



目 录

第一章 地震与抗震设计基本概念	(1)
1.1 地震基本知识	(1)
1.2 建筑抗震设防要求	(10)
1.3 建筑抗震概念设计	(12)
第二章 场地、地基和基础	(19)
2.1 建筑场地	(19)
2.2 地基和基础	(22)
2.3 液化土地基判别和处理	(24)
第三章 地震作用与结构抗震验算	(30)
3.1 概 述	(30)
3.2 单自由度弹性体系的地震反应	(31)
3.3 单自由度弹性体系地震作用计算的反应谱法	(33)
3.4 多自由度弹性体系的水平地震反应	(39)
3.5 振型分解反应谱法	(47)
3.6 底部剪力法	(51)
3.7 结构基本周期的近似计算	(55)
3.8 平动扭转耦联振动时结构的抗震计算	(59)
3.9 竖向地震作用计算	(62)
3.10 结构抗震验算	(64)
第四章 多层及高层钢筋混凝土房屋抗震设计	(72)
4.1 概 述	(72)
4.2 钢筋混凝土结构抗震设计特点	(73)
4.3 多层及高层钢筋混凝土房屋抗震设计一般规定	(76)
4.4 抗震等级	(77)
4.5 钢筋混凝土框架抗震设计	(79)
4.6 水平地震作用框架计算	(92)
4.7 框架—抗震墙结构和抗震墙结构的抗震设计	(106)



第五章 砌体结构房屋抗震设计	(119)
5.1 震害及其分析	(119)
5.2 砌体结构房屋抗震设计的一般规定	(121)
5.3 砌体结构房屋抗震验算	(124)
5.4 砌体房屋抗震构造措施	(137)
5.5 底部框架—抗震墙房屋的抗震设计	(143)
5.6 多层内框架砖房的抗震设计要点	(148)
第六章 多层及高层钢结构抗震设计	(151)
6.1 震害现象及其分析	(151)
6.2 钢结构的抗震概念设计	(155)
6.3 多层和高层钢结构抗震设计	(162)
6.4 多层与单层钢结构厂房的抗震设计	(172)
6.5 网架结构抗震设计	(184)
6.6 钢结构的抗震设计例题	(190)
6.7 钢结构抗震构造措施	(199)
第七章 钢筋混凝土单层厂房抗震设计	(209)
7.1 震害及其分析	(209)
7.2 单层厂房结构抗震设计一般原则	(210)
7.3 单层厂房的横向抗震验算	(213)
7.4 单层厂房的纵向抗震验算	(221)
7.5 单层钢筋混凝土厂房柱抗震构造措施	(246)
第八章 隔震与耗能减震结构设计	(252)
8.1 基本概念	(252)
8.2 隔震设计	(253)
8.3 耗能减震结构设计	(262)
参考文献	(266)



第一章 地震与抗震设计基本概念

地震是一种突发性的自然灾害,通常给人类带来巨大的生命和财产损失。目前,可以运用现代科学技术手段来防止和减轻地震灾害,对建筑结构进行抗震设计就是减轻地震灾害的一种积极有效的方法。

我国地处世界上两个最活跃的地震带中间,东部处于环太平洋地震带,西部和西南部处于欧亚地震带,是世界上多地震国家之一。根据统计,全国 70% 以上城市处于地震区。由于城市人口及设施集中,地震灾害会带来严重的生命和财产损失。为了抗御和减轻地震灾害,有必要进行建筑结构的抗震分析与设计。本课程通过讲述建筑结构抗震设计的原理、方法与要求,培养学生建筑结构抗震设计的能力与理论基础,使之能够从事一般建筑物的抗震设计。

1.1 地震基本知识

1.1.1 世界地震分布

据统计,全球有 85% 的地震发生在板块边界上(图 1.1),仅有 15% 的地震与板块边界的关系不那么明显。世界上主要有四大地震带:

环太平洋地震带:分布在太平洋周围,包括南北美洲太平洋沿岸和从阿留申群岛、堪察加半岛、日本列岛南下至中国台湾省,再经菲律宾群岛转向东南,直到新西兰。这里是全球分布最广、地震最多的地震带,所释放的能量约占全球的四分之三。

欧亚地震带:从地中海向东,一支经中亚至喜马拉雅山,然后向南经中国横断山脉,过缅甸,呈弧形转向东,至印度尼西亚。另一支从中亚向东北延伸,至堪察加,分布比较零散。

大洋中脊地震活动带:此地震活动带蜿蜒于各大洋中间,几乎彼此相连。总长约 65 000 km,宽约 1000~7000 km,其轴部宽 100 km 左右。大洋中脊地震活动带的地震活动性较之前两个带要弱得多,而且均为浅源地震,尚未发生过特大的破坏性地震。

大陆裂谷地震活动带:该带与上述三个带相比其规模最小,不连续分布于大陆内部。在地貌上常表现为深水湖,如东非裂谷、红海裂谷、贝加尔裂谷、亚丁湾裂谷等。

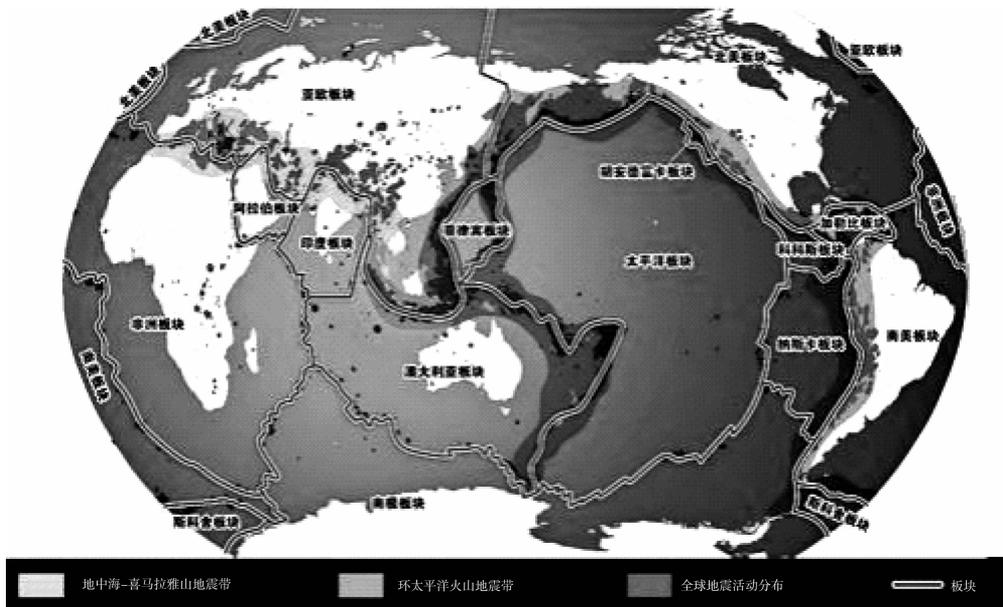


图 1.1 全球地震活动分布示意图

1.1.2 中国地震分布

我国的地震活动主要分布在五个地区的 23 条地震带上。这五个地区是：①台湾省及其附近海域；②西南地区，主要是西藏、四川西部和云南中西部，2008 年 5 月 12 日汶川 8.0 级地震就发生在该带中南段；③西北地区，主要在甘肃河西走廊、青海、宁夏、天山南北麓；④华北地区，主要在太行山两侧、汾渭河谷、阴山—燕山一带、山东中部和渤海湾；⑤东南沿海的广东、福建等地。我国的台湾省位于环太平洋地震带上，西藏、新疆、云南、四川、青海等省区位于喜马拉雅—地中海地震带上，其他省区处于相关的地震带上。中国地震带的分布是制定中国地震重点监视防御区的重要依据。

1.1.3 地震的类型

地震就是地球内某处岩层突然破裂，或因局部岩层塌陷、火山爆发等发生振动，并以波的形式传到地表，从而引起地面的运动。

地震按其成因主要分类

构造地震、火山地震、陷落地震、诱发地震和人工地震。

构造地震：是由于岩层断裂，发生变位错动，在地质构造上发生巨大变化而产生的地震，所以叫做构造地震，也叫断裂地震。

火山地震：是由火山爆发时所引起的能量冲击而产生的地壳振动。火山地震有时也相当强烈，但这种地震所波及的地区通常只限于火山附近的几十公里的范围内，而且发生次数也较少，只占地震次数的 7% 左右，所造成的危害较轻。



陷落地震:由于地层陷落引起的地震。这种地震发生的次数更少,只占地震总次数的3%左右,震级很小,影响范围有限,破坏也较小。

诱发地震:在特定的地区因某种地壳外界因素诱发(如陨石坠落、水库蓄水、深井注水)而引起的地震。

人工地震:地下核爆炸、炸药爆破等人为引起的地面振动称为人工地震。人工地震是由人为活动引起的地震。如工业爆破、地下核爆炸造成的振动;在深井中进行高压注水以及大水库蓄水后增加了地壳的压力,有时也会诱发地震。

在上述5种类型地震中,构造地震分布最广,危害最大,发生次数最多(约占发生地震的90%左右)。其他四类地震发生的几率很少,且震害影响面也较小。因此,在地震工程学中主要的研究对象是构造地震。

根据震源深度进行分类

浅源地震:震源深度小于70 km的地震。大多数破坏性地震是浅源地震。

中源地震:震源深度为70~300 km。

深源地震:震源深度在300 km以上的地震。到目前为止,世界上纪录到的最深地震的震源深度为786 km。

一年中,全球所有地震释放的能量约有85%来自浅源地震,12%来自中源地震,3%来自深源地震。

按地震的远近分类

地方震:震中距小于100 km的地震。

近震:震中距为100~1000 km。

远震:震中距大于1000 km的地震。

按震级大小分类

弱震:震级小于3级的地震;**有感地震:**震级等于或大于3级、小于或等于4.5级的地震;**中强震:**震级大于4.5级、小于6级的地震;**强震:**震级等于或大于6级的地震,其中震级大于或等于8级的叫巨大地震。

按破坏程度分类

一般破坏性地震:造成数人至数十人死亡,或直接经济损失在1亿元以下(含1亿元)的地震。

中等破坏性地震:造成数十人至数百人死亡,或直接经济损失在1亿元以上(不含1亿元)、5亿元以下的地震。

严重破坏性地震:人口稠密地区发生的7级以上地震、大中城市发生的6级以上地震,或者造成数百至数千人死亡,或直接经济损失在5亿元以上、30亿元以下的地震;

特大破坏性地震:大中城市发生的7级以上地震,或造成万人以上死亡,或直接经济损失在30亿元以上的地震。

将导致地震的起源区域叫震源,震源通常是一定范围,但地震学中通常都把它简化



成一个点来处理。震源正上方的地面位置,或震源在地表的投影叫震中。震中附近地面运动最剧烈,也是破坏最严重的地区,叫震中区或极震区。地面上被地震波及的某一地区称为场地。由场地到震中的水平距离叫震中距,由场地到震源的距离叫作震源距,震源到震中的垂直距离称为震源深度(图 1.2)。

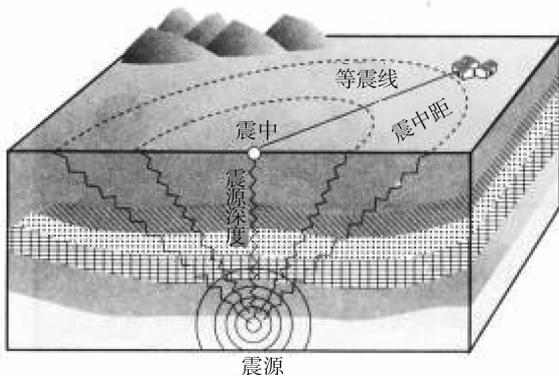


图 1.2 地震术语

1.1.4 地震波

地震引起的振动以波的形式从震源向各个方向传播并释放能量,这就是地震波(图 1.3)。根据地壳中传播的路径不同,地震波可分为体波和面波,下面分别介绍这两种波的特点。

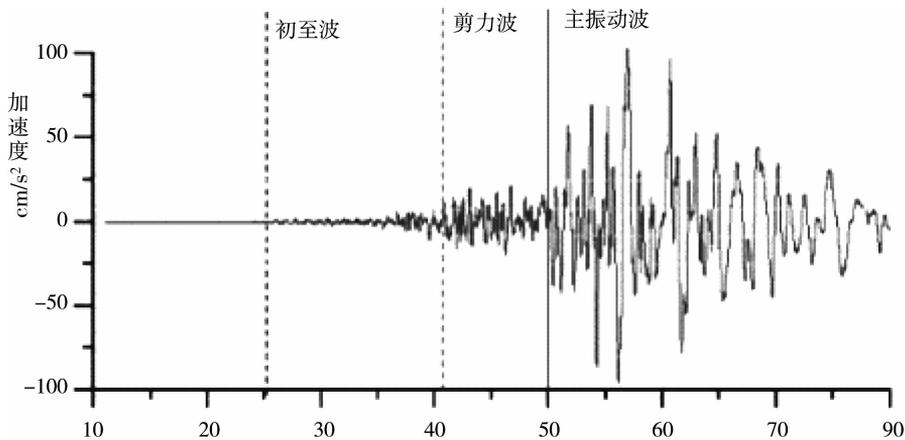


图 1.3 台湾集集地震台北地区地震时程图

1. 体波

在地球内部传播的地震波称为体波。根据介质质点振动方向与波传播方向不同,体波又可分为纵波和横波,或称 P 波和 S 波(图 1.4)。

当质点的振动方向与波的传播方向一致时称为纵波。在纵波由震源向外传播的过



程中,介质质点间不断地被压缩与拉伸,所以纵波又称为压缩波,它可以在固体和液体里传播。纵波在震中区主要引起地面垂直方向的振动。纵波的特点是周期短、振幅小。

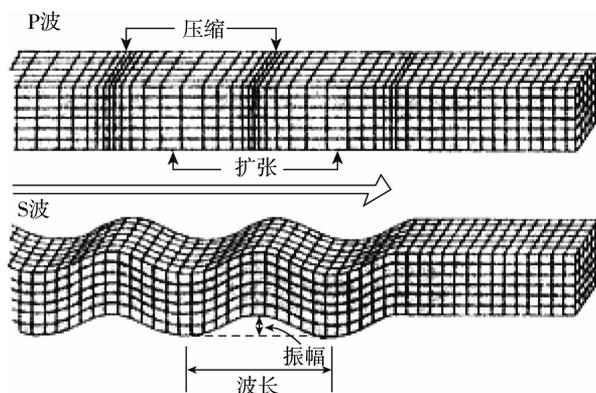


图 1.4 纵波与横波

横波是指质点的振动方向与波的前进方向垂直的波。横波又称为剪切波,由于横波的传播过程是介质不断受剪变形的过程,因此横波只能在固体介质中传播。横波在震中区主要引起地面水平方向的振动。横波一般周期较长、振幅较大。

假定地球为各向同性弹性介质,根据弹性理论,纵波传播速度和横波传播速度可分别按下列公式计算:

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (1.1)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.2)$$

式中, E ——介质的弹性模量;

G ——介质的剪切模量;

ρ ——介质的密度;

ν ——介质的泊松比。

一般情况下,纵波的传播速度比横波的传播速度快。当泊松比 $\nu=0.25$ 时, $v_p=1.73v_s$ 。由于纵波和横波的传播速度不同,纵波传播速度快,先到达地面,其质点振动方向与波前进方向一致而首先引起地表垂直振动,当横波到达时才引起水平振动,所以在地震时,人们先是感觉到上下颠簸,然后才左右摇摆。

2. 面波

面波是沿地表或地壳不同地质层界面传播的波。一般认为,面波是体波经地层界面多次反射、折射所形成的次生波。

面波包括瑞利波(R波)和勒夫波(L波)。瑞利波传播时,质点在波的传播方向和地表面法向所组成的平面内做与波前进方向相反的椭圆运动,在地面上表现为滚动形式。



勒夫波传播时,质点在地平面内产生与波前进方向相垂直的运动,在地面上表现为蛇形运动。面波的传播速度较慢,波周期长、振幅大、衰减慢,故能传播到很远的地方。面波使地面既产生垂直振动又产生水平振动。

地震波的传播速度以纵波最快,剪切波次之,面波最慢。所以在一般地震波记录图上,纵波最先到达,剪切波次之,面波到达最晚;振幅则恰好相反,纵波的振幅最小,横波的振幅较大,面波的振幅最大。

1.1.5 地震动主要特性

地震引起地面运动,称为地震动。地震动可以用地面上质点的加速度、速度和位移的时间函数来表示,这些函数关系成为地震动的时程曲线。地震动的位移、速度和加速度时程曲线可以用地震仪记录下来。人们一般通过记录地震动的加速度时程曲线来了解地震动的特征。下面就以加速度时程曲线来分析地震动特性。

1. 振幅

地震动振幅是地震动的加速度时程曲线的峰值,是描述地震动强烈程度的最直观的参数,与震害有密切关系,可作为地震烈度的参考物理指标。

2. 频谱

地震动不是简单的谐和振动,而是振幅和频率都在变化的无规则振动。但是对于给定的地震动时程,总可以把它看作是由不同频率的简谐波组合而成,这就说明地震动是由不同频谱组成的。频谱用地震动中振幅与频率关系的曲线来表示,在地震工程中常用傅立叶谱、反应谱和功率谱来表示地震动的频谱特性。

3. 持时

持时就是指地震动持续的时间。有一些结构的破坏不是在一次大的地震脉冲下发生倒塌破坏,而是从开裂到倒塌经过了几次、几十次甚至几百次的反复振动过程。在一次的振动过程中结构不一定发生破坏,但在一次次的反复振动中结构都发生了一定损伤,当损伤积累到一定程度的时候结构就发生了破坏。很显然,在结构已发生开裂时,连续震动的时间越长,则结构倒塌的可能性就越大。由此我们可以看出地震动的持时是地震动的重要参数。

地震动的振幅、频谱特性和持续时间,通常被称为地震动的三要素。工程结构的地震破坏与地震动的三要素密切相关。

1.1.6 地震震害

全世界每年发生地震几百万次,其中破坏性地震近千次。地震造成的灾害是毁灭性的。1976年7月28日中国河北唐山大地震,1995年1月17日本神户地震,2008年5月12日汶川地震等,都造成大量的人员伤亡和重大经济损失。地震灾害主要表现在三个方面:地表破坏、建筑物破坏以及由地震引起的各种次生灾害。



1. 地表破坏

地震造成的地表破坏一般有地裂缝、地陷、地面喷水冒砂及滑坡、塌方等。

地震引起的地裂缝主要有两种：构造地裂缝和重力地裂缝。构造地裂缝，是地壳深部断层错动延伸至地面的裂缝，长可达几公里到几十公里(图 1.5)；宽可以达到几米甚至几十米。地裂缝穿过的地方可引起房屋开裂和道路、桥梁、水坝等工程设施的破坏。



图 1.5 5.12 地震引起的地裂缝

对于松软而压缩性高的土层，由地震引起的地面振动，使土颗粒间的摩擦力大大降低或使链状结构破坏，土层变密实，造成其地面下沉，地面发生震陷，使建筑物破坏。此外，地震时在岩溶洞和采空地区也可能发生地陷。

在地下水位较高、砂层埋藏较浅的砂土或粉土层，由于地震的强烈振动使地下水压力急剧增高，使饱和的砂土或粉土层液化，地下水夹带着砂土颗粒，从地裂缝或土质较松软的地方冒出，形成喷水冒砂现象，严重的区域会造成房屋下沉、倾斜、开裂和倒塌。



图 1.6 日本新泻地震液化



图 1.7 地震造成滑坡

强烈地震还常引起河岸、边坡滑坡，山崖的山石崩裂、塌方等现象。滑坡、塌方会导致公路阻塞使交通中断，冲毁房屋和桥梁，堵塞河流以致形成堰塞湖、淹没村庄等震害。

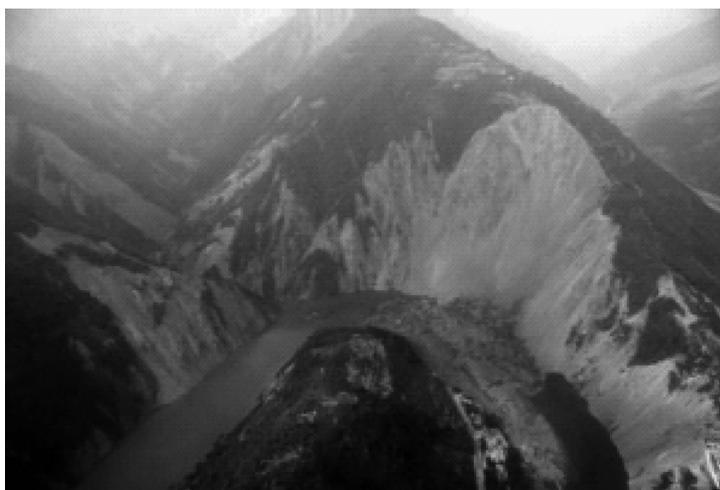


图 1.8 唐家山堰塞湖

2. 建筑物的破坏

强地震引起的建筑物破坏有建筑物的振动破坏和地基失效引起的破坏。

建筑物的振动破坏是由于地震时地面运动引起建筑物振动而产生惯性力,这种惯性力不仅使结构构件内力增大很多,而且往往使其受力性质也发生改变,导致结构承载力不足而破坏。在强烈地震作用下产生的惯性力,还可能使结构构件连接不牢、节点破坏、支撑系统失效而导致结构丧失整体性破坏或倒塌,也可能使结构产生过大振动变形,有时主体结构并未达到强度破坏,但围护墙、隔墙、雨篷、各种装修等非结构构件往往由于变形过大而发生脱落或倒塌等震害。



图 1.9 漩口中学震害

地基失效引起的破坏是由于强烈地震引起地裂缝、地陷、滑坡和地基土液化等而导致地基开裂、滑动或不均匀沉降,使地基失效,丧失稳定性,降低或丧失承载力,最终造成建筑物整体倾斜、拉裂或倒塌而破坏。

3. 次生灾害

地震不仅引起建筑物的破坏而产生灾害,还会引起火灾、水灾、有毒物质的泄漏、海啸、泥石流等次生灾害。由次生灾害造成的损失有时比地震直接产生的灾害造成的损失



还要大,尤其是在大城市、大工业区。



图 1.10 汶川震后泥石流

1.1.7 地震震级和地震烈度

1. 地震震级

震级是地震大小的一种度量,根据地震释放能量的多少来划分,用“级”来表示。震级的标度最初是美国地震学家里克特(C. F. Richter)于1935年研究加利福尼亚地方性地震时提出的,规定以震中距100 km处“标准地震仪”(或称“安德生地震仪”,周期0.8 s,放大倍数2800,阻尼系数0.8)所记录的水平向最大振幅(单振幅以 μm 计)的常用对数为该地震的震级。

$$M = \lg A \quad (1.3)$$

利用震级可以估计出一次地震所释放出的能量,震级 M 与地震释放的能量 $E(10^{-7} \text{ J})$ 之间有如下关系:

$$\lg E = 11.8 + 1.5M \quad (1.4)$$

由式(1.4)可以得知:震级每增加一级,地震释放的能量约增大32倍。

2. 地震烈度

地震烈度是指某一地区的地面和各类建筑物遭受一次地震影响的强弱程度。根据地震时人的感觉、器物的反应、建筑物破损程度和地貌变化特征等宏观现象综合判定。从无感到建筑物毁灭及山河改观等划分为若干等级,列成表格,即烈度表。地震烈度表是评定烈度大小的尺度和标准。不同国家所规定的烈度表不同,目前我国采用的是划分为12度的烈度表,欧洲一些国家采用划分为10度的烈度表,日本则采用划分为8度的烈度表。

对于一次地震来说,震级只有一个,但相应这次地震的不同地区则有不同地震烈



度。一般地说,震中区地震影响最大,烈度最高;距震中越远,地震影响越小,烈度越低。

3. 地震区划图与设防烈度

地震区划就是地震区域的划分,地震区划图是指在地图上按地震情况的差异,划分不同的区域。我国在地震区地震动活动区划、震害区划和地震动区划图的基础上,提出了直接以地震动参数表示的新区划图《中国地震动参数区划图》(GB18306—2001)。

抗震设防烈度是按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况下,取 50 年内超越概率 10% 的地震烈度。我国现行建筑抗震设计规范规定,一般情况下,抗震设防烈度可采用中国地震动参数区划图的地震基本烈度,或与建筑抗震设计规范中设计基本地震加速度对应的烈度值。对已编制抗震设防区划的城市,可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。抗震设防烈度与设计基本地震加速度取值的对应关系见表 1.2。设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 地区内的建筑,除建筑抗震设计规范另有规定外,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 1.2 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。

1.2 建筑抗震设防要求

1.2.1 抗震设防目标

为在一定的经济条件下,最大限度地限制和减轻建筑物因地震引起的破坏,保障人员的安全,减少经济损失,我国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)提出了“小震不坏,中震可修,大震不倒”三个水准的抗震设防目标。

根据对我国一些主要地震区的地震危险性分析结果,50 年内超越概率为 63.2% 的地震烈度为多遇地震烈度(又称为小震烈度),所对应的地震水准为多遇地震(小震);50 年内的超越概率为 10% 的地震烈度为抗震设防烈度(又称为基本烈度),所对应的地震水准为设防烈度地震(中震);50 年内超越概率为 2%~3% 左右的地震烈度称为罕遇地震烈度,所对应的地震水准为罕遇地震(大震)。根据统计分析,若以基本烈度为基准,则多遇烈度比基本烈度约低 1.55 度,而罕遇烈度比基本烈度约高 1 度。

三个水准的抗震设防目标为:

第一水准:对应于“小震不坏”,要求建筑结构满足多遇地震作用下的承载力极限状态验算要求及建筑的弹性变形不超过规定的弹性变形限值。即当遭受低于本地区设防



烈度的多遇地震影响时,建筑物一般不受损坏或不需修理仍可继续使用。

第二水准:对应于“中震可修”,要求建筑结构具有相当的延性能力(变形能力),不发生不可修复的脆性破坏。即当遭受相当于本地区设防烈度的地震影响时,建筑物可能损坏,但经一般修理或不需修理仍可继续使用。

第三水准:对应于“大震不倒”,要求建筑具有足够的变形能力,其弹塑性变形不超过规定的弹塑性变形限值。即当遭受高于本地区设防烈度预估的罕遇地震影响时,建筑物不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

1.2.2 两阶段设计方法

建筑结构的抗震设计为满足上述三水准的抗震设防要求,我国建筑抗震设计规范采用了简化的两阶段设计方法。

第一阶段设计是按第一水准多遇地震烈度对应的地震作用效应和其他荷载效应的组合验算结构构件的承载能力和结构的弹性变形,保证“小震不坏”的要求。

第二阶段设计是按第三水准罕遇地震烈度对应的地震作用效应验算结构的弹塑性变形,使结构满足“大震不倒”的要求。

在设计中,通过良好的抗震构造措施以满足“中震可修”的要求。

在实际抗震设计中,只有对特殊要求的建筑、地震时易倒塌的结构以及有明显薄弱层的不规则结构,除进行第一阶段设计外,还要进行结构薄弱部位的弹塑性层间变形验算并采取相应的抗震构造措施,实现第三水准的设防要求。

1.2.3 建筑抗震设防分类和设防标准

对于不同使用性质的建筑物,地震破坏造成的后果严重性是不一样的。因此,建筑物的抗震设防应根据其使用功能的重要性和破坏后果而采用不同的设防标准。我国《建筑抗震设防分类标准》(GB50223)根据建筑使用功能的重要性,将建筑抗震设防分为甲、乙、丙、丁四个类别。

甲类建筑:重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑。如可能产生大爆炸、核泄露、放射性污染、剧毒气体扩散的建筑。

乙类建筑:地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑。如城市生命线工程(供水、供电、交通、消防、医疗、通讯等系统)的核心建筑。

丙类建筑:除甲、乙类以外的一般建筑。如一般的工业与民用建筑、公共建筑等。

丁类建筑:抗震次要建筑。如一般的仓库、人员较少的辅助建筑物等。

对于不同的抗震设防类别,在进行建筑抗震设计时,应采用不同的抗震设防标准。《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)规定:

甲类建筑,地震作用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;抗震措施,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。当抗震设防烈度为 9 度时,应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

乙类建筑,地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求(6 度时可不进行计算),抗震措施,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。当抗震设防烈度为 9 度时,应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

丙类建筑,地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求(6 度时可不进行计算),抗震措施,应符合本地区抗震设防烈度的要求。

丁类建筑,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),抗震措施,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。

1.3 建筑抗震概念设计

建筑抗震设计一般包括三个方面:概念设计、抗震计算和构造措施。所谓概念设计,是指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,进行建筑和结构的总体布置并确定细部构造的过程。概念设计在总体上把握抗震设计的基本原则。抗震计算为建筑抗震设计提供定量手段。构造措施则可以在保证结构整体性、加强局部薄弱环节等意义上保证抗震计算结果的有效性。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。

建筑抗震概念设计一般主要包括以下几个内容:注意场地选择和地基基础设计,把握建筑结构的规则性,选择合理抗震结构体系,合理利用结构延性,重视非结构因素,确保材料和施工质量。

1.3.1 场地和地基

选择建筑场地时,应掌握地震活动情况和工程地质的有关资料,宜选择有利地段,避开不利场地,不应在危险地段建造甲、乙、丙类建筑。有关各类地段的划分可参阅表 2.1。

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。
- (3)地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时,应估计地震时地基不均匀沉降或其他不利影响,并采取相应的措施。

1.3.2 建筑结构的规则性

建筑结构不规则可能造成较大地震扭转效应,产生严重应力集中或形成抗震薄弱层。因此,在建筑抗震设计中,应使建筑物的平面布置规则、对称,具有良好的整体性;建筑的立面和竖向剖面宜规则,结构的侧向刚度变化宜均匀。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而形成薄弱层。

建筑结构的不规则类型可分为平面不规则(表 1.3)和竖向不规则(表 1.4)。当采用不规则建筑结构时,应按建筑抗震设计规范的要求进行水平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。

表 1.3 平面不规则的类型

不规则类型	定义
扭转不规则	楼层的最大弱性水平位移(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	结构平面凹进的一侧尺寸,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

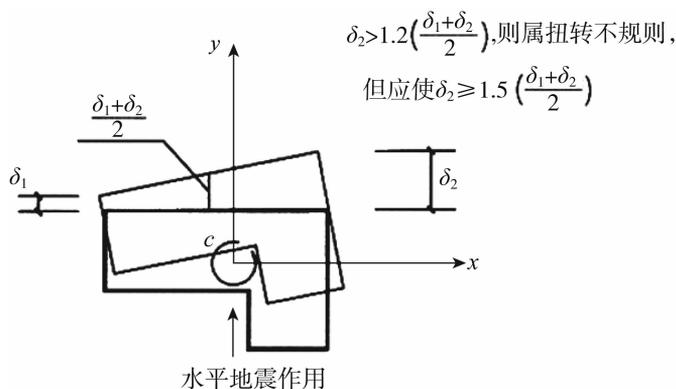


图 1.11 建筑结构平面扭转不规则

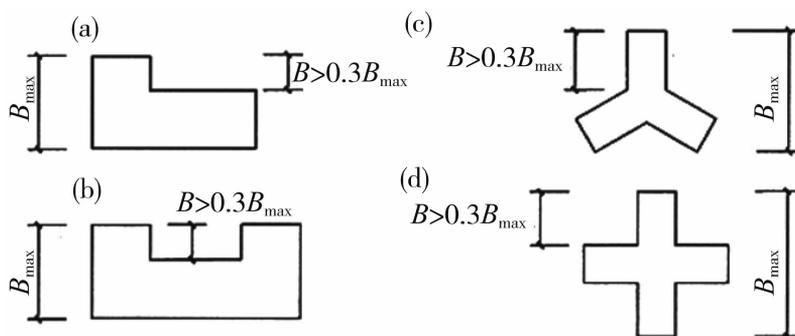


图 1.12 建筑结构平面凸凹不规则

平面不规则而竖向规则的建筑结构,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;

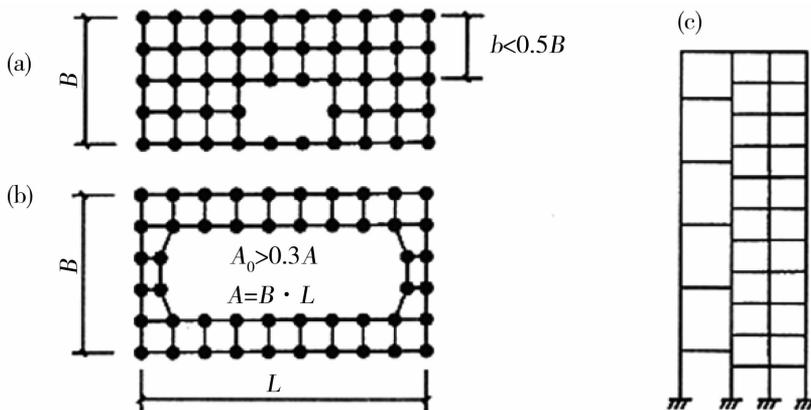


图 1.13 建筑结构平面局部不连续(大开洞及错层)

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) 平面不对称且凹凸不规则或局部不连续,可根据实际情况分块计算扭转位移比,对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数。

竖向不规则包括侧向刚度不规则(图 1.14)、竖向抗侧力构件不连续(图 1.15)和楼层承载力突变(图 1.16),见表 1.4。

表 1.4 竖向不规则的类型

不规则类型	定义
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(桩、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%

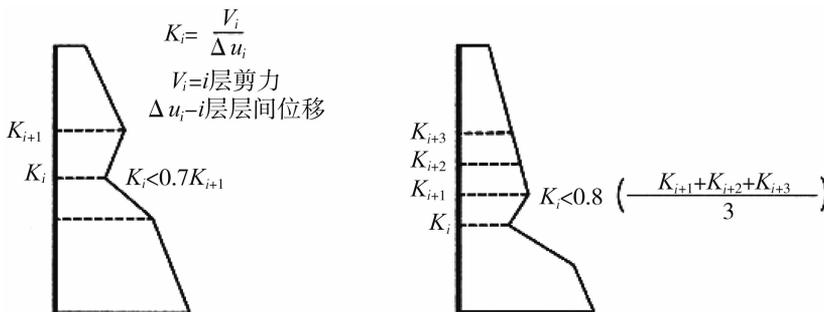


图 1.14 沿竖向的侧向刚度不规则

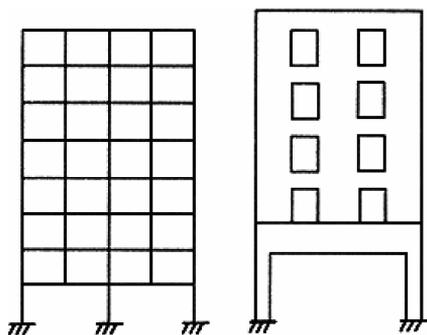


图 1.15 竖向抗侧力构件不连续

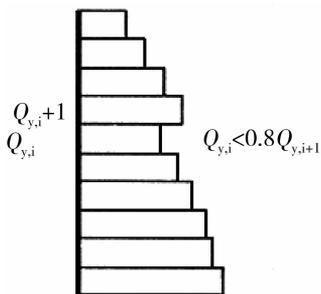


图 1.16 竖向水平抗剪承载力非均匀变化

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

- 1) 竖向抗侧力构件不连续时,该构件传递给水平转换构件的地震内力应根据烈度高低和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等,乘以 1.25~2.0 的增大系数;
- 2) 侧向刚度不规则时,相邻层的侧向刚度比应依据其结构类型符合本规范相关章节的规定;
- 3) 楼层承载力突变时,薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%。

平面不规则且竖向不规则的建筑,应根据不规则类型的数量和程度,有针对性地采取不低于上述要求的各项抗震措施。特别不规则的建筑,应经专门研究,采取更有效的加强措施或对薄弱部位采用相应的抗震性能化设计方法。

体型复杂、平直面不规则的建筑,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。

1.3.3 抗震结构体系

大量的震还表明,采取合理的抗震结构体系,加强结构的整体性,增强结构个构件是减轻地震破坏、提高建筑物抗震能力的关键。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。



(1)在选择建筑抗震结构体系时,应注意符合下列各项要求:

1)应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。

2)宜有多道抗震防线,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。在建筑抗震设计中,可以利用多种手段实现设置多道防线的目的,例如:增加结构超静定数、有目的地设置人工塑性铰、利用框架的填充墙、设置耗能元件或耗能装置等等。

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。结构抵抗强烈地震,主要取决于其吸能和耗能能力,这种能力依靠结构或构件在预定部位产生塑性铰,即结构可承受反复塑性变形而不倒塌,仍具有一定的承载能力。为实现上述目的,可采用结构各部位的联系构件形成耗能元件,或将塑性铰控制在一系列有利部位,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。

4)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;对可能出现的薄弱部位,应采取措施提高抗震能力。

5)结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

(2)对结构构件的设计应符合下列要求:

1)砌体结构应按规定设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱,或采用配筋砌体等。

2)混凝土结构构件应合理地选择尺寸、配置纵向受力钢筋和箍筋,避免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构件破坏。

3)预应力混凝土的抗侧力构件,应配有足够的非预应力钢筋。

4)钢结构构件应合理控制尺寸,避免局部失稳或整个构件失稳。

(3)结构各构件之间应可靠连接,保证结构的整体性,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,宜在节点核心以外锚固。

5)各种抗震支撑系统应能保证地震时结构的稳定。

1.3.4 非结构构件

非结构构件,包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备,为了防止附加震害,减少损失,应处理好非承重结构构件与主体结构之间的如下关系:

(1)附着于楼、屋面结构上的非结构构件,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。

(2)围护墙和隔墙应考虑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)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。



(4)安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接,应符合地震使用功能的要求,且不应导致相关部件的损坏。

1.3.5 结构材料与施工

建筑结构材料以及施工质量的好坏,直接影响建筑物的抗震性能。因此在《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)中,对结构材料性能指标提出了最低要求,对施工中的钢筋代换也提出了具体要求。抗震结构对材料和施工质量的特殊要求,应在设计文件上注明,并应保证切实执行。

1. 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: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;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。

(2)混凝土结构材料应符合下列规定: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;抗震等级为一、二、三级的框架结构和斜撑构件(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%。

(3)钢结构的钢材应符合下列规定: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;钢材应有明显的屈服台阶,且伸长率应大于 20%;钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

2. 结构材料性能指标,尚应符合下列要求:

(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 级热轧钢筋,也可选用 HPB300 级热轧钢筋。

(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,设防烈度为 9 度时不宜超过 C60,8 度时不宜超过 C70。

(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。

3. 施工要求

(1)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,应按照钢筋承载力设计值相等的原则换算,并应满足最小配筋率要求。

(2)采用焊接连接的钢结构,当接头的焊接拘束度较大、钢板厚不小于 40 mm 且承受沿板厚方向的拉力时,钢板厚度方向截面收缩率不应小于国家标准《厚度方向性能钢板》



GB/T50313 关于 Z15 级规定的容许值。

(3)钢筋混凝土构造柱和底部框架—抗震墙砖房中的砌体抗震墙,其施工应先砌墙后浇构造柱和框架梁柱。

(4)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。

思 考 题

1. 地震按其成因分为几种类型? 按其震源深浅又分为哪几种类型?
2. 地震波包含了哪几种波? 它们的传播特点是什么? 对地面运动影响如何?
3. 什么是地震震级? 什么是地震烈度? 两者有何关联?
4. 地震基本烈度的含义是什么?
5. 为什么要进行设计地震分组?
6. 什么是建筑抗震三水准设防目标和两阶段设计方法?
7. 我国规范根据重要性将抗震类别分为哪几类? 不同类别的建筑对应的抗震设防标准是什么?
8. 什么是建筑抗震概念设计? 包括哪些方面的内容?



第二章 场地、地基和基础

2.1 建筑场地

建筑场地是指建筑物所在地,具有相似的反应谱特征。其范围大体相当于厂区,居民小区和自然村或不小于 1.0 km^2 的平面面积。地震是由基岩传到场地,再由场地传到建筑物,场地对地震波具有放大和滤波作用,场地条件不同对地震波的放大和滤波作用也不同,那么建造在不同场地上的建筑物在同一次强地震作用下的破坏程度也不同,这已经被国内外的震害资料所证明。为了能够在宏观上指导设计人员合理地选择建筑场地,《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)把建筑场地按照对建筑抗震有力、不力和危险划分为 3 种地段。地段场地条件对地震的影响主要是岩土的物理力学性质和覆盖层厚度,为了具体反应场地条件对地震的影响,《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)根据建筑物所在地岩土的物理力学性质和覆盖层厚度的不同,将建筑场地划分为 4 种场地土类型。

2.1.1 建筑地段的划分和选择

1. 建筑地段类别的划分

在《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)中将建筑地段划分为有利、不利和危险地段。具体划分标准见表 2.1

表 2.1 有利、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、密实、均匀的中硬土等
一般地段	不属于有利、不利和危险的段
不利地段	软弱土,液化土,条状突出的山嘴,高耸孤立的山丘,非岩质的陡坡,河岸和边缘,平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层(如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半填半挖地基)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位错的部位

2. 建筑地段的选择

在选择建筑地段时,应选择对抗震有利的地段,避开不利地段。当无法避开时,应采取适当的抗震措施,不应在危险地段建造建筑物。

由于发震断裂带在地震时可能发生地表的错动和出露,使建在断裂带附近的建筑物



发生严重的破坏,因此对建筑场地内有发震的断裂带应做认真的研究和评价。断裂带的错动和出露与地震震级、覆盖层厚度和地貌有关。地震震级越高,断层错位就越大,断层长度就越大;覆盖层越薄,出露于地表的错动和断层长度就越大;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小。所以我国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)规定:当抗震设防烈度小于8度,或抗震设防烈度为8度和9度,且隐伏断裂带的土层覆盖厚度分别大于60m和90m时,均可以不考虑断裂错动对地面建筑的影响。如果地震烈度大,且土层覆盖层厚度又较薄,隐伏断裂带将在地震时重新错动并直通地表。因此对于这种危险地段选择建筑场地时应予以避开。避开发震断裂带的避让距离应大于200~300m。

有宏观震害资料表明,建在局部孤突地形(条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩质的陡坡、河岸和边坡的边缘)上的地段建筑物,其震害一般均较平地上同类建筑物重。所以在建筑物选址时,应尽可能避开上述地段,如不能避开,规范规定在这类地段上建造丙类及丙类以上建筑时,其地震影响系数最大值应乘以增大系数,其值可根据不利地段的具体情况确定,但不宜大于1.6。

2.1.2 建筑场地类别划分

国内外大量震害表明,由于场地对地震波的放大和滤波作用,不同场地上的建筑震害差异是十分明显的。一般认为,在坚硬场地上的自振周期短的刚性建筑物震害较严重,在软弱场地上的自振周期长的柔软建筑物震害较严重。场地条件对建筑震害的主要影响因素是:场地土的刚度(即坚硬或密实程度)大小和场地覆盖层厚度。

1. 场地土类型划分

为了能够反应场地土刚度对地震效应的影响,《建筑抗震设计规范》根据场地土的剪切波速将建筑场地土分为5类,当没有剪切波速资料时,也可以根据岩土的名称和形状来划分,具体划分方法见表2.1。

表 2.1 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	坚硬和较坚硬的稳定岩石	$v_{se} > 800$
坚硬土或岩石	稳定岩石,密实的碎石土	$800 \geq v_{se} > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土,密实、中密的砾、粗、中砂, $f_{ak} > 200$ 的黏性土和粉土,坚硬黄土	$500 \geq v_{se} > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂,除松散外的细粉砂, $f_{ak} \leq 200$ 的黏性土和粉土, $f_{ak} > 130$ 的填土,流塑黄土	$250 \geq v_{se} > 150$
软弱土	淤泥和淤泥质土,松散的砂,新近沉积的黏性土和粉土, $f_{ak} \leq 130$ 的填土,流塑黄土	$v_{se} \leq 150$

注: f_{ak} 为荷载试验等方法得到的地基承载力特征值(kPa); v_{se} 为岩土剪切波速。



2. 场地覆盖层厚度

场地覆盖层厚度越薄,对地震动短周期分量的放大作用就越大;相反,场地覆盖层厚度越厚,对地震动中长周期分量的放大作用就越大。

在工程设计中,一般不以实际基岩面计算场地覆盖层厚度。对于比较复杂的场地条件,我国规范中按下列要求确定场地的覆盖层厚度:

(1)一般情况下,应按地面至剪切波速大于 500 m/s,且下卧各岩土剪切波速均不小于 500 m/s 的土层顶面的距离确定。

(2)当地面 5 m 以下存在剪切波速大于相邻土层上剪切波速 2.5 倍的土层,且其下卧岩土的剪切波速均不小于 400 m/s 时,可按地面至该土层顶面的距离确定。

(3)剪切波速大于 500 m/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. 土层等效剪切波速

场地土的组成是非常复杂的,对于各层场地土层,可以用等效剪切波速反映各土层的综合刚度,其值可根据地震波通过计算深度范围内各土层的总时间等于该波通过同一计算深度的单一折算土层所需的时间求得。

设某一建筑场地范围内有 n 种性质不同的土层,地震波通过它们的波速分别为: v_{s1} 、 v_{s2} 、 \dots 、 v_{sn} 。各土层的厚度分别为 d_1 、 d_2 、 \dots 、 d_n ,则地震波通过各土层所需的时间为

$$t = \frac{d_1}{v_{s1}} + \frac{d_2}{v_{s2}} + \dots + \frac{d_n}{v_{sn}} \quad (2.1)$$

将各土层折算为厚度为 d_0 的单一土层,则土层等效剪切波速为

$$v_{se} = \frac{d_0}{t} = \frac{d_0}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (2.2)$$

式中, v_{se} ——土层等效剪切波速(m/s);

d_0 ——土层计算深度(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(s);

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。

4. 建筑场地类别划分

根据场地土的刚度和场地覆盖层厚度,我国规范根据上述两个影响因素将建筑场地的划分类别见表 2.2。



表 2.2 各类建筑场地类别划分

等效剪切波速/(m/s)	场地类别				
	I ₀	I	II	III	IV
$v_{se} > 800$	0	/	/	/	/
$800 \geq v_{se} > 500$	/	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

划分建筑场地类别的目的是在地震作用计算中定量考虑场地条件对设计参数的影响,确定不同场地上的设计反应谱,以便采取合理的设计参数和有关的抗震构造措施。

【例题 2.1】已知某建筑场地的钻孔地质资料如表 2.3 所示,试确定该场地的类别。

表 2.3 例题 2.1 钻孔资料

土层底部深度/m	土层厚度/m	岩土名称	土层剪波速/(m/s)
2.00	2.00	杂填土	200
6.00	4.00	粉土	320
9.00	3.00	中砂	400
15.50	6.50	碎石土	550

【解】因为距地面 9.0 m 以下土层的剪切波速 $v_s > 500$ m/s,所以土层计算深度 $d_0 = 9.0$ m。按式(2.1)、式(2.2),有

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i/v_{si}) = \frac{2.0}{200} + \frac{4.0}{320} + \frac{3.0}{400} = 0.03(\text{s})$$

$$v_{se} = d_0/t = 9.0/0.03 = 300(\text{m/s})$$

查表 2.2,位于 250~500 m/s 之间,且场地覆盖层厚度为 9 m,因此该场地类型为 II 类场地。

2.2 地基和基础

2.2.1 一般原则

我国多次强烈地震的震害经验表明,从遭受破坏的建筑物来看,只有少数房屋是因为地基的失效而导致破坏,这类地基大多数是液化地基、易产生震陷的软土地基和严重



不均匀地基,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震害。基于这种情况,为了简化和减少抗震设计的工作量,我国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)规定,对相当一部分建筑物可不进行天然地基及基础的抗震承载能力验算,而对于容易产生地基基础震害的液化地基、软土地基和严重不均匀地基,则规定了相应的抗震措施,以避免或减轻震害。具体规定如下:

下述建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算:

- (1) 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粘性土层的下列建筑:

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25m以下的一般民用框架和框架—抗震墙房屋;④基础荷载与③相当的多层框架厂房。

上述规定中所指的软弱粘性土层是指设防烈度为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。

当地基主要受力层范围内存在软弱粘性土层与湿陷性黄土时,应结合具体情况综合考虑,采用桩基、地基加固处理(如置换、加密、强夯等)或加强基础和上部结构处理等各项措施,也可根据软土震陷量估计,采取相应措施。对可液化地基,应采取2.4节中的相应措施。

2.2.2 天然地基的抗震承载力验算

1. 天然地基抗震承载能力的确定

研究表明,以版图的动力强度皆比静力强度高,同时考虑到,地震作用的偶然性和短暂性以及工程经济,地基在地震作用下的可靠度应该比静力荷载下有所降低。所以我国建筑抗震设计规范规定,地基抗震承载力的计算采取在地基静承载力的基础上乘以抗震承载力调整系数($\xi_a \geq 1$)的方法来确定。地基抗震承载力按下式计算:

$$f_{aE} = \xi_a f_a \quad (2.4)$$

式中, f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力;

ξ_a ——地基抗震承载力调整系数,按表2.5采用;

f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值,按《建筑地基基础设计规范》(GB5007—2010)采用。

表 2.5 地基土抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ξ_a
岩石,密实的碎石土,密实的砾,粗、中砂, $f_{ak} \geq 300$ 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, $150 \leq f_{ak} < 300$ 的黏性土和粉土,坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂, $100 \leq f_{ak} < 150$ 的粘性土和粉土,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



2. 天然地基抗震承载力验算

天然地基抗震承载力验算,采用“拟静力法”,即假定地震作用如同静力作用,然后验算地基的承载力和稳定性。《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)规定,验算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:

$$p \leq f_{aE} \quad (2.5)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (2.6)$$

式中, p ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压应力;

p_{\max} ——地震作用效应标准组合的基础底面最大压应力。

规范规定,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;其他建筑,基础底面零应力区面积不应超过基础底面面积的15%,对矩形底面基础,则有(图2.1)。

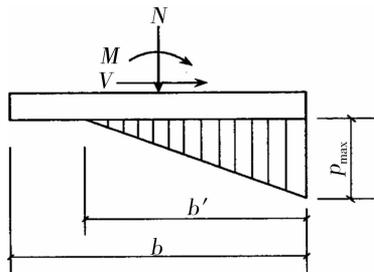


图 2.1 基底压力分布

2.3 液化土地基判别和处理

2.3.1 地基土体液化及判别

1. 地基土液化

出于地下水位以下的饱和砂土或粉土的颗粒在强烈地震下发生相对位移,使土的颗粒结构趋于密实,如土体本身的渗透系数较小,则孔隙水在短时间内排泄不走而受到挤压,孔隙水压力将急剧增加,这种急剧上升的空隙水压力不能及时消散,使有效应力减少。当孔隙水压力增加到与剪切面上的法向压应力接近或相等时,砂土或粉土受到的有效压应力完全消失,砂土颗粒局部或全部将处于悬浮状态,土体的抗剪强度等于零,形成了犹如“液体”的现象,即称为地基土的“液化”。只有饱和砂土或粉土才会出现液化,因此有时也称“砂土液化”。

液化时,因下部土层的水头压力比较高,所以水向上涌,把土颗粒带到地面上来,我们经常在地震区见到的喷水冒砂现象。地基土的液化可引起地面喷水冒砂、地基不均匀沉陷、地裂或土体滑移,从而造成建筑物的倾斜、开裂甚至倒塌。

震害调查表明,影响地基土液化的因素很多,主要有以下几个方面:

(1)土层的地质年代。地质年代的新老表示土层沉积时间的长短,地质年代越古老的土层,其固结度、密实度和结构性就越好,抵抗液化能力就越强。



(2)土的组成。一般说来,细砂较粗砂容易液化,颗粒均匀单一的较颗粒级配良好的容易液化。细砂容易液化的主要原因是其透水性差,地震时易产生孔隙水超压作用。

(3)相对密度。松砂、较密砂容易液化;对于粉土,其黏性颗粒含量决定了这类土壤性质,黏性颗粒少的比多的容易液化。

(4)土层的埋深。砂土层埋深越大,其上有效覆盖压力就越大,则土的侧限压力也就越大,就越不容易液化。

(5)地下水位。地下水位浅时较地下水位深时容易发生液化。对于砂土,一般地下水位小于4 m时易液化,超过此深度后几乎不发生液化。

(6)地震烈度和地震持续时间。地震烈度越高和地震持续时间越长,越容易发生液化。一般液化主要发生在地震烈度为7度及以上地区,而烈度为6度以下的地区,很少看到液化现象。

2. 液化的判别

场地土液化通常造成严重震害,因此引起国内外地震工作者的广泛关注和重视。我国学者在总结国内外大量震害资料的基础上,经过长期研究和验证,提出了较为系统而实用的液化两步判别法,即初判和再判。

(1)初判:定性判别不液化土。

规范规定,对饱和砂土或粉土(不含黄土),当抗震设防烈度为6度时,一般情况下可不进行判别和处理;6度设防以上,应进行液化判别。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(Q3)及其以前且设防烈度为7度、8度时。

2)粉土的黏粒(粒径小于0.005 mm的颗粒)含量百分率,当设防烈度为7度、8度和9度时,分别不小于10%、13%和16%。

3)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:

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (2.7)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (2.8)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (2.9)$$

式中, d_w ——地下水位深度(m),按设计基准期内年平均最高水位采用,也可接近期内年最高水位采用;

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),小于2 m时应采用2 m;

d_0 ——液化土特征深度(m),按表2.6采用。



表 2.6 液化土特征深度(m)

饱和土类别	烈 度		
	7	8	9
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

(2)再判——标准贯入试验判别法。

当上述所有条件均不满足时,地基土存在液化可能。此时,应采用标准贯入试验法进一步判别是否液化。

标准贯入试验设备由标准贯入器、触探杆和重 63.5 kg 的穿心锤 3 部分组成。试验时,先用钻具钻至试验土层标高以上 15 cm 处,再将贯入器打至标高位置,然后在锤的落距为 76 cm 的条件下,连续打入土层 30 cm,记录锤击数为 $N_{63.5}$ 。

一般情况下,应判别地面下 15 m 深度范围内的液化。当饱和砂土或粉土的实测标准贯入锤击数 $N_{63.5}$ (未经杆长修正)小于液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} ,即 $N_{63.5} < N_{cr}$ 时,则应判为液化土。 N_{cr} 按下式计算:

$$N_{cr} = N_0 \beta \left[\ln(0.6d_s + 1.5)0.9 - 0.1d_w \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (2.10)$$

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,按表 2.7 采用;

β ——与设计地震分组相关的调整系数,按表 2.8 采用;

d_s ——饱和土标准贯入点深度(m);

ρ_c ——黏粒含量百分率,当小于 3 或为砂土时,应采用 3。

表 2.7 标准贯入锤击数基准值 N_0

地面加速度	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19

表 2.8 调整系数 β

设计地震分组	调整系数 β
第一组	0.8
第二组	0.98
第三组	1.05

由以上分析可见,地基土液化判别的临界值 N_{cr} 的确定主要考虑了地下水位深度、土层所处位置、饱和土黏粒含量以及地震烈度等要素。



2.3.2 液化地基的评价

当经过“再判”判别土层为液化土后,通常通过计算地基液化指数进一步定量分析,评价液化土可能造成的危害程度,以便进一步采取相应的抗液化措施。

地基土的液化指数可按下式确定:

$$I_{le} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i \omega_i \quad (2.12)$$

式中, I_{le} 为液化指数; n 为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_{cri} , 分别为 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, 应取临界值的数值; d_i 为 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的一半, 但上界不高于地下水位深度, 下界不深于液化深度; ω_i 为 i 点土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (m^{-1}); 当该层中点深度不大于 5 m 时应采用 10, 等于 20 m 时应采用零值, 5~20 m 时应按线性内插法取值; 若判别深度为 15 m 时, 15 m 以下应采用零值, 5~15 m 时应按线内插法取值。

根据液化指数的大小, 可将液化地基划分为 3 个等级, 见表 2.8。不同液化等级可能造成的震害情况列于表 2.9。

表 2.8 液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
液化指数 I_{le}	$0 < I_{le} \leq 6$	$6 < I_{le} \leq 18$	$I_{le} > 18$

表 2.9 不同液化等级的可能震害

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

2.3.3 液化地基处理

对于液化地基, 要根据建筑物的重要性、地基液化等级的大小, 针对不同情况采取不同层次的抗液化措施。当液化土层比较平坦、均匀时, 可依据表 2.10 选取适当的措施。一般情况下, 不应将未经处理的液化土层作为天然地基的持力层。



表 2.10 地基抗液化措施

建筑类别	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进行处理	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	全部消除液化沉陷
丙类	对基础和上部结构进行处理,亦可不采取措施	对基础和上部结构进行处理,或采用更高要求的措施	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	对基础和上部结构进行处理,或采用其他经济的措施

表 2.10 中全部消除地基液化沉陷、部分消除地基液化沉陷、进行基础和上部结构处理等措施的具体要求如下:

(1)全部消除地基液化沉陷

可采用桩基、深基础、土层加密法或用非液化土替换全部液化土层等措施。

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不应小于 0.8 m,对其他非岩石土不宜小于 1.5 m。

2)采用深基础时,基础底面应埋入稳定土层中的深度不应小于 0.5 m。

3)采用加密法(如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等)对可液化地基进行加固时,应处理至液化深度下界,且处理后土层的标准贯入锤击数实测值不宜小于临界值。

4)当直接位于基底下的可液化土层较薄时,可采用非液化土替换全部液化土层。

5)在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。

(2)部分消除地基液化沉陷

1)处理深度应使处理后的地基液化指数减少,且 I_{le} 小于 5;大面积筏基、箱基的中心区域,处理后的液化指数不宜大于 4。对独立基础和条形基础,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。

2)振冲或挤密碎石桩加固后,桩尖以下的标准贯入锤击数大于相应的临界值。

3)采用加密法或换土法处理时,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 $1/5$ 。

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排水条件等。

(3) 基础和上部结构处理

1) 选择合适的基础埋深。

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。

习题与思考题

1. 什么是场地? 怎样划分场地土类型和场地类别?
2. 简述选择建筑场地的相关规定。
3. 如何确定地基抗震承载力? 简述天然地基抗震承载力的验算方法。
4. 已知某建筑场地的钻孔资料见下表, 试计算该场地土层的自振周期, 并按《抗震规范》的规定来确定该建筑场地的类别。

土层资料

土的名称	层底深度(m)	土层厚度(m)	土层剪切波速 v_{si} (m/s)
杂填土	6	6	100
可塑粉质黏土	11	5	150
饱和砂土	20	9	340
基岩	—	—	>500

5. 什么是砂土液化? 液化会造成哪些危害? 影响液化的主要因素有哪些?
6. 怎样判别地基土的液化? 如何确定地基土液化的危害程度?
7. 简述可液化地基的抗液化措施。



第三章 地震作用与结构抗震验算

3.1 概 述

结构抗震设计,首先要求出地震的作用大小,然后求得在地震作用下的结构地震效应。地震时,由于地面运动使原来处于静止的结构受到动力作用,产生强迫振动,由地面强迫振动在结构上产生的惯性力称为结构的地震作用。结构的地震作用效应就是指在地震作用下在结构中产生的弯矩、剪力、轴向力和位移等,最后将地震作用效应与其他荷载效应按照规范的规定进行组合,并对结构进行验算,满足规范的抗震设计要求。结构的地震作用计算和抗震验算是建筑抗震设计的重要内容。

由于地震作用是由地面的强迫振动引起结构的惯性力,所以地震作用与一般荷载不同,它不仅与外来的强迫干扰作用的大小及其随时间的变化规律有关,而且还与结构的动力特性,如结构自振频率、阻尼等有密切的关系。又由于地震时地面运动是一种随机过程,运动极不规则,且工程结构物一般是由各种构件组成的空间体系,其动力特性十分复杂,所以确定地震作用要比确定一般荷载复杂得多,需要采用专门的理论来进行分析。目前广泛采用的是反应谱理论和动力理论两种方法。

反应谱理论是将多个实测的地面振动波分别代入单自由度反应方程,计算出各自最大弹性地震反应(加速度、速度、位移),从而得出结构最大地震反应与该结构自振周期的关系曲线,这条关系曲线就被称作反应谱,在工程中应用比较广泛的是加速度反应谱。由反应谱可计算出最大地震作用,然后按静分析法计算地震反应,所以仍属于等效静力法。但由于反应谱理论较真实地考虑了结构振动特点,计算简单实用,因此目前是各国建筑抗震设计规范中给出的一种主要抗震分析方法。

动力理论是直接通过动力方程采用逐步积分法求解出地震反应与时间的关系曲线,这条曲线称为时程曲线,因此该方法又称为时程分析法。时程分析法能更真实地反映结构地震响应随时间变化的全过程,并可处理强震下结构的弹塑性变形,因此已成为抗震分析的一种重要方法。但由于时程法只能使用特定的地震波,而且计算分析量大,因此目前我国规范仍主要采用反应谱法进行抗震分析。对于特别不规则建筑、甲类建筑及某