

陕西省工程建设标准

建筑消能减震加固技术规程

Technical specification for seismic energy
dissipation of strengthening structure

（征求意见稿）

《建筑消能减震加固技术规程》编制组
2025 年 07 月

前 言

根据陕西省住房和城乡建设厅、陕西省市场监督管理局《关于下达 2022 年度工程建设标准制定计划的通知》（陕建发〔2022〕1013 号）的要求，标准编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考国内外标准，结合陕西省实际，在广泛征求意见的基础上，制定本标准。

本标准主要技术内容包括：1.总则；2.术语和符号；3.基本规定；4.消能减震性能化加固设计；5.消能减震加固计算；6.消能阻尼器的技术性能及检验；7.多高层钢筋混凝土结构；8.多高层钢结构；9.木结构；10.工业厂房；11.村镇民居建筑；12.消能部件连接构造与设计；13.施工、验收和维护；附录等。

本标准由陕西省住房和城乡建设厅负责归口管理，陕西省建设标准设计站负责日常管理，中国建筑西北设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请反馈给中国建筑西北设计研究院有限公司（地址：西安市未央路中段 98 号中国建筑西北设计研究院，邮编：710016，电话：029-68515728，邮箱：170435820@qq.com）。

本 标 准 主 编 单 位：中国建筑西北设计研究院有限公司

本 标 准 参 编 单 位：长安大学

西安建筑科技大学

中建三局集团有限公司

中建震安科技工程有限公司

陕西省建筑科学研究院设计院有限公司

陕西省建筑设计研究院（集团）有限公司

西安基准方中建筑设计有限公司

中联西北工程设计研究院有限公司

陕西省交通规划设计研究院有限公司

中国建筑第八工程局有限公司

陕西建工控股集团有限公司

中国建筑第七工程局有限公司

陕西陕建瑞高科技园有限公司

本标准主要起草人员：辛 力 邢国华 刘卫辉 柏 海 梁保真
史庆轩 史生志 柳明亮 扈 鹏 李 靖
朱丽华 杨 勇 刘 挺 李春光 周春娟
马 青 高宇甲 李耀荣 徐良齐 马振合
党金忠 余 涛 李守富 王 斌

本标准主要审查人员：

目 次

1 总 则	1
2 术语和符号	2
2.1 术语	2
2.2 符号	4
3 基本规定	5
3.1 一般规定	5
3.2 计算方法	7
3.3 加固方案	8
3.4 消能器	9
3.5 消能部件与连接	10
4 消能减震性能化加固设计	11
4.1 一般规定	11
4.2 抗震性能目标	11
4.3 抗震性能水准	11
5 消能减震加固计算	16
5.1 一般规定	16
5.2 地震作用	18
5.3 计算模型与分析	23
5.4 结构承载力验算	31
5.5 结构变形验算	35
6 消能阻尼器的技术性能及检验	39
6.1 一般要求	39
6.2 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙	40
6.3 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙	42
6.4 金属阻尼器	44
6.5 屈曲约束耗能支撑	45
6.6 摩擦阻尼器	47
6.7 复合型阻尼器	50
6.8 阻尼器性能检验	50
7 多高层钢筋混凝土结构	52
7.1 一般规定	52
7.2 计算要点	55
7.3 基本构造措施	55
7.4 消能子结构加固方法	58

8 多高层钢结构	63
8.1 一般规定	63
8.2 计算要点	66
8.3 构造要求	69
9 木结构	80
9.1 一般规定	80
9.2 计算要点	81
9.3 构造要求	81
10 工业厂房	84
10.1 一般规定	84
10.2 抗震措施	85
11 村镇民居建筑	87
12 消能部件连接构造与设计	88
12.1 一般规定	88
12.2 支撑和支墩设计	90
12.3 连接节点计算	91
12.4 连接节点构造	94
13 施工、验收和维护	97
13.1 一般规定	97
13.2 消能部件施工	98
13.3 验 收	100
13.4 维 护	101
13.5 灾后检验	102
附 录 A 钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑结构	103
附 录 B 建筑消能阻尼器性能检测表	106
附 录 C 复振型分解反应谱法计算公式	109
本规程用词说明	112
引用标准名录	113

1 总 则

1.0.1 为规范消能减震技术在既有建筑抗震加固中的应用，贯彻执行国家技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本规程。

【条文说明】采用消能减震加固技术是在既有建筑中安装适当数量的消能器，当建筑遭遇地震作用时，通过消能器做功将部分结构动能转为热能消散掉，使结构构件原有承载能力和变形能力满足抗震要求，达到抗震加固目的。多年来我国在消能减震加固方面开展了大量研究工作，取得一系列研究成果，并在实践中积累了丰富的经验，为本规程的制定奠定了坚实基础。

1.0.2 本标准适用于抗震设防地区的既有建筑采用消能减震技术进行抗震加固的设计、施工、验收、维护以及消能减震产品检测。

1.0.3 采用消能减震技术加固的设计、施工、验收、维护，除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关规范和标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 既有建筑 available buildings

除古建筑、震损建筑和危险建筑外，建成并投入使用两年以上的建筑。

2.1.2 消能减震加固 seismic strengthening of buildings by energy dissipation method

在既有建筑中安装消能部件，使其达到抗震鉴定要求所进行的设计及施工。

2.1.3 消能器 energy dissipation device

通过内部材料或构件的摩擦、弹塑性滞回变形或黏性滞回变形来耗散或吸收能量的装置。包括金属型消能器、摩擦消能器、屈曲约束支撑、黏滞消能器和黏弹性消能器。

2.1.4 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。

2.1.5 金属消能器 metal energy dissipation device

由各种不同金属材料元件或构件制成，利用金属元件或构件屈服时产生的弹塑性滞回变形耗散能量的减震装置。

2.1.6 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发生相对位移时产生的摩擦做功而耗散能量的减震装置。

2.1.7 屈曲约束支撑 buckling-restrained brace

由核心单元、外约束单元等组成，利用核心单元产生弹塑性滞回变形耗散能量的减震装置。

2.1.8 黏滞消能器 viscous energy dissipation device

由缸体、活塞、黏滞材料等部分组成，利用黏滞材料运动时产生黏滞阻尼耗散能量的减震装置。

2.1.9 黏弹消能器 viscoelastic energy dissipation device

由黏弹性材料和钢板或圆形、方形或矩形钢筒等组成，利用黏弹性材料的剪切变形来耗散能量的减震装置。

2.1.10 附加阻尼比 additional damping ratio

采用消能减震技术的结构往复运动时消能器附加给主体结构的有效阻尼比。

2.1.11 附加刚度 additional stiffness

采用消能减震技术的结构往复运动时消能器附加给主体结构的有效刚度。

2.1.12 设计阻尼力 design damping force of energy dissipation device

采用消能减震技术的结构在罕遇地震作用下消能器产生的阻尼力。

2.1.13 设计位移 design displacement of energy dissipation device

采用消能减震技术的结构在罕遇地震作用下消能器达到的位移值。

2.1.14 设计速度 design velocity of energy dissipation device

采用消能减震技术的结构在罕遇地震作用下消能器达到的速度值。

2.1.15 极限位移 ultimate displacement of energy dissipation device

消能器能达到的最大变形量，消能器的变形超过该值后认为消能器失去消能功能。

2.1.16 极限速度 ultimate velocity of energy dissipation device

消能器能达到的最大速度，消能器的速度超过该值后认为消能器失去消能功能。

2.1.17 极限阻尼力 ultimate damping force of energy dissipation device

消能器在达到极限位移或极限速度时，所能达到的最大阻尼力。

2.1.18 增大截面加固法 structure member strengthening with increasing section area

增大原构件截面面积并增配钢筋，以提高其承载力和刚度，或改变其自振频率的一种直接加固法。

2.1.19 外包型钢加固法 structure member strengthening with externally wrapped shaped steel

对钢筋混凝土梁、柱外包型钢及钢缀板焊成的构架，以达到共同受力并使原构件受到约束作用的加固方法。

2.1.20 碳纤维布加固法 structure member strengthening with carbonic fibre reinforced polymer

在原有的钢筋混凝土梁柱表面用胶粘材料粘贴碳纤维片材等的加固方法。

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；
- K_t —— 结构抗扭刚度；
- T_i —— 采用消能减震技术的结构的第 i 阶振型周期；
- ξ —— 采用消能减震技术的结构总阻尼比；
- ξ_i —— 主体结构阻尼比；
- ω —— 结构自振频率；
- Δu_{py} —— 消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；
- Δu_{sy} —— 设置消能部件的主体结构层间屈服位移。

2.2.2 消能器参数

- C_D —— 消能器的线性阻尼系数；
- C_j —— 第 j 个消能器由试验确定的线性阻尼系数；
- F_d —— 消能器在相应位移下的阻尼力；
- 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 Δu_j 下往复循环一周所消耗的能量；
- ζ_d —— 消能部件附加给结构的有效阻尼比；
- $\Delta u_{d\max}$ —— 沿消能方向消能器最大可能的位移；
- Δu —— 沿消能方向消能器的位移。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 既有建筑加固前，应根据抗震设防烈度、抗震设防分类、后续工作年限和结构类型等，按国家现行有关标准的规定进行鉴定。

【条文说明】《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB55021-2021 第 2.0.4 条第 2 款规定：既有建筑的鉴定应同时进行安全性鉴定和抗震鉴定。抗震设防烈度按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 或《中国地震动参数区划图》GB18306 采取，建筑抗震设防分类按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 执行。当建筑使用功能发生改变时，活荷载应按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 或《工程结构通用规范》GB55001 执行。

3.1.2 采用消能减震技术加固的结构，其抗震性能目标应符合国家现行标准的相关规定。

【条文说明】A 类和 B 类建筑，加固后的结构应符合现行行业规程《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的承载力、变形和构造等规定。C 类建筑，加固后应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关规定；按扣除建筑已使用年限确定后续工作年限的 C 类建筑，可采取比现行国家标准略低的要求进行抗震加固，但不应低于原设计时采用的标准要求。当抗震构造措施不能满足现行标准相关要求时，可以采用本标准规定的性能化加固方法，采取相应构造措施。

3.1.3 结构抗震性能相比现行《建筑抗震设计规范》GB50011 基本抗震设防目标有明显提升时，房屋最大适用高度可适当提高。

【条文说明】钢筋混凝土框架结构采用屈曲约束支撑加固后为框架支撑结构，适用高度按附录 A 采用，当框架采用少量支撑加固，相关指标不满足附录 A 要求时，适用高度仍按框架结构采用。钢框架结构采用屈曲约束支撑加固，且相关指标满足钢框架-支撑体系相关要求时，可按其适用高度采用。

3.1.4 采用钢筋混凝土框架结构或钢框架结构的学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑，抗震加固采用消能减震技术时，罕遇地震下弹塑性层间位移角不应大于 1/100。

【条文说明】中小学、幼儿园等建筑多采用钢筋混凝土框架结构，采用消能减震

技术进行加固，无论是加固效果、加固工期，还是加固成本，都是较优的选择。控制加固后框架结构的弹塑性层间位移角有利于保障结构地震后迅速发挥作用。

3.1.5 需满足设防烈度地震时正常使用要求的建筑应按 C 类房屋加固，抗震性能应满足陕西省工程建设标准《建筑消能减震技术规程》相关规定。

3.1.6 消能器的技术性能、产品检验检测应符合《建筑消能阻尼器》JG/T 209 相关规定。

3.1.7 单个消能部件承担地震力的水平分量不宜大于 1/4 楼层剪力。

【条文说明】为避免消能器布置过少和单个消能部件承担过大的力，造成消能器、消能部件和连接节点设计的困难，对单个消能部件承载力占楼层剪力的比例进行适当的限制。

3.2 计算方法

3.2.1 不同后续工作年限建筑的地震作用取值应符合现行国家、行业相关标准规定。

【条文说明】A类建筑、B类建筑可采用地震作用折减的方法进行消能减震加固计算，同时不应低于原建造时抗震设计要求的相应值，且不低于《建筑抗震鉴定标准》GB50023 相关规定。既有建筑地震作用取值见表 3.2.1。

表 3.2.1 既有建筑地震作用取值

分类	后续工作年限	地震作用取值
A 类建筑	≤ 30	$0.8 \times$ 现行规范地震作用，不低于原设计规范且不低于 95 版鉴定标准地震作用
B 类建筑	$> 30, \leq 40$	$0.9 \times$ 现行规范地震作用，不低于原设计规范且不低于 89 版抗震设计规范地震作用
C 类建筑	$> 40, \leq 50$	现行规范（允许降低但不应低于原抗震设计规范）

3.2.2 采用原设计规范进行结构加固设计时，抗震设防烈度、抗震设防分类、近场效应、剪重比要求应执行现行《中国地震动参数区划图》GB 18306、《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223、《建筑抗震设计规范》GB50011。

3.2.3 消能减震结构的地震作用效应计算，应采用下列方法：

- 1 结构计算模型应包括消能部件的力学参数，应采用空间结构模型。
- 2 当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。
- 3 当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，可将消能器的非线性力-变形关系等效线性化，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。
- 4 当主体结构进入弹塑性状态时，应采用非线性时程分析方法。
- 5 消能减震结构构件配筋设计宜采用振型分解反应谱法。

【条文说明】消能器的本构模型一般呈非线性特性。对于位移型消能器，多遇地震、设防地震作用下可根据消能器进入塑性状态的程度，采用振型分解法应谱法迭代或弹塑性时程分析法求解消能器的附加刚度和附加阻尼比；对于其他类型的消能器，宜采用弹塑性时程分析法求解消能器的附加刚度和附加阻尼比。结构构件配筋设计宜按考虑消能器附加刚度和附加阻尼比的振型分解反应谱法。

3.2.4 采用消能减震技术加固设计的结构，应进行罕遇地震作用下的非线性时程

分析，验算结构的屈服机制、损伤程度、变形指标、消能器性能等是否满足设防目标要求。

【条文说明】罕遇地震作用下，结构满足预期屈服机制，损伤程度控制在合理范围之内，层间位移角满足限值要求，消能子结构能保证消能器正常工作，消能器的设计位移、设计速度满足性能指标要求，结构整体满足“大震不倒”的设防目标。

3.3 加固方案

3.3.1 消能减震加固应符合下列规定：

- 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，尽量减少对原结构构件的加固量；
- 2 加固后的结构平面、竖向刚度宜分布均匀；
- 3 原结构采用预制楼板时应加强楼、屋盖整体性；
- 4 结构地基和基础抗震加固应符合现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的有关规定。

【条文说明】抗震加固的方案应根据抗震鉴定的结果，综合分析既有建筑的现状和加固目标，区别对待，提出合理方案。既有建筑的刚度较小、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。既有建筑抗震承载力不足，可采用速度型阻尼器，小震时即可为结构提供附加阻尼。采用消能减震加固方案可减少对结构构件的直接加固，这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，避免加固后出现的脆性破坏。

采用消能减震技术解决结构不规则性时，金属阻尼器效果最佳。可以通过布置金属阻尼器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。

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并与支承构件采取有效连接。

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《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123 的规定执行。

3.3.2 确定消能减震加固方案时，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两个主轴方向设置，形成均匀合理的受力体系；
- 2 消能部件宜设置在层间相对变形或速度较大的位置；
- 3 采用金属消能器时，宜沿结构上下连续布置，当受建筑方案影响无法连续布置时，可在邻跨布置；
- 4 消能部件的设置，应便于检查、维护和替换。

【条文说明】消能部件布置时，应考虑结构的平面和立面的规则性，消能部件布置后应减少结构的扭转，楼层扭转位移比宜控制在 1.4 以内。侧向刚度沿竖向宜均匀变化，避免侧向刚度和承载力的突变，对于竖向规则的结构，尽量从上到下均匀布置。

3.4 消能器

3.4.1 消能器应符合下列规定：

- 1 消能器应具备良好的变形能力、耗能能力、耐久性和环境适应性；
- 2 设计风荷载作用下金属消能器不宜发生屈服变形；
- 3 多遇地震作用下消能器应能提供附加阻尼或附加刚度，罕遇地震作用下消能器应正常发挥作用；
- 4 消能器应采用可靠的连接方法，应留足够工作空间；
- 5 消能器性能参数应满足设计文件要求。

3.4.2 加固使用的消能器应满足本标准附录 B 的型式检验要求，并符合下列规定：

- 1 构造应与型式检验试件一致；
- 2 截面尺寸不大于型式检验试件的 20%，长度偏差 $\pm 50\%$ 以内；
- 3 消能器型式检验的力学性能与加固使用的消能器力学性能设计值偏差在 $+50\%$ 以内；阻尼力型式检验值宜不小于加固使用消能器的 50%；
- 4 型式检验极限位移下疲劳性能的工作位移应大于加固使用消能器的设计位移。

3.5 消能部件与连接

3.5.1 消能部件与原结构连接方法可采用直接连接、嵌套式连接或外贴式连接等。

3.5.2 消能器与支撑、支承构件的连接，以及消能部件与主体结构的连接，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。

【条文说明】3.5.1、3.5.2 对于新增、加大截面、钢构套等方式加固的混凝土结构构件在有条件时可采用预埋件或外包钢等连接方式；无法安装预埋件或外包钢时，可在消能子结构内部设置嵌套钢结构的连接方式，也可以在消能子结构平面外，采用外贴框架的连接方式。

预埋件、锚板、锚筋设置及外加钢结构等与既有建筑的连接、构造均应满足相关规范的要求。

3.5.3 消能器与支撑和连接件之间宜采用焊接或法兰连接，也可采用销轴连接或高强螺栓连接。销轴连接时应严格控制安装间隙。

【条文说明】3.5.3 消能器根据使用功能的需求可以采用法兰、焊接、销轴或高强螺栓等连接方式，当阻尼力较大时，宜采用刚接。

多遇地震下黏滞消能器能否发挥作用与施加在消能器上的位移能否有效推动消能器工作有关，影响因素有消能器系统变形（包括消能器壳体变形、活塞杆变形和腔体内黏滞阻尼液的压缩变形）和安装间隙，这些变形叠加起来，将会使消能器的降低小变形下的效率。因此，在多遇地震作用下黏滞消能器要发挥作用，安装间隙应控制在 0.1mm 以内。

3.5.4 在消能器设计阻尼力作用下，消能部件中的支撑、支承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。

【条文说明】3.5.4 在消能器设计阻尼力作用下，与消能器相连的连接构件（连接板、支撑、支承等）应处于弹性状态，不发生平面内、外失稳，预埋件及螺栓等不得发生滑移、拔出和局部失稳等破坏。与支撑相连的节点承载力设计值应大于支撑的设计作用力，以保证节点足以承受罕遇地震下可能产生的最大内力。相关连接构件应符合钢构件、钢与混凝土连接或钢与钢-混凝土组合构件连接的构造要求。

4 消能减震性能化加固设计

4.1 一般规定

4.1.1 进行消能减震性能化加固设计时,应结合建筑实际需求选择抗震性能目标,结构的抗震性能要求包括承载力、刚度、变形能力等,结构构件根据重要性程度,可选用相同或不同的抗震性能要求。

4.1.2 消能减震加固结构的抗震构造措施应执行现行《建筑抗震设计规范》GB50011有关规定。

4.2 抗震性能目标

4.2.1 消能减震加固结构的抗震性能目标设为 A、B、C、D 四个等级,见表 4.2.1。

表 4.2.1 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	3	4	5

注: 1 表中数字1~5表示结构抗震性能水准;

2 抗震性能目标E级对应现行《建筑抗震设计规范》GB50011基本的抗震设防目标。

4.2.2 特别重要或属于超限高层建筑的消能减震结构,抗震性能目标也可执行其他国家、行业相关标准规定。

4.3 抗震性能水准

4.3.1 消能减震加固结构抗震性能分为 1、2、3、4、5 五个水准,见表 4.3.1。

表 4.3.1 消能减震加固结构的性能水准

结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位				结构继续使用的可能性	楼层变形参考值
		关键构件	普通竖向构件及重要水平构件	普通水平构件	消能部件		
1	基本完好	无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用	$<[\Delta u_e]$
2	轻微	无损坏	轻微损	部分中	无损	一般不需要	$1.5[\Delta u_e] \sim 2[\Delta u_e]$

	损坏		坏	度损坏	坏, 位移型消能器允许屈服	修理即可继续使用	
3	轻-中度破坏	个别轻微裂缝	部分中度损坏	中度损坏	无损坏, 位移型消能器允许屈服	稍加修理仍可使用	$2[\Delta u_e] \sim 3[\Delta u_e]$
4	中等破坏	轻微损坏	中度损坏	部分比较严重损坏	无损坏, 位移型消能器正常工作	需要一般修理, 采取安全措施后可适当使用, 消能部件需要检修	$3[\Delta u_e] \sim 4[\Delta u_e]$
5	严重破坏 (不倒塌)	中度损坏 (明显裂缝, 残余变形可控)	部分构件严重损坏	严重损坏	轻微损坏, 不丧失使用功能	应排险大修, 局部拆除, 位移相关型消能器应更换、速度相关型消能器根据检查确定	$< 0.9[\Delta u_p]$

注: 1 个别指5%以下, 部分指30%以下, 多数指50%以上。

$2[\Delta u_e]$ 表示结构楼层最大弹性位移限值, $[\Delta u_p]$ 表示结构楼层最大弹塑性位移限值。

4.3.2 消能减震加固结构各性能水准对应的构件承载能力要求符合表 4.3.2 规范。

4.3.2 消能减震抗震加固性能水准的构件承载能力要求

性能水准	宏观损坏程度	损坏部位		
		关键构件	普通竖向构件及重要水平构件	普通水平构件
1	无损坏	设计值复核	设计值复核	设计值复核
2	轻微损坏	设计值复核	复核小于标准值	标准值复核
3	轻度损坏	复核小于标准值	标准值复核	复核小于极限值
4	中度损坏	标准值复核	复核小于极限值	极限值复核
5	比较严重损坏	复核小于极限值	极限值复核	下降至90%极限值

【条文说明】在结构各性能目标下, 消能器应能正常工作, 金属消能器可以进入屈服状态; 消能器应保持足够的滞回循环能力, 满足结构变形的要求。消能子结

构应按关键构件进行承载力验算。

4.3.3 性能化加固应根据采取的性能目标，进行多遇地震、设防地震和罕遇地震下不同性能水准的构件承载力复核和结构变形验算。性能水准 1、2、3 可按弹性或等效弹性分析计算，性能水准 4 和 5 应按非线性分析计算。

4.3.4 不同性能水准可按下列规定进行设计：

1 第 1 性能水准的结构，应满足弹性设计要求，在多遇地震、设防地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.3.4-1)$$

式中： R ——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

γ_G ——重力荷载代表值的分项系数；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应，多遇地震设计时应乘以相应的增大系数或调整系数，设防地震、罕遇地震设计时可不考虑相应的增大系数或调整系数；

γ_{Eh} ——水平地震作用分项系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，多遇地震设计时应乘以相应的增大系数或调整系数，设防地震、罕遇地震设计时可不考虑相应的增大系数或调整系数；

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数；

S_{wk} ——风荷载标准值的效应；

γ_w ——风荷载分项系数；

ψ_w ——风荷载组合值系数。

上式中，调整系数、荷载和作用的分项系数、组合值系数应按加固设计所依据的规范取值。

2 第 2 性能水准的结构宜进行弹塑性计算分析。在设防地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件抗震承载力应符合式（4.3.4-1）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（4.3.4-1）的规定，其正截面承载力应符合式（4.3.4-2）、（4.3.4-3）的规定；普通水平构件的受剪承载力应符合式（4.3.4-2）、（4.3.4-3）的规定，其正截面承载力应符合式（4.3.4-4）、（4.3.4-5）的规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk} + 0.4S_{Evk} \leq R_k \quad (4.3.4-2)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk} + S_{Evk} \leq R_k \quad (4.3.4-3)$$

$$S_{GE} + S_{Ehk} + 0.4S_{Evk} \leq R_k^* \quad (4.3.4-4)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk} + S_{Evk} \leq R_k^* \quad (4.3.4-5)$$

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将钢筋的强度标准值提高 25%进行计算，对钢梁支座或节点边缘截面可考虑将钢材屈服强度标准值提高 25%进行计算。

3 第 3 性能水准的结构宜进行弹塑性计算分析。在设防地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件的受剪承载力应符合式(4.3.4-1)的规定，其正截面承载力应符合式(4.3.4-2)、(4.3.4-3)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式(4.3.4-2)、(4.3.4-3)的规定，其正截面承载力应符合式(4.3.4-4)、(4.3.4-5)的规定；部分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要求。

4 第 4 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在在设防地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件的抗震承载力应符合式(4.3.4-2)、(4.3.4-3)的规定；部分竖向构件进入屈服阶段，但钢筋混凝土竖向构件的受剪截面应符合式(4.3.4-6)的规定，钢-混凝土组合抗震墙的受剪截面应符合式(4.3.4-7)的规定；大部分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要求。

$$V_{GE} + V_{Ek}^* \leq 0.15 f_{ck} b h_0 \quad (4.3.4-6)$$

$$(V_{GE} + V_{Ek}^*) - (0.25 f_{ak} A_a + 0.5 f_{spk} A_{sp}) \leq 0.15 f_{ck} b h_0 \quad (4.3.4-7)$$

式中： V_{GE} ——重力荷载代表值作用下的构件剪力；

V_{Ek}^* ——地震作用标准值的构件剪力，不需考虑相应的增大系数或调整系数；

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值；

f_{ak} ——抗震墙端部暗柱中型钢的强度标准值；

A_a ——抗震墙端部暗柱中型钢的截面面积；

f_{spk} ——抗震墙墙内钢板的强度标准值；

A_{sp} ——抗震墙墙内钢板的横截面面积。

5 第 5 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在预估的罕遇地震作用下，关键构件的受剪承载力应符合式(4.3.4-2)、(4.3.4-3)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；结构薄弱部位的层间位移角应符合本规程的相关要求。

4.3.5 不同性能目标消能减震加固结构抗震设计方法如下：

抗震性能目标为 A、B 级的消能减震加固结构设计方法应进行专项论证。

抗震性能目标为 C 级的消能减震建筑，在设防地震作用下，应进行结构的承载力和变形验算；在罕遇地震作用下，应进行结构变形验算。

抗震性能目标为 D 级的消能减震建筑，在多遇地震作用下，应进行结构的承载力和变形验算；在罕遇地震作用下，应进行结构变形验算。

【条文说明】对于满足基本设防目标（性能目标 D 级）的消能减震建筑，可采取“两阶段、三水准”的传统抗震设计方法。对于抗震性能目标为 C 级的消能减震建筑，可按设防地震作用下对应性能水准 3 进行承载力设计和变形验算，并采用弹塑性时程分析法进行罕遇地震下结构变形验算。

5 消能减震加固计算

5.1 一般规定

5.1.1 采用消能减震技术对既有建筑进行抗震加固设计时，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消能部件和抗侧力构件承担。

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 消能减震结构可采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。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。

4 抗震设防烈度为8度时的长悬臂或大跨结构，应计算竖向地震作用。

5 对平面投影尺寸很大的空间结构和长线型结构，地震作用计算时应考虑地震地面运动的空间和时间变化。

【条文说明】消能器布置于结构中，一般情况下不改变主体结构的结构形式和竖向承载能力，只是通过消能器消耗部分地震能量来减小结构在水平荷载作用下的反应，对于不同方向的水平地震作用由该方向的主体结构抗侧力构件和消能器共同承担。但在消能减震结构计算时，可将其分为主体结构和消能部件两部分，而消能部件一般不承担结构的竖向荷载，不改变主体结构类型（承载型屈曲约束支撑除外），为此，消能减震结构地震作用计算的基本要求应满足现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002的要求。

5.1.2 当工程结构处于发震断裂两侧10km以内时，应计入近场效应对设计地震动参数的影响，执行现行《建筑抗震设计规范》GB50011相关规定。

【条文说明】当建筑抗震性能目标高于D级时，近场效应放大系数可适当减小，但应满足“大震不倒”的底线设防目标。

5.1.3 当楼、屋盖平面内刚度不满足无限刚性要求时，应计入楼、屋盖平面内和平面外的变形影响。

5.1.4 消能减震结构加固设计时，应根据预期减震效果及罕遇地震作用下的预期结构位移控制要求，合理布置消能部件。金属消能器不宜在多遇地震作用下进入屈服状态。

【条文说明】金属消能器在小震时发生屈服，可能会影响其在中、大震作用下的耗能效果，也会对其极限变形能力、疲劳性能提出更高要求，需要慎重考虑。如果工程设计需要，应进行专项论证。

5.1.5 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、扭矩和弯矩作用。

【条文说明】金属消能器在小震时发生屈服，可能会影响其在中、大震作用下的耗能效

果，也会对其极限变形能力、疲劳性能提出更高要求，需要慎重考虑。如果工程设计需要，应进行专项论证。

5.1.6 消能部件在结构中的布置应遵循“均匀、分散、对称、周边”的原则，且数量及分布密度应合理。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，宜使结构在两个主轴方向的动力特性相近，形成均匀合理的结构体系。

2 消能部件宜设置在相对变形或速度较大的位置，可采用合理的技术措施增加消能器两端的相对变形或相对速度。

3 消能部件的布置不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层，应能使结构沿高度方向刚度均匀。

4 消能部件的设置，应便于检查、维护和替换，设计文件中应注明消能器使用的环境、检查和维护要求。

5 采用层间支撑型、悬臂墙型、连梁型连接的消能减震结构，布置消能器楼层的数量，多层建筑不宜少于总层数的二分之一、高层建筑不宜少于三分之一。采用伸臂或悬臂式阻尼桁架的结构，宜结合结构加强层布置。

5.1.7 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耗能与主体结构的弹性层间剪力和层间位移乘积的弹性能的比值宜接近。

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耗能与主体结构的弹性层间剪力与层间位移乘积的弹性能的比值宜接近。

3 消能减震结构布置消能部件的楼层中，消能器的最大水平阻尼力在水平方向上分量之和不宜大于楼层层间屈服剪力的60%。

5.1.6~5.1.7【条文说明】消能器一般是和支撑（支承构件）一起布置在结构中，支撑（支承构件）和消能器构成消能部件。常见的布置形式有单斜撑、“V”字形撑、“人”字形等，概念设计阶段应根据消能器的类型、构造以及结构空间使用、建筑设计、施工和检修要求选择消能部件的类型。抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理、传力路线连续，消能部件的布置应使结构形成均匀合理的受力体系，减少不规则性，提高整体结构的消能能力。消能器的布置以使结构平面两个主轴方向动力特性相近或沿竖向刚度均匀为原则；对于规则结构，平面上可在两个主轴方向上分别采用对称布置，并且使结构竖向刚度均匀。对于结构平面两个主轴动力特性相差较大时，可根据需要分别在两个主轴方向布置，也可以只在较弱的一个主轴方向布置，这时结构设计时应只考虑单个方向的消能作用。对于结构沿竖向存在薄弱层可优先在薄弱层布置，然后再考虑沿竖向布置。层间布置的消能器一般通过水平向层间位移消能，当结构变形中弯曲变形所占比重很大时，用层间变形量大小来控制层间消能器抗力大小，往往计算的减震效果不理想，这时应该通过比较各层有害位移量大小来控制层间消能器抗力分布。对于存在抗震墙的结构，可以在连梁位置布置通过竖向变形消能的金属剪切板类型消能器，往往能取得较好的减震效果。

消能减震结构中主体结构永远都应该在抵抗地震作用中起主导作用，应该避免超量配置消能部件。消能减震结构中每一楼层中消能器的布置数量不能无限增加，当布置的消能器的数量较多时，消能器的最大阻尼力之和较大，使得该楼层的层剪力产生突变，但为了满足消能减震结构的布置要求，在其他楼层中也要布置大量的消能器，整个结构需要布置的消能器数量会明显增多，其结构设计是一种不经济的方案。对于位移相关型消能器和部分位移-速度相关型消能器，随着位移的增加，消能器的刚度是减小的，楼层中布置消能器数量过多，消能器的最大阻尼力之和过大后，当遭受更大的地震作用时，消能器的阻尼力会小于最初设计值，该楼层可能会出现薄弱构件。当需求附加有效阻尼比超过 25%，或是大震下消能部件承担的地震作用超过主体结构的层间屈服剪力的 60% 时，这时应该考虑采用常规方法加强主体结构，增强主体结构本身的抗震能力。一般考虑消能作用减轻地震作用的效果不应超过 1 度。

5.2 地震作用

5.2.1 消能减震加固进行多遇地震作用效应计算时，可采用振型分解反应谱法，消能器附加阻尼比不大于 15% 时，可采用实振型分解反应谱法；消能器附加阻尼比大于 15% 时，宜按附录 C 采用复振型分解反应谱法。

5.2.2 多遇地震下应根据设防烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定地震影响系数，特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 5.2.2-1 采用。周期大于 6.0s 的既有建筑结构所采用的地震影响系数应专门研究。地震影响系数曲线的调整系数和形状参数应符合下列规定：

1 当消能减震加固后结构的阻尼比为 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应取 1.0，形状参数应符合下列规定：

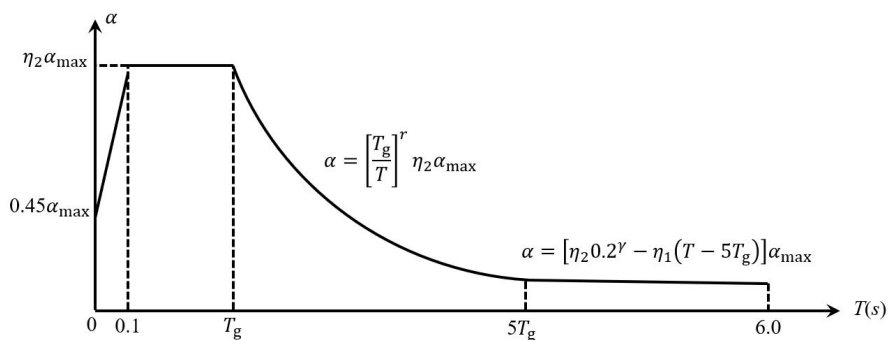


图 5.2.2 多遇地震影响系数

α - 地震影响系数； $\alpha_{\max}$ - 地震影响系数最大值； η_1 - 直线下降段的下降斜率调整系数；

γ - 衰减系数； T_g - 特征周期； η_2 - 阻尼调整系数； T - 结构自振周期

- 1) 直线上升段为周期小于 0.1s 的区段;
 - 2) 水平段为自 0.1s 至特征周期区段, 应取最大值 $\alpha_{\max}$;
 - 3) 曲线下降段为特征周期至 5 倍特征周期区段, 衰减指数应取 0.9;
 - 4) 直线下降段为自 5 倍特征周期至 6s 区段, 下降斜率调整系数应取 0.02。
- 2 当消能减震加固后结构的阻尼比不等于 0.05 时, 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) 曲线及直线下降段的衰减指数应按下式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \tag{5.2.2-1}$$

式中: γ ——曲线下降段的衰减指数;

ζ ——消能减震加固后结构总阻尼比。

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \tag{5.2.2-2}$$

式中: η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数, 小于 0 时取 0。

3) 阻尼调整系数应按下式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \tag{5.2.2-3}$$

式中: η_2 ——阻尼调整系数, 小于 0.55 时, 应取 0.55。

表 5.2.2-1 多遇地震水平地震影响系数最大值

设防烈度 加固结构类别	6	7	8	9
A	0.032	0.064 (0.096)	0.128 (0.192)	0.256
B	0.036	0.072 (0.108)	0.144 (0.216)	0.288
C	0.040	0.080 (0.120)	0.160 (0.240)	0.320

注: 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。

表 5.2.2-2 多遇地震反应谱特征周期 (s)

设计地震分组	场地类别
--------	------

	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

5.2.3 罕遇地震水平地震影响系数（图 5.2.3）最大值应根据后续工作年限按表 5.2.3-1 采用，特征周期应根据场地类别和设计地震分组按本标准表 5.2.3-2 采用。地震影响系数曲线的调整系数和形状参数应符合下列规定：

1. 当消能减震加固后结构的阻尼比为 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应取 1.0，形状参数应符合下列规定：

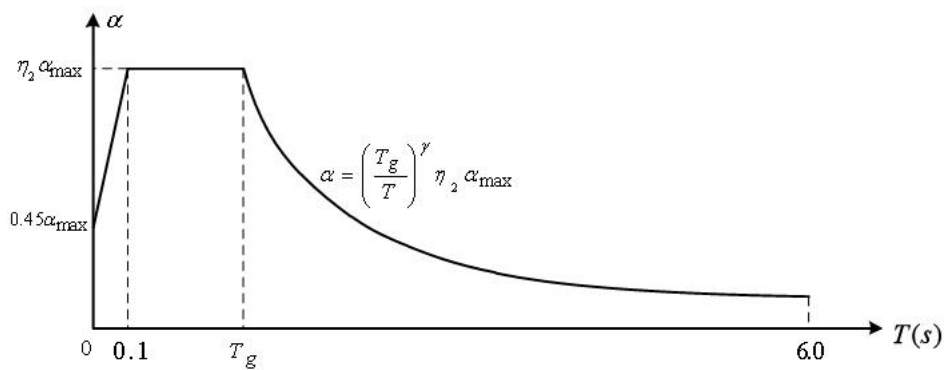


图 5.2.3 罕遇地震影响系数

α -地震影响系数； $\alpha_{\max}$ -地震影响系数最大值； η_1 -直线下降段的下降斜率调整系数；

γ -衰减系数； T_g -特征周期； η_2 -阻尼调整系数； T -结构自振周期

- 1) 直线上升段为周期小于 0.1s 的区段；
 - 2) 水平段为自 0.1s 至特征周期区段，应取最大值 $\alpha_{\max}$ ；
 - 3) 曲线下降段为特征周期至 6s 区段，衰减指数应取 0.9。
2. 当消能减震加固后结构的阻尼比不等于 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数 η_2 按式 5.2.2-3 取值，衰减指数 γ 按式 5.2.2-1 取值。

表 5.2.3-1 罕遇地震水平地震影响系数最大值

设防烈度 加固结构类别	6	7	8	9
A	0.224	0.400 (0.576)	0.720 (0.960)	1.120
B	0.252	0.450 (0.648)	0.810 (1.080)	1.260
C	0.280	0.500 (0.720)	0.900 (1.200)	1.400

表 5.2.3-2 罕遇地震反应谱特征周期 (s)

设计地震分 组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.25	0.30	0.40	0.50	0.70
第二组	0.30	0.35	0.45	0.60	0.80
第三组	0.35	0.40	0.50	0.70	0.95

【条文说明】5.2.2、5.2.3 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《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的分类，本标准从后续工作年限中不同烈度和水准地震具有相同超越概率的角度出发，针对不同后续工作年限的结构类别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》GB50011 一致，基于保持原结构设计延续性的考虑。

罕遇地震反应谱曲线的形式与现行协会标准《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160 一致，该反应谱更能反映地震波的特性，为许多国家的规范所采用。

5.2.4 多遇地震下线性时程法补充计算时，宜取三组人工模拟加速度时程计算，结果取包络值，与振型分解反应谱法结果取较大值。罕遇地震下非线性时程分析时，宜取七组加速度时程曲线，其中实际强震记录不应少于 2/3，计算结果取平均值。

5.2.5 应按建筑场地类别和设计地震分组选实际强震记录，多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符且持续时间不应小于结构基本周期的 5 倍和 15 秒较大值，地震加速度时程曲线的最大值可按表 4.2.5 采用。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%，多条时程曲线计算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%。

表 5.2.5 时程分析用地震加速度时程曲线最大值 (cm/s²)

地震水 准	加固结 构类别	6 度	7 度		8 度		9 度
			0.10g	0.15g	0.20g	0.3g	
多遇地 震	A	14.4	28.0	44.0	56.0	88.0	112.0
	B	16.2	31.5	49.5	63.0	99.0	126.0

	C	18.0	35.0	55.0	70.0	110.0	140.0
罕遇地震	A	100.0	176.0	248.0	320.0	408.0	496.0
	B	112.5	198.0	279.0	360.0	459.0	558.0
	C	125.0	220.0	310.0	400.0	510.0	620.0

5.2.6 多遇地震下的人工模拟加速度时程曲线可按本标准图 5.2.2 曲线拟合；罕遇地震下的人工模拟加速度时程曲线可按本标准图 5.2.3 曲线拟合。人工模拟加速度时程曲线的反应谱与给定水准的加速度反应谱在各周期点的误差平均值不应超过 5%，最大偏差不应超过 10%。

【条文说明】5.2.4~5.2.6 实际地震的发生具有概率性与随机性特征，为了避免不同地震波下计算结果的离散性过大，保证计算结果的代表性，并满足采用小样本容量下计算结果来估计地震效应的要求，规定了时程分析中输入地震波的要求。其中“在统计意义上相符”是指所选地震波的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱分析所采用的地震影响系数曲线相比，在结构主要周期点上相差不超过 20%。考虑到时程分析对于消能减震加固设计的重要作用，本标准规定了人工模拟记录在各周期点的误差限值。

5.2.7 在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段，水平地震作用应乘以 1.1~1.6 倍的增大系数。

【条文说明】5.2.7 局部突出地形对地震动具有放大作用，建造在本条规定地段内的结构将承受更大的地震作用，加固时应给予考虑。

5.2.8 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。

【条文说明】5.2.8 《Uniform Building Code 1997》中，对 $Z \geq 0.40$ 区（相当于我国基本烈度九度区）考虑近场效应对加速度反应谱峰值的放大影响，同时将发震断层按活动强烈程度划分为 A、B、C 三个等级，不同等级发震断层增大系数不同。其中 A 级发震断层（最大发震震级不小于 7 级，滑动速率大于每年 5mm）10 公里范围的场地要考虑近场系数，B、C 级发震断层 5km 外不考虑近场系数。

5.2.9 结构任一楼层的水平地震剪力应按式(5.2.9)进行：

$$V_{eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (5.2.9)$$

式中： V_{eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力，kN；
 λ ——剪力系数，不应小于表 5.2.9 规定的楼层最小地震剪力系数值；
 G_j ——第 j 层的重力荷载代表值。

表 5.2.9 楼层最小地震剪力系数值

类别	6 度	7 度	8 度	9 度
基本周期小于 3.5s 的结构	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.006	0.012(0.018)	0.024(0.036)	0.048

注：1 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，按插入法取值；
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。
3 附加阻尼比不小于 2% 的超高层建筑，表中数值可折减 0.85。

【条文说明】 5.2.9 不同后续工作年限的 A、B 和 C 类建筑的最小剪力系数按本条采用。

出于结构安全的考虑，提出对结构总水平地震剪力及各楼层水平地震剪力最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，当不满足时，需调整结构总剪力和各楼层的水平地震剪力使之满足要求。调整方法如下：若结构基本周期位于设计反应谱的加速度控制段时，则各楼层均需乘以同样大小的增大系数；若结构基本周期位于反应谱的位移控制段时，则各楼层 i 均需按底部的剪力系数的差值 $\Delta\lambda_0$ 增加该层的地震剪

力—— $\Delta F_{Eki} = \Delta\lambda_0 G_{Ei}$ ；若结构基本周期位于反应谱的速度控制段时，则增加值应大于 $\Delta\lambda_0 G_{Ei}$ ，顶部增加值可取动位移作用和加速度作用二者的平均值，中间各层的增加值可近似按线性分布。

5.3 计算模型与分析

5.3.1 消能器采用非线性模型时，应根据其工作状态以及力学特性选择适宜的单元模拟，其计算模型宜按下列规定选取：

- 1 金属消能器可采用双线性模型、三线性模型或 Wen 模型；
- 2 摩擦消能器可采用理想弹塑性模型；
- 3 液体黏滞消能器可采用麦克斯韦尔模型；
- 4 其他类型消能器的计算模型可根据实际力学特性确定；
- 5 消能器恢复力模型参数应通过试验确定或验证。

【条文说明】 5.3.1 恢复力模型是消能器力学特性的集中体现，当计算分析中需要直接

考虑消能器耗能作用时应选择符合消能器工作特性的、合适的非线性模型。消能器恢复力模型大致分为光滑曲线型和分段线性化折线型两类。值得指出的是，虽然光滑曲线型模型中消能器的刚度连续变化，与目前工程中应用的大多数消能器实际的力学特性更为接近，但实际工程计算中基于使用简便、概念清晰、适应性强等考虑，广泛使用的是分段线性化的折线型模型。

对于金属消能器（如屈曲约束支撑、剪切型金属阻尼器等）而言，可以采用双线性模型或 Wen 模型（图 1），也可以根据试验曲线采用三线性模型。

1 双线性模型

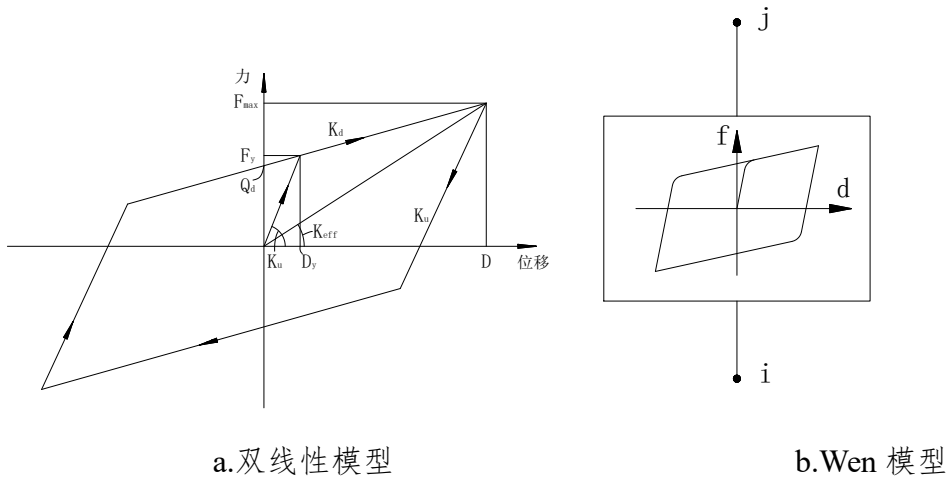


图 1 金属消能器恢复力模型

F_y - 屈服强度 F_{max} - 最大承载力; D - 最大位移

其中双线性模型的关键参数定义如下：

$$\text{初始刚度 } K_d = \frac{F_y}{D_y} \quad (1)$$

连接原点与滞回曲线峰值点直线斜率定义为等效刚度 K_{eff} ，

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D} \quad D \geq D_y \quad (2)$$

其中 D_y 为屈服位移，

$$D_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d} \quad (3)$$

滞回环面积 WD （每次循环所消耗能量值），

$$W_D = 4Q_d(D - D_y) \quad (4)$$

等效阻尼比 β_{eff} ,

$$\beta_{eff} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (5)$$

2 Wen 模型

Wen 模型中消能器的弹性刚度、等效刚度与双线性模型计算公式相同，其力学模型关系式为：

$$F(x, z) = rkd + (1 - r)kz \quad (6)$$

$$\dot{z} = A\dot{x} - \alpha|\dot{x}|z|z|^{n-1} - \beta\ddot{x}|z|^n \quad (7)$$

式中：

$x, \dot{x}, \ddot{x}$ ——消能器的位移、速度和加速度；

d ——外界激励；

z ——滞回非线性恢复力；

A, n, α, β ——滞回常数，滞回非线性恢复力 z 的特性取决于材料特性、响应幅值和结构特性。

Wen 模型可以表示一般的滞回模型，具有极强的适应性，它既包含了非线性阻尼，又包含了非线性刚度，因此对各种光滑的滞回曲线都能较好地近似描述。滞回曲线的大小和形状由 A, α, β 决定，曲线的光滑程度由常数 n 决定。调节这些系数可以得到不同的滞回环。

摩擦型消能器的力学特性通常可以选择理想弹塑性模型模拟（图 6）。模型初始弹性刚度可从测试的屈服力和屈服位移的数据中确定的：

$$k_e = P_y / d_y \quad (8)$$

当装置的位移值超过 d_y 时，力的值等于 P_y 。

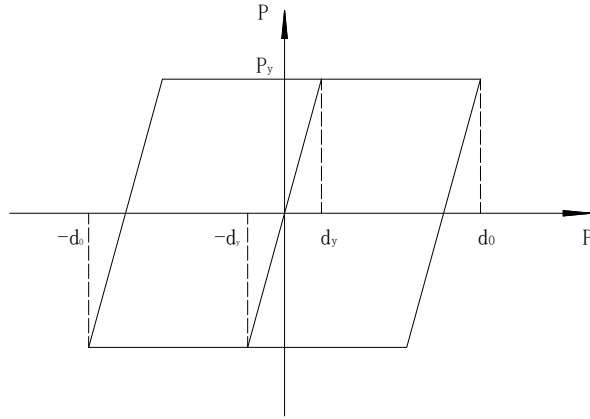


图 2 理想的弹塑性恢复力模型

每一周期所消耗的能量等于点 (P_y, d_0) 和点 $(-P_y, -d_0)$ 之间的滞回曲线面积。

即：

$$W_D = 4P_y(d_0 - d_y) \quad d_0 \geq d_y \quad (9)$$

对于速度相关型消能器可采用麦克斯韦尔 (Maxwell) 模型 (图 7)。该模型实际为弹簧单元与阻尼器单元的串联。



图 3 Maxwell 模型示意图

黏滞消能器的耗能量及相关参数的计算公式如下：

$$W_D = \pi C_d \omega_1 \Delta u_{d \max}^2 \quad (10)$$

式中： ω_1 ——试验加载圆频率 (rad/s)

C_d ——消能器阻尼系数[kN/(m·s)]

随着近年来工程应用的逐渐增多，消能器产品的种类也逐渐增多。对于力学特性符合本条规定的，其模型参数宜采用足尺试验来确定，并通过足尺试验对消能器结构构造、构件的相互作用、结构破坏阶段的实际工作情况和消能器在不同位移或速度下的力学性能进行全面了解；当消能器的力学性能不能采用已有模型模拟时，应根据试验曲线确定合适的数学模型，并通过与试验结果的对比进行必要的验证。此外，当由于试验条件等因素的制约造成消能器力学性能试验采用缩尺模型进行时，应考虑尺寸效应对消能器力学参数的影响。

5.3.2 消能部件应具有足够的刚度，并宜符合下列规定：

1 金属消能器和摩擦型消能器与斜撑、墙墩和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宜符合下式规定：

$$K_b \geq 3K_D \quad (5.3.2-1)$$

式中： K_b ——消能部件沿消能器消能方向的刚度；

K_D ——消能器等效刚度。

2 液体黏滞消能器与斜撑、墙墩和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宜符合下式规定：

$$K_b \geq 6\pi C_D / T_1 \quad (5.3.2-2)$$

式中： K_b ——支承构件沿消能器消能方向的刚度；

C_D ——消能器的线性阻尼系数，非线性消能器可采用等效线性阻尼系数；

T_1 ——消能建筑结构的基本自振周期。

【条文说明】5.3.2 支承部件应具备足够的刚度，才能使消能器充分发挥作用。根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求，支承部件的刚度要求大于消能器等效刚度的 3 倍。消能器等效刚度指提供附加阻尼时，阻尼力与消能器变形的比值。

如果消能部件刚度不能满足本标准的要求时，应采用时程分析法，考虑消能部件刚度产生的不利影响。

5.3.3 采用振型分解反应谱法计算时，金属消能器和摩擦型消能器取有效阻尼和有效刚度；液体黏滞消能器可提供取有效阻尼。消能器附加给主体结构的有效刚度和有效阻尼应按下列规定计算：

1 金属消能器和摩擦型消能器有效刚度可取消能器目标位移 Δu_j 时的割线刚度；

2 按能量法确定消能器有效阻尼时，应符合下列规定：

1) 有效阻尼比可按下列下式计算：

$$\xi_d = \sum_j W_{cj} / (4\pi W_s) \quad (5.3.3-1)$$

式中： ξ_d ——采用消能减震技术的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 Δu_j 下往复循环一周所消耗的

能量；

W_s ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

2) 不计扭转影响时，采用消能减震技术的结构在水平地震作用下的总应变能，可按式估算：

$$W_s = \frac{1}{2} \sum F_i U_i \quad (5.3.3-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值,kN；

U_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移,mm。

3) 速度线性液体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，可按式估算：

$$W_{cj} = \frac{2\pi^2}{T_1} C_j \cos^2 \theta_j \Delta u_j^2 \quad (5.3.3-3)$$

式中： T_1 —— 消能减震结构的基本自振周期；

C_j ——第 j 个消能器的线性阻尼系数；

θ_j ——第 j 个消能器的消能方向与水平面的夹角；

Δu_j ——第 j 个消能器两端的相对水平位移。

4) 非线性液体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，可按式计算：

$$W_{cj} = \lambda_1 F_{dj \max} \cos \theta_j \Delta u_j \quad (5.3.3-4)$$

式中： λ_1 ——阻尼指数的函数，可按表 4.3.3 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。

表 5.3.3 λ_1 值

阻尼指数 α	λ_1 值
0.10	3.82
0.15	3.78
0.20	3.74
0.25	3.70

0.30	3.66
0.40	3.58
0.50	3.50
0.75	3.30
1.00	3.10

注：其他阻尼指数对应的 λ_1 值可线性插值。

5) 金属消能器和摩擦型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \sum A_j \quad (5.3.3-5)$$

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， $\text{kN}\cdot\text{mm}$ 。

3 采用自由振动衰减法确定消能器等效阻尼时，等效阻尼比可按下列公式计算：

$$\xi_d = \frac{\delta_m}{2\pi \cdot m} \quad (5.3.3-6)$$

$$\delta_m = \ln(S_n/S_{n+m}) \quad (5.3.3-7)$$

式中： δ_m ——振幅对数衰减率， S_n 和 S_{n+m} 分别为第 n 和第 $n+m$ 周期振幅， m 为两振幅间相隔的周期数。

4 采用消能器消能与模态阻尼消能比法确定消能器有效阻尼时，有效阻尼比可按下列公式计算：

$$\xi_d = \eta_1 \xi_m \left(\frac{E_d(\Delta t)}{E_m(\Delta t)} \right)_{\max} \quad (5.3.3-8)$$

式中： ξ_m ——消能减震主体结构的固有模态阻尼比；

$E_d(\Delta t)$ —— Δt 时间段内消能器消耗的能量；

$E_m(\Delta t)$ —— Δt 时间段内主体结构固有模态阻尼消耗的能量；

ξ_d ——消能减震结构附加有效阻力比，取震动最大时段的数值；

η_1 ——有效阻尼比折减系数，一般取 0.9-0.95。

5 采用振型分解反应谱法计算时，消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25% 时，宜按 25% 取值。

6 多遇地震和罕遇地震下消能器附加给主体结构的有效阻尼比应分别计算。

【条文说明】5.3.3 振型分解反应谱计算属于线弹性分析，因此当采用该计算方法进行分析时，消能器的刚度及阻尼参数一般根据其变形采用等效方法进行确定。金属消能器和摩擦型消能器等具有初始刚度的，其等效刚度可采用目标位移的割线刚度；消能器附加给整体结构的等效阻尼比可基于能量法和自由振动衰减法确定。其中能量法确定等效阻尼比时，由于难以准确预估消能器的变形量，因而通常需采用迭代方法来确定消能器的刚度及其附加给整体结构的阻尼比。首先，参照可接受的整体结构的变形大小，根据结构中所布置消能器的数量和位置，预先假设一个消能器的割线刚度及附加给整体结构的等效阻尼比，并采用振型反应谱方法对采用消能减震技术的结构进行整体计算；然后，根据计算结果中消能器的实际位移，依照消能器类型，通过相应恢复力模型和公式求解其等效刚度及附加阻尼比。调整相应参数后，重新进行整体结构的振型分解反应谱分析；重复计算过程，直至整体计算结果符合要求为止。

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：

$$\xi = \frac{\delta_m}{2\pi m (\omega/\omega_D)} \approx \frac{\delta_m}{2\pi m} \quad (11)$$

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（图4）。

(2)将结构振幅值代入式（11），计算不同振幅下采用消能减震加固的结构的阻尼比，得到采用消能减震技术的结构阻尼比-振幅曲线,如图5。

(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。

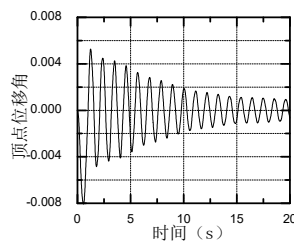


图4 自由振动衰减时程

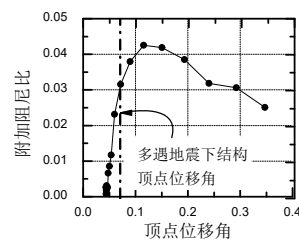


图5 阻尼比-振幅曲线

5.3.4 采用液体黏滞消能器时，多遇地震作用下消能子结构的内力宜按弹性时程分析法确定，地震波采用不少于 3 条人工模拟加速度时程，并取包络值。

【条文说明】5.3.4 液体黏滞消能器为速度相关型消能器，多遇地震作用下消能子结构的内力采用时程分析法确定更为准确。为了避免分析结果的离散性过大，规定分析用地震输入采用人工模拟记录，且人工模拟记录的频谱特征应符合本标准第 4.2.5 条的规定。

5.3.5 下列情况应采用弹性时程分析进行多遇地震下的补充验算：

- 1 特别不规则结构、甲类建筑及表 5.3.5 所列高度范围的高层建筑；
- 2 消能器附加给结构的有效阻尼比大于 25% 的建筑；
- 3 消能器沿竖向布置不均匀时。

表 5.3.5 采用时程分析的房屋高度范围

烈度、场地类别	房屋高度范围
7 度和 8 度 I、II 类场地	>90m
8 度 III、IV 类场地	>70m
9 度	>50m

【条文说明】5.3.5 研究表明，消能器在主体结构中布置不均匀，以及消能器附加给主体结构的阻尼比越大时，整体结构采用简单增大振型阻尼比的振型分解反应谱法计算的精度会有明显下降，因此本标准规定除《建筑抗震设计规范》GB50011 中规定的不规则结构、甲类建筑和高度超过规定数值的结构外，对于消能器布置不均匀以及附加阻尼比大于 25% 的采用消能减震技术的结构还应采用更为精确的时程分析进行补充验算。

5.4 结构承载力验算

5.4.1 结构构件的抗震验算应按下式进行：

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.4.1)$$

式中：S ---- 结构构件内力设计值；有关的作用分项系数和组合值系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定或按本标准规定采用。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。

R ---- 结构构件承载力设计值，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定采用。

γ_{RE} --- 抗震承载力调整系数,除本标准各章节另有规定外,可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的有关规定采用。

【条文说明】5.4.1 采用地震作用折减计算构件地震作用效应后,A、B类房屋构件的承载力抗震验算与C类房屋采用统一的表达式。

计算构件承载力时,混凝土材料强度等级可按现场实测取值,材料相关参数按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010取用。

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。

5.4.2 采用消能减震技术进行结构加固设计时,消能子结构的截面抗震验算应符合下列规定:

- 1 丙类建筑消能子结构的地震作用效应调整、结构构件承载力抗震调整系数和结构构件内力设计值均应按国家现行规范乙类建筑的有关规定确定;
- 2 乙类建筑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 消能子结构的性能应满足罕遇地震下极限承载力的要求;
- 4 消能部件由梁单独承载时,梁的承载力应符合下式规定:

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* \leq R_k \quad (5.4.2)$$

式中: S_{GE} ——重力荷载代表值作用的效应标准值;

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;

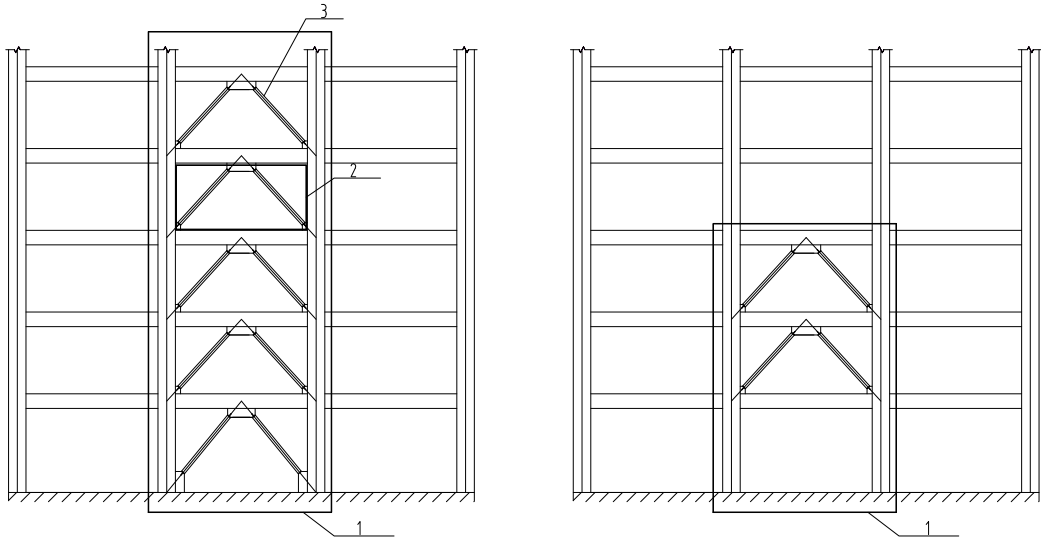
R_k ——按材料最小极限强度计算的承载力;混凝土强度可取立方强度0.88倍、钢筋强度可取屈服强度标准值的1.25倍、钢材强度可取屈服强度标准值的1.5倍。

4 消能部件采用高强度螺栓或焊接连接时,消能子结构节点设计应计入附加内力影响;

5 当消能器的轴心与结构构件的轴线有偏差时,结构构件应计算附加弯矩或因偏心而引起的平面外弯曲的影响。

【条文说明】5.4.2 消能子结构是与消能部件相关联,并保障消能器能够发挥作用的结构单元,为了确保消能减震加固结构在罕遇地震作用下不发生倒塌,消能子结构应在主体结构达到极限承载力及变形前保证消能器正常工作,不发生强度破坏。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楼层及其下一层，且向下范围可不超过嵌固层顶，其他情况消能子结构范围应从消能器所在楼层向下一一直延伸到嵌固层顶部，如图 6 所示。



1-消能子结构、2-消能部件、3-消能器

图 6 消能子结构范围

罕遇地震作用下消能子结构构件的荷载效应不应超过其截面的极限承载能力，构件的荷载效应为不计入风荷载效应的地震作用效应标准组合。

罕遇地震作用下构件的荷载效应采用等效线性法计算时，极限承载力计算的材料强度宜取材料最小极限强度，无可靠试验数据时钢筋可以取屈服强度的 1.25 倍；混凝土强度可取立方体强度的 0.88 倍。

当消能子结构采用弹塑性分析方法验算罕遇地震下的性能时，消能子结构中的构件地震作用效应标准值不应超过构件极限承载力面，此时构件截面的约束混凝土极限压应变应小于 0.006，受力钢筋极限拉应变应小于 0.015。

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。

5.4.3 既有 A、B、C 类钢筋混凝土房屋的抗震构造措施不符合本标准相关规定时，可采用楼层综合抗震能力指数法按下式进行验算：

$$\beta = \psi_1 \psi_2 \xi_y \quad (5.4.3-1)$$

$$\xi_y = V_y / V_e \quad (5.4.3-2)$$

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 类建筑可按本标准第 5.4.4 条确定；B 类建筑可按本标

准 5.4.5 条确定；C 类建筑可按本标准第 5.4.6 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 ——楼层既有受剪承载力，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。

5.4.4 A 类钢筋混凝土房屋的体系影响系数可根据结构体系、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 当各项构造均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。

5.4.5 B 类钢筋混凝土房屋的体系影响系数可根据结构体系、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。

5.4.6 C 类钢筋混凝土房屋的体系影响系数可根据结构体系、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。

4 结构受损伤或发生倾斜但已修复（加固）纠正的，体系影响系数在第 1、2 款基础上再乘以 0.8~1.0。

【条文说明】5.4.3、5.4.4、5.4.5、5.4.6 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。

5.5 结构变形验算

5.5.1 在预期的罕遇地震作用下，加固后结构应进行弹塑性计算，弹塑性变形计算应符合下列规定：

1 采用黏滞消能器加固的建筑应采用动力弹塑性分析方法。

2 除第 1 款以外的建筑结构可采用静力弹塑性分析方法或动力弹塑性分析方法。弹塑性时程分析应采用双向或三向地震输入。

【条文说明】5.5.1 在验算罕遇地震作用下结构薄弱楼层（部位）的弹塑性变形时，由于黏滞性消能器的工作特性与速度相关，因此应采用动力弹塑性分析方法；对于其他类型的消能器，可采用静力弹塑性或动力弹塑性分析方法，优先采用动力弹塑性分析方法。地震输入方法则应尽量与客观实际相符的双向输入，当竖向地震效应对结构有重要影响

时，应采用三向输入。

5.5.2 结构进行弹塑性计算分析应符合下列规定：

- 1 主体建筑的梁、柱、斜撑、抗震墙、楼板等结构构件，应根据实际情况和分析精度要求采用合适的计算模型。
- 2 计算模型中构件的几何尺寸、混凝土构件所配的钢筋和型钢、钢构件等应按实际情况计算。
- 3 应合理取用钢筋、钢材、混凝土材料的力学性能指标以及本构关系。钢筋和混凝土材料的本构关系可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定采用；钢材的本构关系可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 的有关规定采用。
- 4 应计入几何非线性影响。
- 5 应计入耗能器的非线性特性，计算模型应满足本标准第 5.3.1 条的规定。
- 6 应计入加固措施对结构及构件内力重分布的影响。

【条文说明】5.5.2 在进行结构弹塑性计算分析时，应首先根据主体结构的受力特点、耗能器的类型以及分析结果的精度和可靠性要求选择适宜的计算软件。在建立结构弹塑性计算模型时，应根据结构构件的受力特征、可能发生的屈服及破坏模式以及耗能器的工作特性等因素分别选择适宜的单元模型。一般梁、柱、斜撑等采用线单元；墙、板则可采用面单元或体单元；耗能器根据其受力特性可采用非线性连接单元或弹簧单元。值得强调的是，对于采用消能减震加固的结构，结构的几何尺寸、钢筋、型钢以及钢构件等应按现场实际情况采用，既有结构构件的材料力学参数（如弹性模量、强度等）应按照实际检测结果、规范标准值的顺序确定并采用。材料的本构关系可根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 及国家标准《钢结构设计规范》GB50017 中的相应规定采用。

此外，结构弹塑性变形往往比弹性变形大很多，而且结构的加固方法与施工过程对于结构既有构件而言存在二次受力及内力重分布的影响，因此，考虑结构几何非线性进行弹塑性分析是必要的，进一步增强计算结果的可靠性。

应该指出的是，与弹性静力分析计算相比，结构的弹塑性分析结果具有较大的不确定性，其影响因素除材料力学参数取值、有限元网格的剖分等有关外，还与分析软件的性能、构件的计算模型、损伤与破坏的模拟方式以及结构阻尼模型的选取等因素有关，存在较多的人为因素和经验因素。因此，弹塑性计算分析首先要了解分析软件的适用性，

选择工程结构适用的软件，然后还应对计算结果的合理性进行分析判断。必要时可采用两个不同的计算软件或不同分析团队进行比对分析。

5.5.3 采用消能减震技术加固后，结构的抗震变形验算应符合下列规定：

- 1 多遇地震作用下的结构弹性层间位移角限值应按表 5.5.3-1 取值。

表 5.5.3-1 结构消能减震加固后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-屈曲约束支撑、板柱-屈曲约束支撑	1/550
钢筋混凝土框架—抗震墙、板柱—抗震墙、框架—核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

- 2 A 类建筑消能减震加固后弹塑性层间位移角限值不应大于表 5.5.3-2 的限值要求。

B 和 C 类建筑消能减震加固后弹塑性层间位移角限值不应大于表 5.5.3-3 的限值要求。

表 5.5.3-2 A 类建筑消能减震加固后弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架	1/100
钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑、板柱-屈曲约束支撑	1/100
钢筋混凝土框架—抗震墙、板柱—抗震墙、框架—核心筒	1/130
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/140
多、高层钢结构	1/70

表 5.5.3-3 B、C 类建筑消能减震加固后弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架	1/50
钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑、板柱-屈曲约束支撑	1/50
钢筋混凝土框架—抗震墙、板柱—抗震墙、框架—核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120

多、高层钢结构	1/50
---------	------

【条文说明】5.5.3 A类建筑未采取结构罕遇地震下抗倒塌的抗震措施，因此罕遇地震下通过控制弹塑性变形的办法，保证建筑罕遇地震不倒的要求。

5.5.4 复杂结构、超高层结构等建筑可通过构件剪跨比计算构件受力变形，按 3.6.5 条性能水准 1 确定结构多遇地震下弹性位移角限值。

【条文说明】5.5.4 引入按构件受力变形确定复杂结构和超高层结构多遇地震下的变形验算方法。

6 消能阻尼器的技术性能及检验

6.1 一般要求

6.1.1 阻尼器（消能器）的设计工作年限不宜小于建筑物加固后续工作年限。当阻尼器设计工作年限小于建筑物的后续工作年限时，阻尼器达到工作年限时应及时检测，重新确定阻尼器后续工作年限或更换。

【条文说明】6.1.1 消能减震技术在结构加固中的应用始于 20 世纪 90 年代末，还没有超过现有规范规定的建筑加固后续使用年限，阻尼器的实际使用寿命还未得到验证，只能通过推算的方法预测阻尼器的使用年限。

6.1.2 应用于消能减震加固工程中的阻尼器应符合下列规定：

- 1 阻尼器应具有型式检验报告、出厂检验报告和见证检验报告；
- 2 阻尼器的见证试验及型式检验应由独立的第三方检验机构完成；
- 3 检测的数量和要求应符合设计文件和本规程相关规定的要求。

【条文说明】6.1.2 对于所有的阻尼器型式检验和出厂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要求，根据阻尼器的性能依据现行国家标准和设计文件，对消能器的性能进行检验，从而对整批产品质量水平给予相应的评价。第三方检验机构应为独立单位，与检验的阻尼器厂家不应有任何关系，也不应生产或是销售阻尼器。

6.1.3 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 消能器的尺寸偏差应符合本标准有关规定。
- 4 消能器外观应符合本标准有关规定。

【条文说明】6.1.3 一般阻尼器为附加构件，不承重，因此可不采取抗火措施。但对于承重型的金属阻尼器或承重型的约束屈曲支撑来说，则需要进行防火设计，处理范围包括连接节点及相关附属连接构件。因此火灾后应对其进行全面检查和抽样检测，不满足规范相应要求应进行更换。

6.1.4 阻尼器的性能应符合下列规定：

- 1 阻尼器中非消能构件的材料应达到设计强度要求，设计时荷载应按阻尼器 1.5 倍

设计阻尼力选取，应保证阻尼器中构件在罕遇地震作用下能正常工作。

2 阻尼器在要求的性能检测试验工况下，试验滞回曲线应平滑、无异常。

【条文说明】6.1.4 阻尼器一般由耗能元件或构件和非耗能构件组成，如耗能的黏滞阻尼器由黏滞材料和非耗能的缸筒、活塞和密封圈等组成；黏弹性阻尼器由耗能的黏弹性材料和非耗能的钢板等组成；金属阻尼器由连接板和耗能板组成；摩擦阻尼器由耗能的摩擦材料和非耗能的钢板等组成。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耗能构件失效而导致阻尼器无法正常工作的情形，阻尼器中非耗能构件必须具有足够的安全储备，为此，在阻尼器设计时，非耗能元件或构件承载能力应按大于阻尼器 1.5 倍极限阻尼力选取。

6.1.5 阻尼器应具有良好的抗疲劳、抗老化性能，相关指标应同时满足《建筑消能阻尼器》JG/T 209 和《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 中相关规定要求；消能器工作环境应满足环境适应性的要求，不满足时应有保温、除湿、防紫外线、定期防锈等措施。

【条文说明】6.1.5 由于阻尼器的性能试验仅能反应阻尼器的性能，并不能充分体现出阻尼器在结构中的真实性能和耗能减震效果。即使是同类的阻尼器，不同生产厂家阻尼器制作工艺的不同，其性能也会有所差异。为此，要求生产厂家对每类阻尼器至少应进行一次设置阻尼器的整体结构或子结构的动力性能试验或地震模拟振动台试验，验证下列性能：

- 1、消能减震结构的整体工作性能和阻尼器的工作性能及减震效果；
- 2、阻尼器和主体结构的连接是否可靠；
- 3、阻尼部件是否会出现平面外失稳；
- 4、阻尼器的连接形式对减震效果的影响。

6.1.6 阻尼器宜经过消能减震结构或子结构力学性能试验，验证阻尼器的性能和减震效果。

6.2 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙

6.2.1 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙的外观应符合下列规定：

- 1 产品外观应表面平整，无机械损伤，无锈蚀，无渗漏，标记清晰。
- 2 产品各构件尺寸允许偏差应符合表 6.2.1 规定。

表 6.2.1 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙各部件尺寸偏差

检验项目	允许偏差
黏滞阻尼器长度、黏滞阻尼墙高度	不超过产品设计值的 $\pm 3\text{mm}$
黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙的截面有效尺寸	不超过产品设计值的 $\pm 2\text{mm}$

6.2.2 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙的材料应符合下列规定：

1 产品的黏滞阻尼材料要求黏温关系稳定、闪点高、不易燃烧、不易挥发、无毒和抗老化性能强。

2 用于制作产品的钢材应根据设计需要进行选择，缸体和活塞杆一般宜采用优质碳素结构钢、合金结构钢或不锈钢。优质碳素结构钢应符合现行国家标准《优质碳素结构钢》GB/T 699 的规定；合金结构钢应符合现行国家标准《合金结构钢》GB/T 3077 的规定；结构用无缝钢管应符合现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T 8162 的规定；不锈钢棒应符合现行国家标准《不锈钢棒》GB/T 1220 的规定，不锈钢管应符合现行国家标准《流体输送用不锈钢无缝钢管》GB/T 14796 的规定。

3 产品的密封材料应选择高强度、耐磨、耐老化的密封材料。

6.2.3 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙的力学性能要求，应符合表 6.2.3 的规定。

表 6.2.3 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙力学性能要求

项 目	性 能 指 标
极限位移和摩擦力	当设计容许位移小于 80mm 时，实测值不应小于黏滞阻尼器设计容许位移的 1.5 倍；当设计容许位移大于等于 80mm 小于等于 100mm 时，实测值不应小于 120mm；当设计容许位移大于 100mm 时实测值不应小于黏滞阻尼器设计容许位移的 1.2 倍。 摩擦力不应超过最大阻尼力设计值的 10%。
最大阻尼力	阻尼力实测值偏差应在产品设计值的 $\pm 15\%$ 以内；实测值偏差的平均值应在产品设计值的 $\pm 10\%$ 以内
阻尼系数	
阻尼指数	
滞回曲线	实测滞回曲线应光滑，无异常

【条文说明】6.2.3 阻尼器内部组件的摩擦产生过大的摩擦力，不仅会造成阻尼器温度过高而耗能能力的下降，也会造成阻尼器的漏油和渗油现象；特别是作为调频质量阻尼器（TMD）系统中的阻尼元件，摩擦力也会造成 TMD 调谐频率不准确的问题，因此要限值黏滞阻尼器或阻尼墙的摩擦力过大。

6.2.4 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙的耐久性能要求，应符合表 6.2.4 的规定，且要求阻尼器在试验后无渗漏、无裂纹。若为无密封的黏滞阻尼墙可不做密封性能试验。

表 6.2.4 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙疲劳性能和耐久性要求

项 目		性 能 指 标
疲劳性能	最大阻尼力	变化率在±15%以内
	滞回曲线	极限位移下疲劳循环次数不小于 60 次，滞回曲线光滑，无异常
密封性能		无渗漏，且阻尼力的衰减值不大于 5%
耐腐蚀性能		目测无锈蚀

6.2.5 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙的加载频率相关性能和温度相关性能要求，应符合表 6.2.5 的规定。

表 6.2.5 黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙加载频率相关性能和温度相关性能要求

项 目		性 能 指 标
加载频率相关性	最大阻尼力	变化率在±15%以内
温度相关性	滞回曲线	极限位移下滞回曲线应光滑，无异常

6.3 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙

6.3.1 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的外观应符合下列规定：

- 1 要求产品钢板应平整、光滑、无锈蚀、无毛刺，涂刷防锈涂料两次，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 产品的尺寸偏差符合表 6.3.1 规定。

表 6.3.1 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙各部件尺寸偏差

项目	允许偏差
黏弹性阻尼器长度、黏弹性阻尼墙高度	产品设计值的±3mm 以内
黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的截面有效尺寸	产品设计值的±3mm 以内

6.3.2 黏弹性阻尼器的主要材料应符合下列规定：

1 橡胶类黏弹性材料质量指标应符合表 6.3.2 规定。

表 6.3.2 黏弹性材料质量指标

项 目		性能指标
拉伸强度, MPa		≥13
扯断伸长率, %		≥500
扯断永久变形 (70℃, 24h), %		≤35
热空气老化 70℃ 168h	拉伸强度变化率, %	≤25
	扯断伸长变化率, %	≤40
(0~40)℃ 工作频率材料损耗因子 β		≥0.3
钢板与阻尼材料之间的黏合强度 (90°剥离法), kN/m		≥6

2 产品的钢材质量指标应符合 GB /T700 中碳素结构钢 Q235 或低合金钢的要求。

3 黏弹性材料在火灾发生过程中不应产生有毒气体。

6.3.3 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的力学性能应符合表 6.3.3 的规定。

表 6.3.3 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙力学性能

项 目	性 能 指 标
极限变形	实测值不小于产品设计值, 且不应小于设计位移的 1.2 倍
最大阻尼力	实测值偏差应在产品设计值的±15%以内; 实测值偏差的平均值应在产品设计值的±10%以内
表观剪切模量	
损耗因子	
滞回曲线	实测滞回曲线应光滑, 无异常

6.3.4 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的耐久性（老化性能、疲劳性能和防腐性能）应符合表 6.3.4 的规定。

表 6.3.4 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的疲劳性能和耐久性能

项 目		性 能 指 标
老化性能	极限变形	老化后实测值偏差的平均值应在老化前数值的±15%以内
	最大阻尼力、表观剪切模量、损耗因子	老化后实测值偏差的平均值应在老化前数值的±15%以内
	外观	目测无变化
疲劳性能	最大阻尼力、表观剪切模量、损	倒数第 2 圈的实测值应在第 3 圈实测值的

	耗因子	±15%以内
	滞回曲线	极限位移下疲劳循环次数不小于 60 次，实测滞回曲线应光滑饱满、无明显异常，且倒数第 2 圈与第 3 圈相比形状无明显变化
	外观	目测无变化
耐腐蚀性能	外观	目测无锈蚀

6.3.5 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的最大阻尼力的变形相关性能、频率相关性能和温度相关性能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。

【条文说明】6.3.5 黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙是由黏弹性材料和钢板（缸筒）等组成的，利用黏弹性材料产生的剪切滞回变形来耗能的减震装置。大量试验研究表明，黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙的力学性能受黏弹性及加载频率的影响较大，对温度也比较敏感，因此要仔细判断试验结果是否与设计的阻尼器力学模型相符。

6.4 金属阻尼器

6.4.1 金属阻尼器的外观应符合下列规定：

- 1 金属阻尼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 金属阻尼器尺寸偏差应为±2mm。

6.4.2 金属阻尼器的材料应符合下列规定：

- 1 金属阻尼器可采用钢材、铅等材料制作。
- 2 采用钢材制作的金属阻尼器的消能部分宜采用屈服点较低和高延伸率的钢材，钢板的厚度不宜超过 80mm，钢棒直径根据实际情况确定，应具有较强的塑形变形能力和良好的焊接性能。
- 3 软钢屈服型阻尼器耗能段宜采用低屈服点钢制作，其材料基本力学性能指标应符合《建筑用低屈服强度钢板》GB/T 28905 的规定，见表 6.4.2；软钢屈服型阻尼器的低屈服点钢力学性能指标应符合 GB/T 700 或 GB/T 3077 的规定。

表 6.4.2 低屈服点钢基本力学性能

牌号	下屈服强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	屈强比	断后伸长率 (%)
LY100	80~120	200~300	≤0.60	≥50
LY160	140~180	220~320	≤0.80	≥45
LY225	205~245	300~400	≤0.80	≥40

4 金属阻尼器中材料应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定。

6.4.3 金属阻尼器的力学性能要求，应符合表 6.4.3 规定。

表 6.4.3 金属阻尼器力学性能

项 目	性 能 指 标
屈服承载力	实测值偏差应在产品设计值的±15%以内；实测值偏差的平均值应在产品设计值的±10%以内
最大承载力	
屈服位移	
极限位移	实测值不应小于 1.2 倍产品设计值
弹性刚度	实测值偏差应在产品设计值的±15%以内；实测值偏差的平均值应在产品设计值的±10%以内
第 2 刚度	
滞回曲线	实测滞回曲线应光滑，无异常

【条文说明】6.4.3 金属阻尼器需要采用精加工制作成型，在加工过程中如果出现明显缺陷或机械损伤，将会导致阻尼器出现应力集中，使阻尼器的疲劳性能大大降低，不利于阻尼器发挥良好的耗能效果。

6.4.4 金属屈服型阻尼器的耐久性包括疲劳性能和耐腐蚀性能。其耐久性能应符合表 6.4.4 的规定。

表 6.4.4 金属屈服型阻尼器疲劳性能和耐久性能

项 目	性 能 指 标
疲劳性能	极限位移下疲劳循环次数不小于 60 次，滞回曲线应光滑，无异常
耐腐蚀性能	暴露在空气中的部位，涂层干漆膜厚度应不小于 150μm

6.4.5 金属阻尼器整体稳定和局部稳定应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定，阻尼器在消能方向运动时，平面外应具有足够的刚度，不能产生翘曲和侧向失稳。

6.5 屈曲约束耗能支撑

6.5.1 屈曲约束耗能支撑的外观应符合下列规定：

- 1 屈曲约束耗能支撑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 消能段与非消能段应光滑过渡，不应出现缺陷。
- 3 屈曲约束耗能支撑各部件尺寸偏差应符合表 6.5.1 的规定。

表 6.5.1 屈曲约束耗能支撑各部件尺寸偏差

项目	允许偏差
支撑长度	产品设计值（-5~0）mm
支撑横截面有效尺寸	产品设计值的±2mm 以内
支撑侧弯矢量	L/1000，且≤10mm
支撑扭曲	h(d)/250，且≤5mm
注：L——支撑长度；h——支撑套管截面较大边长；d——支撑外径	

4 用于制作屈曲约束耗能支撑的钢材应根据设计需要进行选择，核心单元宜采用低屈服点钢材和碳素结构钢，也可采用合金结构钢，其质量指标应符合国家标准 GB/T 28905、GB/T 700、GB/T 3077 或 GB/T19879 的规定，且伸长率应大于 25%，屈强比应小于 80%，常温下冲击功韧性应大于 27J。

约束单元一般采用炭素结构钢或合金结构钢，钢材性能指标应符合 GB/T 700 或 GB/T 3077 的规定。

6.5.2 屈曲约束耗能支撑力学性能应符合表 6.5.2 的规定。

表 6.5.2 屈曲约束耗能支撑力学性能

项 目	性 能 指 标
屈服承载力	实测值偏差应在产品设计值的±15%以内；实测值偏差的平均值应在产品设计值的±10%以内
最大承载力	实测值不应超过产品设计值的 1.1 倍
屈服位移	实测值偏差应在产品设计值的±15%以内；实测值偏差的平均值应在产品设计值的±10%以内
极限位移	不应小于支撑长度的 1/80
弹性刚度 第 2 刚度	实测值偏差应在产品设计值的±15%以内；实测值偏差的平均值应在产品设计值的±10%以内
滞回曲线	试验得到的滞回曲线应光滑、稳定、饱满无异常,且每一级变形的最后一次循环所测得承载力不低于当级加载中最大承载力的 85%。历经最大承载力不高于屈曲约束耗能支撑最大承载力设计值的 1.1 倍

6.5.3 屈曲约束耗能支撑的耐久性包括疲劳性能和耐腐蚀性能。其耐久性能应符合表 6.5.3

的规定。

表 6.5.3 屈曲约束耗能支撑疲劳性能和耐久性能

项 目	性 能 指 标
疲劳性能	极限位移下疲劳循环次数不小于 60 次，滞回曲线应光滑，无异常
耐腐蚀性能	支撑暴露在空气中的部位，涂层干漆膜厚度应不小于 150μm

6.6 摩擦阻尼器

6.6.1 摩擦阻尼器的外观应符合下列规定：

- 1 钢板平整、无锈蚀、无毛刺，标记清晰。钢板坡口焊接，焊缝一级、平整。
- 2 摩擦材料表面密实、平整。
- 3 摩擦阻尼器各部件尺寸偏差应符合表 6.6.1 的规定。

表 6.6.1 摩擦阻尼器各部件尺寸允许偏差

项 目	允许偏差
摩擦阻尼器长度	产品设计值的±3mm 以内
摩擦阻尼器截面有效尺寸	产品设计值的±2mm 以内
封闭外筒或外箱尺寸	产品设计值的±2mm 以内

6.6.2 摩擦阻尼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 摩擦材料可采用模压树脂基或橡胶基类摩擦材料，性能指标应符合《工农业机械用摩擦片》（GB/T 11834）中相关摩擦材料的要求，也可采用烧结金属类摩擦材料，性能指标应符合《烧结金属摩擦材料技术条件》（JB/T3063）要求。
- 3 钢材性能指标应符合《耐候结构钢》GB/T 4171 中的要求。冷轧不锈钢性能指标应符合《不锈钢冷轧钢板和钢带》GB/T 3280 中的要求。热轧不锈钢性能指标应符合《不锈钢热轧钢板和钢带》GB/T 4237 中的要求。
- 4 螺栓性能指标应符合《六角头螺栓》（GB/T 5782）或《六角头螺栓全螺纹》（GB/T 5783）中的要求。
- 5 弹性垫片采用碟形弹簧，性能指标应符合《碟形弹簧》（GB/T 1972）中的要求。
- 6 摩擦阻尼器的性能主要由预压力和摩擦片的动摩擦系数确定，摩擦型阻尼器在正常使用过程中预压力变化不宜超过初始值的 10%。消能器在间隔不小于 180 天内进行两

次检测的试验结果，其主要性能指标偏差不能大于规范要求 15%。

7 摩擦阻尼器预压螺栓宜采用高强度螺栓，高强度螺栓的数量 n 可由下式确定，且不应少于 2 个：

$$n \geq \frac{1.2F_{d\max}}{0.9n_f\mu P} \quad (6.6.2)$$

式中： n_f ——传力摩擦面数；

μ ——摩擦面的抗滑移系数，可按表 6.6.2-1 采用；

P ——每个高强度螺栓的预压力（kN），可按表 6.6.2-2 采用；

$F_{d\max}$ ——摩擦阻尼器最大阻尼力（kN）。

表 6.6.2-1 摩擦面的抗滑移系数 μ 值

连接处构件表面处理方法	构件的钢号		
	Q235	Q324	Q390
喷砂（丸）	0.45	0.50	0.55
喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷消除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

表 6.6.2-2 每个高强度螺栓预拉力 P 值

螺栓性能等级	螺栓规格					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	80	125	150	175	230	280
10.9 级	100	155	190	225	290	355

8 摩擦阻尼器中采用的摩擦材料应具有稳定的摩擦系数，不应生锈，并应满足阻尼器预压力作用下的强度要求。

9 摩擦阻尼器中的受力元件应具有足够的刚度，不能产生翘曲和侧向失稳。

【条文说明】6.6.1~6.6.2 摩擦阻尼器一般由钢元件、摩擦片和预压螺栓等组成，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。由于预压螺栓的预压力在长期作用时会产生松弛，施加的预压力大于设计值；另一方面，在长期预压力作用下钢元件或构件间、钢元件或构件与摩擦片之间会产生冷粘结或冷凝固，因此，为保证阻尼器的性能稳定，预压螺栓的预压力不超过设计值的 10%。

摩擦阻尼器虽构造简单、耗能原理清晰，但耗能性能受以下因素影响：

- 1、摩擦元件类型；
- 2、摩擦片和接触面处理情况；
- 3、高强度螺栓类型；
- 4、摩擦元件和孔槽的几何尺寸；
- 5、使用时间；
- 6、滑动速度与温度；
- 7、循环次数；
- 8、外荷载类型；
- 9、加工精度。

为确保摩擦阻尼器在实际应用中具有良好的耗能性能，需对部分主要影响因素进行控制，结合现有摩擦学相关研究可知，摩擦片质量及其表面处理情况是影响其耗能性能的主要因素之一，因而应对摩擦片的性能进行明确的限定。此外，高强度螺栓是摩擦阻尼器必要的组成部分，是摩擦元件相互引动过程中产生摩擦力的关键，通过高强螺栓可以很容易施加所需要的预压力。预压力一般通过扭力扳手在高强度螺栓中产生预紧力来实现，高强度螺栓的设计预紧力应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 中的规定。

6.6.3 摩擦阻尼器力学性能要求，应符合表 6.6.3 规定。

表 6.6.3 摩擦阻尼器力学性能

项 目	性能指标
起滑摩擦力	起滑摩擦力的实测值不宜大于最大滑动摩擦力的1.1倍
初始刚度	初始刚度的实测值不应小于设计值的85%
极限位移	极限位移值不应小于极限位移设计值
滑动摩擦力	滑动后每级加载的第2~5个循环，每个循环的滑动摩擦力实测值与设计值相比，偏差在±15%以内；各循环的滑动摩擦力实测平均值与

	设计值相比，偏差在 $\pm 10\%$ 以内。 每级加载最大位移处的摩擦力实测值与零位移处摩擦力实测值相比，偏差在 $\pm 5\%$ 以内
滞回曲线	实测滞回曲线应光滑，无异常。在同一测试条件下，第2圈以后的任一循环中滞回曲线包络面积实测值与产品设计值相比，偏差不应超过 $\pm 15\%$ ；各循环中滞回曲线包络面积实测平均值与产品设计值相比，偏差不应超过 $\pm 10\%$

6.6.4 摩擦阻尼器的耐久性包括疲劳性能、耐久性能，应符合表 6.6.4 的规定。

表 6.6.4 摩擦阻尼器疲劳性能和耐久性能

疲劳性能	滑动摩擦力	循环加载自第2圈起，任一循环的最大、最小滑动摩擦力实测值与设计值相比，偏差在 $\pm 20\%$ 以内。循环加载自第2圈起，任一循环的最大、最小滑动摩擦力实测值与所有循环的最大、最小滑动摩擦力实测平均值相比，偏差在 $\pm 15\%$ 以内
	滞回曲线	极限位移下疲劳循环次数不小于60次，任一循环的滞回曲线面积实测值与所有循环的滞回曲线面积实测平均值相比，偏差在 $\pm 15\%$ 以内
耐久性能	滑动摩擦力	滑动摩擦力平均值与初次检测滑动摩擦力平均值相比，偏差在 $\pm 10\%$ 以内
	滞回曲线	极限位移下所有循环的滞回曲线形状不应明显异常

6.6.5 摩擦阻尼器宜实施保养，定期检查摩擦片的氧化、磨损和锈蚀。

6.7 复合型阻尼器

6.7.1 复合型阻尼器的外观应符合下列规定：

- 1 阻尼器外观应平整、光滑、无锈蚀、无明显缺陷，标识清晰；
- 2 阻尼器的防腐、除锈和防火应满足本标准第 5.1.2 节规定；
- 3 阻尼器的尺寸偏差应根据复合阻尼器的具体特点，并参考本标准第 5.2-5.6 节相关类型阻尼器的规定综合考虑确定。

6.7.2 复合型阻尼器的性能应满足本标准第 5.1 节规定，并参考本标准第 5.2-5.6 节相关类型阻尼器的性能综合考虑确定。

6.8 阻尼器性能检验

6.8.1 阻尼器出厂检验应符合下列规定：

- 1 对于黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙，抽检数量不少于同一工程同一类型同一规格数量的 20%，且不应少于 2 个，检验合格率为 100%，该批次产品可用于主体结构。检验合格后，阻尼器若无任何损伤、力学性能仍满足正常使用要求时，可用于主体结构。

2 对于黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙，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阻尼器数量较少时，可在同一类型阻尼器中抽检总数量的 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。检测后的阻尼器不应用于主体结构。

3 对于金属剪切型阻尼器、金属弯曲型阻尼器、摩擦阻尼器和复合型阻尼器，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阻尼器数量较少时，可在同一类型阻尼器中抽检总数量的 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，检测后的阻尼器不应用于主体结构。

4 对于屈曲约束耗能支撑，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阻尼器数量较少时，可在同一类的屈曲约束支撑中抽检总数量的 3%，但不少于 2 个，检验支撑的工作性能和拉压反复荷载作用下的滞回性能，检验合格率为 100%，该批次产品可用于主体结构。检测后的屈曲约束支撑不应用于主体结构。

5 检测内容见附录 B。

6.8.2 产品检测合格率未达到 100%时，应在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；加倍抽检的检测合格率仍未达到 100%，该批次阻尼器不能在主体结构中使用。

6.8.3 全部产品均应进行外观质量检验，检验方法为目测及常规量具测量评定。

7 多高层钢筋混凝土结构

7.1 一般规定

7.1.1 本章可用于现浇及装配式钢筋混凝土框架结构、框架—抗震墙结构、抗震墙结构、框架—核心筒结构、筒体结构、板柱—抗震墙结构以及板柱结构的消能减震加固。

【条文说明】7.1.1 本条明确了本章的适用范围：后续工作年限 30 年的混凝土结构，结构形式多为现浇及装配式框架结构，包括填充墙框架；后续设计工作年限 40 及以上年的建筑，大多建于 20 世纪 90 年代以后，结构形式多为现浇钢筋混凝土框架、框架-抗震墙、抗震墙结构、框架-核心筒及筒体结构。

多层和高层钢筋混凝土房屋可采用消能减震技术，具体可根据所列情况选用位移相关型消能器（含屈曲约束支撑，下同）、速度相关型消能器等。

- 1、房屋刚度不足、明显不均匀或有明显扭转效应时，可采用位移相关型消能器加固。
- 2、结构构件的承载力不足或抗震构造措施不满足要求且房屋刚度足够时，框架结构可增设速度相关型消能器加固。其它类型的结构可采用位移相关型消能器或速度相关型消能器。
- 3、刚度和承载力均不满足时，可采用位移型消能器加固。
- 4、单跨框架，宜设置屈曲约束支撑加固，并在必要时加强楼盖和屋盖的整体性。

7.1.2 消能减震加固后房屋适用高度应符合下列规定：

- 1 后续工作年限少于 50 年的 A、B 类房屋应符合表 7.1.2 的规定；
- 2 后续工作年限 50 年的 C 类房屋应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定。

表 7.1.2 A、B 类钢筋混凝土房屋适用的最大高度（m）

结构类型	烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
框架结构	70	55	45	25
框架—抗震墙结构	150	120	100	50
抗震墙结构	150	120	100	60
框架—核心筒结构	150	130	100	90
部分框支抗震墙结构	130	100	80	/
板柱—抗震墙结构	110	70	55	/

板柱-屈曲约束支撑结构	60	50	40	20
-------------	----	----	----	----

注：1、房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度，不包括局部突出屋顶部分；

2、本章中的“抗震墙”指结构抗侧力体系中的钢筋混凝土抗震墙，不包括只承担重力荷载的混凝土墙；

3、乙类建筑可按本地区抗震设防烈度确定适用的最大高度；

4、当框架高度超过表中规定时，采用屈曲约束支撑加固的结构高度可按附录 A 的规定取值。

【条文说明】7.1.2 采用消能减震技术加固的 C 类建筑的适用高度，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 对现浇钢筋混凝土房屋（非消能减震房屋）的适用高度或本标准表 7.1.2 采用；被加固的钢筋混凝土框架超过表中框架适用高度时，可采用屈曲约束支撑加固，框架结构的适用高度可按本标准附录 A 采用，并按附录 A 要求设计。板柱-屈曲约束支撑结构的适用高度参见相关规程或按本标准表 7.1.2 取值。

后续工作年限 30 年的 A 类钢筋混凝土房屋以框架结构为主，建筑抗震鉴定标准规定总层数不超过 10 层，高度在 35m~45m 之间，考虑消能减震可大幅提高房屋的抗震能力，因此可提高其适用高度，其它类形的混凝土结构按照 B 类房屋采用。

《建筑抗震鉴定标准》GB50023 规定了四种 B 类钢筋混凝土房屋的适用高度：框架结构、框架-抗震墙结构、抗震墙结构和框支抗震墙结构，其中框架结构的适用高度与《建筑抗震设计规范》GBJ—89 相同，略高于现行抗震设计规范。本标准根据现行抗震规范增加了框架-核心筒结构和板柱抗震墙结构的适用高度。根据板柱-屈曲支撑结构的研究成果，增加了板柱-屈曲约束支撑结构体系的适用高度。

7.1.3 现有钢筋混凝土房屋根据后续工作年限确定应采取的抗震措施，并应符合下列规定：

1 后续工作年限为 50 年的 C 类建筑应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定确定抗震等级。

2 后续工作年限为 40 年的 B 类建筑应按表 7.1.3 确定抗震等级。

3 后续工作年限为 30 年的 A 类建筑应按《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的有关规定执行。

4 乙类建筑可按规定提高一度确定其抗震措施，房屋高度超过相应规定的上限时，应采取更有效的抗震构造措施。

表 7.1.3 B 类钢筋混凝土结构的抗震等级

结构类型	烈度
------	----

		6 度		7 度		8 度			9 度	
框 架 结 构	房 屋 高 度 (m)	≤25	>25	≤35	>35	≤35	>35		≤25	
	框 架	四	三	三	二	二	一		一	
框 架 一 抗 震 墙 结 构	房屋高度 (m)	≤50	>50	≤60	>60	<50	50~80	>80	≤25	>25
	框 架	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	抗 震 墙	三		二		二	一		一	
抗 震 墙 结 构 (部分框 支抗震墙 结构)	房屋高度 (m)	≤60	>60	≤80	>80	<35	35~80	>80	≤25	>25
	一般抗震墙	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	有框支层的 落地抗震墙	三	二	二		二	一	/	/	
	框支层框架	三	二	二	一	二	一			
框 架 一 核 心 筒 结 构	框 架	三		二		二			一	
	核 心 筒	二		二		一			一	
板 柱 一 抗 震 墙	高 度 (m)	≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35		不 宜 采 用	
	框 架、板 柱 的 柱	三	二	二	二	一				
	抗 震 墙	二	二	二	二	二	一			
板 柱 一 屈 曲 约 束 支 撑 结 构	房屋高度	≤40	>40	≤30	>30	≤25	>25		≤25	
	柱	三	二	三	二	二	一		一	

【条文说明】7.1.3 本条引用建筑抗震鉴定标准，并补充了框架-核心筒结构、板柱-抗震墙结构和板柱-屈曲约束支撑结构的抗震等级。

7.1.4 当房屋高度超过 7.1.2 条规定的钢筋混凝土框架结构最大适用高度，采用屈曲约束支撑加固时，应按附录 A 的规定进行抗震设计。

【条文说明】7.1.4 本条规定采用屈曲约束支撑加固房屋高度超过第 7.1.2 条规定的钢筋混凝土框架结构时，设计应符合附录 A 的有关规定。

7.1.5 采用消能减震技术加固后，仍需要加固的钢筋混凝土结构构件可按国家现行标准的有关方法进行加固。

【条文说明】7.1.5 采用消能减震加固可以提高房屋的整体抗震能力，解决大部分结构构件的加固问题（大多数构件不再需要加固），但仍可能有个别构件需要加固。这时，可按现行有关标准的规定对构件进行加固，加固时应防止因加固不当而形成楼层刚度、承载力分布不均匀或形成短柱、短梁、强梁弱柱等新的薄弱环节。

7.2 计算要点

7.2.1 后续工作年限为 30 年的 A 类房屋,可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的方法进行抗震计算分析,按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的有关规定进行构件抗震承载力验算,计算时构件组合内力设计值不作调整,但应按鉴定标准的有关规定考虑构造的影响。

【条文说明】7.2.1 考虑到钢筋混凝土房屋经消能减震加固后,平面结构的楼层综合抗震能力指数分析方法一般不再适用,宜采用结构的整体分析方法进行验算。本条是参照《建筑抗震鉴定标准》GB50023-2009 第 6.2.9 条改写而成。

7.2.2 后续工作年限为 40 年的 B 类房屋应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的规定进行内力调整。

7.2.3 后续工作年限为 50 年的 C 类房屋应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定进行内力调整。

【条文说明】7.2.2、7.2.3 各类结构按调整系数调整后的构件强度如不能满足设计要求,可按实配钢筋进行强剪弱弯、强柱弱梁和强节点弱构件的验算,满足要求即可。

7.3 基本构造措施

7.3.1 后续工作年限 30 年的 A 类房屋的构造措施宜满足现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的 A 类钢筋混凝土房屋抗震鉴定中第一级鉴定的相关要求。消能子结构的构造措施宜符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的 B 类钢筋混凝土房屋抗震鉴定中抗震措施鉴定的相关规定。

【条文说明】7.3.1 A 类钢筋混凝土房屋的构造措施未按抗震等级分类,现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 中给出的是最低标准。6 度和 7 度 I、II 类场地时,框架结构纵向钢筋和箍筋符合非抗震设计的要求,设计时可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的相关规定进行。6、7 度乙类建筑,7 度 III、IV 场地的建筑和 8、9 度时的建筑可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的相关规定进行设计。

7.3.2 后续工作年限为 40 年的 B 类房屋的构造措施宜符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的 B 类钢筋混凝土房屋抗震鉴定中抗震措施鉴定的相关规定。

7.3.3 后续工作年限为 50 年的 C 类房屋的构造措施应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011、《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 的有关规定。

【条文说明】7.3.2、7.3.3 本条规定了既有钢筋混凝土房屋的抗震构造措施，A、B类房屋应满足现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023的要求，C类房屋应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011对新建房屋的相关要求。

如无法满足本条要求时，可按本标准第5.4.3条进行计算调整。

7.3.4 当抗震墙的翼墙长度不小于其3倍厚度或端柱截面不小于2倍墙厚时，其对应位置的构造边缘构件或约束边缘构件的抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑。

【条文说明】7.3.4 震害表明抗震墙为“一”字型墙时，端部易发生混凝土压碎、钢筋压屈的弯曲破坏模式，抗震墙应设置构造边缘构件或约束边缘构件。但如果抗震墙端部有翼墙或端柱时，墙端混凝土很难出现压碎破坏，边缘构件中的钢筋也就不会压屈，此时可适当降低抗震墙边缘构件或约束边缘构件的抗震构造措施，但不应低于6度的抗震等级。可参考GB50011-2010表6.4.5—3的注1。

7.3.5 当连梁跨高比小于5时，双肢墙洞口两侧构造边缘构件或约束边缘构件的抗震构造措施可适当降低，但降低不宜超过一级且不得低于6度的抗震等级要求。

【条文说明】7.3.5 震害和双肢抗震墙试验表明，抗震墙中开洞时，当连梁为非弱连梁时，由于连梁作用，洞口两边的墙体出现混凝土压碎和钢筋压屈的情况较轻，故可适当降低抗震墙开洞两侧抗震墙边缘构件或约束边缘构件的抗震构造措施，降低程度与连梁强度设计相关，连梁越强，降的越多，但降低不宜超过一级，且不宜低于6度的抗震等级。

7.3.6 钢筋混凝土结构采用消能减震技术进行加固设计时，可根据罕遇地震作用下的楼层弹塑性位移角确定相应的抗震构造措施，并应符合下列规定：

1 罕遇地震下最大层间位移角不大于 $1.2[\Delta u_e]$ 时，可按非抗震的构造措施采用。

2 罕遇地震下最大层间位移角不大于 $2.0[\Delta u_e]$ 时，B、C类钢筋混凝土房屋可按常规设计的有关规定降低二度且不低于6度采用，A类钢筋混凝土房屋宜按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023不低于A类建筑的构造措施采用。

3 罕遇地震下最大层间位移角不大于 $4.0[\Delta u_e]$ 时，B、C类钢筋结构混凝土房屋可按常规设计的有关规定降低一度且不低于6度采用，A类钢筋结构混凝土房屋应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023的A类房屋构造措施采用。

4 弹性层间位移角限值 $[\Delta u_e]$ 应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定。

【条文说明】7.3.6 本条款采用基于位移的抗震设计方法确定结构的抗震措施。罕遇地震下结构不同变形，对应着不同的破坏程度，采取的抗震构造措施也就不同。采用弹塑性计算罕遇地震下结构的变形时，结构构件强度应与结构变形相协调。

参考 GB50011-2010 附录 M 表 M.1.1-2 变形略大于弹性位移限值，89 规范限值为 1/450，约为 1/550 的 1.2 倍。

结构的抗震措施要求分别按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 和《建筑抗震设计规范》GB50011 采用。

按罕遇地震下的结构变形确定抗震措施时，框架结构多遇地震作用下消能部件承担所在楼层剪力不应低于相应楼层剪力的 30%，其它结构消能部件的附加阻尼比不应小于 5%。

考虑到弹塑性楼层层间位移角是确定结构抗震措施的关键参数，弹塑性计算需采用两个或两个以上不同的计算软件，计算结果经分析合理后，方可用于抗震构造措施的确定。

7.3.7 钢筋混凝土柱箍筋加密区最小配箍特征值可根据罕遇地震下楼层弹塑性位移角，按表 7.3.7 取值。

表 7.3.7 钢筋混凝土柱箍筋加密区最小配箍特征值

位移角	柱轴压比					
	≤0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
1/50	0.110	0.130	0.150	0.170	0.200	0.230
1/75	0.043	0.057	0.072	0.086	0.101	0.115
1/100	0.024	0.035	0.046	0.057	0.068	0.079
1/150	0.010	0.015	0.020	0.025	0.032	0.040

7.3.8 钢筋混凝土抗震墙约束边缘构件最小配箍特征值可根据罕遇地震下楼层弹塑性位移角，按表 7.3.8 取值。

表 7.3.8 钢筋混凝土抗震墙约束边缘构件最小配箍特征值

位移角	λ_v			
	$\xi=0.10$	$\xi=0.15$	$\xi=0.20$	$\xi=0.25$
1/100	0.12	0.15	0.18	0.20

1/150	0.08	0.10	0.14	0.17
-------	------	------	------	------

注： ξ 为抗震墙相对受压区高度

7.3.9 钢筋混凝土梁加密区的最小配箍特征值可根据罕遇地震下梁反弯点处弹塑性位移角，按表 7.3.9 取值。

表 7.3.9 钢筋混凝土梁加密区最小配箍特征值

位移角	λ_v				
	$\xi_u=0.15$	$\xi_u=0.20$	$\xi_u=0.25$	$\xi_u=0.30$	$\xi_u=0.35$
1/50	0.064	0.079	0.094	0.109	0.124
1/75	0.031	0.041	0.051	0.061	0.071
1/100	0.008	0.014	0.021	0.027	0.034

注： ξ_u 为框架梁相对受压区高度

【条文说明】7.3.7、7.3.8、67.3.9 通过量化的抗震构造措施实现钢筋混凝土柱、抗震墙和梁的变形能力是钢筋混凝土结构基于位移的抗震加固设计的关键。清华大学研究人员通过建立与轴压比相关的 RC 柱屈服位移角计算式，推导出与配箍特征值、剪跨比和轴压比相关的 RC 柱极限位移角的计算式；建立与受拉钢筋屈服强度和剪跨比相关的混凝土剪力墙屈服位移角计算式，推导出与配箍特征值、剪跨比和相对受压区高度相关的混凝土剪力墙极限位移角的计算式；建立了与受拉钢筋屈服强度和截面高度相关的 RC 梁反弯点处屈服位移角计算式，以及与配箍特征值、剪跨比和相对受压区高度相关的 RC 梁反弯点处极限位移角的计算式，体积配箍率可按《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 式（6.3.9）计算。表中未给出的数值可以采用线性插值的方法获得。

考虑到弹塑性楼层层间位移角是确定特征值的关键参数，弹塑性计算需采用两个不同的计算软件，计算结果经分析合理后，方可用于特征值的取用。

基于罕遇地震位移的配箍特征值取值时，框架结构多遇地震作用下消能部件承担所在楼层剪力不应低于相应楼层剪力的 30%，其它结构消能部件的附加阻尼比不应小于 5%。

7.3.10 子结构框架柱加密区箍筋间距不小于 200mm 且轴压比大于 0.6 时，应进行加固。

【条文说明】7.3.10 试验表明，当现有框架柱加密区箍筋间距不小于 200mm 且轴压比大于 0.6 时，柱发生脆性斜拉破坏。

7.4 消能子结构加固方法

7.4.1 采用消能减震技术加固后钢筋混凝土柱承载力不满足本标准相关规定时，可按下列情况确定加固方法：

1 受弯承载力不符合本标准规定时，可采用增大截面、外包型钢或粘贴钢板等加固方法。

2 柱小偏心受拉承载力不符合本标准规定时，可采用外包型钢或粘贴钢板等加固方法。

3 抗剪承载力不符合本标准规定时，可采用增大截面、外包型钢、粘贴纤维复合材料、钢丝绳网片—聚合物砂浆面层或粘贴钢板加固方法。

4 柱轴压比不符合规定时，可采用增大截面法加固。

7.4.2 采用消能减震技术加固后钢筋混凝土梁承载力不满足本标准相关规定时，可按下列情况确定加固方法：

1 受弯承载力不符合本标准规定时，可采用外包型钢、粘贴钢板的加固方法。

2 抗剪承载力不符合本标准规定时，可采用外包型钢、粘贴纤维复合材料、钢丝绳网片—聚合物砂浆面层加固方法。

7.4.3 采用消能减震技术加固后钢筋混凝土抗震墙承载力不满足本标准相关规定时，可加厚原有墙体或增设端柱加固。

【条文说明】7.4.1~7.4.3 针对消能子结构中构件承载力不足时，建议采取的加固方法。

7.4.4 采用消能减震技术加固后基础承载力不满足要求时，可按现行国家标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123 的有关规定进行加固。

7.4.5 钢筋混凝土构件构造措施不符合规定时，可采用现行有关标准的加固方法或通过罕遇地震下的弹塑性变形验算结果确定加固方案。

【条文说明】7.4.5 消能子结构混凝土柱和抗震墙构造箍筋配筋不满足要求时，可采用基于位移的配筋方法，根据罕遇地震下子结构弹塑性变形，按本标准第 7.3.7 和第 7.3.8 条进行箍筋配置。

7.4.6 采用外包型钢加固时，应符合下列规定：

1 外包型钢加固梁时，应在梁的阳角外贴角钢，角钢两端应与柱有可靠连接，角钢应与钢缀板焊接；预制楼板中钢缀板应穿过楼板形成封闭环形；现浇楼板中钢缀板宜穿过楼板形成封闭环形。角钢不宜小于 L75mm×8 mm，钢缀板截面不宜小于 100mm×8mm，缀板净距，加密区不宜大于 150mm，非加密区不宜大于 300mm。

2 外包型钢加固柱时，应在柱四角外贴角钢，角钢应穿过楼板，结构顶层角钢应与屋面板可靠连接，结构底层角钢应与基础锚固；角钢不宜小于 L100mm×10mm，钢缀板截面不宜小于 100mm×10mm；缀板净距，加密区不宜大于 200mm，非加密区不宜大于 400mm。

3 外包型钢与梁柱混凝土之间应注胶粘剂填实。

4 外包型钢加固柱按组合截面进行抗震验算时，应符合下列规定：

1) 柱加固后的初始刚度可按下式计算：

$$K = K_0 + 0.5E_a I_a \quad (7.4.6-1)$$

式中：K ---- 加固后的初始刚度；

K_0 ---- 原柱截面的弯曲刚度；

E_a ---- 外包角钢的弹性模量；

I_a ---- 外包角钢对柱截面形心的惯性矩。

2) 柱加固后的正截面受弯承载力可按下式计算：

$$M_y = M_{y0} + 0.7A_a f_{ay} h \quad (7.4.6-2)$$

式中： M_y ---- 加固后柱正截面受弯承载力；

M_{y0} ---- 原柱现有正截面受弯承载力；

A_a ---- 柱一侧外包角钢的截面面积；

f_{ay} ---- 角钢的抗拉强度设计值；

h ---- 验算方向柱截面高度。

3) 柱加固后的斜截面受剪承载力可按下式计算：

$$V_y = V_{y0} + 0.7f_{by}(A_b/s)h \quad (7.4.6-3)$$

式中： V_y ---- 柱加固后的斜截面受剪承载力；

V_{y0} ---- 原柱现有斜截面受剪承载力；

F_{by} ---- 缀板抗拉强度设计值；

A_b ---- 同一柱截面缀板的截面面积；

s ---- 缀板的间距（中心距）。

【条文说明】7.4.6 采用钢构套加固框架结构时，当结构刚度和重力荷载代表值变化在规定的范围内时，可直接将抗震鉴定结果中计算配筋的差距，按梁、柱加固用钢材强度

折减 0.85 后换算为所需的钢材截面面积。

7.4.7 采用增大截面加固时，应符合下列规定：

1 加固梁时，应将新增纵向钢筋设在梁底面和梁上部，梁纵筋应与柱有可靠的连接；应在纵向钢筋外围设置箍筋，A 类钢筋混凝土房屋箍筋直径不宜小于 8mm，加密区间距不宜大于 100mm，非加密区不宜大于 200mm，B、C 类钢筋混凝土房屋，应符合其抗震等级的相关要求。加密区的箍筋应有一半穿过楼板后弯折形成封闭箍。

2 加固柱时，应在柱周围设置纵向钢筋；纵向钢筋遇楼板时应凿洞穿过并上下连接，其根部应伸入基础并符合锚固规定，其顶部应在屋面板处封闭锚固；纵筋应采用锚筋与原框架柱拉结；纵向钢筋周围应设置封闭箍筋，A 类钢筋混凝土房屋箍筋直径不宜小于 8mm，加密区间距不宜大于 100mm，非加密区不宜大于 200mm，B、C 类钢筋混凝土房屋，应符合其抗震等级的相关要求。

3 宜采用细石混凝土，其强度宜高于原构件一个等级，且不低于 C20。

4 加固后的梁柱可作为整体构件进行抗震验算，其现有承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定的方法确定。

【条文说明】6.4.7 承载力计算时，新增钢筋、混凝土的强度折减系数不宜大于 0.85；当新增混凝土强度等级比原框架构件高一个等级时，可直接按原强度等级计算而不再计算入混凝土强度的折减系数。

7.4.8 采用粘贴钢板加固时，应符合下列规定：

1 原构件的混凝土实际强度等级不应低于 C13；混凝土表面的受拉粘结强度不应低于 1.5MPa。粘贴钢板应采用粘结强度高且耐久的胶粘剂；钢板可采用 Q235 或 Q345 钢，厚度宜为 3mm~5mm。

2 钢板应在加固范围以外进行锚固，受拉时锚固长度不宜小于钢板厚度的 200 倍，且不宜小于 600mm；受压时锚固长度不宜小于钢板厚度的 150 倍，且不宜小于 500mm。

3 粘贴钢板与原有构件应有可靠的连接和固定。

4 胶粘剂的材料性能、加固的构造和承载力验算，可按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB50367 的有关规定执行。

5 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行标准的有关规定。

6 粘贴钢板加固时，应卸除作用在梁上的活荷载。

【条文说明】7.4.8 粘贴钢板加固时，宜采用专用胀栓加强钢构的连接，梁柱端部采用

粘贴钢板加固时，宜采用封闭钢板箍，钢板箍净间距不宜大于 250。粘贴钢板承载力计算时，新增钢板部分的承载力的“抗震承载力调整系数”取 1.0，钢板强度折减系数不大于 0.85。

7.4.9 粘贴纤维复合材加固梁柱时，应符合下列规定：

1 梁柱可采用粘贴纤维复合材进行构件抗剪承载力和延性加固。

2 提高构件受剪承载力时，原构件的混凝土实际强度等级不应低于 C13；混凝土表面的受拉粘结强度不应低于 1.5MPa。提高梁的受剪承载力时，纤维复合材应采用 U 形箍加纵向压条或封闭箍的方式；提高柱受剪承载力时，纤维复合材宜沿环向螺旋粘贴并封闭，当矩形截面采用封闭环箍时，至少缠绕 3 圈且搭接长度不应小于 200mm。

3 替代箍筋进行柱延性加固时，应采用环形粘贴方法，在柱箍筋加密区范围内满贴，层数不宜少于 3 层且搭接长度不应小于 200mm。

4 纤维复合材和胶粘剂的材料性能、加固的构造和承载力验算，可按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB50367 的有关规定执行。

5 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行有关标准的规定。

6 粘贴纤维复合材加固时，应卸除作用在梁上的活荷载。

【条文说明】7.4.9 纤维复合材强度高，但延性差，适合混凝土构件的抗剪加固，可作为“箍筋”使用。试验表明，封闭满贴时，能大大提高柱的延性。

抗剪承载力计算时，新增纤维复合材部分的承载力的“抗震承载力调整系数”取 1.0，纤维复合材强度折减系数可参见现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB50367 的规定。

8 多高层钢结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于钢框架结构、钢框架-支撑结构、钢框架-抗震墙、钢框架-筒体结构等的消能减震加固。

【条文说明】8.1.1 国家现行标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《建筑抗震设计规范》GB 50011 - 2010 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 - 2015 对钢结构抗震设计作出了相关规定,国家现行标准《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021、《钢结构加固设计标准》GB 51637 对钢结构加固作出了相关规定,本章对钢结构房屋的消能减震加固以上述标准为基础,参考相关条款编制。

对于既有多高层钢结构,现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 仅给出了一般性的鉴定规定,以及对场地、地基和基础的要求,但未针对性的给出钢结构房屋的鉴定要求。在此背景下,按本标准确定的 A、B、C 类钢结构房屋,通过消能减震加固后如满足本章给出的抗震验算和构造措施要求,并且按相关标准满足承载力、变形、耐久性要求时,可认为其能实现各自的后续工作年限。

8.1.2 采用消能减震技术进行加固的钢结构, A、B 类钢结构房屋适用的最大高度应符合表 8.1.2 的规定, C 类钢结构房屋适用的最大高度应按国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 取用。

表 8.1.2 A、B 类钢结构房屋适用的最大高度 (m)

结构类型	结构体系	抗震设防烈度		
		6、7 度	8 度	9 度
钢结构	框架	110	90	70
	框架-支撑 框架-屈曲约束支撑	220	200	140
	框架-筒体	300	260	180
有混凝土抗震 墙的钢结构	钢框架-混凝土抗震墙 钢框架-混凝土筒体	180	100	70
	钢框筒-混凝土核心筒	180	150	70

【条文说明】8.1.2 本条文中 A、B 类钢结构房屋的结构体系分类、适用的最大高度取值依据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98 的有关规定; C 类钢结构房屋适用的最大高度值依据国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层民用建筑钢结构技

术规程》JGJ 99 的相关规定确定。C 类钢结构房屋中没有的结构类型可按本条款的 A、B 类钢结构房屋适用高度取值。

8.1.3 钢结构应根据加固目的和效果选择合适的消能器。拟增加或调整结构层间刚度时，宜采用位移相关型消能器；拟增加结构阻尼比时，可采用速度相关型、位移相关型消能器。

【条文说明】8.1.3 屈曲约束支撑、金属消能器和摩擦型消能器均为位移相关型消能器，具有静力刚度，容易达到增加或调整结构层间刚度的效果。当仅需要适当增加结构阻尼比时，选择速度型消能器容易达到减震目的。

8.1.4 钢结构房屋的抗震等级，应符合下列规定：

1 钢结构房屋应根据设防分类、设防烈度和房屋高度采用不同的抗震等级，标准设防类建筑的抗震等级应按表 8.1.4 确定，特殊设防类、重点设防类、适度设防类建筑的抗震设防要求应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的有关规定。

表 8 1.4 钢结构房屋抗震等级

房屋高度	抗震设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
≤50m	四	四	三	二
>50m		三	二	一

2 当消能减震加固后，结构地震影响系数下降不小于 50%时，主体结构的抗震等级可降低一级，对 C 类钢结构房屋不应低于四级。

3 当房屋高度不高于 100m 时，消能减震加固后，对于框架支撑结构中的框架部分，如按计算分配的地震剪力不大于结构底部总剪力的 25%时，框架部分的抗震等级可降低一级，对 C 类钢结构房屋不应低于四级。

4 对于 A、B 类钢结构房屋，当原房屋构造措施低于四级对应的要求时，如满足本条第 2 或第 3 款规定，加固后可认为满足四级要求。

【条文说明】8.1.4 钢结构设计中，构件长细比、板件宽厚比等构造措施是对结构抗震性能的重要保证，其限值随着相关规范的更新经历了逐步调整。我国正式颁布的第一本抗震规范《工业与民用建筑抗震设计规范》TJ 11-78 仅规定了钢框架、钢排架的地震作用计算，尚未给出构件长细比、板件宽厚比等抗震构造措施要求。此后，下一版《建筑

抗震设计规范》GBJ 11-89 未对钢结构抗震做出相关规定。对于钢结构体系，给出详细的地震作用计算和抗震构造措施的是《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98 和《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001。《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 明确了钢结构的抗震等级，和对应的构造要求。此后，规范更新至《建筑抗震设计规范（2016 版）》GB 50011-2010。相比于 01 抗规，10 抗规的地区设防烈度、结构抗震等级、构件长细比限值、板件宽厚比限值等均有所调整。

本条参照现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的有关规定，消能减震结构的抗震措施应根据减震后地震作用的降低幅度确定。《建筑抗震设计规范》GB 50011【条文说明】中建议以结构地震影响系数下降不小于 50%，作为抗震构造措施要求可降低 1 度的指标。对于部分既有钢结构房屋，由于《建筑抗震设计规范》GB 50011、《中国地震动参数区划图》GB 18306 的更新，特别是由于地区设防烈度的提升，可能导致大量的既有钢结构的抗震构造措施不满足现行规范的要求。而对抗震构造措施的加固涉及构件多，传统的增大截面、替换构件等加固方式较难实现。此时可采用本标准中推荐的消能减震加固方式，当满足本条文第 2 款或第 3 款规定时，结构设计中对抗震构造措施的要求可降低 1 度，从而间接实现了对构造措施的加固。

A 类钢结构房屋的设计依据是《钢结构设计规范》TJ 17-74，大部分 B 类钢结构房屋的设计依据是《钢结构设计规范》GBJ 17-88，对于构造措施的规定较少，且没有随设防烈度的限值变化。少部分 B 类建筑是依据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98 进行设计，规程给出了较详细的构造要求，将在本标准后续【条文说明】中进行对比。此外，现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 中没有对于钢结构房屋的鉴定要求。因此，本条文规定 A、B 类房屋应按国家现行标准确定房屋抗震等级和对应的构造要求限值，如原结构不满足要求时可通过消能减震加固降低一级抗震等级，并且对于 A、B 类房屋，放松不得低于四级的限制，即认为构造措施不满足四级对应的限值要求时，加固后如符合 7.1.4 条第 2 或第 3 款规定，则可认为能达到抗震等级四级的要求。

8.1.5 压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板或钢筋混凝土楼板应与钢梁有可靠连接；装配式楼板应有钢筋混凝土面层，面层厚度不宜小于 50mm，钢筋双向布置，直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm。

【条文说明】8.1.5 本条是对楼面应满足平面内刚性假定的要求，可采用在楼板下接近钢梁上翼缘处设置楼面水平支撑。因为采用消能减震加固的重要技术措施是在部分柱间

设置层间消能支撑，楼层地震惯性力是靠楼板传递至消能支撑，如果楼面不满足无限刚性要求，则会削弱减震效果。

8.1.6 采用屈曲约束支撑加固时，宜采用人字形支撑、成对布置的单斜杆中心支撑，不应采用 K 形支撑和 X 形支撑。

【条文说明】8.1.6 位于同层的屈曲约束支撑宜采用 V 形、人字形等中心支撑形式或单斜撑，不得设计为 K 形或 X 形。K 形布置时，会在框架柱中部交点处对柱施加侧向集中力的不利作用，而 X 形布置时因为防屈曲支撑构造要求，难于实现。

8.1.7 采用屈曲约束支撑加固偏心支撑结构时，屈曲约束支撑宜先于耗能梁段屈服。

【条文说明】8.1.7 本条目的是尽可能延后偏心支撑结构中耗能梁的屈服。

8.1.8 加固采用的消能器构件的防腐应符合现行行业标准《建筑钢结构防腐技术规程》JGJ/T 251 的有关规定。

8.2 计算要点

8.2.1 钢结构抗震计算时主体结构的阻尼比宜符合下列规定：

1 多遇地震下的计算，结构高度不大于 50m 时阻尼比可取 0.04；结构高度大于 50m 且小于 200m 时，阻尼比可取 0.03；结构高度不小于 200mm 时，阻尼比宜取 0.02；

2 当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其阻尼比可比本条 1 款相应增加 0.005；

3 在罕遇地震下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

【条文说明】8.2.1 本条参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定，确定结构计算中钢结构的阻尼比，本条规定不包含消能器提供的附加阻尼。

8.2.2 后续工作年限为 50 年的 C 类建筑，钢结构构件、连接和节点的验算应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《钢结构通用规范》GB 55006、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定；属于高层建筑时，钢结构构件、连接和节点的验算同时应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

【条文说明】8.2.2 本条参照现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定。对于后续工作年限为 50 年的 C 类建筑，其构件、连接和节点的设计要求与对新建建筑的要求相同。

8.2.3 后续工作年限为 30 年的 A 类建筑或后续工作年限为 40 年的 B 类建筑, 钢结构构件、连接和节点的验算应符合下列规定:

1 钢结构构件、连接和节点的承载力、变形验算应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定; 属于高层建筑时, 同时应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

2 节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力关系, 以及梁柱节点域的屈服承载力, 尚应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。计算时与抗震等级相关的系数, 可根据消能减震加固后的抗震等级确定, 但不应低于四级。

3 梁与柱刚性连接应符合下列规定:

$$M_u \geq 1.2M_p \quad (8.2.3-1)$$

$$V_u \geq 1.3\left(\sum M_p / l_n\right) + V_{Gb} \quad (8.2.3-2)$$

式中: M_u ——基于极限强度最小值的节点连接最大受弯承载力 ($\text{kN}\cdot\text{m}$), 仅由翼缘的连接承担;

V_u ——基于极限强度最小值的节点连接最大受剪承载力 (kN), 仅由腹板的连接承担;

M_p ——梁的塑性受弯承载力 ($\text{kN}\cdot\text{m}$);

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值 (9 度尚应包括竖向地震作用标准值) 作用下, 按简支梁分析的梁端截面剪力设计值 (kN);

l_n ——梁的净跨 (m)。

4 支撑连接应符合下列规定:

$$N_{ubr} \geq 1.2A_n f_y \quad (8.2.3-3)$$

式中: N_{ubr} ——基于极限强度最小值的支撑连接最大承载力 (N);

A_n ——支撑净截面面积 (mm^2);

f_y ——支撑钢材的屈服强度 (N/mm^2)。

5 梁、柱构件的拼接节点承载力, 应符合本条第 3 款的规定。当考虑轴力的影响时,

式中 M_p 应以 M_{pc} 代替, 并应符合下列规定:

1) 对绕强轴的工字形截面和箱形截面:

当 $N/N_y \leq 0.13$ 时:

$$M_{pc} = M_p \quad (8.2.3-4)$$

当 $N / N_y > 0.13$ 时:

$$M_{pc} = 1.15(1 - N / N_y)M_p \quad (8.2.3-5)$$

2) 对绕弱轴的工字形截面:

当 $N / N_y \leq A_{wn} / A_n$ 时:

$$M_{pc} = M_p \quad (8.2.3-6)$$

当 $N / N_y > A_{wn} / A_n$ 时:

$$M_{pc} = \left[1 - \left(\frac{N - A_{wn}f_y}{N_y - A_{wn}f_y} \right)^2 \right] M_p \quad (8.2.3-7)$$

3) 圆形空心截面:

当 $N / N_y \leq 0.2$ 时:

$$M_{pc} = M_p \quad (8.2.3-8)$$

当 $N / N_y > 0.2$ 时:

$$M_{pc} = 1.25(1 - N / N_y)M_p \quad (8.2.3-9)$$

式中: N ——构件轴力 (N);

N_y ——构件轴向屈服承载力 (N);

A_n ——构件截面净面积 (mm²);

A_{wn} ——构件截面腹板净面积 (mm²);

f_y ——构件腹板钢材的屈服强度 (N/mm²)。

6 柱脚与基础的连接极限承载力, 应按下列公式计算:

$$M_{u, base}^j \geq \eta_j M_{pc} \quad (8.2.3-10)$$

式中: $M_{u, base}^j$ ——柱脚的极限受弯承载力;

M_c ——考虑轴力影响时柱的塑性受弯承载力;

η_j ——柱脚连接系数, 按本标准表 8.2.3-1 确定。

表 8.2.3-1 柱脚连接系数

建筑类别	柱脚
------	----

	埋入式	外包式	外露式
A 类建筑	1.2 (1.0)	1.2 (1.0)	1.0
B 类建筑	1.2 (1.0)	1.2 (1.0)	1.0

注：括号内的数字用于箱型柱和圆管柱；外露式柱脚是指刚接柱脚，只适用于房屋高度 50m 以下。

【条文说明】8.2.3 本条参照国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 规定。对于 A、B 类钢结构房屋，由于地震力已进行折减，故对于钢构件、连接和节点的承载力、变形要求仍按照现行国家标准相关规定进行验算。

对于强柱弱梁验算、节点域的屈服承载力的抗震构造措施验算，尽管本条文规定按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 计算，但计算过程中与抗震等级相关的强柱系数、折减系数，可根据消能减震加固后的抗震等级确定，即如满足本标准 8.1.4 条第 2 款或第 3 款时，可按照降低一级后对应的系数取值代入计算，但不应低于四级。

对于强节点弱构件的抗震构造措施验算（包括梁柱节点、梁拼接节点、柱拼接节点、支撑节点），国家现行标准给出的连接系数取值与抗震等级无关，故本条文对后续工作年限为 40 年的 B 类建筑、后续工作年限为 30 年的 A 类建筑，连接系数在现行标准基础上做不同程度的降低，但不应低于 01 抗规的规定值。对于柱脚节点的强节点弱构件验算，由于 01 抗规未给出相关规定，且国家现行标准中《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的系数取值略低于《建筑抗震设计规范》GB 50011，故本条文第 6 款参考现行行业标准中《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

8.2.4 钢结构构件、连接、节点不满足验算要求时，应采用有效方式进行加固，加固构造可依据现行国家标准《钢结构加固设计标准》GB 51637 确定。

【条文说明】8.2.4 既有钢结构中，由于设计标准更新、设计条件变化、消能减震加固后结构内力变化等因素，可能导致构件的承载力、稳定性和抗震验算、连接和节点承载力与抗震验算等不满足国家现行标准要求。此时，在开展消能减震加固的同时，也需要对构件、连接、节点采取有效的加固措施。

8.3 构造要求

I C 类建筑

8.3.1 C 类建筑，钢结构构件、连接和节点的构造要求应满足国家现行标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《钢结构通用规范》GB 55006、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定；属于高层建筑时，同时应符合

现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

【条文说明】8.3.1 参考现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定，对于后续工作年限为 50 年的 C 类建筑，其构件、连接和节点的构造要求与对新建建筑的要求相同。由于部分 C 类钢结构房屋的抗震设计是依据《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001，存在现行《建筑抗震设计规范（2016 版）》GB 50011-2010 比 01 抗规更加严格的情况。同时，考虑到地震动参数区划图的调整，普遍存在地区设防烈度提升的情况。由于上述原因使构造要求不满足规范要求时，可通过消能减震加固满足本标准 8.1.4 条款第 2 款或第 3 款规定，降低结构设计中的抗震等级要求，间接实现对抗震构造措施的加固。

II A、B 类建筑

8.3.2 框架柱的长细比，一级不应大于 $60\epsilon_k$ ，二级不应大于 $80\epsilon_k$ ，三级不应大于 $100\epsilon_k$ ，四级不应大于 $120\epsilon_k$ ，其中 ϵ_k 为钢号修正系数，其值为 235 与钢材牌号中屈服点数值的比值的平方根。

【条文说明】8.3.2 本条参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。考虑到 A 类钢结构房屋的设计依据是《钢结构设计规范》TJ 17-74（简称为 74 钢规），大部分 B 类钢结构房屋的设计依据是《钢结构设计规范》GBJ 17-88（简称为 88 钢规），少部分 B 类钢结构房屋是依据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98（简称为 98 高钢规），部分 C 类钢结构房屋的抗震设计是依据《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（简称为 01 抗规），与现行《建筑抗震设计规范（2016 版）》GB 50011-2010（简称为 10 抗规）规定有所不同，例如 01 抗规更新至 10 抗规后，将以 12 层为界改为了 50m 为界，故针对框架柱的长细比分别对比如下：

对于 12 层及以下且小于 50m 的钢结构：

表 1 12 层及以下且小于 50m 钢结构的框架柱长细比

规范	6 度	7 度	8 度	9 度
74 钢规	150			
88 钢规	150			
98 高钢规	$120\epsilon_k$	$60\epsilon_k$		
01 抗规	$120\epsilon_k$	$120\epsilon_k$	$120\epsilon_k$	$100\epsilon_k$
10 抗规	—	$120\epsilon_k$	$100\epsilon_k$	$80\epsilon_k$

对于 12 层以上且大于 50m 的钢结构：

表 2 12 层以上且大于 50m 钢结构的框架柱板件宽厚比

规范	6 度	7 度	8 度	9 度
74 钢规	150			
88 钢规	150			
98 高钢规	120 ϵ_k	60 ϵ_k		
01 抗规	120 ϵ_k	80 ϵ_k	60 ϵ_k	60 ϵ_k
10 抗规	120 ϵ_k	100 ϵ_k	80 ϵ_k	60 ϵ_k

综合上述对比情况，对于按 74 钢规设计的 A 类钢结构房屋和按 88 钢规设计的 B 类钢结构房屋，房屋高度小于 50m 时可直接满足 6 度设防区域的框架柱长细比规定。其他情况时，通过消能减震加固满足本标准 8.1.4 条第 2 款或第 3 款规定，其框架柱的长细比要求可视为满足抗震等级四级的要求。对于按 98 高钢规设计的 B 类钢结构房屋，框架柱长细比的规定比现行标准更严格，可直接满足本条文要求。

8.3.3 框架柱板件宽厚比不应大于表 7.3.3 的规定：

表 8.3.3 框架柱板件宽厚比

板件	一级	二级	三级	四级
工字形柱翼缘外伸部分	10	11	12	13
工字形柱腹板	43	45	48	52
箱形柱壁板	33	36	38	40

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵ_k 。

【条文说明】8.3.3 本条参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。将 74 钢规、88 钢规、98 高钢规、01 抗规与现行规范的框架柱板件宽厚比限值进行对比，其中 74 钢规、88 钢规的框架柱宽厚比限值按压弯构件取值。

对于 12 层及以下且小于 50m 的钢结构：

表 3 12 层及以下且小于 50m 钢结构的框架柱板件宽厚比

板件	规范	6 度	7 度	8 度	9 度
工字形柱翼缘外伸部分	74 钢规	15			
	88 钢规	15			
	98 高钢规	同 88 钢规	11	10	10
	01 抗规	—	13	12	11
	10 抗规	—	13	12	11
工字形柱腹板	74 钢规	$100\sqrt{\xi/\sigma_{\max}}/\epsilon_k$			
	88 钢规	0 $\leq\alpha\leq1.6$ 时：(16 α 0+0.5 λ +25)			

		1.6< α_0 ≤2.0 时: (48 α_0 +0.5 λ +26.2)			
	98 高钢规	同 88 钢规	43	43	43
	01 抗规	—	52	48	44
	10 抗规	—	52	48 ϵ	4
箱形柱壁板	74 钢规	40			
	88 钢规	40			
	98 高钢规	同 88 钢规	37	33	33
	01 抗规	—	40	36	36
	10 抗规	—	40	38	36

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵ_k 。

对于 12 层以上且大于 50m 的钢结构：

表 4 12 层以上且大于 50m 钢结构的框架柱板件宽厚比

板件	规范	6 度	7 度	8 度	9 度
工字形柱翼缘外伸部分	74 钢规	15			
	88 钢规	15			
	98 高钢规	同 88 钢规	11	10	10
	01 抗规	13	11	10	9
	10 抗规	13	12	11	10
工字形柱腹板	74 钢规	$100\sqrt{\xi / \sigma_{\max}} / \epsilon_k$			
	88 钢规	0≤ α_0 ≤1.6 时: (16 α_0 +0.5 λ +25) 1.6< α_0 ≤2.0 时: (48 α_0 +0.5 λ +26.2)			
	98 高钢规	同 88 钢规	43	43	43
	01 抗规	43	43	43	43
	10 抗规	52	48	45	43
箱形柱壁板	74 钢规	40			
	88 钢规	40			
	98 高钢规	同 88 钢规	37	33	33
	01 抗规	39	37	35	33
	10 抗规	40	38	36	33

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵ_k 。

表中： λ 为构件在弯矩作用平面内的长细比，当 λ <30 时，取 λ =30；当 λ >100 时，取 λ =100；

α_0 由式（12）计算：

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (12)$$

式中： $\sigma_{\max}$ ——腹板计算高度边缘的最大压应力，计算时不考虑构件的稳定系数；

$\sigma_{\min}$ ——腹板计算高度另一边缘相应的应力，压应力取正值，拉应力取负值。

系数 ξ 根据 α_0 按表 5 取值：

表 5 系数 ξ 取值

α_0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
ξ	400	750	1100	1400	1600	1800	1950	2100	2100	2100

综合上述对比情况,对于按 74 钢规设计的 A 类钢结构房屋和按 88 钢规设计的 B 类钢结构房屋,房屋高度小于 50m 时可直接满足 6 度设防区域的框架柱板件宽厚比规定;其他情况时,通过消能减震加固满足本标准 8.1.4 条第 2 款或第 3 款规定,其框架柱板件宽厚比要求可视为满足抗震等级四级的要求。对于按 98 高钢规设计的 B 类钢结构房屋,框架柱板件宽厚比的规定比现行标准更严格,可直接满足本条文要求。

8.3.4 框架梁中可能出现塑性铰的区段,板件宽厚比不应大于表 8.3.4 规定的限值:

表 8.3.4 框架梁塑性铰区段板件宽厚比

板件	一级	二级	三级	四级
工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
箱形截面翼缘在两腹板之间的部分	30	30	32	36
工字形截面和箱形截面腹板	$72-120\frac{N}{Af}$ ≤ 60	$72-100\frac{N}{Af}$ ≤ 65	$80-110\frac{N}{Af}$ ≤ 70	$85-120\frac{N}{Af}$ ≤ 75

注: 1、表中 N 为梁的轴向力, A 为梁的截面面积, f 为梁的钢材强度设计值;

2、表列数值适用于 Q235 钢, 采用其他牌号应乘以 ε_k 。

【条文说明】8.3.4 本条参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。将原规范《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 与现行规范的框架梁板件宽厚比限值对比如下:

对于 12 层及以下且小于 50m 的钢结构:

表 6 12 层及以下且小于 50m 钢结构的框架梁板件宽厚比

板件	规范	6 度	7 度	8 度	9 度
工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	74 钢规	15 (仅对工字形截面)			
	88 钢规	15			
	98 高钢规	11	9		
	01 抗规	—	11	10	9
	10 抗规	—	11	10	9
箱形截面翼缘	74 钢规	未规定			
	88 钢规	40			

在两腹板之间部分	98 高钢规		36	30		
	01 抗规		—	36	32	30
	10 抗规		—	36	32	30
工字形截面和箱形截面腹板	74 钢规		80 (仅对工字形截面, 不满足时配置加劲肋)			
	88 钢规		80 (不满足时配置加劲肋)			
	98 高钢规		$85-120\frac{N}{Af}$	$72-100\frac{N}{Af}$		
	01 抗规	$N/Af < 0.37$	—	$85-120\frac{N}{Af}$	$80-110\frac{N}{Af}$	$72-100\frac{N}{Af}$
		$N/Af \geq 0.37$	—	40	39	35
	10 抗规		—	$85-120\frac{N}{Af} \leq 75$	$80-110\frac{N}{Af} \leq 70$	$72-100\frac{N}{Af} \leq 65$

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵ_k 。

对于 12 层以上且大于 50m 的钢结构：

表 7 12 层以上且大于 50m 钢结构的框架梁板件宽厚比

板件	规范	6 度	7 度	8 度	9 度
工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	74 钢规	15 (仅对工字形截面)			
	88 钢规	15			
	98 高钢规	11	9		
	01 抗规	11	10	9	9
	10 抗规	11	10	9	9
箱形截面翼缘在两腹板之间部分	74 钢规	未规定			
	88 钢规	40			
	98 高钢规	36	36		
	01 抗规	36	32	30	30
	10 抗规	36	32	30	30
工字形截面和箱形截面腹板	74 钢规	80 (仅对工字形截面, 不满足时配置加劲肋)			
	88 钢规	80 (不满足时配置加劲肋)			
	98 高钢规	$85-120\frac{N}{Af}$	$72-100\frac{N}{Af}$		
	01 抗规	$85-120\frac{N}{Af}$	$80-110\frac{N}{Af}$	$72-100\frac{N}{Af}$	$72-100\frac{N}{Af}$
	10 抗规	$85-120\frac{N}{Af} \leq 75$	$80-110\frac{N}{Af} \leq 70$	$72-100\frac{N}{Af} \leq 65$	$72-120\frac{N}{Af} \leq 60$

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵ_k 。

综合上述对比情况，对于按 74 钢规设计的 A 类钢结构房屋和按 88 钢规设计的 B 类钢结构房屋，房屋高度小于 50m 时可直接满足 6 度设防区域的框架梁板件宽厚比规定；

其他情况时，通过消能减震加固满足本标准 8.1.4 条第 2 款或第 3 款规定，其框架梁板件宽厚比要求可视为满足抗震等级四级的要求。对于按 98 高钢规设计的 B 类钢结构房屋，框架梁板件宽厚比的规定比现行标准更严格，可直接满足本条文要求。

8.3.5 工字形截面柱和箱形截面柱腹板在节点域范围的稳定性，应满足下式规定：

$$t_w \geq (h_{b1} + h_{c1}) / 90 \tag{8.3.4}$$

式中： t_w ——柱在节点域的腹板厚度（mm）；

h_{b1} ——梁翼缘厚度中点间的距离（mm）；

h_{c2} ——柱翼缘厚度中点间的距离（mm）。

【条文说明】8.3.5 本条参考国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

8.3.6 工字形和箱形截面受压构件的腹板，其宽厚比不符合本标准第 8.3.3 条的规定时，可用纵向加劲肋加强。

8.3.7 中心支撑应符合下列规定：

- 1 支撑杆件的长细比，按压杆设计时，不应大于 $120\epsilon_k$ ；抗震等级一、二、三级时不得采用拉杆设计，四级采用拉杆设计时，其长细比不应大于 $180\epsilon_k$ ；
- 2 支撑杆件的板件宽厚比，不应大于表 8.3.7 规定的限值：

表 8.3.7 中心支撑板件宽厚比限值

板件	一级	二级	三级	四级
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚比	38	40	40	42

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵ_k ，圆管应乘以 $235/f_y$ 。

3 支撑节点的构造应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

【条文说明】8.3.7 本条参考国家现行标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99、《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

1、对于中心支撑杆件的长细比，将 74 钢规、88 钢规、98 高钢规、01 抗规与现行规范的框架柱板件宽厚比限值对比如下：

表 8 中心支撑杆件长细比对比

规范	类型		6 度	7 度	8 度	9 度
74 钢规	吊车梁以下的柱间支撑除外		200/ ϵk			
88 钢规	吊车梁以下的柱间支撑除外		200/ ϵk			
98 高钢规			120	120	80	40
01 抗规	不超过 12 层	按压杆设计	150	150	120	120
		按拉杆设计	200	200	150	150
	超过 12 层		120	120	90	60
10 抗规	不超过 50m	按压杆设计	120	120	120	120
		按拉杆设计	—	180	—	—
	超过 50m	按压杆设计	120	120	120	120
		按拉杆设计	180	—	—	—

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵk 。

综合上述对比情况，对于按 74 钢规设计的 A 类钢结构房屋和按 88 钢规设计的 B 类钢结构房屋，中心支撑长细比可能与现行标准规定有较大差距，即按原规范设计的支撑杆件可能无法满足现行规范要求。此时可能采取的加固思路：（1）通过消能减震加固满足本标准 8.1.4 条第 2 款或第 3 款规定，其中心支撑长细比要求可视为满足抗震等级四级的要求；（2）调整支撑为拉杆设计；（3）更换支撑。对于按 98 高钢规设计的 B 类钢结构房屋，中心支撑长细比的规定比现行标准更严格，可直接满足本条文要求。

2、对于中心支撑的板件宽厚比，将 74 钢规、88 钢规、98 高钢规、01 抗规与现行规范的中心支撑板件宽厚比限值对比如下，其中 74 钢规、88 钢规的中心支撑按轴心受压构件计算。

对于 12 层及以下且小于 50m 的钢结构：

表 9 12 层及以下且小于 50m 钢结构的中心支撑板件宽厚比

板件	规范	6 度	7 度	8 度	9 度
翼缘外伸部分	74 钢规	15			
	88 钢规	$10+0.1\lambda$			
	98 高钢规	同 88 钢规	8	8	8
	01 抗规	—	13	11	9
	10 抗规	—	13	10	9
工字形截面腹板	74 钢规	$50+0.1\lambda/\epsilon k$			
	88 钢规	$25+0.5\lambda$			
	98 高钢规	同 88 钢规	25	25	25
	01 抗规	—	33	30	27
	10 抗规	—	33	27	26
箱形截面壁板	74 钢规	$50+0.1\lambda/\epsilon k$			
	88 钢规	40			

	98 高钢规	同 88 钢规	25	25	25
	01 抗规	—	31	28	25
	10 抗规	—	30	25	20
圆管外径与壁厚比	74 钢规	—			
	88 钢规	—			
	98 高钢规	—			
	01 抗规	—	—	—	—
	10 抗规	—	42	40	40

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵk ，圆管应乘以 235/ f_y 。

对于 12 层以上且大于 50m 的钢结构：

表 10 12 层以上且大于 50m 钢结构的中心支撑板件宽厚比

板件	规范	6 度	7 度	8 度	9 度
翼缘外伸部分	74 钢规	15			
	88 钢规	$10+0.1\lambda$			
	98 高钢规	同 88 钢规	8	8	8
	01 抗规	9	8	8	7
	10 抗规	13	10	9	8
工字形截面腹板	74 钢规	$50+0.1\lambda/\epsilon k$			
	88 钢规	$25+0.5\lambda$			
	98 高钢规	同 88 钢规	25	25	25
	01 抗规	25	23	23	21
	10 抗规	33	27	26	25
箱形截面壁板	74 钢规	$50+0.1\lambda/\epsilon k$			
	88 钢规	40			
	98 高钢规	同 88 钢规	25	25	25
	01 抗规	23	21	21	19
	10 抗规	30	25	20	18
圆管外径与壁厚比	74 钢规	—			
	88 钢规	—			
	98 高钢规	—			
	01 抗规	42	40	40	38
	10 抗规	42	40	40	38

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号应乘以 ϵk ，圆管应乘以 235/ f_y 。

表中： λ 为构件在弯矩作用平面内的长细比，当 $\lambda < 30$ 时，取 $\lambda = 30$ ；当 $\lambda > 100$ 时，取 $\lambda = 100$ 。

综合上述对比情况，对于按 74 钢规设计的 A 类钢结构房屋和按 88 钢规设计的 B 类钢结构房屋，房屋高度小于 50m 时可直接满足 6 度设防区域的中心支撑板件宽厚比规定；其他情况时，通过消能减震加固满足本标准 8.1.4 条第 2 款或第 3 款规定，其中心支撑

板件宽厚比要求可视为满足抗震等级四级的要求。对于按 98 高钢规设计的 B 类钢结构房屋，中心支撑板件宽厚比的规定比现行标准更严格，可直接满足本条文要求。

8.3.8 偏心支撑中的耗能梁段不得加焊贴板提高强度，也不得在腹板上开洞，并应符合下列规定：

1 翼缘板自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f 之比，应满足下式规定：

$$b_1 / t_f \leq 8\epsilon_k \quad (8.3.9-1)$$

2 腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比，应满足下式规定：

当 $N_{1b} / A_{1b}f \leq 0.14$ 时：

$$h_0 / t_w \leq 90(1 - 1.65N_{1b} / A_{1b}f)\epsilon_k \quad (8.3.9-2)$$

当 $N_{1b} / A_{1b}f > 0.14$ 时：

$$h_0 / t_w \leq 33(2.3 - N_{1b} / A_{1b}f)\epsilon_k \quad (8.3.9-3)$$

式中： N_{1b} ——耗能梁段内的轴向力（N）；

A_{1b} ——耗能梁段的截面面积（ mm^2 ）。

【条文说明】8.3.8 偏心支撑框架的耗能梁段耐疲劳特性不应低于消能器要求，加焊贴板将会增加焊接应力，使得材性变脆；腹板开洞将导致洞口边缘应力集中。偏心支撑框架梁的板件宽厚比限值参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定确定。对于耗能梁段的板件宽厚比限值，74 钢规、88 钢规未给出特别规定；99 高钢规对翼缘外伸段的宽厚比限值与本条文相同，对腹板的高厚比规定与 99 高钢规中对框架梁的要求相同；01 抗规与 10 抗规的限值相同，本条文采用 10 抗规给出的限值。

8.3.9 偏心支撑框架支撑杆件的长细比不应大于 $120\epsilon_k$ ，支撑杆件的板件宽厚比不应超过现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。

【条文说明】8.3.9 本条参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

8.3.10 当框架梁与柱翼缘刚性连接时，梁翼缘与柱应采用全熔透对接焊缝连接，梁腹板与柱宜采用高强度螺栓摩擦型连接；悬臂梁段与柱应采用全焊接连接。

8.3.11 梁与工字形柱（绕弱轴）刚性连接时，应在梁翼缘的对应位置设置柱的横向加劲肋，加劲肋与柱的焊接应采用全熔透对接焊缝，加劲肋应伸至柱翼缘以外不少于 75mm，

并以变宽度形式伸至梁翼缘；在梁高范围内设置柱的竖向连接板；梁与柱的现场连接中，梁翼缘与柱横向加劲肋采用全熔透对接焊缝连接，腹板与柱连接板采用高强度螺栓连接。

【条文说明】8.3.11 本条参考现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

8.3.12 框架梁与柱刚性连接时，宜在梁翼缘对应部位设置柱的水平加劲肋或隔板，水平加劲肋厚度不应低于梁翼缘厚度。工字形柱水平加劲肋与柱翼缘焊接时，宜采用全熔透对接焊缝，与柱腹板连接时可采用角焊缝。

8.3.13 当柱两侧梁高不等时，每个梁翼缘对应位置均宜设置柱的水平加劲肋。

9 木结构

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于既有传统木结构建筑的消能减震加固，以及抗震设防烈度为8度和9度地区的木结构建筑消能减震设计。

【条文说明】9.1.1 我国传统木结构建筑由木梁、木柱承重，节点连接形式为榫卯节点，榫卯节点在地震作用下，节点转角大而耗能能力弱。部分较高等级的建筑采用铺作层，铺作层具有一定的消能减震作用，但大量普通的木结构建筑结构消能作用低，因此，对传统木结构建筑采取适宜的消能减震措施对木结构建筑的抗震性能的提升具有很好的作用。

《木结构设计标准》GB 50005-2017 中第 4.2.15 条规定：抗震设防烈度为 8 度和 9 度地区的木结构建筑可采用隔震、消能设计。因此，对于高烈度地区的木结构建筑，尤其是层数较高、跨度较大的木结构建筑，宜采取消能减震措施对建筑抗震性能进行提升。

9.1.2 采用消能减震技术加固的木结构，传统木结构房屋的适用的最大高度应符合表 9.1.2 条的规定，现代木结构房屋适用高度应按现行国家标准取用。

表 9.1.2 传统木结构房屋适用的最大高度（m）

结构体系	抗震设防烈度							
	6		7		8		9	
	高度 (m)	层数	高度 (m)	层数	高度 (m)	层数	高度 (m)	层数
抬梁式	12	3	9	2	6	1	6	1
穿斗式	12	3	9	2	9	2	6	1
密梁平顶式	6	2	6	2	3	1	3	1

注：1、抬梁式、穿斗式建筑的高度指的是房屋地面到坡屋顶屋脊的高度；

2、木楼阁式建筑的适用高度不在本条规定中。

【条文说明】9.1.2 抬梁式、穿斗式、密梁平顶式是传统木结构房屋三种最基本的结构形式。我国《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 第 11 章对传统木结构房屋的最大适用高度和层数给出了规定，但实际房屋中常存在高度和层数超限的情况，对传统木结构房屋采用了消能减震措施加固后，可以适当对房屋的高度进行增加。现代木结构房屋的最大适用高度根据《多高层木结构建筑技术标准》GB/T 51226-2017 确定。

9.1.3 对于木结构古建筑采取的消能减震加固措施应具有可逆性。

【条文说明】9.1.3 根据我国文物修缮原则，对文物建筑本体采取的加固措施应具有可逆性。我国现存的木结构古建筑大多为文物建筑，应遵循这一原则。

9.1.4 传统木结构建筑消能建筑加固措施宜符合传统建筑形制。

【条文说明】9.1.4 对传统木结构建筑尤其是木结构古建筑采取的消能减震措施，宜尽量符合传统木结构的建筑形制，避免造成突兀的视觉效果。

9.2 计算要点

9.2.1 木结构抗震计算时主体结构的阻尼比应符合下列规定：

- 1 多遇地震下的计算，木结构阻尼比可取0.03；
- 2 罕遇地震下的计算，木结构阻尼比可取0.05。

【条文说明】9.2.1 本条引自《多高层木结构建筑》GB/T 51226-2017中相关条文。

9.2.2 消能器的附加阻尼比的计算按本规程第四章内容计算确定，当消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25%时，宜按 25%取值。

9.2.3 结构计算中，应考虑施加于榫卯节点处的消能器的节点刚度增强作用。

【条文说明】9.2.3 木结构榫卯节点自身刚度较低，当在榫卯节点处施加消能器时，会对节点刚度进行增强，在进行结构整体计算时，应考虑加固后的节点刚度。

9.2.4 采用消能减震措施后，木结构建筑弹性层间位移角不应大于1/250，弹塑性层间位移角不应大于1/30。

【条文说明】9.2.4 《木结构设计标准》GB 50005-2017中规定多遇地震下，木结构水平层间位移角不宜超过1/250,弹塑性层间位移角不宜超过1/30。

9.3 构造要求

9.3.1 木结构建筑可选用黏滞消能器或位移相关型消能器，消能器的选择应根据结构类型和加固部位合理选择连接形式。

【条文说明】9.3.1 位移相关型消能器是指耗能能力与消能器两端的相对位移相关的耗能器，如金属消能器、摩擦消能器和屈曲约束支撑等。可施加于榫卯节点处的位移相关型耗能器如图7~10所示。

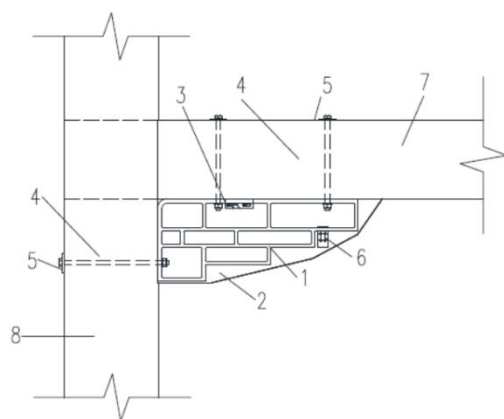


图 7 雀替型消能器

注： 1——耗能构件 2——饰面板 3——子母扣件 4——螺栓
5——钢垫片 6——U 形金属件 7——梁 8——柱

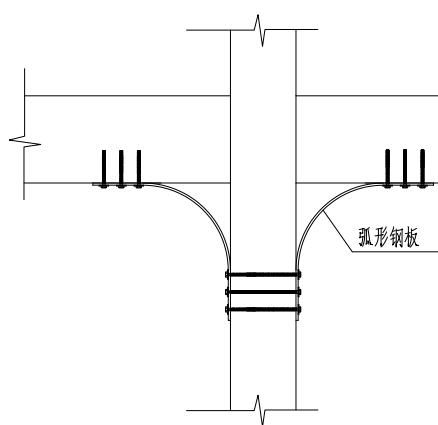


图 8 弧形钢板消能器

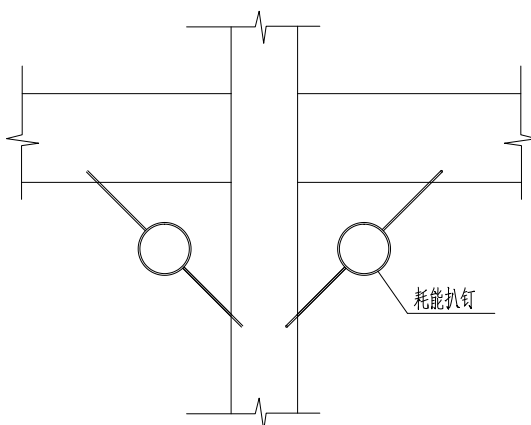


图 9 耗能扒钉型消能器

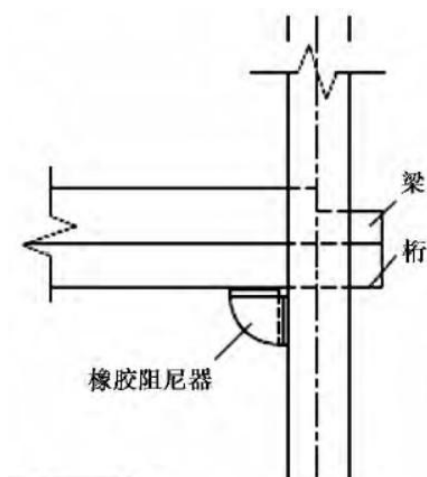


图 10 橡胶阻尼器

9.3.2 位移相关型消能器与榫卯节点相连时，宜在榫卯节点两侧对称布置。

【条文说明】9.3.2 位移相关型消能器作用于榫卯节点时，会在一定程度上增加榫卯节

点的刚度，增大地震荷载时榫卯节点的水平力，当消能器单侧施加时，榫卯节点可能会存在由于节点水平力增加导致的节点拔榫现象。

9.3.3 当消能器采用螺栓或螺钉等紧固件与木梁、木柱相连时，紧固件在木构件中端距、边距应满足《木结构设计标准》GB 50005 的规定。

【条文说明】9.3.3 金属紧固件在与木构件连接时均应控制端距和边距的大小，避免在受力中出现木材劈裂破坏现象。

9.3.4 加固榫卯节点的消能器中用于消能的钢材宜采用低屈服点钢材，消能器应先于榫卯节点发生屈服。

【条文说明】9.3.4 榫卯节点转动刚度低，在多遇地震下即会发生节点转动。因此，消能器的设计应使消能器在较小的节点转角下也具有消能作用，在使用钢材作为消能部件时，宜选用低屈服点钢材。

9.3.5 木框架支撑结构采用屈曲约束型消能支撑部件时，宜采用人字形支撑、成对布置的单斜杆中心支撑，不宜采用偏心支撑、K 形支撑和 X 形支撑。

【条文说明】9.3.5 现代木框架结构中可采用屈曲约束支撑进行结构耗能增强，如图 14、15 所示。

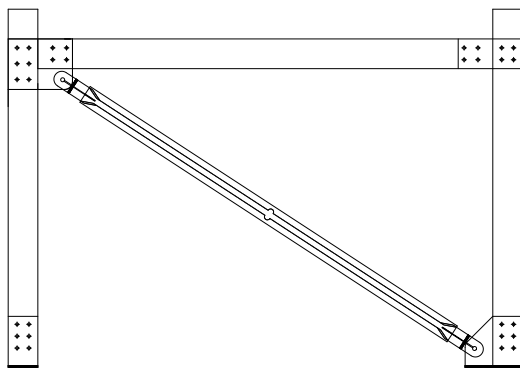


图 11 木框架单斜撑型屈曲约束支撑

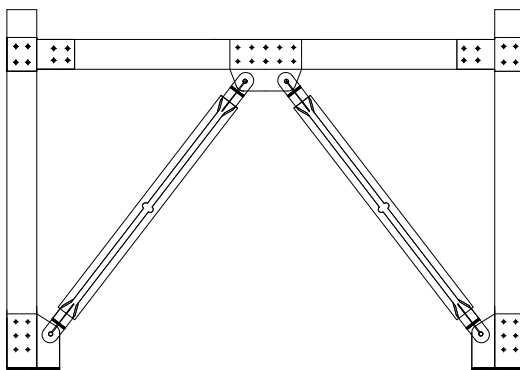


图 12 木框架人字型屈曲约束支撑

10 工业厂房

10.1 一般规定

10.1.1 本章适用于既有单层钢筋混凝土工业厂房的消能减震加固。

【条文说明】10.1.1 本章节涉及的单层钢筋混凝土工业厂房指钢筋混凝土排架结构。多层钢筋混凝土框架厂房的加固可按第8章相关规定进行。钢结构厂房的加固可按第7章相关规定进行。

10.1.2 既有钢筋混凝土厂房应进行横向和纵向抗震计算，并符合下列规定：

- 1 应考虑空间工作、扭转及吊车桥架的影响。
- 2 屋盖应按平面内弹性考虑。
- 3 可考虑围护墙的有效刚度。
- 4 计算应考虑突出屋面的天窗架及其支撑系统。
- 5 厂房侧边贴建建筑，如果未设防震缝分开时，计算时应一并考虑。
- 6 轻型屋盖厂房可按平面排架计算。

【条文说明】10.1.2 轻型屋盖指屋面为压型钢板、瓦楞铁、石棉瓦等有檩屋盖。

10.1.3 原排架柱支撑宜替换成消能支撑，也可增设消能支撑，其布置应符合以下规定：

- 1 消能支撑宜采用金属消能器、摩擦型消能器或复合型消能器。
- 2 6、7（0.1g）度区可在纵向排架两端上下柱间设置消能支撑。
- 3 7度（0.15g）、8度和9度时，可在纵向排架两端和中间位置的上下柱间设置消能支撑。
- 4 7度（0.15g）、8度和9度时，设置消能支撑的下柱柱间和两侧柱间，支撑下端应设置地梁。地梁底面与基础顶等高，并与基础和柱有可靠连接。厂房有刚性地面时，地梁底面与地面等高，并与刚性地面和柱有可靠连接。
- 5 支撑上端应设置通长水平连杆，连杆应承载拉压地震作用效应，并与柱有可靠连接。

10.1.4 屋架支承锚固不满足要求或厂房横向需减震时，可采用屋架与柱角加腋（腑形消能器）的方法进行加固，并进行屋架和柱局部强度验算。

【条文说明】9.1.3、9.1.4 厂房的消能减震加固，纵向采用位移型消能器解决。横向除了采用在屋架和柱角设置腑形消能器，还可设置消能桁框架，沿柱设置分布阻尼增加柱自身阻尼等方法，厂房两侧有附属建筑时，可在附属建筑中设置消能减震部件。

10.1.5 后续工作年限少于 50 年的 A、B 类厂房的抗震措施按本标准采用，C 类厂房的抗震措施应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定。乙类建筑可按规定提高一度确定其抗震措施，9 度时应采用更有效的抗震措施。

10.1.6 在厂房内进行内部加层改造时，C 类厂房加固不应低于 B 类厂房的要求，B 类和 C 类厂房可按原设计标准要求加固。

10.2 抗震措施

10.2.1 A 类厂房排架柱构造应符合下列规定：

1 排架柱顶下 500mm 范围箍筋应加密。8 度和 9 度时，变截面上柱牛腿面（或柱肩）至吊车梁顶面以上 300mm 范围内，箍筋直径不宜小于Φ8，间距不宜大于 100，不符合时应加固。

2 7 度 III、IV 类场地、8 度和 9 度时，有柱间支撑或消能支撑的排架柱，柱顶以下 500mm 范围内和柱底至设计地坪以上 500mm 范围内，以及柱变位受平台、嵌砌内隔墙、水平连杆等约束的部位，其上下各 300mm 范围内，箍筋直径不宜小于Φ8，间距不宜大于 100，不符合时应加固。

10.2.2 B 类厂房排架柱构造应符合下列规定：

- 1 下列范围内排架柱的箍筋间距应加密；
 - 1) 柱顶以下 500mm，并不小于柱截面长边尺寸；
 - 2) 上柱取阶形柱自牛腿面至吊车梁顶面以上 300mm 高；
 - 3) 牛腿或柱肩全高；
 - 4) 下柱柱底至室内地坪以上 500mm;;
 - 5) 柱间消能支撑与柱连接节点和柱变位受平台、嵌砌内隔墙、水平连杆等约束的部位，上下各 300mm。

2 加密区的箍筋间距不应大于 100mm，最小箍筋直径应符合表 10.2.2 的规定。不足时应加固。

表 10.2.2 加密区最小箍筋直径

加密区位置	烈度和场地类别		
	6 度和 7 度 I、II 类场地	7 度 III、IV 类场地和 8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地和 9 度
柱头、柱根	Φ6	Φ8	Φ8
上柱、牛腿、有支撑的柱根	Φ8	Φ8	Φ10

有支撑的柱头、柱变位受约束部位	Φ8	Φ10	Φ10
-----------------	----	-----	-----

注：当柱截面满足罕遇地震下中等损坏条件时，箍筋直径可降2mm，Φ6不再降低。

10.2.3 厂房的屋盖、屋盖支撑、围护墙、屋架与柱连接等构造措施应符合《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的相关规定。

11 村镇民居建筑

11.1 本章适用于 3 层及以下，采用钢筋混凝土框架结构或砌体结构的民居建筑。

【条文说明】11.1 木结构村镇民居的加固可按第 9 章相关规定进行。

11.2 村镇民居采用消能减震技术加固时，框架结构宜采用附设外框架加固方法。砌体结构宜采取附设周圈框架加固方法。

11.3 消能器可采用金属消能器、摩擦型消能器或复合型消能器等。消能部件应进行防护处理。

11.4 附设框架可采用混凝土框架，也可采用钢框架。附设框架与原结构应有可靠连接。

11.5 木屋架构造措施应符合《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的相关规定。

12 消能部件连接构造与设计

12.1 一般规定

12.1.1 消能部件的形式一般分为：支撑型、门架型、墙柱型和腋撑型等，设计时应根据工程具体情况和消能器类型选择合理的形式。

【条文说明】12.1.1 消能部件与主体结构之间的连接：在有条件时，可采用预埋件或后锚固板等直接连接方式；无法安装预埋件或后锚固板时，可采用在消能子结构内设置嵌套钢框的嵌套式连接方式；当采用在建筑外围附加子结构并采用消能减震技术进行抗震加固时，可采用外贴式附加框架连接。消能部件的形式采用《建筑消能减震技术规程》分类方法，分为：支撑型、门架型、墙柱型和腋撑型等。

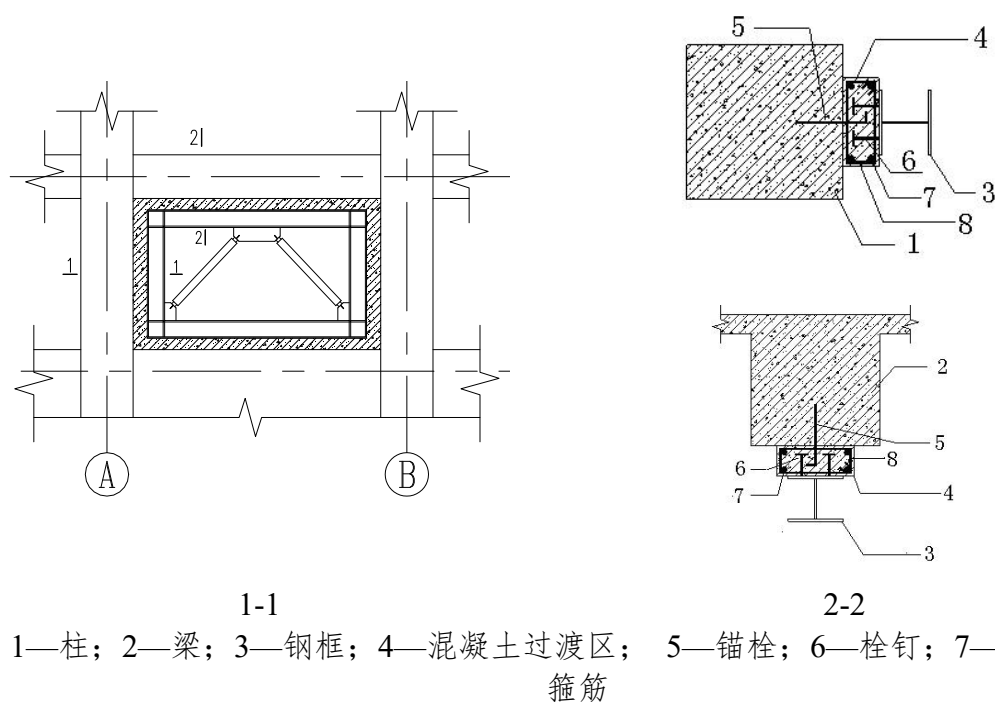
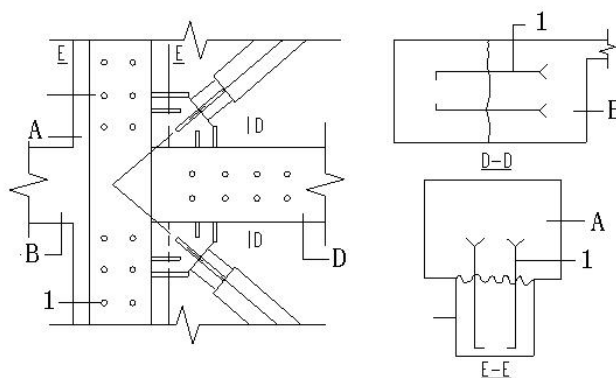


图 13 嵌套式连接示意图



A—既有框架柱；B—既有框架梁；C—附加框架柱；D—附加框架梁；1—后锚固

图 14 外贴式附加框架连接示意图

12.1.2 当消能部件采用支撑型连接时，宜采用单斜杆、“V”字形和人字形等中心布置方式，亦可采用位移增效机构，不应采用“K”字形布置方式；支撑杆件与框架梁、柱的中心线宜交汇于一点。

【条文说明】12.1.2 在地震作用下，“K”字形支撑会在框架柱中部产生侧向集中力，可能引起较大的侧向变形，使柱发生屈曲甚至造成倒塌，故不应在抗震结构中使用。支撑的轴线宜交汇于梁柱构件轴线的交点，支撑偏移交点时的偏心距不应超过支撑杆件的宽度，此时仍可按中心框架分析，但应计入由此产生的附加弯矩；当消能部件与主体结构采用单节点板连接时，支撑一般可按端部铰接杆简化计算。

12.1.3 消能器与支撑、支承构件的连接以及消能部件与主体上预设节点板之间的连接可采用高强螺栓、销轴或焊接连接，其相关计算、构造应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的规定。

【条文说明】12.1.3 出于方便制作、施工和易于更换的角度，建议：消能器与支撑、支承构件的连接以及消能部件与主体上预设节点板之间的连接采用高强螺栓连接或销轴连接；当采用销轴连接时，应采用机械类销轴，销轴孔径与销轴直径相差不应大于 0.5mm，销轴质量应符合《销轴》GB/T882-2008 的规定。为了避免连接节点在消能器尚未达到设计阻尼力之前发生破坏，相关的连接构造措施应满足国家现行标注《混凝土设计规范》GB50010、《钢结构设计标准》GB50017、《组合结构设计规范》JGJ138 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ145 的要求。

12.1.4 与消能器相连的支撑、支墩及相关预埋件、节点板等的作用力应取消能器的极限阻尼力。

【条文说明】12.1.4 目前，关于消能减震结构的相关研究是以平面框架（二维构架）安装消能器来探讨消能减震结构在地震作用下的反应，对于消能部件出平面的方向，皆视为不受地震作用而忽视其出平面的力学特性；然而，建筑结构受到的地震作用往往是双向的，整体结构不但会发生平面内变形，也会发生平面外变形，所以支撑和支墩及相关预埋件、节点板在平面内、外均应具有足够的刚度、强度和稳定性。

与消能器相连的支撑、支墩应具有足够的刚度，以保证消能部件中的变形绝大部分发生在消能器上；同时，消能部件与主体结构相连的预埋件、节点板等也应处于弹性阶段进，不得发生滑移、拔出和局部失稳等破坏。为确保消能器在罕遇地震作用下不丧失

功能，与消能器相连的支撑、支墩及相关预埋件、节点板等的作用力应取消能器的极限阻尼力（大于等于消能器设计阻尼力的 1.2 倍），确保消能器在达到设计位移或设计速度时，消能器与主体结构之间的连接部件仍处于弹性工作状态。

为确保连接节点平面外的稳定性，可采用但不限于以下构造措施：1）当使用粘滞阻尼器且采用“V”字形和人字形支撑时，应采用限值装置给消能部件提供一定的平面外刚度，以确消能部件平面外的稳定性；2）节点板的自由边长度 l_f 与厚度 t 之比不得大于 $60\sqrt{235/f_y}$ ，否则应沿自由边设置加劲肋予以加强(图 15)；3)在“V”字形和人字形的支撑框架中，支撑与梁连接处的节点板的中部应设置竖向加劲肋(图 16)。加劲肋的厚度均不宜小于 0.6 倍节点板的厚度。

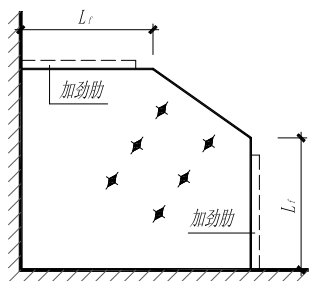


图 15 节点板加劲肋大样一

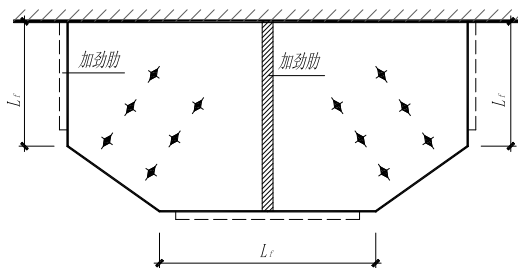


图 16 节点板加劲肋大样二

12.2 支撑和支墩设计

12.2.1 支撑型、门架型连接内的支撑和墙柱型连接内的支墩的计算长度应符合下列规定：

1 采用支撑型连接时，支撑计算长度应取支撑与消能器连接处到主体结构预埋件连接中心处的距离；

2 采用门架型连接时，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 采用墙柱型连接时，墙柱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。

【条文说明】12.2.1 本条内容同现行国家标准《建筑消能减震技术规程》JGJ297 有关条文。

12.2.2 与消能器相连的支撑和支墩等支承构件的刚度应满足本标准第 5.3.2 条的要求。

【条文说明】12.2.2 在罕遇地震作用下，支撑构件要承受加大的轴向拉压力，为了防止支撑杆件发生板件的局部屈曲，其板件的宽厚比不应低于《高层民用建筑钢结构技术规

程》JGJ99 有关中心支撑的规定，其中抗震等级的选择可根据既有建筑物的抗震等级确定。支墩建议采用刚度较大的混凝土支墩，当采用钢支墩时，应确保消能部件中的变形绝大部分发生在消能器上且在消能器最大阻尼出力作用下应处于弹性状态。

12.2.3 支撑和支墩的构造要求应符合下列规定：

1 支撑宜采用钢支撑，钢材强度等级不应低于 Q235；支撑宜采用双轴对称截面，杆件长细比及板件宽厚比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 有关中心支撑的规定。

2 支墩可采用钢筋混凝土结构或钢结构。当采用混凝土结构时，混凝土强度等级不应低于 C30，沿阻尼器受力方向全截面箍筋应加密，并配置网状钢筋。

12.3 连接节点计算

12.3.1 当消能部件与既有主体结构、嵌套钢框或附加框架采用节点板连接时，需要验算的内容包括：节点板有效宽度和截面强度验算，节点板在压力作用下的稳定性验算，节点板与预埋板（后锚固板）间高强螺栓或焊缝的强度等。

【条文说明】12.3.1 为保证连接及连接件的可靠性，在任何节点中都应对连接和连接件可能存在的强度和稳定等破坏模式逐一进行验算。由于消能子结构中的节点板在罕遇地震作用下按弹性阶段进行设计，且一般情况下支撑可按端部铰接杆简化计算，故仅需验算本条文中规定的三项内容即可；当节点板对支撑斜杆有明显的约束作用时（如节点板尺寸较大且采用焊接），可在整体分析模型中将支撑两端设为刚接，按下式验算节点板在支撑内力分解后得到的轴力、弯矩及剪力联合作用下的强度：

$$\left(N/\phi N_y\right)^2 + \left(M/\phi M_p\right) + \left(V/\phi V_y\right)^4 \leq 1 \quad (13)$$

式中：N、M、V——由支撑内力分解后得到的在需要验算位置处的轴心力（kN）、弯矩（kN·m）和剪力（kN）；

N_y 、 M_y 、 V_y ——验算位置处在各内力单独作用下的轴心力（kN）、弯矩（kN·m）和剪力（kN）的弹性承载力；

ϕ ——节点板屈服断裂是的抗力系数，可取 0.9。

12.3.2 节点板在拉、压作用下的强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{N}{b_e t} \leq f \quad (12.3.2-1)$$

式中：N——消能器的极限阻尼力（kN）；

b_e —板件的有效宽度（图 11.3.2）（mm）；当采用螺栓连接时，应减去孔径，
孔径应取比螺栓标称尺寸大 4mm；
 t —节点板的厚度（mm）。

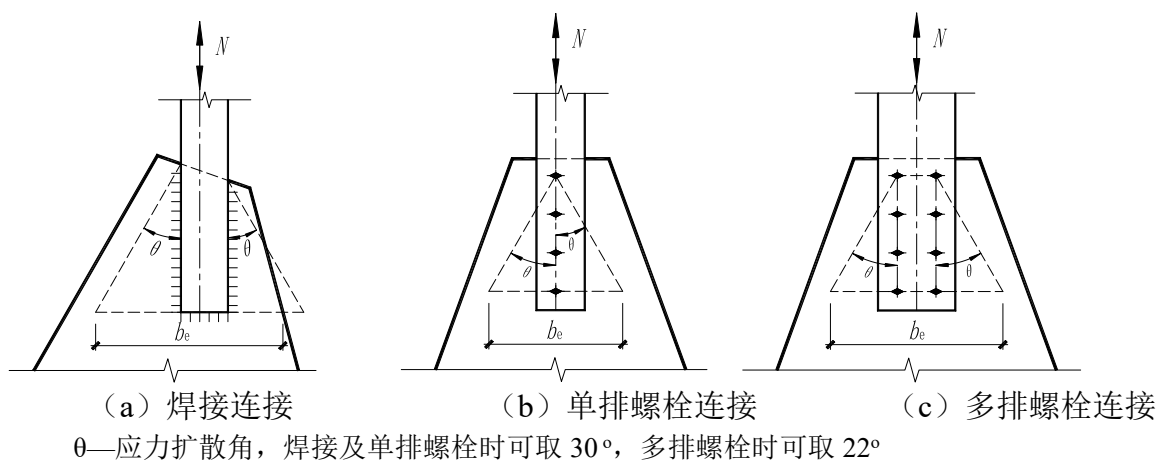


图 12.3.2 板件的有效宽度

【条文说明】12.3.2 本条内容同现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 有关条文。

12.3.3 节点板在压力作用下的稳定性，应符合下列规定：

1 梁与柱连接处，支撑节点板受压稳定验算时的计算长度系数可按下列规定取值：

- 1) 当 $0.5 \leq L/b_e$ 时， $\mu_{br} = 0.8L/b_e + 0.25$ ；
- 2) 当 $L/b_e > 0.71$ 时，可取 0.82。

式中： μ_{br} —支撑节点板计算长度系数；

L —支撑节点板最长受压板条长度，取 L_1 、 L_2 、 L_3 中最大值（图 XX）（mm）；

b_e —节点板的有效宽度（mm），为自第一排螺栓处沿支撑轴线两侧各 30° 角线至最后一排螺栓处形成的宽度（图 XX）（mm）；

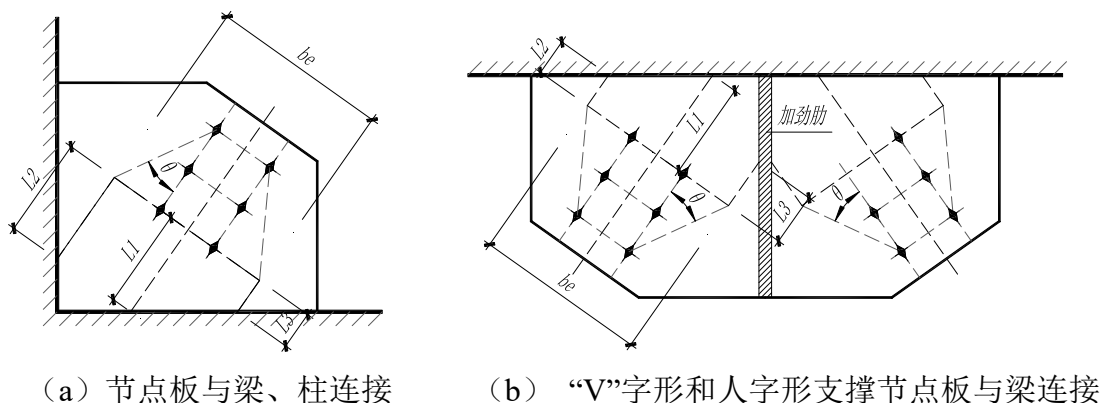


图 12.3.3 支撑节点板稳定验算简图

2 节点板的受压稳定承载力应符合下式规定：

$$\frac{N}{\phi b_e t} \leq f \quad (12.3.3-1)$$

式中：\$N\$—消能器的极限阻尼力（kN）；

\$\phi\$—支撑节点板的稳定系数，采用本条第一款规定的计算长度系数、支撑节点板最长受压板条长度 \$L\$ 和有效截面面积确定的长细比，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 中的 b 类截面确定；

【条文说明】12.3.3 目前，国内外对于节点板受压性能、稳定验算方法和计算长度系数的取值等研究存在较大差异。张文元、陈世玺等[1]根据支撑在不同角度下对应不同 \$L/b_e\$ 值并考虑尺寸效应等影响因素，采用有限元模拟分析及对比得出式（12.3.3-1）。此计算长度公式虽然在支撑与柱夹角较小时略显保守，但可大大简化计算，方便工程应用。

12.3.4 节点板与后锚固钢板（或节点板与既有钢梁、柱）、后锚固钢板与既有混凝土的连接内力符合下列规定：

- 1 对于支撑与梁和柱连接的节点，应将支撑内力向节点板与梁和柱连接边进行分解；
- 2 对于“V”字形、人字形及门架型支撑与梁连接的节点，应计入支撑不平衡力对连接产生的作用效应。

【条文说明】12.3.4 计算节点板与后锚固钢板（或节点板与既有钢梁、柱）、后锚固钢板与既有混凝土的连接内力的方法主要有：KISS 法、平行力法、桁架模拟法、均力法，其中均力法受力明确且便于工程设计人员的使用，故为美国钢结构协会 ASCI 所推荐的计算方法。当连接节点采用直接锚固连接或对拉锚固连接时，宜采用均力法进行计算；当连接节点采用整体钢套箍连接方法时，可采用改进的 KISS 法进行计算。

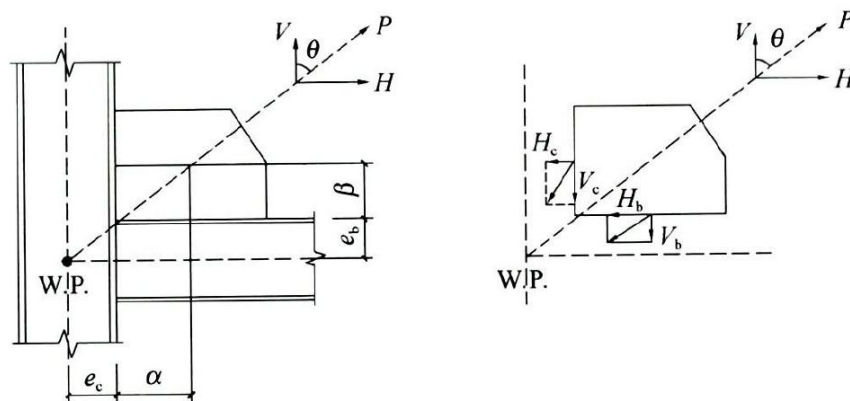


图 17 均力法几何关系及分解力示意

节点板连接边的内力按下列公式计算：

$$H_b = \frac{\alpha}{\gamma} P \quad (14)$$

$$V_b = \frac{e_b}{\gamma} P \quad (15)$$

$$V_c = \frac{\beta}{\gamma} P \quad (16)$$

$$H_c = \frac{e_c}{\gamma} P \quad (17)$$

$$\gamma = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (18)$$

式中： α 、 β —分别为节点板连接边的中心到柱、梁边缘的距离（mm）；

e_b 、 e_c —分别为梁、柱高度的一半（mm）；

H_b 、 V_b —节点板和梁连接边中点出的水平、竖向方向上的力（kN）；

H_c 、 V_c —节点板和柱连接边中点出的水平、竖向方向上的力（kN）；

12.4 连接节点构造

12.4.1 当消能部件与主体结构采用直接连接时，连接节点宜采用整体钢套箍连接或对拉锚固连接；当仅采用后锚固技术即可实现连接节点在罕遇地震水准下仍处于弹性状态时，连接节点也可采用直接锚固连接。

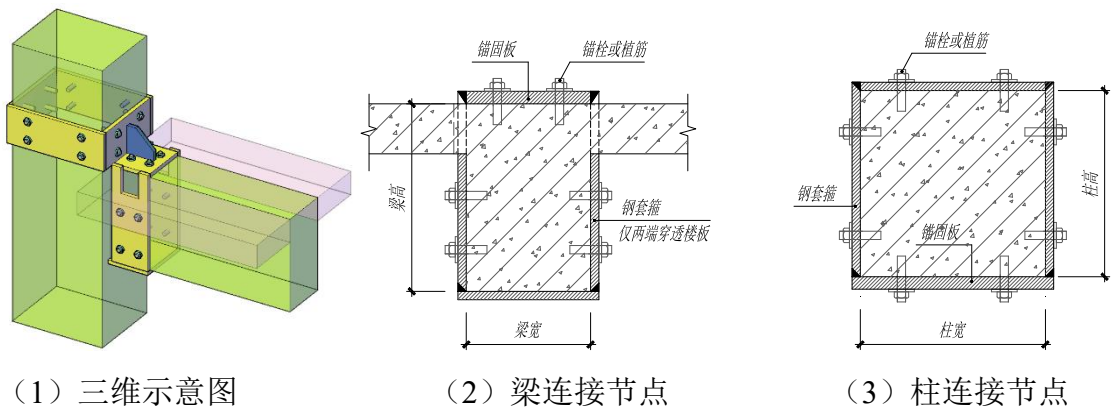


图 12.4.1-1 整体钢套箍连接方法

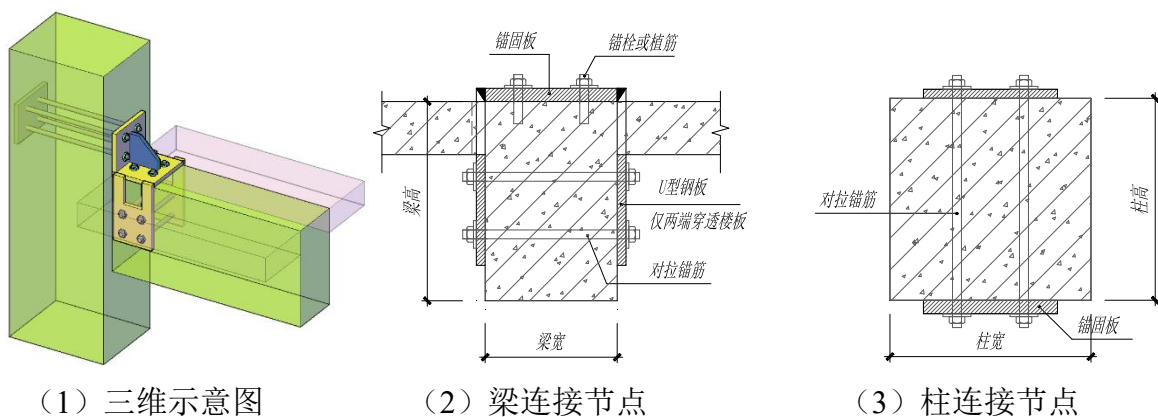


图 12.4.1-2 对拉锚固连接方法

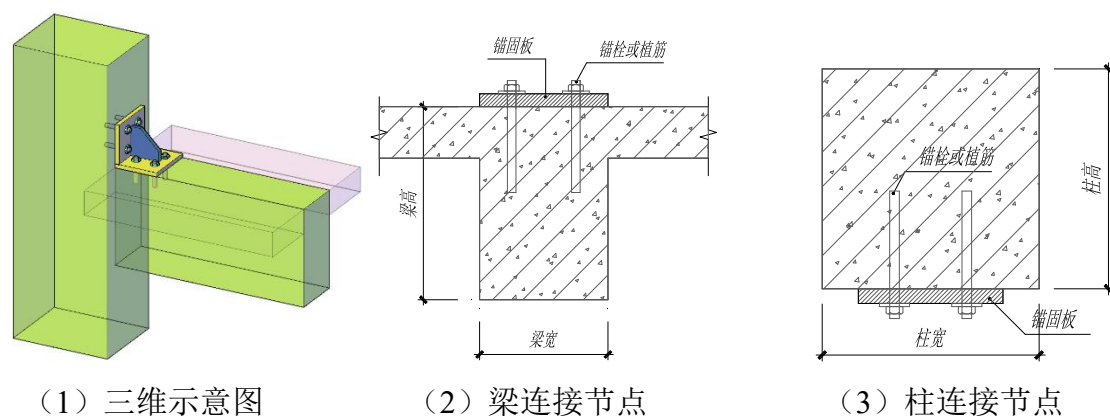


图 12.4.1-3 直接锚固连接方法

12.4.2 消能部件与主体结构采用直接连接时，尚应符合下列规定：

1 支撑与主体结构宜采用单节点板连接；当支撑与节点板之间采用高强螺栓连接时，其连接件可采用角钢或钢板；节点板与后锚固钢板（或既有钢梁、柱）之间宜采用焊接；节点板边缘与支撑轴线的夹角不宜小于 30° 。

2 施工期间，应凿除既有结构的面层，梁、柱交界区的后锚固板与既有结构表面之间应留设不小于 20mm 的间隙，采用不低于 C40 的微膨胀细石混凝土或灌浆料进行二次浇筑。

【条文说明】12.4.1、12.4.2 本条文提供的节点加固方法仅为实现消能部件与既有混凝土结构之间的连接；当需要对消能子结构中的既有梁、柱等构件进行加固处理时，应结合既有梁、柱等构件的加固方法选择合适的节点连接方式，相关构造措施应满足国家现行标注《混凝土结构加固设计规范》GB 50367、《建筑抗震加固技术规程》JGJ116、《钢结构加固设计标准》GB 51367 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ145 的要求。

12.4.3 消能部件与混凝土框架采用嵌套式连接时，应符合下列规定：

1 钢框可嵌入混凝土框架中，消能部件可通过节点板与钢框连接；

2 可由栓钉和锚筋承担全部钢框传至混凝土框架的内力；

3 钢框可采用 H 型钢或槽形钢，混凝土过渡区内应配置纵筋和箍筋，锚筋应按现行行业标准《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ145 要求设计。

12.4.4 消能部件与混凝土框架采用外贴式附加框架连接时，应符合下列规定：

1 附加框架宜采用钢框架或现浇混凝土框架。

2 现浇混凝土附加框架与既有结构可采用贯穿螺栓连接或采用后锚固抗剪键连接，与附加框架相连的既有结构构件表面应凿毛。抗剪键锚筋应在附加框架内设置拉结弯钩或其它可靠拉结措施。

3 后锚固抗剪键可采用后锚固扩底型机械锚栓或化学锚栓，或后锚固锚栓加钢筋混凝土抗剪键等形式。

4 附加框架采用现浇钢筋混凝土时，其抗震构造应满足相同抗震等级的新建混凝土框架的要求，箍筋宜通高或全跨加密。

5 附加框架采用钢结构时，钢框架与既有结构构件采用后锚固抗剪键连接，并应采取防锈措施。

6 附加框架宜上下连通设置，宜设置基础，或与既有建筑基础连为整体。

7 后锚固抗剪键的施工应考虑附加框架自重变形的影响。

8 附加框架施工宜在既有结构构件或节点的加固完成后进行。

【条文说明】12.4.3、12.4.4 嵌套式连接和外贴式附加框架连接的节点构造可参考本规程第 11.1.1 【条文说明】和《建筑结构消能减震设计图集》中的相关构造。

13 施工、验收和维护

13.1 一般规定

13.1.1 建筑结构消能减震加固工程施工现场质量管理，应有健全的质量管理体系、施工质量控制及检验制度，应有经审批的施工组织设计、施工方案等技术文件。

【条文说明】13.1.1 依据《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 和建筑工程质量验收规范系统标准的宗旨，贯彻“验评分离，强化验收，完善手段，过程控制”十六字方针，以此统一建筑结构消能减震加固工程施工质量的验收方法、程序和指标。

13.1.2 建筑结构消能减震加固工程可作为建筑工程的一个分部工程进行施工和质量验收；消能部件工程应作为结构加固分部的一个或若干个子分部工程，其他子分部工程的划分应符合国家现行标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300、《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550 的相关规定。

【条文说明】13.1.2 当既有建筑仅采用消能减震技术进行加固时，可直接将消能减震加固工程作为建筑工程的一个分部工程进行施工和质量验收。根据消能部件类型、主体结构材料和施工方法的不同，将消能部件工程划分为一个或若干个子分部工程；当同时采用其他加固方法时，可按照《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550 的相关规定划分其他子分部，比如混凝土构件增大截面工程、外粘型钢工程、粘贴纤维复合材工程、植筋工程等。

13.1.3 消能部件子分部工程宜划分为消能器支撑及连接件加工与安装、消能器安装、焊接、紧固件连接、防腐涂料涂装等分项工程，各分项工程检验批的划分应符合《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的相关规定，并应经监理单位或建设单位确认。

【条文说明】13.1.3 根据《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的相关规定，消能部件子分部工程可按其主要工种、材料和施工工艺划分为若干分项工程，并应根据具体工程设计情况确定。检验批可根据施工、质量控制和验收的需要，按主体结构检验批的划分方法确定，例如按工程量、楼层、施工段、变形缝等划分。

13.1.4 消能部件子分部工程的施工作业，宜划分为消能部件进场验收、消能器支撑及连接件加工与安装、消能器安装、消能部件防护四个阶段。

【条文说明】13.1.4 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、成品件或其他特殊定制成品（如消能器等）的进场验收。安装工程的内容包括制定安装次序、吊装就位、测量校正定位及临时固定等工序。

13.1.5 消能减震建筑工程竣工验收前，应提交由消能器生产厂家、设计、施工等单位编写的使用维护手册，内容应包括消能器类型、参数、安装时间、安装部位、正常使用年限、消能器周边预留的变形空间要求、使用及维护注意事项等。

【条文说明】13.1.5 由于消能减震工程的特殊性，本条规定了竣工验收前，应提交使用维护手册，并对手册的具体内容及编制单位做出了规定。

13.2 消能部件施工

13.2.1 消能器进场验收时，应提供下列资料：

- 1 产品合格证；
- 2 出厂检验报告；
- 3 同类产品型式检验报告；
- 4 其他必要证明文件。

13.2.2 消能器类型、规格、外观质量、材料和性能参数应符合设计文件和本标准的规定。

【条文说明】13.2.1、13.2.2 消能器进场验收时，生产厂家应提供产品合格证、产品出厂自检合格报告及型式检验报告；监理（建设单位）对消能器的检验内容包括消能器的类型、规格型号、性能参数、制作偏差、外观、包装等。消能器进场后尚应进行见证取样检验，并由具有检测资质的第三方出具产品抽检报告。

消能器制作是一项专门技术，其采用的材料除钢材、焊接材料和紧固件外，还有油、橡胶及其他黏滞材料，以及摩擦材料、矿质材料、涂料等。因此，产品在进场时各类材料以及消能器成品应具有质量合格证，并注明成品的规格型号、性能参数、制作偏差等，并应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 及设计文件的规定。

13.2.3 消能器进场后应按本标准规定进行见证取样检验，并提供检验报告，检验合格后方可使用。

见证检验应符合以下规定：

- 1 见证检验抽检数量同一工程不少于总数的 3%，各种规格的消能器兼顾，不宜少于 1 件。检测合格率 100%，该批次产品可用于主体结构。
- 2 见证检验项目见附录 B。
- 3 检测后屈曲约束支撑和金属消能器不应用于主体结构。

13.2.4 消能器的运输、现场存储及保管，应符合生产厂家提供的施工操作说明书和国家现行有关标准的规定。

13.2.5 设置消能部件的消能子结构应先按设计要求进行原结构构件的加固施工，验收合格后方可进行消能部件的施工。

13.2.6 消能部件施工前，应对消能子结构的构件尺寸、定位轴线、标高等进行复测，如与设计文件差异较大应及时通知设计单位。

【条文说明】13.2.6 既有建筑加固时，往往遇到结构构件现状与原竣工资料偏差较大的情况，且由于现场条件限制，前期结构检测时也无法完全查明，故本条规定了相应的复测要求。消能部件安装前，尚应对消能部件的尺寸和锚栓孔位置，对照安装部位进行核查，不能出现大于本规程或现行国家有关规范的允许偏差。

13.2.7 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，消能器安装完成后不应出现影响消能器正常工作的变形或损伤，消能器的黏滞材料、黏弹性材料不应泄漏或剥落，不应出现涂层脱落和生锈。

【条文说明】12.2.7 消能部件施工安装前，应根据消能部件的类型、构造特点以及本工程的总体施工部署和施工流水段划分情况，确定消能部件的总体及局部施工安装顺序。同一部位的消能部件，当仅有消能器时可直接作为安装单元，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。消能部件与原结构的连接应按照初步定位、校正和临时固定，再连接牢固的顺序进行。

13.2.8 消能部件尺寸、变形、连接件位置及角度、螺栓孔位置及直径、高强度螺栓连接、焊接、表面防护等应符合设计文件规定。

13.2.9 消能部件中钢制构件的施工应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的相关规定。

13.2.10 消能部件中混凝土构件的施工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的相关规定。

13.2.11 消能部件的施工安全应符合现行国家标准《建筑施工安全技术统一规范》GB 50870 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。

13.2.12 消能部件中的钢制构件应涂刷防腐涂料，其施工质量验收应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的相关规定。

13.2.12 消能部件安装完成后应进行成品保护。

13.3 验 收

13.3.1 结构加固工程施工质量应符合现行国家标准《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550、《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的相关规定，且混凝土结构及钢结构施工质量尚应符合国家现行标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204、《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的相关规定。

13.3.2 消能部件子分部工程检验项目可按表 13.3.2 的规定执行。

表 13.3.2 消能部件子分部工程检验项目表

项次	项目	抽检数量及检验方法	合格质量标准
1	见证取样送样检测项目： 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	应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205	现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
2	焊缝质量： 1) 焊缝尺寸 2) 内部缺陷 3) 外观缺陷	一级焊缝抽检 100%，二级焊缝按位置随机抽检 20%；检验采用超声波或射线探伤、量规及观察	现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
3	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%，且不应小于 3 个节点；检验方法应符合《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定	现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
4	消能部件平面外垂直度	随机抽查 3 个部位的消能部件	设计文件及现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205

13.3.3 消能部件子分部工程观感质量检查项目可按表 13.3.3 的规定执行。

表 13.3.3 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	合格质量标准
1	消能部件的普通涂层表面	随机抽检 3 个部位的消能部件	均匀、无气泡、无皱纹
2	连接节点	随机抽检 30%	连接牢固，无明显外观缺陷
3	消能器工作范围内的障	抽检 100%	在工作范围内无障碍物

	碍物避让		
--	------	--	--

【条文说明】13.3.2、13.3.3 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。

13.4 维 护

13.4.1 消能减震建筑应根据结构安全等级、消能器类型及使用环境，建立全寿命周期内的结构使用、维护管理制度，应遵守预防为主、防治结合的原则进行日常维护。

【条文说明】13.4.1 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，房屋所有权人、使用人或房产管理部门应在建筑结构使用过程中进行维护管理。维护管理制度应明确检查、维护的内容、范围和执行计划，应具有针对性。

维护应以预防为主、尽早发现问题，主要技术手段包括日常维护、检测、鉴定与监测技术；发现安全隐患应及时采取有效措施进行处理，以保障结构安全使用。

13.4.2 消能器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、摩擦消能器和黏弹消能器在正常使用和维护情况下可不进行检查；黏滞消能器在正常使用情况下每十年应进行目测检查。所有消能器在二次装修时应进行目测检查。消能器达到设计使用年限时应进行抽样检验，抽样率不小于 3%。

【条文说明】13.4.2 定期检查是由物业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和未按使用维护手册操作的违规行为，并及时整改。定期目测检查的周期主要根据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。

消能器达到设计使用年限后应进行抽样检验，抽样率不小于 3%，当检验结果不合格时，应加大一倍数量进行检验，如检验结果仍不合格时，应进行全数检验，并对不合格的消能器进行更换。

13.4.3 目测检查时，应观察消能器、消能器支撑及连接构件等的外观、变形及其他问题。目测检查内容及维护方法应符合表 13.4.3 的规定。

表 13.4.3 目测检查内容及维护方法

项次	检查内容	维护方法
1	黏滞消能器的导杆上漏油，黏滞阻尼材料泄露	更换消能器
2	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
3	消能部件连接部位的螺栓出现松动	拧紧
4	消能部件被涂装的金属表面外露、锈蚀或损伤，防腐涂装层出现裂纹、起皮、剥落、老化等	重新涂装
5	消能器周围存在可能限制其正常工作的障碍物	及时清除

13.4.4 消能器抽样检验时，应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，测试内容和要求应符合本标准对消能器性能的规定。

【条文说明】13.4.4 抽样检验的目的是了解消能器在使用过程中可能发生的性能参数变化、评估消能器能否达到原设计要求并继续使用。

13.5 灾后检验

13.5.1 消能部件在遭遇地震、强风、火灾等灾害或事故后应进行目测检查，遭遇罕遇地震或火灾后应进行抽样检验。

【条文说明】13.5.1 在遭遇地震、强风、火灾等灾害后应立即对消能部件实施检查，目的是检查确认上述灾害对消能部件性能有无影响，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。当遭遇多遇地震时，结构变形较小，消能器位移也不大，通常不需要进行特别关注，只需增加一次常规检查即可。结构遭遇设防地震和罕遇地震后，消能器会发生较大变形，检查时应对消能器、支撑和连接节点进行认真检查。罕遇地震后还应对消能器进行抽检，检验内容由设计单位确定，并应符合本规程 13.4.4 条的要求。

强风指当地 50 年一遇的风荷载。

13.5.2 灾后目测检查的内容及维护方法应符合表 13.5.2 的规定。

表 13.5.2 灾后目测检查的内容及维护方法

序号	检查内容	维护方法
1	黏滞消能器的导杆上漏油，黏滞阻尼材料泄露	更换消能器
2	金属消能器产生较大变形时进行抽样检验	不合格时全部更换
3	消能部件连接部位的螺栓出现松动，或焊缝有损伤	拧紧、补焊
4	消能部件产生弯曲、局部变形	更换消能部件
5	摩擦消能器的摩擦材料磨损、脱落，接触面施加压力的装置产生松弛	更换相关材料和压力装置

附录 A 钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑结构

A.1 抗震设防烈度为 6 度~9 度，且房屋高度超过本标准第 6.1.2 条规定的钢筋混凝土框架结构最大适用高度，采用屈曲约束支撑加固时，按本附录规定进行抗震设计。

【条文说明】A.1 本节规定的设计方法及要求适用于采用屈曲约束支撑加固超过框架结构适用高度的框架结构。当框架结构高度不超过框架结构最大适用高度，采用屈曲约束支撑加固时，可按本标准第 6 章相关规定设计。

A.2 钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑结构适用高度应符合表 A.2 的规定。

表 A.2 钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑结构适用高度（m）

烈度				
6	7	8（0.2g）	8（0.3g）	9
90	80	70	50	30

【条文说明】A.2 屈曲约束支撑能承担较大的地震作用，但不及抗震墙，其适用高度不宜超过框架-抗震墙结构。超过最大适用高度的房屋，应进行专门研究和论证，采用有效措施。

A.3 采用屈曲约束支撑加固混凝土框架结构房屋时，应根据设防类别、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施的规定。丙类建筑中消能子结构按抗震设防烈度提高一度的要求确定抗震等级；乙类建筑中消能子结构的竖向构件按地震作用效应提高一倍进行设计；钢筋混凝土框架部分抗震等级按本标准第 6.1.3 条框架结构确定。

【条文说明】A.3 乙类建筑抗震设防烈度提高一度确定抗震等级，本标准没有规定时，可取比当前抗震等级高一级的抗震等级；抗震等级高于一级时，取特一级，参见现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 相关规定。

A.4 屈曲约束支撑的布置应符合下列规定：

- 1 屈曲约束支撑宜在结构主轴方向布置。
- 2 屈曲约束支撑宜上下连续布置，当受建筑方案影响无法连续布置时，可在邻近框架中布置，并保证两榀框架间楼板的整体性。
- 3 支撑宜采用人字支撑、V 形支撑或单向斜支撑。
- 4 支撑在平面内的布置应避免增大扭转效应；竖向布置应避免导致出现薄弱层；楼梯间宜布置支撑。

5 底层支撑框架按刚度分配的地震倾覆力矩宜大于结构总地震倾覆力矩的 40%。

【条文说明】A.4 本条主要参照混凝土框架-抗震墙结构的要求，将支撑框架在整个结构中的地位类比于混凝土框架抗震墙中的抗震墙。

支撑与框架组成的抗震侧力构件刚度低于混凝土抗震墙，因此适当调低其承担的地震倾覆力矩比例。

A.5 屈曲约束支撑加固混凝土框架结构的抗震验算应符合下列规定：

1 结构的阻尼比不宜大于 0.045，或可按混凝土框架部分和支撑部分在结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 支撑可按端部铰接杆计算。当支撑斜杆的轴线偏离混凝土柱轴线超过柱宽 1/4 时，应计入附加弯矩作用。

3 混凝土框架承担的地震作用，应按支撑框架结构模型计算。

4 屈曲约束支撑-混凝土框架的层间位移限值按本标准第 4.5.3 条执行。

【条文说明】A.5 屈曲约束支撑-混凝土框架类似混合结构，由于支撑材料为钢材，其阻尼比小于混凝土构件，按能量法，根据两种构件在结构振型应变量中所占比例，确定振型的阻尼比，不同振型，阻尼比不同。当简化估算时，可取 0.045。

屈曲约束支撑具有很强的变形性能，中国建筑科学研究院有限公司进行的钢筋混凝土框架+屈曲约束支撑试验表明，屈曲约束支撑能够与框架共同工作，混凝土框架变形达到 1/50 时，支撑仍能正常工作，因此这是一种两种抗侧力构件共同工作的结构体系，不存二道防线的问题，不需要考虑支撑破坏后结构楼层剪力再分配的问题。其变形也可按框架结构要求。

A.6 屈曲约束支撑与混凝土柱的连接应符合本标准第 11 章相关规定，支撑与混凝土梁、柱的连接不应先于支撑破坏。

【条文说明】A.6 屈曲约束支撑与混凝土柱的连接应符合本规程第 11 章相关规定，支撑与混凝土梁柱连接构造不应先于支撑破坏。

A.7 钢筋混凝土框架部分尚应按本标准第 6 章的规定进行加固设计。

【条文说明】A.7 规定了混凝土框架设计要求。

A.8 罕遇地震下结构楼层弹塑性层间位移角不大于 1/120 时，框架结构抗震措施可按降低一度采用。

【条文说明】A.8 钢筋混凝土框架结构采用屈曲约束支撑加固，如果支撑数量足够，结

合屈曲约束支撑的消能作用，罕遇地震下框架的变形就能够控制在 $1/120$ 以内，达到性能 3 的要求，适当降低抗震措施是可行的。实际操作时，可将结构多遇地震下的弹性层间位移角控制在 $1/800 \sim 1/700$ 。

附录 B 建筑消能阻尼器性能检测表

阻尼器类型	检测项目	检测参数	出厂检验	型式检验	见证检验
黏弹性阻尼器和黏弹性阻尼墙	外观尺寸	长度	√	√	√
		截面有效尺寸	√	√	√
	材料	拉伸强度	×	√	×
		扯断伸长率	×	√	×
		扯断永久变形	×	√	×
		热空气老化后拉伸强度变化率	×	√	×
		热空气老化后扯断伸长变化率	×	√	×
		材料损耗因子	×	√	×
		钢板与阻尼材料之间黏合强度	×	√	×
		钢材	×	√	×
	力学性能	最大阻尼力	√	√	√
		表观剪切模量	√	√	√
		损耗因子	√	√	√
		极限变形	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	老化性能	最大阻尼力	△	√	×
		表观剪切模量	△	√	×
		损耗因子	△	√	×
		极限变形	△	√	×
	疲劳试验	最大阻尼力	√	√	√
		表观剪切模量	√	√	√
		损耗因子	√	√	√
	耐腐蚀性能	外观	×	√	×
	其他相关性能	最大阻尼力	△	√	×
黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙	外观尺寸	长度	√	√	√
		截面有效尺寸	√	√	√
	材料	黏滞材料	×	√	×
		钢材	×	√	×
		密封材料	×	√	×
	力学性能	极限位移	√	√	√
		摩擦力	√	√	√
		最大阻尼力	√	√	√
		阻尼系数	√	√	√

阻尼器类型	检测项目	检测参数	出厂检验	型式检验	见证检验
		阻尼指数	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	疲劳性能	最大阻尼力	△	√	√
		滞回曲线	△	√	√
	密封性能	最大阻尼力	△	√	√
	加载频率相关性	最大阻尼力	△	√	×
	温度相关性	最大阻尼力	△	√	×
金属阻尼器	外观	部件有效尺寸	√	√	√
	材料	低屈服点钢材	×	√	×
		碳素结构钢	×	√	×
		合金结构钢	×	√	×
	力学性能	屈服承载力	√	√	√
		最大承载力	√	√	√
		屈服位移	√	√	√
		极限位移	√	√	√
		弹性刚度	√	√	√
		第2刚度	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	耐久性	疲劳性能	△	√	√
		耐腐蚀性能	△	√	×
屈曲约束耗能支撑	外观	支撑长度	√	√	√
		支撑横截面有效尺寸	√	√	√
		支撑侧弯矢量	√	√	√
		支撑扭曲	√	√	√
	材料	低屈服点钢材	×	√	×
		碳素结构钢	×	√	×
		合金结构钢	×	√	×
	力学性能	屈服承载力	√	√	√
		最大承载力	√	√	√
		屈服位移	√	√	√
		极限位移	√	√	√
		弹性刚度	√	√	√
		第2刚度	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	耐久性	疲劳性能	△	√	√
		耐腐蚀性能	△	√	×
摩擦阻尼器	外观尺寸	长度	√	√	√
		截面有效尺寸	√	√	√

阻尼器类型	检测项目	检测参数	出厂检验	型式检验	见证检验
		封闭外筒或外箱尺寸	√	√	√
	材料	摩擦材料	×	√	×
		金属材料	×	√	×
		螺栓	×	√	×
		弹性垫片	×	√	×
	力学性能	起滑摩擦力	√	√	√
		初始刚度	√	√	√
		极限位移	√	√	√
		滑动摩擦力	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	疲劳性能	滑动摩擦力	√	√	√
		滞回曲线面积	√	√	√
	耐久性	滑动摩擦力	△	√	×
		滞回曲线面积	△	√	×

附 录 C 复振型分解反应谱法计算公式

C.0.1 水平地震作用下，建筑结构的扭转耦联地震作用应符合下列要求：

1 j 振型 i 层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{tj} X_{ji} G_i \quad (i=1,2,\dots,n, \quad j=1,2,\dots,m) \dots\dots\dots (C.0.1-1)$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{tj} Y_{ji} G_i \quad (i=1,2,\dots,n, \quad j=1,2,\dots,m) \dots\dots\dots (C.0.1-2)$$

$$F_{tji} = \alpha_j \gamma_{tj} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \quad (i=1,2,\dots,n, \quad j=1,2,\dots,m) \dots\dots\dots (C.0.1-3)$$

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 、 y 方向的水平相对位移，应按式（C.0.2-2）计算；

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_{tj} ——计入扭转的 j 振型的参与系数，应按式（C.0.2-2）计算。

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：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \dots\dots\dots (C.0.1-4)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \left(1 + \frac{-1 + \lambda_T^2}{\zeta_j + \zeta_k \lambda_T} t_j + \frac{\zeta_k + \zeta_j \lambda_T}{\zeta_j + \zeta_k \lambda_T} t_k t_j \right) \dots\dots\dots (C.0.1-5)$$

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 振型的耦系数，应按式（C.0.2-1）计算；

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：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \cdots \cdots \cdots (C.0.1-6)$$

或

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \cdots \cdots \cdots (C.0.1-7)$$

式中：\$S_x\$、\$S_y\$ 分别为\$x\$向、\$y\$向单向水平地震作用按式（A.0.1-4）计算的扭转效应。

C.0.2 复振型分解反应谱法中第\$j\$阶振型向量和参与系数可按式计算：

$$X_{ji} = \mathbf{Re}(c_{ji}\eta_j\phi_{ji}) \quad (C.0.2-1)$$

$$\gamma_j = \mathbf{Re}(\eta_j\lambda_j) \quad (C.0.2-2)$$

$$c_{ji} = c_{ji}^0 \frac{\eta_j\lambda_j}{\mathbf{Re}(\eta_j\lambda_j)} \quad (C.0.2-3)$$

$$\eta_j = \frac{-\lambda_j^2 \phi_j^T M r}{-\lambda_j^2 \phi_j^T M \phi_j + \phi_j^T K \phi_j} \quad (C.0.2-4)$$

$$c_{ji}^0 = -\frac{(1+\mu_b)\omega_b^2}{(\mu_b\lambda_j^2)} + \frac{-\lambda_j - a}{(-\lambda_j + b\lambda_j^2) \sum_{i=1}^n \frac{G_i\phi_{ji}}{G_b\phi_{jb}}} \quad (C.0.2-5)$$

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）；

\$\lambda_j\$——第\$j\$阶振型对应的特征值；

\$\eta_j\$——第\$j\$阶振型对应的复数形式的振型参与系数；

\$\phi_{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；

\$\omega_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；

\$\alpha\$——上部结构瑞利阻尼对应质量矩阵系数；

\$\beta\$——上部结构瑞利阻尼对应刚度矩阵系数。

C.0.3 \$j\$ 振型水平地震作用效应非比例阻尼影响系数可按式计算：

$$t_j = S_j^v / S_j \quad (C.0.3-1)$$

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式计算：

$$F_{ji}^v = \alpha_j \gamma_j \operatorname{Re} \left[\left(-\zeta_j + i \sqrt{1 - \zeta_j^2} \right) c_{ji} \phi_{ji} \right] G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n, j = 1, 2, \dots, m) \quad (\text{C.0.3-2})$$

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 规程中指明应按其他有关标准、规范执行时，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《工程结构通用规范》GB 55001-2021
- 2 《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068-2018
- 3 《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021
- 4 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008
- 5 《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB55021-2021
- 6 《既有建筑维护与改造通用规范》GB55022-2021
- 7 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024年版）
- 8 《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 9 《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10 《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024年版）
- 11 《高层混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010
- 12 《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 13 《建筑抗震鉴定标准》（GB 50023-2009）
- 14 《混凝土结构工程施工质量验收规范》（GB50204-2015）
- 15 《钢结构焊接规范》（GB50661-2011）
- 16 《建筑抗震加固技术规程》（JGJ 116-2009）
- 17 《既有建筑地基基础加固技术规范》（JGJ 123-2012）
- 18 《民用建筑修缮工程查勘与设计标准》（JGJ/T 117-2019）
- 19 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015
- 20 《建筑消能减震技术规程》JGJ 297-2013
- 21 《建筑消能阻尼器》JG-T 209-2012