

建筑工程隔震与减震技术规程

2022 - 10 - 06 发布

2022 - 11 - 06 实施

西藏自治区市场监督管理局
西藏自治区住房和城乡建设厅

联合发布

目 次

1 总则	1
2 术语和符号	2
3 基本规定	5
4 地震作用与验算	6
5 性能化设计	14
6 消能减震建筑基本规定	17
7 消能器的技术性能	19
8 消能减震结构设计	25
9 消能减震加固设计	30
10 消能部件的连接与构造	32
11 消能部件的施工、验收和维护	36
12 隔震结构基本规定	40
13 隔震支座技术性能	42
14 隔震层设计	44
15 多、高层隔震结构设计	48
16 多层隔震砌体与石结构建筑设计	51
17 既有建筑隔震加固	53
18 隔震部件施工、验收与维护	57
附 录 A 复振型影响系数计算公式	60
附 录 B 各种类型隔震支座尺寸及力学性能	62
附：条文说明	73

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols	2
3	General requirements	5
4	Earthquake action and seismic checking for structures	6
5	Performance-based design	14
6	General regulations of energy dissipation buildings	17
7	Technical characteristics of energy dissipation devices	19
8	Energy dissipation design for buildings	25
9	Energy dissipation design for retrofit of existing building	30
10	Connecting and details of energy dissipations parts	32
11	Construction, quality acceptance and maintenance of energy dissipation parts	36
12	General requirements of isolated building	40
13	Technical characteristics of isolation bearings	42
14	Design of isolation layer	44
15	Multi-story and tall buildings	48
16	Multi-story masonry and stone building	51
17	Seismic isolation design for retrofit of existing buildings	53
18	Construction, quality acceptance and maintenance of isolation parts	57
Appendix A Formula for the influence coefficient of complex mode		60
Appendix B Dimensions and mechanical properties of various types of isolation bearings		62
Addition:Explanation of Provisions		73

前 言

为深入贯彻实施《建设工程抗震管理条例》中华人民共和国国务院令744号，提高西藏自治区建设工程抗震防灾能力、降低地震灾害风险，保障人民生命财产安全，根据西藏自治区住房和城乡建设厅《西藏自治区工程建设标准化工作管理办法》，由西藏大学、西藏自治区建筑勘察设计院及中国建筑科学研究院有限公司等单位对西藏自治区工程建设规范《建筑工程隔震与减震技术标准》DB XX/T XXXX-XXXX进行编制。

本规程是在总结近些年国内外消能减震、隔震技术的工程应用和最新科研成果基础上，广泛征求业内人员意见，并结合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011，现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408，现行行业标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297及现行协会标准《建筑消能减震加固技术规程》T/CECS 547等编制而成的。

本规程共有18章内容主要包括：总则；术语和符号；基本规定；地震作用与验算；性能化设计；消能减震建筑基本规定；消能器的技术性能；消能减震结构设计；钢筋混凝土结构消能减震加固设计；消能部件的连接与构造；消能部件的施工、验收和维护；隔震结构基本规定；隔震支座技术性能；隔震层设计；多、高层隔震结构设计；多层隔震砌体与石结构建筑；既有建筑隔震加固；隔震建筑施工、验收与维护。

主编单位：中国建筑科学研究院有限公司
西藏自治区建筑勘察设计院
西藏大学

参编单位：拉萨市设计集团有限公司
国家工程橡胶产品质量监督检验中心
西藏震宇减震科技有限公司
衡水震泰隔震器材有限公司
西藏自治区地震局
东南大学
西藏民族大学
西藏农牧学院
西藏职业技术学院
昌都市建筑勘察设计院
西藏山南市建筑规划设计院
中都工程设计有限公司
西藏正信工程检测技术有限公司
核工业西南勘察设计院有限公司
西藏金林建筑设计有限公司
创鑫工程咨询股份有限公司西藏分公司
阿里象雄建筑勘察规划设计有限公司
西藏远望工程设计有限公司
株洲时代新材料科技股份有限公司
河北宝力工程装备股份有限公司
四川融海运通抗震科技有限责任公司

主要起草人：	薛彦涛	蒙乃庆	索朗白姆	李 澈	王 兵	宋秀芬	伊建康	李进明
	杨方圆	周腾飞	管育才	李莉斯	斯朗拥宗	王慧琳	王小军	刘 岗
	封士杰	李 林	郑建军	李 红	王月红	陈丙瑞	范永扬	董铁忠
	王 继	张军龙	张志强	尹凌峰	张根凤	高志伟	宗永臣	金建立
	何 强	肖永建	易 峰	王泽方	苏勇军	任明燕	李红艳	张金忠
	赵 跃	刘明培	李涛涛	何乾胜	张文生	谷广宇	梁知非	胡 冰
	邓定元	熊伟成	张 威	杨 涛	宁响亮	陈 健	俞海敏	
审查人员：	周 云	吴宏磊	熊世树	张耀康	扎西央宗	熊华章	杨晓鑫	朱文革

建筑工程隔震与减震技术规程

1 总则

1.0.1 为贯彻执行国家有关建筑工程防震减灾的法律法规，实行以预防为主防震减灾方针，使建筑物采用消能减震、隔震技术后，提高建筑安全性，减轻建筑的地震破坏，避免人员伤亡和经济损失，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于西藏自治区新建建筑工程和既有建筑抗震加固工程采用消能减震、隔震技术的设计、施工、验收和维护。

1.0.3 采用本规程设计的消能减震建筑、隔震建筑，其基本抗震设防目标是：

当遭受多遇地震时，主体结构不受损坏或不需要修理可继续使用；当遭受设防地震时，主体结构可能发生损坏，但经一般修理仍可继续使用；当遭受罕遇地震时，主体结构不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

同时，当遭受罕遇地震时，消能部件及连接无损坏发生，消能器应能正常发挥消能作用，隔震装置及连接应发挥隔震作用，不发生危及上部建筑的安全破坏。

1.0.4 当建筑有更高的抗震设防要求时，宜采用性能化设计方法。

1.0.5 消能减震建筑、隔震建筑结构设计、施工、验收和维护除应符合本规程要求外，尚应符合国家、行业及西藏自治区现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 消能器 energy dissipation device

也称阻尼器，通过内部材料或构件的摩擦、弹塑性滞回变形或黏（弹）性滞回变形等方式来耗散或吸收能量的装置。包括位移相关型消能器、速度相关型消能器和复合型消能器。

2.1.2 消能减震结构 energy dissipation structure

设置消能器的结构。消能减震结构包括主体结构、消能部件。

2.1.3 位移相关型消能器 displacement dependence damper

耗能能力与消能器两端的相对位移相关的消能器，主要包括金属消能器、屈曲约束支撑和摩擦消能器。

2.1.4 速度相关型消能器 velocity dependence damper

耗能能力与消能器两端的相对速度有关的消能器，主要为黏滞阻尼器（墙）和黏弹性消能器。

2.1.5 金属消能器 metal energy dissipation device (metallic yielding damper)

由各种不同特性金属材料元件或构件制成，利用金属元件或构件抵抗地震作用中发生弹塑性滞回变形耗散能量的减震装置。

2.1.6 铅黏弹性消能器 lead visco-elasticity energy dissipation device

铅黏弹性消能器主要由黏弹性材料、铅和钢材组成，其中黏弹性材料和铅为耗能材料，钢材为非耗能元件，为耗能能力与消能器两端的相对位移和相对速度有关的消能器。

2.1.7 摩擦消能器 friction energy dissipation device

由钢元件或构件、摩擦片和预压螺栓等组成，利用两个或两个以上元件或构件间相对位移时产生摩擦做功而耗散能量的减震装置。

2.1.8 屈曲约束支撑 buckling-restrained brace

由核心单元、外约束单元等组成，利用核心单元抵抗地震作用中发生拉、压弹塑性滞回变形耗散能量的减震装置，分为承载型屈曲约束支撑、耗能型屈曲约束支撑等。

2.1.9 黏滞消能器 viscous energy dissipation device (viscous damper)

由缸体、活塞杆、活塞、黏滞材料等部分组成，利用活塞在黏滞介质中运动，产生与活塞运动速度相关的阻尼力，耗散地震输入结构中能量的减震装置。

2.1.10 黏弹性消能器 visco-elastic energy dissipation device (viscoelastic damper)

由粘弹性材料和约束钢板或圆（方形或矩形）钢筒等组成，利用粘弹性材料间产生的剪切或拉压滞回变形来耗散能量的减震装置。

2.1.11 消能部件 energy dissipation part

由消能器和支撑或连接消能器构件组成的部分。

2.1.12 附加阻尼比 additional damping ratio

消能减震结构往复运动时消能器附加给主体结构的有效阻尼比。

2.1.13 附加刚度 additional stiffness

消能减震结构往复运动时消能部件附加给结构的刚度。

2.1.14 设计位移 design displacement of energy dissipation device

消能减震结构在罕遇地震作用下消能器两端发生的最大相对变形值。

2.1.15 设计速度 design velocity of energy dissipation device

消能减震结构在罕遇地震作用下速度型消能器两端受到的最大相对速度值。

- 2.1.16 极限位移 ultimate displacement of energy dissipation device
消能减震结构在罕遇地震作用下消能器具有的大于设计位移的两端相对变形能力。
- 2.1.17 极限速度 ultimate velocity of energy dissipation device
消能减震结构在罕遇地震作用下速度型消能器可以承受的大于设计速度的两端相对速度值。
- 2.1.18 隔震建筑 isolated building
在建筑物中设置隔震装置而形成的结构体系。包括上部结构、隔震层、下部结构和基础。隔震房屋和隔震结构的定义与此相同。
- 2.1.19 隔震层 isolation layer
设置在被隔震的上部结构与下部结构或基础之间的全部隔震装置的总称。包括全部隔震支座、阻尼装置、抗风装置、限位装置、抗拉装置、附属装置及相关的支承或连接构件。
- 2.1.20 上部结构 super-structure above the isolation layer
隔震结构中位于隔震层以上的部分。
- 2.1.21 下部结构 sub-structure below the isolation layer
隔震结构中位于隔震层以下的部分，不包括基础。
- 2.1.22 等效阻尼比 equivalent damping ratio
隔震结构往复运动时，相对于隔震层或隔震支座某特定水平位移，与隔震层（或隔震支座）所耗散的能量相对应的阻尼比。
- 2.1.23 等效刚度 equivalent stiffness
隔震结构往复运动时，相对于隔震层或隔震支座）某特定水平位移，隔震层或隔震支座）所承受的荷载与相应位移的比值。其值可取荷载—位移曲线在对应位移点的割线刚度。
- 2.1.24 阻尼装置 damping device
设置在隔震层的吸收并耗散地震输入能量而使隔震层振动位移反应衰减的装置。
- 2.1.25 橡胶隔震支座 laminated rubber isolation bearing
在地震区，用于房屋、桥梁或其他结构隔震的橡胶支座，包括天然橡胶支座LNR、铅芯橡胶支座LRB、高阻尼橡胶支座HDR。
- 2.1.26 弹性滑板隔震支座 elastic slide bearing
由弹性材料与摩擦滑板组成的隔震支座。
- 2.1.27 摩擦摆隔震支座 friction pendulum system
具有特定形状的固体块在弧面板中摩擦摆动的隔震支座，通过滑动界面摩擦消耗地震能量。
- 2.1.28 天然橡胶隔震支座 linear natural rubber bearing
支座中的弹性材料为天然橡胶的橡胶隔震支座
- 2.1.29 铅芯橡胶隔震支座 lead rubber bearing
支座中含有铅芯的橡胶隔震支座
- 2.1.30 高阻尼橡胶隔震支座 high damping rubber bearing
支座中的弹性材料为高阻尼橡胶的橡胶隔震支座

2.2 符号

2.2.1 结构参数

- F_{sy} —设置消能部件的主体结构层间屈服剪力；
 T_i —消能减震结构的第 i 阶振型周期；
 ζ —消能减震结构总阻尼比；
 ζ_1 —主体结构阻尼比；
 ω —结构自振频率；
 Δu_{sy} —设置消能部件的主体结构层间屈服位移；
 ζ_d —消能部件附加给结构的有效阻尼比；
 β —隔震结构底部剪力比；
 $[\theta_e]$ —弹性层间位移角限值；
 $[\theta_p]$ —弹塑性位移角限值；

2.2.2 消能器参数

- C_j —第 j 个消能器由试验确定的阻尼系数；
 F_d —消能器在相应位移下的抗力（阻尼力）；
 K_b —支撑构件沿消能方向的刚度；
 W_{cj} —第 j 个消能部件在结构预期层间位移下往复循环一周所消耗的能量；
 u —沿消能方向消能器两端相对位移；
 Δu_{py} —位移型消能部件在水平方向的屈服位移；

3 基本规定

- 3.1.1 消能减震、隔震建筑应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 确定其抗震设防类别及其抗震设防标准，并进行抗震设计。
- 3.1.2 既有建筑采用本规程加固时，应根据后续工作年限分为三类：后续工作年限为 30 年以内（含 30 年）的建筑，简称 A 类建筑；后续工作年限为 30 年以上 40 年以内（含 40 年）的建筑，简称 B 类建筑；后续工作年限为 40 年以上 50 年以内（含 50 年）的建筑，简称 C 类建筑。
- 3.1.3 消能器、隔震装置的经济使用寿命应与主体结构设计使用年限或后续工作年限匹配，达到免维护使用周期或经历设防烈度以上的地震后，应全面检测，并依据检测结果确定剩余使用年限或进行替换。
- 3.1.4 既有建筑抗震加固前，应根据设防烈度、抗震设防分类、年限和结构类型等，按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023、《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 的有关规定进行抗震鉴定。
- 3.1.5 宜选择对抗震有利地段作为消能减震、隔震减震的场地，避开不利地段，当无法避开时应采取有效的措施，不应选择危险地段。
- 3.1.6 消能减震、隔震建筑的结构布置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 关于规则性的相关规定。
- 3.1.7 非结构构件抗震设计应符合现行国家标准《工程结构通用规范》GB55001、《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002、《建筑抗震设计规范》GB50011 和《非结构构件抗震设计规范》JGJ339 中关于非结构构件相关规定。

4 地震作用与验算

4.1 一般规定

4.1.1 消能减震、隔震结构的地震作用，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和消能部件共同承担。

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；其它情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

4 8度和9度时的长悬臂或大跨度结构，及9度时的高层建筑结构，应计算竖向地震作用。

4.1.2 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 4.1.2 采用。

表 4.1.2 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
	其它民用建筑	0.5
起重机悬吊物重力	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。

4.1.3 消能减震、隔震结构的地震作用效应计算，应符合下列要求：

1 计算模型应包括隔震支座、消能部件的力学参数，宜采用空间结构有限元模型。

2 当结构主体结构处于弹性工作状态，且隔震支座、消能器处于线性工作状态时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。

3 当结构主体结构处于弹性工作状态，且隔震支座、消能器处于非线性工作状态时，可将隔震支座、消能器进行等效线性化，采用附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法；也可采用非线性时程分析法。

4 当主体结构进入弹塑性状态时，应采用弹塑性分析方法。

5 消能减震结构的总水平地震作用，隔震结构隔震层以上结构的总水平地震作用，不得低于6度设防非隔震结构的总水平地震作用。

4.1.4 采用时程分析法时，当取 3 组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程分析法包络值和振型分解反应谱法的较大值；当取 7 组及以上的时程曲线时，计算结果可取时程分析法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。

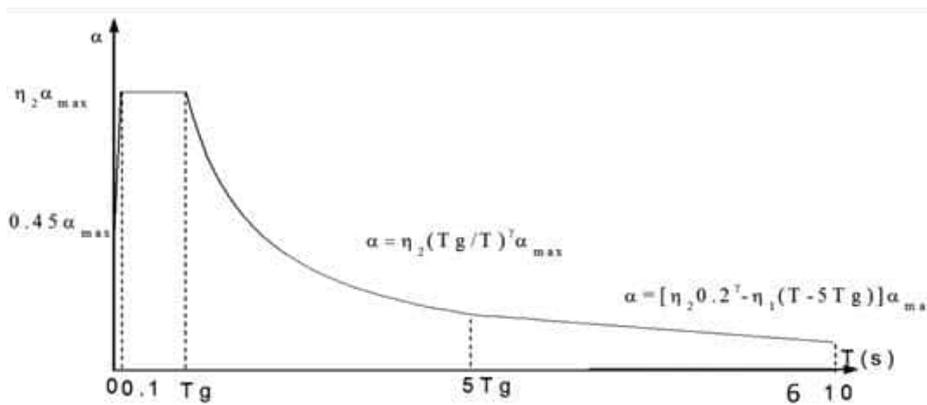
4.1.5 实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线应按建筑场地类别和设计地震分组选取和合成，其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3。多组时程波的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所用的地震影响系数曲线相比，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于 20%。弹性时程分析时，

每条时程曲线计算所得主体结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，不应大于振型分解反应谱法计算结果的 135%；多条时程曲线计算所得主体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%，不应大于振型分解反应谱法计算结果的 120%。地震波加速度时程的最大值可按表 4.1.5 采用。

表 4.1.5 时程分析所用地震加速度时程的最大值 (cm/s²)

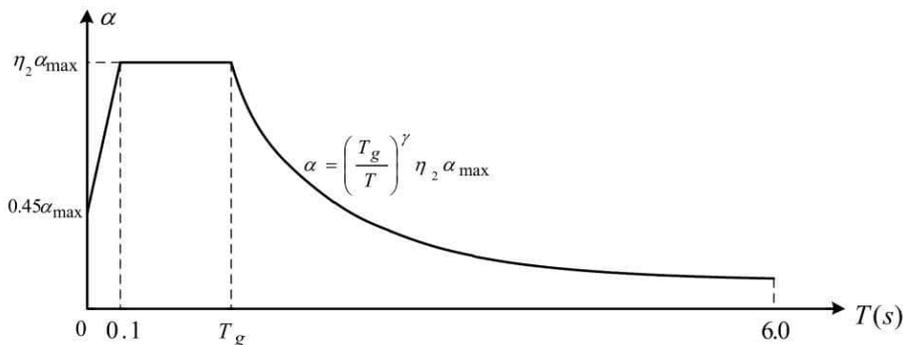
地震影响	6度	7度		8度		9度
	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	
多遇地震	18	35	55	70	110	140
设防地震	50	100	150	200	300	400
罕遇地震	125	220	310	400	510	620
极罕遇地震	160	320	460	600	840	1080

4.1.6 多遇地震的地震影响系数曲线的形状及参数应按图 4.1.6a 取，设防地震、罕遇地震和极罕遇地震按图 4.1.6b 取：



α ——地震影响系数； α_{\max} ——地震影响系数最大值； γ ——衰减指数； η ——阻尼调整系数；
 T_g ——设计特征周期； T ——结构自振周期

图 4.1.6a 5%阻尼比的多遇地震影响系数曲线



α ——地震影响系数； α_{\max} ——地震影响系数最大值； γ ——衰减指数； η ——阻尼调整系数；
 T_g ——设计特征周期； T ——结构自振周期

图 4.1.6b 5%的阻尼比的设防、罕遇和极罕遇地震影响系数曲线

4.1.7 当建筑结构阻尼比按有关规定不等于 0.05 时,其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列公式确定:

$$\gamma = 0.9 + (0.05 - \zeta) / (0.3 + 6\zeta) \dots\dots\dots (4.1.7-1)$$

式中: γ ——曲线下降段的衰减指数;

ζ ——阻尼比。

2) 阻尼调整系数应按下列公式计算:

$$\eta = 1.0 + (0.05 - \zeta) / (0.08 + 1.6\zeta) \dots\dots\dots (4.1.7-2)$$

式中: η ——阻尼调整系数,当小于 0.55 时,应取 0.55。

4.1.8 场地特征周期应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定确定,罕遇地震和极罕遇地震作用时,场地特征周期应分别增加 0.05s 和 0.10s。

4.1.9 地震影响系数应根据烈度、场地类别、结构自振周期以及阻尼比确定。水平地震影响系数最大值应按表 4.1.9 采用。

表 4.1.9 水平地震影响系数最大值 α_{\max}

地震影响	7度		8度		9度
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	
多遇地震	0.08	0.12	0.16	0.24	0.32
设防地震	0.23	0.34	0.45	0.68	0.9
罕遇地震	0.50	0.72	0.90	1.20	1.40

4.1.10 采用消能减震或隔震进行抗震加固时, A 类、B 类建筑的地震作用分别按 0.8、0.9 系数折减。

4.2 水平地震作用计算

4.2.1 采用振型分解反应谱法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:

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i=1,2,\dots,n, j=1,2,\dots,m) \dots\dots\dots (4.2.1-1)$$

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 4.1.6~4.1.9 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。

2 水平地震作用效应(弯矩、剪力、轴向力和变形),当相邻周期之比小于 0.85 时,可按下列公式确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2 (1 + \iota_j^2)} \dots\dots\dots (4.2.1-2)$$

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；

l_j ——第 j 振型水平地震作用效应非比例阻尼影响系数。

4.2.2 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 j 振型 i 层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{ij} X_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, m) \quad (4.2.2-1)$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{ij} Y_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, m) \quad (4.2.2-2)$$

$$F_{tji} = \alpha_j \gamma_{ij} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, m) \quad (4.2.2-3)$$

式中： F_{xji} 、 F_{yji} ——分别为 j 振型 i 层的 x 方向、 y 方向的地震作用标准值；

F_{tji} —— j 振型 i 层的转角方向的地震作用标准值；

X_{ji} 、 Y_{ji} ——分别为 j 振型 i 层质心在 x 方向、 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。

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：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.2.2-4)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2)^2 + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \left(1 + \frac{-1 + \lambda_T^2}{\zeta_j + \lambda_T \zeta_k} l_j + \frac{\zeta_k + \lambda_T \zeta_j}{\zeta_j + \lambda_T \zeta_k} l_j l_k \right) \quad (4.2.2-5)$$

式中： S_{Ek} ——地震作用标准值的扭转效应；

S_j 、 S_k ——分别为 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 ——分别为 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。

3 双向水平地震作用的扭转耦联效应，可按下列公式中的较大值确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (4.2.2-6)$$

或

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (4.2.2-7)$$

式中： S_x 、 S_y 分别为 x 向、 y 向单向水平地震作用按式 (4.2.2-4) 计算的扭转效应。

4.2.3 隔震结构采用复振型分析反应谱法计算时，按本规程附录 A 第 A.0.1 条和 A.0.2 条采用。消能减震结构阻尼比小于 20%，消能器在主体结构竖向分布均匀时，可采用实振型分析反应谱法计算，按本规程附录 A 第 A.0.3 条的规定执行。

4.2.4 抗震验算时，结构任一楼层的最小水平多遇地震剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad \dots\dots\dots (4.2.4-1)$$

式中： V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

λ ——剪力系数，不应小于表4.2.3规定的楼层最小地震剪力系数值，对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。

表 4.2.4 楼层最小地震剪力系数值

项次	类 别	7度	8度	9度
1	扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.016 (0.024)	0.032 (0.048)	0.064
2	基本周期大于5.0s的结构	0.012 (0.018)	0.024 (0.036)	0.048

注：1、基本周期介于 3.5s 和 5s 之间的结构，最小地震剪力系数不应小于表 4.2.4 项次 1 中数值的 $(9.5-T_i)/6$ 倍 (T_i 为结构计算方向的基本周期)；

2、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。

4.3 竖向地震作用计算

4.3.1 9度时的高层结构，其竖向地震作用标准值应按下列公式 4.3.1-1 确定。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。

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad \dots\dots\dots (4.3.1-1)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{Evk} \quad \dots\dots\dots (4.3.1-2)$$

式中： F_{Evk} s——结构总竖向地震作用标准值 (kN)；

F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值 (kN)；

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% (kN)。

4.3.2 平板型网架屋盖和跨度大于 24m 屋架结构的竖向多遇地震作用标准值，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 4.3.2 采用。

表 4.3.2 竖向多遇地震作用系数

结构类型	烈度	II	III、IV场地类别
平板型网架、钢屋架	8	0.08 (0.12)	0.10 (0.15)
	9	0.15	0.20
钢筋混凝土屋架	8	0.13 (0.19)	0.13 (0.19)
	9	0.25	0.25

注：括号中数值用于设计基本加速度为 0.30g 的地区。

4.3.3 长悬臂构件和其他大跨度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%。

4.3.4 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程第4.1.6条、第4.1.7条、第4.1.8条、第4.1.9条规定的水平地震影响系数的65%。

4.4 截面抗震验算

4.4.1 结构构件的地震作用效应和其它荷载效应的基本组合，应按下列式计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (4.4.1)$$

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1.3，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} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表4.4.1采用；

γ_w ——风荷载分项系数，应采用1.5；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应，可按本章4.1.2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高层建筑应采用0.2。

注：本规程一般略去表示水平方向的下标。

表 4.4.1 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	1.4	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.4
同时计算水平与竖向地震作用（水平地震为主）	1.4	0.5
同时计算水平与竖向地震作用（竖向地震为主）	0.5	1.4

4.4.2 结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式：

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.4.2)$$

式中： γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，除另有规定外，应按表4.4.2采用；

R ——结构构件的承载力设计值。

表 4.4.2 非消能子结构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、节点板件、螺栓、焊缝	强度	0.75
	柱、支撑	稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震	受剪	0.9
	其它抗震墙	受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于0.15的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于0.15的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

4.4.3 当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件承载力抗震调整系数均采用 1.0。

4.5 抗震变形验算

4.5.1 表 4.5.1 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：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad \dots \dots \dots (4.5.1)$$

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；计算时应计入扭转变形，各作用分项系数均采用 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；
 h ——计算楼层层高。

表 4.5.1 多遇地震作用下消能减震、隔震结构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、框架—核心筒、板柱—抗震墙	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒、钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

4.5.2 消能减震结构、隔震结构隔震层的上部结构最大的弹塑性层间位移应满足式 (4.5.2) 要求。

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad \dots \dots \dots (4.5.2)$$

式中： Δu_p ——弹塑性层间位移；计算时，可扣除非受力结构变形；
 $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值；
 h ——结构中薄弱层楼层高度。

4.5.3 消能减震结构、隔震结构隔震层的上部结构罕遇地震下最大弹塑性层间位移角限值按表 4.5.3-1 采用。

表 4.5.3-1 罕遇地震下结构层间位移角限值

结构类型	标准设防类	重点设防类	特殊设防类
	[θ_p]		
钢筋混凝土框架结构	1/50	1/60	1/120
钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/100	1/140	1/250
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/120	1/110	1/200
多、高层钢结构	1/50	1/60	1/100

5 性能化设计

5.1 基本设计方法

5.1.1 消能减震结构、隔震结构进行抗震性能化设计时，应结合建筑实际需求选择性能水准和性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施。

5.1.2 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 5.1.2），每个性能目标均与一组在指定地震水准下的结构性能水准相对应。

表 5.1.2 结构抗震性能目标

地震水准	性能目标			
	A	B	C	D
多遇地震	1	1	1	1
设防地震	1	2	3	4
罕遇地震	2	4	4	5

5.1.3 结构抗震性能水准可按下表进行宏观判别。

表 5.1.3 各性能水准结构预期的震后性能状态

性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用可能性
		关键构件	普通竖向构件及重要水平构件	普通水平构件	
1	基本完好 (含完好)	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	不需修理即可继续使用
3	轻度损坏	无损坏	轻微损坏	轻度损坏	一般修理后可继续使用
4	中度损坏	轻微损坏	轻度损坏	中度损坏	修复后可继续使用
5	比较严重损坏	轻度损坏	中度损坏	比较严重损坏	需排险加固

5.1.4 不同抗震性能水准的结构承载力验算应符合下列规定：

1 第1性能水准的结构，应满足弹性设计要求，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R / \gamma_{RE} \quad (5.1.4-1)$$

式中： S_{GE} ——重力荷载代表值的效应 (N)；

S_{Ehk}^* ——水平地震作用标准值的效应 (N)，尚应乘以相应的增大系数、调整系数；

S_{Evk}^* ——竖向地震作用标准值的效应 (N)，尚应乘以相应的增大系数、调整系数。

2 第 2 性能水准的结构，关键构件抗震承载力应符合式 (5.1.4-1) 的规定；普通竖向构件及重要水平构件的受剪承载力应符合式 (5.1.4-1) 的规定，其正截面承载力应符合式 (5.1.4-2)、(5.1.4-3) 的规定；普通水平构件的受剪承载力应符合式 (5.1.4-2) 的规定，其正截面承载力应符合式 (5.1.4-4) 的规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^* \leq R_k \quad (5.1.4-2)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_k \quad (5.1.4-3)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_k^* \quad (5.1.4-4)$$

式中： R_k ——构件承载力标准值(N)，按材料强度标准值计算；

R_k^* ——构件承载力标准值(N)，按材料强度标准值计算，对钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面可考虑钢筋的超强系数1.25。

3 第3性能水准的结构，弹塑性状态。关键构件、普通竖向构件及重要水平构件的受剪承载力应符合本规程式(5.1.4-1)的规定，其正截面承载力应符合本规程式(5.1.4-2)、(5.1.4-3)的规定；部分普通水平构件进入屈服阶段，但其受剪承载力应符合本规程式(5.1.4-2)的规定；结构薄弱部位的层间位移角应符合本规程的相关规定。

4 第4性能水准的结构，弹塑性状态。关键构件的抗震承载力应符合本规程式(5.1.4-2)、(5.1.4-3)的规定；普通竖向构件及重要水平构件的受剪承载力应符合本规程式(5.1.4-2)、(5.1.4-3)的规定；较多的普通水平构件进入屈服阶段；结构薄弱部位的层间位移角应符合本规程的相关规定。

5 第5性能水准的结构，弹塑性状态。关键构件受剪承载力应符合本规程式(5.1.4-2)、(5.1.4-3)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；允许部分普通水平构件发生比较严重的破坏。

5.1.5 不同抗震性能水准的结构层间位移角应满足表5.1.5的限值要求。

表5.1.5 结构竖向构件对应于不同性能水准的最大层间位移角限值

结构类型	1	2	3	4	5
钢筋混凝土框架结构	1/550	1/300	1/220	1/120	1/60
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000	1/650	1/450	1/250	1/140
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800	1/500	1/350	1/200	1/110
钢结构框架	1/300	1/200	1/150	1/100	1/60

注：楼层位移角可扣除楼层转动产生的非受力位移角

5.1.6 当处于发震断层10km以内时，地震作用计算应考虑近场影响，乘以增大系数，5km及以内宜取1.25，5km以外可取不小于1.15。

5.2 设防烈度地震正常使用建筑的性能目标及设计

5.2.1 位于设防烈度8度及以上地区、地震重点监视区防御的新建学校（人员密集）、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急避难场所、消防指挥中心应急指挥中心和广播电视的建筑应按设防烈度地震时正常使用要求进行抗震设计。

5.2.2 设防烈度地震下正常使用的建筑抗震设防性能目标不应低于B级。

5.2.3 采用消能减震设计时应符合以下规定：

- 1 按多遇地震设计，地震作用适当放大；
- 2 进行设防烈度下静力弹塑性或弹塑性时程分析验算；
- 3 设防烈度下结构性能水准和层间变形，应满足表5.1.3和表5.1.5性能水准2的要求；罕遇地震下结构层间变形，应满足表5.1.5性能水准4的要求。

5.2.4 采用隔震设计时可按现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408采用；或按本规程规定的方法进行设计，并符合以下规定：

- 1 按多遇地震设计，地震作用适当放大；
- 2 进行静力弹塑性分析验算或弹塑性时程分析分析；

3 设防烈度下结构性能水准和层间变形，应满足表5.1.3和表5.1.5性能水准2的要求；罕遇地震下结构层间变形，应满足表5.1.5性能水准4的要求。

5.2.5 设防烈度变形验算时可考虑填充墙刚度的影响。

5.2.6 隔震建筑地基基础应按设防烈度地震作用进行验算，抗震构造措施应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。

5.2.7 应进行设防烈度下楼层加速度的验算，建筑非结构构件设计和选用时应考虑楼层加速度影响。

5.2.8 建筑机电设备支吊架抗震可按《建筑机电设备抗震支吊架通用技术条件》CJ/ 476 进行抗震设计。

6 消能减震建筑基本规定

6.1 一般规定

- 6.1.1 消能减震结构设计可分为新建建筑的消能减震结构设计和既有建筑的消能减震结构加固设计。
- 6.1.2 确定消能减震结构设计方案时，消能部件的布置应符合下列规定：
- 1 消能部件宜根据需要沿结构主轴方向设置，形成均匀合理的结构体系。
 - 2 消能部件宜设置在能使消能器产生较高消能效率的楼层和部位。
 - 3 消能部件的设置位置及连接构造宜便于检查、维护和更换。
- 6.1.3 消能器的选择应考虑结构类型、使用环境、结构控制参数等因素，根据结构在地震作用时预期的结构位移或内力控制要求，选择不同类型的消能器。设计文件中应注明消能器使用的环境、检查和维护要求。

6.2 消能器

- 6.2.1 消能器应具有良好的变形能力、耗能能力及抗疲劳、抗老化性能，消能器工作环境应满足现行标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的要求，不满足时应作相应处理。
- 6.2.2 消能器选择应符合下列规定：
- 1 消能器应满足现行标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 和本规程的相关要求。
 - 2 消能器极限位移为设计位移的1.2倍，速度型消能器的极限速度为设计速度的1.2倍。
 - 2 在10年一遇标准风荷载作用下，金属消能器和屈曲约束支撑不应产生屈服。
 - 3 消能器应具有良好的耐久性和环境适应性。
- 6.2.3 消能器的性能参数应在设计文件中注明。

6.3 结构分析

- 6.3.1 消能减震结构分析模型应正确地反映不同荷载工况的传力途径和不同地震动水准下主体结构和消能器所处的工作状态。
- 6.3.2 消能减震结构的分析方法应根据主体结构、消能器的工作状态选择，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法、弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析法。
- 6.3.3 消能减震结构的总阻尼比应为主体结构阻尼比和消能器附加给主体结构的有效阻尼比的总和，结构总阻尼比应根据主体结构处于弹性或弹塑性工作状态及不同水准地震动激励状态分别确定。
- 6.3.4 消能减震结构的总刚度应为主体结构刚度和消能部件附加给主体结构的有效刚度之和，且应考虑不同变形状态导致的刚度差异。
- 6.3.5 消能器的恢复力模型宜按下列规定选取：
- 1 软钢消能器和屈曲约束支撑可采用双线性模型、三线性模型、考虑硬化过程双骨架模型或Wen模型。
 - 2 摩擦消能器、铅消能器可采用理想弹塑性模型。
 - 3 黏滞消能器可采用麦克斯韦模型。
 - 4 黏弹性消能器可采用开尔文模型。
 - 5 其他类型消能器模型可根据组成消能器的元件是采用串联还是并联具体确定。
 - 6 消能器的恢复力模型参数应通过足尺试验确定。
- 6.3.6 罕遇地震作用下消能器的设计位移，应通过结构整体弹塑性计算分析确定。
- 6.3.7 大型复杂消能减震结构在地震作用下的内力、变形分析及减震效果评价，宜采用不少于两个合

适和成熟的不同软件进行对比分析，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。消能减震结构采用弹塑性时程分析计算时，根据主体结构构件弹塑性参数和消能部件的参数确定消能减震结构非线性分析模型，相对于弹性分析模型可有所简化，但二者在多遇地震下的线性分析结果应基本一致。

6.3.8 消能减震结构采用静力弹塑性分析方法分析时应满足下列要求：

1 消能部件中消能器和支撑根据连接形式不同，可采用串联模型或并联模型，将消能器刚度和支撑的刚度进行等效，在计算中消能部件可采用等效刚度的连接杆代替。

2 结构的阻尼比由主体结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比组成，主体结构阻尼比应取结构弹塑性状态时的阻尼比，消能部件附加阻尼比取主体结构弹塑性状态一致的变形计算。

6.4 连接与节点

6.4.1 消能器与支撑、支承构件的连接，应符合钢构件连接、钢与钢筋混凝土构件连接、钢与钢管混凝土构件连接构造的规定。

6.4.2 消能器与消能部件之间宜采用高强螺栓连接或销轴连接，也可采用焊接。当采用销轴连接时，连接间隙不应大于 0.1mm。

6.4.3 在消能器极限位移或极限速度对应的阻尼力作用下，与消能部件应处于弹性工作状态；消能部件与主体结构相连的预埋件、节点板等应处于弹性工作状态，且不应出现滑移或拔出等破坏；对于承载力较大的消能器，对其连接节点应采用有限元数值分析法进行强度验算。

6.5 消能部件材料和施工

6.5.1 消能部件一般采用钢构件，也可采用钢管混凝土或钢筋混凝土构件。对支撑材料和施工有特殊规定时，应在设计文件中注明。

6.5.2 钢筋混凝土构件作为消能器的支承构件时，其混凝土强度等级不宜低于 C30。

6.5.3 消能部件的安装可在主体结构完成后进行或在主体结构施工时进行，消能器安装完成后不应出现影响消能器正常工作的变形，且计算分析应考虑消能部件安装次序的影响。

6.6 耐久性规定

6.6.1 消能部件的混凝土部分的耐久性应满足国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，钢构件的防护应满足国家现行标准《钢结构设计标准》GB50017 的规定。承受竖向荷载作用的消能器应按主体结构的要求进行防火处理。

6.6.2 消能器经过火灾高温环境后，应对消能器进行检查和试验。

6.6.3 当消能减震建筑遭遇不低于设防烈度的地震后，应对消能器以及消能子结构进行检查和维护。

6.6.4 设计文件应注明使用期间对生产厂家的回访检验和业主的定期检验要求。

7 消能器的技术性能

7.1 一般规定

7.1.1 消能器的设计使用年限不宜小于建筑物的设计使用年限或年限，当消能器设计使用年限小于建筑物的设计使用年限或年限时，消能器达到使用年限应按一定比例数量抽检其性能，重新确定消能器后续使用年限或更换。

7.1.2 消能器的外观应符合下列规定：

- 1 消能器外表应光滑，无明显缺陷。
- 2 消能器需要考虑防腐、防锈和防火时，应外涂防腐、防锈漆、防火涂料或进行其他相应处理，但不能影响消能器的正常工作。
- 3 消能器外观要求除应符合本规程有关规定外，尚应符合《建筑消能阻尼器》JG/T 209的有关规定。

7.1.3 消能器性能应符合下列规定：

- 1 消能器中非消能构件的材料应达到设计强度要求，设计时荷载应按消能器1.5倍极限阻尼力选取，应保证消能器中元件在罕遇地震作用下能正常工作。
- 2 消能器在要求的性能检测试验工况下，试验滞回曲线应无明显凹陷或颈缩。

7.1.4 消能器的检验应符合下列规定：

- 1 阻尼器检验报告应包括力学性能检验内容和疲劳性能检验内容。
- 2 型式检验报告的内容应满足产品相关要求。
- 3 阻尼器的见证检验及型式检验应由独立的第三方检验机构完成。

7.2 金属消能器

7.2.1 金属消能器的外观应符合下列规定：

- 1 金属消能器产品外观应标志清晰、表面平整、无锈蚀、无毛刺、无机械损伤，外表应采用防锈措施，涂层应均匀。
- 2 金属消能器外型安装尺寸偏差应为 $\pm 2\text{mm}$ 内。

7.2.2 金属消能器的材料应符合下列规定：

- 1 金属消能器可采用钢材、铅等材料制作。
- 2 采用钢材制作的金属消能器的消能部分宜采用屈服点较低和高延伸率的钢材，钢板厚度不宜超过80mm，钢棒直径根据实际情况确定，应具有较强的塑性变形能力和良好的焊接性能。
- 3 金属消能器中所用各种材料性能应符合国家相应的材性标准。

7.2.3 金属消能器力学性能检验要求应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 相关规定

7.2.4 金属消能器整体稳定和局部稳定应满足现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定，消能器在消能方向运动时，平面外应具有足够的刚度，不能产生屈曲和侧向失稳。

7.3 屈曲约束支撑

7.3.1 屈曲约束支撑可分为耗能型屈曲约束支撑和承载型屈曲约束支撑。采用耗能型屈曲约束支撑的结构应按消能减震结构体系进行分析计算；采用承载型屈曲约束支撑的结构应按普通支撑结构体系进行分析计算。

7.3.2 屈曲约束支撑核心单元应符合下列规定：

1 核心单元的材料宜采用屈服点低和高延伸率的钢材。

2 核心单元截面可设计成“一”字形、“H”字形、“十”字形、环形和双“一”字形等，宽厚比或径厚比限值应符合下列规定：

1) 一字形板截面宽厚比取 10~20；

2) 十字形截面宽厚比取 5~10；

3) 环形截面径厚比不宜超过 22；

4) 其他截面形式，取现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中心支撑的径厚比或宽厚比的限值。

3 核心单元截面采用“一”字形、“十”、“H”字形和环形时，钢板厚度宜为10mm~80mm。

7.3.3 屈曲约束支撑外约束单元应具有足够的抗弯刚度。

7.3.4 屈曲约束支撑连接段及过渡段的板件应保证不发生局部失稳破坏。

7.3.5 屈曲约束支撑的钢材选用应满足现行国家标准《金属材料 拉伸试验 第1部分：室温试验方法》GB/T 228.1 和《金属材料 室温压缩试验方法》GB/T 7314 的规定，混凝土材料等级不宜小于 C25。

7.3.6 屈曲约束支撑其力学性能检验应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。。

7.4 摩擦消能器

7.4.1 摩擦消能器的外观应符合下列规定：

1 摩擦消能器产品外观应标志清晰、表面平整、无锈蚀、无毛刺、无机械损伤，外表应采用防锈措施，涂层应均匀。

2 摩擦消能器外型安装尺寸偏差应为±2mm内。

7.4.2 摩擦消能器的材料应符合下列规定：

1 摩擦材料可采用复合摩擦材料、金属类摩擦材料和聚合物类摩擦材料等。

2 摩擦消能器的性能主要由预压力和摩擦片的动摩擦系数确定，摩擦型消能器在正常使用过程中预压力变化不宜超过初始值的10%。

3 摩擦消能器中采用的摩擦材料应具有稳定的摩擦系数，不应生锈，并应满足消能器预压力作用下的强度要求。

4 摩擦消能器中的受力原件应具有足够的刚度，不能产生屈曲和侧向失稳。

7.4.3 摩擦消能器力学性能要求，应符合表 7.4.3 规定。

表 7.4.3 摩擦消能器力学性能要求

试验内容	序号	项目	性能要求
常规性能	1	滑动摩擦力	每个产品的滑动摩擦力实测值允许偏差应为滑动摩擦力设计值的±15%；实测值偏差的平均值应为设计值的±10%。
	2	起滑摩擦力	每个产品的起滑摩擦力不应大于滑动摩擦力的10%。
	3	滑动位移	每个实测产品起滑位移的实测值偏差应为设计值的±15%；实测值偏差的平均值应为设计值的±10%。
	4	极限位移	每个实测产品极限位移值实测值应不小于极限位移设计值。
	5	滞回曲线面积	任一循环中滞回曲线包围面积实测值偏差应为产品设计值的±15%；产品实测值偏差的平均值应为设计值的±10%。
疲劳性能	1	滑动摩擦力	实测产品在工作位移下连续加载30圈，任一循环的最大、最小阻尼力应为所有循环的最大、最小阻尼力平均值的±15%
	2	滞回曲线	1) 实测产品在工作位移下连续加载30圈，任一循环中位移在零时的最大、最小阻尼力应为所有循环中位移在零时的最大、最小阻尼力平均值±15%
			2) 实测产品在工作位移下连续加载30圈，任一循环中阻尼力在零时的最大、最小位移应为所有循环中阻尼力在零时的最大、最小位移平均值±15%
3	滞回曲线面积	实测产品在工作位移下连续加载30圈，任一循环的滞回曲线面积应为所有循环的滞回曲线面积平均值的±15%。	
应力松弛	1	滑动摩擦力	消能器在间隔不小于1000h内进行两次检测的试验结果，其滑动摩擦力实测值允许偏差应为滑动摩擦力设计值的±15%

注：表中的“工作位移”，型式检验时取消能器的极限位移，出厂检验和见证检验时取设计位移。

7.5 黏滞消能器

7.5.1 黏滞消能器是黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙统称，其外观应符合下列表 7.5.1 规定：

表 7.5.1 黏滞消能器外观要求

序号	黏滞阻尼器	黏滞阻尼墙
1	外观应表面平整、无机械损伤、外表应采用防锈措施，涂层应均匀。	
2	密封处制作应精细、无渗漏。	
3	尺寸允许偏差应为产品设计值的±2mm。	长度误差应为设计值±3mm；截面有效尺寸偏差应为产品设计值的±2mm。

7.5.2 黏滞消能器的阻尼材料要求黏温关系稳定，闪点高，不易燃烧，不易挥发，无毒，抗老化性能强。钢材应根据设计需求选择，其余材料应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。

7.5.3 黏滞消能器的力学性能检验应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。实测产品在试验后应无渗漏、无裂纹。

7.5.4 黏滞消能器的其他性能要求应符合下列规定：

1 黏滞消能器在 $-20^{\circ}\text{C}\sim 40^{\circ}\text{C}$ 下，在 $1.0f_1$ 测试频率下，输入位移采用公式（5.2.5-1），每隔 10°C 记录消能器的最大阻尼力的实测值偏差应为理论设计值的 $\pm 15\%$ 内。

$$u = u_0 \sin(2\pi f_1 t) \dots\dots\dots (7.5.4-1)$$

式中： f_1 —消能减震结构的第一自振频率（Hz）；

u_0 —黏滞消能器设计位移（mm）

2 黏滞消能器在 $f = 0.4f_1$ 、 $0.7f_1$ 、 $1.0f_1$ 、 $1.3f_1$ 、 $1.6f_1$ 测试频率下，输入位移采用公式（7.5.4-2），其最大阻尼力的实测值偏差应为理论设计值的 $\pm 15\%$ 内。

$$u = (u_0 f_1 / f) \sin(2\pi f t) \dots\dots\dots (7.5.4-2)$$

式中： f —测试加载频率（Hz）。

7.6 黏弹性消能器

7.6.1 黏弹性消能器的外观及内部应符合下列规定：

1 黏弹性消能器钢板应平整、光滑、无锈蚀、无毛刺，涂刷防锈料两次，钢板坡口焊接，焊缝一级、平整。

2 黏弹性材料表面应密实、平整。

3 黏弹性材料与薄钢板之间应密实、无裂缝。

4 黏弹性消能器的尺寸偏差应满足下列要求：

1) 黏弹性消能器钢构件和黏弹性层长宽的尺寸允许偏差应为产品设计值的 $\pm 2\%$ 。

2) 黏弹性层厚度允许偏差应为产品设计值的 $\pm 3\%$ ，不同地方厚度允许偏差应为 $\pm 5\%$ 。

7.6.2 黏弹性材料性能要求应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。钢材质量指标应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中碳素结构钢或低合金钢的规定。

黏弹性消能器力学性能检验应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。

7.6.3 黏弹性消能器在 $-10^{\circ}\text{C}\sim 40^{\circ}\text{C}$ 下，在 $1.0f_1$ 测试频率下，输入位移采用公式 7.5.4-1，每隔 10°C 记录消能器最大阻尼力的实测值，不应小于设计值的 85% 。

7.7 铅黏弹性消能器

7.7.1 铅黏弹性消能器的外观及内部应符合 7.6.1 条规定。

7.7.2 黏弹性材料性能要求应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。

钢材等级不应低于Q235，且其质量指标应符合现行国家标准《碳素结构钢和低合金结构钢热轧钢板和钢带》GB/T 3274中的相关规定。

铅宜采用铅锭经加工而成，铅锭应符合现行国家标准《铅锭》GB/T 469的规定。

7.7.3 铅黏弹性消能器性能要求及试验方法应根据位移相关型消能器和速度相关型消能器的性能综合考虑确定。

7.7.4 铅黏弹性消能器耐久性能包括老化性能和疲劳性能，其试验方法和性能要求应符合表 7.7.4-1 的规定。

表 7.7.4-1 铅黏弹消能器耐久性能要求

实验内容	项目	性能要求	试验方法
老化性能	极限变形	老化后实测值不应小于工作位移	将试件放入鼓风电热恒温干燥箱中，保持温度80℃，经192h后取出并冷却至室温后，做常规力学性能试验。
	最大阻尼力	变化率±15%以内	
	外观	目测无变化	
疲劳性能	最大阻尼力	任一圈滞回曲线的最大阻尼力应为所有循环的最大阻尼力平均值的 ±15%	试件在工作位移下重复加载60圈
	滞回曲线	实测滞回曲线应光滑饱满，无明显异常	
	外观	目测无变化	

注：表中的“工作位移”，型式检验时取消能器的极限位移，出厂检验和见证检验时取设计位移。

7.7.5 铅黏弹性消能器变形相关性、频率相关性和温度相关性试验方法应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。最大阻尼力的变形相关性、频率相关性和温度相关性的试验值应分别随变形、频率和温度的变化而连续变化，其试验值不应发生突变。

7.8 钢管复合型消能器

7.8.1 钢管复合型消能器是由钢管（波纹钢管）、钢管内部填充体（铅、叠层黏弹性体等）以及上下连接板组成的消能器，包括钢管铅消能器、波纹管铅消能器和钢管叠层黏弹性体消能器等。

7.8.2 钢管复合型消能器的外观和内部构造应符合下列规定：

1 钢管复合型消能器产品外观应标志清晰、表面平整、无锈蚀、无毛刺、无机械损伤，连接板坡口焊接，焊缝一级，外表应采用防锈措施，涂层应均匀。

2 钢管复合型消能器外型安装尺寸偏差应为±2mm内。

3 黏弹性材料表面应密实、平整。

4 黏弹性材料与薄钢板之间应密实、无裂缝。

7.8.3 钢管复合型消能器的材料应符合下列规定：

1 钢管复合型消能器可采用钢管（波纹管）、铅、黏弹性体和薄钢板等，铅纯度要求99.99%等材料制作。

2 钢管复合型消能器中钢管质量指标应符合现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T 8162中规定，应具有较强的塑性变形能力和良好的焊接性能，宜选取不锈钢管或者热处理后的普通钢管。叠层黏弹性体中黏弹性材料性能要求应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209的规定，薄钢板钢材等级不应低于Q235。

3 连接板钢材等级不应低于Q235，且其质量指标应符合现行国家标准《碳素结构钢和低合金结构钢热轧钢板和钢带》GB/T 3274中的相关规定。

7.8.4 钢管复合型消能器为位移相关型消能器，在多遇地震作用下进入消能工作状态时，其力学性能检验应符合 7.2.3 条的规定。

7.8.5 钢管复合型消能器的加工工艺不应影响铅芯和叠层黏弹性体性能有较大影响。

7.9 消能器性能检验与性能参数确定

7.9.1 消能器产品检验分为型式检验、出厂检验和进场见证检验。

7.9.2 消能器型式检验应符合《建筑消能阻尼器》JG/T 209 及本规程的内容和要求；型式检验应由第三方完成。

7.9.3 消能器出厂检验由产品生产厂家完成；出厂检验内容对金属消能器为外观检验；对黏滞消能器和摩擦消能器除外观检验外尚应包括常规力学性能检验，黏滞消能器尚应进行密闭性能检验；产品出厂受检率为 100%。

7.9.4 消能器进场见证检验为抽检检验，应由第三方完成，并符合下列规定：

1 黏滞消能器和摩擦消能器力学性能的进场见证检验的抽检数量为：同一生产厂家、同一类型、同一规格的产品，取总数量的20%，且不少于2个；黏弹性消能器及铅黏弹消能器抽检数量不少于同一工程同一类型同一规格数量的3%，当同一类型同一规格的消能器数量较少时，可在同一类型消能器中抽检总数量的3%，但不应少于2个。检测项目应包括常规力学性能和疲劳性能检验。检测合格率为100%时，该批次产品可判定为合格。检测合格后，被检消能器若无任何损伤、力学性能仍满足正常使用要求时，可用于主体结构。

2 金属消能器、屈曲约束支撑和钢管复合消能器力学性能的进场见证检验应包括常规性能和疲劳性能；抽检数量不少于同一工程同一类型同一规格数量的3%，当同一类型同一规格的消能器数量较少时，可在同一类型消能器中抽检总数量的3%，但不应少于2个，检测合格率为100%，该批次产品可用于主体结构。被检的消能器不能应用于主体结构。

7.9.5 产品检测合格率未达到 100%，应按同批次抽检产品数量加倍抽检；加倍抽检的检测合格率为 100%，该批次产品可用于主体结构；加倍抽检的检验合格率仍未达到 100%，该批次消能器不能在主体结构中使用。

7.9.6 根据试验数据确定消能器的性能参数应根据曲线形状选择合适模型和适当偏差参数控制拟合精度，拟合得到的模型参数即可用作产品的实际参数。

7.9.7 消能器的抽样和检验应符合下列规定：

- 1 消能器的抽样应由监理单位根据设计文件和本规程的有关规定进行。
- 2 消能器的力学性能检测应由具备资质的第三方承担。

8 消能减震结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 消能减震结构设计应保证主体结构符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定；楼（屋）盖宜满足平面内无限刚性的要求。当楼（屋）盖平面内无限刚性要求不满足时，应考虑楼（屋）盖平面内的弹性变形，并建立符合实际情况的力学分析模型。抗震计算分析模型应同时包括主体结构与消能部件。

8.1.2 消能减震结构的高度超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定时，应进行专项研究。

8.1.3 消能减震结构构件设计时，应考虑消能部件引起的柱、墙、梁的附加轴力、剪力和弯矩作用。

8.2 消能部件布置原则

8.2.1 消能部件的布置应符合下列规定：

1 消能部件的布置宜使结构在两个主轴方向的动力特性相近。

2 消能部件的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀。

3 消能部件宜布置在层间相对位移和相对速度较大的楼层，同时可采用合理形式增加消能器两端的相对变形或相对速度的技术措施，提高消能器的减震效率。

4 可通过抗震墙的连接位置设置位移相关型消能部件，把抗震墙设计成双肢或多肢消能抗震墙。

5 消能部件的布置不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层。

8.2.2 消能部件的布置宜使消能减震结构设计参数符合下列规定：

1 采用位移相关型消能器时，各楼层的消能部件有效刚度与主体结构层间刚度比宜接近，各楼层的消能部件水平剪力与主体结构的弹性层间剪力和层间位移的乘积之比的比值宜接近。

2 采用黏滞消能器时，各楼层的消能部件的最大水平阻尼力与主体结构的弹性层间剪力与层间位移乘积之比的比值宜接近。

8.3 消能部件设计与附加阻尼比计算

8.3.1 消能部件的设计参数应符合下列规定：

1 位移相关型消能器与斜撑、支墩等附属构件组成消能部件时，消能部件的恢复力模型参数应符合下式规定：

$$\Delta u_{py} / \Delta u_{sy} \leq 2/3 \dots\dots\dots (8.3.1-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移（m）；

Δu_{sy} ——设置消能部件的主体结构层间屈服位移（m）。

2 消能器与斜撑、墙体（支墩）或梁等支承构件组成消能部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应符合下式规定：

$$K_b \geq 3K_e \dots\dots\dots (8.3.1-2)$$

式中： K_b ——支撑构件沿消能器消能方向的刚度（kN/m）；

K_e ——设计位移对应的有效刚度，即设计阻尼力与设计位移之比。

8.3.2 消能部件附加给结构的实际有效刚度和有效阻尼比，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件附加给结构的有效刚度可用等效线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的有效阻尼比可按以下方法估算。

方法1：

$$\zeta_d = \sum_{j=1}^m \frac{W_{cj}}{4\pi W_s} \dots\dots\dots (8.3.2-1)$$

式中： ζ_d ——消能减震结构的附加有效阻尼比；

W_{cj} ——第 j 个消能部件在结构预期层间位移下往复循环一周所消耗的能量 (kN·m)；

W_s ——消能减震结构在水平地震作用下的总应变能 (kN·m)；

m ——消能部件的总个数。

不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按下式计算：

$$W_s = \sum F_i u_i / 2 \dots\dots\dots (8.3.2-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值（一般取相应于第一振型的水平地震作用即可，kN）；

u_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移 (m)。

非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按下式估算：

$$W_{cj} = \lambda_1 F_{dj \max} \Delta u_j \dots\dots\dots (8.3.2-3)$$

式中： λ_1 ——阻尼指数的函数，可按表8.3.2取值；

$F_{dj \max}$ ——第 j 个消能器在相应水平地震作用下的最大阻尼力 (kN)；

W_s ——消能减震结构在水平地震作用下的总应变能 (kN·m)；

Δu_j ——第 j 个消能器两端的相对水平位移 (m)，应考虑消能器初始刚度对实际有效位移的影响；一般可取计算值的绝对最大值。

表 8.3.2 λ_1 值

阻尼指数 α	λ_1 值
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1

注：其他阻尼指数对应的值可线性插值。

位移相关型在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按下式估算：

$$W_{c_j} = A_j \quad (8.3.2-4)$$

式中： A_j ——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积（kN·m）。

方法2：

$$\zeta_d = \zeta_d(t)_{\max} = \eta_2 \left(\zeta_0 \times \frac{E_d(t)}{E_c(t)} \right)_{\max} \quad (8.3.2-5)$$

式中： ζ_0 ——消能减震主体结构的固有模态阻尼比；

$E_d(t)$ ——消能减震结构消能器累积耗能时程；

$E_c(t)$ ——消能减震主体结构固有模态阻尼累积耗能时程；

$\zeta_d(t)_{\max}$ ——消能减震结构附加有效阻力比时程的最大值，宜在输入时程峰值较大的有效持续时间段内选取，即在 $E_d(t)$ 时增长激烈的时段内考察；

η_2 ——有效阻尼比折减系数，一般取0.9。

注： $\zeta_d(t)$ 时程的起始时间宜扣除地震初始的微震动时段。

方法3：

自由振动衰减法：

$$\zeta = \frac{\delta_m}{2\pi m(\omega/\omega_D)} \approx \frac{\delta_m}{2\pi m} \quad (8.3.2-6)$$

$$\delta_m = \ln(S_n/S_{n+m}) \quad (8.3.2-7)$$

式中： δ_m ——振幅对数衰减率；

S_n 、 S_{n+m} ——分别为第 n 和第 $n+m$ 周期振幅， m 为两振幅间相隔周期数；

ω 、 ω_D ——无阻尼和有阻尼振动的自振频率。

8.3.3 采用振型分解反应谱分析时，结构有效阻尼比可采用附加阻尼比的迭代方法计算。

8.3.4 采用非线性时程分析时，结构等效阻尼比也可采用结构总阻尼比的迭代修正方法计算。可按下述步骤计算结构的总阻尼比和消能器的参数：

- 1 假定各个消能器的设计参数[如 $(K_{\text{eff}})_j$, C_j]，采用非线性时程分析法进行结构分析。
- 2 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力最大值 F_i 、第 j 个消能器的最大阻尼力 F_{djmax} 及最大阻尼力对应的相对位移 Δu_{dj} 。
- 3 消能器附加给结构的等效刚度 $(K_{\text{eff}})_j$ ，可按式 (8.3.4-1) 进行计算，消能器附加给结构的等效阻尼比 ζ_a ，可按式 (8.3.4-2) 进行计算，结构总阻尼比 ζ ，可按式 (8.3.4-3) 计算。

$$K_{\text{eff}j} = \frac{F_{\text{djmax}}}{\Delta u_{\text{dj}}} \dots\dots\dots (8.3.4-1)$$

$$\zeta_a = \frac{\zeta_1 E_d}{E_c} \dots\dots\dots (8.3.4-2)$$

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_a \dots\dots\dots (8.3.4-3)$$

- 4 将计算得到的结构总阻尼比及步骤 3 计算得到的消能器附加等效刚度代入计算模型中，进行时程分析，经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力最大值 F'_i 。
- 5 将步骤 4 计算得到的楼层水平剪力及步骤 2 得到的楼层水平剪力，按下式进行第 i 楼层水平剪力误差计算：

$$\Delta_i = \frac{F'_i - F_i}{F_i} \times 100\% \dots\dots\dots (8.3.4-4)$$

确定第 i 楼层水平剪力误差最大的楼层 i 。

- 6 基于步骤 5 确定的第 i 楼层水平剪力最大值进行结构总阻尼比迭代修正，可按下式进行计算：

$$\zeta = \frac{F'_i}{F_i} \zeta \dots\dots\dots (8.3.4-5)$$

- 7 重复步骤 4 与步骤 6，反复迭代，直至步骤 4 使用的结构总阻尼比计算得到的第 i 楼层的水平剪力最大值 F'_i 大于或等于步骤 2 得到的第 i 楼层的水平剪力最大值 F_i 。
- 8 计算出时程波下消能器的等效刚度和结构总阻尼比后，以得到最小总阻尼比的时程波分析结果作为消能器附加等效刚度和结构总阻尼比。

8.3.5 采用时程分析法计算消能器附加给结构的有效阻尼比时，消能器两端的相对水平位移、质点的水平地震作用标准值、质点对应于水平地震作用标准值的位移，应采用符合本规程第 4.1.4 条规定。

8.3.6 采用静力弹塑性分析方法时，计算模型中消能器宜采用第 6.3.5 条给出的恢复力模型，并由实际分析计算获得消能器附加给结构的有效阻尼比。位移相关型消能器可采用等刚度的杆单元代替，并根据消能器的力学特性在杆单元上设置轴力塑性铰，以模拟位移相关型消能器的力学特性。

8.3.7 消能减震结构在多遇、基本烈度和罕遇地震作用下的总阻尼比应分别计算，消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25% 时，宜按 25% 计算。罕遇地震作用下消能器总耗能不低于地震总输入能的 20%。当采用销轴连接式黏滞阻尼器时，有效阻尼比计算值折减 0.9。

8.4 结构设计

- 8.4.1 主体结构的截面抗震验算应符合下列规定：

- 1 主体结构的截面抗震验算，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定执行。
- 2 振型分解反应谱法计算地震作用效应时，宜按多遇地震作用下消能器的附加阻尼比取值。

8.4.2 消能子结构的截面抗震验算应符合下列规定：

- 1 消能子结构构件宜按重要构件设计，其性能应满足罕遇地震下极限承载力的要求。
- 2 丙类建筑消能子结构应按乙类建筑要求设计，乙类建筑消能子结构竖向结构构件地震作用效应应乘以1.5~2.0的增大系数；

- 3 消能部件由梁单独承载时，梁的承载力应符合下式规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* \leq R_k \quad (8.4.1)$$

式中： S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk}^* ——罕遇水平地震作用标准值的效应，不考虑与抗震等级有关的调整系数；

R_k ——按材料最小极限强度计算的承载力；混凝土强度可取立方强度0.88倍、钢筋强度可取屈服强度标准值的1.25倍、钢材强度可取屈服强度标准值的1.5倍。

- 4 消能部件采用高强螺栓或焊接连接时，消能子结构节点部位组合弯矩设计值应考虑消能部件端部的附加弯矩。

- 5 消能部件的节点和构件应进行消能器在极限抗力作用下的截面验算。

- 6 当消能器的轴心与消能子结构非消能部件构件的轴线有偏差时，非消能部件构件应考虑消能器抗力引起附加弯矩或因偏心作用而引起的平面外弯曲的影响。

8.4.3 消能减震结构的抗震变形验算应符合下列规定：

- 1 消能减震结构的弹性层间位移角限值应满足本规程表4.5.1规定的限值要求。
- 2 消能减震结构的弹塑性层间位移角限值应满足本规程表4.5.3-1、表4.5.3-2规定的限值要求。

8.4.4 主体结构的构造措施应符合下列规定：

- 1 主体结构的抗震等级应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011取值。
- 2 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，主体结构的抗震构造措施要求可适当降低，降低程度可根据消能减震主体结构地震剪力与不设置消能减震部件的结构的地震剪力之比确定，最大降低程度应控制在1度以内。

8.4.5 消能子结构的构造措施应符合下列要求：

- 1 消能子结构抗震构造措施要求同主体结构重要构件。
- 2 消能子结构为混凝土或型钢混凝土构件时，构件的箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应满足国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3的要求；消能子结构非消能部件的构件为剪力墙时，其端部宜设暗柱，其箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应高于国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3中框架柱的要求，预埋件所在的钢筋混凝土构件箍筋加密区按预埋件自端部计算。

- 3 消能子结构为钢结构时，钢梁、钢柱节点的构造措施应按国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99中心支撑的要求确定。

9 消能减震加固设计

9.1 一般规定

9.1.1 既有建筑采用消能减震加固方案应符合下列规定：

- 1 消能减震加固方案应根据抗震鉴定结果综合分析后确定，减少对原结构构件的加固量；
- 2 不规则建筑加固后的结构刚度宜分布均匀；
- 3 单跨框架结构可采用金属消能器或摩擦消能器的消能减震加固方案，消能部件布置间距不宜大于12m；
- 4 原结构采用预制楼板时应加强楼、屋盖整体性；
- 5 结构地基和基础抗震加固应符合现行标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116的有关规定。

9.1.2 消能减震加固除应满足本章节的要求外，尚应满足现行标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116相关要求。

9.2 加固设计

9.2.1 采用消能减震加固的既有建筑适用高度可按《建筑消能减震加固技术规程》T/CECS 547 相关规范采用。

9.2.2 结构构件的抗震验算时，结构构件内力的设计值的地震作用分项系数和承载力抗震调整系数应按本规程规定采用。A类和B类建筑的构件内力设计值按《建筑抗震鉴定标准》GB50023、《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 调整，C类建筑的构件内力设计值按《建筑抗震设计规范》GB50011 调整。

9.2.3 既有建筑经消能减震加固后，应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023、《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 或《建筑消能减震加固技术规程》T/547 的承载能力、变形及抗震措施规定。

9.2.4 现有 A、B、C 类房屋的抗震构造措施不符合本规范相关规定时，可采用楼层综合抗震能力指数法按下式进行验算：

$$\beta = \psi_1 \psi_2 \xi_y \dots\dots\dots (9.2.4-1)$$

$$\xi_y = V_y / V_e \dots\dots\dots (9.2.4-2)$$

式中： β ——平面结构楼层综合抗震能力指数。大于等于1.0时，应认为满足要求；当小于1.0时，应采取加固或其他相应措施；

ψ_1 ——体系影响系数，A类建筑可按本规程第9.2.5条确定；B类建筑可按本规程9.2.6条确定；C类建筑可按本规程第9.2.7条确定；

ψ_2 ——局部影响系数，按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023的有关规定取值；

ξ_y ——楼层屈服强度系数；

V_y ——楼层现有受剪承载力，可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023附录C计算，同时计入消能部件的承载力；

V_e ——多遇地震下楼层弹性地震剪力设计值。

9.2.5 A类房屋的体系影响系数 ψ_1 可根据结构体系、梁柱箍筋、轴压比等符合规定的程度和部位，按下列情况确定：

- 1 当各项构造均符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023的有关规定时，可取1.0；
- 2 当各项构造仅符合非抗震设计规定时，可取0.8；
- 3 结构受损伤或发生倾斜但已修复纠正的，体系影响系数在第1、2款基础上再乘以0.8~1.0。

9.2.6 B类房屋的体系影响系数 ψ_1 可根据结构体系、梁柱箍筋、轴压比、墙体边缘构件等符合规定的程度和部位，按下列情况确定：

- 1 当各项构造均符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 B类房屋鉴定规定时，可取1.0。
- 2 当各项构造均符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 A类房屋鉴定规定时，可取0.8。
- 3 结构受损伤或发生倾斜但已修复纠正的，体系影响系数在第1、2款基础上再乘以0.8~1.0。

9.2.7 C类房屋的体系影响系数 ψ_1 可根据结构体系、梁柱箍筋、轴压比、墙体边缘构件等符合规定的程度和部位，按下列情况确定：

- 1 当各项构造均符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的有关规定时，可取1.0。
- 2 当各项构造均符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 B类房屋鉴定规定时，可取0.7。
- 3 当各项构造均符合国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2001 的有关规定时，框架结构可

取0.8；其他结构可取0.9。

9.2.8 采用消能减震性能化加固设计的结构抗震措施，可根据不同的性能目标，按《建筑消能减震加固技术规程》T/CECS 547 的相关规定采用。

9.2.9 需要进行加固的消能子结构可按现行标准《建筑消能减震加固技术规程》T/CECS 547 的方法进行加固。

9.2.10 采用消能减震加固的后仍需要加固的构件可按现行标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的方法进行加固。

10 消能部件的连接与构造

10.1 一般规定

10.1.1 消能器与主体结构的连接一般分为：支撑型、墙型、柱型、门架式和腋撑型等，设计时应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择连接形式。

10.1.2 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字型和人字型等布置，不宜采用“K”字形布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽厚比或径厚比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的要求。

10.1.3 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强度螺栓连接、焊接或销轴，高强螺栓及焊接的计算、构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的规定。

10.1.4 支墩可采用钢筋混凝土墙、钢板墙等形式。

10.1.5 预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性。

10.1.6 消能器的支撑、连接元件及连接板在任何状态下均应保持弹性。

10.1.7 与位移相关型或速度相关型消能器相连的预埋件、支撑、支墩、剪力墙及节点板的作用力取值应为消能器设计位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍。

10.1.8 预埋件的锚筋和锚板设计应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 的规定。

10.2 支撑和支墩、剪力墙计算

10.2.1 支墩、剪力墙应按本规程第 10.1.7 条消能器附加的水平剪力进行截面验算。

10.2.2 支撑和支墩、剪力墙的计算长度应符合下列规定：

1 采用单斜消能部件时，支撑计算长度应取支撑与消能器连接处到主体结构预埋连接板连接中心处的距离。

2 采用人字形支撑时，支撑计算长度应取布置消能器水平梁平台底部到主体结构预埋连接板连接中心处的距离。

3 采用柱型支撑时，支撑计算长度应取消能器上连接板或下连接板到主体结构梁底或顶面的距离。

10.2.3 与速度相关型消能器连接的支撑、支墩、剪力墙的刚度应满足本规程第 8.3.1 条的要求。

10.3 节点板计算

10.3.1 节点板设计时应验算节点板构件的截面、节点板与预埋板间高强螺栓或焊缝的强度。

10.3.2 节点板在抗拉、抗剪作用下的强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{N}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f \quad \dots\dots\dots (10.3.2-1)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \cos^2 \alpha_i}} \quad \dots\dots\dots (10.3.2-2)$$

式中：N ——作用于节点板上消能器作用力，按本规程本规程第10.1.7条的规定取值（kN）；

A_i ——第*i*段破坏面的截面积， $A_i = t l_i$ ；当为螺栓连接时，应取净截面面积（m²）；

η_i ——第*i*段的拉剪折算系数；

f ——钢材的抗拉和抗剪强度设计值 (N/mm^2)；

α_i ——第*i*段破坏线与拉力轴线的夹角；

t ——板件厚度 (mm)；

l_i ——第*i*段破坏段的长度 (mm)，应取板件中最危险的破坏线的长度 (图10.3.2)。

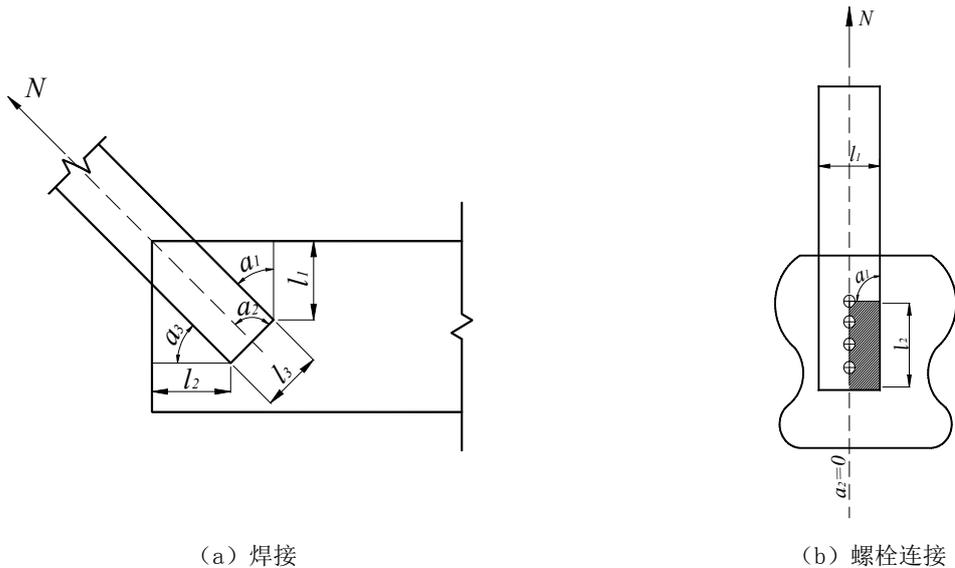


图 10.3.2 节点板的拉、剪撕裂

10.3.3 节点板在压力作用下的稳定性，应符合下列规定：

1 对梁柱相交处有斜向支撑或消能器的节点，其节点板 c/t 不得大于 $22\sqrt{235/f_y}$ 。当 c/t 不大于 $22\sqrt{235/f_y}$ 时，可不进行稳定验算。否则，按本条第3款进行计算。

2 对框架梁上的节点，其节点板 c/t 不得大于 $17.5\sqrt{235/f_y}$ 。当 c/t 不大于 $10\sqrt{235/f_y}$ 时，节点板的稳定承载力可取为 $0.8b_e t f$ ；当 c/t 大于 $10\sqrt{235/f_y}$ 时，按本条第3款进行计算。

3 设有斜向支撑或消能器的节点板，在其轴向压力作用下，节点板 \overline{BA} 、 \overline{AC} 和 \overline{CD} 的稳定性应满足下列要求 (图10.3.3-1和图10.3.3-2)：

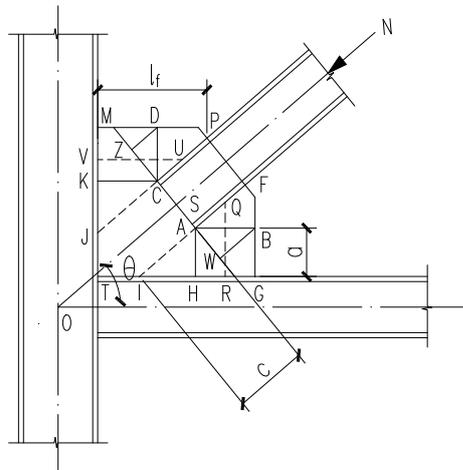


图 10.3.3-1 单斜撑节点板

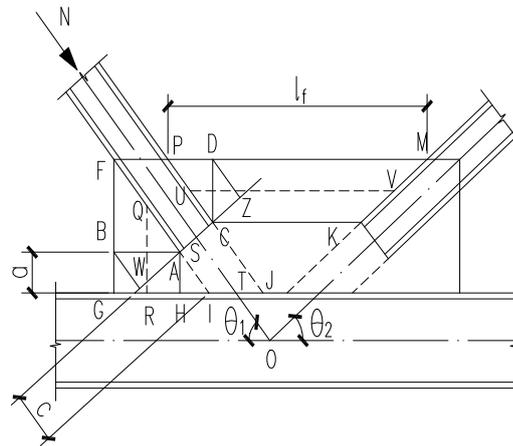


图 10.3.3-2 双斜撑节点板

\overline{BA} 区:

$$\frac{b_1}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \sin \theta_1 \leq l_1 t_s \varphi_1 f \quad \dots \dots \dots (10.3.3-1)$$

\overline{AC} 区:

$$\frac{b_2}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \leq l_2 t_s \varphi_2 f \quad \dots \dots \dots (10.3.3-2)$$

\overline{CD} 区:

$$\frac{b_3}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \cos \theta_1 \leq l_3 t_s \varphi_3 f \quad \dots \dots \dots (10.3.3-3)$$

式中： N ——作用于节点板上的轴力（一般为消能器的极限承载力，kN）；
 t_s ——第*i*段破坏面的截面积， $A_i = t_i$ ；当为螺栓连接时，应取净截面面积（m²）；
 $l_1、l_2、l_3$ ——第*i*段的拉剪折算系数；
 $\varphi_1、\varphi_2、\varphi_3$ ——各受压区板件的轴心受压稳定系数，可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017中b类截面查取；其相应的长细比分别为： $\lambda_1 = 2.77\overline{QR}/t, \lambda_2 = 2.77\overline{ST}/t, \lambda_3 = 2.77\overline{UV}/t$ ；式中 $\overline{QR}、\overline{ST}、\overline{UV}$ 为 $\overline{BA}、\overline{AC}、\overline{CD}$ 三区受压板件的中线长度；其中 $\overline{ST}=c$ ； $b_1、b_2、b_3$ 为各屈折线段在有效宽度在线的投影长度， $b_1、b_2、b_3$ 分别为 $\overline{WA}、\overline{AC}、\overline{CZ}$ 的长度。

10.3.4 屈曲约束支撑连接节点应能够承担V型、人字形支撑产生的竖向力差值，当屈曲约束支撑承载力较高且端部采用“十”字焊接连接时，应采取避免节点板应力集中的有效措施。

10.4 消能器与结构连接的构造要求

10.4.1 预埋件的锚筋应与钢板牢固连接，锚筋的锚固长度宜大于20倍锚筋直径，且不应小于250mm。当无法满足锚固长度的要求时，应采取其他有效的锚固措施。对于新建消能减震结构，与预埋件相连接的梁、柱（暗柱）等构件在预埋件及自预埋件外侧算起的加密区长度（按相关规范、规程的规定取值）范围内的箍筋均应加密，并满足相关规范、规程对箍筋加密区的有关规定。

10.4.2 支撑长细比、宽厚比应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99中有关中心支撑的规定。

11 消能部件的施工、验收和维护

11.1 一般规定

11.1.1 消能部件工程应作为主体结构分部工程的一个子分部工程进行施工和质量验收。消能减震结构的消能部件工程也可划分若干个子分部工程。

11.1.2 消能部件子分部工程项目的施工，宜根据本规程规定，结合主体结构的材料、体系、消能部件及施工条件，编制专项施工方案，确定施工技术。

11.1.3 消能部件子分部工程的施工作业，宜划分为二个阶段：消能器部件进场验收和消能部件安装、验收、防护。消能器进场验收应提供下列资料：

- 1 消能器检验报告；
- 2 监理单位、建设单位对消能器检验的确认单。

11.1.4 消能部件中钢部件的制作安装应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB50755的有关规定并满足设计文件的要求。

11.2 消能部件进场验收

11.2.1 消能部件的制作单元，宜根据制作、安装和运输条件及消能部件的特点确定。

11.2.2 消能器进场验收时，应具有产品检验报告；消能器类型、规格、尺寸偏差和性能参数，应符合设计文件和现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209的规定。

11.2.3 消能器制作中所采用的各类材料的品种、规格和性能指标应符合现行国家有关产品标准要求。

11.2.4 消能部件中钢部件的制作安装中，所用的钢材、焊接材料、紧固件和涂料应具有质量合格证书，并符合设计文件规定。

11.3 消能部件的施工安装顺序

11.3.1 消能部件的施工安装顺序，应由设计单位、施工单位和消能器生产厂家共同商讨确定，并符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666和《钢结构工程施工规范》GB 50755的规定。

11.3.2 消能减震结构的施工安装顺序制定，应符合下列规定：

- 1 划分结构的施工流水段。
- 2 确定结构的消能部件及主体结构构件的总体施工顺序，并编制总体施工安装顺序表。
- 3 确定同一部位各消能部件及主体结构构件的局部安装顺序，并编制安装顺序表。

11.3.3 对于钢结构，消能部件和主体结构构件的总体安装顺序宜采用平行安装法，平面上应从中部向四周开展，竖向应从下向上逐渐进行。当消能部件主要承受水平剪力、不承担竖向压力时，宜待竖向变形稳定后终固；当消能部件既承受水平剪力、又承担竖向压力时，安装后即可终固。

11.3.4 对于现浇混凝土结构，消能部件和主体结构构件总体施工安装顺序宜采用后装法进行。

11.3.5 对于木结构和装配式混凝土结构，各类构件或部件的总施工安装顺序，可按本规程相关内容执行。

11.3.6 既有消能减震加固结构，消能部件的总体施工安装顺序可按本规程相关结构形式的消能部件安装方法进行。

11.3.7 同一部位各消能部件的局部安装顺序编制应符合下列规定：

- 1 确定同一部位各消能部件的现场安装单元、安装连接顺序。
- 2 编制同一部位各消能部件的局部安装连接顺序，包括消能器、支撑、支墩、连接件的类型、规格和数量。

11.3.8 同一部位消能部件的现场安装单元及局部安装连接顺序,同一部位消能部件的制作单元超过一个时,宜先将各制作单元及连接件在现场地面拼装为扩大安装单元后,再与主体结构进行连接。

11.3.9 消能部件的现场安装单元或扩大安装单元与主体结构的连接,采用现场原位连接。

11.4 施工测量和消能部件的安装、校正

11.4.1 消能部件平面与标高的测量定位、施工测量放样和安装测量定位应符合现行国家标准《工程结构测量标准》GB 50026 和现行行业标准《建筑变形测量规程》JGJ 8 的要求。

11.4.2 消能部件安装前,准备工作应包括下列内容:

- 1 消能部件的定位轴线、标高点等应进行复查。
- 2 消能部件的运输进场、存储及保管应符合制作单位提供的施工操作说明书和国家现行有关标准的规定。
- 3 按照消能器制作单位提供的施工操作说明书的要求,应核查安装方法和步骤。
- 4 对消能部件的制作质量应进行全面复查。

11.4.3 消能部件安装的吊装就位、测量校正应符合设计文件的要求。

11.5 消能部件安装的焊接和紧固件连接

11.5.1 消能部件安装接头节点的焊接、螺栓连接,应符合设计文件和国家现行标准《钢结构焊接规范》GB 50661 及《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82 的规定。

11.5.2 消能部件采用铰接连接时,消能部件与销栓或球铰等铰接件之间的间隙应符合设计文件要求,当设计文件无要求时,间隙不应大于 0.1mm。

11.5.3 消能部件安装连接完成后,应符合下列规定:

- 1 消能器没有形状异常及损害功能的外伤;
- 2 消能器的黏滞材料未泄漏,未出现涂层脱落和生锈;
- 3 对温差敏感的消能器采取有效措施防护,平面复杂超长结构宜采用考虑温度影响的消能减震结构分析模型进行计算;
- 4 消能部件的临时固定件应予撤除。

11.6 施工安全和施工质量验收

11.6.1 消能部件的施工应符合国家现行标准《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80 和《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33 的有关规定,并根据消能部件的施工安装特点,在施工组织设计中制定施工安全措施。

11.6.2 消能部件子分部工程有关安全及功能的见证取样检测项目和检验项目可按表 11.6.2 的规定执行。

表 11.6.2 消能部件子分部工程有关安全及功能的见证取样检测项目和检验项目

项次	项 目	抽检数量及检验方法	合格品质标准
1	见证取样送样检验项目：		
2	(1)消能部件钢材复验； (2)高强度螺栓预拉力和扭矩系数复验； (3)摩擦面抗滑移系数复验	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205及《钢结构工程施工规范》GB 50755的有关规定	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定
3	焊缝质量： (1)焊缝尺寸； (2)内部缺陷； (3)外观缺陷；	一、二级焊缝按焊缝处数随机抽检3%，且不应少于3处；检验采用超声波或射线探伤及量规、观察	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定
4	高强度螺栓施工质量： (1)终拧扭矩； (2)梅花头检查；	按节点数随机抽检3%，且不应少于3个节点；检验方法应符合《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的规定	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定

11.6.3 消能部件子分部工程的观感质量检查项目可按表 11.6.3 的规定执行。

表 11.6.3 消能部件子分部工程观感质量检查项目

项次	项 目	抽检方法、数量	合格品质标准
1	消能部件的普通涂层表面	随机抽查3个部位的消能部件	均匀、无气泡、无皱纹
2	连接节点	随机抽查10%	连接牢固，无明显外观缺陷
3	工作范围内的障碍物	随机抽查10%	在工作范围内无障碍物

11.7 消能部件维护

11.7.1 消能部件的检查根据检查时间或时机可分为定期检查和应急检查，根据检查方法也可分为目测检查和抽样检验。

11.7.2 消能部件应根据消能器的类型、使用期间的具体情况、消能器设计使用年限和设计文件要求等进行定期检查。金属消能器、屈曲约束支撑在正常使用情况下可不进行定期检查；黏滞消能器在正常使用情况下一般 10 年或二次装修时应进行目测检查，在达到设计使用年限时应进行抽样检验。消能部件在遭遇地震、强风、火灾等灾害后应进行抽样检验。

11.7.3 消能器目测检查时，应观察消能器、支撑及连接构件等的外观、变形及其它问题。目测检查内容及维护方法应符合表 11.7.3 的规定。

表 11.7.3 消能器目测检查内容及维护方法

序号	检查内容	维护方法
1	黏滞消能器的导杆上漏油，黏滞阻尼材料泄漏	更换消能器
2	金属消能器产生明显的累积损伤和变形	更换消能器
3	消能器连接部位的螺栓出现松动，或焊缝有损伤	紧固、补焊
4	黏滞消能器的导杆出现腐蚀、表面污垢硬化结斑结块	及时清除
5	消能器被涂装的金属表面外露、锈蚀或损伤，防腐或防火涂装层出现裂纹、起皮、剥落、老化等	重新涂装
6	消能器产生弯曲、局部变形	更换消能器
7	消能器周围存在可能限制消能器正常工作的障碍物	及时清除

11.7.4 支撑目测检查时，应检查支撑、连接部位变形和外观及其他问题等，目测检查内容及维护处理方法应符合表 11.7.4 的规定：

表 11.7.4 支撑目测内容及维护

序号	目测检查内容	维护方法
1	出现弯曲、扭曲	更换支撑
2	焊缝有裂纹、螺栓、锚栓的螺母松动或出现间隙，连接件出现错位移位、松动等	拧紧、补焊
3	支撑和连接部位被涂装的金属表面、焊缝或紧固件表面上，出现金属外露、锈蚀或损伤等	重新涂装

11.7.5 消能部件抽样检验时，应在结构中抽取在役的典型黏滞消能器，对其基本性能进行原位测试或实验室测试，测试内容应能反映消能器在使用期间可能发生的性能参数变化，并应能推定可否达到预定的使用年限。

12 隔震结构基本规定

12.1 一般规定

- 12.1.1 隔震结构设计可分为新建隔震结构设计和既有建筑隔震加固设计。
- 12.1.2 隔震建筑应符合下列要求：
- 1 隔震建筑高宽比应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的抗震建筑采用；
 - 2 隔震层应具备必要的竖向承载力、侧向刚度、弹性恢复力和阻尼；
 - 3 穿过隔震层的设备配管、配线，应采用柔性连接或其他有效措施以适应隔震层的罕遇地震水平位移。
- 12.1.3 隔震层中承重构件，包括隔震支座、支墩、支柱及连接件等的设计使用年限不应低于建筑结构的设计使用年限。隔震层中的非承重构件或部件的设计使用年限若低于建筑结构的设计使用年限时，在设计中应注明并预设可更换措施。

12.2 场地、地基和基础

- 12.2.1 隔震建筑场地宜为 I、II、III 类，当场地为 IV 类时，应采取有效措施，作详细分析论证。
- 12.2.2 隔震建筑的地基应稳定可靠，对不满足要求的地基，应进行详细的结构分析并采取可靠的措施。
- 12.2.3 隔震建筑地基基础的抗震验算和地基基础的构造措施，应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定，对于重点设防类建筑的地基抗液化措施，应按提高一个液化等级确定，直至全部消除液化沉陷。

12.3 隔震支座

- 12.3.1 隔震结构应采用成熟的隔震支座类型，主要包括：天然橡胶支座(LNR)，铅芯橡胶支座(LRB)，高阻尼橡胶支座(HDR)，弹性滑板支座(ESB)，摩擦摆隔震支座(FPS)及其它隔震支座。
- 12.3.2 隔震支座产品应具有符合设计要求的型式检验报告，并符合下列要求：
- 1 建筑隔震橡胶支座在 300%剪切应变和 50%轴向拉应变下，支座抗拉承载力不低于 1.5MPa。
 - 2 建筑隔震橡胶支座厂家需具备专业的产品认证证书，且证书授权的范围可以涵盖项目中的所有型号方可使用。
 - 3 摩擦摆隔震支座型检报告应包含标准中所提及到的橡胶围板、滑动材料等支座用材料的试验项目。
 - 4 出具型检报告的检验机构应具备相应检验资质。
- 12.3.3 隔震支座应符合下列要求：
- 1 支座在设计压应力值作用下，应具有满足要求的极限水平变形能力。
 - 2 支座应具有一定的耗能能力。若支座提供的耗能能力不足，可设置附加耗能装置。
 - 3 支座应具有合理的水平刚度特性。支座的水平刚度值既应满足延长结构周期要求，也应满足控制极限位移和结构抵御风荷载等要求，并应为隔震层提供自动复位能力。
 - 4 隔震装置的设置部位，应采取便于检查和替换的措施。
- 12.3.4 隔震支座应进行竖向承载力验算和罕遇地震作用下水平位移和抗震承载力的验算；其水平刚度、竖向刚度、阻尼、荷载-位移关系等特性应根据相应规范规程的要求经试验确定。

12.4 结构计算

- 12.4.1 建筑结构隔震地震作用应符合下列规定：
- 1 砌体结构及基本周期与其相当的结构，水平地震作用可采用底部剪力法计算；
 - 2 除第 1 款以外的结构应采用第 4 章振型分解反应谱法计算；

3 对于房屋高度大于 60m 的隔震建筑，不规则的建筑，或隔震层隔震支座、阻尼装置及其他装置的组合复杂的隔震建筑，尚应采用时程分析法进行补充计算。

12.4.2 建筑结构隔震分析模型应符合下列规定：

- 1 隔震结构计算模型应包括上部结构、隔震层和下部结构；
- 2 隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心的偏心率大于 3%时，应计入扭转效应的影响；
- 3 隔震层顶部的梁板结构，应作为其上部结构的一部分参与计算分析。

12.4.3 采用底部剪力法或振型分解反应谱法计算时，隔震支座和消能器计算参数应符合下列规定：

- 1 普通橡胶隔震支座直接取支座弹性刚度；
- 2 铅芯橡胶隔震支座和高阻尼橡胶隔震支座取剪切变形 100%时的等效刚度和等效阻尼，或取采用迭代方法计算设防烈度地震作用下支座变形下的等效刚度和等效阻尼比；
- 3 弹性滑板支座和摩擦摆隔震支座取采用叠代方法计算的设防烈度地震作用下支座变形的等效刚度和等效阻尼比；
- 4 非线性黏滞消能器取采用迭代方法设防烈度地震作用下隔震层质心处变形的等效阻尼比。

12.4.4 隔震结构按设防烈度地震作用计算后，上部结构地震作用效应应取 0.35 的折减系数折减后，按第 4.4.1 条进行组合。下部结构地震作用效应直接按 4.4.1 条进行组合。

12.4.5 隔震建筑地震作用应按 5.1.6 条考虑近断层的影响。

12.5 试验和观测

12.5.1 对甲类建筑、体型复杂或有特殊要求的隔震建筑，应采用结构模型的模拟地震振动台试验对隔震方案进行验证。

12.5.2 对较重要或有特殊要求的隔震建筑，应设置地震反应观测系统。

12.5.3 地震监测设施和地震观测环境的保护应满足《西藏自治区地震监测设施和地震观测环境保护办法》的要求。

13 隔震支座技术性能

13.1 一般规定

13.1.1 隔震设计时，隔震装置应符合下列要求：

1 隔震装置的性能参数应经试验确定。

2 设计文件上应注明隔震装置的安装位置及其性能要求，安装前应对工程中各种类型和规格的隔震装置进行抽检，检验要求应符合本规程相关章节要求。

13.1.2 隔震支座的技术性能和试验应符合本章的相关要求，并应符合相关产品标准的规定。

13.1.3 隔震支座及隔震层阻尼装置产品的型式检验、见证检验及出厂检验，应符合相关标准的规定，检验确定的产品性能应满足设计要求，极限性能不应低于隔震层各相应设计性能。

13.1.4 各种类型隔震支座尺寸及力学性能参见本规程附录 B

13.2 天然橡胶支座

13.2.1 隔震橡胶支座的外观要求，允许偏差和检验规则等应符合现行国家标准《橡胶支座 第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 或行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118 的规定。

13.2.2 橡胶材料的物理性能包括拉伸性能、老化性能、硬度、粘合性能、压缩性能、剪切性能、脆性性能、抗臭氧性能和低温结晶性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座 第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 或行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118 的规定。

13.3 高阻尼橡胶支座

13.3.1 高阻尼橡胶支座的外观要求，允许偏差和检验规则等应符合行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118 的规定。

13.3.2 橡胶材料的物理性能包括拉伸性能、老化性能、硬度、粘合性能、压缩性能、剪切性能、脆性性能、抗臭氧性能和低温结晶性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118 的规定。

13.3.3 隔震橡胶支座的力学性能包括压缩性能、剪切性能、极限性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118 的规定。

13.4 弹性滑板支座

13.4.1 弹性滑板支座的外观要求，允许偏差和检验规则等应符合现行国家标准《橡胶支座第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.5 的规定。

13.4.2 橡胶材料的物理性能包括拉伸性能、老化性能、硬度、粘合性能、压缩性能、剪切性能、脆性性能、抗臭氧性能和低温结晶性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.5 的规定。双阶滑移滑板支座参照 GB 20688.5 执行。防倾覆弹性滑板支座执行《防倾覆弹性滑板支座》T/HQPA 5。

13.4.3 弹性滑板支座的力学性能包括压缩性能、剪切性能、剪切性能相关性、压缩性能相关性、极限性能和耐久性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.5 的规定。双阶滑移滑板支座参照 GB 20688.5 执行。防倾覆弹性滑板支座执行《防倾覆弹性滑板支座》T/HQPA 5。

13.4.4 弹性滑板支座滑移时橡胶支座部设计水平剪应变不宜大于 50%。弹性滑板支座的橡胶支座部的最小直径（或边长）尺寸不宜小于 300mm，第 1 形状系数不宜小于 30，第 2 形状系数应不小于 7。

13.5 摩擦摆隔震支座

- 13.5.1 摩擦摆隔震支座按滑动摩擦面结构形式，可分为两类：I 型为单主滑动摩擦面型；II 型为双主滑动摩擦面型。
- 13.5.2 摩擦摆隔震支座由上下锚固装置、上座板、上滑动摩擦面、球冠体、下滑动摩擦面和下座板等组成。
- 13.5.3 支座的竖向承载力分级、极限位移量分级和摆动周期分级等应满足现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的规定。
- 13.5.4 摩擦摆隔震支座的外观要求，允许偏差和检验规则等应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的规定。
- 13.5.5 支座的初始刚度、等效刚度、等效周期、阻尼比、摆动周期、屈服后刚度、回复力等的计算方法应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 附录 A 的规定。
- 13.5.6 支座用摩擦材料、钢材、不锈钢板、黏结剂和防尘橡胶等材料的物理机械性能应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的规定。
- 13.5.7 摩擦摆隔震支座的力学性能包括压缩性能、剪切性能、剪切性能相关性、水平极限变形能力等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的规定。

13.6 隔震支座产品检验及要求

- 13.6.1 隔震结构工程中所使用的隔震支座产品应按照现行国家标准《橡胶支座 第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB/T 20688.3 和《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118、现行国家标准《橡胶支座 第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.5 和《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的要求进行出厂检验。还应依据工程所在地环境温度，增加低温下支座性能检验。
- 13.6.2 隔震结构工程中的隔震支座出厂检验应符合下列规定：
- 1 特殊设防类、重点设防类建筑，每种规格产品抽样数量应为 100%。
 - 2 标准设防类建筑，每种规格产品抽样数量不应少于总数的 50%；有不合格试件时，应 100%检测。
 - 3 每项工程抽样总数不应少于 20 件，每种规格的产品抽样数量不应少于 4 件，当产品少于 4 件时，应全部进行检验。
- 13.6.3 隔震工程中所使用的隔震支座产品在安装前应进行见证检验，并符合下列规定：
- 1 同一生产厂家、同一类型、同一规格的产品，取总数量的 2%且不少于 3 个进行隔震支座压缩性能和剪切性能试验，其中检查总数量的每 3 个支座中，取 1 个进行水平极限剪切性能试验。
 - 2 对于特殊设防类、重点设防类建筑，不同型号的橡胶隔震支座水平极限剪应变均不应小于 450%。
 - 3 对于标准设防类建筑，不同型号的隔震支座水平极限剪应变均不应小于 400%。

14 隔震层设计

14.1 隔震层布置与验算

14.1.1 隔震层的布置应符合下列要求：

- 1 隔震层可由隔震支座、阻尼装置、抗风装置和抗拉装置组成。阻尼装置和抗风装置可与隔震支座合为一体，亦可单独设置，必要时可设置限位装置和抗拉装置。
- 2 隔震层宜设置在结构的底部或下部，其橡胶隔震支座应设置在受力较大的位置，其规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求通过计算确定。
- 3 隔震层所有隔震支座的刚心与上部结构的质心偏心率不宜大于 3%。
- 4 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应。隔震支座底面宜布置在相同标高位置上，必要时也可布置在不同的标高位置上。
- 5 同一房屋选用多种规格的隔震支座时，应注意充分发挥每个隔震支座的承载力和水平变形能力。在重力荷载代表值作用下的竖向变形值与平均变形值的偏差不宜大于 30%。
- 6 当隔震层采用隔震支座和阻尼器时，应确保隔震层在地震后基本恢复原位，在罕遇地震作用下其总水平弹性恢复力与总水平摩阻力之比不应小于 1.2。
- 7 同一支承处选用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距应大于安装和更换所需的尺寸。
- 8 隔震支座底面宜布置在相同标高位置上；当隔震层的隔震装置处于不同标高时，应保证隔震装置共同工作，在罕遇地震作用下，不同标高的相邻隔震层的层间剪切位移角不应大于 1/1000。
- 9 设置在隔震层的抗风装置宜对称、分散地布置在建筑物的周边。
- 10 隔震层顶板，应有足够的平面内水平刚度，在罕遇地震作用下应保持弹性。当采用混凝土结构时，板厚不应小于 160mm。

14.1.2 隔震层的水平刚度和阻尼比计算应符合下列规定：

- 1 隔震层的水平等效刚度和等效阻尼比，可按下列公式计算：

$$K_{eq} = \sum k_j \dots\dots\dots (14.1.2-1)$$

$$\zeta_{eq} = \sum k_j \zeta_j / K_{eq} \dots\dots\dots (14.1.2-2)$$

式中： ζ_{eq} ——隔震层等效阻尼比；

K_{eq} ——隔震层水平等效刚度；

ζ_j —— j 隔震支座的等效阻尼比；

k_j ——隔震支座 j (含阻尼器) 由试验确定的水平等效刚度。

- 2 当隔震层设有附加阻尼装置时，尚应计入阻尼装置的等效阻尼比。

14.1.3 正常使用下隔震支座应符合下列要求：

- 1 隔震支座在重力荷载代表值作用下，竖向压应力不应超过表 14.1.3 的规定。
- 2 隔震橡胶支座，当第二形状系数(有效直径与橡胶层总厚之比)小于 5.0 时，应降低平均压应力限值：小于 5 不小于 4 时降低 20%，小于 4 不小于 3 时降低 40%；标准设防类建筑外径小于 300mm 的支座，其压应力限值为 10MPa。
- 3 弹性滑板支座，橡胶支座部应满足表 14.2.3，支座部外径不宜小于 300mm。

4 在建筑设计工作年限内，隔震支座刚度、阻尼特性变化不应超过初期值的±20%；橡胶支座的徐变量不应超过内部橡胶总厚度的5%。

表 14.1.3 隔震支座在重力荷载代表值作用下的压应力限值（MPa）

支座类型	特殊设防类建筑	重点设防类建筑	标准设防类建筑
隔震橡胶支座	10	12	15
弹性滑板支座	12	15	20
摩擦摆隔震支座	20	25	30

注：1. 隔震橡胶支座包括橡胶支座、铅芯橡胶支座和高阻尼橡胶支座，直径小于 300mm 时其压应力限值可适当降低。

注：2. 重力荷载代表值作用下的竖向压应力计算取荷载标准值。

14.1.4 隔震层抗风装置，应符合下式要求：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rk} \quad (14.1.4)$$

式中： V_{Rk} ——抗风装置的水平承载力设计值（kN）；当抗风装置是隔震支座的组成部分时，可取隔震支座的水平屈服荷载设计值；当抗风装置单独设置时，可取抗风装置的水平承载力，按材料屈服强度设计值确定；

γ_w ——风荷载分项系数，可取1.5；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

14.1.5 罕遇、极罕遇地震下隔震支座的水平位移、竖向应力宜按三向地震输入进行计算。

14.1.6 罕遇地震下隔震支座的水平位移，应符合下列规定：

$$u_{hi} \leq [u_{hi}] \quad (14.1.6)$$

式中： u_{hi} ——罕遇地震、极罕遇地震作用下第*i*个隔震支座考虑扭转水平位移；

$[u_{hi}]$ ——第*i*个隔震支座的水平位移限值；

1 除特殊规定外，在罕遇地震作用下，隔震橡胶支座的水平位移限值为：支座直径的 0.55 倍和各层橡胶厚度之和 3.0 倍二者的较小值；弹性滑板支座的水平位移限值为：产品水平极限位移的 0.75 倍；摩擦摆隔震支座的水平位移限值为：产品水平极限位移的 0.85 倍。

2 特殊设防类建筑，在极罕遇地震作用下，隔震橡胶支座的值可取各层橡胶厚度之和的 4.0 倍；弹性滑板支座、摩擦摆隔震支座的值可取产品水平极限位移；隔震层宜设置超过极罕遇地震下位移的限位装置。

14.1.7 罕遇地震作用下隔震支座的竖向受力应符合下列规定：

1 隔震橡胶支座、弹性滑板支座和摩擦摆隔震支座的竖向最大压应力，分别不应超过表 14.1.7-1 所规定的限值。

2 隔震橡胶支座竖向拉应力不应超过表 14.1.7-2 所规定限值，且同一地震动加速度时程曲线作用下出现拉应力的支座数量不宜超过支座总数的 30%。

3 弹性滑板支座、摩擦摆隔震支座或其它不能承受竖向拉力的支座，宜保持受压状态。

表 14.1.7-1 隔震支座在罕遇地震下的最大竖向压应力限值 (MPa)

建筑类别	特殊设防类建筑	重点设防类建筑	标准设防类建筑
隔震橡胶支座	20	25	30
弹性滑板支座	25	30	40
摩擦摆隔震支座	40	50	60

注：隔震橡胶支座包括橡胶支座、铅芯橡胶支座和高阻尼橡胶支座，直径小于300mm时其压应力限值可适当降低。

表 14.1.7-2 隔震橡胶支座在罕遇地震下的竖向拉应力限值

建筑类别	特殊设防类建筑	重点设防类建筑	标准设防类建筑
拉应力限值 (MPa)	0	1.0	1.0

注：隔震支座验算最大压应力和最小压应力时，应考虑水平及竖向地震同时作用产生的最不利轴力；其中水平和竖向地震作用产生的应力应取标准值。

14.1.8 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用在罕遇地震作用下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩进行承载力验算，可按抗剪弹性、抗弯不屈服考虑。弯矩应考虑竖向力产生的附加弯矩，按式 14.1.8 取值。

$$M = \frac{P\delta + Vh}{2} \dots\dots\dots (14.1.8)$$

式中：M ——隔震支墩及连接部位所受弯矩，见图14.1.8；

P ——上部结构传递的竖向力；

δ ——支座的水平剪切变形；

V ——支座所受水平剪力；

h ——支座的总高度（含连接板）。

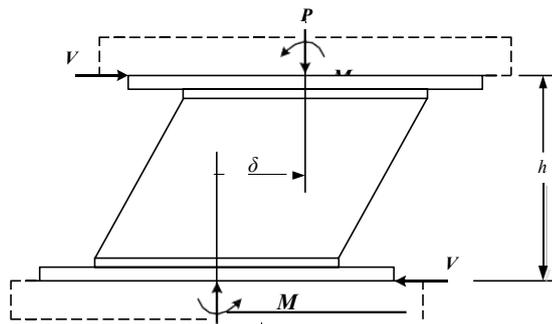


图 14.1.8 隔震支墩及连接部位变形示意图

14.1.9 隔震支座和阻尼装置与建筑结构之间的连接件，应能传递罕遇地震下隔震支座和阻尼装置产生的最大水平剪力和弯矩，遵循强连接、弱构件的原则；与隔震支座相连的支墩、支柱及相连构件应计算抗冲切和局部承压，构造上应加密箍筋并应根据需要配置网状钢筋。

14.1.10 隔震支座连接预埋件和连接螺栓的验算，应取支座在轴向力、水平剪力和弯矩共同作用下的受力状态，且宜按《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 的规定执行。

14.2 隔震支座与结构的连接

14.2.1 隔震支座与上部结构及下部结构应有可靠的连接,连接件应能传递罕遇地震下支座的 最大水平剪力和弯矩 ,连接板应进行相关计算。

14.2.2 支墩(或支柱)顶面预埋件厚度不宜小于 10mm ;为避免上支墩底、下支墩(或支柱)顶面由于竖向钢筋水平弯折造成无筋区并造成支座安装困难的弊端,其竖向钢筋可不必水平弯折,伸至底或顶面即可,当确有锚固需要时,可采用竖向钢筋端部设锚固件的做法。

14.2.3 隔震层部件(如隔震支座或抗风装置的上、下连接件,连接用预埋件等)以及与隔震支座连接的梁、柱、墩等应考虑水平受剪和竖向局部承压及偏心距的影响,并采取可靠的构造措施。荷载取值应取隔震结构在罕遇地震作用下最不利荷载效应的标准值。

14.2.4 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压,加密箍筋并根据需要配置网状钢筋。

14.2.5 隔震层设置在有耐火要求的使用空间时,隔震支座和其它部件应根据使用空间的耐火等级采取相应的防火措施。

14.3 隔震缝

14.3.1 隔震层顶板混凝土温度缝伸缩缝间距可比现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《混凝土结构设计规范》第8章的规定适当延长。

14.3.2 上部结构及隔震层部件应设置竖向隔离缝与周围固定物隔开,与周围固定物的隔离距离不应小于隔震层在罕遇地震下最大水平位移的 1.2 倍,且不应小于 300mm 。隔离缝或隔离沟顶部宜设置滑动盖板。滑动盖板应满足最大水平位移的往复移动要求。

14.3.3 当变形缝贯穿隔震层顶板时,缝宽应取相邻建筑最大水平位移之和的 1.2 倍,且不小于 600mm 。变形缝(或隔离沟)顶部宜设置滑动盖板。

14.3.4 上部结构与下部结构之间应设置完全贯通的水平隔离缝,缝高度宜不小于 20mm ,并应采用柔性材料填塞,进行密封处理。

14.3.5 可采用相应的限位措施对隔震层超出最大变形设计范围时进行限位保护。

14.4 隔震层交通构造

14.4.1 当门厅入口、室外踏步、室内楼梯节点、楼梯扶手、电梯井道、地下室坡道、车道入口处等穿越隔震层时,应采取脱离措施,并应符合设计要求。

14.4.2 竖向电梯井穿过隔震层时,可采用悬吊式方案,在罕遇地震作用下,电梯井悬吊部分上下端的层间位移角对于混凝土结构不应大于 $1/500$,对于钢结构不应大于 $1/200$ 。

14.4.3 隔震支座应留有便于观测和维修更换隔震支座的空间,并设置必要的照明、通风等设施。

14.4.4 电梯井周边应留有足够空间以满足上部结构水平位移、检修及清理的要求,在电梯井出入口与外部地面之间应设置滑动盖板。

14.5 穿过隔震层的管线

14.5.1 柔性管线在隔震层处预留的伸展长度不应小于隔离缝宽度的 1.4 倍。

14.5.2 重要管道、可能泄露有害介质或可燃介质的管道,隔震层处应采用柔性接头或柔性连接段,预留的伸展长度不应小于隔离缝宽度的 1.4 倍。

14.5.3 利用构件钢筋作避雷针时,应采用柔性导线连接隔震层上部结构和下部结构的钢筋。其预留的伸展长度不应小于隔离缝宽度的 1.4 倍。

15 多、高层隔震结构设计

15.1 一般规定

15.1.1 本章适用于多高层钢筋混凝土结构，钢结构，及钢-混凝土组合结构的隔震建筑设计。

15.1.2 隔震建筑的最大适用高度宜符合表 15.1.2a 和表 15.1.2b 的要求。当建筑高度超过 150m 时，应进行论证并采取有效的抗倾覆措施。

表 15.1.2a 现浇钢筋混凝土结构隔震建筑的最大适用高度 (m)

结构类型	烈度				
	6 度	7 度	8 度 (0.2g)	8 度(0.3g)	9 度
框架	60	50	40	35	24
框架 - 抗震墙	130	120	100	80	50
抗震墙	140	120	100	80	60
部分框支抗震墙	120	100	80	50	/
框架 - 核心筒	150	130	100	90	70
筒中筒	150	150	120	100	80
板柱 - 抗震墙	80	70	55	40	/

表 15.1.2b 钢结构隔震建筑的最大适用高度 (m)

结构类型	烈度				
	6 度	7 度	8 度 (0.2g)	8 度(0.3g)	9 度
框架	110	90	90	70	50
框架-中心支撑	220	200	180	150	120
框架-偏心支撑，框架-屈曲约束支撑	240	220	200	180	160
筒体	300	280	260	240	180

15.1.3 高层隔震建筑应进行抗倾覆验算，并符合下列规定：

1 结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并按上部结构重力代表值和抗倾覆装计算抗倾覆力矩，抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于 1.1。

2 隔震层在罕遇地震作用下应保持稳定，不宜出现不可恢复的变形。隔震支座在罕遇水平和竖向地震共同作用下，最大拉、压应力应符合本规程第 14.1.7 条的规定。

15.1.4 体型基本规则的隔震结构可不设抗震缝。体型复杂的结构布设抗震缝时，应选用符合实际的结构计算模型进行较精确的计算分析，并根据其局部应力、变形集中及扭转影响，采取措施提高抗震能力。

15.1.5 隔震结构仅在上部结构首层以上设置伸缩缝时，缝的宽度应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对不同结构抗震缝宽度的要求。

15.2 隔震层以下结构设计

15.2.1 隔震层下部结构的承载力验算，应考虑上部结构传递的轴力、弯矩、水平剪力，以及由隔震层水平变形产生的附加弯矩。

15.2.2 隔震层以下的地下室，或塔楼底盘结构中直接支撑隔震塔楼的部分及其相邻一跨的相关构件，应满足设防烈度地震作用下的抗震承载力要求，层间位移角限值应符合表 15.2.2-1 的规定。隔震层以下

地面以上的结构在罕遇地震下的层间位移角限值尚应符合表 15.2.2-2 的规定。特殊设防类建筑尚应进行极罕遇地震作用下的变形验算，其层间位移角限值应符合表 15.2.2-3 的规定。

表 15.2.2-1 下部结构在设防烈度地震作用下弹性层间位移角限值

下部结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架结构	1/500
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/600
板柱-抗震墙、钢筋混凝土抗震墙结构	1/700
钢结构	1/300

表 15.2.2-2 下部结构在罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

下部结构类型	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架结构	1/100
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒结构	1/200
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/250
钢结构	1/100

表 15.2.2-3 下部结构在极罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

下部结构类型	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架结构	1/60
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒结构	1/130
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/150
钢结构	1/60

15.2.3 隔震建筑下部结构的抗震等级应符合下列规定：

- 1 层间隔震结构位于地面以上的下部结构，其竖向投影向外延伸一跨范围内的所有竖向构件均属于关键构件，6、7度时钢筋混凝土框架结构的抗震等级为二级、钢筋混凝土抗震墙结构的抗震等级为一级，8、9度时钢筋混凝土框架结构的抗震等级为一级、钢筋混凝土抗震墙结构的抗震等级为一级；外延伸一跨范围以外结构的抗震等级按抗震建筑采用。
- 2 层间隔震结构，地下室地下一层抗震等级应与地面上一层相同，以下各层结构抗震等级可逐渐降低，但不得小于三级。
- 3 基底隔震结构，当隔震层设置在地下室柱或墙顶时，隔震层所在的地下室地下一层抗震等级应与隔震层上一层抗震等级相同，以下各层结构抗震等级可逐渐降低，但不得小于三级。

15.3 隔震层以上结构设计

15.3.1 抗震等级可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定；除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 相应设防烈度的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 隔震与非隔震各层层间剪力之比、各层倾覆力矩之比的最大值大于 0.4 时(设置阻尼器时为 0.38)，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震措施，并应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。
- 2 隔震与非隔震各层层间剪力之比、各层倾覆力矩之比的最大值大于 0.4 时(设置阻尼器时为 0.38)，上部结构可按本地区设防烈度降低 1 度确定抗震措施；
- 3 与竖向地震作用有关的抗震措施，应符合按本地区设防烈度的规定，不得降低；

15.3.2 结构构件设计内力调整、构造措施等按《建筑抗震设计规范》GB50011 相关规定采用。

15.3.3 与结构承载力相关的内力调整按《建筑抗震设计规范》GB50011 相关规定采用。

15.3.4 混凝土抗震墙应符合下列规定：

- 1 抗震墙重力荷载代表值作用下的轴压比，抗震等级为一级时，9 度不宜大于 0.4，7、8 度不宜大于 0.5；抗震等级为二级、三级时，不宜大于 0.6。
- 2 抗震墙竖向和横向分布钢筋，抗震等级为一、二、三级时竖向和横向分布钢筋最小配筋率不应小于 0.25%，抗震等级为四级时不应小于 0.20%。
- 3 抗震墙和开洞抗震墙下应设置转换梁，转换梁应符合下列规定：
 - 1) 转换次数不宜大于 3。
 - 2) 梁上下纵向钢筋最小配筋率，一级和二级分别不应小于 0.6% 和 0.5%。
 - 3) 支座处距柱边 1.5 倍梁高范围内，以及抗震墙洞口处距洞口两侧 1.5 倍梁高范围内的箍筋应加密，箍筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 100mm。加密区含箍率不应小于 $1.3f_t/f_{yv}$ 。

15.3.5 钢筋混凝土结构设计除应符合本规程规定外，其余设计要求均应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。

15.3.6 钢结构柱应符合下列规定：

- 1) 柱长细比应符合下列规定：

$$\lambda \leq \beta \sqrt{235/f_{ay}} \dots\dots\dots (15.3.6)$$

式中： λ ——柱的长细比；

β ——计算系数，一、二、三、四级时，分别取 50、70、90、110；

f_{ay} ——钢材屈服强度(MPa)。

- 2) 上部结构底层不应采用偏心支撑，宜采用屈曲约束支撑或中心支撑。

15.3.7 隔震结构抗震计算时，钢框架-支撑结构的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，达到不小于上部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。

15.3.8 钢结构设计除应符合本规程规定外，其余设计要求均应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震规范》GB 50011 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

16 多层隔震砌体与石结构建筑设计

16.1 一般规定

16.1.1 本章适用于普通砖、多孔砖（包括烧结、混凝土多孔砖）和混凝土小型空心砌块（包括配筋混凝土空心砌块）等砌体承重的多层建筑、石结构建筑、底层或底部两层框架-抗震墙砌体建筑的隔震设计。

16.1.2 隔震建筑层数和总高度按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的抗震建筑采用。

16.1.3 多层砌体建筑和底部框架-抗震墙建筑采用隔震设计时，应符合下列规定：

- 1 应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。
- 2 隔震层宜设置基础底或地下室顶。
- 3 底层或底部两层框架-抗震墙结构，当框架-抗震墙部分不超过建筑物总高度的三分之一时，隔震层可设置在框架-抗震墙顶部。

16.1.4 底层框架-抗震墙砌体建筑采用基底隔震设计时，对于底层框架-抗震墙砌体结构，第二层计入构造柱影响的侧向刚度与底层侧向刚度的比值，6、7 度时不应大于 2.0，8 度时不应大于 1.5，且均不应小于 1.0；对于底部两层框架-抗震墙砌体结构，底层与底部第二层侧向刚度应接近，其第三层计入构造柱影响的侧向刚度与底部第二层侧向刚度的比值，6、7、8 度时不应大于 1.5，且均不应小于 1.0。

16.1.5 多层砌体隔震建筑、石结构建筑和底部框架-抗震墙隔震建筑的地基及基础设计，应符合本规程第 12.2 节的相关规定。

16.2 隔震层设计

16.2.1 多层砌体建筑、石结构建筑和底层框架-抗震墙砌体建筑的隔震层设计，应符合本规程第 14 章的相关规定。

16.2.2 多层砌体建筑的隔震层布置，应符合下列规定：

- 1 外墙四角和对应转角部位应布置隔震支座，其余位置的隔震支座应结合隔震层顶部梁受力和隔震支座受力的情况合理布置。
- 2 当隔震层位于地下室顶部时，隔震支座上下应设置混凝土圈梁。
- 3 采用托墙梁进行隔震转换设计时，托墙梁承载力应按设防烈度地震作用进行弹性验算。

16.2.3 底部框架-抗震墙建筑的隔震支座平面布置位置，宜设置在框架柱、抗震墙端和抗震墙交叉点处；当采用层间隔震时，隔震层布置要求与多层砌体建筑相同。

16.3 结构设计

16.3.1 多层砌体建筑、石结构建筑和底部框架-抗震墙砌体建筑的隔震设计可采用底部剪力法进行计算分析；重点设防类建筑、层间隔震、房屋平面或竖向不规则及多塔结构，尚应采用振型分解反应谱法或时程分析方法作补充计算。

16.3.2 抗震等级可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定；除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 相应设防烈度的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 隔震与非隔震各层层间剪力之比大于 0.5 时，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震措施，并应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。
- 2 隔震与非隔震各层层间剪力之比大于 0.5 时，上部结构可按本地区设防烈度降低 1 度确定抗震措施。
- 3 与竖向地震作用有关的抗震措施，应符合按本地区设防烈度的规定，不得降低。

16.3.3 底部框架-抗震墙砌体建筑采用基底隔震设计时，底部框架-抗震墙砌体建筑的地震作用效应，应按抗震结构的相关规定调整，上部砌体结构按本章的规定进行设计；当采用层间隔震设计时，下部结构可采用框架，尚应符合本规程第 15.2 节的有关规定。

16.3.4 当上部结构需要考虑竖向地震作用时，托墙梁尚应计入竖向地震作用。

16.3.5 隔震层顶部楼盖宜采用整体钢筋混凝土梁板式楼盖，板厚不宜小于 160mm；应采用双排双向配筋；应少开洞、开小洞，当洞口尺寸大于 800mm 时，洞口周边应设置边梁。

16.3.6 结构构件设计内力调整、构造措施等按《建筑抗震设计规范》GB 50011 相关规定采用。

16.3.7 结构整体构造措施等按《建筑抗震设计规范》GB 50011 相关规定采用。

17 既有建筑隔震加固

17.1 一般规定

17.1.1 本章适用于经鉴定不满足抗震设防要求的既有建筑及历史建筑的隔震加固。

17.1.2 既有建筑的隔震加固应采用加强结构抗震整体性的构造措施。历史建筑进行隔震加固宜使上部结构不做明显改动。

17.1.3 采用隔震技术加固的既有建筑除应符合本规程外，尚应符合国家现行标准的相关规定。

17.2 地基基础加固

17.2.1 隔震加固时，应考虑上部结构及隔震层的荷载变化，以及传力途径的改变，并对原有地基基础进行承载力复核。

17.2.2 采用混凝土条形基础加固时，应按弹性地基梁进行地基基础验算。

17.2.3 当原基础埋深较浅不便于隔震层设置时，可采用变截面梁或增设支点的方式，减小梁高以便于隔震支座的设置。

17.3 隔震层托换设计

17.3.1 隔震层楼板宜在同一标高，存在错层时，应加强错层部位的构造措施。多栋单体整体隔震时，连接两个单体的隔震层应做局部加强。

17.3.2 上部结构的竖向荷载应通过隔震层有效地传递给下部结构及基础。对于承重墙体、填充墙体及带有构造柱的墙体托换，可选择钢筋混凝土单梁（图 17.3.2a）或双夹梁托换（图 17.3.2b）。对于框架柱的荷载托换，可选择钢筋混凝土托换节点（图 17.3.2c）或型钢混凝土托换节点（图 17.3.2d），并应与原框架柱通过植筋、后浇混凝土等措施有效传递剪力。托换梁或节点应与隔震层楼板形成整体。

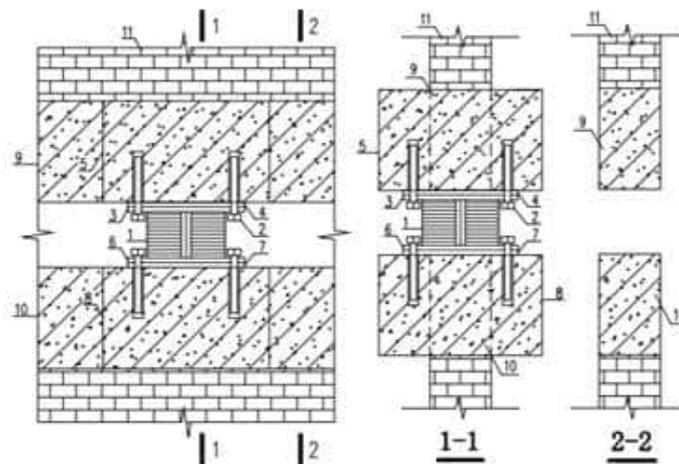


图 17.3.2a 单梁墙体托换及隔震支座安装示意图

1—隔震支座；2—连接螺栓；3—连接板（上）；4—预埋钢板（上）；5—上支墩；6—连接板（下）；7—预埋钢板（下）；
8—下支墩；9—上托换梁；10—下托换梁；11—原墙体

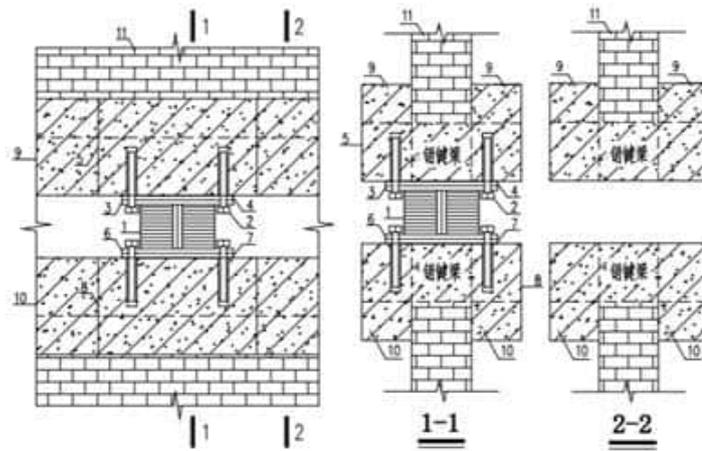


图 17.3.2b 双夹梁墙体托换及隔震支座安装示意图

1—隔震支座；2—连接螺栓；3—连接板（上）；4—预埋钢板（上）；5—上支墩；6—连接板（下）；7—预埋钢板（下）；8—下支墩；9—上托换梁；10—下托换梁；11—原墙体

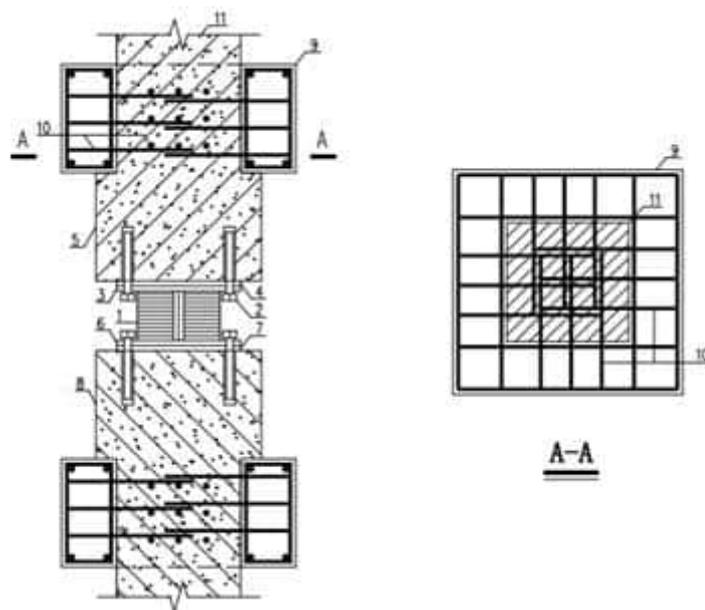


图 17.3.2c 框架柱托换及隔震支座安装示意图（钢筋混凝土托换节点）

1—隔震支座；2—连接螺栓；3—连接板（上）；4—预埋钢板（上）；5—上支墩；6—连接板（下）；7—预埋钢板（下）；8—下支墩；9—包柱梁；10—所植钢筋；11—原框架柱

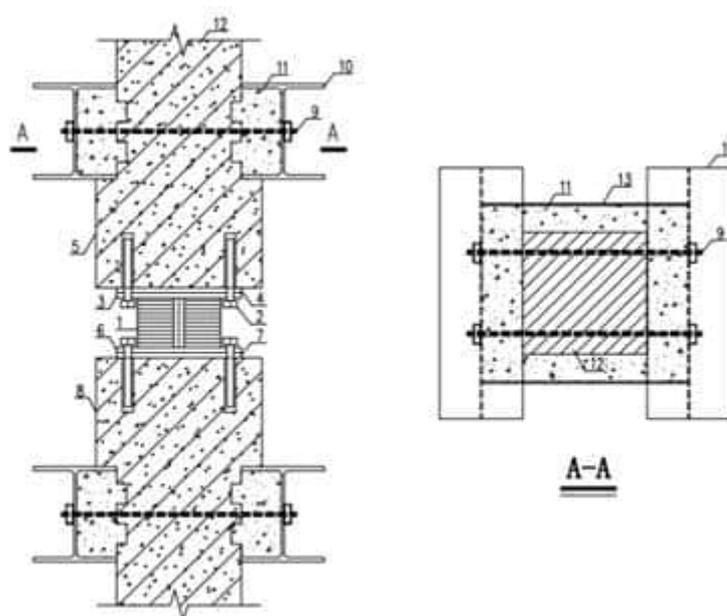


图 17.3.2d 框架柱托换及隔震支座安装示意图（采用的型钢混凝土托换节点）

1—隔震支座；2—连接螺栓；3—连接板（上）；4—预埋钢板（上）；5—上支墩；6—连接板（下）；7—预埋钢板（下）；
8—下支墩；9—抗剪棒；10—型钢；11—混凝土；12—原框架柱；13—连接型钢

17.4 隔震加固设计

17.4.1 结构构件的抗震验算时，结构构件内力的设计值的地震作用分项系数和承载力抗震调整系数应按本规程规定采用。A类和B类建筑的构件内力设计值按《建筑抗震鉴定标准》GB50023调整，C类建筑的构件内力设计值按《建筑抗震设计规范》GB50011调整。

17.4.2 按本规程进行抗震验算时，宜计入加固后仍存在的构造影响，并应符合现行行业标准《建筑抗震加固设计规程》JGJ 116的规定。

17.4.3 现有建筑隔震后，上部结构的抗震措施，可按底部剪力比及相应地震烈度确定：

- 1 隔震结构底部剪力比大于0.5时，隔震结构应按原设防烈度采取相应的抗震措施。
- 2 隔震结构底部剪力比不大于0.5且大于0.25时，上部结构可适当降低按原设防烈度采取的抗震措施，但烈度降低不得超过1度。下部结构应仍按原设防烈度采取相应的抗震措施。
- 3 隔震结构底部剪力比不大于0.25时，上部结构可适当降低按原设防烈度采取的抗震措施，但烈度降低不得超过2度。

17.4.4 隔震层以下结构按设防烈度进行强度和变形验算，根据原设防烈度按15.2节采取抗震措施。

17.4.5 既有建筑经隔震加固后，应满足按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009的变形、承载能力及抗震措施规定。有特殊要求的，可提出更高的性能设计目标。

17.5 历史建筑加固设计

17.5.1 历史建筑的安全等级，应根据保护的重要性，结构破坏产生后果的严重性，以及加固项目的性质、范围等划分建筑加固的安全等级确定，并应符合表17.5.1的规定。

表 17.5.1 历史建筑的安全等级

安全等级	损坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的保护建筑
二级	严重	一般的保护建筑
三级	不严重	建筑体量小,保护级别低,加固实施受限制的建筑

注：1 重要的保护建筑指公共建筑、纪念性建筑；

2 特殊的建筑物，其加固安全等级，应根据具体情况另行确定。

17.5.2 历史建筑隔震加固的荷载取值，应符合下列规定：

1 永久荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 执行或按建筑用料实测值，荷载分项系数应取 1.1。

2 可变荷载，一级建筑加固，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 确定；二级建筑加固，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 基本组合的标准值确定，荷载分项系数应取不小于 1.1；三级建筑加固，当有可靠的控制措施时，按实际使用荷载确定，但不应低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 标准值的 80%，荷载分项系数应取不小于 1.0。

17.5.3 历史建筑中的砖墙，宜采用双夹梁式托换方式；木柱可采用抱箍式托换，钢筋混凝土柱可采用钢筋混凝土或型钢混凝土托换节点，并应尽量控制托换结构的高度，避免影响历史建筑的风貌。

17.5.4 历史建筑经隔震加固后，尚应加强对隔震层及上部结构的观测。

18 隔震部件的施工、验收与维护

18.1 一般规定

18.1.1 建筑隔震工程施工所采用的各类计量器具，均应经校准或检定合格，且应在有效期内使用。

18.1.2 支座安装应在上道工序交接检验合格后进行施工；支座安装工程施工经质量验收合格后，方可进行后续工程施工。相关施工要求应符合下列规定：

- 1 支座的支墩(柱)与承台或底板宜分开施工，承台或底板混凝土应振捣平整。
- 2 承台、底板混凝土初凝前，应进行测量定位，绑扎支墩(柱)的钢筋及周边钢筋，应预留预埋锚筋或锚杆、套筒的位置。
- 3 下支墩(柱)上的连接板在安装过程中，应对其轴线、标高和水平度进行精确的测量定位，并应用连接螺栓对螺栓孔进行临时旋拧封闭。
- 4 安装下支墩(柱)侧模，应用水准仪测定模板高度，并应在模板上弹出水平线。
- 5 浇筑下支墩(柱)混凝土时，应减少对预埋件的影响；混凝土浇筑完毕后，应对支座中心的平面位置和标高进行复测并记录，若有移动，应立即校正。
- 6 模板拆除后，应采用同强度的水泥砂浆进行找平，找平后应对砂浆面进行标高复核。
- 7 安装支座时，应用全站仪或水准仪复测支座标高及平面位置，并应拧紧螺栓。
- 8 上支墩(柱)连接件在安装过程中，应对其轴线、标高和水平度进行精确的测量定位。

18.1.3 阻尼器安装应在支座安装及上部梁板体系施工验收合格后进行，或在隔震层上部结构施工验收合格后进行。

18.2 支座安装

18.2.1 支座下支墩(柱)施工应符合下列规定：

- 1 支座下支墩(柱)钢筋安装、绑扎时，应确定支座下预埋套筒或锚筋的位置，不应相互阻挡。
- 2 支座下连接板预埋就位后，应校核其标高、平面位置、水平度，并应符合本规范和设计要求。
- 3 支座下支墩(柱)的混凝土宜分二次浇筑，浇筑时应有排气措施。第一次宜浇筑至支座下连接板以下，第二次浇筑前应复核支座下连接板的平面位置、标高和水平度。二次浇筑的混凝土宜采用高流动性且收缩小的混凝土、微膨胀或无收缩高强砂浆，其强度等级宜比原设计强度等级提高一级。混凝土不应有空鼓。
- 4 浇筑混凝土前，应对螺栓孔采取临时封闭措施，不应灌入混凝土。混凝土浇筑完成后应及时将下连接板表面清洁干净。
- 5 混凝土初凝前，应校核下连接板的平面位置、高程和水平度，发现问题应立即采取处理措施以满足要求，并应保留相关记录。

18.2.2 支座安装应符合下列规定：

- 1 下支墩(柱)混凝土强度达到设计强度的75%以上时方可进行支座安装。
- 2 支座安装前应复核下连接板的平面位置、标高和水平度，并应保留相关记录。
- 3 支座吊装时，应按厂家提供的吊点安装吊具；吊运过程中，支座宜水平。
- 4 支座安装过程中应采取措施，不得发生水平变形。
- 5 支座就位后，应复核其平面位置、顶面高程和顶面水平度。
- 6 螺栓应对称拧紧。
- 7 支座安装后，支座与下支墩(柱)顶面的连接板应密贴。
- 8 当同一支墩(柱)下采用多个支座组合时，必须采用同一厂家产品。

18.2.3 支座相邻上部结构施工应符合下列规定：

- 1 支座安装验收合格后，方可进行后续工程施工。
- 2 支座上连接板安装后，将锚定螺栓就位，应校核其位置、高程等，并应保留记录。
- 3 支座安装后应立即采取保护措施，后续施工过程中不得污染、损伤。
- 4 支座上相邻结构的模板和混凝土工程施工时，应对隔震层采取临时固定措施，不应发生水平位移。
- 5 对单层面积较大或长度超过 100m 的支座相邻上部混凝土结构、大跨度的钢结构或设计有特殊要求的，应制定专项施工方案，不应产生过大的温度变形和混凝土干缩变形。
- 6 当支座相邻上部结构为钢结构和钢骨结构时，应对全部支座采取临时固定措施。
- 7 在支座相邻上部结构施工过程中，应定期观测支座竖向变形，并应保留相应记录。

18.3 建筑隔震工程验收

18.3.1 建筑隔震工程施工质量验收应在自检合格基础上，按检验批、分项工程、子分部工程验收，应符合下列规定：

- 1 工程施工质量应符合本规范和设计要求。
- 2 参加工程施工质量验收的各方人员应具备规定的资格。
- 3 隐蔽工程在隐蔽前，应由相关单位进行隐蔽工程验收，确认合格后，形成隐蔽验收文件。
- 4 检验批的质量应按主控项目和一般项目进行验收。
- 5 工程的外观质量应由验收人员通过现场检查共同确认。

18.3.2 建筑隔震工程上部结构验收和竣工验收时，均应对隔震缝和柔性连接进行验收检查。

18.3.3 建筑隔震工程施工质量验收时，应提供下列文件和记录：

- 1 工程相关设计文件及设计变更文件。
- 2 支座、阻尼器及相关材料质量合格证明文件、中文标识、性能检测报告和复验报告。
- 3 施工现场质量管理检查记录。
- 4 有关安全及功能的检验和见证检测项目检查记录。
- 5 有关观感质量检验项目检查记录。
- 6 分项工程所含各检验批质量验收记录。
- 7 工程重大质量问题的处理方案和验收记录。
- 8 隔震装置使用维护手册、维修管理及计划。
- 9 其他必要的文件和记录。

18.4 维护

18.4.1 隔震建筑应设置标识，并应标明其功能特殊性、使用及维护注意事项。隔震建筑的标识设置范围和内容应符合下列规定：

- 1 门厅入口处应标明隔震建筑，并应简单阐述隔震原理、房屋使用者注意问题，同时给出主要建筑结构平面图、剖面图、隔震层布置图、隔震缝布置图以及隔震产品描述等。
- 2 水平隔震缝处应标明此处为上部结构与下部结构完全分开的水平缝。
- 3 建筑物周围的竖向隔震缝(又称隔震沟)处应标明地震时此处为建筑物的移动空间，并应在其范围内设置标线或警示线。

18.4.2 隔震建筑工程竣工验收前，应提交由支座和阻尼器生产厂家、设计等单位编写的使用维护手册及维护管理计划；隔震建筑的维护检查可分为常规检查、定期检查、应急检查。

18.4.3 隔震建筑工程除对建筑常规维护项目进行检验、检查外,还应对隔震建筑特有的项目进行检验、检查。检查项目可包括支座、阻尼器、隔震缝、柔性连接等等;检查应按本规范第 14 章相关规定执行。

18.4.4 定期检查应为竣工后的 1 年、5 年、10 年,之后每 10 年进行一次。除支座的水平变形和竖向压缩变形应使用仪器测量外,其他项目均可通过观察方式进行检查。

18.4.5 当发生可能对隔震层相关构件及装置造成损伤的地震或火灾等灾害后,应及时进行应急检查。

附录 A 振型影响系数计算公式

A. 0.1 复振型分解反应谱法中第 j 阶振型向量和参与系数可按下列式计算：

$$X_{ji} = \mathbf{Re}(c_{ji} \eta_j \phi_{ji}) \quad (\text{A. 0.1-1})$$

$$\gamma_j = \mathbf{Re}(\eta_j \lambda_j) \quad (\text{A. 0.1-2})$$

$$c_{ji} = c_{ji}^0 \frac{\eta_j \lambda_j}{\mathbf{Re}(\eta_j \lambda_j)} \quad (\text{A. 0.1-3})$$

$$\eta_j = \frac{-\lambda_j^2 \varphi_j^T M r}{-\lambda_j^2 \varphi_j^T M \varphi_j + \varphi_j^T K \varphi_j} \quad (\text{A. 0.1-4})$$

$$c_{ji}^0 = \begin{cases} -\frac{(1+\mu_b)\omega_b^2}{(\mu_b \lambda_j^2)} + \frac{(-\lambda_j - a)}{(-\lambda_j + b\lambda_j^2) \sum_{i=1}^n \frac{G_i \varphi_{ji}}{G_b \varphi_{jb}}} & \text{隔震层} \\ \frac{(-\lambda_j - a)}{(-\lambda_j + b\lambda_j^2)} & \text{非隔震层} \end{cases} \quad (\text{A. 0.1-5})$$

式中： G_i ——集中于质点 i 的重力荷载代表值（kN）；

G_b ——集中于隔震层的重力荷载代表值（kN）；

λ_j ——第 j 阶振型对应的特征值；

η_j ——第 j 阶振型对应的复数形式的振型参与系数；

φ_{ji} ——第 j 阶振型向量中第 i 个位移分量；

c_{ji} ——第 j 阶振型地震作用非比例阻尼影响系数，当隔震结构为比例阻尼时等于 1.0；

ω_b ——隔震层频率，等于隔震层刚度除以上部结构和隔震层重量之和的平方根；

a ——上部结构瑞利阻尼对应质量矩阵系数；

b ——上部结构瑞利阻尼对应刚度矩阵系数。

A. 0.2 j 振型水平地震作用效应非比例阻尼影响系数可按下列式计算：

$$l_j = S_j^v / S_j \quad \text{A.0.2-1}$$

式中： S_j^v —— j 振型速度相关水平地震作用效应（N），由相应速度相关水平地震作用确定。

j 振型 i 质点速度相关水平地震作用可按下列式计算：

$$F_{ji}^v = \alpha_j \gamma_j R_{el} [(-\zeta_j + i\sqrt{1-\zeta_j^2}) c_{ji} \varphi_{ji}] G_i \quad (i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, m) \quad \text{A.0.2-2}$$

A. 0.3 采用强迫解耦实振型分解反应谱法进行水平地震作用和作用效应计算时， j 振型 i 质点的水平地震作用应按本规程式（4.2.1-1）和（4.2.2-1、2、3）计算，水平地震作用效应

按本程式（4.2.1-2）和（4.2.2-4）计算，其中振型参与系数、耦联系数应按下列公式计算：

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad \text{A.0.3-1}$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 - \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad \text{A.0.3-2}$$

附录 B 各种类型隔震支座尺寸及力学性能

B.0.1 铅芯橡胶支座力学性能 (G=0.4)

表 B.0.1 铅芯橡胶支座力学性能参数表 (G=0.4)

设计参数		代号	单位	支座型号											
				LRB400	LRB500	LRB600	LRB700	LRB800	LRB900	LRB1000	LRB1100	LRB1200	LRB1300	LRB1400	LRB1500
有效直径		d	mm	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
竖向压缩刚度		K_v	kN/mm	1300	1650	2450	2850	3650	4550	5450	6150	7000	6800	8260	9860
γ 100%	屈服力	Q_d	kN	26.5	40.2	62.8	83.1	106.2	132.1	171.1	203.6	238.9	304	347	408
	屈服后刚度	K_2	kN/mm	0.644	0.805	0.964	1.126	1.287	1.449	1.608	1.769	1.931	2.149	2.493	2.860
	水平等效刚度	K_h	kN/mm	0.993	1.228	1.515	1.751	1.986	2.222	2.508	2.743	2.979	3.245	3.741	4.334
	等效阻尼比	heq	%	22.5	22.0	23.2	22.8	22.5	22.2	22.9	22.7	22.5	22.5	22.3	22.6
γ 250%	水平等效刚度	K_h	kN/mm	0.720	0.890	1.084	1.258	1.433	1.607	1.800	1.975	2.168	2.431	2.811	3.241
	等效阻尼比	heq	%	12.2	11.9	12.7	12.4	12.2	12	12.5	12.3	12.7	13	12.8	13.1
橡胶层总厚度		T_r	mm	76	95	114	133	152	171	190	209	228	240	240	240
备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。															

B.0.2 天然橡胶支座力学性能 (G=0.4)

表 B.0.2 天然橡胶支座力学性能参数表 (G=0.4)

设计参数	代号	单位	支座型号											
			LNR400	LNR500	LNR600	LNR700	LNR800	LNR900	LNR1000	LNR1100	LNR1200	LNR1300	LNR1400	LNR1500
有效直径	d	mm	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
竖向压缩刚度	K_v	kN/mm	1250	1550	2300	2650	3350	4300	5200	5850	6400	6550	7980	9550
水平等效刚度	K_h	kN/m	0.665	0.822	0.985	1.154	1.324	1.488	1.651	1.815	1.982	2.117	2.456	2.819
内部橡胶总厚度	Tr	mm	76	95	114	133	152	171	190	209	228	240	240	240
备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。														

B.0.3 铅芯橡胶支座力学性能 (G=0.5)

表 B.0.3 铅芯橡胶支座力学性能参数表 (G=0.5)

设计参数	代号	单位	支座型号												
			LRB400	LRB500	LRB600	LRB700	LRB800	LRB900	LRB1000	LRB1100	LRB1200	LRB1300	LRB1400	LRB1500	
有效直径	d	mm	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	
竖向压缩刚度	K_v	kN/mm	1460	1720	2650	3100	3920	4900	5750	6450	7150	7300	8800	9900	
γ 100%	屈服力	Q_d	kN	42	65	94	128	167	211	261	315	375	440	511	586
	屈服后刚度	K_2	kN/mm	0.835	1.044	1.253	1.461	1.67	1.879	2.088	2.296	2.505	2.793	3.239	3.718
	水平等效刚度	K_h	kN/mm	1.315	1.643	1.972	2.3	2.629	2.958	3.286	3.615	3.944	4.397	5.099	5.854
	等效阻尼比	heq	%	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
γ 250%	水平等效刚度	K_h	kN/mm	0.938	1.17	1.405	1.639	1.873	2.107	2.342	2.574	2.809	3.131	3.632	4.169
	等效阻尼比	heq	%	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
橡胶层总厚度	Tr	mm	76	95	114	133	152	171	190	209	228	240	240	240	
备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。															

B.0.4 天然橡胶支座力学性能 (G=0.5)

表 B.0.4 天然橡胶支座力学性能参数表 (G=0.5)

设计参数	代号	单位	支座型号											
			LNR400	LNR500	LNR600	LNR700	LNR800	LNR900	LNR1000	LNR1100	LNR1200	LNR1300	LNR1400	LNR1500
有效直径	d	mm	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
竖向压缩刚度	K_v	kN/mm	1300	1620	2520	2940	3750	4700	5600	6250	6950	7050	8550	9650
水平等效刚度	K_h	kN/m	0.824	1.03	1.236	1.442	1.649	1.855	2.061	2.267	2.473	2.757	3.197	3.67
橡胶层总厚度	T_r	mm	76	95	114	133	152	171	190	209	228	240	240	240
备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。														

B.0.5 防倾覆弹性滑板支座力学性能

表 B.0.5 防倾覆弹性滑板支座力学性能参数表

项 目	符号	单位	型 号							
			FQF(II)-D400	FQF(II)-D500	FQF(II)-D600	FQF(II)-D700	FQF(II)-D800	FQF(II)-D900	FQF(II)-D1000	
设计压应力	σ	N/mm ²	20	20	20	20	20	20.00	20	
设计承载力	设计值	P _o	kN	2500	3900	5600	7700	10000	12700	15650
设计拉力	设计值	T	kN	1000	1560	2240	3080	4000	5080	6260
竖向压缩刚度	K _v	kN/mm	1897	3868	4850	4355	5356	5435	7400	
初始刚度	K _i	kN/mm	2.68	3.25	4.00	4.62	5.26	5.95	6.61	
滑动摩擦系数（受压）≤	μ_1		0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.030	0.03	
滑动摩擦系数（受拉）≤	μ_2		0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.120	0.12	
设计位移（±）	x	mm	400	400	450	500	450	500	550	
备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。										

注：上述力学性能参数中的位移量可根据需要进行调整

B.0.6 防倾覆弹性滑板支座力学性能

表 B.0.6 双阶滑移滑板支座力学性能参数表

技术参数	代号	单位	TS-ESB2500			TS-ESB4000			TS-ESB5600			TS-ESB7700			TS-ESB10000			TS-ESB12500			TS-ESB15000		
承载力	P	kN	2500			4000			5600			7700			10000			12500			15000		
设计位移 (±)	X	mm	350	400	450	350	400	450	400	450	500	400	450	500	400	450	500	450	500	550	450	500	550
一阶位移 (±)	X ₁	mm	200			200			225			225			225			250			250		
竖向压缩刚度	K _v	kN/mm	2300			3950			4950			6050			7750			9300			11300		
屈服前刚度	K ₁	kN/mm	500			500			500			500			500			500			500		
一阶动摩擦系数	μ ₁		0.02			0.02			0.02			0.02			0.02			0.02			0.02		
二阶动摩擦系数	μ ₂		0.06			0.06			0.06			0.06			0.06			0.06			0.06		
备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。																							

注：上述力学性能参数中的位移量可根据需要进行调整

B.0.7 建筑摩擦摆隔震支座力学性能

表 B.0.7-1 建筑摩擦摆隔震支座力学性能参数表

等效曲率半径 3000mm, 摆动周期 3.48s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-1000-300-3.48	1000	333	8	0.01	0.02
FPS-II-2000-300-3.48	2000	667	16	0.01	0.02
FPS-II-3000-300-3.48	3000	1000	24	0.01	0.02
FPS-II-4000-300-3.48	4000	1333	32	0.01	0.02
FPS-II-5000-300-3.48	5000	1667	40	0.01	0.02
FPS-II-6000-300-3.48	6000	2000	48	0.01	0.02
FPS-II-7000-300-3.48	7000	2333	56	0.01	0.02
FPS-II-8000-300-3.48	8000	2667	64	0.01	0.02
等效曲率半径 3000mm, 摆动周期 3.48s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-9000-300-3.48	9000	3000	72	0.01	0.02
FPS-II-10000-300-3.48	10000	3333	80	0.01	0.02
FPS-II-12500-300-3.48	12500	4167	100	0.01	0.02
FPS-II-15000-300-3.48	15000	5000	120	0.01	0.02
FPS-II-17500-300-3.48	17500	5833	140	0.01	0.02
FPS-II-20000-300-3.48	20000	6667	160	0.01	0.02
FPS-II-25000-300-3.48	25000	8333	200	0.01	0.02
FPS-II-30000-300-3.48	30000	10000	240	0.01	0.02
备注: 支座参数仅供参考, 设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。					

表 B. 0. 7-2 建筑摩擦摆隔震支座力学性能参数表

等效曲率半径 3000mm, 摆动周期 3.48s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-1000-300-3.48	1000	333	20	0.02	0.05
FPS-II-2000-300-3.48	2000	667	40	0.02	0.05
FPS-II-3000-300-3.48	3000	1000	60	0.02	0.05
FPS-II-4000-300-3.48	4000	1333	80	0.02	0.05
FPS-II-5000-300-3.48	5000	1667	100	0.02	0.05
FPS-II-6000-300-3.48	6000	2000	120	0.02	0.05
FPS-II-7000-300-3.48	7000	2333	140	0.02	0.05
FPS-II-8000-300-3.48	8000	2667	160	0.02	0.05
FPS-II-9000-300-3.48	9000	3000	180	0.02	0.05
FPS-II-10000-300-3.48	10000	3333	200	0.02	0.05
等效曲率半径 3000mm, 摆动周期 3.48s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-12500-300-3.48	12500	4167	250	0.02	0.05
FPS-II-15000-300-3.48	15000	5000	300	0.02	0.05
FPS-II-17500-300-3.48	17500	5833	350	0.02	0.05
FPS-II-20000-300-3.48	20000	6667	400	0.02	0.05
FPS-II-25000-300-3.48	25000	8333	500	0.02	0.05
FPS-II-30000-300-3.48	30000	10000	600	0.02	0.05
备注: 支座参数仅供参考, 设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。					

表 B. 0. 7-3 建筑摩擦摆隔震支座力学性能参数表

等效曲率半径 3600mm, 摆动周期 3.81s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-1000-300-3.81	1000	278	8	0.01	0.02
FPS-II-2000-300-3.81	2000	556	16	0.01	0.02
FPS-II-3000-300-3.81	3000	833	24	0.01	0.02
FPS-II-4000-300-3.81	4000	1111	32	0.01	0.02
FPS-II-5000-300-3.81	5000	1389	40	0.01	0.02
FPS-II-6000-300-3.81	6000	1667	48	0.01	0.02
FPS-II-7000-300-3.81	7000	1944	56	0.01	0.02
FPS-II-8000-300-3.81	8000	2222	64	0.01	0.02
FPS-II-9000-300-3.81	9000	2500	72	0.01	0.02
FPS-II-10000-300-3.81	10000	2778	80	0.01	0.02
FPS-II-12500-300-3.81	12500	3472	100	0.01	0.02
FPS-II-15000-300-3.81	15000	4167	120	0.01	0.02
等效曲率半径 3600mm, 摆动周期 3.81s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-17500-300-3.81	17500	4861	140	0.01	0.02
FPS-II-20000-300-3.81	20000	5556	160	0.01	0.02
FPS-II-25000-300-3.81	25000	6944	200	0.01	0.02
FPS-II-30000-300-3.81	30000	8333	240	0.01	0.02
备注: 支座参数仅供参考, 设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。					

表 B. 0. 7-4 建筑摩擦摆隔震支座力学性能参数表

等效曲率半径 3600mm, 摆动周期 3. 81s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-1000-300-3. 81	1000	278	20	0. 02	0. 05
FPS-II-2000-300-3. 81	2000	556	40	0. 02	0. 05
FPS-II-3000-300-3. 81	3000	833	60	0. 02	0. 05
FPS-II-4000-300-3. 81	4000	1111	80	0. 02	0. 05
FPS-II-5000-300-3. 81	5000	1389	100	0. 02	0. 05
FPS-II-6000-300-3. 81	6000	1667	120	0. 02	0. 05
FPS-II-7000-300-3. 81	7000	1944	140	0. 02	0. 05
FPS-II-8000-300-3. 81	8000	2222	160	0. 02	0. 05
FPS-II-9000-300-3. 81	9000	2500	180	0. 02	0. 05
FPS-II-10000-300-3. 81	10000	2778	200	0. 02	0. 05
FPS-II-12500-300-3. 81	12500	3472	250	0. 02	0. 05
FPS-II-15000-300-3. 81	15000	4167	300	0. 02	0. 05
FPS-II-17500-300-3. 81	17500	4861	350	0. 02	0. 05
FPS-II-20000-300-3. 81	20000	5556	400	0. 02	0. 05
FPS-II-25000-300-3. 81	25000	6944	500	0. 02	0. 05
FPS-II-30000-300-3. 81	30000	8333	600	0. 02	0. 05

备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。

表 B. 0. 7-5 建筑摩擦摆隔震支座力学性能参数表

等效曲率半径 4200mm, 摆动周期 4. 11s					
支座型号	竖向承载力 (kN)	屈服后刚度 (kN/m)	初始刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限	动摩擦系数上限
FPS-II-1000-300-4. 11	1000	238	8	0. 01	0. 02
FPS-II-2000-300-4. 11	2000	476	16	0. 01	0. 02
FPS-II-3000-300-4. 11	3000	714	24	0. 01	0. 02
FPS-II-4000-300-4. 11	4000	952	32	0. 01	0. 02
FPS-II-5000-300-4. 11	5000	1190	40	0. 01	0. 02
FPS-II-6000-300-4. 11	6000	1429	48	0. 01	0. 02
FPS-II-7000-300-4. 11	7000	1667	56	0. 01	0. 02
FPS-II-8000-300-4. 11	8000	1905	64	0. 01	0. 02
FPS-II-9000-300-4. 11	9000	2143	72	0. 01	0. 02
FPS-II-10000-300-4. 11	10000	2381	80	0. 01	0. 02
FPS-II-12500-300-4. 11	12500	2976	100	0. 01	0. 02
FPS-II-15000-300-4. 11	15000	3571	120	0. 01	0. 02
FPS-II-17500-300-4. 11	17500	4167	140	0. 01	0. 02
FPS-II-20000-300-4. 11	20000	4762	160	0. 01	0. 02
FPS-II-25000-300-4. 11	25000	5952	200	0. 01	0. 02
FPS-II-30000-300-4. 11	30000	7143	240	0. 01	0. 02

备注：支座参数仅供参考，设计师可根据工程情况结合供应商制造生产工艺水平调整。

本规程用词说明

- 1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：
 - 1) 表示很严格，非这样做不可的：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
 - 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；
 - 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
 - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”；
- 2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

- 1 《建筑与市政工程抗震通用规范》 GB 55002
- 2 《工程结构通用规范》 GB55001
- 3 《建筑工程抗震设防分类标准》 GB 50223
- 4 《建筑结构可靠性设计统一标准》 GB 50068
- 5 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 6 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 7 《中国地震动参数区划图》 GB 18306
- 8 《建筑消能减震技术规程》 JGJ 297
- 9 《建筑消能减震加固技术规程》 T/CECS 547
- 10 《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》 GB 20688.3
- 11 《建筑隔震橡胶支座》 JG/T 118
- 12 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 13 《建筑工程容许振动标准》 GB 50868
- 14 《空间网格结构技术规程》 JGJ 7
- 15 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 16 《建筑抗震鉴定标准》 GB 50023
- 17 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
- 18 《橡胶支座 第5部分：建筑隔震弹性滑板支座》 GB 20688.5
- 19 《建筑消能阻尼器》 JG/T 209
- 20 《非结构构件抗震设计规范》 JGJ 339

西藏自治区地方标准

建筑工程隔震与减震技术规程

DB XX/T XXXX-XXXXX

条文说明

1 总则

1.0.1 在建筑结构中采用消能减震、隔震技术，以过滤或耗散地震输入结构的部分能量，是减轻地震反应和地震破坏的新技术和新方法，已有的震害经验表明消能减震、隔震技术的有效性。为了保证和提高消能减震、隔震建筑设计、施工水准，规范和推进消能减震、隔震技术的应用制订本规程。

消能减震结构是指在建筑结构的某些部位（如支撑、剪力墙、节点、联结缝或连接件、楼层空间、相邻建筑间、主附结构间等）设置了消能器的建筑结构。消能减震结构由主体结构、消能部件及基础等组成，通过消能器消耗地震输入能量，降低结构地震反应，达到减震目的。

隔震结构是指在基础或结构层间设置隔震层，该层截断下部竖向构件与上部竖向构件的连接，增设隔震支座支承上部结构重量，降低抵抗水平变形的刚度，从而导致隔震结构水平振动周期延长，隔震周期远大于地震反应谱特征周期，位于反应谱长周期的下降段。这样就可以过滤掉地震作用主要的高频成分，通过隔震层阻尼再耗散部分地震的长周期能量，减小隔震层位移。

隔震建筑一般能保证遭遇基本烈度地震后，室内设施完好，建筑使用功能不受影响；遭遇罕遇地震后，建筑使用功能基本不丧失或可快速恢复。

确定减、隔震设计方案时，宜综合考虑建筑抗震设防分类、场地条件等因素，对不同减、隔震设计方案及传统抗震设计方案进行技术、经济的综合比较分析，确定最优减、隔震方案，体现减、隔震结构设计在提高结构抗震性能和经济性上的优势。

1.0.2 本规程的适用范围与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、现行行业标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 及现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 基本一致，采用消能减震、隔震技术可起到耗散地震输入能量，有效保证建筑物具有良好的抗震性能。

1.0.3 在同一结构中，采用消能减震技术可大大提高结构安全性、增加结构安全储备，另一方面，结构中安装消能器后，不改变结构的竖向受力体系，因此，按本规程设计与施工的消能减震结构的设防目标，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 基本的抗震设防目标一致。

隔震建筑具有良好的抗震性能，当采用减震系数衡量隔震效果，隔震层上部采用降度法验算构件抗震强度后，隔震结构的设防目标仍与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 基本的抗震设防目标一致。

为了确保消能减震、隔震建筑在罕遇地震作用下不发生倒塌，消能减震、隔震建筑结构需要保证在主体结构达到极限承载力前，消能部件、隔震装置等元件不能损坏。

1.0.4 消能减震建筑、隔震建筑主要由主体结构和消能部件或隔震装置组成，通过调整消能部件附加给结构的阻尼或隔震装置的刚度等力学性能参数来实现消耗或降低地震输入的能量，从而可方便的控制主体结构在不同设防目标下的反应（如主体结构保持弹性或部分构件进入弹塑性等），使结构更容易实现比现有的规范更高的设防目标。因此，对重要的或有更高要求的消能减震建筑、隔震建筑宜优先采用抗震性能化设计方法进行结构设计或结构加固设计。

1.0.5 消能减震、隔震建筑的主体结构设计、施工、验收和维护应严格满足现行国家有关规范、规程的相关要求。

3 基本规定

3.1.1 按照遭受地震破坏后可能造成的人员伤亡、经济损失和社会影响的程度及建筑功能在抗震救灾中的作用，将建筑工程划分为不同的类别，区别对待，采取不同的设计要求，是根据我国现有技术和经济条件的实际情况，达到减轻地震灾害又合理控制建设投资的重要对策之一。故消能减震、隔震建筑虽然能提高结构安全度，减少地震损失，依然采用现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 确定其抗震设防类别及其抗震设防标准。

3.1.2 采用消能减震、隔震技术对既有建筑进行抗震加固时，按现行国家标准《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 和《建筑抗震鉴定标准》GB50023 有关规定，根据后续工作年限对既有建筑进行分类，采用相应的加固设计方法。

3.1.3 鉴定时设防烈度应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 采取，荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 取值，建筑抗震设防类别应按现行《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 执行。

3.1.4 对消能减震、隔震建筑建设场地有利、一般、不利和危险的划分按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 有关规定采用。

4 地震作用与验算

4.1 一般规定

4.1.1 施加在建筑结构上的地震荷载实际上是由于地震地面运动引起的动态作用，包括地震加速度、速度以及动位移的作用，具有显著的动力属性。消能减震、隔震结构在地震作用下的响应除与地震动大小、频谱特性、作用方向以及持续时间有关外，还与结构抗侧力构件布置方式、质量与刚度分布情况、消能器的类别及空间分布形式、隔震装置的类别及布置形式以及自身的动力特性等因素有关。

4.1.3 消能减震、隔震结构的地震作用计算应按地震输入强度等级不同，充分考虑消能部件、隔震装置的工作状态选择合适的分析方法。当主体结构进入弹塑性状态时，应采用弹塑性分析方法。弹塑性分析方法分为：静力弹塑性分析方法和弹塑性时程分析方法。其中静力弹塑性分析方法受其基本理论的限制条件，该分析方法仅适用于设置位移相关型消能器的消能减震结构。其相关要求如下：

基本假定：

- 1 实际结构的地震反应与某一等效单自由度体系的反应相关。该假定表明结构的地震反应由某一阵型起主要控制作用（一般认为是结构第一振型），其它振型的影响可以忽略。
- 2 地震过程中，不论结构变形大小，分析所假定的结构沿高度方向的形状向量都保持不变。

适用范围：

高阶振型效应不明显（判定方法）

- 1 模型 1（模态分析质量参与系数达到 90%）
- 2 模型 2（模态分析只求第一阵型）
- 3 反应谱地震荷载（模态 1 结果不大于 1.3 倍模型 2 结果，则为高阶振型效应不明显）

4.1.6~4.1.9 地震反应谱是进行结构承载力与变形验算的基本前提。参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 的相关要求，本规程从不同烈度和水准地震具有相同超越概率的角度出发，分别给出了不同水准地震反应谱曲线的形式及其关键参数的取值方法。其中多遇地震反应谱曲线的形式与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 一致，基本保持原结构设计延续性的考虑。设防、罕遇及极罕遇地震反应谱曲线的形式与现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 及现行协会标准《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160 一致，该反应谱曲线依据中国地震局工程力学研究所对近一万地震组波的统计结果，其更能反映地震波的特性，为许多国家的规范所采用。

4.1.10 对应后续工作年限为 30 年（A 类）或 40 年（B 类）内发生与 50 年内相同超越概率为 63%、10% 和 2%~3% 的地震烈度作为 A 类或 B 类建筑的多遇地震、设防地震和罕遇地震，继续采用三级设防水准的概念，相应地震作用按《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 进行折减。

4.2 水平地震作用计算

4.2.1~4.2.2 结构的动力特征理论上应该包括质量矩阵 $[M]$ 、阻尼矩阵 $[C]$ 、刚度矩阵 $[K]$ 三方面的影响因素，为了简化处理，同时考虑传统结构中阻尼部分影响较小，长期以来采用只考虑质量矩阵 $[M]$ 、刚度矩阵 $[K]$ 的振型分解方法，所谓的实振型分解方法。当 $[C]$ 矩阵的影响不可忽略时——比如隔震结构中隔震层的等效阻尼比通常会在 15% 以上，大概是上部结构的 3 倍以上，或是消能减震结构中局部楼层、局部区域集中布置消能器等，在采用实振型分解法是不合理的。复振型分解法同时考虑了 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 矩阵的影响，得到的振型周期、振型阻尼比是结构体系真实的动力特性，在理论上对非比例阻尼问题的处理是精准的；实振型分解法是复振型分解法得一种特例，当 $[C]$ 矩阵满足比例阻尼假定时，由复振型分解法可以退化到实振型分解法；另外，从已有的分析结果看，结构中局部楼层、局部区域消能器布置

越集中，未布置消能器结构楼层越多，复振型分解法与实振型分解法得结算结果相差越大，强迫解耦的实振型分解反应谱法结果小于复振型反应谱法，这是偏于不安全的。

本规程的振型分解反应谱法默认是基于考虑阻尼矩阵的复振型分解的反应谱法，基本公式的形式与不考虑阻尼矩阵的振型分解反应谱法是一致的，区别在于振型参与系数和振型耦联系数的计算公式。

第 4.2.1 条第 2 款给出的是复振型分解反应谱法的平方和开平方组合形式（SRSS），当不满足相邻振型周期比小于 0.85 的条件时，应采用完全平方组合形式（CQC），即本规程式 4.2.2-4。此外，本规程复振型分解反应谱法组合公式都是针对地震作用效应的标量形式，当为向量形式时，则公式中的乘积、平方对应于各个元素的乘积和开方。

4.2.3 采用本规程进行隔震建筑振型分解分析时，采用复振型分解反应谱法，能够较准确地获得隔震结构动力解。对消能减震结构，除线性黏滞阻尼器外，复振型分解反应谱法仍是一种近似方法，研究表明，结构阻尼比小于 20% 时，采用实振型反应谱法也能较好地获得消能减震结构的动力解。

4.4 截面抗震验算

4.4.2 消能子结构中梁、柱、墙构件宜按重要构件设计，并应考虑罕遇地震作用效应和其他荷载作用标准值的效应，其值应小于构件极限承载力，因此可不考虑承载力抗震调整系数，同时，消能部件及其连接件承载力计算亦可不考虑承载力抗震调整系数。

4.5 抗震变形验算

4.5.2 弹塑性变形验算时，只需考虑结构构件变形，此时应计算构件受力引起的变形（有害位移），才能准确反映结构构件的弹塑性性能状态，因此，结构楼层弹塑性位移角可以扣除结构构件由于转动产生的非受力变形产生的位移角。

4.5.3 对标准设防类结构采用防止倒塌的层间位移控制限值；对重点设防类结构采用不严重破坏的层间位移控制限值；对特殊设防类结构采用中等破坏的层间位移控制限值。

5 性能化设计

5.1 基本设计方法

5.1.1 消能减震结构、隔震结构抗震设计性能目标的选用，需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因素。

5.1.2~5.1.5 现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 将结构在地震作用时的破坏状态划分成基本完好（含完好）、轻微损坏、中等破坏、严重破坏和倒塌 5 个等级，分别给出了变形参考值： $\Delta < [\Delta_{ue}]$ 、 $1.5 \sim 2.0[\Delta_{ue}]$ 、 $3.0 \sim 4.0[\Delta_{ue}]$ 、 $0.9[\Delta_{up}]$ 和 $\Delta > [\Delta_{up}]$ 。混凝土构件的强度验算公式是根据极限状态推导出来的，因此将“轻微损坏”分为轻微损坏和轻度损坏，前者定义为不屈服状态，变形为 $1.1 \sim 1.5[\Delta_{ue}]$ ，后者进入屈服状态，变形为 $1.5 \sim 2.0[\Delta_{ue}]$ 。其余状态下的变形指标上限值沿用抗震规范给出的值，为保证连续性，下限值取前一状态的上限值。

实现建筑结构抗震设防目标需进行结构变形和构件承载力的双控。即各个地震水准下的承载力、变形。

完好，即所有构件保持弹性状态，各种承载力设计值（拉、压、弯、剪、压弯、拉弯、稳定）满足规范对抗震承载力的要求，层间变形满足规范多遇地震下的弹性位移限值 $[\Delta_{ue}]$ 。

轻微损坏，结构构件尚未达到屈服状态，按材料标准值计算的承载力大于作用标准组合的效应，但楼层变形略大于弹性位移限值 $[\Delta_{ue}]$ ，约为 $(1.1 \sim 1.5)[\Delta_{ue}]$ 。

轻度损坏，关键构件及普通竖向构件的按材料标准值计算的承载力大于作用标准组合的效应；部分耗能构件进入屈服阶段，但其受剪力承载力按材料计算的标准值大于作用标准组合的效应。楼层变形约为 $(1.5 \sim 2.0)[\Delta_{ue}]$ 。

中等破坏，结构构件出明显的塑性变形，但控制在一般加固即恢复使用的范围。弹塑性楼层变形约为 $(2.0 \sim 4.0)[\Delta_{ue}]$ 。

不严重破坏，结构关键的竖向构件出现明显的塑性变形，部分水平构件可能失效需要更换，经过大修加固后可恢复使用。

5.2 设防烈度地震正常使用建筑的性能目标及设计

5.2.1 依据《建设工程抗震管理条例》第二章第十六条规定。

5.2.2 以主要结构构件和位移相关性非结构构件的地震易损性为基础，通过限制设防地震和罕遇地震作用下结构的层间变形，控制上述构件在一定保证率条件下处于轻微损伤和中度损坏的状态，从而确保建筑震后正常使用建筑的性能目标。即其抗震设防性能目标为“中震基本不坏，大震可修”。

5.2.3~5.2.4 消能减震、隔震建筑在设防烈度地震下正常使用时，结构损伤状态宏观表现为轻微损伤，即中震不屈服，按此性能状态进行结构抗震设计时，内力调整系数取 1.0、荷载分项系数和材料分项系数取 1.0。中震弹性设计时荷载分项系数和材料分项系数按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 取值。

多遇地震设计时需要内力调整，调整后的小震设计的结构内力设计值甚至超过了中震设计的构件内力设计值。一级与特一级框架柱与剪力墙小震设计与中震设计的结构内力方法倍数对比见下表 5.2.4：

表 5.2.4 框架柱（剪力墙）小震与中震设计放大倍数对比表

抗震等级	调整位置	调整项目	小震弹性	中震不屈服	中震弹性
一级	一般层	弯矩	1.82 (1.56)	1.92	2.8
		剪力	2.55 (1.30)		
	底层 (底部加强区)	弯矩	1.92 (1.30)		
		剪力	2.73 (2.08)		
特一级	一般层	弯矩	2.18 (1.69)		
		剪力	3.67 (1.56)		
	底层 (底部加强区)	弯矩	2.34 (1.43)		
		剪力	3.93 (2.47)		

从上表可以看出竖向结构构件按小震弹性设计时基本满足中震不屈服。所以本规程考虑多遇地震弹性设计时不同抗震等级的差异，通过增大地震作用的方式使消能减震、隔震建筑满足一定保证率条件下处于轻微损伤状态。建议增大系数取值不宜大于 1.7。

5.2.5 设防烈度地震下，填充墙依然有不坏的要求，确保填充墙不坏，方法一是增加结构刚度，减小楼层层间变形，让楼层变形满足填充墙的要求。方法二是采用柔性填充墙或填充墙采用柔性连接，让填充墙满足楼层变形。加气混凝土砌块填充墙开裂位移角限值与连接方法有关，普通连接时，开裂位移角的均值为 1/800，具有 90%保证率的位移角为 1/1500；柔性连接时开裂位移角的均值为 1/600，具有 90%保证率的位移角为 1/700。消能减震建筑、隔震建筑设防烈度下正常使用时候填充墙处于轻微损伤状态，结构分析时可考虑填充墙刚度的影响，对楼层变形验算有一定帮助。

6 消能减震建筑基本规定

6.1 一般规定

6.1.1 消能减震技术已广泛地应用于新建建设工程、既有建筑结构加固工程中。

6.1.3 国内外学者对黏弹性消能器和黏滞消能器进行了试验研究，发现影响其耗能性能的主要因数是温度、频率和应变幅值。而位移型消能器如金属屈服型消能器、摩擦消能器等的耐久性主要包括腐蚀、磨损及钢材在高温下的软化和低温下的脆性断裂等。

综合来讲，消能器的耗能性能很大程度上受温度、徐变、腐蚀、紫外线照射等因素的影响，因此要求在设计文件及使用时应考虑到其所处的工作环境，必要时采取特殊的措施消除环境因素的影响。

6.2 消能器

6.2.2 由于地震动的不确定性，地震破坏作用及结构在地震作用下的反应也不确定的，同时结构计算模型的各种假定和实际情况存在一定差距，根据规定的地震作用进行结构抗震验算，不论计算理论和工具如何先进，计算如何严格，实际地震作用时结构的地震反应与计算结果存在较大的差异。为使消能减震结构实现大震不倒的设防目标，需保证大震作用下消能器不丧失功能而产生破坏，消能器的极限位移不应小于在罕遇地震作用时消能器最大变形的 1.2 倍。对速度型消能器，其极限速度也满足类似要求。

6.3 结构分析

6.3.2 消能减震结构分析方法的选取依据如下原则：

- 1) 当消能减震结构主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于线性工作状态时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。
- 2) 当消能减震结构主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法；也可采用弹塑性时程分析法。
- 3) 当消能减震结构主体结构进入弹塑性状态时，宜采用静力弹塑性分析法或弹塑性时程分析方法。

6.3.6 影响罕遇地震作用下消能器位移结果的因素很多，现阶段，其计算值得离散性较大。注意到常规设计中，考虑到小震弹性时程分析的波形数量较少，而且计算的位移多数明显小于反应谱法的计算结果，需要以反应谱法为基础进行对比分析；大震弹塑性时程分析时，由于阻尼的处理方法不够完善，波数数量也较少，不宜直接把计算的位移值视为消能器实际位移，同样需要借助小震的反应谱法计算结果进行分析。建议按下列方法确定其层间位移参考数值：用同一软件。同一波形进行弹性和弹塑性计算，得到同一波形、同一部位弹塑性位移与小震弹性位移的比值，然后将此值取平均或包络值，再乘以反应谱法计算的该部位小震位移，从而得到大震下该部位的消能器位移参考值。

6.3.7 大型复杂消能减震结构的非线性分析，其分析结果与设计人员对构件非线性参数的取值关系密切，同时，与软件计算方法、参数处理、计算模型简化等也有很大关系，因此，进行弹塑性分析时，宜采用两个或两个以上软件进行计算分析。计算时，计算模型和构件参数应基本相同，两个软件的计算结果相近，且合理后，方可应用工程设计。当弹塑性分析仅用于确定罕遇地震下消能器设计位移等参数时，可只采用一个软件进行计算分析。

6.4 连接与节点

6.4.1~6.4.3 消能器与支撑、支承构件的连接符合《混凝土结构设计规范》GB50010、《钢结构设计标准》GB 50017、《组合结构设计规范》JGJ 138 相关内容。

7 消能器的技术性能

7.1 一般规定

7.1.1 建筑物使用年限是设计规定在既定的时间内,建筑只需进行正常的维护而不需进行大修就能按预期目的使用,完成预定的功能,即房屋建筑在正常设计、正常施工、正常使用和维护下所应达到的使用年限。消能减震结构设计中,消能器的设计至关重要,消能器一旦失效,不仅原有减震设计目标很难达到,而且在地震作用下还可能产生负面效果,如导致结构动力特性改变、增强地震作用等不利效应等。

目前,还无法对地震的发生做出合理的预测,无法判断其发生的时间、地点和强度。消能器作为结构中消耗地震能量的主要构件之一,设计使用年限内应时刻处于有效工作状态,从而保证地震作用时起到减震作用。至今消能减震技术在实际结构中应用的时间还没有超过现有规范规定的建筑物使用年限,无法对每类消能器实际使用年限范围内的可靠性作出明确限定,只能通过消能器某些元件的耐久性特性推算消能器的使用年限,为此,各种消能器产品上应标注出厂时间和使用年限。为了保证消能减震结构在使用年限内的安全性,消能器应和使用消能器的建筑具有相同的使用年限,不满足要求时,消能器从生产日期算起的寿命达到其使用年限时应按一定比例数量拆下消能器到具有检测资质的实验室抽检性能,确定消能器新的使用年限;不满足使用要求时应更换新的消能器,或置换消能器部分元件,使其满足设计要求。一般认为金属消能器在使用期内防腐有保证时,其使用寿命应该与其材质使用寿命一致。对于黏滞消能器的性能保证使用寿命通常认为是30年,生产厂家另有质量保证说明的除外。

7.1.3 消能器一般由消能元件和非消能构件组成,如金属屈服型消能器由连接板、消能板或螺栓组成,黏滞消能器由消能黏滞材料和非消能的缸体、活塞、密封圈、耳环等组成,黏弹性消能器由钢板、黏弹性材料或螺栓等组成。为避免因材料缺陷、安装偏差、超强地震作用的突增等因素引起的非消能构件失效而导致消能器无法正常工作的情形,消能器中非消能构件必须具有足够的安全储备,为此,在消能器设计时,非消能元件、构件或螺栓等承载能力应按大于消能器1.5倍极限阻尼力原则选取。

对于不包含在本规程明确规定的金属屈服类、黏滞和黏弹性类消能器的其它类似消能器,可能会出现一些其它形式的滞回曲线,其滞回力学特性合格判定按其产品性能说明检验。

7.1.4 消能器的型式检验应根据现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209的要求对产品各项指标进行全面检验,报告中应详细注明消能器的各项性能参数指标。

7.4 摩擦消能器

7.4.3 摩擦消能器一般由钢元件或构件、摩擦片和预紧螺栓等组成,在地震作用下,钢元件或构件之间发生相对位移产生摩擦做功而耗散能量。预紧螺栓的预压力在长期作用时会产生松弛,经试验数据可得,45h螺栓预压力损失值的平均值 μ 和标准差 σ 分别为4.3%和1.7%。假定螺栓应变松弛最终值符合正态分布,则得到具有95%保证率的预压力松弛最终值为 $t = \mu + 1.65\sigma = 7.1\%$,低于9%。考虑到目前摩擦阻尼器施加预压力的工艺不同,故本规程考虑对同一摩擦消能器1000h内进行两次检测,其性能指标满足相关标准要求。

7.6 黏弹性消能器

7.6.3 同一试件如需进行两个及以上项目的试验,在试件未发生破坏的基础上,相邻工况之间需有足够的间隔,以保证黏弹性耗能器力学性能得到有效恢复。黏弹性耗能器的破坏以黏弹性材料与约束钢构件出现剥离现象或耗能器力学性能出现快速下降或不稳定现象为标志。

7.7 铅黏弹性消能器

7.7.1 铅黏弹消能器中的钢材包括剪切板、约束板、薄钢板、连接板等。

7.7.2 铅黏弹性消能器中的钢材应具备足够的强度，按照非消能元件设计要求，在 1.5 倍极限阻尼力下仍应保持在弹性状态，因此建议钢材等级不应低于 Q235。

7.7.3 铅黏弹性消能器属于复合型消能器，包括黏弹材料和铅两种耗能材料，阻尼力也由这两种耗能材料提供。若铅黏弹性消能器中的黏弹性材料为普通天然橡胶，其位移相关型消能器的特征比较明显，常规力学性能要求和试验方法宜按位移相关型消能器确定。当铅黏弹性消能器中采用高阻尼黏弹性材料时，铅黏弹性消能器的耗能特性同时包括速度相关型和位移相关型消能器的特征，因此其性能要求及相应试验方法应根据位移相关型消能器和速度相关型消能器的性能综合考虑确定。

7.7.4 目前，《建筑消能减震技术规程》和《建筑消能阻尼器》规定消能器的极限位移不应小于设计位移的 1.2 倍。同时，规定黏弹性消能器的极限变形能力老化后变化率在 $\pm 15\%$ 以内。按照下限原则，定消能器极限位移为设计位移的 1.2 倍，老化后极限变形能力下降 15% 为： $1.2 \times 0.85 = 1.02$ 倍的设计位移。在表 7.7.5-1 中，将铅黏弹性消能器老化后的极限变形能力简化为：不应小于设计位移。这样仍可确保铅黏弹性消能器老化后在罕遇地震下可正常工作，同时又便于工程检测。

7.7.5 由于黏弹性材料是铅黏弹性消能器中的耗能材料之一，因此应确保消能器在不同频率、变形及温度下均能正常发挥耗能减震功能，性能不发生突变。

7.8 钢管复合型消能器

7.8.1 钢管铅消能器是由钢管、铅以及上下连接板组成，铅填充在钢管内部；波纹管铅消能器是由波纹管、铅以及上下连接板组成，铅充满波纹管内部；钢管叠层黏弹性体消能器是由钢管、黏弹性材料、钢板以及上下连接板组成，黏弹性材料和钢板经过硫化成为叠层黏弹性体，填充在钢管内部。如图 7.8.1-1。

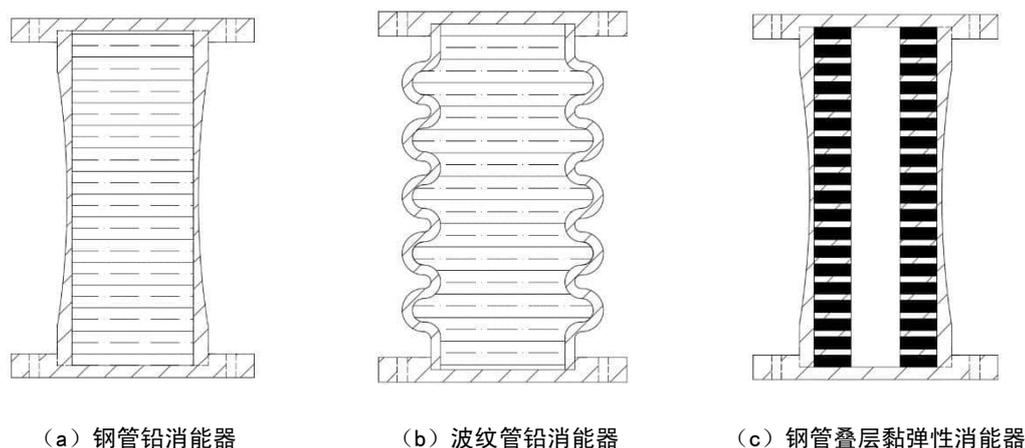


图 7.8.1-1 钢管复合型消能器

钢管是钢管复合型消能器主要耗能部位，分为工作段、过渡段和连接段（图 7.8.1-2 所示）。

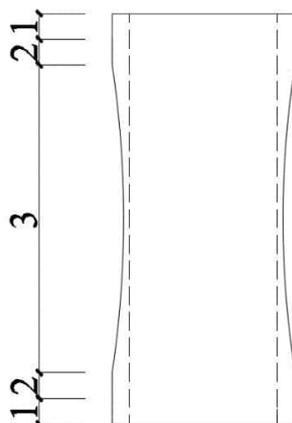


图 7.8.1-2 钢管截面示意图

1-连接段；2-过渡段；3-工作段

工作段又称耗能段：通过截面优化可使变形主要控制在耗能段，并可使耗能段达到同时屈服效果，这对于提高钢管复合型消能器耗能性能非常重要。

过渡段：该部分是工作段的延伸部分，确保钢管端部不早于工作段破坏，避免焊接对工作段的影响。

连接段：该部分是嵌入凹形连接板部分，保证钢管与上下连接板的可靠连接。

7.8.2 钢管复合消能器中耗能核心部位为钢管，对于钢管的需进行精加工。钢管内部铅芯、叠层黏弹性体应保证与钢管贴合。

7.8.3 连接板应具备足够的刚度和强度，应按照非消能元件设计要求，在 1.5 倍极限阻尼力下仍应保持在弹性状态，因此建议钢材等级不应低于 Q235。

7.8.4 钢管复合消能器力学性能检测方法根据《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 和《建筑消能阻尼器》JG/T 209 进行检测。

7.8.5 铅芯和叠层黏弹性体不是钢管复合型消能器的主要耗能部分，但对于钢管复合型消能器的耗能性能提升具有重要作用，因此，加工工艺不应应对铅芯和叠层黏弹性体力学性能产生较大不利影响。

7.9 消能器性能检验与性能参数确定

7.9.1~7.9.7 在地震作用下消能器应充分发挥其耗能效果，以确保消能减震结构的安全性，因此，消能器的性能参数应进行严格检验。对检验批次的消能器进行随机抽样方式确定检测试件，如有一件抽样试件的一项性能不合格，则该次抽样检验为不合格。

对于所有的消能器出厂检验（或称产品现场见证检验）应由第三方完成。第三方检验机构应具有相应的消能器检测资质和试验设备，与被检验的消能器厂家不应有利益关系，也不应生产或是销售消能器的单位。

第三方检验机构根据消能器的性能要求，依据本规程和设计文件，采用合理的连接和加载形式对消能器的性能进行检验，按本规程相关类型消能器力学性能要求给出每个抽检消能器的力学性能指标、曲线及质量评价，以方便消能减震设计方参考。

对于可重复利用的黏滞消能器、黏弹性消能器及铅黏弹阻尼器，抽检数量适当增多，抽检的消能器在各项性能参数都能满足设计要求时，抽检后可应用于主体结构；对于金属消能器和屈曲约束支撑等抽检后不能继续使用的消能器，在同一类型中抽检数量不少于 2 个，抽检合格率应为 100%。产品检测合格率未达到 100%，应在该批次的消能器中进行加倍抽检；检测合格率仍未达到 100%，该批次的消能

器不应在工程中使用。

对于黏滞消能器，由于目前在国内外实际工程中应用得比较多，并且黏滞消能器的密封性能是影响其性能参数的关键问题，同时，黏滞消能器主要给结构提供附加阻尼比，并不提供附加静力刚度，一旦消能器出现漏油或密封问题时，对结构的安全性会造成较大的影响，基于安全考虑，黏滞消能器出厂前应对所有产品进行常规力学试验自检（试验项目可以与减震设计方、消能器使用方协商确定），且给出每个产品的试验曲线，对于不合格产品不得出厂。在生产商自检合格产品中随机抽取至第三方进行力学测试的数量为20%。对于甲类建筑使用消能器第三方抽检数量应有所增加，具体数量应由减震设计方、消能器使用方根据消能器减震作用重要性协商确定。

对于位移相关型消能器，一般认为布置于结构层间抵抗地震响应，其抗力仅与消能器两端的相对位移有关，与激振速度、频率无关，主要考虑到建筑的地震响应速度、频率还是属于低频范围。但日本学者通过对金属消能器在不同加载频率下的滞回性能研究，发现金属消能器—特别是低屈服点钢制作的消能器在不同加载频率下其滞回性能会出现一定的变化。因此，位移相关型消能器在抽检过程中也应考虑加载速度影响，鉴于目前国内检测设备的实际状况，检测速度要求可参考现行国家标准《金属材料 拉伸试验方法 第1部分：室温试验方法》GB/T 228.1执行。金属屈服后的滞回特性与其被重复加载或卸载的弹塑性变形状态密切相关，单调拉伸试验确定位移相关性消能器的屈服点力学性能是不合适的，应该考虑重复加载导致其力学特性的变化。

8 消能减震结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 对于平面规则并且无大开洞的楼板消能减震结构，可采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011中规定的刚性隔板假定。但对于复杂的结构，采用刚性隔板假定时，可能会使消能器消能力超过实际能力，从而高估了消能器的作用，为此，需考虑采用弹性楼板模型对消能减震结构进行分析。

8.1.2 结构中布置消能器后形成消能减震支撑结构体系，当消能器在结构中的布置满足钢支撑在不同结构中的要求时，其形成的消能减震高层建筑结构的最大适用高度，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中钢支撑结构体系要求取值。

消能减震结构采用屈曲约束支撑时，当屈曲约束支撑的布置满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中钢支撑布置的要求时，其建筑适用的最大高度可采用钢支撑建筑要求取值。

8.1.3 与消能部件相连的柱（墙）和梁所承受的作用不仅包括地震作用部分，还包括与该柱（墙）和梁相连的消能部件传至连接节点的作用。这样，在地震作用下，虽然消能减震结构能减小结构地震作用下反应，但是消能子结构由于消能部件产生附加作用可能比较大，从而增加与消能部件相连的柱（墙）和梁的作用，设计时应考虑与消能部件相连的主体结构构件（主要是消能子结构构件）由于消能部件附加作用的影响。

8.2 消能部件布置原则

8.2.2 通过对多层、中高层位移相关型消能器、速度相关型消能器消能减震结构理论分析研究，结果表明当剪力比（消能器最大水平阻尼力在水平方向上分量之和与主体结构层间屈服剪力比值）取值范围为 $0.3 < \alpha < 0.5$ 时候，减震效果最为明显。

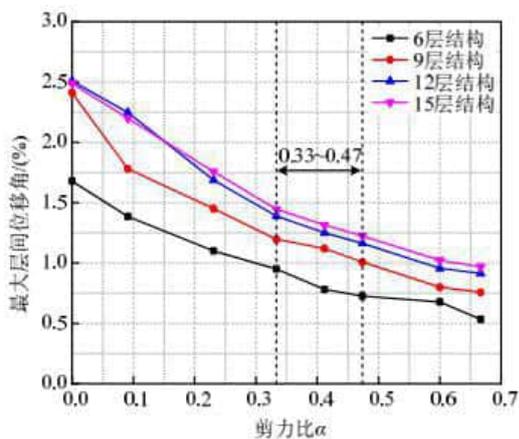


图 8.2.2a 位移相关型消能减震结构

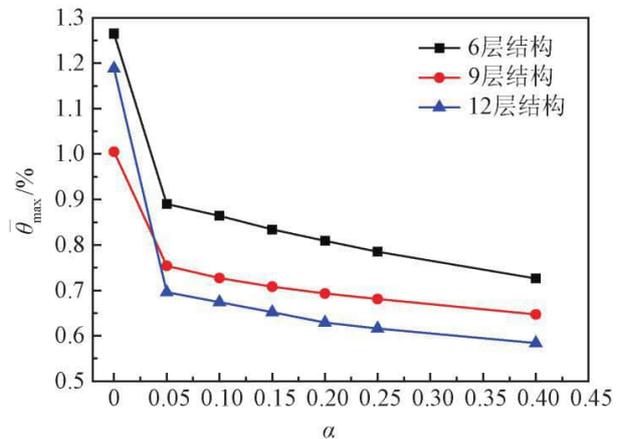


图 8.2.2b 速度相关型消能减震结构

8.3 消能部件设计与附加阻尼比计算

8.3.2 方法 2

根据消能支撑累积耗能、本体结构模态累积耗能估计出附加有效阻尼比：

设 n 层建筑消能体系在地震作用下的能量方程如下式所示，其中 n_1 为装有阻尼器的层数。

$$\sum_{i=1}^n m_i \int_0^t \ddot{x}_i \dot{x}_i dt + c \sum_{i=1}^n \int_0^t \dot{x}_i \dot{x}_i dt + \sum_{i=1}^n \int_0^t f_{si} \dot{x}_i dt + \sum_{i=1}^{n_1} \int_0^t f_{di} \dot{x}_i dt = - \sum_{i=1}^n m_i \int_0^t \ddot{x}_g \dot{x}_i dt$$

将上式简化:

$$E_k + E_c + E_h + E_e + E_d = E_{in}$$

式中: E_k 、 E_c 、 E_h 、 E_e 、 E_d 、 E_{in} 分别为结构动能、结构固有模态阻尼耗能、结构滞回耗能、结构弹性应变能、结构中的消能器耗能和地震输入的能量。

将消能器的消能作用通过能量等效原则转换为有效线性黏滞力做功,如下式所示:

$$E_d = E_a \Leftrightarrow f_d(x, \dot{x}) = c_a(t) \dot{x}$$

式中:为 E_a 附加有效阻尼耗能。这里消能器耗能的等价效果假定存在一个等效黏滞阻尼力,其物理特性与结构的线性模态阻尼力类同,但是时间历程函数,即 $E_a = \int_0^t c_a(x, \dot{x}, t) \dot{x} \dot{x} dt$ 基本成立。阻尼系数矩阵 $c_a(x, \dot{x}, t)$ 为有效黏滞阻尼系数,当消能器具有非线性行为时一般应该是消能器相对位移、相对速度的函数。

当考察减震结构在某条地震时程输入下结构弹性状态响应,一般可认为主体结构固有阻尼比为常数,记为 ζ_0 ,消能器工作附加给结构的有效阻尼比记为 $\zeta_d(t)$,简单起见可认为它仅是时间的函数。因为阻尼比计算公式中结构势能对于 ζ_0 与 $\zeta_a(t)$ 均是一样的,故下式存在:

$$\frac{\zeta_a}{\zeta_0} = \frac{E_a}{E_c} = \frac{E_d}{E_c} \Rightarrow \zeta_d(t) = \zeta_0 \times \frac{E_d(t)}{E_c(t)}$$

当消能器耗散的能量和结构固有模态阻尼耗散的累积能量函数已知时,可以根据结构固有模态阻尼的大小确定消能器带给体系的附加有效阻尼比。

方法3

自由振动衰减法则根据自由振动衰减理论,将消能结构顶点自由振动衰减看作单自由度体系自由振动,根据单自由度体系阻尼比与振幅关系计算得到结构的阻尼比如下式:

$$\xi = \frac{\delta_m}{2\pi m (\omega / \omega_D)} \approx \frac{\delta_m}{2\pi m}$$

式中, δ_m 为振幅对数衰减率 $\delta_m = \ln(S_n/S_{n+m})$, S_n 和 S_{n+m} 分别为第 n 和第 $n+m$ 周期振幅, m 为两振幅间相隔周期数, ω 和 ω_D 为无阻尼和有阻尼振动的自振频率。

计算过程为:

(1)将采用消能减震加固的结构自身阻尼比设为0,对结构施加一个瞬时激励,计入消能器非线性变形,计算采用消能减震加固的结构振幅自由振动衰减时程,如图8.3.2a。

(2)将结构振幅值代入上式,计算不同振幅下采用消能减震加固的结构阻尼比,得到采用消能减震技术的结构阻尼比-振幅曲线,如图8.3.2b。

(3)估算多遇地震下结构顶点振幅,在阻尼比-振幅曲线中确定结构的阻尼比,即为消能器附加阻尼比。

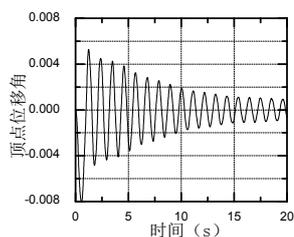


图 8.3.2a 自由振动衰减时程

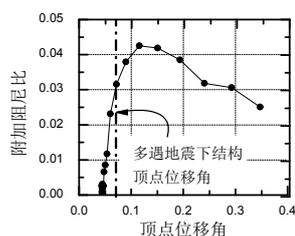


图 8.3.2b 阻尼比-振幅曲线

理论分析表明:方法1有效阻尼比计算方法是根据结构在简谐激励下发生共振时的稳态响应得到的,具有一定的近似性。当然在附加有效阻尼比计算值不大的情况下,误差较小,可以满足工程精度的要求。而该分析方法在消能减震结构自振周期与场地卓越周期相差较大时,不准确,特别是对于长周期建筑,附加阻尼比偏大,结果是偏于不安全的;

方法2是基于模态耗能的有效阻尼比计算方法,其能体现在地震动激励作用下,附加有效阻尼比随时间变化的时变性,其物理意义明确、计算过程简单,计算精度不受工程经验约束,可以运用于任何一类非线性消能器,可以用于长周期消能减震结构附加阻尼比的计算。

方法3有效阻尼比计算方法是由线性粘滞阻尼假定得到,理论上该方法仅对附加线性黏滞消能器的消能减震结构附加有效阻尼比计算适用;当应用于安装其它类型消能器情形时,需要使用者具有一定的工程经验判断计算值的合理性。

8.3.4 消能减震结构进行非线性时程分析时,消能器的等效刚度和非线性属性共同影响结构的刚度矩阵和阻尼耗能。而目前常用的消能减震结构设计的方法,是通过计算消能部件附加等效刚度和附加阻尼比,建立消能部件的等效线性模型,进行设防地震下的振型分解反应谱分析,最后根据结构内力对主体结构及消能子结构进行配筋计算。因此结构等效阻尼比的迭代修正基于楼层剪力进行,确保计算得到等效结构内力与实际消能减震结构内力更接近。

8.3.6 消能器产生减震效果主要体现在消能器的滞回耗能上,消能器需要产生往复位移或速度起作用,然而,静力弹塑性分析过程中对于黏滞消能器无法直接体现出消能器的作用,以直接得出消能器附加结构的阻尼比,为了使静力弹塑性分析方法能够体现出黏滞消能器的作用,对于黏滞消能器的阻尼需要进行多次迭代。位移相关型消能器的模拟,可以直接设置相应的杆端具有屈服铰的等效杆件代替消能器的非线性特征。

8.4 结构设计

8.4.2 消能子结构是指与消能部件直接连接的主体结构单元(图 8-4-2)。对于安装了位移型消能器的消能子结构范围:当消能器仅用于对结构薄弱层加强时,消能子结构范围可取对应加强层及其上、下各一层,且向下范围可不超过嵌固层顶(图 8-4-2a);其他情况消能子结构范围应从消能器所在楼层其上一层、向下一直延伸到嵌固层顶。对于安装了速度型消能器的消能子结构范围宜向下延伸一层(8-4-2b)。一般情况下图中虚框外与虚线相交梁杆件不作为消能子结构构件。

从采用消能减震的结构试验研究结果看,结构达到极限变形时,消能子结构的构件损伤或破坏程度并不比非消能子结构的构件严重太多,加固设计时适当提高消能子结构的承载力即可。本规程明确了消能子结构按乙类建筑的结构设计,构件内力调整系数和构造措施按乙类建筑的有关规定确定。乙类建筑的子结构的竖向构件的内力设计值应乘以增大系数,6度~7度(0.15g)系数取 2.0,8度~9度系数取 1.5,抗震措施不变。设防烈度已经为 9 度时抗震措施适当提高。

为了保证消能部件的安全,消能子结构连接节点和构件的验算中还应考虑地震作用下消能器引起的

附加弯矩的不利影响。

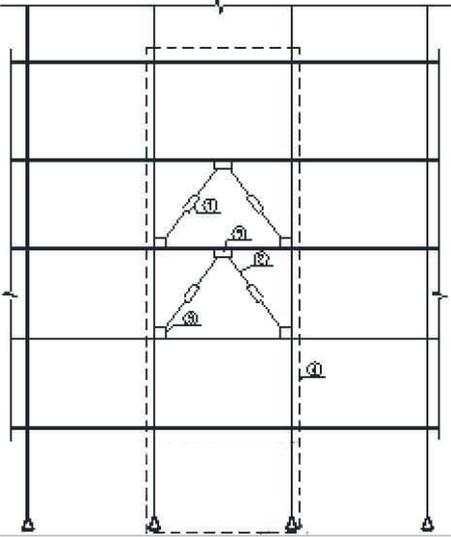


图 8-4-2a 位移型消能子结构范围划定示意图

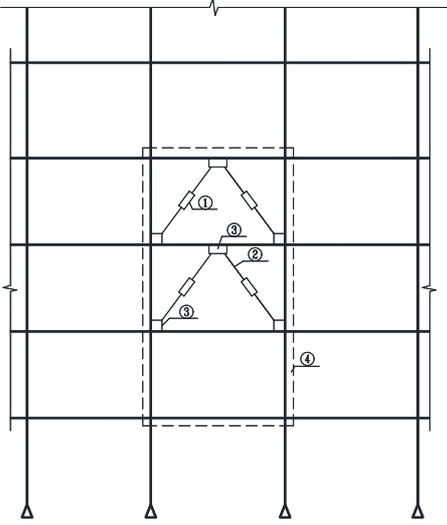


图 8-4-2b 速度型消能子结构范围划定示意图

图 8-4-2 消能子结构

9 钢筋混凝土结构消能减震加固设计

9.1 一般规定

9.1.1 消能减震加固方案应遵循的原则：

1 抗震加固的方案应根据抗震鉴定的结构，综合分析现有建筑的现状和加固目标，区别对待，提出合理方案。现有建筑的刚度较小时，地震下变形较大的结构，宜采用金属阻尼器或摩擦型阻尼器，它们不仅能提供附加阻尼，还可提供附加刚度，小震下能够更加有效地解决变形问题。

2 采用消能减震加固方案可极大减少对结构构件的直接加固，这才是采用消能减震技术的优势所在。通常仍需要加固的构件是与消能部件直接相关联的构件，数量有限。对构件的加固应保证其延性性能，避免出现加固后出现的脆性破坏。

3 采用消能减震技术解决结构不规则性时，金属阻尼器中的屈曲约束支撑效果最佳。可以通过布置支撑使结构平面扭转效应或上下层刚度突变满足规范的限值要求。

4 单跨框架结构采用金属消能器加固后，消能部件能够起到“抗震墙”的作用，同时又具有良好的延性性能，可以解决单跨框架结构抗震冗余度低的问题。

5 作用在结构上的地震作用，通过楼板传递到消能部件上，因此，楼板应具有用一定的整体性。对预制楼板应加强楼面整体性，如：在楼面铺 40mm~50mm 的混凝土现浇层或增加预制楼板支承长度以及与支承构件的有效连接。

6 天然地基承载力验算方法与现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的规定相同，可计算入地基长期压密提高系数 1.05~1.20。加固方法有地基土置换、挤密、固化和桩基托换等，其设计和施工方法，可按现行行业标准《现有建筑地基础加固技术规范》JGJ123 的规定执行。

7 消除液化沉降是地基加固的重点。采取液化地基的抗液化措施时，要经过液化判别，根据地基的液化指数和液化等级以及抗震设防类别区别对待。A 类建筑，仅对液化等级为严重的现有地基采取抗液化措施；对于乙类设防的 B 类建筑，液化等级为中等时也需采取抗液化措施，见表 9.1.1。消除液化的措施有：桩基托换、压重法、覆盖法、排水桩法、旋喷法。

表 9.1.1 液化地基处理范围

设防类别	轻微液化	中等液化	严重液化
乙类	可不采取措施	基础和上部结构处理或其他经济措施	宜全部消除液化
丙类	可不采取措施	可不采取措施	宜部分消除液化或基础和上部结构处理

9.2 加固设计

9.2.2 针对不同后续工作年限的加固结构类别，本条给出了主体结构构件强度和承载力截面验算时一般规定和方法。验算时，地震作用按本规程给定的针对不同后续工作年限的结构取值；地震作用效应与其他荷载效应的组合按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 方法取值；结构构件截面、材料强度和配筋可按实际检测值取用，材料性能指标按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定取值，抗震规范中未规定的材料可根据相关现行规范或规程的规定取值；内力调整系数按本规程规定取值；承载力验算公式按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 或相关规范、规程的规定采用。

9.2.4~9.2.7 钢筋混凝土结构构造措施不满足时，可采用综合抗震能力指数法验算，具体为楼层屈服

强度系数与构造影响系数的乘积。

楼层屈服强度系数是根据楼层实配钢筋计算出的楼层屈服剪力与楼层多遇地震下弹性楼层剪力设计值的比值，再与构造影响系数的乘积。构造影响系数的取值要求根据具体情况确定：

1 体系影响系数只与规则性、箍筋构造和轴压比等有关；当部分构造符合要求，部分不符合，可取插值；不符合的程度大或有若干项不符合时取较小值；对不同烈度鉴定要求相同的项目，烈度高者，该体系影响系数取小值。

2 结构损伤包括因建造年代甚早、混凝土碳化而造成的钢筋锈蚀；损伤和倾斜的修复，通常宜考虑新旧部分不能完全共同发挥效果而取小于 1.0 的影响数值，对体系影响系数进一步折减。

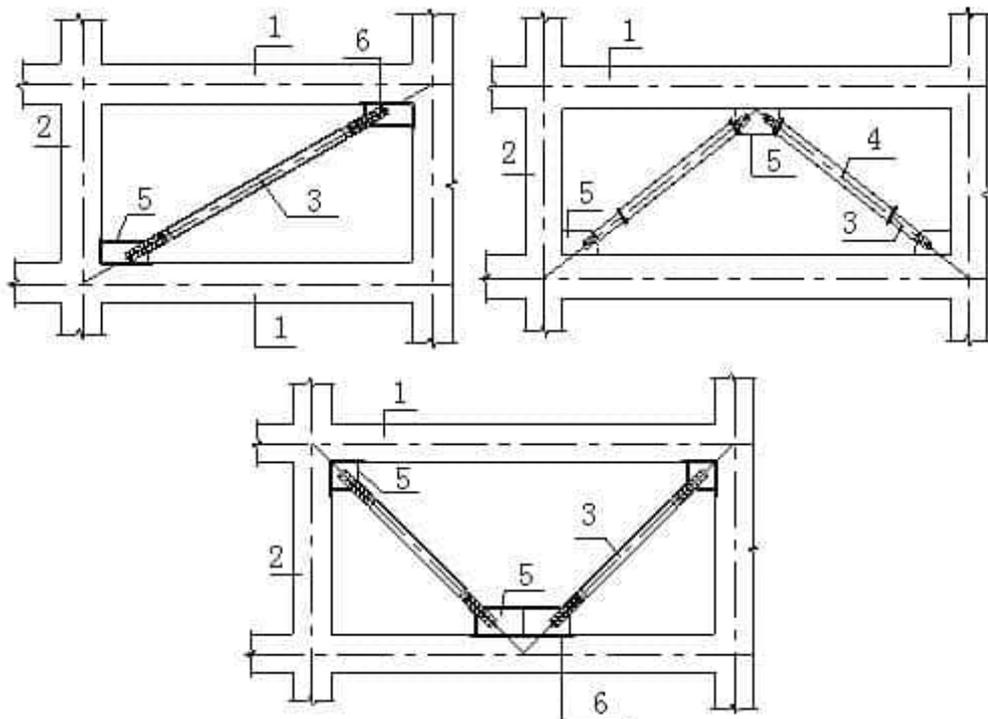
消能子结构构件应按本规程 8.4.2 条进行验算。

10 消能部件的连接与构造

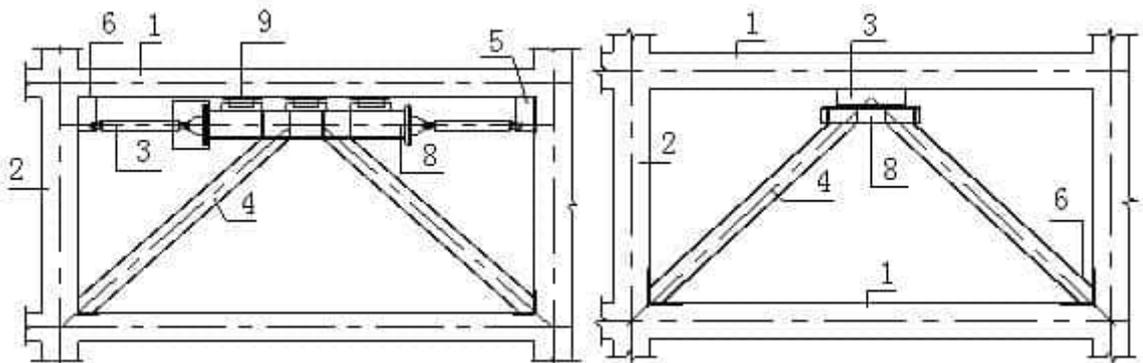
10.1 一般规定

10.1.1~10.1.2 消能器与主体结构的连接,根据消能器的不同,可采用不同的连接形式(附图 10.1.2)。K 形支撑布置时会在框架柱中部交点处给柱带来侧向集中力的不利作用,在地震作用下,可能因受压斜杆屈曲或受拉斜杆屈服,引起较大的侧向变形,使柱发生屈曲甚至造成倒塌,故不宜采用“K”字形布置。

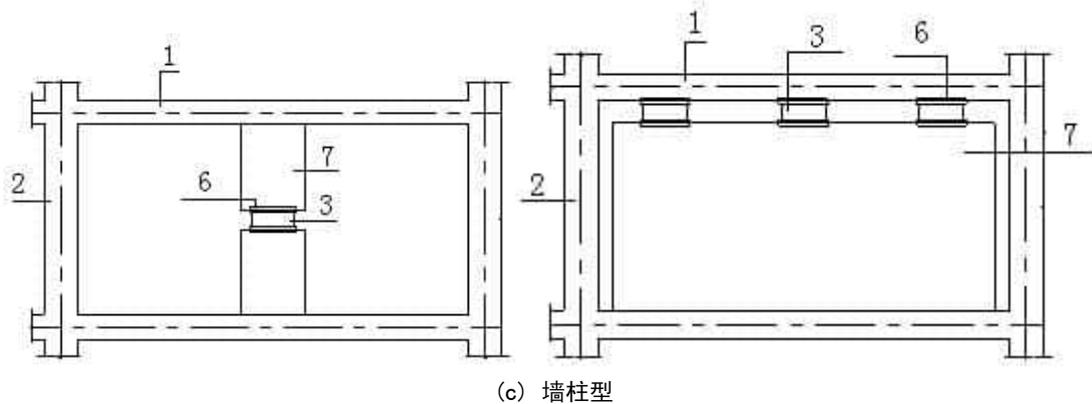
支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面(双角钢组合 T 形截面),应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。板件局部失稳影响支撑斜杆的承载力和消能能力,其宽厚比需要加以限制。



(a) 斜撑型



(b) 门架型



附图 10.1.2 消能器布置形式

1-梁；2-柱；3-消能器；4-支撑；5-节点板；6-预制板；
7-支墩或剪力墙；8-水平平台；9-平面外限位装置

10.1.3 本条内容同现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关条文。连接板（或连接件）和结构构件间的连接采用高强螺栓连接或焊接，当采用螺栓连接时，应保证相连节点在罕遇地震下不发生滑移；当消能器的阻尼力较大时，宜采用刚接；与消能器相连的支撑应保证在消能器最大输出阻尼力作用下处于弹性状态，不发生平面内、外整体失稳，同时与主体相连的预埋件、节点板等也应处于弹性状态，不得发生滑移、拔出和局部失稳等破坏。与支撑相连接的节点承载力应大于支撑的极限承载力，以保证节点足以承受罕遇地震下可能产生的最大内力。消能器与连接支撑、主体结构之间的连接节点，应符合钢构件连接、或钢与混凝土构件连接、或钢与钢-混凝土组合构件连接的构造要求。

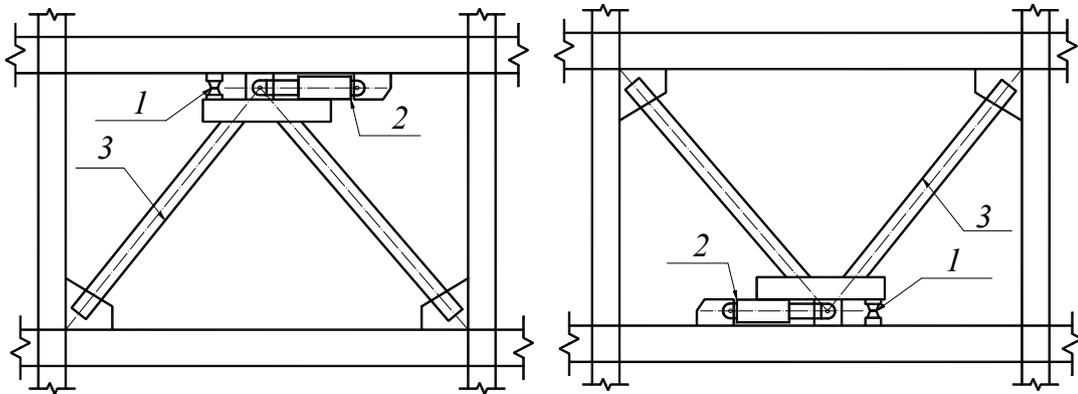
10.1.4 支撑、墙墩可根据使用需求采用钢筋混凝土构件和钢构件，相关材质和构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017 等的相关规定。

10.1.5 消能部件一般情况下属非承重构件，其功能仅在结构变形过程中发挥耗能作用，而不承担结构的竖向承载作用，即增设消能器不改变主体结构的竖向受力体系，为此，无论是新建消能减震结构还是既有建筑的抗震加固主体结构都必须满足竖向承载力的要求。与消能器相连的支撑应具有足够刚度，以保证消能部件中的变形绝大部分发生在消能器上，消能器支撑的刚度应根据计算确定。节点板在支撑力（考虑附加弯矩）作用下，除具有足够的承载力和刚度外，还应防止其发生面外失稳破坏，一般可采用增加节点板厚度或设置加劲肋的措施。

以前对于消能减震结构分析时，一般将消能器视为单方向的消能，亦即沿着框架的平面方向消能，所以，一些相关研究皆是以平面框架（二维构架）装设消能器来探讨消能减震结构在地震作用下的反应，由于应用平面框架的概念，对于消能器出平面的方向皆视为不受地震力作用而忽视消能器出平面的力学特性。然而，由于建筑结构体系的复杂及不规则以及应用平面框架理论有其条件的限制，建筑结构大部分已经不再适用平面框架的理论，加上近年来结构分析技术的进步，目前皆是以三维空间构架来做结构分析设计。所以，在三维空间结构分析时，消能器不仅需考虑框架平面内的力学特性，亦需考虑消能器在框架平面外的力学特性。并且由于附加支撑在消能器的阻尼力作用下，常产生轴压变形，在设计附加支撑时经常只考虑到附加支撑平面内的刚度，来保证消能器的大变形而忽略了附加支撑的平面外刚度，导致附加支撑在地震作用时平面外屈曲支撑破坏，使消能器不能发挥其应有的耗能效果。为此，需要保证附加支撑在轴力作用下的平面外刚度。

当使用无刚度黏滞消能器，且采用人字型支撑时，可同时考虑与橡胶支座的合理组合，通过橡胶支座或其它提供平面刚度装置给支撑提供一定的平面外刚度，以保持支撑平面外的稳定，如附图 10.1.5 所示。而位移相关型消能器都能提供二个方面的水平刚度，为此，可利用消能器自身的性能使其满足支

撑平面外稳定性要求。



附图 10.1.5 消能器安装立面图

1—平面外限位支撑；2—消能器；3—支撑

10.1.6 由于消能支撑常采用连接板与主体结构相连，从现有的混凝土钢支撑结构和钢结构的支撑破坏情况发现，在地震中常出现连接钢板部分发生互不相同平面外的失稳，由此导致梁发生大的扭转变形并使钢筋混凝土剥落，使消能器不能产生相对位移，从而不能发挥响应的耗能效果。

10.1.7 与消能部件相连接的主体结构构件与节点应满足消能器在最大输出阻尼力作用下仍处于不屈服状态，从而保证消能器在罕遇地震作用下能发挥最大的耗能功能。

10.3 支撑和支墩、剪力墙计算

10.2.2 支撑的计算长度取值遵循如下原则：计算支撑的轴向刚度时，计算长度取其净长。计算平面内、外失稳时，计算长度应取支撑与消能器的长度总和。

10.5 消能器与结构连接的构造要求

10.4.1 连接阻尼器与结构构件的预埋件是保证可靠传力的重要部件，故提出较高的要求。新建消能减震结构预埋件部位的箍筋必须加密，加密范围一般不小于埋件长度加两侧外延各不小于 500mm 的范围，加密范围内的箍筋间距不宜小于 100mm；当预埋件位于梁柱节点区域时，梁、柱端加密区的长度应外延至自预埋件外侧算起的规定长度处。

11 消能部件的施工、验收和维护

11.1 一般规定

11.1.1 本规程关于消能减震结构的施工、验收和维护的条文规定，是针对国内外消能减震技术工程应用中发展较为成熟且我国使用较多的消能部件，结合混凝土结构、钢结构等类型的新建房屋，总结消能减震结构施工、验收和维护的工程实践经验，吸收日本、美国等国外相关规范和国内有关施工验收标准的先进技术而编制的。

消能减震结构中消能部件是关键部件。由于消能器有多种类型，构造多样，制作和施工安装方法各有特点。因此，消能部件及主体结构的施工安装组织设计或施工安装方案编制是组织消能减震结构施工的重要前期工作，应结合消能部件和主体结构的特点以及结构施工安装组织设计的基本要求编制。新建和既有建筑抗震加固采用消能减震技术，均可参照本规程的有关规定进行设计与施工。

11.1.2 结合消能减震结构的特点，根据现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的有关规定，将消能部件作为上部主体结构分部工程的一个子分部工程进行施工质量管理 and 竣工验收。

虽然消能部件工程主要是钢部件的制作安装施工，但采用消能减震技术的结构材料类型除钢结构外，还有混凝土结构等，而且消能器是一种专门技术部件，具有多种类型和不同的构造特点，其设计呈多样化，安装工种和工序较多，施工工艺和施工技术复杂，同时，消能部件又是涉及安全的重要部件。因此，在消能部件的施工质量管理和竣工验收中，若将其视为几个分项工程并分别归结到主体结构的相应分项工程验收批中，是难以适应质量验收要求的。故本规程提出在主体结构分部工程中，不论主体结构为钢结构、混凝土结构还是其它结构，均将消能部件作为主体结构分部工程的一个子分部工程，以利于施工质量管理 and 验收。

消能部件子分部工程，根据结构材料和施工方法可分为：现浇混凝土结构、装配整体式混凝土结构、钢结构等建筑的消能部件子分部工程，以及抗震加固建筑的消能部件子分部工程。

11.1.3 根据施工方法和主要工序，将消能部件子分部工程的施工作业内容划分为二个阶段。

消能部件子分部工程可按不同施工阶段划分相应的分项工程，其中，消能部件原材料和成品的进场验收，是指进入消能部件各分项工程实施现场的主要原材料、标准件、成品件或其它特殊定制成品（如消能器等）的进场及验收。

消能部件中附加钢构件的制作，可划分为钢零件及钢组件的加工、钢构件组装、组装的焊接连接、紧固件连接、钢构件预拼装、钢构件防腐涂料涂装等六个分项工程。

消能部件的安装和维护，可划分为消能部件安装、安装和焊接连接、紧固件连接、消能部件防腐防火涂装等四个分项工程。其中，安装分项工程的内容包括制定安装次序、吊装进位、测量校正定位及临时固定等工序，涂装分项工程的内容包括安装连接后普通防腐涂料局部补充涂装、防火涂料涂装等工序。

各阶段的施工作业，应根据具体工程设计情况确定其所含的分项工程或工序。

检验批次是分项工程施工质量管理和验收的基本单元，可根据与施工方式一致且便于质量控制的原则划分。消能部件分项工程的检验批，可按主体结构检验批的划分方法确定，例如可按楼层或预制柱节高度范围、施工流水段、变形缝或空间刚单元等划分。

11.1.4 消能部件大多为钢材预制部件，消能器虽然不完全是钢材制作，但其外廓或接头为钢制件，因为消能部件在主体结构中的安装精度要求较高，其精度还随主体结构的类型和安装顺序的不同而有所不同。因此，对消能部件的制作尺寸及其它加工质量应严格要求。在消能部件制作过程中或进场前，应对其进行检查，对发现尺寸偏差或其他质量问题应在加工过程中进行修理，不宜在消能部件到现场安装时才进行质量检查，导致因质量问题而影响施工工期。

11.2 消能部件进场验收

11.2.1 消能部件的制作单元一般将现场的安装单元、两个或多个制作单元在工地地面拼装为扩大的安装单元，因此，制作单元除根据生产、运输条件确定外，还要尽量便于安装连接，以保证安装质量。

11.2.2~11.2.4 消能器制造通常为一项专门技术，其采用的材料除钢材、焊接材料和紧固件外，还有油、橡胶及其它黏滞材料，还有涂料等，为此，产品在进场时各类材料应具有质量合格证。进场时还应提供制作偏差，这些材料的品种、规格和性能指标应符合现行国家行业产品标准《建筑消能消能器》JG/T 209 及设计文件中的规定。

11.3 消能部件的施工安装顺序

11.3.1 该条既考虑了已有不同类型及构造特点的消能器安装施工，也有利于新型消能器及相关部件的研制、开发和推广应用。消能减震结构施工安装前，应确定结构的各类普通构件和消能部件的总体及局部施工安装顺序，这对施工安装质量有重要影响，应遵循本条规定的要求，以确保施工安装质量。

11.3.2 消能减震钢结构的安装顺序，是根据一般钢结构的安装顺序，并结合消能部件的特点，按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定综合制定的。采用本条的安装顺序，便于构件的安装进度和测量校正。

消能减震钢结构的安装可采用以下顺序进行：

1 在每层柱所在的高度范围内，应先安装平面内的中部柱，再沿本层柱高从下向上分别进行消能部件、楼层梁吊装连接；然后从中部向四周按上述次序，逐步安装其余柱、消能部件、梁及其他构件，最后安装本层柱高范围内的各层楼梯，并铺设各层楼面板。

2 消能减震钢结构一个施工流水段的柱高度范围的全部消能部件和结构构件安装连接完毕，并验收合格后，方可进行该流水段的上一层柱范围或下一流水段的安装。

3 进行钢构件的涂装和内外墙板施工。

11.3.4 消能减震的现浇混凝土结构施工中，消能部件和各类普通构件的总体安装顺序，应根据结构特点、施工条件等确定，本规程在制定过程中，研究并总结出两种安装方法：消能部件平行安装法和后装法。

消能部件平行安装法便于消能器的吊装进位和测量校正，各层消能部件和混凝土构件一次施工安装齐备，避免后期补装，缺点是每层施工工种多，存在交叉影响。

消能部件后装法，优点是混凝土构件施工快，不受消能部件安装影响。但混凝土构件浇筑完成后，重量较重或尺寸较长的消能部件吊装会受到楼板、水暖管网、外脚手架、施工安全网等的影响，可能加大安装难度；而且后装法对部件的制作、安装精度要求高，也可能增加难度；后装法的各层消能部件在混凝土构件施工完成后再进行，可能会延长施工工期。

消能减震混凝土结构的后装法可先施工一个或多个结构层的混凝土墙柱和梁板等构件，包括混凝土构件上与消能部件相连的节点预埋件；然后安装消能部件，并与混凝土构件的预埋件连接。当设计中不考虑消能部件的抗风作用时，可在各层混凝土柱、墙、梁、板以及节点预埋件全部施工完毕后，再安装消能部件。

11.3.7~11.3.8 同一部位的消能部件，当仅有消能器时直接作为安装单元；当还设有附加支撑，或与结构为销栓铰接、球面铰接时，各制作单元及铰接件在现场地面拼装成扩大安装单元后，再与结构进行安装连接。

安装单元与结构的安装连接，精度要求高，连接施工较困难。如何进行安装连接，是消能部件安装中的一个普遍问题，例如黏滞消能器通过专门铰接件与结构连接时要求无间隙连接，经分析研究，总结

了有关方法，制定本条款并独立列出。

对于消能减震的钢结构，在消能部件设置部位，柱的安装单元宜采用带悬臂梁段的柱，且在柱与消能部件连接处设置柱上连接件。对于黏滞消能器，其两端与节点连接件为球面铰接、销栓铰接或螺纹连接，其同一部位消能部件的局部安装顺序为：将地面拼装后的消能器及附加连接件一起起吊，并将附加连接件在柱或基础的连接板上初步定位、校正和临时固定，再连接牢固。

对于消能减震的现浇混凝土结构：

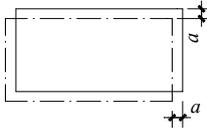
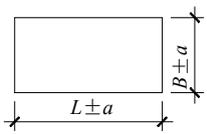
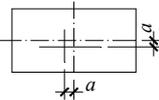
1 采用消能部件先装法时，同一部位各消能部件的安装，应在其下层混凝土构件浇筑完毕以及其同层周围柱的钢筋、预埋件和模板安装后进行。黏滞消能器安装时，其两端与附加铰接件在地面拼装连接为扩大安装单元后一起起吊，再将消能器下方位端的附加连接件在已浇筑梁或基础预埋板上定位和临时固定（连接件在柱钢筋骨架中留出锚筋），将上方位端在柱的钢筋骨架上定位和临时固定，两端连接牢固之后，安装上部梁板的钢筋骨架、模板和浇筑混凝土。

2 采用消能部件平行法时，在地面拼装消能部件，检查测量拼装后的总尺寸和锚栓孔位置，并与安装部位的相应空档尺寸、锚栓位置进行对照核查，凡是预拼装尺寸大于安装位置预留尺寸，或锚栓与栓孔错位大于本规程或现行国家有关规范的允许偏差，导致不能就位时，安装前应在地面进行修理。对于黏滞消能器，两端与附加铰接件地面拼装后，安装时在已浇筑的混凝土结构上初步定位、校正、临时固定，最后用焊接或锚栓连接牢固。

11.4 施工测量和消能部件的安装、校正

11.4.1 多高层建筑结构四廓主轴线及标高点施工测量放样的允许偏差，根据目前国内建筑施工测量水平，建筑物施工放线的允许偏差应符合表 11.4.1-1 规定，表中的允许偏差是根据现行国家标准《砌体工程施工质量验收规范》GB 50203 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定，对外廓主轴线及标高点相对于地面或首层的偏差控制，除控制顶部偏差外，增加了每层相对地面的偏差控制，以避免偏差的积累。

表 11.4.1-1 建筑物施工放线的允许偏差

项目		允许偏差 a (mm)	图 例
外廓主轴线位置的放线偏差	相邻层主轴线的相对位置	3.0	
	高 Z 处楼面与首层相对位置		
	$Z \leq 30\text{m}$	5.0	
	$30\text{m} < Z \leq 60\text{m}$ 标准	10.0	
	$60\text{m} < Z \leq 90\text{m}$	15.0	
	$90\text{m} < Z \leq 120\text{m}$	20.0	
	$120\text{m} < Z \leq 150\text{m}$	25.0	
	$Z > 150\text{m}$	30.0	
基础及各层外廓主轴线长度 L 、 B 的放线偏差	$L(B) \leq 30\text{m}$	± 5.0	
	$30\text{m} < L(B) \leq 60\text{m}$	± 10.0	
	$60\text{m} < L(B) \leq 90\text{m}$	± 15.0	
	$L(B) > 90\text{m}$	± 20.0	
墙、柱、梁及消能部件定位轴线位置的放线偏移		2.0	

消能减震结构的施工安装及连接完成后，整个结构允许偏差应符合表 11.4.1-2 规定。

续表 11.4.1-1

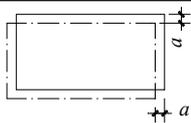
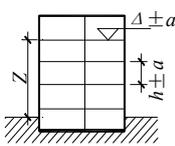
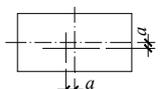
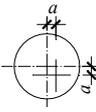
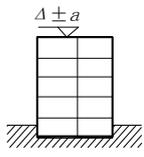
项目		允许偏差 a (mm)	图例
墙、柱、梁及消能部件 定位轴线位置的放线偏移		3.0	
结构层标高点 放样偏差	相邻楼层或柱节的相对标高	±3.0	
	高 Z 处楼面与地面相对标高		
	Z ≤ 30m	±5.0	
	30m < Z ≤ 60m	±10.0	
	60m < Z ≤ 90m	±15.0	
	90m < Z ≤ 120m	±20.0	
120m < Z ≤ 150m	±25.0		
Z > 150m	±30.0		

表 11.4.1-2 消能减震结构施工安装的允许偏差

项目		允许偏差 a (mm)		图例
		多高层混凝土结构	多高层钢结构	
消能部件底板中心线 对定位轴线的安装偏移		10.0	5.0	
消能器的人字形附加支撑 的平面外垂直度		10	$h/1000$	
消能部件锚栓 位置	锚栓预留孔中心 对定位轴线偏移	10.0		
	锚栓中心 对定位轴线偏移	2.0		
消能部件底板螺栓孔 对底板中心线的偏移		1.5	1.5	
墙柱中心线 对定位轴线 偏移	底层柱的柱底	5.0	3.0	
	上部层柱的柱底	5.0	2.0	
梁轴线对定位轴线的偏移		5.0	2.0	
墙柱 垂直度	每层或 每节柱高	≤ 5.0m	8	
		> 5.0m	10	

	主体结构全高	$H/1000$, 且不应大于 30	$(H/2500)+10.0$, 且不应大于 50	
--	--------	------------------------	-------------------------------	---

续表11.4.1-2

项目		允许偏差 a (mm)		图 例
		多高层混凝土结构	多高层钢结构	
结构 标高 对标 高线 偏移	基础上柱底安装标高偏移	± 5.0	± 2.0	
	每层或每节柱的标高偏移	± 10.0	± 3.0	
	结构顶部标高偏移 用相对标高控制安装	± 30.0	$\pm \sum_1^n (a_{n1} + a_z + a_w)$	

11.5 消能部件安装的焊接和紧固件连接

11.5.2 消能部件采用铰接连接时,连接间隙会影响消能部件的消能性能的发挥,为了减小其对结构减震性能的影响,对采用铰接连接时,消能部件与销栓或球铰等铰接件之间的间隙应做出相应的规定。

11.5.3 对于速度相关型消能器其耗能功效与温度紧密相关,随工作环境温度的降低及升高,其耗能能力降低。因此对温差敏感的消能器要采取有效措施,将消能器工作环境控制在一定范围内,保证消能器正常工作。

11.6 施工安全和施工质量验收

11.6.1 消能减震结构的施工是土建、安装等多工种、多单位的交叉混合施工,应严格遵守国家、行业、企业有关施工安全的技术标准和规定,并根据消能减震结构的施工安装特点,在编制施工组织设计文件时应制定安全施工、消防和环保等措施。

11.6.2~11.6.3 在消能部件子分部工程的质量验收中,为便于该子分部工程有关安全及使用功能的见证取样检测和检验的可操作性,本条根据现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205,结合消能部件子分部工程的施工安装特点,规定了具体检测项目。

11.7 消能器维护

11.7.1 为保证消能部件在地震作用下能正常发挥其预定功能,确保建筑结构的安全,并为以后工程应用和标准修订积累经验,业主或房产管理部门等应在建筑结构使用过程中进行维护管理。

本条根据美国《新建房屋抗震设计推荐性规范》FEMA368-2000、日本 JSSI《被动减震结构设计施工手册》等文献关于消能减震结构的规定,经综合整理而制定。

定期检查是由物业管理部门对消能部件本身及其与建筑物连接的状况进行的正常检查,其目的是力求尽早发现可能的异常以避免消能部件不能正常工作。

应急检查是指在发生强震、强风、火灾、洪水等灾害后立即实施的检查,目的是检查确认上述灾害对消能部件性能有无影响。

其中,抽样检测是消能部件的检查方法之一。所谓抽样检测,是指在定期检查或应急检查中,在结构中抽取在役的典型消能器,对其基本性能进行原位测试或实验室测试,目的是反映消能器在使用过程

中可能发生的性能参数变化，并推定消能器能否达到设计使用年限等。

11.7.5 消能部件正常维护中，定期目测检查的周期主要根据消能部件中关键部件——消能器的设计使用年限，并参照现有一般结构构件的维护实践经验确定。一般结构构件实际检查周期大致为 10~15 年，约为结构设计使用年限的 1/5~1/3。在正常使用与正常维护下，不同类型消能器的设计使用年限虽然不同，然而，定期检查的周期以消能器的设计使用年限为基础取其 1/5~1/3，即约为 10 年，应该属于一个较正常的时间间隔。但由于建筑使用的特殊性，进行定期检查时会影响建筑使用，为此，对于金属消能器和屈曲约束支撑等金属材料耗能的消能器，在正常使用情况下可不进行定期检查；黏滞消能器在正常使用情况下一般 10 年或二次装修时应进行目测检查，在达到设计使用年限时应进行抽样检查。

消能部件的应急检查，包括应急目测检查和应急抽样检测，与主结构的应急检查要求是一致的，即在地震及其它外部扰动发生后（如地震、强风、火灾等灾害后），同样应对消能部件实施应急检查。通过应急检查，确认消能器是否超过极限能力或是否受到超过预估的损伤，以判断是否需要修理或更换。另外，即使消能器经检查未遭受到损伤，也要估计其附加支撑、连接件可能受到的影响。虽然消能部件一般是根据其设计使用年限内的累积地震损伤要求来设计制造的，但由于国内外消能减震工程应用实践的时间短，几乎没有大震下的实测性能数据及震害破坏经验，因而进行应急检查是必要的。

12 隔震结构基本规定

12.1 一般规定

12.1.1 装配式建筑隔震结构也可参照执行。隔震结构通过设置隔震层延长结构自振周期并增大隔震层阻尼来减少结构的水平地震作用。隔震技术的效果已被国内外震害观测所证实，隔震设计一般可使结构的水平地震加速度反应与固接结构相比降低 60%左右。隔震技术不仅适用于新建结构，也适用于既有结构改造设计，既有结构采用隔震加固技术可以将主要的加固改造工作集中于建筑结构隔震层，对既有建筑影响小，特别适合于有修旧如旧要求的既有建筑加固改造设计。

12.1.2 1 当隔震建筑的高度或高宽比超过国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定限值时，应进行结构抗倾覆设计和支座抗拉设计的论证。

2 隔震层应具备稳定的竖向承载力，水平刚度、自动复位能力和阻尼耗能能力。应依据装置的实测参数，并充分考虑到装置力学特性的位移相关性和速率相关性。单独设置隔震层耗能装置时，要注意阻尼装置对隔震层自动复位能力的不利影响。

3 穿过隔震层的柔性管道，应满足《建筑隔震柔性管道》JG/T 541 规定。

12.1.3 隔震装置的设计使用年限应与建筑结构的设计使用年限保持一致。对于在设计使用年限内需要更换的构件应预留更换所需的设施，并应做好设计交底。

12.2 场地、地基和基础

12.2.1 对于在建筑场地水平地运动卓越周期较长的 IV 类土建造的隔震结构，通过调频来实现较好的隔震效果比较困难，可以通过增加隔震建筑隔震层的等效阻尼比来实现降低整体结构地震响应的目的。

《建筑抗震设计规范》GB50011 中 12.1.3 条，对于 IV 类场地建造隔震房屋时，应进行专门研究和专项审查。可以采取的有效措施包括在上部结构中设置减震装置，在隔震层中设置更合理的阻尼装置等。增加隔震层的等效阻尼比旨在降低隔震结构各个振型的地震响应。因此，必须保证在 IV 类场地土上建造的隔震建筑隔震层的等效阻尼比不小于 10%。但等效阻尼比也不宜过大，隔震层过大的阻尼作用可能会减弱隔震效果，在罕遇地震作用下等效粘滞阻尼比控制在 30%以内为宜。考虑到西藏自治区地质条件较为复杂，当建筑不可避免地选址在 IV 类场地时，应采取有效措施，并进行专项审查。

12.2.2 隔震建筑的地基与基础的变形应该整体协调、一致，当地基情况不利时，应采取相应的措施加强地基基础的整体性。

12.2.3 本规程中隔震结构采用“小震”设计，相应的地基基础验算采用多遇地震作用。对于特殊设防类建筑的地基抗液化措施应进行专门研究，且不应低于重点设防类建筑的相应要求，直至全部消除液化沉陷。

12.3 隔震支座

12.3.1 采用技术成熟的隔震支座产品，有利于保证工程质量，便于工程质量验收控制，有利于产品招标采购控制。因此本规程中建议采用有明确产品标准的隔震支座产品。本规程中主要针对采用“天然橡胶支座(LNR)，铅芯橡胶支座(LRB)，高阻尼橡胶支座(HDR)，弹性滑板支座(ESB)，摩擦摆隔震支座(FPS)”的隔震结构进行指导规范。

12.3.2 依据隔震支座产品规范，隔震支座产品应进行出厂检验和型式检验。型式检验合格后方可进行生产。考虑到西藏自治区高烈度区多，隔震结构设计中，隔震支座所承受的拉应力不超过 1.0MPa，对于产品的检测要求应予以适当提高，此处规定支座剪拉性能要求，检验时在 300%剪切变形下，应循环

拉伸 3 周，拉伸变形 50%，第 2 周拉应力不低于 1.8MPa。

12.3.3 1 压应力设计值应按永久荷载和可变荷载的组合计算；其中，楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定乘以折减系数；2 当仅布置隔震支座不能满足减震效果，或隔震层变形过大时，可采用增设附加阻尼装置的方法提高隔震层耗能能力。

12.3.4 上部结构的底部剪力通过隔震支座传给基础结构。因此，上部结构与隔震支座的连接件应具有罕遇地震作用下传递上部结构最大底部剪力和弯矩的能力。

12.4 结构计算

12.4.1 底部剪力法一般用于分析高度不超过 24 米，上部结构以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的隔震建筑，此处对底部剪力法的适用情况予以限制。时程分析法相应的分析工具已经较为成熟丰富，且时程分析法更适用于隔震结构分析，必要时可使用时程分析法进行补充计算。

12.4.2 当隔震层的刚度中心和上部结构重心不一致时，致使结构的地震作用发生平扭耦合，结构容易发生扭转变形，对结构安全不利因此，隔震结构设计时应应对隔震层的偏心率进行合理控制。

12.4.4 本规程进行隔震结构的设计与《建筑抗震设计规范》GB50011 一致，隔震层以上结构按多遇地震进行强度和变形验算，隔震层以下结构按设防烈度地震作用进行强度验算。结构计算时按隔震结构整体模型，按设防烈度地震作用输入计算结构内力和变形，强度验算时，隔震层上部结构地震内力折减 0.35，成为多遇地震下的内力，结构变形也需作 0.35 折减，按多遇地震变形限值要求验算。

13 隔震支座技术性能

13.1 一般规定

13.1.1 隔震支座需具备竖向承载性能、隔震特性、复位特性及耗能特性等技术性能，并根据试验判断质量是否合格。

13.1.2 橡胶隔震支座的检测应严格按照相应的产品标准进行检验，橡胶隔震支座可按照行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG/T 118 和国家标准《建筑隔震橡胶支座》GB20688.3 的规定执行，弹性滑板隔震支座 ESB 可按照产品国家标准《橡胶支座 第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.5 执行。摩擦摆隔震支座可按现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 规定执行。

13.4 弹性滑板支座

13.4.4 第一形状系数主要体现薄钢板对橡胶板的约束能力，第二形状系数主要反映橡胶支座在受压时的稳定性。限制弹性滑板支座的橡胶支座部分的形状系数，以保证弹性滑板支座的稳定性。

13.5 摩擦摆隔震支座

13.5.1~13.5.2 摩擦摆支座利用一个曲面滑块提供隔震功能，并通过钟摆的特性来增加隔震结构的自振周期。曲面滑块中主要滑块的弯曲面，通过水平位移量提供一个回复力，并由曲面之间的摩擦消耗能量。

13.6 隔震支座产品检验及要求

13.6.1 西藏自治区温差较大，为了保证支座在低温下的性能，应进行针对性地检测。

13.6.2~13.6.3 见证检验数量可冲抵部分出厂检验，但检验项目应覆盖出厂检验全部检测项目。

14 隔震层设计

14.1 隔震层布置与验算

14.1.2 关于隔震层水平刚度和等效黏滞阻尼比的计算方法，可根据振动方程的复阻尼理论得到。其实部为水平刚度，虚部为等效黏滞阻尼比。

14.1.3 橡胶隔震支座第二形状系数小于 5 时，其竖向承载力将降低，此时其压应力限值随之调整。对于多层与高层建筑隔震设计，所采用隔震支座外径不宜小于 300mm，以保证上部结构的稳定性并提供足够的安全储备。

14.1.4 隔震层应有充分的抗风承载力，隔震支座、阻尼装置和抗风装置的总水平屈服荷载设计值，应大于风荷载作用下隔震层总水平剪力标准值的 1.5 倍。

14.1.5 我国大部分结构分析软件均能实现三向地震输入功能，三向地震输入更能真实地反应隔震支座状态。

14.1.6 隔震支座的水平位移验算均应考虑隔震层的扭转影响。

14.1.7 弹性滑板隔震支座没有竖向受拉能力，不允许出现拉应力。

最大压应力和最小压应力的按罕遇地震作用下时程分析获得，时程分析的地震波宜包括 3 个方向的分量。

多层尤其是高层建筑隔震设计过程中，应重点关注隔震支座受拉问题。罕遇地震作用下，橡胶隔震支座的最大拉应力应满足本规程前文规定的数值，且出现拉应力的支座数量不宜过多，限制在不超过支座总数的 30% 以下。弹性滑板隔震支座没有竖向受拉能力，罕遇地震作用下，为防止其脱离，必须保持处于受压状态。

14.1.9 支座预埋件的设计要保证隔震设计在罕遇地震作用下发挥隔震效果，因此，其荷载取值应取隔震结构在罕遇地震作用下最不利荷载效应的标准值，具体强度设计可参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。

14.2 隔震支座与结构的连接

14.2.1 隔震支座连接螺栓和连接板设计可参考产品国家标准《建筑隔震橡胶支座》GB20688.3 的规定执行。

14.2.2 支墩（或支柱）区域钢筋较密集，建议尽可能采用端部设锚固件（如锚固端板）实现钢筋锚固目的，避免采用弯折锚固。

14.2.4 若冲切和局部承压不满足要求，可采用局部加腋的办法进行调整。

14.2.5 隔震支座和其他部件应根据使用空间的耐火等级采取防火措施。

14.3 隔震缝

14.3.1 超长结构的隔震顶板应进行温度应力验算和施工过程中混凝土收缩的验算，以避免隔震支座的较大侧向变形。

14.3.5 设置一定宽度的隔震缝，对于隔震作用发挥至关重要。如设置不满足要求，将在地震或罕遇地震时上部结构相互之间发生碰撞，产生破坏冲击力，限制隔震效用发挥，甚至危及建筑物安全。施工过程中必须保证隔震沟宽度和空间清空，并进行重点检查。隔震缝滑动盖板做法可参见《建筑结构隔震构造详图》03SG610-1。

14.4 隔震层交通构造

14.4.3 隔震建筑在设计、施工、使用过程中，有可能出现影响隔震建筑在地震中正常发挥隔震功能的状况，需设置必要的条件进行检查和维护。

14.4.1~14.4.4 具体做法可参见《建筑结构隔震构造详图》03SG610-1。

14.5 穿过隔震层的管线

14.5.1~14.5.3 采用柔性连接的设备配管、配线，地震时管道的柔性连接部位不发生破坏，避免发生次生灾害和丧失使用功能。具有足够伸展长度的柔性管线在地震时能够不阻碍隔震层水平运动，同时不会发生破坏而导致次生灾害的发生。穿越隔震层的柔性管线应满足《建筑隔震柔性管道》JG/T541的要求。

15 多、高层隔震结构设计

15.1 一般规定

15.1.2 我国目前最高的隔震建筑高度在 100m 左右，高层隔震建筑的建设有待继续发展，目前给出的各类隔震建筑的最大适用高度和抗震建筑相同。钢-混凝土混合结构隔震建筑的相关规定有待补充完善。

15.2 隔震层以下结构设计

15.2.2 对于整体隔震结构，隔震层以下的结构应具有较高的刚度，增加设防烈度下结构的变形要求。罕遇地震作用下，对隔震层以下结构的层间弹塑性位移角采用较严格的限值。

15.3 隔震层以上结构设计

15.3.7 在罕遇地震作用下，隔震层上部钢结构的底层应尽量保持稳定的强度和刚度，以便有效的传递隔震层上、下结构的内力和变形，此时不应采用偏心支撑，宜采用屈曲约束支撑或中心支撑。

16 多层隔震砌体与石结构建筑

16.1 一般规定

16.1.1 西藏自治区尚存一定规模的石结构建筑，因此将石结构纳入本章的适用范围。

16.1.3 底部框架-抗震墙砌体结构，可采用基础隔震，也可采用层间隔震，但隔震层不宜设置在过高的位置，否则减震效果不好。

16.2 隔震层设计

16.2.2 多层砌体房屋的隔震层相当于转换层，上部墙体荷载通过隔震层梁板传递给各隔震支座，隔震支座的布置应结合隔震层顶部梁受力和隔震支座受力的情况来确定。但结构房屋四角和对应转角部位处，应布置隔震支座。隔震层顶部梁要转换上部结构墙体荷载，类似于底部框架-抗震墙房屋的钢筋混凝土托墙梁，故构造也应满足托墙梁的要求。

16.3 结构设计

16.3.1 对于重要的建筑、层间隔震的建筑、上部结构的不规则的房屋，或隔震层楼板相连，上部结构首层以上设置防震缝的房屋，底部剪力法计算时可能存在较大误差，应采用振型分解反应谱法或时程分析方法作补充计算。

16.3.2 隔震结构对竖向地震无减震效果，因此，竖向地震作用有关的抗震措施不得降低。

16.3.5 砌体结构对变形较为敏感，加强隔震层顶部楼盖，有益于提高砌体结构整体性，抑制不均匀沉降的发生。

17 既有建筑隔震加固

17.1 一般规定

17.1.2 历史建筑进行隔震加固设计应考虑到修旧如旧的诉求。

17.2 地基基础加固

17.2.1 可考虑地基在建筑物长期压力下，由于地基土固结引起的地基承载力提高，但应有确实的依据（如地基承载力原位试验）。

17.2.3 原结构基础的埋置深度（或基础顶面标高）在很大程度上影响到隔震层的标高选择。一方面，荷载托换需要托换梁或节点具有足够的截面高度；另一方面，隔震层应尽量避免超过原结构的首层标高，从而影响建筑使用功能及门窗。可考虑采用变截面梁或增设支点的方式以减小隔震层截面高度。

17.3 隔震层托换设计

17.3.1 对于多栋建筑的隔震加固，目前一般有几类做法：（1）隔震层形成整体，上部结构不连接。此时应验算各栋单体之间的地震作用耦合效应以及位移需求；（2）隔震层和上部结构均在各楼层表格处连接，此时应做整体模型的抗震分析，并仍需满足原结构温度缝等设置需求；（3）单体做少量平移，以满足隔震建筑的位移需求；（4）在单体间设置耗能阻尼装置，兼有限位作用。

17.5 历史建筑加固设计

17.5.1 对于历史类建筑，在遭遇同样的地震影响时，其损坏程度可略大于相同后续工作年限的其它建筑。

17.5.2 历史建筑结构承载力验算时，其荷载取值可考虑不同加固安全等级的要求。

1 永久荷载应按现行荷载规范取值，若历史建筑中所用材料和构造方式在现行设计中已不再采用，应以实测为准。

2 可变荷载取值中，对于三级建筑加固，当有可靠控制措施时，可按实际使用荷载确定，但不得低于现行规范标准值的80%。

17.5.4 对于有些加固难度较高、有特殊保护要求的历史建筑，可以采用持久的观测及维护方法来保护。西藏自治区采用隔震加固的历史建筑尚缺少足够的工程案例，具体实施时应结合历史建筑长期维护方案指定相应的隔震观测装置。

18 隔震部件的施工、验收与维护

18.3 建筑隔震工程验收

18.3.2 隔震分部工程验收后，后续工程可能会发生如竖向隔震沟填充、水平隔震缝堵塞、柔性连接破坏等情况，导致隔震缝和柔性连接措施不能正常发挥使用，造成较大安全隐患。因此，在上部结构验收和竣工验收中，尚应对隔震缝和柔性连接等按照相关要求进行检查。

18.4 维护

18.4.1 隔震建筑应设置标识，描述隔震建筑的功能及其功能发挥的特殊性，提醒业主及其他人员对隔震层支座、阻尼器及隔震构造的维护。

隔震建筑的标识设置应符合下列规定：

- 1 标识应醒目。
- 2 标识内容应简单明了。
- 3 标识设置宜统一，并具有警示作用。

隔震建筑标识的具体内容及位置。

- 1 门厅入口处的标识应注明隔震产品的型号、规格以及功能、特性等，并简要描述其特殊使用要求。
- 2 水平隔震缝处的标识应注明当地震来临时在隔震缝处的楼梯会发生滑动，勿在滑动范围内堆放能阻止楼梯滑动的物体，且提醒行人在地震来临时注意。
- 3 在建筑物周围的竖向隔震缝处的标识应注明地震时建筑将在该范围内移动，禁止向隔震沟倾倒垃圾、堆放杂物等，并且周围停放物应该和建筑物保持一定的避让距离，避免地震时发生碰撞。