

场地、地基和基础抗震设计

地震时,场地土既是地震波的传播介质,又是结构的地基。作为传播介质,地震波通过场地土传给结构,引起结构震动,导致上部结构破坏;作为结构的地基,场地土的稳定性对结构有重要的影响。总体来讲,地震时,场地、地基和基础的震害数量相对较少,占有震害数量的 10%左右,其中,基础的震害最少,大多数是场地和地基的破坏而引起的上部结构的震害。场地和地基的破坏作用大致有地面开裂、滑坡和坍塌、地基土的不均匀沉降、粉土和砂土的液化、软土的震陷等,这些破坏具有区域性,修复和加固非常困难,一般是通过场地选择和地基处理来减轻地震震害的。

本章通过对场地条件(工程地质、地形地貌及岩土工程环境等)的分析研究场地条件对基础和上部结构震害的影响,从而合理选择有利的场地;通过对液化土和软土地基的分析,研究液化土和软土沉陷对结构震害的影响,从而合理选择消除液化土和软土沉陷的抗震措施;通过对基础和桩基的抗震验算来减少基础与桩基的震害。

3.1 场地

3.1.1 场地条件对震害的影响

地震引起的建筑震害除了与地震类型、结构形式和结构动力特性等有关外,还与建筑场地的地形地貌、地质构造和岩土特性等工程地质条件有关。

1. 局部地形的影响

局部突出的地形主要是指条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘和非岩质的陡坡等,这些地形上面的建筑物震害较平原上的同类建筑物震害严重。关于局部地形的影响,从国内几次大地震的宏观调查资料来看,岩质地形与非岩质地形有所不同。云南通海地震(1970年)和汶川地震(2008年)的宏观调查表明,非岩质地形对烈度的影响比岩质地形的影响更为明显,如云南省通海县和东川县的许多岩石地基很陡的山坡,震害也未见有明显的加重。因此,岩石地基的陡坡、陡坎等不被列为不利地段。但对于岩石地基高达数十米的条状突出的山嘴和高耸孤立的山丘,由于鞭梢效应明显,振动有所加大,烈度仍有增高的趋势,因此被列为不利地段。因此,对建造在以上不利地段的建筑物,除了应保证其在地震作用下的稳定性外,尚应

估计不利地段对设计地震作用的放大作用。放大系数根据具体情况确定,一般为 1.1~1.6。

2. 局部地质构造的影响

局部地质构造主要是指断裂,多数的浅源地震均与断层活动有关。断裂是地质构造的薄弱环节,分为发震断裂和非发震断裂。工程上需要考虑的断裂影响主要指发震断裂,非发震断裂不会明显加重震害。发震断裂带的地表发生地震时可能产生新的错动,使地面建筑物遭受较大的破坏,其破坏即使采取工程措施也很难避免,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)将其列为危险地段应予以避让。当地内存在发震断裂时,应对断裂的工程影响进行评价。

一般来说,地震震级越高,造成地表的断裂错动和断裂长度就越大;覆盖层的厚度越大,造成地表的断裂错动和断裂长度就越小;断裂的活动性还与地质年代有关,对于一般工程只考虑全新世(1 万年)以来活动过的断裂。《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定: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 60 m 和 90 m。

对不符合上述规定的情况,应避开主断裂带。其避让距离不宜小于表 3-1 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 3-1 发震断裂的最小避让距离

单位:m

烈 度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	200	100	—
9	专门研究	400	200	—

3. 场地覆盖层厚度的影响

建筑场地覆盖层厚度是指从地表到地下基岩面的垂直距离,也就是基岩的埋深。场地覆盖层的厚度不同,其震害表现有很大的差异。我国海城地震(1975 年)和唐山地震(1976 年)等大地震的宏观调查资料也表明了类似的规律:房屋倒塌率随土层厚度的增加而加大,软弱场地上的建筑物震害一般严重于坚硬场地的建筑物震害。

从原理上分析,从震源传来的地震波具有很多频率成分,在振幅谱中,振幅最大时对应的频率(或周期)即为地震动的卓越周期。场地覆盖土层就相当于滤波器和放大器,在地震波通过覆盖土层传向地表的过程中,与土层固有周期($T=4H/v$, H 为场地覆盖厚度, v 为土的剪切波速)相一致的一些频率波群将被放大,而另外的一些频率波群将被衰减甚至完全被过滤掉。这样地震波通过土层后,由于土层的过滤性和选择性放大作用,地表地面的卓越周期在很大程度上取决于场地土的固有周期。若建筑物的自振周期与场地土的固有周期接近,则共振效应显著,相应的震害也严重。这就较好地说明了坚硬场地上自振周期短的刚性建筑的震害一般较严重,软弱场地上长自振周期的柔性建筑的震害必然严重。

此外,地震是往复振动的,因此,在地震作用下建筑物的开裂或损坏使建筑物的刚度逐

步下降,自振周期逐步增大。如果在地震过程中,建筑物的自振周期由 0.5 s 增加到 1.0 s,由反应曲线可知,坚硬场地上建筑物所受的地震作用将逐步减小,结构原有的损坏不再加重。与此相反,在上述过程中,软弱场地上的建筑物所受到的地震作用将有所增加,使建筑物的损伤进一步加重。所以,一般来讲,软土地基上的建筑物震害比硬土地基上的建筑物震害严重。

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)在认真总结国内震害经验的基础上提出:应该从抗震的角度区分和考虑建筑场地对抗震的有利与不利条件,尽量选择有利于抗震的建筑场地;按照不同的场地类别及建筑结构的动力特性,决定地震作用;地基失效问题应主要依靠地基处理的办法加以解决。

3.1.2 场地类型的划分

震害调查显示,在一次地震中,同一类建筑在不同的场地条件下所受的破坏作用明显不同;在相同场地条件下,不同建筑物的破坏也有所不同。因此,为了定量考虑场地条件对建筑抗震设计的影响,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定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,以便有针对性地选用合理的设计参数(反映不同场地条件对基岩地震震动的综合放大效应)和采取相应的抗震构造措施。

1. 土层等效剪切波速

场地土的类型主要取决于土的刚度。土的刚度可按土的剪切波速划分。剪切波速是指震动横波在土内的传播速度。剪切波速是土的重要动力参数,最能反映场地土的动力特性。

在实际工程中,地基只有单一性质场地土的情况是非常少见的,而且地表土层的组成也比较复杂,所以,场地土的类别一般采用等效剪切波速的简化方法来确定。土层的等效剪切波速 v_{sc} 是根据地震波通过计算深度范围内多层土的时间,等于该波速通过计算深度范围内单一土层所需时间的条件求得的, v_{sc} 应按式(3-1)和式(3-2)计算。

$$v_{sc} = \frac{d_0}{t} \quad (3-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}} \quad (3-2)$$

式中, d_0 为计算深度(m),取覆盖层厚度和 20 m 两者中的较小者; t 为剪切波在地面至计算深度之间的传播时间; d_i 为计算深度范围内第 i 层土层的厚度(m); v_{si} 为计算深度范围内第 i 层土层的剪切波速(m/s),宜用现场实测数据; n 为计算深度范围内土层的分层数。

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 1 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 24 m 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 3-2 划分土的类型,再利用当地经验在表 3-2 的

剪切波速范围内估算各土层的剪切波速。

表 3-2 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 $/(m \cdot s^{-1})$
岩石	坚硬、较硬且完整的岩石	$v_s > 800$
坚硬土或 软质岩石	破碎或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、中密的砾砂、粗砂、中砂, $f_{ak} > 150$ 的黏性土和粉土,坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$
中软土	稍密的砾砂、粗砂、中砂,除松散砂外的细砂、粉砂, $f_{ak} \leq 150$ 的黏性土和粉土, $f_{ak} > 130$ 的填土、可塑新黄土	$250 \geq v_s > 150$
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,流塑黄土	$v_s \leq 150$

注: f_{ak} 为由载荷试验等方法得到的地基土静承载力特征值(kPa), v_s 为岩土剪切波速。

2. 场地覆盖层厚度的确定

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 500 m/s,且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 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其上各土层剪切波速 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 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. 场地的类别

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 3-3 划分为四类,其中 I 类分为 I₀ 和 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 3-3 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 3-3 各类建筑场地的覆盖层厚度

单位:m

岩土剪切波速或土的等效 剪切波速 $/(m \cdot s^{-1})$	场地类别				
	I ₀	I ₁	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

【例 3-1】 已知某建筑场地的地质钻探资料见(表 3-4),试确定该建筑场地的类别。

表 3-4 例 3-1 用表

层底深度/m	土层厚度/m	土层名称	土层剪切波速/(m·s ⁻¹)
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

解:(1)确定地面下 20 m 范围内的类型。剪切波从地表到 20 m 深度范围内的传播时间为

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}} = \frac{9.5}{170} + \frac{10.5}{135} \approx 0.134(\text{s})$$

等效剪切波速为

$$v_{se} = \frac{d_0}{t} = 20 \div 0.134 \approx 149.3(\text{m/s})$$

查表 3-2 可知,表层土属于软弱土。

(2)确定覆盖层厚度。68 m 以下的土层为砾石夹砂,土层剪切波速大于 500 m/s,故覆盖层厚度定为 68 m。

(3)确定建筑场地的类别。根据表层土的等效剪切波速 $v_{se} = 149.3 \text{ m/s} < 150 \text{ m/s}$ 和覆盖层厚度为 68 m 两个条件,查表 3-3 得该建筑场地的类别属于Ⅲ类。

3.2 液化土、软土、天然和复合地基的抗震

3.2.1 液化土地基的抗震

在地基的震害中,液化震害是最主要的震害形式。

1. 地基液化的概念和危害

根据国内外地基破坏事例的分析与统计可知,其中 80% 的地基震害是土体液化引起的,因此,对土体液化的处理是地基抗震的主要任务。

地震时,饱和砂土与粉土地基会发生液化现象,造成建筑物的地基失效,出现建筑物下沉、倾斜甚至倒塌等现象。地基土的承载能力主要来自土的抗剪强度,而砂土或粉土的抗剪强度则主要取决于土颗粒之间形成的骨架作用。饱和状态下的砂土或粉土受到振动时,孔隙水压力上升,土中的有效应力减小,土的抗剪强度降低;当振动到一定程度时,土颗粒处于悬浮状态,土中有效应力完全消失,土的抗剪强度为零,土即变成了可流动的水土混合物,此即为液化。

地基液化会造成喷水冒砂,地面下陷,建筑物产生巨大沉降和严重倾斜,甚至失稳。地

基液化还会引起其他一系列震害,如喷水冒砂淹没农田,淤塞渠道,路基被掏空,有的地段产生很多陷坑;河堤裂缝和滑移;桥梁破坏;等等。

2. 影响地基液化的因素

影响地基液化的因素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,一般情况下,饱和砂土的地质年代越古老,土层的固结度、密实度和结构性能越稳定,因此,也不易液化。

(2)土的组成和密实度。砂土和粉土的密实度是影响土层液化的一个重要因素。相对密实度较小的松砂,由于其天然孔隙比一般相对密实度松砂的大,因而易液化;粉土中黏性颗粒的含量决定了这类土壤的性质,随着黏性颗粒含量的增加,土的黏聚力增大,从而增强了抵抗液化的能力。日本新潟地震(1964年)现场分析表明,相对密实度小于50%的砂土普遍发生液化,相对密实度大于70%的土层则未发现液化现象。

(3)土层的埋深和地下水位的深度。实验研究表明,砂土层的埋深越大,地下水位越深,其饱和砂土层的有效覆盖压力也越大,砂土层也越不容易液化。调查资料表明,地震时液化砂土层的深度多数浅于15 m,更多的浅于10 m。对于砂土,地下水位的深度小于4 m时易液化,大于4 m时一般不会液化。对于粉土,7度、8度和9度地区内的地下水位深度分别小于1.5 m,2.5 m和6.0 m时容易液化。

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

3. 地基液化的判别

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定:饱和砂土和饱和粉土(不含黄土)的液化判别与地基处理,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。

我国学者在总结国内外大量震害资料的基础上,经过长期的研究和实验论证,提出了较实用的地基液化判别方法,即初步判别法和标准贯入试验判别法。

1) 初步判别法

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0.005 mm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。

注意:用于液化判别的黏粒含量是采用六偏磷酸钠做分散剂测定的,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:

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (3-3)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (3-4)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (3-5)$$

式中, d_u 为上覆盖非液化土层厚度(m), 计算时宜将淤泥和淤泥质土扣除; d_0 为液化土特征深度(m), 可按表 3-5 采用; d_b 为基础埋置深度(m), 不超过 2 m 时采用 2 m; d_w 为地下水水位深度(m), 宜按设计基准期内年平均最高水位采用, 也可按近期内年最高水位采用。

表 3-5 液化土特征深度 d_0

单位: m

饱和土类别	设防烈度		
	7 度	8 度	9 度
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

注: 当区域地下水水位处于变动状态时, 应按不利的情况考虑。

式(3-3)~式(3-5)中, 当 $d_b \leq 2$ m 时, 饱和土层位于地基主要受力层之下或下端, 它的液化与否不会对房屋造成有害影响; 但当 $d_b > 2$ m 时, 液化土层就有可能进入地基主要受力层范围内, 对房屋造成不利影响。因此, 不考虑土层液化时, 覆盖层厚度界限值应增加 $d_b = 2$ m。

2) 标准贯入试验判别法

当饱和砂土、粉土的初步判别认为需进一步进行液化判别时, 应采用标准贯入试验判别法判别地面下 20 m 范围内土的液化; 但对《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 规定的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 15 m 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 20 m 深度范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值可按式(3-6)计算。

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (3-6)$$

式中, N_{cr} 为液化判别标准贯入锤击数临界值; N_0 为液化判别标准贯入锤击数基准值, 可按表 3-6 采用; β 为调整系数, 设计地震第一组时取 0.8, 第二组时取 0.95, 第三组时取 1.05; d_s 为饱和土标准贯入点深度(m); d_w 为地下水水位(m); ρ_c 为黏粒含量百分率, 当小于 3 或为砂土时, 应采用 3。

表 3-6 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

4. 地基液化的评价

经过上述判别发现地基确实存在液化趋势后, 应对地基土本身液化的危害性做定量的分析, 评价液化土可能造成的危害程度。

1) 地基液化指数

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, 按式(3-7)计算每个钻孔的液化指数, 并按表 3-7 综合划分地基的液化等级。

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i W_i \quad (3-7)$$

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} 分别为第 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值, 当实测值 $N_i > N_{cri}$ 时应取临界值, 当只需要判别 15 m 范围以内的液化时, 15 m 以下的实测值可按临界值采用; 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差的 1/2, 但上界不高于地下水位深度, 下界不深于液化深度; W_i 为 i 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 时按线性内插法取值。

表 3-7 液化等级与液化指数的关系

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

若只需考虑深度为 15 m 内的液化, 则式(3-7)中 15 m(不包括 15 m)以下的 N_i 值可视 为零。

2) 液化等级与可能震害

对于不同等级的液化地基, 地面喷水冒砂情况和对建筑物造成的震害有着显著的不同, 表 3-8 列出了不同液化等级的可能震害。

表 3-8 不同液化等级的可能震害

液化等级	地面喷水冒砂情况	对建筑物的危害情况
轻微	地面无喷水冒砂, 或仅在洼地、河边有零星的喷砂冒水点	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	危害性大, 可能造成不均匀沉降和开裂, 有时不均匀沉降可能达到 200 mm
严重	一般喷水冒砂都很严重, 涌砂量大, 地面变形很明显	危害性大, 不均匀沉降可能大于 200 mm, 高重心结构可能产生不容许的倾斜

5. 地基液化的抗震措施

(1) 当液化砂土层、粉土层较平坦且均匀时, 宜按表 3-9 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。一般不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 3-9 地基抗液化措施

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和上部结构处理	全部消除液化沉陷

续表

建筑抗震 设防类别	地基的液化等级		
	轻 微	中 等	严 重
丙类	对基础和上部结构处理, 亦可不采取措施	对基础和上部结构处理, 或采取更高要求的措施	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, 或采取其他经济的措施

注:甲类建筑的地基抗液化措施应进行专门研究,但不宜低于乙类建筑的相应要求。

(2)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、砾砂、粗砂、中砂、坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于0.8 m,对其他非岩石土尚不宜小于1.5 m。

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0.5 m。

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式(3-6)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,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。

注意: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式(3-6)计算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,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。

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)减轻液化影响的基础和上部结构处理,可综合采取下列各项措施:

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,等等。

⑤管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

(5)液化地基处理的其他注意问题。在故河道以及临近河岸、海岸和边坡等有液化侧向扩展或流滑可能的地段内不宜修建永久性建筑,否则应进行抗滑动验算,采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。

3.2.2 软土地基的抗震

软土是一种呈软塑到流塑状态,其外观以灰色为主,天然孔隙比大于或等于1.0,且天然含水量大于液限的细粒土。软土包括淤泥、淤泥质土(淤泥质的黏性土或粉土)、泥炭、泥炭质土和沼泽土,以及其他高压缩性饱和黏性土、粉土等。其中,淤泥和淤泥质土是软土的主要类型。软土是指滨海、湖沼、谷地、河滩沉积的天然含水量高、孔隙比大、压缩性高、抗剪强度低的细粒土。软土具有天然含水量高、天然孔隙比大、压缩性高、抗剪强度低、固结系数小、固结时间长、灵敏度高、扰动性大、透水性差、土层层状分布复杂、各层之间物理力学性质相差较大等特点。

软弱土包括淤泥、淤泥质土、杂填土及饱和松散粉细砂与粉土。软弱土的各项指标达不到规范中软土的鉴别指标要求,是介于软土和正常土之间的土。

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中所说的软土地基是指7度、8度和9度时,地基承载力特征值分别小于80 kPa,100 kPa和120 kPa的软弱黏性土层组成的地基。当建筑场地主要受力层范围内存在软弱黏性土层时(如我国华北、西北地区的自重湿陷性黄土),由于其容许承载力低,压缩性较大,因此房屋的不均匀沉降亦大。如设计不周,就会引起建筑物的大量沉降,从而造成上部结构的破坏。

从我国的唐山地震、台湾地区地震和土耳其的地震中的破坏实例分析,软土震陷是造成震害的重要原因,确实有明确判别标准和抗御措施的必要性。

地基中软弱黏性土层的震陷判别,可采用下列方法:饱和粉质黏土震陷的危害性与抗震陷措施应根据沉降及横向变形的大小等因素综合研究确定,8度(0.30g)和9度时,当塑性指数小于15且符合式(3-8)、式(3-9)规定的饱和粉质黏土可判为震陷性软土。

$$W_s \geq 0.9W_L \quad (3-8)$$

$$I_L \geq 0.75 \quad (3-9)$$

式中, W_s 为天然含水量; W_L 为液限含水量,采用液、塑限联合测定法测定; I_L 为液性指数。

当地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层和高含水量的可塑性黄土时,应结合具体情况综合考虑,采用桩基、地基加固处理或采用减轻液化影响的基础和上部结构处理的各项措施;也可根据软土震陷量的估计,采取相应措施。

3.2.3 天然地基的抗震

从我国多次强地震中遭受破坏的建筑来看,只有少数房屋是因地基而导致上部结构破坏的。而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

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够而产生震害。基于这种情况,我国多数抗震设计规范对于量大面广的一般性地基和基础都不做抗震验算,而对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。

(1)《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定,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:
 - a. 一般的单层厂房和单层空旷房屋。
 - b. 砌体房屋。
 - c. 不超过8层且高度在24 m以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋。
 - d. 基础荷载与c项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

(2)地基土抗震承载力。在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。地基抗震承载力应按式(3-10)计算。

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (3-10)$$

式中, f_{aE} 为调整后的地基抗震承载力(kPa); ζ_a 为地基抗震承载力调整系数,应按表3-10采用; f_a 为深宽修正后的地基承载力特征值,应按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)采用。

表 3-10 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,密实的砾砂、粗砂、中砂, $f_{ak} \geq 300$ kPa的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土,中密、稍密的砾砂、粗砂、中砂,密实和中密的细砂、粉砂, $150 \text{ kPa} \leq f_{ak} < 300$ kPa的黏性土和粉土,坚硬黄土	1.3
稍密的细砂、粉砂, $100 \text{ kPa} \leq f_{ak} < 150$ 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

(3)天然地基抗震承载力验算。地基基础的抗震验算,一般采用拟静力法。此法假定地震作用如同静力,然后在这种条件下验算地基和基础的承载力与稳定性。下面所列公式是参考相关规范的规定提出的,压力的计算应采用地震作用效应标准组合,即各作用分项系数均取1.0的组合。

$$p \leq f_{aE} \quad (3-11)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (3-12)$$

式中, p 为考虑地震作用效应标准组合的基础底面平均压力(kPa); p_{\max} 为考虑地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力(kPa)。

高宽比大于4的高层建筑,在地震作用下其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)的面积不应超过基础底面面积的15%。

3.2.4 复合地基的抗震

复合地基是指天然地基的部分土体在地基处理过程中得到增强或被置换,或在天然地基中设置加筋材料,加固区是由基体(天然地基土体或被改良的天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。在荷载的作用下,基体和增强体共同承担荷载的作用。根据复合地基荷载传递机理,可将复合地基分成竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基两类,其中,竖向增强体复合地基又可分成散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基三种。

我国现行有关规范只对天然地基基础、桩基及复合桩基提出了具体的抗震验算方法,对于复合地基该如何进行抗震验算,规范并未明确。组成复合地基增强体的材料和性质不同,复合地基的作用机理、强度及变形规律也不同,其抗震验算方法也应不同,因此,合理地选择复合地基模型是进行抗震验算的关键。

我国学者通过对不同类型的复合地基进行分析,对复合地基的抗震验算得出如下结论:

(1)对水平向增强体复合地基和散体材料桩复合地基的抗震验算,可以把加固区或桩长范围内的复合土层当成模量和承载力已增大的自然土层,参照天然地基的抗震验算进行。

(2)对混凝土类桩复合地基的抗震验算,可参照桩基的抗震验算规定进行。

(3)对水泥土类桩复合地基的抗震验算,应根据竖向增强体复合地基的强度、所加固土的类型或水泥掺入比等来确定验算方法。

3.3 基础和桩基的抗震验算

3.3.1 基础的抗震验算

基础是指建筑底部与地基接触的承重构件,它的作用泛指把建筑上部的荷载传给地基,因此,地基必须坚固、稳定和可靠。基础是工程结构物地面以下部分的结构构件,用来将上部结构荷载传给地基。基础是房屋的重要组成部分。

基础按使用材料可分为灰土基础、砖基础、毛石基础、混凝土基础和钢筋混凝土基础。

基础按埋置深度可分为浅基础和深基础。埋置深度不超过 5 m 的基础称为浅基础,埋置深度大于 5 m 的基础称为深基础。

基础按受力性能可分为刚性基础和柔性基础。

基础按构造形式可分为条形基础、独立基础、满堂(筏板和箱形)基础和桩基。

在建筑抗震设计中,基础一般埋于地面以下,受到的地震作用影响较小,因此,大多数基础结构(部分桩基除外)本身是不需要进行抗震承载力验算的。但在进行基础设计时,应按上部结构传下来的有地震作用的组合和无地震作用的组合的最不利内力进行。也就是说,荷载效应可以包括有地震作用的组合,但是抗力是没有考虑抗震承载力调整系数的非抗震承载力。

3.3.2 桩基的抗震验算

一般情况下,桩基具有比天然地基要好的抗震性能,但是在强震作用下,桩基也经常发

生震害,桩基的震害类型可分为两类:抗震承载力不足和震陷过大。对房屋建筑而言,由于埋入土中的是低承台桩,因此桩本身破坏或桩周土失效一般不致造成上部结构倒塌等灾难性后果,破坏效果显示较晚且不是突然产生,大都是在震动停止后才显示或经过较长时间才出现下沉。但对于桥梁结构而言,桩基不仅有低承台桩,也有很多高承台桩,桩基震害常导致严重后果,如落梁。

1. 不需要进行抗震验算的桩基

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定: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 100 kPa 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 24 m 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)《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定的可不进行上部结构抗震验算且采用桩基的建筑。

2. 低承台桩基的抗震验算

当建筑物的桩基不符合上述条件,除了应满足《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)规定的设计要求外,还应进行桩基的抗震验算。在进行桩基的抗震验算时,要根据场地的具体情况,分成非液化土层中的低承台桩基和液化土层中的低承台桩基两类。

(1)非液化土层中的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%。
- ②当承台周围的回填土夯实至干密度不小于《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)对填土的要求时,可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用;但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

(2)液化土层中的低承台桩基的抗震验算,应符合下列规定:

①承台埋深较浅时,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。

②当桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5 m, 1.0 m 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:

a. 桩承受全部地震作用,桩承载力按非液化土层的规定取用,液化土层的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 3-11 中相应的折减系数。

表 3-11 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

续表

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深度 d_s /m	折减系数
$>0.8 \sim 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

b. 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用, 桩承载力仍按非液化土层的抗震验算①款取用, 但应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2 m 深度范围内非液化土层的桩周摩阻力。

③打入式预制桩及其他挤土桩, 当平均桩距为 2.5~4 倍桩径且桩数不少于 5×5 时, 可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。当打桩后桩间土的标准贯入锤击数值达到不液化的要求时, 单桩承载力可不折减, 但对桩尖持力层做强度校核时, 桩群外侧的应力扩散角应取为零。打桩后桩间土的标准贯入锤击数宜由试验确定, 也可按式(3-13)计算。

$$N_1 = N_p + 100\rho(1 - e^{-0.3N_p}) \quad (3-13)$$

式中, N_1 为打桩后的标准贯入锤击数; N_p 为打桩前的标准贯入锤击数; ρ 为打入式预制桩的面积置换率。

3. 桩基抗震的其他规定

(1) 处于液化土层中的桩基承台周围, 宜用密实干土填筑夯实, 若用砂土或粉土则应使土层的标准贯入锤击数不小于式(3-6)计算的液化判别标准贯入锤击数临界值。

(2) 液化土和震陷软土中桩的配筋范围, 应自桩顶至液化深度以下符合全部消除液化沉陷所要求的深度, 其纵向钢筋应与桩顶部相同, 箍筋应加粗和加密。

(3) 在有液化侧向扩展的地段, 桩基除应满足本节中的其他规定外, 尚应考虑土流动时的侧向作用力, 且承受侧向推力的面积应按边桩外缘间的宽度计算。

习 题

1. 什么是场地? 怎样划分场地的类别?
2. 什么是土层等效剪切波速? 什么是场地覆盖层厚度?
3. 哪些建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算? 天然地基及基础抗震承载力验算内容有哪些?
4. 什么是土的液化? 怎样判别土的液化? 如何确定土的液化的严重程度?
5. 某场地典型地层条件见表 3-12, 试确定该场地的类别。

表 3-12 习题 5 用表

土层编号	岩土名称	土层底部深度/m	剪切波速/($m \cdot s^{-1}$)
1	粉质黏土	1.5	90
2	粉质黏土	3.0	140
3	粉砂	6.0	160
4	细砂	11.0	350

注: 11.0 m 以下均为岩层, 剪切波速为 750 m/s。