

莱芜市钢结构质量安全检测办理单位

产品名称	莱芜市钢结构质量安全检测办理单位
公司名称	深圳中正建筑技术有限公司销售市场部
价格	.00/个
规格参数	房屋鉴定中心:房屋鉴定中心
公司地址	深圳市龙岗区南湾街道丹竹头社区宝雅路23号三楼
联系电话	13688839610

产品详情

所以按平面框排架来代替空间结构进行分析将会带来很大误差，使结构设计偏于不安全。因此，用采用平面模型计算出的结果要乘一放大系数—结构的空作用调整系数。

另外，当考虑空间结构的扭转作用时，对屋盖的刚度要求就会有很大变化，因为在整个结构体系中，屋盖的抗扭刚度对扭矩的抵抗作用是非常明显的。

在计算模型中可按下式考虑屋盖提供的水平刚度： $K=(L/S)k$

式中：L—厂房长度或防震缝区段长度；

S—屋盖质点间水平距离；

k—单位面积屋盖沿厂房纵向的水平等效剪切刚度基本值。

根据清华大学等单位的实测数据，对钢筋混凝土无檩屋盖取 $2 \times 104\text{KN}$ ，有檩屋盖为 $0.6 \times 104\text{KN}$ ，有完整支撑系统的轻型屋盖取 $1 \times 103\text{KN}$ 。

在结构进行动力计算时，钢结构的延性比取为6，阻尼比取为10%~20%。

基于《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)，设计了3个V型中心支撑钢框架，采用Pushover方法，得出了其结构影响系数。不同结构体系的设计地震作用与结构影响系数有关。结构影响系数取决于结构延性、强度储备等。

——结语——

钢结构框架的抗震和消能问题从整体上较由其它材料组成的结构体系优越，这不仅体现在其有较好的强度，还在于其有极好的变形能力和韧性。

但是钢结构本身所形成的体系——铰接或刚接——都在很大程度上存在着刚度和耗钢量问题，同时钢结构的变形耗能机构工作状况和判断准则如何确定迄今均无准确结论。

在塑性设计理论中由于每次设计计算中所取的结构所在地的地震动情况的非准确性以及破坏机理的复杂性，其实现有的塑性设计理论并不能反映地震时结构的破坏程度，其次，很多重要结构，是不允许进入塑性的。这些使塑性理论有着很大的欠准确性和局限性。

减震耗能措施是今后结构在强烈地震作用下避免破坏或严重破坏的极为有效的手段，但是其存在着造价高和工作机理仍欠清晰的问题。

钢结构厂房质量安全检测单位/厂房检测新闻

—钢结构框架的耗能、隔震措施—

传统的防震观点是要求结构具有一定的抗震性能，在这方面有两种思维方式：一是提高结构的刚度来抵抗地震作用；另一种是采用允许结构有一定的柔性变形，从而使其在变形过程中吸收、释放一定的能量。在不增加重量、不改变刚度的前提下，提高总体强度和刚度是两个有效的抗震途径。

而现在以及今后建造的钢结构框架将是越来越多的坐落在高烈度地区，这样就迫使设计人员要从另一个方面来考虑——减震耗能。

对结构地震反应有重要影响的主要有两个因素：结构物的基本周期；阻尼比。

当采用耗能机构后基本都在很大程度上延长了建筑物的基本周期，从而避开了地震输入的高能量频段，采用高阻尼减震装置使建筑物具有大变形的能力和强自复位能力。

莱芜市钢结构质量安全检测办理单位/新闻

【对阻尼器的要求】

一，在小振幅的振动下，呈线性反应，不产生很大的阻尼，但刚度很大，从而限制结构的位移。

第二，在强烈振动时，阻尼器的一部分可以失效，从而允许大变位和大阻尼，以达到隔震目的。

第三，隔振阻尼装置的竖向刚度远大于其水平刚度。由日本的震后调查来看凡是安装了耗能、隔震装置的建筑均未遭到较大破坏或未有破坏。当采用叠层橡胶垫等靠摩擦变形来耗能的装置，其接触面之间的摩擦系数应大于0.20，用以限制上部结构的水平加速度不超过0.2g。

磁流变减震器是利用可极化的固体颗粒分散在绝缘溶剂中形成的悬浮液，在外加磁场的作用下，固体颗粒在磁场方向排成链状结构，产生很大的抗剪切力，此变化过程迅速，可逆，易于控制且连续可控，通过改变外加的电流大小来改变磁场强度。因此在地震作用下，通过敏感电阻变化来导致电流变化造成磁流变减震器产生效能所需要的剪切力，来达到减震耗能的目的。

对于在结构中采用的摩擦耗能支撑，由实验表明，不论振动时间持续多久，在不同频率、不同烈度地震作用下，支撑中的*da动应力不变；又由于耗能支撑的滑动，有效地耗散掉已经输入到结构中的地震能量，这种效应可推迟框架产生屈服的地震烈度约2—2.5度。

——钢结构框架抗震体系选择——

钢结构框架的结构布置体系有两种形式： 铰结体系； 刚接体系。

铰接体系其传力途径明确，设计、施工、安装简单但其要依靠很多的支撑来提高其刚度和整体稳定性，这就给工艺布置带来诸多不便，而就支撑体系来讲其用钢量也是相当惊人的，通常为主材用量的20%~30%甚至更高。

在另一方面，铰接结构体系将在梁中产生较大弯矩造成梁的耗钢量比刚接体系增大，而柱主要只承担轴向力，要比刚接体系中为压弯构件的柱要省材。铰接节点要比刚接节点好处理，因此在设计中应能采用这种思路：在由梁柱组成刚架来抵抗侧力时，只需一部分梁和柱刚性连接，其余则做成铰接，既节约材料又简化结构。

框架结构的主要缺点就是抗侧刚度较小，侧向变形较大，这就需要在结构中设刚性跨，但对于刚性跨在地震作用下到底如何分担地震力尚无明确规定。国外有采用桁架作为刚性跨的，由框—桁架结构的抗震性能试验研究可知：

框—桁架结构可以实现“强柱—中梁—弱腹杆”的抗震设计原则，具有典型的多道抗震防线特征，弹性阶段以桁架斜杆为主要承受侧向力作用杆料，斜杆随着裂缝的发展逐渐退出工作，地震作用力逐渐向框架部分转移。体系的滞回曲线呈反s形，受力明确，便于在设计中控制刚度的分布和塑性铰出现的部位及顺序。

这样对于到底采用铰接体系，还是刚接体系是很难明确地下定义的。要根据场地地震地质、工艺布置、材料选用等情况综合考虑比较后选用。

——钢结构框架抗震设计——

钢结构框架的抗震的力学性能与计算模型吻合情况如何主要取决于三个方面：构件、节点、支撑。

对于构件问题，其在弹性工作状态下的性能已是十分清楚，也有很好的计算方法。在钢结构框架体系中，关于构件是否能允许进入塑性阶段，这还有待于探讨，一般情况下对重要结构，是不允许进入塑性阶段，即不考虑利用构件进入塑性后的那一部分能力，把这一部分能力作为安全储备。

另外，由于设计用地震动输入的欠准确性和结构在地震时的非弹性破坏机理的复杂性，使得“塑性结构”的设计方法无法准确预知结构遇到地震时的破坏程度。这样一来，对于钢结构构件在弹性状态下的受力性能现在已有很好的解决了。

而对于钢构件的空间扭转情况，节点连接情况等迄今没有得到解决。结构的质心和刚心偏离愈大时，水平力的空间结构的扭转作用就愈大，各楼层的质心和刚心之间也不可能不存在偏心，在地震平动分量作用下将发生扭转振动，此时空间结构的表现空间振动。

这时必须考虑其扭转效应，偏心结构的地震反应与频率比、偏心率、结构自振有关。许多国家的规范规定，对偏心不大的结构的抗震计算，仍采用动力偏心矩法的简化计算。

Eurocode8规范中的 e_1 称为附加偏心距，由下式求得的值中取较小的一个。

$$e_1 = 0.1(A+B)(10e_s/B)^{1/2} \quad 0.1(A+B)$$

$$e_1 = (1/2e_s)\{p^2 - e_s^2 - r^2 + [(p^2 + e_s^2 - r^2)^2 + 4e_s^2 r^2]^{1/2}\}$$

式中如果 $r^2 > 5(p^2 + e_s^2)$ 时，不加 e_1 ， e_s 为建筑质心与刚心之间的距离，称为静力偏心距。B为建筑物的宽

度。