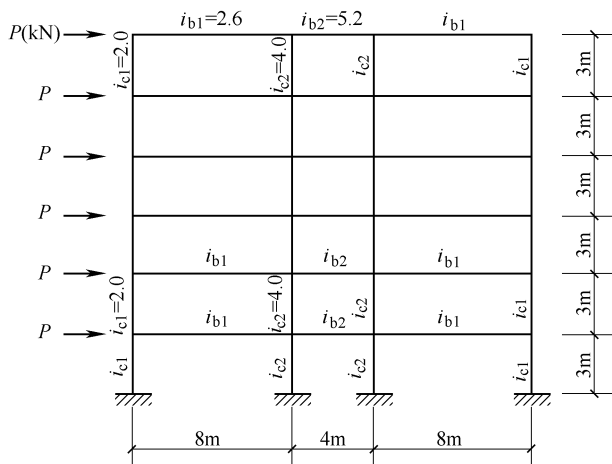


图 4.9.2

- (A) $0.06P$ (B) $0.12P$ (C) $0.20P$ (D) $0.25P$

『试题 4.9.3』框架顶的侧移值 (2011 年)

某 12 层现浇框架结构, 其中一榀中部框架的剖面如图 4.9.3 所示, 现浇混凝土楼板, 梁两侧无洞。底层各柱截面相同, 2~12 层各柱截面相同, 各层梁截面均相同。梁、柱矩形截面线刚度 i_{b0} 、 i_{c0} (单位: $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$) 标注于构件旁侧。假定, 梁考虑两侧楼板影响的刚度增大系数取《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 中相应条文的最大值。

提示: 1. 计算内力和位移时, 采用 D 值法。

$$2. D = \alpha \frac{12i_c}{h^2}, \text{ 式中 } \alpha \text{ 是与梁柱刚度比}$$

有关的修正系数, 对底层柱: $\alpha =$

$$\frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}, \text{ 对一般楼层柱: } \alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}},$$

式中 \bar{K} 为有关梁柱的线刚度比。

假定, $P = 10 \text{ kN}$, 底层柱顶侧移值为 2.8 mm , 且上部楼层各边梁、柱及中梁、柱的修正系数分别为 $\alpha_{\text{边}} = 0.56$ 、 $\alpha_{\text{中}} = 0.76$ 。试问, 不考虑柱子的轴向变形影响时, 该榀框架的顶层柱顶侧移值 (mm), 与下列何项数值最为接近?

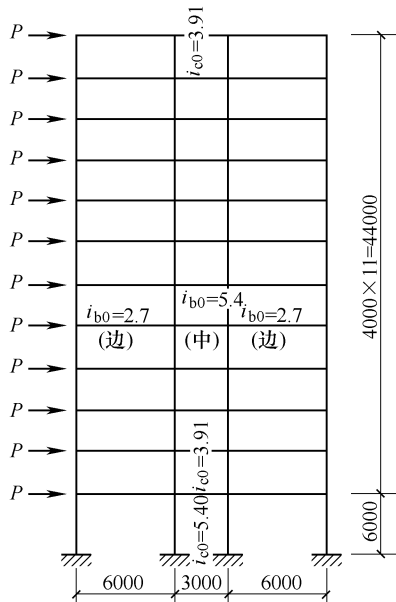


图 4.9.3

- (A) 9 (B) 11 (C) 13 (D) 15

『试题 4.9.4』验算变形的效应组合 (2011 年)

根据《建筑抗震设计规范》及《高层建筑混凝土结构技术规程》, 下列关于高层建筑混

凝土结构抗震变形验算（弹性工作状态）的观点，哪一种相对准确？

- (A) 结构楼层位移和层间位移控制值验算时，采用 CQC 的效应组合，位移计算时不考虑偶然偏心影响；扭转位移比计算时，不采用各振型位移的 CQC 组合计算，位移计算时考虑偶然偏心的影响
- (B) 结构楼层位移和层间位移控制值验算以及扭转位移比计算时，均采用 CQC 的效应组合，位移计算时，均考虑偶然偏心影响
- (C) 结构楼层位移和层间位移控制值验算以及扭转位移比计算时，均采用 CQC 的效应组合，位移计算时，均不考虑偶然偏心影响
- (D) 结构楼层位移和层间位移控制值验算时，采用 CQC 的效应组合，位移计算时考虑偶然偏心影响；扭转位移比计算时，不采用 CQC 组合计算，位移计算时不考虑偶然偏心的影响

2. 《规范》规定

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.7.2 正常使用条件下，结构的水平位移应按本规程第 4 章规定的风荷载、地震作用和第 5 章规定的弹性方法计算。

钢筋混凝土框架结构，当采用手算进行弹性位移校核时，一般仍采用 D 值法。先算出各层柱子的 D 值，然后将底部剪力法得到的楼层地震剪力标准值除以相应各层的 D 值，即得到各层的相对水平位移值：

$$\Delta u_e = \frac{V_e}{\sum_i D_i}$$

除以各层相应层高后，可得各层间位移角。

(二) 楼层内最大的弹性层间位移

1. “试题”回顾

『试题 4.9.5』水平位移限值（1999 年）

在正常使用条件下的下列结构体系中，何者对水平位移的限值要求最严格？

- (A) 采用砌体填充墙的框架结构
- (B) 一般装修标准的剪力墙结构
- (C) 较高装修标准的框架-剪力墙结构
- (D) 采用轻质隔墙的框架结构

『试题 4.9.6』层间位移与层高之比限值（2003 年）

在正常使用条件下的下列结构中，哪个对于层间最大位移与层高之比限值的要求最严格？

- (A) 高度为 160m 的框架-核心筒结构
- (B) 高度为 180m 的筒中筒结构
- (C) 高度为 170m 的剪力墙结构
- (D) 高度为 140m 的框架结构

『试题 4.9.7』弹性层间位移（2007 年）

钢筋混凝土高层建筑抗震设计时，应限制结构层间位移；有关按弹性方法计算出的楼层层间最大位移 Δu 的下列几种认识，其中何项是不准确的？

- (A) 楼层层间最大位移 Δu 以楼层最大水平位移差计算, 不扣除整体弯曲变形
- (B) 楼层位移计算时, 不考虑偶然偏心的影响
- (C) 应考虑重力二阶效应对水平力作用下结构位移计算的影响
- (D) 位移计算时, 装配整体式楼面中梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大

『试题 4.9.8』变形验算的偏心影响 (2009 年)

下列关于高层混凝土结构抗震分析的一些观点, 其中何项相对准确?

- (A) B 级高度的高层建筑结构应采用至少两个三维空间分析软件进行整体内力位移计算
- (B) 计算中应考虑楼梯构件的影响
- (C) 对带转换层的高层结构, 必须采用弹塑性时程分析方法补充计算
- (D) 规则结构控制结构水平位移限值时, 楼层位移计算亦应考虑偶然偏心的影响

『试题 4.9.9』变形验算的偏心影响 (2009 年)

判断下列的一些论点, 其中何项是正确的?

- (A) 楼层的最大弹性水平位移, 小于该楼层两端弹性水平位移平均值的 1.3 倍, 这类结构属于平面扭转规则类型
- (B) 抗侧力结构的层间受剪承载力大于相邻上一楼层的 65% 时, 此类结构属于竖向规则类型
- (C) 计算楼层的最大弹性层间位移时, 可不计入扭转变形
- (D) 现浇混凝土刚性楼、屋盖建筑, 结构的楼层水平地震剪力可按抗侧力构件等效刚度的比例分配

2. 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定:

5.5.1 表 5.5.1 所列各类结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算, 其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求:

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (5.5.1)$$

式中 Δu_e ——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移; 计算时, 除以弯曲变形为主的高层建筑外, 可不扣除结构整体弯曲变形; 应计入扭转变形, 各作用分项系数均应采用 1.0; 钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度;

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值, 宜按表 5.5.1 采用;

h ——计算楼层层高。

表 5.5.1 弹性层间位移角限值

结 构 类 型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

3.7.3 按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 宜符合下列规定:

1 高度不大于 150m 的高层建筑,其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表 3.7.3 的限值。

表 3.7.3 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构体系	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1000
除框架结构外的转换层	1/1000

2 高度不小于 250m 的高层建筑,其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500。

3 高度在 150 ~ 250m 之间的高层建筑,其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值可按本条第 1 款和第 2 款的限值线性插入取用。

注:楼层层间最大位移 Δu 以楼层竖向构件最大的水平位移差计算,不扣除整体弯曲变形。抗震设计时,本条规定的楼层位移计算可不考虑偶然偏心的影响。

这两本《规定》的规定还是有差别的,现比较于下。

《建筑抗震设计规范》5.5.1 条规定:

5.5.1

Δu_e ——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移;计算时,除以弯曲变形为主的高层建筑外,可不扣除结构整体弯曲变形;应计入扭转变形,各作用分项系数均应采用 1.0;钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度。

《高层建筑混凝土结构技术规程》规定:

3.7.3

注:楼层层间最大位移 Δu 以楼层竖向构件最大的水平位移差计算,不扣除整体弯曲变形。抗震设计时,本条规定的楼层位移计算可不考虑偶然偏心的影响。

3. 算例

【例 4.9.1】一幢 8 层的钢筋混凝土框架结构,在设防烈度 8 度 ($0.2g$) 多遇地震的水平地震作用下的水平位移如图 4.9.4 所示,其顶层的弹性水平位移 $\delta_8 = 60\text{mm}$ 。第 7 层的水平位移 $\delta_7 = 52\text{mm}$ 。顶层的弹性层间位移角 $\theta_{e,8}$ 接近下列何项数值?

(A) 1/400

(B) 1/500

(C) 1/600

(D) 1/650

答案:(B)

$$\Delta u_{e,8} = (60 - 52) \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

$$\theta_{e,8} = \frac{\Delta u_{e,8}}{h} = \frac{8}{4000} = \frac{1}{500}$$

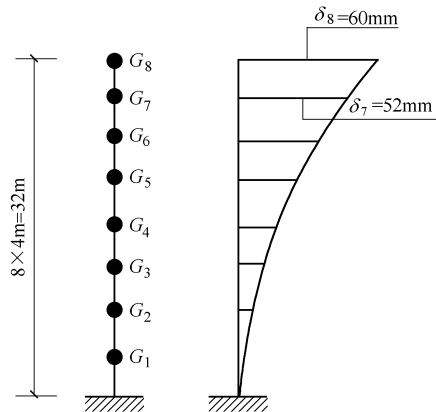


图 4.9.4

三、弹塑性变形验算

(一) 罕遇地震作用下的弹塑性变形分析

1. “试题”回顾

『试题 4.9.10』罕遇地震作用下结构变形验算 (2000 年)

下列关于进行罕遇地震作用下结构变形验算的见解, 何项错误?

- (A) 当遭遇预估的罕遇地震时, 结构将产生较大的弹性变形, 需予以控制, 以免倒塌
- (B) 为防止结构在罕遇地震中倒塌, 体现“大震不倒”的设防目标, 必要时应进行第二阶段设计, 包括变形验算
- (C) 应对有特殊要求的建筑和大震中易倒塌结构的易损部位进行塑性变形验算, 以实现第三水准的设防要求
- (D) 对大多数的结构, 可只通过强度设计、概念设计和抗震构造措施来满足第三水准的设计要求

2. 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》规定:

3.6.2 不规则且具有明显薄弱部位可能导致地震时严重破坏的建筑物, 应按本规范有关规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。此时, 可根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法。

大量震害分析表明, 大震作用下一般结构均存在“塑性变形集中”的薄弱层, 这种薄弱层仅按承载力计算有时难以发现。这是因为结构构件强度是按小震作用计算的, 各截面实际配筋与计算往往不一致, 同时各部位在大震下其效应增大的比例也不同, 从而使有些层可能率先屈服, 形成塑性变形集中。随着地震强度的增加, 结构进入弹塑性变形状态, 这些塑性变形集中部位的弹塑性变形超过某种限值, 形成薄弱部位 (薄弱层), 就会产生局部倒塌。而局部倒塌往往又会引起整体的坍塌。

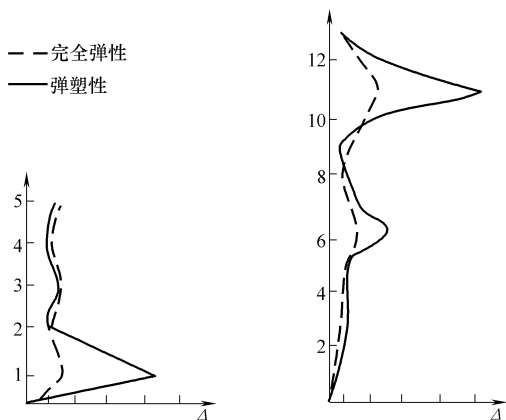


图 4.9.5 结构弹塑性层间变形分布

结构的时程分析也说明弹塑性层间变形沿高度的分布是不均匀的 (图 4.9.5)。影响层间变形的主要因素是楼层屈服强度分布, 在屈服强度相对较低的薄弱部位, 地震作用下将产生很大的塑性层间变形。而其他各层的层间变形相对较小, 接近于弹性反应计算结果。因此, 在抗震设计中, 只要控制了薄弱部位在罕遇地震下的变形, 即可控制结构的抗震安全性。

判断薄弱层的部位和验算薄弱层的弹塑性变形是否满足抗震要求, 就成了大震不倒验算的主要内容。如果将截面抗震验算和多遇地震下的弹性变形验算合称为第一阶段抗震设计 (即解决小震不坏), 则罕遇地震下弹塑性变形验算可称为第二阶段抗震设计 (解决大震不倒)。

(二) 需要进行弹塑性变形验算的范围

1. “试题”回顾

『试题 4.9.11』薄弱层抗震变形 (1999 年)

对于以下五种类型的钢筋混凝土多高层建筑结构, 即

I. 框架 II. 框架-剪力墙 III. 填充墙框架 IV. 剪力墙 V. 乙类建筑中的结构
下面哪项列出的结构宜进行罕遇地震作用下的薄弱层抗震变形验算?

(A) I、V (B) I、II、IV (C) I、III、V (D) I、III

2. 《规范》规定

(1) 应进行弹塑性变形验算的结构

《建筑抗震设计规范》规定:

5.5.2 结构在罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算, 应符合下列要求:

1 下列结构应进行弹塑性变形验算:

- 1) 8 度 III、IV 类场地和 9 度时, 高大的单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架;
- 2) 7~9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土框架结构;
- 3) 高度大于 150m 的结构;
- 4) 甲类建筑和 9 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构;
- 5) 采用隔震和消能减震设计的结构。

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定:

3.7.4 高层建筑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算, 应符合下列规定:

1 下列结构应进行弹塑性变形验算:

- 1) 7~9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构;
- 2) 甲类建筑和 9 度抗震设防的乙类建筑结构;
- 3) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构;
- 4) 房屋高度大于 150m 的结构。

(2) 宜进行弹塑性变形验算的结构

《建筑抗震设计规范》规定:

5.5.2 结构在罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算, 应符合下列要求:

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算:

- 1) 本规范表 5.1.2-1 所列高度范围且属于本规范表 3.4.2-2 所列竖向不规则类型的高层建筑结构;
- 2) 7 度 III、IV 类场地和 8 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构;
- 3) 板柱-抗震墙结构和底部框架砌体房屋;
- 4) 高度不大于 150m 的其他高层钢结构;
- 5) 不规则的地下建筑结构及地下空间综合体。

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定:

3.7.4 高层建筑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算,应符合下列规定:

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算:

- 1) 本规程表 4.3.4 所列高度范围且不满足本规程第 3.5.2 ~ 3.5.6 条规定的竖向不规则高层建筑结构;
- 2) 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度抗震设防的乙类建筑结构;
- 3) 板柱-剪力墙结构。

以上规定是为了在满足抗震设计基本要求的前提下,尽量减少设计计算工作量。所以,根据震害调查及科学研究结果,只要求对上述在大地震中较易倒塌的延性结构和特殊要求的钢筋混凝土建筑进行薄弱层或薄弱部位的变形验算。

(三) 结构薄弱层(部位)位置判断

研究表明,结构弹塑性层间变形与多种因素有关,但主要取决于楼层屈服强度系数的大小及楼层屈服强度系数沿房屋高度的分布情况。对混凝土结构,薄弱层的确定主要用楼层屈服强度系数来判别。当此系数大于 0.5 时,这种楼层可不必再验算弹塑性变形。当此系数等于或小于 0.5 时,则必须进一步验算该层的弹塑性变形是否满足《建筑抗震设计规范》要求。

1. “试题”回顾

〔试题 4.9.12〕结构薄弱层(2002 年)

试问,对于下列关于建筑结构薄弱层特征及有关规定的论述,其中何项是错误的?

- (A) 在地震作用下,建筑结构出现塑性变形集中的楼层,称为薄弱层
- (B) 在地震作用下,在薄弱层处必定首先屈服,而结构的倒塌极大可能就是在这个区域开始
- (C) 为了防止结构倒塌,应按规定设防烈度对高层建筑结构进行抗震变形验算
- (D) 框架结构薄弱层层间弹塑性位移 Δu_p ,应符合 $\Delta u_p \leq \frac{1}{50}H$ 的要求,式中 H 为薄弱层部位的层高

2. 《规范》规定

(1) “楼层屈服强度系数”的计算方法

《建筑抗震设计规范》5.5.2 条讲述了“楼层屈服强度系数”的计算方法:

5.5.2

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

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定:

3.7.4

注:楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力的比值。

结构第 i 层楼层屈服强度系数 $\xi_y(i)$ 可表示为

$$\xi_y(i) = V_y(i)/V_u(i) \quad (4.9.1)$$

式中 $\xi_y(i)$ ——楼层屈服强度系数, 按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力和楼层弹性地震剪力的比值;

$V_y(i)$ ——第 i 层受剪实际承载力, 根据第一阶段设计所得到的截面实际配筋和材料强度标准值计算;

$V_u(i)$ ——第 i 层弹性地震剪力, 计算时水平地震影响系数最大值 α_{\max} 应采用罕遇地震时的数值。

(2) 结构薄弱层 (部位) 的确定

楼层屈服强度系数 ξ_y 反映了结构中楼层所具有的实际强度与该楼层所受罕遇地震下弹性地震剪力的相对关系。两者差值越大则 ξ_y 越小, 说明该楼层最弱, 有可能率先屈服, 出现较大弹塑性层间变形。根据数千个 1~15 层剪切型结构弹塑性时程分析的结果可知另一个规律是: 多层结构存在“塑性变形集中”的薄弱层是一种普遍现象。薄弱层的位置对于屈服强度系数沿高度分布均匀的结构多在底层, 分布不均匀的结构则在 ξ_y 最小处或相对较小处; 单层厂房往往在上柱。《建筑抗震设计规范》5.5.4 条第 1 款讲述了这一规律。

5.5.4 结构薄弱层 (部位) 弹塑性层间位移的简化计算, 宜符合下列要求:

1 结构薄弱层 (部位) 的位置可按下列情况确定:

1) 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构, 可取底层;

2) 楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构, 可取该系数最小的楼层 (部位) 和相对较小的楼层, 一般不超过 2~3 处;

3) 单层厂房, 可取上柱。

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定:

5.5.3 结构薄弱层 (部位) 的弹塑性层间位移的简化计算, 宜符合下列规定:

1 结构薄弱层 (部位) 的位置可按下列情况确定:

1) 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构, 可取底层;

2) 楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构, 可取该系数最小的楼层 (部位) 和相对较小的楼层, 一般不超过 2~3 处。

(四) 结构薄弱层 (部位) 弹塑性层间位移简化计算法的适用范围

除了时程分析法直接计算弹塑性变形外, 根据对数千个 1 层~15 层剪切型结构弹塑性时程分析结果得到以下统计规律: 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。根据此规律给出了近似简化计算变形方法, 即《建筑抗震设计规范》中给出的将弹性层间变形乘以放大系数来求弹塑性层间变形, 称为弹塑性变形简化计算法。

1. “试题” 回顾

〔试题 4.9.13〕弹塑性变形简化计算法 (2010 年)

下列关于高层建筑混凝土结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性变形验算的相关论述, 其中何项不正确?

- (A) 采用隔震和消能减震技术的建筑结构, 应进行薄弱层弹塑性变形验算
- (B) 采用弹塑性动力时程分析方法进行薄弱层验算时, 应按建筑场地类别和所处地震动参数区划的特征周期选用不少于两组实际地震波和一组人工模拟的地震波的加速度时程曲线
- (C) 进行高层建筑结构薄弱层弹塑性变形验算时, 不需考虑重力二阶效应的不利影响
- (D) 不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架结构的薄弱层弹塑性变形计算, 可采用规范规定的简化计算方法

2. 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》5.5.3 条:

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

- 1 不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架结构、单层钢筋混凝土柱厂房可采用本规范第 5.5.4 条的简化算法。
- 2 除 1 款以外的建筑结构, 可采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法等。
- 3 规则结构可采用弯剪层模型或平面杆系模型, 属于本规范第 3.4 节规定的不规则结构应采用空间结构模型。

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定:

5.5.2 在预估的罕遇地震作用下, 高层建筑结构薄弱层(部位)弹塑性变形计算可采用下列方法:

- 1 不超过 12 层且层侧向刚度无突变的框架结构可采用本规程第 5.5.3 条规定的简化算法。
- 2 除第 1 款以外的建筑结构可采用弹塑性静力或动力分析方法。

(五) 结构薄弱层(部位)弹塑性层间位移的简化计算

对于刚度及屈服强度系数 ξ_y 沿高度分布均匀的框架, 大量计算结果的统计分析表明, 弹塑性层间位移值可近似用同样罕遇地震作用下弹性层间位移值乘增大系数 η_p 求得。

1. “试題”回顾

〔试題 4.9.14〕 ~ 〔试題 4.9.15〕 (2004 年)

某一建于 7 度地震区的 10 层钢筋混凝土框架结构, 抗震设防类别为丙类, 设计地震分组为第一组, 设计基本地震加速度为 $0.15g$, 场地类别为 II 类。非承重填充墙采用砖墙, 墙体较少, 周期折减系数为 0.7, 底层层高 6m, 楼层屈服强度系数 ξ_y 为 0.45, 结构自振周期 $T=1.0s$, 阻尼比取 0.05。

〔试題 4.9.14〕 薄弱层的位移 (2004 年)

假定该框架底层屈服强度系数是相邻上层该系数的 0.55 倍, 底层各柱轴压比均大于 0.5, 且不考虑重力二阶效应及结构稳定方面的影响, 试问, 在罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移 Δu_e 的最大值 (mm), 接近下列何值时才能满足《高层建筑混凝土结构技术规程》中规定的对结构薄弱层(部位)层间弹性位移的要求?

提示: 底层在罕遇地震作用下的弹塑性变形, 可按《高层建筑混凝土结构技术规程》中的简化算法计算。

- (A) 44.6 (B) 63.2 (C) 98.6 (D) 120

〔试题 4.9.15〕弹塑性变形 (2004)

假定由计算分析得知, 该框架结构弹性等效侧向刚度 $D_i = 15 \sum_{j=1}^i G_j/h_i$ 。试问, 在罕遇地震作用下, 底层考虑重力二阶效应的层间弹塑性位移 $\Delta u'_p$, 与未考虑重力二阶效应的层间弹塑性位移 Δu_p 之比, 最接近下列何项数值?

- (A) 0.5 (B) 0.833 (C) 1.0 (D) 1.2

〔试题 4.9.16〕~〔试题 4.9.17〕(2009 年)

某 12 层现浇钢筋混凝土框架结构, 质量及侧向刚度沿竖向比较均匀, 其地震设防烈度为 8 度, 丙类建筑, II 类建筑场地。底层屈服强度系数 ξ_y 为 0.4, 且不小于上层该系数平均值的 0.8 倍; 柱轴压比大于 0.4。

〔试题 4.9.16〕层间弹塑性变形 (2009 年)

已知框架底层总抗侧刚度为 $8 \times 10^5 \text{ kN/m}$ 。为满足结构层间弹塑性位移限值。试问, 在多遇地震作用下, 按弹性分析的底层水平剪力最大标准值与下列何项数值最为接近?

提示: ①不考虑重力二阶效应。②从底层层间弹塑性位移限值入手。

- (A) 5000kN (B) 6000kN (C) 7000kN (D) 8000kN

〔试题 4.9.17〕层间弹塑性变形 (2009 年)

条件同〔试题 4.9.16〕。在多遇地震作用下, 未考虑重力二阶效应的影响, 达到结构层间弹塑性位移限值时, 按弹性分析的底层水平剪力标准值为 V_0 。试问, 如考虑重力二阶效应的影响, 其底层多遇地震弹性水平剪力标准值不超过下列何项数值时, 才能满足层间弹塑性位移限值的要求?

- (A) $0.8V_0$ (B) $0.83V_0$ (C) $1.0V_0$ (D) $1.2V_0$

〔试题 4.9.18〕弹塑性变形 (2009 年)

某 10 层现浇钢筋混凝土框架结构, 地下一层箱形基础顶为嵌固端, 房屋高度为 36.4m。首层层高为 4.0m, 2~10 层层高均为 3.6m。该房屋为丙类建筑, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 $0.20g$, 框架抗震等级为一级。

沿该建筑物竖向框架结构的层刚度无突变, 楼层屈服强度系数 ξ_y 分布均匀。已求得首层的楼层屈服强度系数 $\xi_y = 0.45$ 。1~3 层柱截面及其混凝土强度等级、配筋均相同。按实配钢筋和材料强度标准值计算的边柱、中柱的受剪承载力分别为: 边柱 $V_{\text{cua1}} = 678 \text{ kN}$, 中柱 $V_{\text{cua2}} = 960 \text{ kN}$ 。罕遇地震作用下首层弹性地震剪力标准值为 36000kN。试问, 下列何项主张符合相关规范的规定?

提示: 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 (2008 年版) 作答。

- (A) 不必进行弹塑性变形验算
(B) 需进行弹塑性变形验算, 且必须采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法
(C) 通过调整柱实配钢筋使 V_{cua1} 和 V_{cua2} 增加 5% 后, 可不进行弹塑性变形验算
(D) 可采用弹塑性变形的简化计算方法, 将罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移乘以增大系数 1.90

〔试题 4.9.19〕(2011 年)

某 12 层现浇框架结构, 其中一榀中部框架的剖面如图 4.9.6 所示, 现浇混凝土楼板,

梁两侧无洞。底层各柱截面相同，2~12层各柱截面相同，各层梁截面均相同。梁、柱矩形截面线刚度 i_{b0} 、 i_{c0} （单位： $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$ ）标注于构件旁侧。假定，梁考虑两侧楼板影响的刚度增大系数取《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 中相应条文中的最大值。假定，该建筑物位于 7 度抗震设防区，调整构件截面后，经抗震计算，底层框架总侧移刚度 $\Sigma D = 5.2 \times 10^5 \text{ N/mm}$ ，柱轴压比大于 0.4，楼层屈服强度系数为 0.4，不小于相邻层该系数平均值的 0.8。试问，在罕遇水平地震作用下，按弹性分析时作用于底层框架的总水平组合剪力标准值 V_{EK} （kN），最大不能超过下列何值才能满足规范对位移的限值要求？

提示：1. 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 作答。

2. 结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性变形计算可采用简化算法；不考虑重力二阶效应。

3. 不考虑柱配箍影响。

(A) 5.6×10^3 (B) 1.1×10^4

(C) 3.1×10^4 (D) 6.2×10^4

『试题 4.9.20』弹塑性层间位移角计算（2013 年一级）

某 70 层办公楼，平、立面如图 4.9.7 所示，采用钢筋混凝土筒中筒结构，抗震设防烈度为 7 度，丙类建筑，Ⅱ类建筑场地。房屋高度地面以上为 250m，质量和刚度沿竖向分布均匀。已知小震弹性计算时，振型分解反应谱法求得的底部地震剪力为 16000kN，最大层间位移角出现在 k 层， $\theta_k = 1/600$ 。

假定，正确选用的 7 条时程曲线分别为：AP1~AP7，同一软件计算所得的第 k 层结构的层间位移角（同一层）见表 4.9.1。试问，估算的大震下该层的弹塑性层间位移角参考值最接近下列何项数值？

提示：按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 作答。

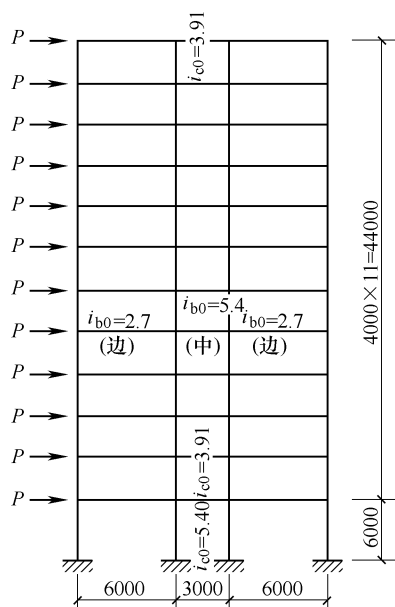


图 4.9.6

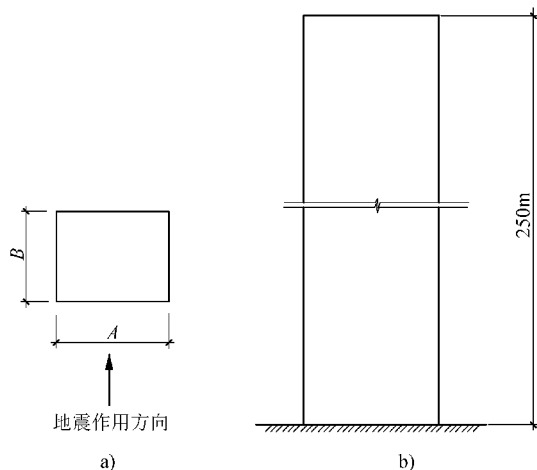


图 4.9.7

a) 平面图 b) 立面图

表 4.9.1

	$\Delta u/h$ (小震)	$\Delta u/h$ (大震)
AP1	1/725	1/125

(续)

	$\Delta u/h$ (小震)	$\Delta u/h$ (大震)
AP2	1/870	1/150
AP3	1/815	1/140
AP4	1/1050	1/175
AP5	1/945	1/160
AP6	1/815	1/140
AP7	1/725	1/125

- (A) 1/90
- (B) 1/100
- (C) 1/125
- (D) 1/145

2. 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》5.5.4 条第 2 款：

5.5.4 结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移的简化计算，宜符合下列要求：

2 弹塑性层间位移可按下列公式计算：

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e$$

(5.5.4-1)

或
$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y$$

(5.5.4-2)

式中 Δu_p ——弹塑性层间位移；
 Δu_y ——层间屈服位移；
 μ ——楼层延性系数；
 Δu_e ——罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移；
 η_p ——弹塑性层间位移增大系数，当薄弱层（部位）的屈服强度系数不小于相邻层（部位）该系数平均值的 0.8 时，可按表 5.5.4 采用。当不大于该平均值的 0.5 时，可按表内相应数值的 1.5 倍采用；其他情况可采用内插法取值；
 ξ_y ——楼层屈服强度系数。

表 5.5.4 弹塑性层间位移增大系数

结 构 类 型	总层数 n 或部位	ξ_y		
		0.5	0.4	0.3
多层均 匀框架 结 构	2 ~ 4	1.30	1.40	1.60
	5 ~ 7	1.50	1.65	1.80
	8 ~ 12	1.80	2.00	2.20
单层厂房	上 柱	1.30	1.60	2.00

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定：

5.5.3 结构薄弱层（部位）的弹塑性层间位移的简化计算，宜符合下列规定：

2 弹塑性层间位移可按下列公式计算：

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (5.5.3-1)$$

或

$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y \quad (5.5.3-2)$$

式中 Δu_p ——弹塑性层间位移（mm）；

Δu_y ——层间屈服位移（mm）；

μ ——楼层延性系数；

Δu_e ——罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移（mm）。计算时，水平地震影响系数最大值应按本规程表 4.3.7-1 采用；

η_p ——弹塑性位移增大系数，当薄弱层（部位）的屈服强度系数不小于相邻层（部位）该系数平均值的 0.8 时，可按表 5.5.3 采用；当不大于该平均值的 0.5 时，可按表内相应数值的 1.5 倍采用；其他情况可采用内插法取值；

ξ_y ——楼层屈服强度系数。

表 5.5.3 结构的弹塑性位移增大系数 η_p

ξ_y	0.5	0.4	0.3
η_p	1.8	2.0	2.2

（六）弹塑性层间位移角限值

1. “试题”回顾

【试题 4.9.21】弹塑性位移角限值（2008 年）

对于下列的一些论点，根据《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3—2002 判断，其中何项是不正确的？

- （A）在正常使用条件下，限制高层建筑结构层间位移的主要目的之一是保证主结构基本处于弹性受力状态
- （B）验算按弹性方法计算的层间位移角 $\Delta u/h$ 是否满足规程限值要求时，其楼层位移计算不考虑偶然偏心影响
- （C）对于框架结构，框架柱的轴压比大小，是影响结构薄弱层层间弹塑性位移角 $[\theta_p]$ 限值取值的因素之一
- （D）验算弹性层间位移角 $\Delta u/h$ 限值时，第 i 层层间最大位移差 Δu_i 是指第 i 层与第 $i-1$ 层在楼层平面各处位移的最大值之差，即 $\Delta u_i = u_{i,\max} - u_{i-1,\max}$

2. 《规范》规定

《建筑抗震设计规范》5.5.5 条给出了结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移角限值：

5.5.5 结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (5.5.5)$$

式中 $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值,可按表 5.5.5 采用;对钢筋混凝土框架结构,当轴压比小于 0.40 时,可提高 10%;当柱子全高的箍筋构造比本规范第 6.3.9 条规定的体积配箍率大 30% 时,可提高 20%,但累计不超过 25%。

h ——薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度。

表 5.5.5 弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

《高层建筑混凝土结构技术规程》亦有同样规定:

3.7.5 结构薄弱层(部位)层间弹塑性位移应符合下式规定:

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (3.7.5)$$

式中 Δu_p ——层间弹塑性位移;

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值,可按表 3.7.5 采用;对框架结构,当轴压比小于 0.40 时,可提高 10%;当柱子全高的验筋构造采用比本规程中框架柱箍筋最小配箍特征值大 30% 时,可提高 20%,但累计提高不宜超过 25%;

h ——层高。

表 3.7.5 层间弹塑性位移角限值

结构体系	$[\theta_p]$
框架结构	1/50
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板柱-剪力墙结构	1/100
剪力墙结构和筒中筒结构	1/120
除框架结构外的转换层	1/120

(七) 算例

【例 4.9.2】在罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移 Δu_e 的最大值

条件:某一建于 7 度地震区的 10 层钢筋混凝土框架结构,底层层高 6m,楼层屈服强度系数 ξ_y 为 0.45。底层屈服强度系数是相邻上层该系数的 0.55 倍,且不考虑重力二阶效应及结构稳定方面的影响。

要求:求在罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移 Δu_e 的最大值。

提示：底层在罕遇地震作用下的弹塑性变形，可按《建筑抗震设计规范》中的简化计算方法计算。

解答：根据《建筑抗震设计规范》第 5.5.5 条， $\Delta u_p \leq [\theta_p] h = \frac{1}{50} \times 6000 \text{mm} = 120 \text{mm}$

根据《建筑抗震设计规范》第 5.5.4 条， $\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e$ ， $\Delta u_e = \frac{\Delta u_p}{\eta_p}$

当 $\xi_{y1} < 0.5\xi_{y2}$ ， $\eta_p = 1.5 \times \frac{1}{2} \times (1.8 + 2.0) = 2.85$

当 $0.50\xi_{y1} > 0.45\xi_{y2}$ ， $\eta_p = \frac{1}{2} \times (1.8 + 2.0) = 1.9$

因为 $\xi_{y1} = 0.55\xi_{y2}$ ，线性内插，取 $\eta_p = 2.69$

$$\Delta u_e \leq \frac{120}{2.69} \text{mm} = 44.6 \text{mm}$$

【例 4.9.3】罕遇地震作用下薄弱层的抗震变形验算

条件：某一层高为 4.0m 的 10 层钢筋混凝土框架结构，如图 4.9.8 所示。位于 8 度 (0.20g) 抗震设防区。底层、2 层及 3 层的柱截面、配筋相同，且均为 C40 混凝土。边柱截面尺寸为 400mm×400mm，中柱截面尺寸为 500mm×500mm，每榀横向框架的侧向刚度为 89477kN/m。经抗震计算，已知：

- (1) 在罕遇地震作用下，该楼共承受总水平地震作用标准值 F_{EK} 为 61875kN。
- (2) 底层边柱、底层中柱的轴压比均大于 0.40。
- (3) 按柱的实际配筋和混凝土的强度标准值所算得的每根底层边柱、每根底层中柱的抗剪承载力分别为 550kN 和 800kN。
- (4) 柱子全高的箍筋大于最小含箍特征值 30%。

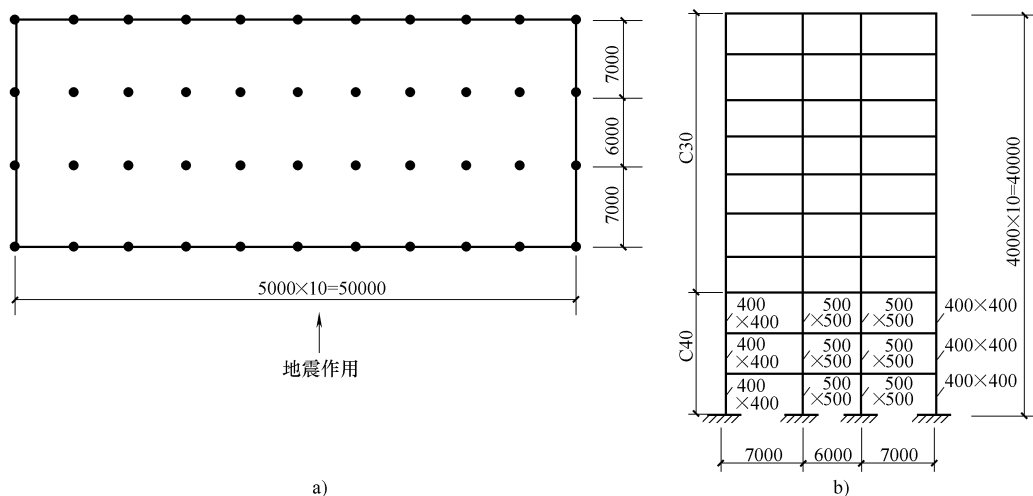


图 4.9.8

a) 平面图 b) 剖面图

要求：求罕遇地震作用下的薄弱层抗震变形验算。

解答：(1) 判断是否需要进罕遇地震作用下薄弱层的抗震变形验算

已知 8 度罕遇地震作用下结构基底弹性地震剪力 $V_0 = 61875 \text{ kN}$ 。

该楼底层共有 22 根边柱和 22 根中柱用以抗剪，因此该楼底层的楼层屈服强度系数 ξ_y ：

$$\xi_y = \frac{22 \times (550 + 800)}{61875} = 0.48 < 0.50$$

根据《建筑抗震设计规范》第 5.5.2 条，该框架需要进行罕遇地震作用下薄弱层的抗震变形验算。

(2) 对薄弱层作抗震变形验算

根据《建筑抗震设计规范》第 5.5.3、第 5.5.4 条，框架层数小于 12 层，且其侧向刚度无突变，可按规范简化方法计算 Δu_p 。薄弱层就在此 ξ_y 沿竖向均匀分布的结构底层。

1) 求罕遇地震作用下，按弹性分析时的层间弹性侧移 Δu_e 。

每榀横向框架的侧向刚度为 89477 kN/m ，在罕遇地震作用下，按弹性分析得薄弱层（即底层结构）的弹性层间侧移：

$$\Delta u_e = \frac{V_0}{11 \times \frac{12}{h^2} \sum i_c} = \frac{61875}{11 \times 89477} \text{ m} = 0.0628 \text{ m}$$

2) 求结构薄弱层的层间弹塑性侧移 Δu_p

已算得 $\xi_y = 0.48$ ，第 2、3 层的配筋柱的截面尺寸、混凝土强度等级又均与底层柱相同，因而底层、2 层及 3 层的楼层屈服强度系数基本相同，满足薄弱层（底层）的屈服强度系数不小于相邻层该系数平均值的 0.8 的要求。根据《建筑抗震设计规范》，查得弹塑性位移增大系数为 $\eta_p = 1.84$ 。因此， $\Delta u_p = 1.84 \times 0.0628 \text{ m} = 0.1156 \text{ m}$ 。

3) 弹塑性抗震变形验算。根据《建筑抗震设计规范》第 5.5.5 条，框架结构的弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$ 为 $1/50$ ，当轴压比小于 0.4 时可提高 10%；当柱子全高的箍筋大于最小配箍特征值 30% 时，又可提高 20%，但累计不超过 25%。因此，该结构的 $[\theta_p]$ 取为 $1.2 \times 1/50 = 0.024$ 。 $\Delta u_p = 0.1156 \text{ m} > [\theta_p] h = 0.024 \times 4 \text{ m} = 0.096 \text{ m}$ ，不符合要求。

【例 4.9.4】 某 12 层现浇框架结构，其中一榀中部框架的剖面如图 4.9.9 所示，现浇混凝土楼板。底层各柱截面相同，2~12 层各柱截面相同，各层梁截面均相同。假定，该建筑物位于 7 度抗震设防区，经计算，底层框架总侧移刚度 $\sum D = 5.2 \times 10^5 \text{ N/mm}$ ，柱轴压比大于 0.4，楼层屈服强度系数为 0.4，不小于相邻层该系数平均值的 0.8。

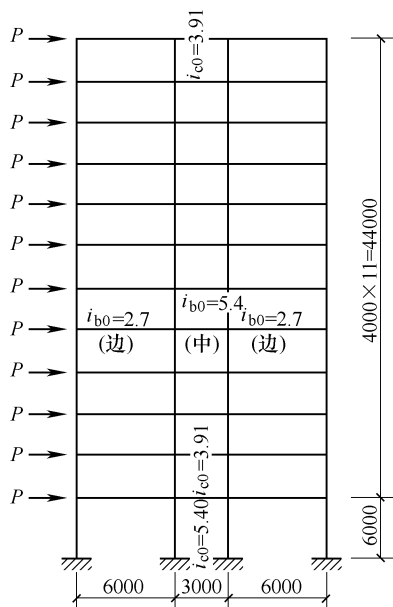


图 4.9.9

试问,在罕遇水平地震作用下,按弹性分析时作用于底层框架的总水平组合剪力标准值 V_{EK} (kN),最大不能超过下列何值才能满足规范对位移的限值要求?

提示:1. 结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性变形计算可采用简化算法;不考虑重力二阶效应。

2. 不考虑柱配箍影响。

3. 计算内力和位移时,采用 D 值法。

(A) 5.6×10^3 (B) 1.1×10^4 (C) 3.1×10^4 (D) 6.2×10^4

答案:(C)

根据《建筑抗震设计规范》5.5.2-2 条,该结构应进行弹塑性变形验算

根据《建筑抗震设计规范》5.5.5 条,最大弹塑性层间位移: $\Delta u_p \leq [\theta_p] h$

根据《建筑抗震设计规范》表 5.5.5, $\Delta u_p = \frac{1}{50} \times 6000 \text{mm} = 120 \text{mm}$

根据《建筑抗震设计规范》式 (5.5.4-1), $\Delta u_e = \frac{\Delta u_p}{\eta_p}$

查《建筑抗震设计规范》表 5.5.4, $\eta_p = 2$, $\Delta u_e = \frac{120}{2} \text{mm} = 60 \text{mm}$

$$V_{EK} = \sum D_i \cdot \Delta u_e = 5.2 \times 10^5 \times 60 \text{N} = 3.12 \times 10^7 \text{N} = 3.12 \times 10^4 \text{kN}$$

(八) 模拟考题

[4.9.1] 某幢 7 层钢筋混凝土框架结构房屋,底层层高为 4.5m,其余层层高均为 4m。假定底层的楼层屈服强度系数 $\xi_y = 0.35$,并且不大于相邻层楼层屈服强度系数平均值的 0.5,满足规范要求罕遇地震作用下,其底层的最大弹性层间位移 Δu_e (mm),与下列何项数值最接近?

(A) 56 (B) 62 (C) 40 (D) 35

答案:(D)

$$\eta_p = (1.65 + 1.80) / 2 = 1.725, \text{应乘以 } 1.5, \eta_p = 1.5 \times 1.725 = 2.5875$$

$$[\theta_p] = 1/50 \quad \frac{\Delta u_p}{h} = \theta_p \leq [\theta_p] = \frac{1}{50}$$

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e, \quad \frac{\Delta u_p}{h} = \frac{\eta_p \Delta u_e}{h} \leq \frac{1}{50} = [\theta_p]$$

$$\Delta u_e \leq \frac{1/h}{50 \times \eta_p} = \frac{1 \times 4500}{50 \times 2.5875} \text{mm} = 34.78 \text{mm}$$

[4.9.2] 一幢 8 层的钢筋混凝土框架结构 (图 4.9.10), 8 度 (0.2g), 已知罕遇地震作用下的底层弹性层间位移 $\Delta u_e = 8 \text{mm}$ 和底层的楼层屈服强度系数 $\xi_y = 0.4$, 不小于相邻层该系数平均值的 0.8。在罕遇地震作用下底层的弹塑性层间位移角 θ_p 最接近下列何项数值?

(A) 1/150 (B) 1/250 (C) 1/200 (D) 1/220

答案:(B)

$\xi_y = 0.4$ 的 8 层框架 $\eta_p = 2.0$,

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e = 2.0 \times 8 \text{mm} = 16 \text{mm}$$

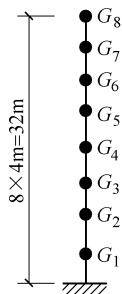


图 4.9.10

$$\theta_p = \frac{\Delta u_p}{h} = \frac{16}{4000} = \frac{1}{250}, \text{ 故选 (B)。}$$

[4.9.3] 某幢7层钢筋混凝土框架结构房屋, 底层层高为4.5m, 若底层在多遇地震作用下的弹性层间位移为5mm, 在罕遇地震作用下的弹性层间位移为8mm; 底层的楼层屈服强度系数 $\xi_y = 0.4$, 并且不大于相邻层楼层屈服强度系数平均值的0.5, 则在罕遇地震作用下该结构底层的弹塑性层间位移角 $\theta_{p,1}$ 与下列何项数值最接近?

- (A) 1/235 (B) 1/227 (C) 1/327 (D) 1/310

答案: (B)

$$\Delta u_e = 8\text{mm}, \eta_p = 1.65 \times 1.5 = 2.475$$

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e = 2.475 \times 8\text{mm} = 19.8\text{mm}$$

$$\theta_p = \Delta u_p / h = 19.8 / 4500 = 1 / 227 < [\theta_p] = 1 / 50, \text{ 满足要求。}$$

[4.9.4] 题干见《试题4.9.20》(2013年一级)

答案: (B)

同一楼层弹塑性层间位移与小震弹性层间位移之比分别为:

5.8, 5.8, 5.82, 6.0, 5.91, 5.82, 5.8

根据《抗规》第3.10.4条条文说明:

$$\text{取平均值时: } 5.85 \times \frac{1}{600} = \frac{1}{103}; \text{ 取最大值时: } 6.0 \times \frac{1}{600} = \frac{1}{100}$$

故选 (B)。

[4.9.5] 舒适度 (2014年一级)

某高层建筑裙楼商场内人行天桥, 采用钢-混凝土组合结构, 如图4.9.11所示, 天桥跨度28m, 假定, 天桥竖向自振频率为 $f_n = 3.5\text{Hz}$, 结构阻尼比 $\beta = 0.02$, 单位面积有效重量 $W = 5\text{kN/m}^2$ 。试问, 满足楼盖舒适度要求的最小天桥宽度 B (m), 与下列何项数值最为接近?

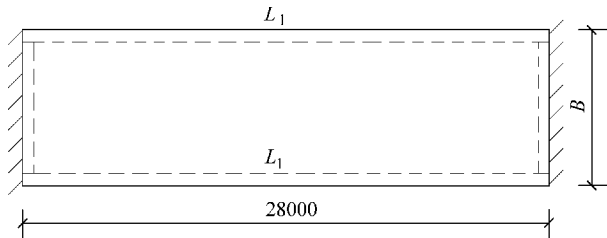


图 4.9.11

提示: ①按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010作答。

②接近楼盖自振频率时, 人行走产生的作用力 $F_p = 0.12\text{kN}$ 。

- (A) 1.80 (B) 2.60 (C) 3.30 (D) 5.00

答案: (B)

根据《高规》3.7.7条, 由《高规》表3.7.7插值, 得最大加速度为:

$$\alpha_p = 0.22 + (3.5 - 2) \times (0.15 - 0.22) / (4 - 2) = 0.22 - 0.0525 = 0.1675$$

根据《高规》A.0.2, $\alpha_p = \frac{F_p}{\beta w} g$

$$0.1675 > \frac{0.12}{0.02 \times 5 \times B \times 28} \times 9.8, \text{ 解得 } B > 2.5\text{m}。$$

第五章 烟囱的水平地震作用

《考试大纲》要求：

了解地震作用对高耸结构的影响

烟囱与框架结构不同，它是一个独立悬臂结构，没有多余联系杆件，一旦在某一截面出现塑性铰时，就必然造成严重破坏，有时不仅涉及烟囱自身的安全，而且还会危及相邻建筑物的安全。因此，进行烟囱抗震设计计算时，应尽可能地保持在弹性工作范围内。对于烟囱的设防烈度，一般均应采用基本烈度。

一、烟囱选型

(一) “试题”回顾

【试题 5.1】烟囱选型（1999 年）

拟在抗震设防烈度 8 度、Ⅲ类场地上建造高度 50m 的普通类型的独立烟囱，其正确选型应为以下何项？

- (A) 砖烟囱
- (B) 配筋砖烟囱
- (C) 钢筋混凝土烟囱
- (D) 钢烟囱

(二) 《规范》规定

《烟囱设计规范》规定：

4.2.1 设计烟囱时，应根据使用条件、烟囱高度、材料供应及施工条件等因素，确定采用砖烟囱、钢筋混凝土烟囱或钢烟囱。下列情况不应采用砖烟囱：

- 1 高度大于 60m 的烟囱。
- 2 地震设防烈度为 9 度地区的烟囱。
- 3 地震设防烈度为 8 度时，Ⅲ、Ⅳ类场地的烟囱。

4.2.1（条文说明）烟囱筒壁的材料选择，在一般情况下主要依据烟囱的高度和地震烈度。从目前国内情况看。烟囱高度大于 80m 时，一般采用钢筋混凝土筒壁。烟囱高度小于或等于 60m 时，多数采用砖烟囱。烟囱高度介于 60m 至 80m 之间时，除要考虑烟囱高度和地震烈度外，还宜根据烟囱直径、烟气温度、材料供应及施工条件等情况进行综合比较后确定。

砖烟囱的抗震性能较差。即使是配置竖向钢筋的砖烟囱，遇到较高烈度的地震仍难免发生一定程度的破坏。而且高烈度区砖烟囱的竖向配筋量很大，导致施工质量难以保证，而造价与钢筋混凝土烟囱相差不大。

二、振型分解反应谱法

振型分解反应谱法是一种精确的计算方法，对烟囱的抗震分析计算均宜采用这种方法，不过采用这种方法进行分析计算的工作量较大，应尽量使用电子计算机进行计算。

(一) “试题”回顾

〔试题 5.2〕 ~ 〔试题 5.4〕 振型分解反应谱法 (2001 年)

图 5.1a 表示一座 $H=180\text{m}$ 的钢筋混凝土烟囱。其抗震设防烈度为 8 度、远震，建于 II 类场地上。已知：

烟囱各质点的重力荷载代表值如图 5.1b 所示：

烟囱的自振周期 $T_1=2.75\text{s}$ ， $T_2=0.91\text{s}$ ；

烟囱的第一、第二振型如图 5.1c、5.1d。

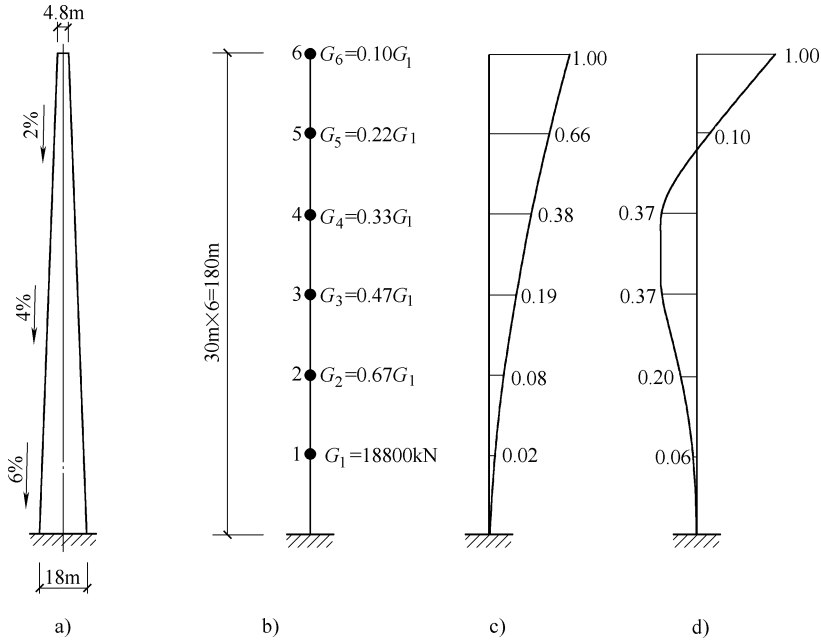


图 5.1

〔试题 5.2〕 第一振型自振周期的地震影响系数 (2001 年)

计算相应于第一振型自振周期的地震影响系数 α_1 ，其值最接近于下列何项数值？

- (A) 0.032 (B) 0.028 (C) 0.038 (D) 0.160

〔试题 5.3〕 第二振型参与系数 (2001 年)

计算第二振型的参与系数 γ_2 ，其值最接近于下列何项数值？

- (A) 1.52 (B) 2.01 (C) 2.53 (D) 6.38

〔试题 5.4〕 烟囱底部剪力设计值 (2001 年)

已知烟囱各质点的第一、第二振型水平地震作用标准值见表 5.1。采用振型分解反应谱法时，水平地震作用下烟囱的底部剪力设计值 V_0 (kN) 最接近于下列何项数值？

- (A) 1340 (B) 1030 (C) 1880 (D) 20302

表 5.1

质点 i	F_{1i}/kN	F_{2i}/kN
6	120	-218
5	175	-49
4	150	267
3	107	380

(续)

质点 i	F_{1i}/kN	F_{2i}/kN
2	64	291
1	24	132
0	0	0

(二) 《规范》规定

《烟囱设计规范》规定:

5.5.1 烟囱抗震验算应符合下列规定:

1 本规范未作规定的均应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定执行。

2 在地震作用计算时,钢筋混凝土烟囱和砖烟囱的结构阻尼比可取 0.05,无内衬钢烟囱可取 0.01,有内衬钢烟囱可取 0.02,玻璃钢烟囱可取 0.035。

5.5.4 水平地震作用可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的振型分解反应谱法进行计算。高度不超过 150m 时,可计算前 3 个振型组合;高度超过 150m 时,可计算前 3 个~5 个振型组合;高度大于 200m 时,计算的振型数量不应少于 5 个。

(三) 算例

【例 5.1】 烟囱的地震作用计算(振型分解法)

条件:图 5.1a 表示一座 $H=180\text{m}$ 的钢筋混凝土烟囱。其抗震设防烈度为 8 度、设计地震分组为第二组,建于 II 类场地上。烟囱各质点的重力荷载代表值如图 5.1b 所示,烟囱的自振周期 $T_1=2.75\text{s}$, $T_2=0.91\text{s}$;烟囱的第一、第二振型如图 5.1c、d 所示。

要求:求水平地震作用下烟囱的基底剪力和弯矩设计值(近似取两个振型)。

解答:根据《烟囱设计规范》5.5.4 条应采用振型分解法。实际设计时宜取 3~5 个振型,此处为减少工作量,选用第一、第二两个振型以说明解题方法。

根据《烟囱设计规范》5.5.1 条,取阻尼比 $\zeta=0.05$ 。

(1) 第一振型

$$\alpha_{\max} = 0.16, T_g = 0.4\text{s},$$

因 $\zeta=0.05$, 所以取 $\eta_1=0.02$, $\eta_2=1.0$, $\gamma=0.9$

因 $T_1=2.75\text{s} > 5T_g=2.0\text{s}$ 则 $\alpha_1 = [\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1 (T - 5T_g)] \alpha_{\max} = [1 \times 0.2^{0.9} - 0.02 \times (2.75 - 2.00)] \times 0.16 = 0.0352$ (《建筑抗震设计规范》5.1.5 条)

振型参与系数

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{\sum_{i=1}^6 x_{1i} G_i}{\sum_{i=1}^6 x_{1i}^2 G_i} \\ &= \frac{0.02 \times 1.0 + 0.08 \times 0.67 + 0.19 \times 0.47 + 0.38 \times 0.33 + 0.66 \times 0.22 + 1.0 \times 0.10}{0.02^2 \times 1.0 + 0.08^2 \times 0.67 + 0.19^2 \times 0.47 + 0.38^2 \times 0.33 + 0.66^2 \times 0.22 + 1.0^2 \times 0.10} \\ &= 0.5335/0.2651 \\ &= 2.012 \end{aligned}$$

$$F_{1i} = \alpha_1 \gamma_1 x_{1i} G_i$$

$$\alpha_1 \gamma_1 = 0.0352 \times 2.012 = 0.0708$$

$$F_{11} = 0.0708 \times 0.02 \times 1.00G_1 = 0.0014G_1$$

$$F_{12} = 0.0708 \times 0.08 \times 0.67G_1 = 0.0038G_1$$

$$F_{13} = 0.0708 \times 0.19 \times 0.47G_1 = 0.0063G_1$$

$$F_{14} = 0.0708 \times 0.38 \times 0.33G_1 = 0.0089G_1$$

$$F_{15} = 0.0708 \times 0.66 \times 0.22G_1 = 0.0103G_1$$

$$F_{16} = 0.0708 \times 1.00 \times 0.10G_1 = 0.0071G_1$$

$$\sum_{i=1}^6 F_{1i} = 0.0378G_1 = 0.0378 \times 18800\text{kN} \approx 710\text{kN}$$

$$V_{10} = \sum_{i=1}^6 F_{1i} = 710\text{kN}$$

$$\begin{aligned} M_{10} &= \sum_{i=1}^6 F_{1i}H_i \\ &= 0.0014G_1 \times 30 + 0.0038G_1 \times 60 + 0.0063G_1 \times 90 + 0.0089G_1 \times 120 + 0.0103G_1 \\ &\quad \times 150 + 0.0071G_1 \times 180 \\ &= 4.728G_1 = 4.728 \times 18800 = 88886\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 第二振型: $T_2 = 0.91\text{s} < 5T_g = 2.0\text{s}$

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= \left(\frac{T_g}{T_2}\right)^{0.9} \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.40}{0.91}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 \\ &= 0.477 \times 0.16 = 0.076 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= \frac{\sum_{i=1}^6 x_{2i}G_i}{\sum_{i=1}^6 x_{2i}^2G_i} \\ &= \frac{-0.06 \times 1.0 - 0.20 \times 0.67 - 0.37 \times 0.47 - 0.37 \times 0.33 + 0.10 \times 0.22 + 1.00 \times 0.10}{(-0.06)^2 \times 1.0 + (-0.20)^2 \times 0.67 + (-0.37)^2 \times 0.47 + (-0.37)^2 \times 0.33 + 0.10^2 \times 0.22 + 1.00^2 \times 0.10} \\ &= -0.3680/0.2421 \\ &= -1.520 \end{aligned}$$

$$F_{2i} = \alpha_2 \gamma_2 x_{2i} G_i$$

$$\alpha_2 \gamma_2 = 0.076 \times (-1.520) = -0.116$$

$$F_{21} = -0.116 \times (-0.06) \times 1.00G_1 = 0.0070G_1$$

$$F_{22} = -0.116 \times (-0.20) \times 0.67G_1 = 0.0155G_1$$

$$F_{23} = -0.116 \times (-0.37) \times 0.47G_1 = 0.0202G_1$$

$$F_{24} = -0.116 \times (-0.37) \times 0.33G_1 = 0.0142G_1$$

$$F_{25} = -0.116 \times 0.10 \times 0.22G_1 = -0.0026G_1$$

$$F_{26} = -0.116 \times 1.00 \times 0.10G_1 = -0.0116G_1$$

$$\sum_{i=1}^6 F_{2i} = 0.0427G_1 = 803\text{kN}$$

$$V_{20} = \sum_{i=1}^6 F_{2i} = 803\text{kN}$$

$$\begin{aligned} M_{20} &= \sum_{i=1}^6 F_{2i}H_i \\ &= 0.0070G_1 \times 30 + 0.0155G_1 \times 60 + 0.0202G_1 \times 90 + 0.0142G_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \times 120 + (-0.0026G_1) \times 150 + (-0.0116G_1) \times 180 \\
 & = 2.184G_1 = 2.184 \times 18800 \\
 & = 41059 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(3) 水平地震作用下烟囱的基底剪力和弯矩

$$\text{标准值: } V_{0k} = \sqrt{V_{10}^2 + V_{20}^2} = 1072 \text{ kN}, M_{0k} = \sqrt{M_{10}^2 + M_{20}^2} = 97911 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{设计值: } V_0 = \gamma_{ek} V_{0k} = 1.3 \times 1072 = 1394 \text{ kN}, M_0 = \gamma_{ek} M_{0k} = 1.3 \times 97911 = 127284 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【例 5.2】 ~ 【例 5.3】 (2014 年一级)

【例 5.2】 某环形截面钢筋混凝土烟囱。如图 5.2 所示，抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 $0.2g$ ，设计地震分组为第一组，场地类别为 II 类，基本风压 $w_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ ，烟囱基础顶面以上总重力荷载代表值为 15000 kN ，烟囱基本自振周期为 $T_1 = 2.5 \text{ s}$ 。

已知，烟囱底部（基础顶面处）由风荷载标准值产生的弯矩 $M = 11000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，由水平地震作用标准值产生的弯矩 $M = 18000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，由地震作用、风荷载、日照和基础倾斜引起的附加弯矩 $M = 1800 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试问，烟囱底部截面进行抗震极限承载力设计时，烟囱抗弯承载力设计最小值 R_d ($\text{kN} \cdot \text{m}$)，与下列何项数值最为接近？

- (A) 28200 (B) 25500
(C) 25000 (D) 22500

答案：(A)

根据《烟囱》3.1.8 条，依已知数据有： $1.3 \times 18000 + 0.2 \times 1.4 \times 11000 + 1.0 \times 1800 = 28280 \text{ kN} \cdot \text{m}$

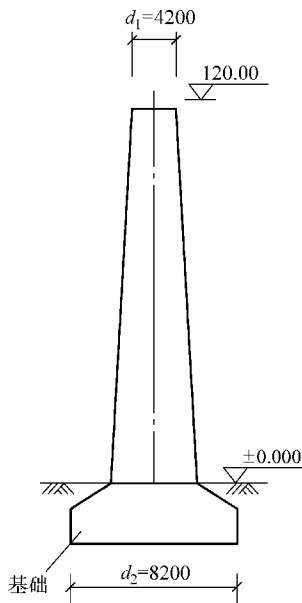


图 5.2

【例 5.3】 烟囱底部（基础顶面处）截面筒壁竖向配筋设计时，需要考虑地震作用并按大、小偏心包络设计，已知，小偏心受压时重力荷载代表值的轴压力对烟囱承载能力不利，大偏心受压时重力荷载代表值的轴压力对烟囱承载能力有利。假定，小偏心受压时轴压力设计值为 N_1 (kN)，大偏心受压时轴压力设计值为 N_2 (kN)，试问， N_1 、 N_2 与下列何项数值最为接近？

- (A) 18000、15660 (B) 20340、15660
(C) 18900、12660 (D) 19500、13500

答案：(D)

根据《烟囱》5.5.5 条， $\alpha_{v, \max} = 0.65\alpha_{\max}$

根据《抗规》表 5.1.4-1，8 度 $0.2g$ ， $\alpha_{\max} = 0.16$ ， $\alpha_{v, \max} = 0.65 \times 0.16 = 0.104$

根据《烟囱》5.5.5 条， $F_{Ev0} = \pm 0.75 \times 0.104 \times 15000 = 1170 \text{ kN}$

根据《烟囱》表 3.1.8-1：

$$N_1 = 1.2 \times 15000 + 1.3 \times 1170 = 19521 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1.0 \times 15000 - 1.3 \times 1170 = 13479 \text{ kN}$$

故选 (D)。

第六章 钢结构房屋

第一节 多层和高层钢结构房屋

一、试题回顾

【试题 6.1.1】(2002 年一级)

某高层钢结构,建于抗震设防烈度 8 度区,近震,场地类别为Ⅲ类。结构阻尼比为 0.02,结构基本周期为 2.5s。试问,与结构基本周期相应的地震影响系数,最接近于下列何项数值?

根据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99—1998 作答。

- (A) 0.03072 (B) 0.04147 (C) 0.03625 (D) 0.03200

【试题 6.1.2】(2003 年)

一座建于地震区的钢结构建筑,其工字形截面梁与工字形截面柱为刚性节点连接;梁腹板高度 $h_b = 2700\text{mm}$,柱腹板高度 $h_c = 450\text{mm}$ 。试问,对节点域仅按稳定性的要求计算时,在节点域柱腹板的最小计算厚度 t_w 与下列何项数值最为接近?

- (A) 35mm (B) 25mm
(C) 15mm (D) 12mm

【试题 6.1.3】~【试题 6.1.5】(2004 年)

某十一层住宅,采用钢框架结构,其结构质量及刚度沿高度分布基本均匀,各层层高如图 6.1.1 所示。抗震设防烈度为 7 度。

【试题 6.1.3】

假定水平地震影响系数 $\alpha_1 = 0.22$;屋面恒荷载标准值为 4300kN,等效活荷载标准值为 480kN,雪荷载标准值为 160kN;各层楼盖处恒荷载标准值为 4100kN,等效活荷载标准值为 550kN。试问,结构总水平地震作用标准值 F_{Ek} (kN),与下列何项数值最为接近?

注:按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99—1998 底部剪力法计算。

- (A) 8317 (B) 8398 (C) 8471 (D) 8499

【试题 6.1.4】

假定屋盖和楼盖处重力荷载代表值均为 G ,与结构总水平地震作用等效的底部剪力标准值 $F_{Ek} = 10000\text{kN}$,基本自振周期 $T_1 = 1.1\text{s}$ 。试问,顶层总水平地震作用标准值 F_{11Ek} (kN),与下列何项数值最为接近?

- (A) 3000 (B) 2400 (C) 1600 (D) 1400

【试题 6.1.5】

假定框架钢材采用 Q345, $f_y = 345\text{N/mm}^2$,某梁柱节点构造如图 6.1.2 所示。试问,柱在节点域满足规程要求的腹板最小厚度 t_{wc} (mm),与下列何项数值最为接近?

注:按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99—1998 计算。

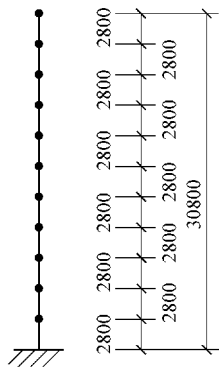


图 6.1.1

- (A) 10 (B) 13 (C) 15 (D) 17

【试题 6.1.6】(2004 年)

在地震区有一采用框架-支撑结构的多层钢结构房屋, 关于其中心支撑的形式, 下列何项不宜选用?

- (A) 交叉支撑
(B) 人字支撑
(C) 单斜杆支撑
(D) K 形支撑

【试题 6.1.7】(2005 年)

某高层钢结构, 按 8 度抗震设防。结构设中心支撑, 支撑斜杆钢材采用 Q345 ($f_y = 325\text{N/mm}^2$), 构件横断面如图 6.1.3 所示。试验算并指出满足腹板宽厚比要求的腹板厚度 t (mm), 应与下列何项数值最为接近?

提示: 按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99—1998 设计。

- (A) 26 (B) 28 (C) 30 (D) 32

【试题 6.1.8】(2006 年)

某 13 层钢框架结构, 箱形方柱截面如图 6.1.4 所示: 抗震设防烈度为 7 度; 回转半径 $i_x = i_y = 155\text{mm}$, 钢材采用 Q345 ($f = 300\text{N/mm}^2$, $f_y = 325\text{N/mm}^2$)。试问, 满足规程要求的最大层高 h (mm), 应最接近于下列何项数值?

提示: ①按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—1998 设计。

②柱子的计算长度取层高 h 。

- (A) 7600 (B) 7800 (C) 7900 (D) 9200

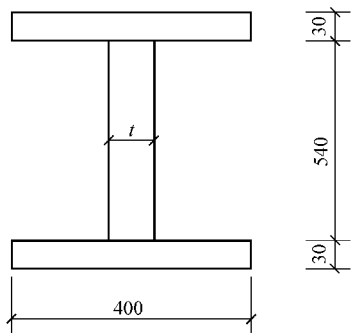


图 6.1.3

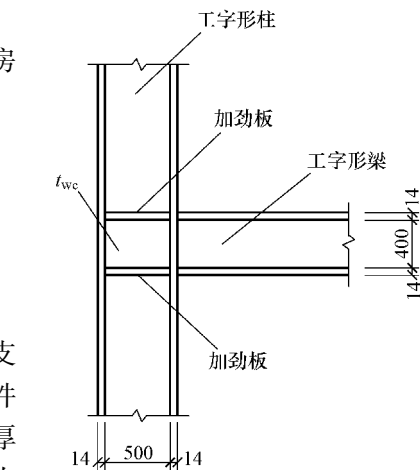


图 6.1.2

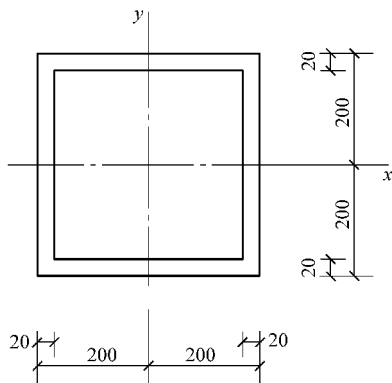


图 6.1.4

【试题 6.1.9】(2007 年)

某高层建筑采用钢框架-支撑结构, 有填充墙, 平面为正方形。建筑迎风面为矩形, 宽度和高度分别为 35m 和 175m。建筑物总质量 $m_{\text{tot}} = 94413.6\text{t}$ 。按《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99—1998) 指定的规范确定基本风压为 $w_0 = 0.65\text{kN/m}^2$ 。已知脉动增大系数 $\xi = 2.52$, 脉动影响系数 $\nu = 0.49$, 风荷载整体 (即考虑建筑物的前后两面) 体型系数 $\mu_s = 1.4$ 。

试问,在不计算地震作用的效应组合中,该结构顺风向顶点最大加速度 a_w (m/s^2),与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.061 (B) 0.072 (C) 0.078 (D) 0.10

〔试题 6.1.10〕~〔试题 6.1.11〕(2009 年)

某 26 层钢结构办公楼,采用钢框架-支撑体系,如图 6.1.5 所示。该工程为丙类建筑,抗震设防烈度 8 度,设计基本地震加速度为 $0.2g$,设计地震分组为第一组,Ⅱ类场地。结构基本自振周期 $T=3.0\text{s}$ 。钢材采用 Q345。

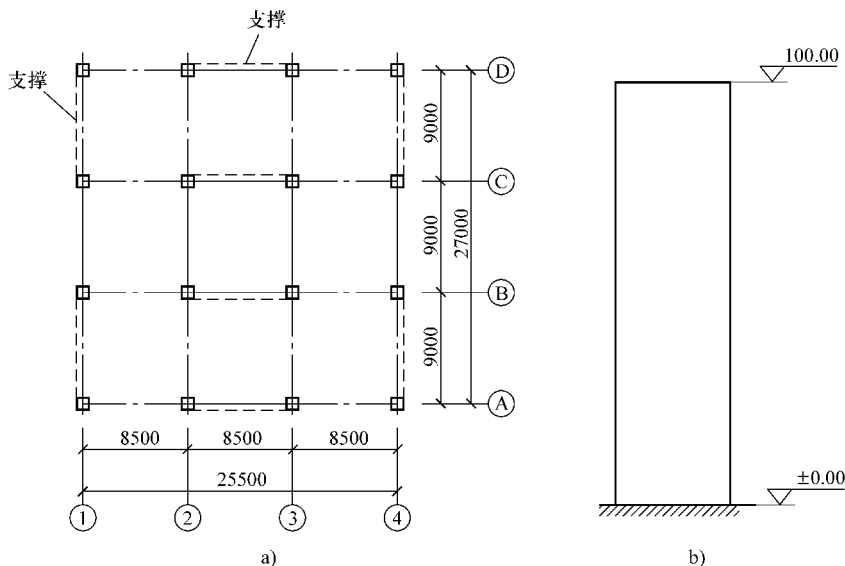


图 6.1.5

a) 平面图 b) 立面图

〔试题 6.1.10〕④轴第 6 层偏心支撑框架,局部如图 6.1.6 所示。箱形柱断面尺寸(单位 mm)为 $700 \times 700 \times 40$,轴线中分;等截面框架梁断面尺寸为 $H600 \times 300 \times 12 \times 32$ 。为把偏心支撑中的消能梁段 a 设计成剪切屈服型,试问,偏心支撑中的 l 梁段长度的最小值,与下列何项数值最为接近?

提示:①按《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99—1998)作答。

②为简化计算,梁腹板和翼缘的 f_y 均按 325N/mm^2 取值。

- (A) 2.40m (B) 3.70m (C) 4.40m (D) 5.40m

〔试题 6.1.11〕①轴第 12 层支撑系统的形状同图 6.1.6。支撑斜杆采用 H 型钢,其调整前的轴力设计值 $N_1=2000\text{kN}$ 。与支撑斜杆相连的消能梁段断面尺寸为 $H600 \times 300 \times 12 \times 20$;该梁段的受剪承载力 $V_1=1105\text{kN}$ 、剪力设计值 $V=860\text{kN}$ 、轴力设计值 $N<0.15Af$ 。试问,支撑斜杆在地震作用下的受压承载力设计值 N (kN),当为下列何项数值时才能符合相关规范的最低要求?

提示:①按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001(2008 年版)作答。

②各组 H 型钢皆满足承载力及其他方面构造要求。

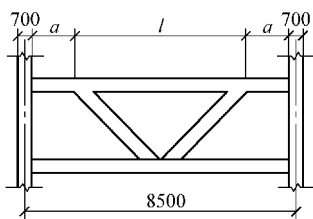


图 6.1.6

(A) 2000

(B) 2600

(C) 3000

(D) 3600

『试题 6.1.12』 ~ 『试题 6.1.13』 (2011 年)

某钢结构办公楼，结构布置如图 6.1.7 所示。框架梁、柱采用 Q345，次梁、中心支撑、加劲板采用 Q235，楼面采用 150mm 厚 C30 混凝土楼板，钢梁顶采用抗剪栓钉与楼板连接。

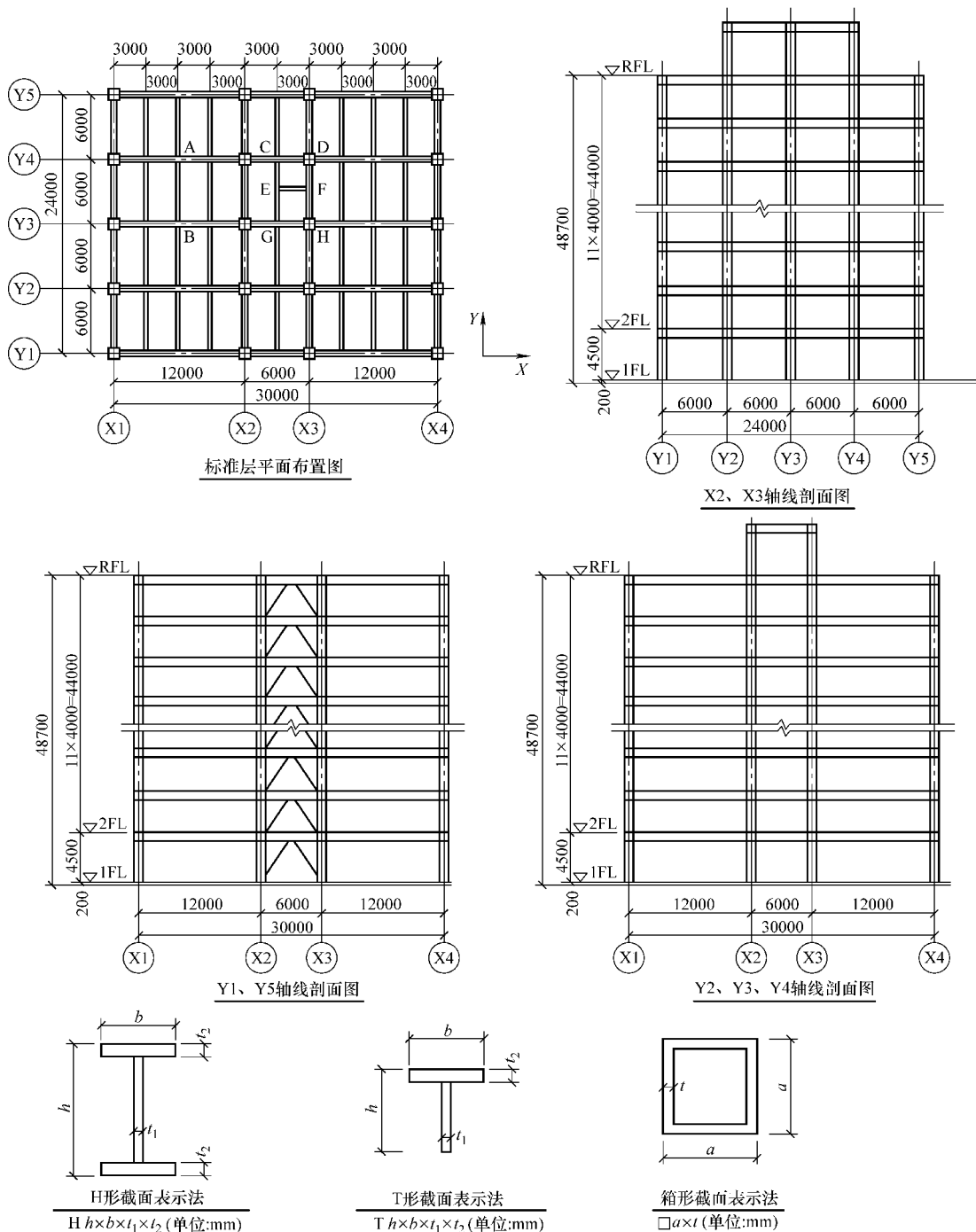


图 6.1.7

【试题 6.1.12】当进行多遇地震下的抗震计算时,根据《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010,该办公楼阻尼比宜采用下列何项数值?

- (A) 0.035 (B) 0.04 (C) 0.045 (D) 0.05

【试题 6.1.13】中心支撑为轧制 H 型钢 H250 × 250 × 9 × 14,几何长度 5000mm,考虑地震作用时,支撑斜杆的受压承载力限值 (kN) 与下列何项数值最为接近?

提示: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 假定支撑的计算长度系数为 1.0。

截面	A	i_x	i_y
	mm ²	mm	mm
H250 × 250 × 9 × 14	91.43×10^2	108.0	63.2

- (A) 1300 (B) 1450 (C) 1650 (D) 1800

【试题 6.1.14】(2013 年一级)

某构筑物根据使用要求设置一钢筋构夹层,钢材采用 Q235 钢,结构平面布置如图 6.1.8 所示。构件之间连接均为铰接。抗震设防烈度为 8 度。

假定,钢梁 AB 采用焊接工字形截面,截面尺寸 (单位: mm) 为 11600 × 200 × 6 × 12,如图 6.1.9 所示。试问,下列说法何项正确?

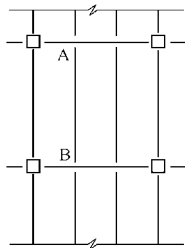


图 6.1.8

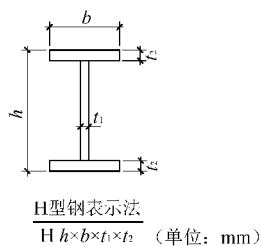


图 6.1.9

- (A) 钢梁 AB 应符合《抗规》抗震设计时板件宽厚比的要求
 (B) 按《钢规》式 (4.1.1)、式 (4.1.2) 计算强度,按《钢规》第 4.3.2 条设置横向加劲肋,无需计算腹板稳定性
 (C) 按《钢规》式 (4.1.1)、式 (4.1.2) 计算强度,并按《钢规》第 4.3.2 条设置横向加劲肋及纵向加劲肋,无需计算腹板稳定性
 (D) 可按《钢规》第 4.4 节计算腹板屈曲后强度,并按《钢规》第 4.3.3 条、第 4.3.4 条计算腹板稳定性

【试题 6.1.15】(2013 年一级)

某高层钢结构办公楼,抗震设防烈度为 8 度,采用框架—中心支撑结构,如图 6.1.10 所示。试问,与 V 形支撑连接的框架梁 AB,关于其在 C 点处不平衡力的计算,下列说法何项正确?

- (A) 按受拉支撑的最大屈服承载力和受压支撑最大屈曲承载力计算
 (B) 按受拉支撑的最小屈服承载力和受压支撑最大屈曲承载力计算
 (C) 按受拉支撑的最大屈服承载力和受压支撑最大屈曲承

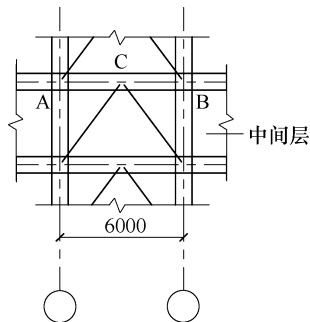


图 6.1.10

载力的 0.3 倍计算

(D) 按受拉支撑的最小屈服承载力和受压支撑最大屈曲承载力的 0.3 倍计算

二、多层和高层钢结构房屋震害

钢结构有良好的延性，能减弱地震反应，具有抵抗强烈地震的变形能力。对于破坏性地震区域的调查表明：

(1) 地震作用下破坏的主要现象有：圆钢拉条的破坏多发生在花篮螺栓处及拉条与节点板连接处（图 6.1.11）；型钢支撑受压时失稳导致屈曲破坏（图 6.1.12），受拉时在端部连接处拉脱或拉断（图 6.1.13），隅撑的撕裂，屋架在支座处的锚固不足，梁柱节点、节点域破坏（图 6.1.14、6.1.15），梁、柱破坏（图 6.1.16、6.1.17）等。

(2) 地震后发生的次生火灾往往是钢结构破坏的主要原因。因此钢结构必须进行有效的防火保护。

(3) 非结构构件（隔墙、外墙、门窗）的破坏程度有时比较高。钢框架与非结构构件的变形能力不协调。因此，非结构构件的固定应考虑允许承受钢框架变形的影响而不出现破坏。

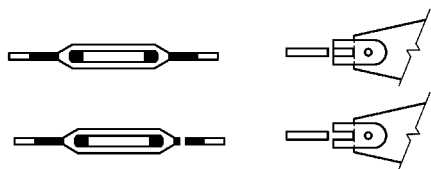


图 6.1.11 圆钢支撑的破坏

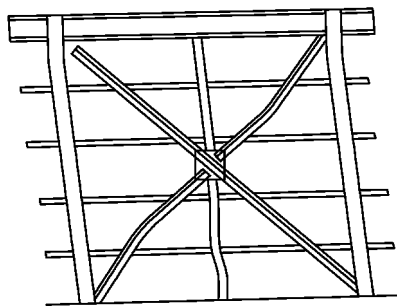


图 6.1.12 支撑杆失稳

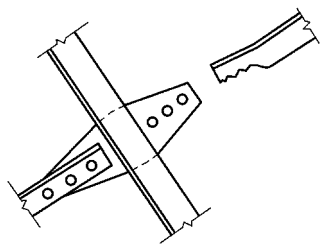


图 6.1.13 角钢支撑
连接破坏

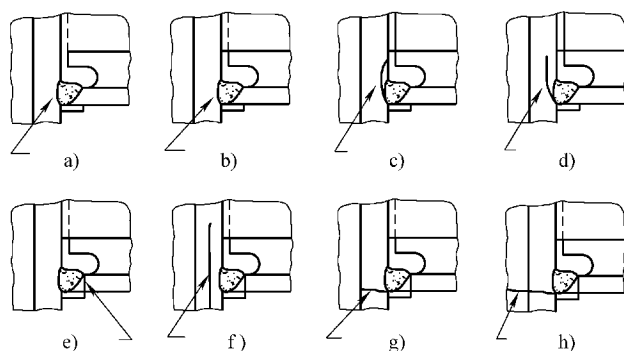


图 6.1.14 梁柱节点主要破坏模式

- a) 焊缝与柱翼缘完全撕裂 b) 焊缝与柱翼缘部分撕裂 c) 柱翼缘完全撕裂
d) 柱翼缘部分撕裂 e) 焊趾处翼缘断裂 f) 柱翼缘层状撕裂
g) 柱翼缘断裂 h) 柱翼缘和腹板部分断裂

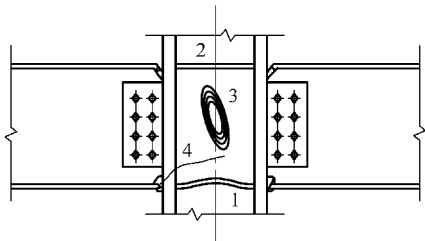


图 6.1.15 节点域破坏
1—加劲板屈曲 2—加劲板开裂
3—腹板屈曲 4—腹板开裂

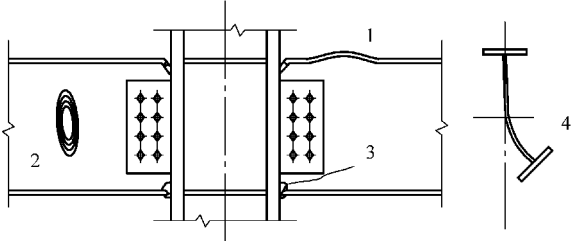


图 6.1.16 框架梁的主要破坏形式
1—翼缘屈曲 2—腹板屈曲
3—腹板裂缝 4—截面扭转屈曲

三、多高层钢结构抗震设计

完整的建筑结构抗震设计包括三个要素：概念设计、抗震计算、构造措施。概念设计总体把握抗震设计的原则，弥补由于地震作用及结构地震反应的复杂性而造成抗震计算不准确的不足；抗震计算为抗震设计提供定量保证；构造措施为概念设计与抗震计算的有效性提供保障。

多高层钢结构抗震设计需把握三个原则：保证结构完整性，提高结构延性，设置多道结构设防线。下面介绍实现这些原则的抗震设计具体要求。

1. 结构方案

刚接框架、偏心支撑框架和框筒结构是延性较好的结构形式，优先采用。也可采用施工方便的铰接框架，刚度大、承载力高的中心支撑框架。规范对这些结构类型给出了具体的规定。

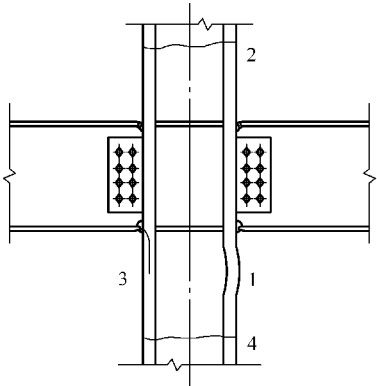


图 6.1.17 框架柱的主要破坏形式
1—翼缘屈曲 2—拼接处的裂缝
3—柱翼缘的层状撕裂 4—柱的脆性断裂

8.1.1 本章适用的钢结构民用房屋的结构类型和最大高度应符合表 8.1.1 的规定。平面和竖向均不规则的钢结构，适用的最大高度宜适当降低。

注：1. 钢支撑-混凝土框架和钢框架-混凝土筒体结构的抗震设计，应符合本规范附录 G 的规定。

2. 多层钢结构厂房的抗震设计，应符合本规范附录 H 第 H.2 节的规定。

表 8.1.1 钢结构房屋适用的最大高度 (m)

结构类型	6、7 度 (0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度		9 度 (0.40g)
			(0.20g)	(0.30g)	
框架	110	90	90	70	50
框架-中心支撑	220	200	180	150	120
框架-偏心支撑 (延性墙板)	240	220	200	180	160
筒体 (框筒, 筒中筒, 桁架筒, 束筒) 和巨型框架	300	280	260	240	180

注：1. 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度 (不包括局部突出屋顶部分)。

2. 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

3. 表内的筒体不包括混凝土筒。

《建筑抗震设计规范》考虑到市场经济发展的现实,房屋高宽比在合理的前提下比《高层建筑钢结构设计技术规程》(JGJ99)适当放宽。

8.1.2 本章适用的钢结构民用房屋的最大高宽比不宜超过表 8.1.2 的规定。

表 8.1.2 钢结构民用房屋适用的最大高宽比

烈度	6、7 度	8 度	9 度
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

注:塔形建筑的底部有大底盘时,高宽比可按大底盘以上计算。

《建筑抗震设计规范》8.1.3 条文说明:

将 2001 规范对不同烈度、不同层数所规定的“作用效应调整系数”和“抗震构造措施”共 7 种,调整、归纳、整理为四个不同的要求,称之为抗震等级。

《建筑抗震设计规范》规定:

8.1.3 钢结构房屋应根据设防分类、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表 8.1.3 确定。

表 8.1.3 钢结构房屋的抗震等级

房屋高度	烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
≤50m	四	四	三	二
>50m	四	三	二	一

注:1. 高度接近或等于高度分界时,应允许结合房屋不规则程度和场地、地基条件确定抗震等级。

2. 一般情况,构件的抗震等级应与结构相同;当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时,7~9 度的构件抗震等级应允许按降低一度确定。

由于纯框架结构是靠梁柱的抗弯刚度来抵抗水平地震力,因而不能有效利用构件的强度,当层数较大时很不经济。当建筑物超过二十几层或纯框架结构在风或地震作用下的侧移不符合要求时,往往在纯框架结构中再加上抗侧移构件,即构成钢框架-抗剪结构体系。这种体系可分为框架—支撑结构体系(中心支撑和偏心支撑)和框架—抗震墙板结构体系,见图 6.1.18~图 6.1.21。

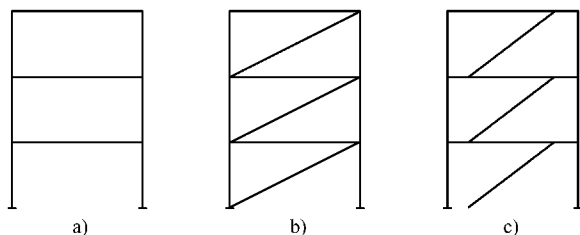


图 6.1.18 几种不同的框架形式
a) 纯框架 b) 中心支撑框架 c) 偏心支撑框架

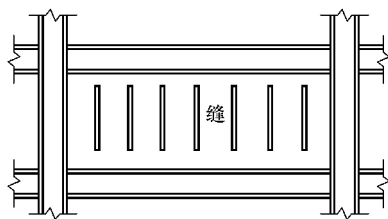


图 6.1.19 带竖缝的
钢筋混凝土墙板

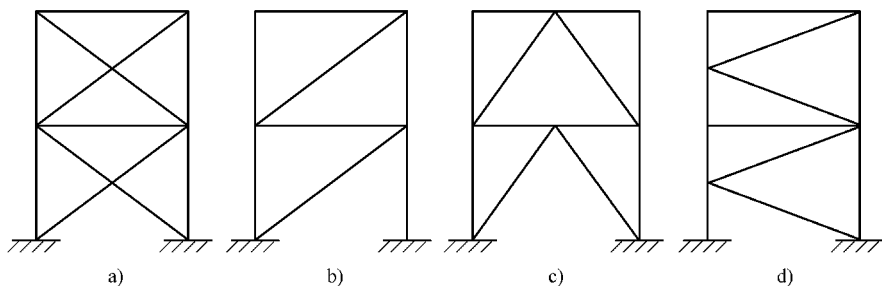


图 6.1.20 中心支撑类型

a) 交叉支撑 b) 单斜杆支撑 c) 人字支撑 d) K 形支撑

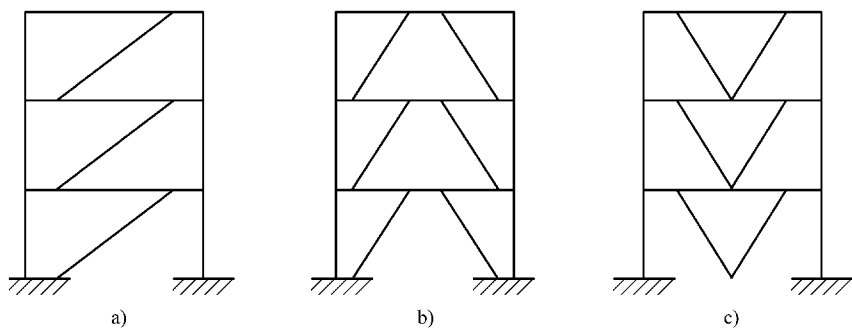


图 6.1.21 偏心支撑类型

a) D 形偏心支撑 b) K 形偏心支撑 c) V 形偏心支撑

《建筑抗震设计规范》规定：

8.1.5 一、二级的钢结构房屋，宜设置偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板、屈曲约束支撑等消能支撑或筒体。

采用框架结构时，甲、乙类建筑和高层的丙类建筑不应采用单跨框架，多层的丙类建筑不宜采用单跨框架。

注：本章“一、二、三、四级”即“抗震等级为一、二、三、四级”的简称。

8.1.6 采用框架-支撑结构的钢结构房屋应符合下列规定：

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

2 三、四级且高度不大于 50m 的钢结构宜采用中心支撑，也可采用偏心支撑、屈曲约束支撑等消能支撑。

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

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

5 采用屈曲约束支撑时,宜采用人字支撑、成对布置的单斜杆支撑等形式,不应采用 K 形或 X 形,支撑与柱的夹角宜在 $35^{\circ} \sim 55^{\circ}$ 之间。屈曲约束支撑受压时,其设计参数、性能检验和作为一种消能部件的计算方法可按相关要求设计。

多高层钢结构的中心支撑可以采用交叉支撑、人字支撑或单斜杆支撑,但不宜采用 K 形支撑 (如图 6.1.20d)。因为 K 形支撑在地震力作用下可能因受压斜杆屈曲或受拉斜杆屈服,引起较大的侧移使柱子发生屈曲甚至倒塌,故抗震设计中不宜采用。

《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99—1998 规定:

第 6.4.1 条 高层建筑钢结构的中心支撑宜采用:十字交叉斜杆 (图 6.4.1-1a), 单斜杆 (图 6.4.1-1b), 人字形斜杆 (图 6.4.1-1c) 或 V 形斜杆体系。抗震设防的结构不得采用 K 形斜杆体系 (图 6.4.1-1d)。当采用只能受拉的单斜杆体系时,应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆 (图 6.4.1-2), 且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

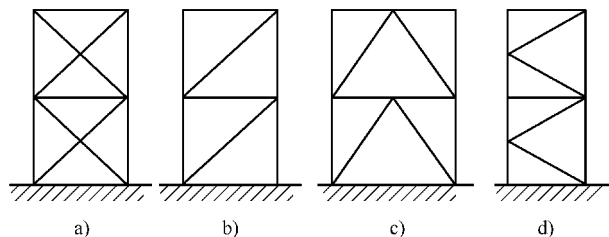


图 6.4.1-1 中心支撑类型

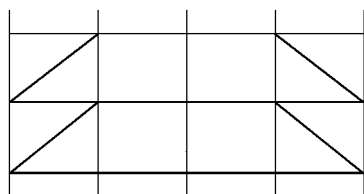


图 6.4.1-2 单斜杆支撑的布置

第 6.5.1 条 偏心支撑框架中的支撑斜杆,应至少在一端与梁连接 (不在柱节点处), 另一端可连接在梁与柱相交处,或在偏离另一支撑的连接点与梁连接,并在支撑与柱之间或在支撑与支撑之间形成耗能梁段 (图 6.5.1)。

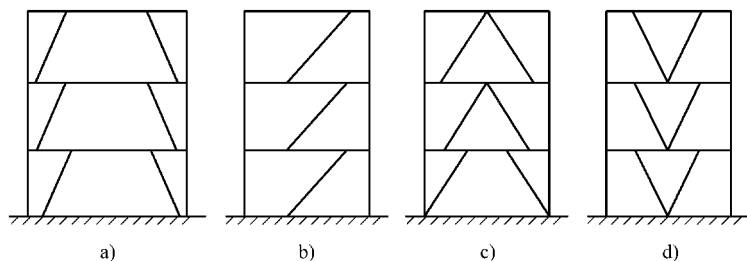


图 6.5.1 偏心支撑框架

a) 门架式 b) 单斜杆式 c) 人字形 d) V 字形

2. 抗震计算时的阻尼比

《建筑抗震设计规范》规定:

8.2.2 钢结构抗震计算的阻尼比宜符合下列规定:

- 1 多遇地震下的计算, 高度不大于 50m 时可取 0.04; 高度大于 50m 且小于 200m 时, 可取 0.03; 高度不小于 200m 时, 宜取 0.02。
- 2 当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时, 其阻尼比比本条 1 款相应增加 0.005。
- 3 在罕遇地震下的弹塑性分析, 阻尼比可取 0.05。

3. 多道防线

在钢框架-支撑结构中, 钢支撑部分刚度大, 可能承担整体结构绝大部分地震作用力, 但延性较差。为发挥钢框架部分延性好的作用, 承担起结构第二道防线的的作用, 要求钢框架的抗震承载力不能太小, 为此框架部分按计算得到的地震剪力应乘以调整系数。

《建筑抗震设计规范》规定:

8.2.3 钢结构在地震作用下的内力和变形分析, 应符合下列规定:

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

4. 强节点弱构件

为保证结构在地震作用下的完整, 要求结构所有节点的极限承载力大于构件在相应节点处的极限承载力, 以保证节点不先于构件破坏, 防止构件不能充分发挥作用。

《建筑抗震设计规范》规定:

8.2.8 钢结构抗侧力构件的连接计算, 应符合下列要求:

- 1 钢结构抗侧力构件连接的承载力设计值, 不应小于相连构件的承载力设计值; 高强度螺栓连接不得滑移。

- 2 钢结构抗侧力构件连接的极限承载力应大于相连构件的屈服承载力。

- 3 梁与柱刚性连接的极限承载力, 应按下列公式验算:

$$M_u^i \geq \eta_j M_p \quad (8.2.8-1)$$

$$V_u^j \geq 1.2(2M_p/l_n) + V_{Gb} \quad (8.2.8-2)$$

- 4 支撑与框架连接和梁、柱、支撑的拼接极限承载力, 应按下列公式验算:

$$\text{支撑连接和拼接} \quad N_{ubr}^j \geq \eta_j A_{br} f_v \quad (8.2.8-3)$$

$$\text{梁的拼接} \quad M_{uh, sp}^j \geq \eta_j M_p \quad (8.2.8-4)$$

$$\text{柱的拼接} \quad M_{uc, sp}^j \geq \eta_j M_{pc} \quad (8.2.8-5)$$

- 5 柱脚与基础的连接极限承载力, 应按下列公式验算:

$$M_{u, base}^j \geq \eta_j M_{pc} \quad (8.2.8-6)$$

式中 M_p 、 M_{pc} ——梁的塑性受弯承载力和考虑轴力影响时柱的塑性受弯承载力;

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值(9度时高层建筑尚应包括竖向地震作用标准值)作用下,按简支梁分析的梁端截面剪力设计值;

l_n ——梁的净跨;

A_{br} ——支撑杆件的截面面积;

M_u^j 、 V_u^j ——连接的极限受弯、受剪承载力;

N_{ubr}^j 、 $M_{ub.sp}^j$ 、 $M_{uc.sp}^j$ ——支撑连接和拼接、梁、柱拼接的极限受压(拉)、受弯承载力;

$M_{u.base}^j$ ——柱脚的极限受弯承载力;

η_j ——连接系数,可按表 8.2.8 采用。

表 8.2.8 钢结构抗震设计的连接系数

母材牌号	梁柱连接		支撑连接, 构件拼接		柱脚	
	焊接	螺栓连接	焊接	螺栓连接		
Q235	1.40	1.45	1.25	1.30	埋入式	1.2
Q345	1.30	1.35	1.20	1.25	外包式	1.2
Q345GJ	1.25	1.30	1.15	1.20	外露式	1.1

注: 1. 屈服强度高于 Q345 的钢材, 按 Q345 的规定采用。

2. 屈服强度高于 Q345GJ 的 GJ 钢材, 按 Q345GJ 的规定采用。

3. 翼缘焊接腹板栓接时, 连接系数分别按表中连接形式取用。

5. 强柱弱梁

与混凝土结构类似, 钢结构也须保证强柱弱梁。

《建筑抗震设计规范》规定:

8.2.5 钢框架节点处的抗震承载力验算, 应符合下列规定:

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

- 1) 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%;
- 2) 柱轴压比不超过 0.4, 或 $N_2 \leq \varphi A_c f$ (N_2 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值);
- 3) 与支撑斜杆相连的节点。

等截面梁

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (8.2.5-1)$$

端部翼缘变截面的梁

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \sum (\eta W_{pb1} f_{yb} + V_{pb} s) \quad (8.2.5-2)$$

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

W_{pb1} ——梁塑性铰所在截面的梁塑性截面模量;

f_{yc} 、 f_{yb} ——柱和梁的钢材屈服强度;

N ——地震组合的柱轴力;

A_c ——框架柱的截面面积;

η ——强柱系数, 一级取 1.15, 二级取 1.10, 三级取 1.05;

V_{pb} ——梁塑性铰剪力；

s ——塑性铰至柱面的距离，塑性铰可取梁端部变截面翼缘的最小处。

8.2.5 条文说明：

1 轴压比较小时可不验算强柱弱梁。条文所要求的是按 2 倍的小震地震作用的地震组合得出的内力设计值，而不是取小震地震组合轴向力的 2 倍。

6. 节点域要求

研究表明，钢框架梁柱节点域具有很好的滞回耗能性能(图 6.1.22)，地震作用下让其屈服对结构抗震有利。但节点域既不能太厚，也不能太薄，太厚使节点域不能发挥其耗能作用，太薄了将使框架侧移太大。

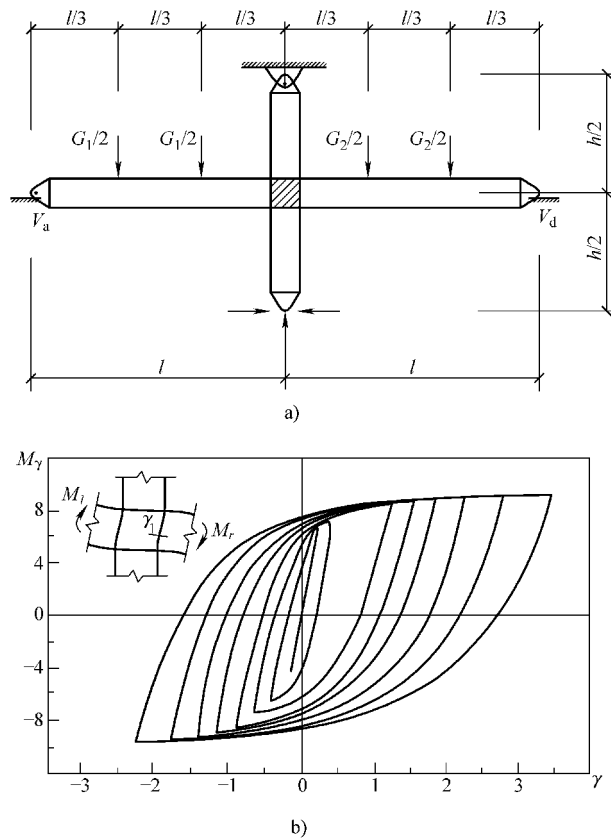


图 6.1.22 钢框架节点试验

a) 试件 b) 滞回曲线

《建筑抗震设计规范》对其规定：

8.2.5 钢框架节点处的抗震承载力验算，应符合下列规定：

2 节点域的屈服承载力应符合下列要求：

$$\psi(M_{pb1} + M_{pb2})/V_p \leq (4/3)f_{yv} \quad (8.2.5-3)$$

工字形截面柱

$$V_p = h_{bl} h_{cl} t_w \quad (8.2.5-4)$$

箱形截面柱

$$V_p = 1.8 h_{bl} h_{cl} t_w \quad (8.2.5-5)$$

圆管截面柱

$$V_p = (\pi/2) h_{bl} h_{cl} t_w \quad (8.2.5-6)$$

3 工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按下列公式验算:

$$t_w \geq (h_{bl} + h_{cl})/90 \quad (8.2.5-7)$$

$$(M_{bl} + M_{b2})/V_p \leq (4/3)f_v/\gamma_{RE} \quad (8.2.5-8)$$

式中 M_{pb1} 、 M_{pb2} ——节点域两侧梁的全塑性受弯承载力;

V_p ——节点域的体积;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值;

f_{yv} ——钢材的屈服抗剪强度,取钢材屈服强度的 0.58 倍;

ψ ——折减系数;三、四级取 0.6,一、二级取 0.7;

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

t_w ——柱在节点域的腹板厚度;

M_{bl} 、 M_{b2} ——节点域两侧梁的弯矩设计值;

γ_{RE} ——节点域承载力抗震调整系数,取 0.75。

《高层民用建筑钢结构技术规程》规定:

第 6.3.5 条 在柱与梁连接处,柱应设置与上下翼缘位置对应的加劲肋。按 7 度及以上抗震设防的结构,工字形截面柱和箱截面柱腹板在节点域范围的稳定性,应符合下列要求:

$$t_{wc} \geq \frac{h_{0b} + h_{0c}}{90} \quad (6.3.5)$$

式中 t_{wc} ——柱在节点域的腹板厚度,当为箱形柱时仍取一块腹板的厚度;

h_{0b} ——梁腹板高度;

h_{0c} ——柱腹板高度。

7. 钢框架结构的抗震构造措施

柱的轴压比与长细比越大,弯曲变形能力越小。为了保障钢框架抗震变形能力,需对框架柱的长细比进行限制。《建筑抗震设计规范》规定:

8.3.1 框架柱的长细比,一级不应大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$,二级不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$,三级不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$,四级时不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

考虑到框架柱的转动变形能力要求比框架梁的转动变形能力要求低，因此框架柱的板件宽厚比限值比框架梁的板件宽厚比限值大。

《建筑抗震设计规范》规定：

8.3.2 框架梁、柱板件宽厚比，应符合表 8.3.2 的规定：

表 8.3.2 框架梁、柱板件宽厚比限值

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

注：1. 表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

2. $N_b/(Af)$ 为梁轴压比。

《高层民用建筑钢结构技术规程》规定：

第 6.1.6 条 按 7 度及以上抗震设防的高层建筑，其抗侧力框架的梁中可能出现塑性铰的区段，板件宽厚比不应超过表 6.1.6 规定的限值(见图 6.1.6)。

表 6.1.6 框架梁板件宽厚比限值

板件	7 度及以上	6 度和非抗震设防
工字形梁和箱形梁翼缘悬伸部分 b/t	9	11
工字形梁和箱形梁腹板 h_0/t_w	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$85 - 120 \frac{N}{Af}$
箱形梁翼缘在两腹板之间的部分 b_0/t	30	36

注：1. 表中， N 为梁的轴向力， A 为梁的截面面积， f 为梁的钢材强度设计值。

2. 表列值适用于 $f_y = 235\text{N/mm}^2$ 的 Q235 钢；当钢材为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

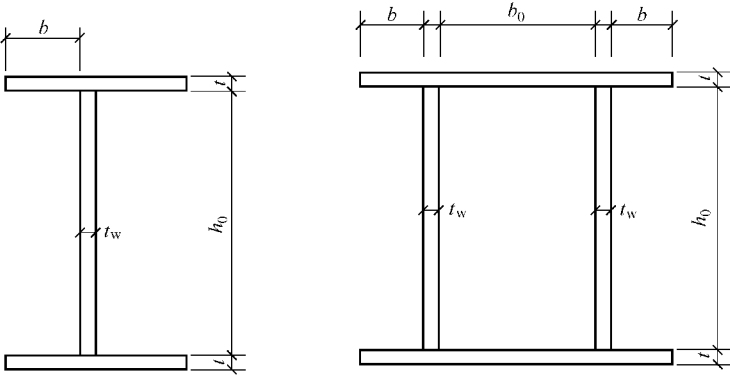


图 6.1.6 钢梁的截面

第 6.3.4 条 按 7 度及以上抗震设防的框架柱板件宽厚比, 不应大于表 6.3.4 的规定, 按 6 度抗震设防和非抗震设防的框架柱板件宽厚比, 可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017) 第 5.4.1 条至第 5.4.5 条的规定采用。

表 6.3.4 框架柱板件宽厚比

板件	7 度	8 度或 9 度
工字形柱翼缘悬伸部分	11	10
工字形柱腹板	43	43
箱形柱壁板	37	33

注: 表列数值适用于 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ 的 Q235 钢, 当钢材为其他牌号时, 应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

第 6.3.6 条 按 7 度及以上抗震设防的结构, 柱长细比不宜大于 $60 \sqrt{235/f_y}$ 。按 6 度抗震设防和非抗震设防的结构, 柱长细比不应大于 $120 \sqrt{235/f_y}$ 。 f_y 以 N/mm^2 为单位。

8. 中心支撑框架构件要求

(1) 承载力计算要求

中心支撑框架的支撑斜杆在地震作用下将受反复拉、压轴力作用, 轴心受压承载力小于受拉承载力, 因此支撑斜杆的抗震按受压构件设计。试验发现下列现象 (图 6.1.23):

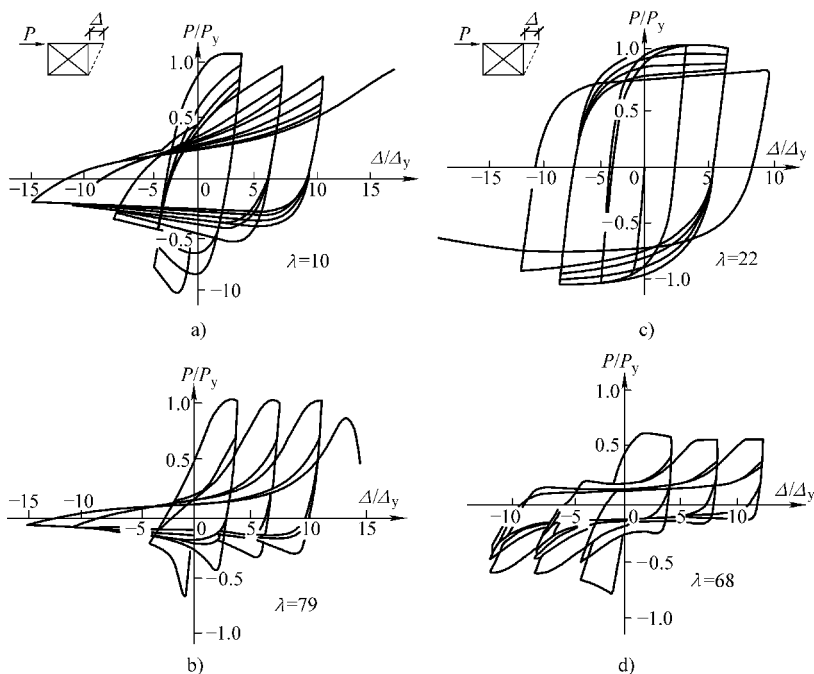


图 6.1.23 支撑杆件的滞回性能

a)、b)单斜支撑 c)、d)交叉支撑

1) 支撑首次受压屈服后, 第二次屈服荷载明显下降, 而且以后每次的屈服荷载还将逐渐下降, 但下降幅度趋于收敛。

2) 支撑受压屈曲后的受压承载力的下降幅度与支撑长细比有关, 长细比越大降幅越大; 长细比越小降幅越小。

《建筑抗震设计规范》规定：

8.2.6 中心支撑框架构件的抗震承载力验算，应符合下列规定：

1 支撑斜杆的受压承载力应按下式验算：

$$N/(\varphi A_{br}) \leq \psi f / \gamma_{RE} \quad (8.2.6-1)$$

$$\psi = 1 / (1 + 0.35 \lambda_n) \quad (8.2.6-2)$$

$$\lambda_n = (\lambda / \pi) \sqrt{f_{ay} / E} \quad (8.2.6-3)$$

式中 N ——支撑斜杆的轴向力设计值；

A_{br} ——支撑斜杆的截面面积；

φ ——轴心受压构件的稳定系数；

ψ ——受循环荷载时的强度降低系数；

λ 、 λ_n ——支撑斜杆的长细比和正则化长细比；

E ——支撑斜杆钢材的弹性模量；

f 、 f_{ay} ——钢材强度设计值和屈服强度；

γ_{RE} ——支撑稳定破坏承载力抗震调整系数。

2 人字支撑和 V 形支撑的框架梁在支撑连接处应保持连续，并按不计入支撑支点作用的梁验算重力荷载和支撑屈曲时不平衡力作用下的承载力；不平衡力应按受拉支撑的最小屈服承载力和受压支撑最大屈曲承载力的 0.3 倍计算。必要时，人字支撑和 V 形支撑可沿竖向交替设置或采用拉链柱。

注：顶层和出屋面房间的梁可不执行本款。

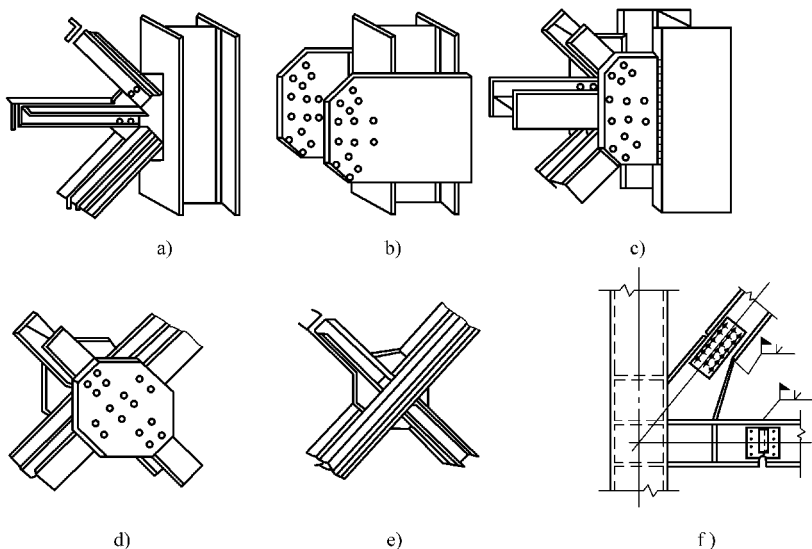


图 6.1.24 中心支撑节点构造

8.2.6 条文说明指出：当人字支撑的腹杆在大震下受压屈服后，其承载力将下降，导致横梁在支撑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。

(2) 抗震构造措施

《建筑抗震设计规范》规定：

8.4.1 中心支撑的杆件长细比和板件宽厚比限值应符合下列规定：

1 支撑杆件的长细比，按压杆设计时，不应大于 $120 \sqrt{235/f_{ay}}$ ；一、二、三级中心支撑不得采用拉杆设计，四级采用拉杆设计时，其长细比不应大于 180。

2 支撑杆件的板件宽厚比，不应大于表 8.4.1 规定的限值。采用节点板连接时，应注意节点板的强度和稳定。

表 8.4.1 钢结构中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	一级	二级	三级	四级
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚比	38	40	40	42

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

8.4.2 中心支撑节点的构造应符合下列要求：

1 一、二、三级，支撑宜采用 H 形钢制作，两端与框架可采用刚接构造，梁柱与支撑连接处应设置加劲肋；一级和二级采用焊接工字形截面的支撑时，其翼缘与腹板的连接宜采用全熔透连续焊缝。

2 支撑与框架连接处，支撑杆端宜做成圆弧。

3 梁在其与 V 形支撑或人字支撑相交处，应设置侧向支承；该支承点与梁端支承点间的侧向长细比 (λ_y) 以及支承力，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 关于塑性设计的规定。

4 若支撑和框架采用节点板连接，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 关于节点板在连接杆件每侧有不小于 30° 夹角的规定；一、二级时，支撑端部至节点板最近嵌固点（节点板与框架构件连接焊缝的端部）在沿支撑杆件轴线方向的距离，不应小于节点板厚度的 2 倍。

8.4.2 条文说明：

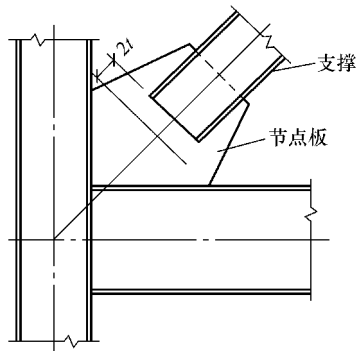


图 25 支撑端部节点板的构造示意图

《高层民用建筑钢结构技术规程》规定：

第 6.4.2 条 非抗震设防建筑中的中心支撑，当按只能受拉的杆件设计时，其长细比不应大于 $300\sqrt{235/f_y}$ ；当按既能受拉又能受压的杆件设计时，其长细比不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。

抗震设防建筑中的支撑杆件长细比，当按 6 度或 7 度抗震设防时不得大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ；按 8 度抗震设防时不得大于 $80\sqrt{235/f_y}$ ；按 9 度抗震设防时不得大于 $40\sqrt{235/f_y}$ ， f_y 以 N/mm^2 为单位。

第 6.4.3 条 按 7 度及以上抗震设防的结构，支撑斜杆的板件宽厚比，当板件为一边简支一边自由时不得大于 $8\sqrt{235/f_y}$ ；当板件为两边简支时不得大于 $25\sqrt{235/f_y}$ ， f_y 以 N/mm^2 为单位。按 6 度抗震设防和非抗震设防时，支撑斜杆板件宽厚比可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017)第五章第四节的规定采用。

支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面时(例如双角钢组合 T 形截面)，应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

9. 偏心支撑框架构件要求

《建筑抗震设计规范》规定：

8.1.6 条文说明

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耗能能力接近于延性框架的特点，是一种良好的抗震结构。常用的偏心支撑形式如图 19 所示。

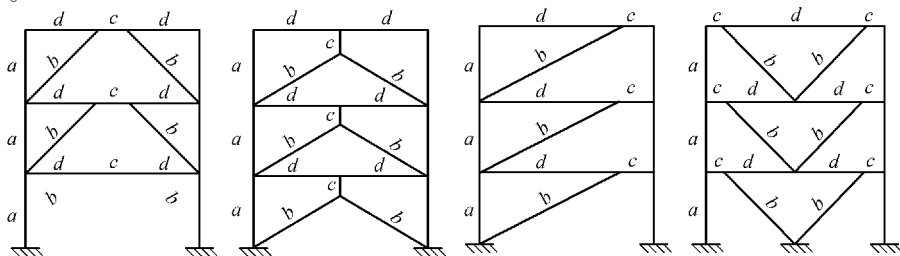


图 19 偏心支撑示意图

a—柱 b—支撑 c—消能梁段 d—其他梁段

偏心支撑框架的设计原则是强柱、强支撑和弱消能梁段，即在大震时消能梁段屈服形成塑性铰，且具有稳定的滞回性能，即使消能梁段进入应变硬化阶段，支撑斜杆、柱和其余梁段仍保持弹性。

8.2.3 钢结构在地震作用下的内力和变形分析，应符合下列规定：

5 偏心支撑框架中，与消能梁段相连构件的内力设计值，应按下列要求调整：

1) 支撑斜杆的轴力设计值，应取与支撑斜杆相连接的消能梁段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积；其增大系数，一级不应小于 1.4，二级不应小于 1.3，三级不应小于 1.2；

2) 位于消能梁段同一跨的框架梁内力设计值, 应取消能梁段达到受剪承载力时框架梁内力与增大系数的乘积; 其增大系数, 一级不应小于 1.3, 二级不应小于 1.2, 三级不应小于 1.1;

3) 框架柱的内力设计值, 应取消能梁段达到受剪承载力时柱内力与增大系数的乘积; 其增大系数, 一级不应小于 1.3, 二级不应小于 1.2, 三级不应小于 1.1。

(1) 承载力计算要求

《建筑抗震设计规范》规定:

8.2.7 偏心支撑框架构件的抗震承载力验算, 应符合下列规定:

1 消能梁段的受剪承载力应符合下列要求:

当 $N \leq 0.15Af$ 时

$$V \leq \phi V_l / \gamma_{RE} \quad (8.2.7-1)$$

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

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

$$M_{lp} = fW_p$$

当 $N > 0.15Af$ 时

$$V \leq \phi V_{lc} / \gamma_{RE} \quad (8.2.7-2)$$

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

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

式中 N 、 V ——消能梁段的轴力设计值和剪力设计值;

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

M_{lp} ——消能梁段的全塑性受弯承载力;

A 、 A_w ——消能梁段的截面面积和腹板截面面积;

W_p ——消能梁段的塑性截面模量;

a 、 h ——消能梁段的净长和截面高度;

t_w 、 t_f ——消能梁段的腹板厚度和翼缘厚度;

f 、 f_{ay} ——消能梁段钢材的抗压强度设计值和屈服强度;

ϕ ——系数, 可取 0.9;

γ_{RE} ——消能梁段承载力抗震调整系数, 取 0.75。

2 支撑斜杆与消能梁段连接的承载力不得小于支撑的承载力。若支撑需抵抗弯矩, 支撑与梁的连接应按抗压弯连接设计。

(2) 抗震构造措施

耗能梁段有剪切屈服型和弯曲屈服型两种。为了发挥腹板优良的剪切变形性能, 设计中宜使腹板发生剪切屈服, 此时梁受剪段两端所受的弯矩尚未达到截面的塑性弯矩, 这种破坏形式称为剪切屈服型。剪切屈服型梁段短, 梁段弯矩小, 主要由剪力使梁段屈服; 弯曲屈服

型梁段长, 梁端弯矩大, 容易形成弯曲塑性铰, 可能导致过早的塑性破坏。对于目前典型的连接节点, 弯曲屈服型消能梁段在非弹性变形还没有充分发展时, 即在翼缘连接处出现裂缝。因此, 目前耗能梁段宜设计成 $a \leq 1.6M_p/V_p$ 。

《建筑抗震设计规范》规定:

8.5.1 偏心支撑框架消能梁段的钢材屈服强度不应大于 345MPa。消能梁段及与消能梁段同一跨内的非消能梁段, 其板件的宽厚比不应大于表 8.5.1 规定的限值。

表 8.5.1 偏心支撑框架梁的板件宽厚比限值

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

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

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

8.5.3 消能梁段的构造应符合下列要求:

1 当 $N > 0.16Af$ 时, 消能梁段的长度应符合下列规定:

当 $\rho(A_w/A) < 0.3$ 时

$$a < 1.6M_{lp}/V_l \quad (8.5.3-1)$$

当 $\rho(A_w/A) \geq 0.3$ 时

$$a \leq [1.15 - 0.5\rho(A_w/A)]1.6M_{lp}/V_l \quad (8.5.3-2)$$

$$\rho = N/V \quad (8.5.3-3)$$

式中 a ——消能梁段的长度;

ρ ——消能梁段轴向力设计值与剪力设计值之比。

2 消能梁段的腹板不得贴焊补强板, 也不得开洞。

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

4 消能梁段应按下列要求在其腹板上设置中间加劲肋:

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

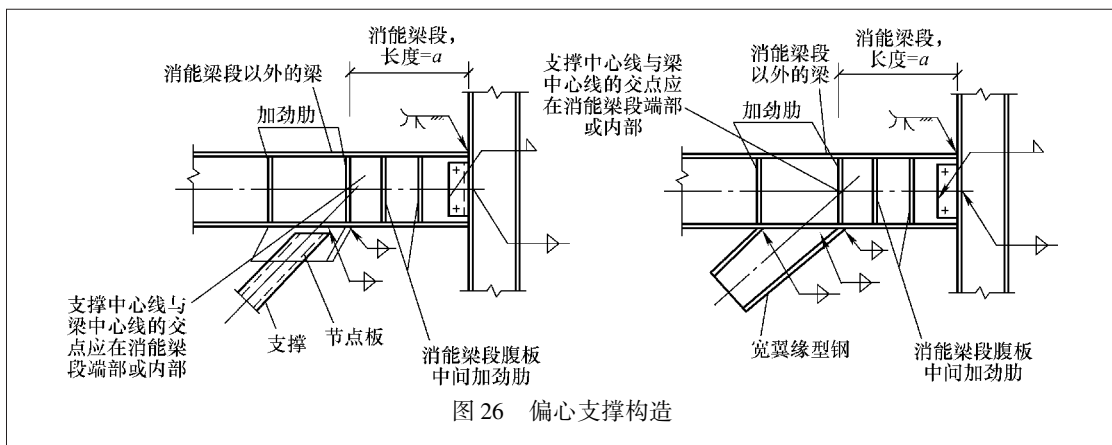
2) 当 $2.6M_{lp}/V_l < a \leq 5M_{lp}/V_l$ 时, 应在距消能梁段端部 $1.5b_1$ 处配置中间加劲肋, 且中间加劲肋间距不应大于 $(52t_w - h/5)$;

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

4) 当 $a > 5M_{lp}/V_l$ 时, 可不配置中间加劲肋;

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

《建筑抗震设计规范》8.5.3 条文说明：



《高层民用建筑钢结构技术规程》规定：

第 6.5.4 条 耗能梁段宜设计成剪切屈服型，当其与柱连接时，不应设计成弯曲屈服型。耗能梁段的净长 a 符合下式者为剪切屈服型，不符合者为弯曲屈服型。

$$a \leq 1.6 M_p / V_p \quad (6.5.4)$$

第 6.5.2 条 耗能梁段的塑性受剪承载力 V_p 和塑性受弯承载力 M_p ，以及梁段承受轴向力时的全塑性受弯承载力 M_{pc} ，应分别按下式计算：

$$V_p = 0.58 f_y h_0 t_w \quad (6.5.2-1)$$

$$M_p = W_p f_y \quad (6.5.2-2)$$

$$M_{pc} = W_p (f_y - \sigma_N) \quad (6.5.2-3)$$

式中 h_0 ——梁段腹板计算高度；

t_w ——梁段腹板厚度；

W_p ——梁段载的塑性抵抗矩；

σ_N ——轴力产生的梁段翼缘平均正应力。

四、算例

【例 6.1.1】 题干见《试题 6.1.2》(因规范改版，参数已作相应调整)

一座建于地震区的钢结构建筑，其工字形截面梁与工字形截面柱为刚性节点连接，梁翼缘厚度中点间的距离 $h_{bl} = 2700\text{mm}$ ，柱翼缘厚度中点间的距离 $h_{cl} = 450\text{mm}$ 。试问，对节点域仅按稳定性的要求计算时，在节点域柱腹板的最小计算厚度 t_w 与下列何项数值最为接近？

提示：按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 作答。

(A) 35mm (B) 25mm (C) 15mm (D) 12mm

【答案】 (A)

【解答】 根据《抗规》8.2.5-3 条，工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按下列公式验算：

$$t_w \geq (h_{cl} + h_{bl})/90 = \frac{2700 + 450}{90} = 35\text{mm}$$

【例 6.1.2】 题干见〔试题 6.1.5〕

【答案】 (C)

【解答】 根据《高层民用建筑钢结构技术规程》

(1) 第 6.3.4 条, $\frac{b}{t_{wc}} \leq 43 \sqrt{235/f_y}$

$$\frac{500}{t_{wc}} \leq 43 \sqrt{235/345} \quad t_{wc} \geq 14.1 \text{ mm}$$

(2) 第 6.3.5 条, $t_{wc} \geq \frac{h_{0b} + h_{0c}}{90} = \frac{500 + 400}{90} = 10 \text{ mm}$ 取 $t_{wc} = 15 \text{ mm}$

【例 6.1.3】 题干见〔试题 6.1.6〕

【答案】 (D)

【解答】 根据《抗规》8.1.6-3 条, 中心支撑框架宜采用交叉支撑, 也可采用人字撑或单斜杆支撑, 不宜采用 K 形支撑。

【例 6.1.4】 题干见〔试题 6.1.7〕

【答案】 (A)

【解答】 根据《高层民用建筑钢结构技术规程》6.4.3 条:

$$\frac{h_{0c}}{t} \leq 25 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 25 \sqrt{\frac{235}{325}} = 21.3, t \geq \frac{540}{21.3} = 25.4 \text{ mm}$$

【例 6.1.5】 题干见〔试题 6.1.8〕

【答案】 (C)

【解答】 根据《高层民用建筑钢结构技术规程》6.3.6 条:

$$\frac{h}{i} \leq 60 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 60 \times \sqrt{\frac{235}{325}} = 51.02, h \leq 51.02 \times 155 = 7908.1 \text{ mm}$$

【例 6.1.6】 题干见〔试题 6.1.9〕

【答案】 (A)

【解答】 根据《高层民用建筑钢结构技术规程》式(5.5.1-4):

$$a_w = \xi v \frac{\mu \mu_t w_0 A}{m_{\text{tot}}} = 2.52 \times 0.49 \times \frac{1.4 \times 0.83 \times 0.65 \times 175 \times 35}{94413.6} = 0.061$$

【例 6.1.7】 题干见〔试题 6.1.10〕

【答案】 (A)

【解答】 根据《高层民用建筑钢结构技术规程》6.5.4 条: $a \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$

根据 6.5.2 条, $V_p = 0.58f_y h_0 t_w = 0.58 \times 325 \times 536 \times 12 = 1212 \text{ kN}$

如图 6.1.25 所示, 按全截面屈服计算塑性抵抗矩(塑性截面模量)

$$W_p = 2 \times [300 \times 32 \times (268 + 32/2) + 268 \times 12 \times (268/2)] = 6314688 \text{ mm}^3$$

$$M_p = W_p f_y = 6314688 \times 325 = 2052.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a \leq \frac{1.6M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 2052.3}{1212} = 2.71 \text{ m} \quad l = 8.5 - 0.7 - 2 \times 2.71 = 2.38 \text{ m}$$

【例 6.1.8】 题干见《试题 6.1.11》(因规范改版, 参数已作相应调整)

提示: 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 作答。

(A) 2000 (B) 2600

(C) 3000 (D) 3400

【答案】 (D)

【解答】 根据《抗规》表 8.1.3, 8 度, 100m, 抗震等级二级。

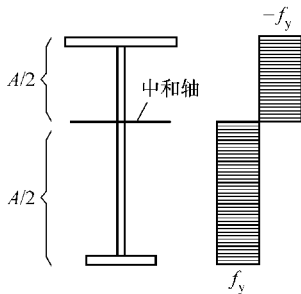


图 6.1.25

根据《抗规》8.2.3-5-1) 条规定, 支撑斜杆的轴力设计值, 应取与支撑相连接的消能梁段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积; 其增大系数, 一级不应小于 1.4, 二级不应小于 1.3, 三级不应小于 1.2。本题取二级 1.3。

$$N = N \times \frac{V_l}{V} \times 1.3 = 2000 \times \frac{1105}{860} \times 1.3 = 3340.7 \text{ kN}$$

【例 6.1.9】 题干见《试题 6.1.12》

【答案】 (B)

【解答】 根据《抗规》8.2.2-1 条, 高度不大于 50m 时可取 0.04。

【例 6.1.10】 题干见《试题 6.1.13》

【答案】 (A)

【解答】 根据《抗规》第 8.2.6 条式(8.2.6-1) ~ 式(8.2.6-3):

$$\frac{N}{\varphi A_{br}} \leq \frac{\psi f}{\gamma_{RE}}, \psi = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_n}, \lambda_n = \left(\frac{\lambda}{\pi}\right) \sqrt{\frac{f_{ay}}{E}}, \lambda_y = \frac{5000}{63.2} = 70$$

查《钢规》表 5.1.2-1, 该支撑斜杆的截面分类为 b 类

查《钢规》附录表 C-2, $\varphi_y = 0.694$

$$\lambda_n = \left(\frac{\lambda}{\pi}\right) \sqrt{\frac{f_{ay}}{E}} = \frac{79}{3.14} \sqrt{\frac{235}{2.00 \times 10^5}} = 0.85$$

$$\psi = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_n} = \frac{1}{1 + 0.35 \times 0.85} = 0.77$$

根据《抗规》表 5.4.2, $\gamma_{RE} = 0.8$

$$N \leq \frac{\psi f (\varphi A_{br})}{\gamma_{RE}} = \frac{0.77 \times 215 \times 0.694 \times 9143 \times 10^{-3}}{0.8} = 1313 \text{ kN}$$

【例 6.1.11】 题干见《试题 6.1.14》(2013 年一级)

【答案】 (D)

【解答】 腹板高厚比计算: $\frac{600 - 2 \times 12}{6} = 96 > 80$

根据《钢规》第 4.3.1 条, 均应计算腹板稳定性, 因此, (B)、(C) 错误; 由于钢梁 AB 为次梁, 仅承受静力荷载, 可考虑腹板屈曲后强度, 因此 (D) 正确。

由于题目明确钢梁所有连接均为铰接, 钢梁 AB 为非抗震构件, 无需按《抗规》进行抗震设计, 因此 (A) 错误。

【例 6.1.12】 题干见《试题 6.1.15》(2013 年一级)

【答案】 (D)

【解答】 根据《抗规》第 8.2.6 条第 2 款规定, 正确答案为(D)。

第二节 单层钢结构厂房

一、试题回顾

【试题 6.2.1】~【试题 6.2.2】(2012 年)

某单层工业厂房, 屋面及墙面的围护结构均为轻质材料, 屋面梁与上柱刚接, 梁柱均采用 Q345 焊接 H 型钢, 梁、柱 H 形截面表示方式为: 梁高 \times 梁宽 \times 腹板厚度 \times 翼缘厚度。上柱截面为 $H800 \times 400 \times 12 \times 18$, 梁截面为 $H1300 \times 400 \times 12 \times 20$, 抗震设防烈度为 7 度, 框架上柱最大设计轴力为 525kN。

【试题 6.2.1】试问, 在进行构件的强度和稳定性的承载力计算时, 应满足以下何项地震作用要求?

提示: 梁、柱腹板宽厚比均符合《钢结构设计规范》GB 50017—2003 弹性设计阶段的板件宽厚比限值。

- (A) 按有效截面进行多遇地震下的验算
- (B) 满足多遇地震下的要求
- (C) 满足 1.5 倍多遇地震下的要求
- (D) 满足 2 倍多遇地震下的要求

【试题 6.2.2】试问, 本工程框架上柱长细比限值应与下列何项数值最为接近?

- (A) 150
- (B) 123
- (C) 99
- (D) 80

【试题 6.2.3】(2012 年)

某厂房抗震设防烈度为 8 度, 关于厂房构件抗震设计的以下说法:

- I. 竖向支撑桁架的腹杆应能承受和传递屋盖的水平地震作用;
- II. 屋盖横向水平支撑的交叉斜杆可按拉杆设计;
- III. 柱间支撑采用单角钢截面, 并单面偏心连接;
- IV. 支承跨度大于 24m 的屋盖横梁的托架, 应计算其竖向地震作用。

试问, 针对上述说法是否符合相关规范要求的判断, 下列何项正确?

- (A) I、II、III 符合, IV 不符合
- (B) II、III、IV 符合, I 不符合
- (C) I、II、IV 符合, III 不符合
- (D) I、III、IV 符合, II 不符合

【试题 6.2.4】(2013 年一级)

某轻屋盖单层钢结构多跨厂房, 中列厂房柱采用单阶钢柱, 钢材采用 Q345 钢。上段钢柱采用焊接工字形截面 $H1200 \times 700 \times 20 \times 32$, 翼缘为焰切边, 其截面特性: $A = 675.2 \times 10^2 \text{mm}^2$, $W_x = 29544 \times 10^3 \text{mm}^3$, $i_x = 512.3 \text{mm}$, $i_y = 164.6 \text{mm}$; 下段钢柱为双肢格构式构件。厂房钢柱的截面形式和截面尺寸如图 6.2.1 所示。

厂房钢柱采用插入式柱脚。试问, 若仅按抗震构造措施要求, 厂房钢柱的最小插入深度 (mm) 应与下列何项数值最为接近?

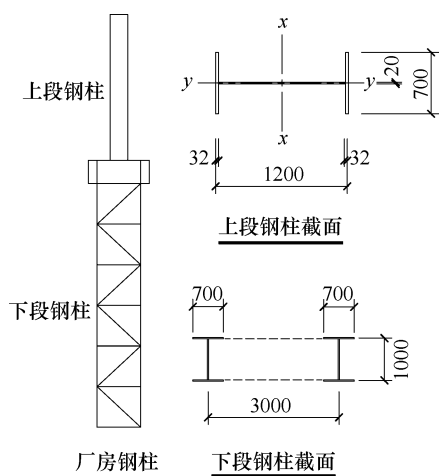


图 6.2.1

(A) 2500

(B) 2000

(C) 1850

(D) 1500

二、单层钢结构厂房震害

9.2.1 本节主要适用于钢柱、钢屋架或钢屋面梁承重的单层厂房。

单层的轻型钢结构厂房(图 6.2.2)的抗震设计,应符合专门的规定。

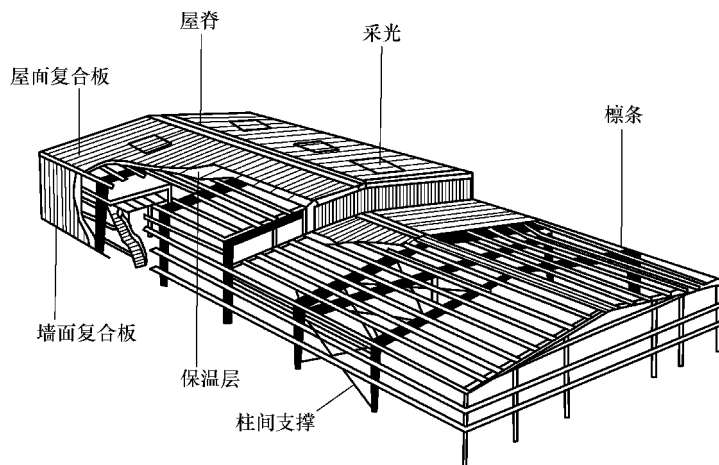


图 6.2.2 单层轻型钢结构厂房

图 6.2.3 是典型的单层单跨厂房构造简图,其屋顶既可采用屋架-大型屋面板结构体系,亦可采用钢屋架-檩条-轻型屋面板结构体系,或横梁-檩条-轻型屋面板结构体系。

《建筑抗震设计规范》条文说明:

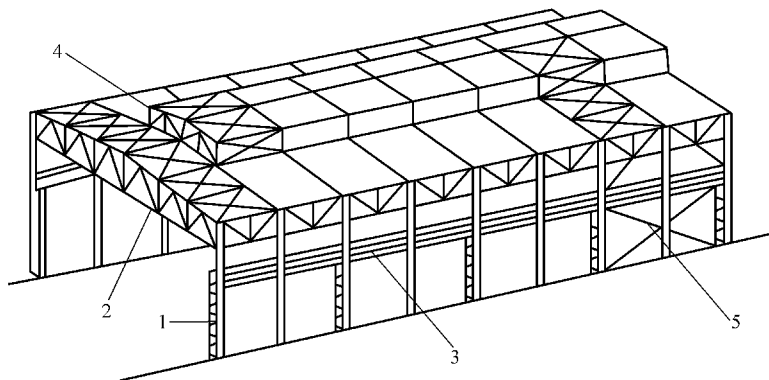


图 6.2.3 单层单跨中、重型钢结构厂房

1—柱 2—屋梁 3—吊车梁 4—天窗架 5—柱间支撑

9.2.1 国内外的多次地震经验表明，钢结构的抗震性能一般比其他结构的要好。总体上说，单层钢结构厂房在地震中破坏较轻，但也有损坏或坍塌的。因此，单层钢结构厂房进行抗震设防是必要的。

本次修订，仍不包括轻型钢结构厂房。

9.2.2 从单层钢结构厂房的震害实例分析，在 7~9 度的地震作用下，其主要震害是柱间支撑的失稳变形和连接节点的断裂或拉脱，柱脚锚栓剪断和拉断，以及锚栓锚固过短所致的拔出破坏。亦有少量厂房的屋盖支撑杆件失稳变形或连接节点板开裂破坏。

三、单层钢结构厂房构件布置和纵、横向计算

《建筑抗震设计规范》规定：

9.2.2 厂房的结构体系应符合下列要求：

1 厂房的横向抗侧力体系，可采用刚接框架、铰接框架、门式刚架或其他结构体系。厂房的纵向抗侧力体系，8、9 度应采用柱间支撑；6、7 度宜采用柱间支撑，也可采用刚接框架。

2 厂房内设有桥式起重机时，起重机梁系统的构件与厂房框架柱的连接应能可靠地传递纵向水平地震作用。

3 屋盖应设置完整的屋盖支撑系统。屋盖横梁与柱顶铰接时，宜采用螺栓连接。

9.2.7 厂房的横向抗震计算，可采用下列方法：

1 一般情况下，宜采用考虑屋盖弹性变形的空间分析方法；

2 平面规则、抗侧刚度均匀的轻型屋盖厂房，可按平面框架进行计算。等高厂房可采用底部剪力法，高低跨厂房应采用振型分解反应谱法。

9.2.8 厂房的纵向抗震计算，可采用下列方法：

1 采用轻型板材围护墙或与柱柔性连接的大型墙板的厂房，可采用底部剪力法计算，各纵向柱列的地震作用可按下列原则分配：

1) 轻型屋盖可按纵向柱列承受的重力荷载代表值的比例分配；

- 2) 钢筋混凝土无檩屋盖可按纵向柱列刚度比例分配;
- 3) 钢筋混凝土有檩屋盖可取上述两种分配结果的平均值。
- 2 采用柱边贴砌且与柱拉结的普通砖砌体围护墙厂房, 可参照本规范第 9.1 节的规定计算。
- 3 设置柱间支撑的柱列应计入支撑杆件屈曲后的地震作用效应。

1. 柱网布置及构造要求

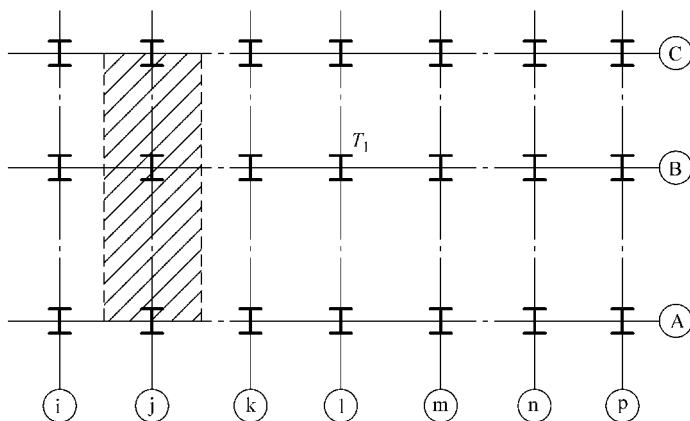


图 6.2.4 柱网布置

厂房的柱网布置(见图 6.2.4)要综合考虑工艺、结构和经济等诸多因素来确定,同时还应注意符合标准化模数要求。柱网布置首先要满足生产工艺流程的要求,包括预期的扩建和工艺设备更新的需求。

《建筑抗震设计规范》规定:

9.2.13 厂房框架柱的长细比,轴压比小于 0.2 时不宜大于 150;轴压比不小于 0.2 时,不宜大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

9.2.14 厂房框架柱、梁的板件宽厚比,应符合下列要求:

1 重屋盖厂房,板件宽厚比限值可按本规范第 8.3.2 条的规定采用,7、8、9 度的抗震等级可分别按四、三、二级采用。

2 轻屋盖厂房,塑性耗能区板件宽厚比限值可根据其承载力的高低按性能目标确定。塑性耗能区外的板件宽厚比限值,可采用现行《钢结构设计规范》GB 50017 弹性设计阶段的板件宽厚比限值。

注:腹板的宽厚比,可通过设置纵向加劲肋减小。

《建筑抗震设计规范》条文说明指出:

9.2.14 板件的宽厚比,是保证厂房框架延性的关键指标,也是影响单位面积耗钢量的关键指标。本次修订,对重屋盖和轻屋盖予以区别对待。重屋盖参照多层钢结构低于 50m 的抗震等级采用,柱的宽厚比要求比 2001 版规范有所放松。

对于采用压型钢板轻型屋盖的单层钢结构厂房,对于设防烈度 8 度(0.20g)及以下的情况,即使按设防烈度的地震动参数进行弹性计算,也经常出现由非地震组合控制厂房框架受力的情况。因此,根据实际工程的计算分析,发现如果采用性能化设计的方法,可以分别按“高延性,低弹性承载力”或“低延性,高弹性承载力”的抗震设计思路来确定板件宽厚比。即通过厂房框架承受的地震内力与其具有的弹性抗力进行比较来选择板件宽厚比:

当构件的强度和稳定的承载力均满足高承载力——2 倍多遇地震作用下的要求($\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} 2S_E \leq R/\gamma_{RE}$)时,可采用现行《钢结构设计规范》GB 50017 弹性设计阶段的板件宽厚比限值,即 C 类;当强度和稳定的承载力均满足中等承载力——1.5 倍多遇地震作用下的要求($\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} 1.5S_E \leq R/\gamma_{RE}$)时,可按表 6 中 B 类采用;其他情况,则按表 6 中 A 类使用。

表 6 柱、梁构件的板件宽厚比限值

构件	板件名称		A 类	B 类
柱	I 形截面	翼缘 b/t	10	12
		腹板 h_0/t_w	44	50
	箱形截面	壁板、腹板间翼缘 b/t	33	37
		腹板 h_0/t_w	44	48
	圆形截面	外径壁厚比 D/t	50	70
梁	I 形截面	翼缘 b/t	9	11
		腹板 h_0/t_w	65	72
	箱形截面	腹板间翼缘 b/t	30	36
		腹板 h_0/t_w	65	72

注:表列数值适用于 Q235 钢。当材料为其他钢号时,除圆管的外径壁厚比应乘以 $235/f_y$ 外,其余应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

A、B、C 三类宽厚比的数值,系参照欧、日、美等国家的抗震规范选定。大体上,A 类可达全截面塑性且塑性铰在转动过程中承载力不降低;B 类可达全截面塑性,在应力强化开始前足以抵抗局部屈曲发生,但由于局部屈曲使塑性铰的转动能力有限。C 类是指现行《钢结构设计规范》GB 50017 按弹性准则设计时腹板不发生局部屈曲的情况,如双轴对称 H 形截面翼缘需满足 $b/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$,受弯构件腹板需满足 $72 \sqrt{235/f_y} < h_0/t_w \leq 130 \sqrt{235/f_y}$,压弯构件腹板应符合《钢结构设计规范》GB 50017—2003 式(5.4.2)的要求。

2. 柱间支撑

作用于厂房山墙上的风荷载、吊车的纵向水平荷载、纵向地震作用等均要求厂房具有足够的纵向刚度。这在结构上是通过合理的柱间支撑(图 6.2.5)和屋盖支撑的设置来实现的。

《建筑抗震设计规范》规定:

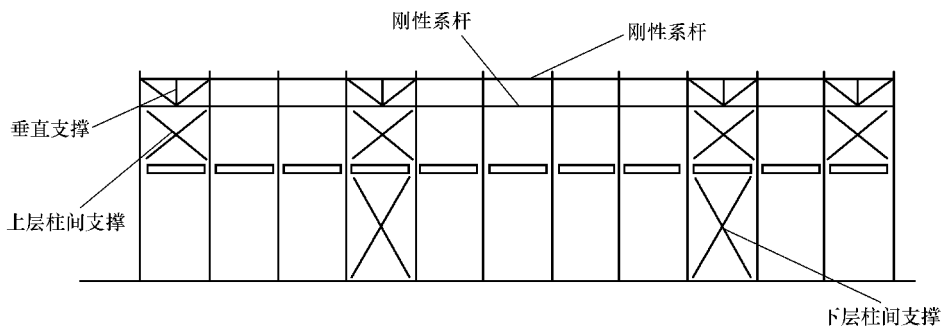


图 6.2.5 柱间支撑布置

9.2.10 柱间 X 形支撑、V 形或 Λ 形支撑应考虑拉压杆共同作用，其地震作用及验算可按本规范附录 K 第 K.2 节的规定按拉杆计算，并计及相交受压杆的影响，但压杆卸载系数宜改取 0.30。

交叉支撑端部的连接，对单角钢支撑应计入强度折减，8、9 度时不得采用单面偏心连接；交叉支撑有一杆中断时，交叉节点板应予以加强，其承载力不小于 1.1 倍杆件承载力。

支撑杆件的截面应力比，不宜大于 0.75。

9.2.15 柱间支撑应符合下列要求：

1 厂房单元的各纵向柱列，应在厂房单元中部布置一道下柱柱间支撑；当 7 度厂房单元长度大于 120m（采用轻型围护材料时为 150m）、8 度和 9 度厂房单元大于 90m（采用轻型围护材料时为 120m）时，应在厂房单元 1/3 区段内各布置一道下柱支撑；当柱距数不超过 5 个且厂房长度小于 60m 时，亦可在厂房单元的两端布置下柱支撑。上柱柱间支撑应布置在厂房单元两端和具有下柱支撑的柱间。

2 柱间支撑宜采用 X 形支撑，条件限制时也可采用 V 形、 Λ 形及其他形式的支撑。X 形支撑斜杆与水平面的夹角、支撑斜杆交叉点的节点板厚度，应符合本规范第 9.1 节的规定。

3 柱间支撑杆件的长细比限值，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的规定。

4 柱间支撑宜采用整根型钢，当热轧型钢超过材料最大长度规格时，可采用拼接等强接长。

5 有条件时，可采用消能支撑。

3. 钢屋架外形及腹杆形式

钢屋架外形一般分为三角形（图 6.2.6a、b、c）、梯形（图 6.2.6d、e）及平行弦（图 6.2.6f、g）三种。桁架腹杆形式常用的有人字式（图 6.2.6b、d、f）、芬克式（图 6.2.6a）、豪式（也叫单向斜杆式，图 6.2.6c）、再分式（图 6.2.6e）及交叉式（图 6.2.6g）五种。其中前四种为单系腹杆，第五种即交叉腹杆为复系腹杆。

4. 屋盖支撑体系

在屋盖中屋架是主要承重构件。各个屋架如仅用檩条和屋面板连系时，由于没有必要的

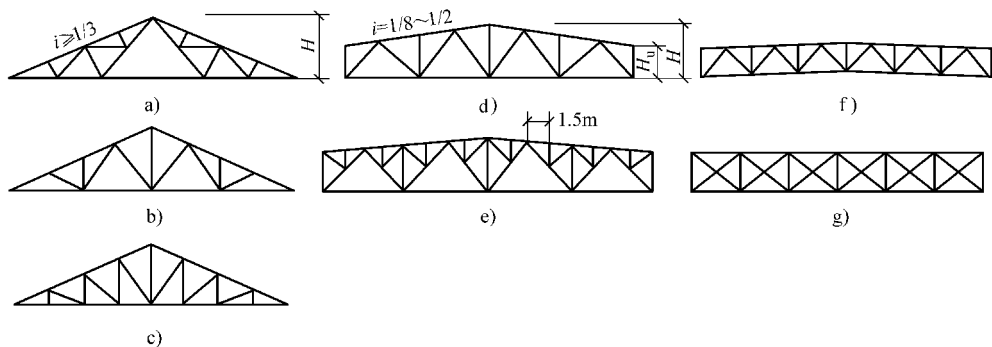


图 6.2.6 钢屋架外形

支撑, 屋盖结构在空间是几何可变体系, 在荷载作用下甚至在安装的时候, 各屋架就会向一侧倾倒, 如图 6.2.7a 中虚线所示。只有用支撑合理地连接各个屋架, 形成几何不变体系时, 才能发挥屋架的作用, 并保证屋盖结构在各种荷载作用下能很好地工作。

首先用支撑将两个相邻的屋架组成空间稳定体, 然后用檩条及上下弦平面内的一些系杆将其余各屋架与空间稳定体连接起来, 形成几何不变的屋盖结构体系(图 6.2.7b)。

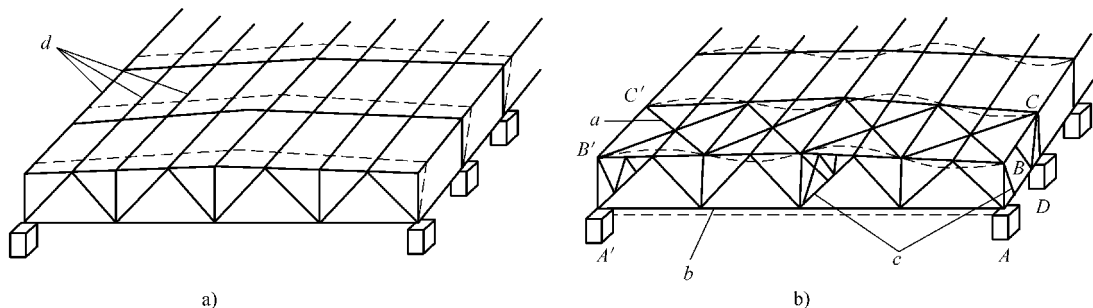


图 6.2.7 屋盖支撑作用示意图

a—上弦横向水平支撑 b—下弦横向水平支撑 c—垂直支撑 d—檩条或大型屋面板

《建筑抗震设计规范》规定:

9.2.9 厂房屋盖构件的抗震计算, 应符合下列要求:

- 1 竖向支撑桁架的腹杆应能承受和传递屋盖的水平地震作用, 其连接的承载力应大于腹杆的承载力, 并满足构造要求。
- 2 屋盖横向水平支撑、纵向水平支撑的交叉斜杆均可按拉杆设计, 并取相同的截面面积。
- 3 8、9 度时, 支承跨度大于 24m 的屋盖横梁的托架以及设备荷重较大的屋盖横梁, 均应按本规范第 5.3 节计算其竖向地震作用。

四、算例

【例 6.2.1】 题干见〔试题 6.2.1〕

【答案】 (D)

【解答】 根据《抗规》第 9.2.14 第 2 款的规定, 轻屋面厂房, 塑性耗能区板件宽厚比限值可根据其承载力的高低按性能目标确定。

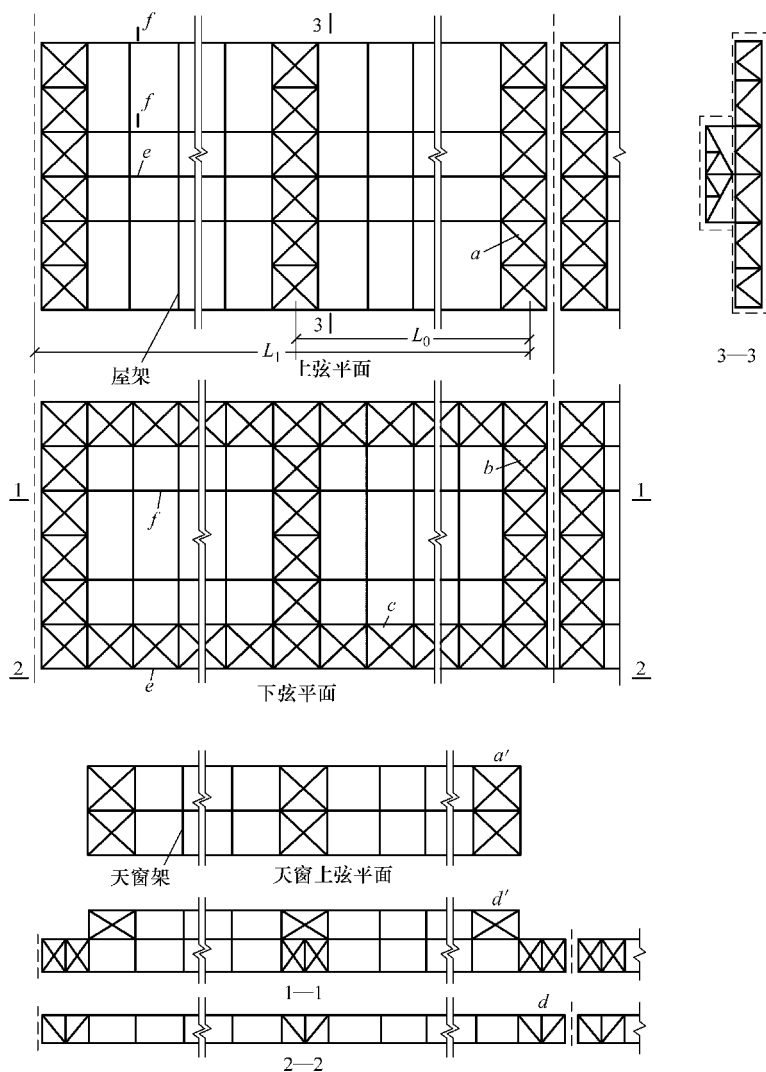


图 6.2.8 屋盖支撑示例

a —上弦横向水平支撑 b —下弦横向水平支撑 c —纵向水平支撑 d —屋架垂直支撑

a' —天窗架横向水平支撑 d' —天窗架垂直支撑 e —刚性系杆 f —柔性系杆

柱截面:

翼缘

$$\frac{b}{t} = \frac{194}{18} = 10.8 > 12 \sqrt{\frac{235}{345}} = 9.9$$

腹板

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{764}{12} = 63.7 > 50 \sqrt{\frac{235}{345}} = 41.3$$

梁截面:

翼缘

$$\frac{b}{t} = \frac{194}{20} = 9.7 > 11 \sqrt{\frac{235}{345}} = 9.1$$

腹板

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{1260}{12} = 105 > 72 \sqrt{\frac{235}{345}} = 59.4$$

塑性耗能区板件宽厚比为 C 类。

根据《抗规》第 9.2.14 条文说明的规定,由于其板件宽厚比为 C 类,因此,应满足高承载力 2 倍多遇地震下的要求。

【例 6.2.2】 题干见《试题 6.2.2》

【答案】 (A)

【解答】

框架柱截面面积 $A = 400 \times 18 \times 2 + 764 \times 12 = 23568 \text{mm}^2$

框架柱轴压比为 $\frac{N}{Af} = \frac{525 \times 10^3}{23568 \times 295} = 0.08 < 0.2$

根据《抗规》第 9.2.13 条,框架柱长细比限值为 150。

【例 6.2.3】 题干见《试题 6.2.3》

【答案】 (C)

【解答】

(1) 根据《抗规》9.2.9-1 条,竖向支撑桁架的腹杆应能承受和传递屋盖的水平地震作用,其连接的承载力应大于腹杆的承载力,并满足构造要求。I 正确。

(2) 根据《抗规》9.2.9-2 条,屋盖横向水平支撑、纵向水平支撑的交叉斜杆均可按拉杆设计,并取相同的截面面积。II 正确。

(3) 8、9 度时,支承跨度大于 24m 的屋盖横梁的托架以及设备荷重较大的屋盖横梁,均应按《抗规》第 5.3 节计算其竖向地震作用。IV 正确。

(4) 交叉支撑端部的连接,对角钢支撑应计入强度折减,8、9 度时不得采用单面偏心连接。III 错误。

【例 6.2.4】 题干见《试题 6.2.4》(2013 年一级)

【答案】 (A)

根据《抗规》第 9.2.16 条:格构式柱的最小插入深度不得小于单肢截面高度(或外径)的 2.5 倍,且不得小于柱总宽度的 0.5 倍,即:

$$2.5 \times 1000 = 2500 \text{mm} > 0.5 \times (3000 + 700) = 1850 \text{mm}$$

后 记

谨以此书献给我的学长牧一征大师

牧一征学长是原中国建筑东北设计研究院院长，退休后担任“注册结构工程师专业考试”命题组组长。

我和牧一征 20 世纪 50 年代均就读于清华大学土木工程系建筑学专业，他毕业后赴沈阳从事设计工作，我留校从事教学工作。1997 年，设计大师孙芳垂受托把国际通行的注册考试制度引入国内，因工作需要孙芳垂大师找了两位助手。一位是牧一征，负责命题工作，任副组长；另一位是我，参编《注册结构工程师专业考试复习教程》，任副主编。这使我们阔别四十年的师兄弟在退休之后又有缘共同参与国家注册考试的工作，延续十余年。

牧一征 1957 年毕业参加工作时并不顺利，是在压力很大、处境艰难的情况下走上工作岗位的。但他仍能以坚毅的人生信念全身心地投入到设计工作，踏实钻研，很快展示出业务上的实力。从技术员一步步做到大型设计研究院院长的位置。他业务全面，领导了许多类型的结构工程设计，处理了大量的复杂技术难题，积累了丰富的经验，是我国结构界的佼佼者。

结构设计是保证工程安全的最重要关口之一，长期以来结构设计队伍缺少统一的考核标准，影响了这支队伍的成长。注册考试制度的实施有力地改变了这种局面。在实施过程中，命题组在牧一征的领导下，严格按照结构工程师应具备的基本知识和能力要求命题，逐步形成了一套明确的指导思想。他们采用“小步慢跑”的方法精益求精、稳步提高，经过十多年的努力，目前考题的难度和广度已大大提高，考生的水平也相应迅速提高。现在已基本形成了一套比较完整、适用的题库，考题已能比较全面地反映对结构工程师的基本素质要求。这是一项非常重要的基础性工作，为今后结构设计队伍的整体质量进一步提高打下了良好的基础。命题组功不可没，作为命题组组长和灵魂人物的牧一征更是贡献巨大。

牧一征及其领导的团队事实上也为我国的结构教学事业作出了很大贡献。他们编写的 2000 多道考题，把结构工程师应具备的“知识体系”和“能力结构”具体化、系统化。我国的结构教学长期没能有效地紧密联系结构工程的实际需要，关键是学校教师不很具体清楚结构工程师应具有怎样的知识和能力。牧一征和他的团队编出的大量考题使结构教师改进教学有了样例，对我国的结构教学产生了深远的影响。

牧一征退休时原本打算开一家设计公司，然而因命题工作需要，他毅然放弃了创收机会，十多年甘于清苦，把整个晚年全身心地奉献给了命题工作。2010 年初，命题组在海口工作时牧一征感到身体不适，不得不中断工作返回沈阳就医，诊断结果是癌症晚期！这时牧一征已无力支付需自费的医疗费用，虽经住房和城乡建设部领导及热爱牧一征的多位设计院土工捐款资助，但还是未能挽救敬爱的牧院长的生命，一位默默无闻在幕后为注册考试做了

大量工作的老专家就这样离我们而去了。住院期间牧老面对死亡从容淡定，而面对友人的情谊牧老却动容落泪。

今天为了怀念牧一征学长，特将这一过程告诉大家，希望结构界的同仁能记住这位前辈所作的贡献。

施岚青

2011 年 4 月于清华大学百年校庆日

2015 年度全国一级注册结构工程师专业考试 所使用的规范、标准、规程

1. 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068—2001
2. 《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012
3. 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223—2008
4. 《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010
5. 《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011
6. 《建筑桩基技术规范》JGJ 94—2008
7. 《建筑边坡工程技术规范》GB 50330—2013
8. 《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2012
9. 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202—2002
10. 《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123—2012
11. 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204—2002（2011 年版）
12. 《混凝土异形柱结构技术规程》JGJ 149—2006
13. 《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138—2001
14. 《钢结构设计规范》GB 50017—2003
15. 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018—2002
16. 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98
17. 《空间网格结构技术规程》JGJ 7—2010
18. 《钢结构焊接规范》GB 50661—2011
19. 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82—2011
20. 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205—2001
21. 《砌体结构设计规范》GB 50003—2011
22. 《砌体工程施工质量验收规范》GB 50203—2011
23. 《木结构设计规范》GB 50005—2003
24. 《木结构工程施工质量验收规范》GB 50206—2012
25. 《烟囱设计规范》GB 50051—2013
26. 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010
27. 《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045—95（2005 年版）
28. 《公路桥涵设计通用规范》JTG D60—2004
29. 《城市桥梁设计规范》CJJ 11—2011
30. 《城市桥梁抗震设计规范》CJJ 166—2011
31. 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62—2004
32. 《公路桥梁抗震设计细则》JTG/TB02—01—2008
33. 《城市桥梁抗震设计规范》CJJ 166—2011
34. 《城市人行天桥和人行地道技术规程》CJJ 69—95

