

### 3 减隔震设计

#### 3.1 一般规定

3.1.1 下列情况下的桥梁，不宜采用减隔震设计：

- 1 地震作用下地基土层不稳定，易发生液化的场地；
- 2 下部结构刚度小，桥梁的基本周期比较长；
- 3 位于软弱场地，地震时延长周期可能引起共振；
- 4 加速度反应谱或位移反应谱在中长周期附近出现较大峰值，可能导致采用减隔震支座的桥梁产生很大地震响应。

3.1.2 城市轨道交通桥梁减隔震支座应具有足够的刚度和屈服强度，满足轨道交通桥梁正常使用的刚度要求。

3.1.3 采用减隔震支座的城市轨道交通桥梁相邻上部结构之间应设置足够的间隙。预留间隙宽度  $U$  宜满足式 (3.1.3-1) 及式 (3.1.3-2) 的规定。

$$\text{梁与桥台之间} \quad U \geq u_{\max} + L_A \quad (3.1.3-1)$$

$$\text{梁与梁之间} \quad U \geq cu_{\max} + L_A \quad (3.1.3-2)$$

式中  $U$ ——梁端预留空隙宽度 (m)；

$u_{\max}$ ——减隔震装置在 E2 地震作用下的最大位移 (m)；

$c$ ——考虑相邻孔 (联) 间振动特性差异影响的修正系数，根据桥梁相邻跨结构的水平向自振周期差  $(T_1 - T_2)/T_1$  按表 3.1.3 取值；

$L_A$ ——安全位移 (m)。

表 3.1.3 相邻孔（联）间的预留间隙修正系数

$(T_1 - T_2) / T_1$	$c$
0 $(T_1 - T_2) / T_1 < 0.1$	1
0.1 $(T_1 - T_2) / T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$
0.8 $(T_1 - T_2) / T_1 < 1.0$	1

注： $T_1$ 、 $T_2$ ——简支梁相邻孔、连续梁相邻联的水平向自振周期（s），且  $T_1 \geq T_2$ 。

3.1.4 采用减隔震支座的桥梁应采取有效的防落梁措施。防落梁措施不应改变桥梁结构的动力特性，不得影响桥梁的正常使用功能和妨碍减隔震支座在地震作用下发挥作用。

3.1.5 减隔震支座应选用构造简单、性能可靠、易检查和维修、可更换的装置。

### 3.2 计算方法和要求

3.2.1 采用减隔震支座的城市轨道交通桥梁的分析方法和地震作用应符合现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的要求。

3.2.2 对采用减隔震支座的桥梁进行地震作用效应计算时，分析方法应根据结构特点和设计地震动强度确定并符合以下原则：

1 同时满足以下条件的减隔震桥梁的地震作用效应可采用单振型反应谱法进行分析：几何形状满足规则桥梁条件；距离最近的活动断层大于 15 km；场地类型为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类，且场地条件稳定；减隔震装置等效阻尼比不超过 30%；采用减隔震支座的

桥梁基本周期  $T$  为未采用减隔震支座的桥梁基本周期  $T_0$  的 2.5 倍以上。

2 不满足上述条件的减隔震桥梁的地震作用效应,应采用多振型反应谱法或时程分析方法进行分析。

3.2.3 当采用反应谱方法时,宜对减隔震支座和桥梁结构进行整体分析,其中减隔震支座的非线性效应可按等效线性化的迭代方式计算,采用等效刚度和等效阻尼比。地震作用和作用效应的计算应符合现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的规定。

3.2.4 对采用减隔震支座的桥梁进行地震作用效应计算时,结构建模应符合下列规定:

1 在 E1 地震作用下,桥梁的梁体和墩柱可采用空间弹性杆系单元模拟;在 E2 或 E3 地震作用下,根据初步分析结果判断进入弹塑性工作范围的桥梁主体构件,采用能反映结构弹塑性动力行为的本构模型或单元恢复力模型。

2 在 E1 地震作用下,本标准涉及的支座中,铅芯橡胶支座应采用能反映其非线性特性的单元进行模拟,其余支座应简化为刚性约束;在 E2 和 E3 地震作用下,减隔震支座应采用能反映支座非线性特征的单元进行模拟。

3 进行非线性时程分析时,应按桥梁的实际工况顺序依次加载,考虑荷载作用顺序对结构非线性效应的影响。

3.2.5 城市轨道交通隔震桥梁的自振周期、等效刚度和等效阻尼比应根据隔震支座的滞回曲线,对应不同地震烈度作用时的隔震水平位移值计算确定:可按对应不同地震烈度作用时的设计反应谱进行迭代确定,也可采用时程分析法计算取值。

3.2.6 进行时程分析时,所采用的设计地震动加速度时程应符合

合下列规定：

1 已作地震安全性评价的桥址，应根据审批的地震安全性评价结果确定设计地震动加速度时程。

2 未进行地震安全性评价的桥址，可采用人工合成的设计地震动加速度时程，并宜利用地震和场地环境相近的实际强震记录作为初始时间过程，拟合成适合工程场地的设计地震动加速度时程，拟合成地震动时程的加速度反应谱与设计地震动加速度反应谱在结构各主要周期点的偏差应小于 5%。

3 所采用的设计地震动加速度时程不应少于 3 组；当设计地震动加速度时程少于 7 组时，宜取时程分析计算结果的最大值；当设计地震动加速度时程为 7 组及以上时，可采用计算结果的平均值。不同地震动加速度时程之间的相关系数应小于 0.1。

3.2.7 进行弹性时程分析时，每组时程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%，多组时程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%。

### 3.3 常用减隔震支座

3.3.1 城市轨道交通桥梁宜采用工作机理明确，力学性能稳定、可靠的速度锁定支座、弹塑性钢阻尼支座、铅芯橡胶支座、摩擦摆式支座等常用的减隔震装置。当采用其他非常用的减隔震支座时，应进行理论分析、试验等研究。

3.3.2 速度锁定支座、弹塑性钢阻尼支座、铅芯橡胶支座、摩擦摆式支座的构造及工作机理如表 3.3.2-1 所示，支座的力学特性及模型可按表 3.3.2-2 采用。

表 3.3.2-1 常用减隔震支座的构造及工作机理

减隔震支座名称	主体功能构造描述	主要工作机理
速度锁定支座	带油缸构造阻尼装置的支座	相对速度达到一定值时，锁定器传力能力陡增，起到“锁定”效果
弹塑性钢阻尼支座	带弹塑性钢阻尼元件的支座	利用弹塑性钢的弹塑性变形实现柔性连接并耗散能量
铅芯橡胶支座	由橡胶、薄钢板、铅芯组成的复合体	利用铅芯的弹塑性变形耗散能量并通过橡胶的柔性延长结构自振周期
摩擦摆式支座	包含特定滑动曲面和摩擦材料的钢支座	通过特定滑动面的滑动延长结构自振周期并耗散能量

表 3.3.2-2 常用减隔震支座力学特性及模型

减隔震支座名称	力学特性	建议力学模型
速度锁定支座	锁定力符合黏滞阻尼力特点	Maxwell 模型
弹塑性钢阻尼支座	由初始刚度、屈服力和位移、屈服后刚度控制	双线性模型
铅芯橡胶支座	由初始刚度、屈服力和位移、屈服后刚度控制	双线性模型
摩擦摆式支座	由曲率半径、摩擦系数控制	双线性模型

3.3.3 速度锁定支座是由速度锁定器和普通桥梁活动支座组合而成的减隔震装置。当相对运动速度超过设定锁定速度时，速度锁定支座黏滞阻尼器中的黏滞流体在高速相对运动条件下产生阻尼力提供设计锁定力，使上部结构地震作用分配给活动墩，达到减小固定墩地震反应的目的。

3.3.4 弹塑性钢阻尼支座是将弹塑性钢阻尼元件与普通活动支座组合而成的减隔震装置。通过钢制元件的弹塑性变形达到滞回耗能的目的。

3.3.5 铅芯橡胶支座是利用柔性橡胶的弹性恢复性能及铅的弹塑性变形达到延长结构自振周期和滞回耗能的目的。

3.3.6 摩擦摆式支座是利用球面上摆动原理和摩擦耗能原理达到改变结构自振周期、摩擦滞回耗能的目的。

3.3.7 速度锁定支座适用于连续梁桥，摩擦摆式支座和弹塑性钢阻尼支座适用于简支梁桥和连续梁桥，铅芯橡胶支座宜用于中小跨度简支梁桥。

### 3.4 抗震性能验算

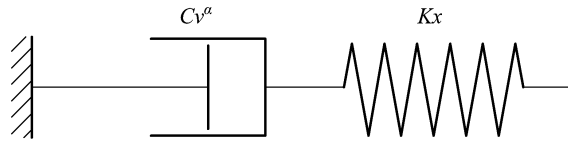
3.4.1 城市轨道交通减隔震桥梁结构的抗震性能等级划分和抗震性能要求，构件及基础的抗震性能等级划分、抗震性能要求和抗震性能验算应符合现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的有关规定。

3.4.2 减隔震支座的性能等级划分和性能等级要求应符合现行国家标准《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909 的有关规定，性能等级 或 的减隔震支座宜按照性能等级 2 设计，以充分发挥减隔震支座的减隔震作用。减隔震支座除在正常使用工况下对其竖向承载力和位移进行验算外，还应对地震作用下的减隔震支座的性能进行验算，性能要求应符合本标准 3.5 ~ 3.8 节的要求并满足具体产品的性能指标。

3.4.3 减隔震支座的连接与局部验算宜按现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 进行。

### 3.5 速度锁定支座

3.5.1 速度锁定支座的速度锁定器常采用黏滞流体阻尼器，其力学计算模型可采用麦克斯韦模型，如图 3.5.1 所示。



$C$ ——阻尼系数； $v$ ——相对运动速度；  
 $\alpha$ ——阻尼（速度）指数，通常取 2；  
 $K$ ——弹簧刚度；  
 $x$ ——位移。

图 3.5.1 麦克斯韦力学模型

3.5.2 速度锁定支座的锁定力可按式 (3.5.2) 计算：

$$F_s = Cv^\alpha \quad (3.5.2)$$

式中  $F_s$ ——速度锁定支座锁定力。

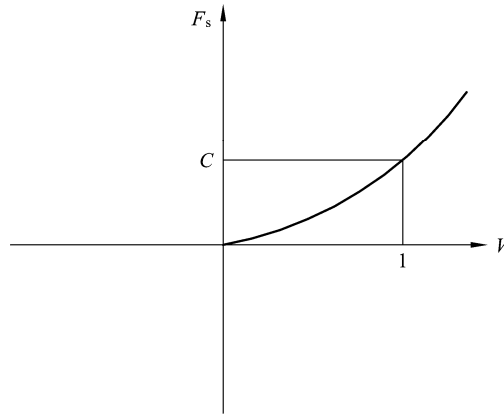


图 3.5.2 速度锁定力与速度曲线

3.5.3 速度锁定支座纵向设计位移量应不小于  $\pm 50$  mm。

3.5.4 速度锁定器应具有适应横向变形的能力，并应计入热膨胀和液压流体收缩的影响。

3.5.5 速度锁定支座在发挥作用时会明显改变结构自振周期，应采用反映其力学特性的模型计算支座的设计水平力。初步设计时，单个速度锁定器的承载力可按下列经验公式（3.5.5）计算：

$$F_s = \frac{1.5WA_g - F_f}{n} \quad (3.5.5)$$

式中  $W$  ——恒载作用下的支座竖向反力（kN）；

$A_g$  ——设计地震动水平峰值加速度（ $m/s^2$ ）（一般取 EI 地震）；

$g$  ——重力加速度（ $m/s^2$ ）；

$F_f$  ——支座总摩擦力（N）；

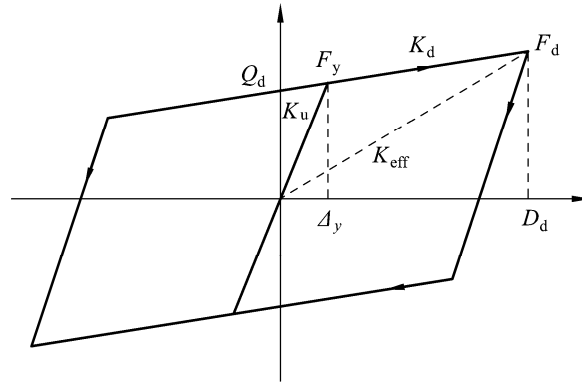
$n$  ——每个速度锁定支座上的速度锁定器的数量。

3.5.6 对大跨度桥梁、相邻墩高差大的桥梁及其他特殊形式的桥梁，宜建立全桥模型进行时程分析，确定包括锁定力在内的各种参数。

### 3.6 弹塑性钢阻尼支座

3.6.1 弹塑性钢阻尼支座常采用低屈服强度的钢材作为阻尼元件，其恢复力模型可采用不考虑刚度退化的双线性模型，如图 3.6.1 所示。





$K_u$ —初始弹性刚度。

图 3.6.1 弹塑性钢阻尼支座的恢复力模型

支座等效刚度和等效阻尼比分别为

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_d}{D_d} = \frac{Q_d}{D_d} + K_d \quad (3.6.1-1)$$

$$\zeta_{\text{eff}} = \frac{2Q_d(D_d - \Delta_y)}{\pi D_d^2 K_{\text{eff}}} \quad (3.6.1-2)$$

- 式中  $D_d$ ——支座的设计位移 (m);  
 $\Delta_y$ ——支座的屈服位移 (m);  
 $Q_d$ ——支座的特征强度 (kN);  
 $K_{\text{eff}}$ ——支座的等效刚度 (kN/m);  
 $K_d$ ——支座的屈后刚度 (kN/m);  
 $\zeta_{\text{eff}}$ ——支座的等效阻尼比。

**3.6.2 阻尼元件的各参数取值应根据竖向荷载、抗震设防要求及弹塑性钢阻尼装置的力学特性确定。一般情况下，其设计屈服力可按经验公式式 (3.6.2) 计算：**

$$F_y = \frac{1.5WA_g}{g} \quad (3.6.2)$$

式中  $F_y$ ——弹塑性钢阻尼元件的设计屈服力。

3.6.3 弹塑性钢阻尼支座上应设置熔断保护装置，保证支座在列车牵引（制动）力、风荷载及 E1 地震作用力等较小水平荷载作用下不发生位移。除特殊设防外，熔断装置中的保险销在 E2 地震作用力下应破坏，弹塑性钢阻尼支座发挥减震作用。根据时程分析确定保险销剪断力，简化计算时，保险销的剪断力可取 E1 地震作用下其所承受荷载的 1.5 ~ 1.8 倍。

### 3.7 铅芯橡胶支座

3.7.1 铅芯橡胶支座的恢复力模型可采用不考虑刚度退化的双线性模型，如图 3.7.1 所示。初始刚度不应小于二次刚度的 8 倍。

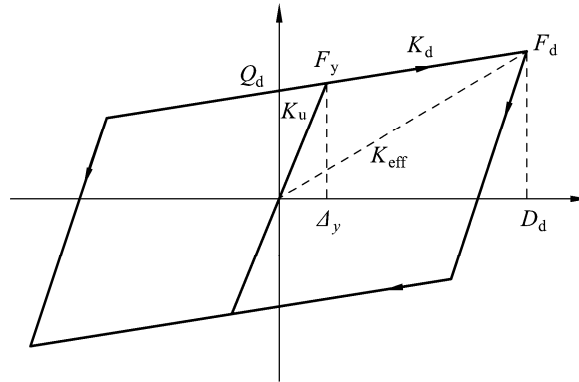


图 3.7.1 铅芯橡胶支座的恢复力模型

支座等效刚度和等效阻尼比分别为

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_d}{D_d} = \frac{Q_d}{D_d} + K_d \quad (3.7.1-1)$$

$$\zeta_{\text{eff}} = \frac{2Q_d(D_d - \Delta_y)}{\pi D_d^2 K_{\text{eff}}} \quad (3.7.1-2)$$

3.7.2 铅芯橡胶支座的竖向设计承载力不宜小于恒载与最不利活荷载支反力之和的 2.0 倍。每孔（联）梁所有铅芯橡胶支座的水平屈服力之和，宜大于相应梁上承受的列车最大制动力的 1.5 倍。每孔（联）梁全部铅芯橡胶支座的屈服前纵向刚度之和，应保证梁体在承受包括列车制动力在内的最大水平力时产生的位移不影响桥梁正常运营。

3.7.3 在 E3 地震作用下，铅芯橡胶支座产生的剪切应变应不大于 250%，并应满足稳定性要求。

### 3.8 摩擦摆式支座

3.8.1 摩擦摆式支座的恢复力模型可采用不考虑刚度退化的双线性模型，如图 3.8.1 所示。

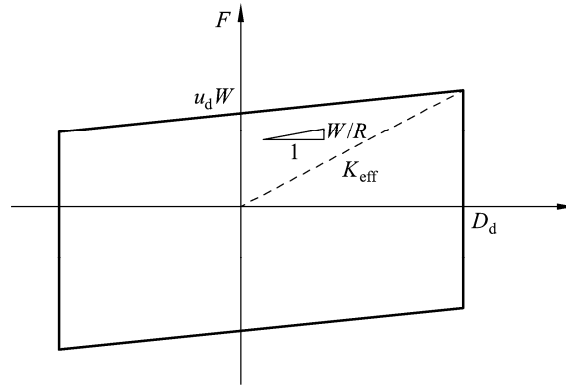


图 3.8.1 摩擦摆式支座恢复力模型

$$\text{屈后刚度} \quad K_d = \frac{W}{R} \quad (3.8.1-1)$$

$$\text{等效刚度} \quad K_{\text{eff}} = \frac{W}{R} + \mu_d \frac{W}{D_d} \quad (3.8.1-2)$$

$$\text{等效阻尼比} \quad \xi_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu_d}{\frac{D_d}{R} + \mu_d} \quad (3.8.1-3)$$

式中  $R$ ——滑动曲面的曲率半径 (m);

$\mu_d$ ——滑动摩擦系数。

**3.8.2** 摩擦摆式支座分为单滑动面、双滑动面和多滑动面三种类型,设计转角不应小于 0.02 rad。

**3.8.3** 摩擦摆式支座设计参数包括滑动面等效曲率半径  $R$  及摩擦系数  $\mu$ ,设计时需注意两者取值协调。其取值可根据反应谱方法计算结果确定,并用时程分析方法计算结果进行修正。

**3.8.4** 摩擦摆式支座上应设置熔断保护装置,保证支座在列车牵引(制动)力、风荷载及 E1 地震作用力等较小水平荷载作用下不发生位移。除特殊设防外,熔断装置中的保险销在 E2 地震作用力下应破坏,摩擦摆式支座发挥减震作用。根据时程分析确定保险销剪断力,简化计算时,保险销的剪断力可取 E1 地震作用下其所承受荷载的 1.5~1.8 倍。