



T/CECS ***-2023

中国工程建设标准化协会标准

建筑结构减震与隔震设计导则

Design guidelines for seismic mitigation and isolation of building structures

(征求意见稿)

中国建筑工业出版社

中国工程建设标准化协会标准

建筑结构减震与隔震设计导则

Design guidelines for seismic mitigation and isolation of
building structures

T/CECS XXX - 2023

主编单位：同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司

亚太建设科技信息研究院有限公司

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：XXXX 年 X 月 X 日

中国建筑工业出版社

2023 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会【关于印发《2020 年第二批协会标准制定、修订计划》的通知】（建标协字[2020]23 号）的要求，编制组经深入调查研究，认真总结了近年来的设计经验，参考了国内外先进标准的有关内容，开展了多项专题研究.并在广泛征求意见的基础上，制定本标准。

本标准共分 10 章和 6 个附录，主要内容包括：总则、术语和符号、消能减震结构设计的基本要求、消能器选型与布置、消能部件连接与构造、隔震结构设计的基本要求、隔震装置的选型与布置、隔震层连接与构造、组合减隔震结构设计的基本要求、组合减隔震装置的选型与布置等。

本标准的某些内容可能直接或间接涉及专利，本标准的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本标准由中国工程建设标准化协会抗震专业委员会归口管理，由同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中，如有意见或建议，请反馈给同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司(地址:上海市杨浦区四平路 1230 号，邮编:200092)。

主编单位：同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司

亚太建设科技信息研究院有限公司

参编单位：中国建筑西南设计研究院有限公司

同济大学

清华大学

中国建筑科学研究院有限公司

广州大学

北京市建筑设计研究院有限公司

中国建筑标准设计研究院有限公司

启迪设计集团股份有限公司

震安科技股份有限公司

上海材料研究所

无锡圣丰建筑新材料有限公司

江苏容大减震科技股份有限公司

江苏力汇振控科技有限公司

北京构力科技有限公司

苏州海德新材料科技股份有限公司

主要起草人员：

丁洁民 王学东（以下按姓氏笔画排序）

丁孙玮 王世玉 王 彬 王惠强

邓 烜 朱忠义 安晓文 杨 俊

束伟农 肖 川 吴小宾 吴志峰

吴宏磊 吴蓓蓓 张 敏 张 超

陈长嘉 周 颖 袁雪芬 彭志桢

管庆松 谭 平 潘 鹏 薛彦涛

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	消能减震结构设计的基本要求.....	7
3.1	概念设计	7
3.2	结构设计的基本要求.....	7
3.3	计算分析的基本要求.....	10
3.4	专项设计审核要点.....	15
4	消能器选型与布置.....	17
4.1	一般规定	17
4.2	消能器产品性能.....	17
4.3	消能器选型方法.....	19
4.4	消能器布置原则.....	19
5	消能部件连接与构造.....	21
5.1	一般规定	21
5.2	连接	23
5.3	构造措施	26
6	隔震结构设计的基本要求.....	28
6.1	概念设计	28
6.2	结构设计的基本要求.....	28
6.3	计算分析的基本要求.....	34
6.4	专项设计审核要点.....	36
7	隔震装置的选型与布置.....	38
7.1	隔震装置产品性能.....	38
7.2	隔震装置选型方法.....	43
7.3	隔震装置布置原则.....	45
8	隔震层连接与构造.....	46
8.1	一般规定	46
8.2	连接	46

8.3 构造措施	47
9 组合减隔震结构设计的基本要求.....	49
9.1 概念设计	49
9.2 结构设计的基本要求.....	49
9.3 计算分析的基本要求.....	49
9.4 专项设计审核要点.....	50
10 组合减隔震装置的选型与布置.....	51
10.1 组合减隔震装置的选型方法.....	51
10.2 组合减隔震装置的布置原则.....	52
附录 A 标准化消能器产品规格及性能参数	54
附录 B 标准化隔震支座产品规格及性能参数	58
附录 C 专项审查报告参考框架	63
附录 C.1 消能减震结构专项审查报告参考框架	63
附录 C.2 隔震结构专项审查报告参考框架	64
附录 D 消能器及隔震支座检验项目	66
附录 E 施工安装位置的允许偏差和检验方法	70
附录 F 现行相关规范、规程、图集.....	72
条文说明.....	73

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols.....	2
2.1	Terms.....	2
2.2	Symbols	4
3	Basic requirements for the design of seismic mitigation structures	7
3.1	Conceptual design.....	7
3.2	Basic requirements for structural design.....	7
3.3	Basic requirements for calculation and analysis	10
3.4	Key points for special design review	15
4	Selection and distribution of energy dissipation devices	17
4.1	General provisions	17
4.2	Performance of energy dissipation devices.....	17
4.3	Selection method of dissipation devices	19
4.4	Distribution principle of dissipation devices.....	19
5	Connection and detailing of energy dissipation part.....	26
5.1	General provisions	26
5.2	Connection	28
5.3	Detailing.....	26
6	Basic requirements for the design of seismic isolation structures.....	28
6.1	Conceptual design.....	28
6.2	Basic requirements for structural design.....	28
6.3	Basic requirements for calculation and analysis	39
6.4	Key points for special design review	36
7	Selection and distribution of isolation devices.....	38
7.1	Performance of isolation devices	38
7.2	Selection method of isolation devices	43
7.3	Distribution principle of isolation devices	48
8	Connection and detailing of isolation interface.....	46
8.1	General provisions	46
8.2	Connection	46
8.3	Detailing.....	47
9	Basic requirements for the design of seismic-isolated structure with energy dissipation technology.....	49

9.1	Conceptual design.....	49
9.2	Basic requirements for structural design.....	49
9.3	Basic requirements for calculation and analysis	49
9.4	Key points for special design review	50
10	Selection and distribution of combined energy dissipation and isolation devices	59
10.1	Selection method of combined energy dissipation and isolation devices	59
10.2	Distribution principle of combined energy dissipation and isolation devices.....	52
Appendix A Standardizing products and performance parameters of energy dissipation devices		54
Appendix B Standardizing products and performance parameters of isolation devices		58
Appendix C Reference framework for special review reports		63
Appendix C.1 Reference framework for special review reports of seismic mitigation structure		63
Appendix C.2 Reference framework for special review reports of seismic isolation structure		64
Appendix D Insprection items for energy dissipation devices and isolation devices		66
Appendix E Permissible deviations and inspection methods for construction and installation positions		70
Appendix F Current relevant standards, codes, and atlases		72
Explanation of Provisions		73

1 总 则

1.0.1 为指导建筑结构减震与隔震设计，确保建筑结构减震与隔震设计的安全性、经济性，制定本导则。

1.0.2 本导则适用于各类建筑的新建工程。城市建筑的改建、扩建工程中的减震与隔震设计，可参照本导则执行。

1.0.3 建筑结构减震与隔震设计除应符合本导则的规定外，尚应符合国家及行业现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 消能器 energy dissipation devices

又称阻尼器，是通过内部材料或构件的弹塑性或黏性滞回变形，或元件、构件间的摩擦等方式来耗散或吸收能量的装置。根据其耗能特点，可划分为位移相关型、速度相关型和复合型。

2.1.2 消能减震结构 energy dissipation structure

设置了消能器的结构。消能减震结构包括主体结构和消能部件。

2.1.3 黏滞消能墙 viscous damping wall

以黏滞流体为阻尼介质的速度相关型减震(振)装置，一般由墙形状的非封闭金属箱型容器、活动板块及黏滞流体介质等部分组成，利用板块在黏滞介质中运动，产生与活动板块速度相关的阻尼力，耗散地震输入结构中能量的减震(振)装置，其阻尼力与板块运动速度一般呈非线性关系，其代号为 VDW。

2.1.4 黏弹性消能器 visco-elastic damper

又称黏弹性阻尼器，由黏弹性材料和约束层(钢板、或圆形、或矩形钢筒等)组成，利用黏弹性材料间产生的剪切或拉压滞回变形来耗散能量的减震(振)装置，其代号为 VED。

2.1.5 消能器设计使用年限 design working life of energy dissipation device

消能器在正常使用和维护情况下所具有的不丧失有效功能的期限。

2.1.6 消能器设计位移 design displacement of energy dissipation device

消能减震结构在罕遇地震作用下消能器两端的任意两个参考点发生的最大相对位移值，用 D_i 表示。

2.1.7 消能器设计速度 design velocity of energy dissipation device

消能减震结构在罕遇地震作用下速度型消能器两端的任意两个参考点发生的最大相对速度值，用 V_a 表示。

2.1.8 消能器极限位移 ultimate deformation of energy dissipation device

消能器能达到的最大变形量，用 D 表示，消能器的变形超过该值后认为消能器失去消能功能，通常取为设计位移 D 的 1.2 倍。

2.1.9 消能器极限速度 ultimate velocity of energy dissipation device

消能器能达到的最大速度值，用 V 表示。消能器的速度超过该值后认为消能器失去消能功能，通常取为设计速度 V_a 的 1.2 倍。

2.1.10 隔震建筑 seismic isolated building

在建筑物中设置隔震装置而形成的结构体系。包括上部结构、隔震层、下部结构和基础。隔震房屋和隔震结构的定义与此相同。

2.1.11 隔震层 isolation interface

设置在被隔震的上部结构与下部结构或基础之间的全部隔震装置的总称。包括全部隔震支座、阻尼装置、抗风装置、限位装置、抗拉装置、附属装置及相关的支承或连接构件。

2.1.12 隔震结构阻尼装置 damping device of the isolated structure

设置在隔震层的吸收并耗散地震输入能量而使隔震层振动位移反应衰减的装置。

2.1.13 隔震结构抗风装置 wind-resistant device of the isolated structure

隔震结构中抵抗风荷载的装置。可以是隔震支座的组成部分，也可以单独设置。

2.1.14 隔震结构抗拉装置 tension-resistant device of the isolated structure

隔震结构中抵抗拉应力的装置。

2.1.15 隔震结构限位装置 stopper of the isolated structure

限制隔震层在最不利状态下产生超过水平容许位移的装置。

2.1.16 支座摩阻力 frictional resistance

弹性滑板支座和摩擦摆隔震支座的摩擦阻力。

2.1.17 屋盖隔震 roof isolation

隔震层设置在建筑物顶层屋盖与柱顶之间的隔震形式。

2.1.18 组合减隔震结构 seismic-isolated structure with energy dissipation technology

在隔震结构的基础上，在隔震层内或隔震层以外楼层布置消能部件的结构。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

G_{eq} , G ——结构等效总重力荷载、集中于 i 质点的重力荷载代表值;

F_{ji} —— j 振型 i 质点的水平地震作用标准值;

F_{xji} , F_{yji} , $F_{\tau ji}$ ——分别为 j 振型 i 质点 x 方向、 y 方向及转角方向的水平地震作用标准值;

S ——地震作用效应与其他荷载效应的基本组合;

S_E ——地震作用效应(弯矩、轴向力、剪力、应力和变形);

S_k ——作用、荷载标准值的效应;

V_{Eki} ——结构第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力;

N ——轴向压力;

F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值。

2.2.2 结构参数

F_{sy} ——设置消能部件的主体结构层间屈服剪力;

T_i ——消能减震结构的第 i 阶振型周期;

ζ_1 ——主体结构阻尼比;

f_1 ——结构基频;

Δu_{sy} ——设置消能部件的主体结构层间屈服位移;

T ——减、隔震结构自振周期;

X_{ij} ——位移振型坐标(j 振型主质点的 x 方向相对位移);

Y_{ij} ——位移振型坐标(j 振型主质点的 y 方向相对位移);

ϕ_{ij} ——转角振型坐标(j 振型 i 质点的转角方向相对位移);

n ——总数, 如楼层数、质点数等;

W_s ——结构在水平地震作用下的总应变能;

R ——结构构件承载力;

u ——结构层间位移;

$[\theta]$ ——楼层位移角限值。

2.2.3 消能器或隔震支座参数

K ——沿消能方向消能器初始刚度;

F_D ——金属消能器对应设计位移时的设计承载力；
 D_d, D_u ——分别为消能器的设计位移、极限位移；
 K_d ——沿消能方向消能器刚度或金属消能器的卸载刚度；
 K_e ——沿消能方向消能器等效刚度；
 D_{y1}, F_{y1} ——金属消能器的初始屈服位移与初始屈服力；
 D_{y2}, F_{y2} ——金属消能器的计算屈服位移与计算屈服力；
 K_{h2} ——金属消能器全截面屈服后的滞回曲线的屈服后刚度；
 F_{s2} ——金属消能器三线性骨架曲线上第 2 个屈服力；
 K_b ——支撑构件沿消能方向的刚度；
 μ ——消能器或支座滑移面摩擦系数；
 n_f ——传力摩擦面数；
 w_{cj} ——第 j 个消能部件在结构预期层间位移下往复循环一周所消耗的能量；
 ζ_d ——消能部件附加给结构的有效阻尼比；
 u ——沿消能方向消能器两端相对位移或隔震支座位移；
 Δu_{py} ——位移型消能部件在水平方向的屈服位移；
 μ_d ——延性系数，即位移型消能器屈服位移与计算屈服位移之比；
 F_d ——沿消能方向消能器阻尼力；
 C_d ——黏滞阻尼系数；
 α ——黏滞阻尼指数；
 G ——黏弹性消能器的表观剪切模量；
 η_1 ——黏弹性消能器损耗因子；
 K_u ——黏弹性消能器的储能刚度；
 S_1 ——隔震橡胶支座第一形状系数；
 S_2 ——隔震橡胶支座第二形状系数；
 K_v ——隔震支座竖向压缩刚度；
 K_h ——隔震支座水平等效刚度；
 h_{eq} ——隔震支座等效阻尼比；
 Q_d ——隔震支座屈服力；

W_d ——隔震支座每个加载循环消耗能量；

σ_0 ——隔震支座设计压应力；

γ_0 ——隔震支座设计剪应变。

2.2.4 计算系数

α ——地震影响系数；

$\alpha_{\max}$ ——地震影响系数最大值；

$\alpha_{u\max}$ ——向地震影响系数最大值；

γ ——反应谱曲线下降段的衰减指数；

η ——反应谱曲线的阻尼调整系数；

ζ ——减震结构总阻尼比或隔震层阻尼力；

α_j ——j 振型周期的地震影响系数；

γ_j ——j 振型的参与系数；

γ_{tj} ——计入扭转的 j 振型的参与系数；

ρ_{ij} ——j 振型与 i 振型的偶联系数；

$\gamma_G, \gamma_E, \gamma_W$ ——作用分项系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

ψ ——组合值系数；

λ ——水平地震剪力系数。

3 消能减震结构设计的基本要求

3.1 概念设计

3.1.1 消能减震技术可用于新建建筑结构和既有建筑结构加固设计。

3.1.2 消能减震技术可用于降低地震作用、减小变形、改善舒适度等。

3.1.3 消能器选型时，可针对不同的结构特性进行选取。当结构主要受刚度控制时，可选用位移型消能器，通过消能器的附加刚度作用，增加结构整体刚度，满足结构变形控制需求；当结构主要受承载力控制时，可选用速度型消能器，通过消能器的附加阻尼作用，减小地震作用，满足结构构件承载力需求。当结构以剪切变形为主时，可采用剪切型消能器，如黏滞消能墙、墙式黏滞消能器、柱间支撑式黏滞消能器、墙式金属屈服型消能器等；当结构以弯曲变形为主时，可采用弯曲型消能器，如黏滞消能伸臂、金属屈服型消能伸臂、金属屈服型消能连梁、墙式金属屈服型消能器等。

3.1.5 消能减震建筑的场地宜选择对抗震有利地段，不应选择危险地段；当无法避开不利地段时应采取有效的措施。

3.2 结构设计的基本要求

3.2.1 一般要求

1 消能减震结构设计应保证主体结构符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定；楼（屋）盖宜满足平面内无限刚性的规定。当楼（屋）盖平面内无限刚性要求不满足时，应考虑楼（屋）盖平面内的弹性变形，并建立符合实际情况的力学分析模型。抗震计算分析模型应同时包括主体结构与消能部件。

2 当在垂直相交的两个平面内布置消能器，且分别按不同水平方向进行结构地震作用分析时，应考虑相交处的柱在双向地震作用下的受力。

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

4 消能减震结构的抗震变形验算应符合下列规定：

(1) 消能减震结构的弹性层间位移角限值应按《建筑抗震设计规范》GB

50011规定取值。

(2) 消能减震结构的弹塑性层间位移角限值应不大于《建筑抗震设计规范》GB 50011规定的限值要求。

5 对于《建设工程抗震管理条例》中要求需保证设防地震下满足正常使用功能的建筑，尚需满足相关规范具体要求。

3.2.2 主体结构设计要求

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

2 主体结构的构造措施应符合下列规定：

(1) 主体结构的抗震等级应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 取值。

(2) 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，主体结构的抗震构造措施要求可适当降低，最大降低程度应控制在 1 度以内。

3.2.3 子结构设计要求

1 消能子结构的强度和刚度应满足《建筑消能减震技术规程》JGJ 297的相关要求。

2 消能子结构的强度应满足下列要求：

(1) 消能子结构中非消能部件的梁、柱、墙构件应按重要构件进行设计，并应考虑罕遇地震作用效应和其它荷载作用标准值的效应，其值应小于构件极限承载力。构件作用效应计算时，应考虑构件的弹塑性。

(2) 消能减震结构进行性能化设计时，消能子结构性能要求宜比其他相邻主体结构构件高一个等级。

(3) 消能子结构的连接件在罕遇地震下宜保持承载力弹性。

(4) 消能子结构的框架柱在两个方向都应满足上述强度要求。

3 消能子结构的截面抗震验算应符合下列规定：

(1) 消能子结构中非消能部件的梁、柱和墙截面设计应考虑消能器在极限位移或极限速度下的作用。

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

(3) 消能部件的节点和构件应进行消能器极限位移和极限速度作用下的截面验算。

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

4 消能子结构的设计应着重加强节点、构件的延性, 可采用沿构件全长提高配箍率、增设型钢等方法。消能部件子结构的构造措施应符合下列规定:

(1) 消能子结构的抗震构造措施按设防烈度要求执行。

(2) 为混凝土或型钢混凝土构件时, 构件的箍筋加密区沿全长布置, 且箍筋最小直径应满足现行国家标准要求; 为剪力墙或支墩时, 其端部宜设暗柱, 其箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径, 应高于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中框架柱的规定。剪力墙、支墩沿长度方向全截面箍筋应加密, 并配置网状钢筋。

(3) 为钢结构时, 钢支撑、钢梁、钢柱节点的构造措施应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 中的规定。

5 消能减震子结构设计方法可按如下步骤:

(1) 进行小震弹性分析(振型分解反应谱法), 取材料设计值进行结构设计, 得到消能子结构配筋。消能子结构要满足强柱弱梁要求。

(2) 根据上述配筋, 对消能子结构进行罕遇地震下结构弹塑性时程分析, 得到罕遇地震下消能子结构的内力。针对位移型消能器相连的子结构内力, 也可采用大震等效弹性计算。

(3) 根据罕遇地震计算得到的内力, 对子结构进行校核, 子结构中的框架柱和梁应满足抗剪弹性, 节点连接部位对应节点区域应满足抗剪弹性, 当采用支撑、支墩连接时, 支撑、支墩根部对应梁截面应满足抗弯不屈服和抗剪弹性。

(4) 消能子结构的抗震等级高于主结构一级, 当主结构为特一级时, 消能

子结构允许不再提高。

3.2.4 试验和观测

- 1 对甲类减震建筑、体型复杂或有特殊要求的减震建筑，可采用模拟地震振动台试验对减震方案进行验证。
- 2 对较重要或有特殊要求的减震建筑，宜设置地震反应观测系统。
- 3 减震建筑宜设置记录消能器地震变形响应的装置。

3.3 计算分析的基本要求

3.3.1 消能减震结构的地震作用，应符合下列规定：

- 1 应在消能减震结构的各个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，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度时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。
- 3 质量和刚度分布明显不对称的消能减震结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。
- 4 8度及8度以上的大跨度与长悬臂消能减震结构及9度时的高层消能减震结构，应计算竖向地震作用。
- 5 对平面投影尺度很大的空间结构和长线形结构，地震作用计算时应考虑地震地面运动的空间和时间变化。
- 6 地震影响系数及反应谱曲线要求参照《建筑抗震设计规范》GB50011 相关条文执行。

3.3.2 消能减震结构分析模型应正确地反映不同荷载工况的传力途径、在不同水准地震动下主体结构和消能器所处的工作状态。

3.3.3 消能减震结构的分析方法应根据主体结构、消能器的工作状态选择，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法、静力弹塑性分析法和弹塑性时程分析法。在弹性时程分析和弹塑性时程分析中，消能减震结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

3.3.4 消能减震结构的地震作用效应计算，建议如下：

1 为获得减震结构的楼层剪力，层间位移角等参数及消能器的耗能状态、附加阻尼比而进行的整体计算分析时，若采用速度型消能器，建议采用动力时程分析方法；若采用位移型消能器，建议优先采用时程分析方法，可采用考虑附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法。

2 对消能器及与消能器相连的构件进行设计时，应采用动力时程分析方法；对不与消能器相连的构件进行设计时，可采用考虑附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法。

3.3.5 采用时程分析法分析时，地震加速度时程波应符合下列要求：

1 应按建筑场地类别和设计地震分组选实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际强震记录数量不应少于总数的2/3，不宜均采用同一地震事件，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，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于20%。加速度时程的最大值可按表 3.2.6采用。

表 3.2.6 时程分析所用地震加速度时程的最大值（cm/s²）

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

2 地震加速度时程波的持续时间不宜小于减震结构自振周期的5倍和15s。

3 宜取7组及以上的加速度时程曲线进行计算，计算结果可取时程分析法的平均值。罕遇地震采用动力弹塑性分析时，可取3组加速度时程曲线计算结果的包络值或7组及以上的加速度时程曲线计算结果的平均值。

4 消能减震结构用于时程分析地震波的选取要求：首先采用无消能器的结构模型以结构固有阻尼按《建筑抗震设计规范》GB 50011第5.1.2节要求进行选波。选出的地震波后在有消能器的结构模型按时程分析计算附加阻尼比，附加刚度及基底剪力；每条时程曲线计算所得的结构底部剪力应与考虑附加刚度及附加阻尼比的结构模型CQC反应谱法计算结果的偏差不大于35%，多条时程曲线平均值偏差不大于20%。

3.3.6 消能减震结构采用弹塑性时程分析法计算时，根据主体结构构件弹塑性参数和消能部件的参数确定消能减震结构非线性分析模型，相对于弹性分析模型可有所简化，但二者的线性分析结果应基本一致。

3.3.7 消能减震结构动力时程分析方法的选用建议：

1 弹性时程分析可采用FNA法(快速非线性分析)，模态分析类型宜选用Ritz法，且分析模态数量应充足，使用阻尼单元有一定的模态动荷载参与系数。

2 宜选用考虑消能器非线性特征的直接积分法计算消能部件附加给结构的有效阻尼比，瑞利阻尼的质量和刚度比例系数选取涉及的频率区间，应包含对响应有贡献的大部分频率。

3 弹塑性分析宜采用考虑消能器非线性特征的直接积分法，考虑双向或三向地震输入。

3.3.8 大型复杂消能减震结构在地震作用下的内力、变形分析及减震效果评价，宜采用不少于两个合适和成熟的不同软件进行对比分析，计算结果应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。各计算模型应保持一致。在弹性模型条件下，各软件计算所得的质量、周期相对误差不宜大于5%；振型分解反应谱法所得的层间剪力，除顶部个别楼层外，相对误差不宜大于10%。

3.3.9 消能器的恢复力模型宜按下列规定选取：

- 1 金属屈服型消能器和屈曲约束支撑可采用双线性模型、三线性模型或Wen模型。
- 2 摩擦消能器、铅消能器可采用理想弹塑性模型。
- 3 黏滞消能器可采用麦克斯韦模型。
- 4 黏弹性消能器可采用开尔文模型。
- 5 其他类型消能器模型可根据组成消能器的元件是采用串联还是并联具体确定。

3.3.10 消能器与斜撑、支墩等附属构件组成消能部件时，应保证支撑具有合理的刚度，支承构件沿消能器消能方向的刚度应符合下式3.3.10-1或3.3.10-2规定：

$$K_b \geq K_1 \quad (3.3.10-1)$$

$$K_b \geq 6K_e \quad (3.3.10-2)$$

式中： K_b —支撑构件沿消能器消能方向的刚度（kN/m）；

K_1 —消能器的初始刚度；

K_e —设计位移对应的割线刚度（有效刚度），即设计承载力与设计位移之比。

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

3.3.12 消能部件附加给结构的有效阻尼比常用计算方法有两种，包括现行《建筑抗震设计规范》GB 50011 采用的基于能量的应变能法、能量曲线对比法。

1 规范规定的应变能法

$$\xi_d = \sum_{j=1}^n W_{cj} / 4\pi W_s \quad (3.2.14-1)$$

式中：

ξ_d —消能减震结构的附加有效阻尼比；

W_{cj} —下往复循环一周所消耗的能量(kN.m)；

Δu_j —第j个消能部件在结构预期层间位移；

W_s —设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能(kN.m)。

n —消能部件的总个数。

当不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能 W_s ，可按式估算

$$W_s = \sum F_i \mu_i / 2 \quad (3.2.14-2)$$

式中：

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

u_i —质点i对应的水平地震作用标准值的位移(m)。

非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \lambda_1 F_{dj\max} \Delta \mu_j \quad (3.2.14-3)$$

式中：

λ_1 —阻尼指数的函数，可按照下表3.2.14-1取值；

F_{djmax} —第j个消能器在相应水平地震作用下的最大承载力；

Δu_j —第j个消能器两端的最大相对水平位移(m)。

表 3.2.14-1 λ_1 值

阻尼指数 α	λ_1 值
0.10	3.82
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	3.10

位移相关型在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \sum A_j \quad (3.2.14-4)$$

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

2 能量曲线对比法

能量曲线对比法是基于结构各部分的耗能与其自身的阻尼呈线性关系，根据结构固有阻尼比、结构固有阻尼比对应的耗能和消能器总耗能，推算消能器附加给结构的阻尼比。可按下式计算：

$$\xi_d = \frac{W_d}{W_1} \cdot \xi_1 \quad (3.2.14-5)$$

式中： ξ_d —减震结构的附加有效阻尼比；

ξ_1 —减震结构的固有阻尼比；

W_d —所有消能部件消耗的能量（kN.m）；

W_1 —结构固有阻尼比对应消耗的能量（kN.m）。

工程中通常取最终时刻计算阻尼比，此时结构各部分耗能趋于稳定。

3.3.13 消能减震结构在多遇、设防和罕遇地震作用下的附加有效阻尼比宜分别计算，用于结构构件截面抗震验算的地震作用计算的附加阻尼比贡献，可取多遇地震的附加有效阻尼比；对于复杂减震结构中的抗震性能目标为中震弹性的重要构件，应进一步取设防地震下的附加有效阻尼比进行抗震截面及承载力验算。

3.3.14 消能减震结构的总刚度应为主体结构刚度和消能部件附加给主体结构的

有效刚度之和，且应考虑不同变形状态导致的刚度差异。

3.4 专项设计审核要点

建筑消能减震结构设计应进行抗震设防专项（超限）审查、施工图设计审核要点。

3.4.1 抗震设防专项设计审核要点

1 消能减震结构性能目标：

消能减震结构进行性能化设计时需确定主体结构及子结构的性能目标，且不低于表3.4.1。

3.4.1 减震结构最低性能目标

构件		性能目标	设计方法
主体结构		多遇地震，全楼完全弹性	工况组合采用考虑各种系数的设计组合，材料强度采用设计值
消能子结构	支撑、支墩及其相连的梁根部截面	大震下抗弯不屈服、抗剪弹性	以大震下构件的弹塑性或等效弹性的内力进行截面配筋，材料强度抗剪计算采用设计值，抗弯计算采用标准值
	周围框架及节点	大震下满足强度极限要求	以大震下构件的弹性弹塑性或等效弹性的内力进行配筋，材料强度采用标准值（极限值）；与之相邻的框架梁柱根据“强柱弱梁”原则进行设计；并验算节点

2 消能器的选型及布置

应根据建筑使用功能、结构受力特点和消能器性能特性，选用合理的消能器类型、规格及布置形式。

3 消能器力学模型

消能器应选择合适的恢复力模型，以准确反映其力学特性。

4 计算软件及分析方法

减震结构分析应采用合理的计算分析方法，以准确模拟消能器的力学性能、计算其对主体结构的实际减震作用。

5 地震波的选取

地震波的选取应满足规范相关要求。

6 减震相关指标计算

应给出多遇地震或设防地震作用下的附加有效阻尼比、附加刚度的确定方法及计算过程。附加阻尼比和附加刚度可采用合理的方法进行初步估算；速度相关型消能器只需确定附加阻尼比，位移相关型消能器要同时确定附加阻尼比和附加刚度。

7 主体结构相关指标计算

根据性能目标的要求，提供不同地震水准下，结构的整体响应情况及构件性能状态，以验算是否满足规范及性能目标要求。

8 子结构验算

根据性能目标的要求，对消能子结构进行性能复核。

9 专项审查资料

消能减震结构抗震设防专项审查资料中应包含专项审查报告及计算模型主要结果的计算书。审查中应对计算模型和计算过程进行复核，检查设计过程中的数据合理性和准确性，使设计分析模型符合结构真实受力情况。

3.4.2 施工图设计审核要点

1 消能减震结构施工图设计审核要点应根据专项审查报告及其回复，核查消能器的类型、连接方式、设计指标、使用年限、检验要求、数量、布置位置等，如发生明显变化，应重新进行专项审查。

2 消能减震结构施工图设计文件中应有消能减震的设计说明、消能器安装大样、消能器连接件验算、消能器检验要求等。（每种消能器安装大样、每种消能器安装连接件的设计资料）

3 消能减震结构施工图设计审核要点需核查用于弹塑性分析计算模型的配筋，并与用于专项审查时的近似计算模型的配筋以及结构总质量、主要周期等重要指标应与近似计算模型保持大致相同。

4 消能减震结构施工图设计审核要点中应采用非线性时程分析方法复核用于近似计算模型的等效阻尼比、等效刚度，误差不宜超过5%，不应超过10%。

5 消能减震结构施工图设计审核要点应根据专项审查资料中罕遇地震作用下消能子结构的设计方法，对每一个子结构的设计资料进行复核。

6 施工图设计应明确消能器的施工安装顺序。

4 消能器选型与布置

4.1 一般规定

4.1.1 消能器与主体结构的连接型式应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择，可采用支撑型、墙型、门架型和腋撑型等。

4.1.2 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字形和人字形等布置，不宜采用“K”字形布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽厚比或径厚比应满足《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的规定。

4.1.3 布置时应留足够工作空间，保证消能器变形不受阻挡。

4.2 消能器产品性能

4.2.1 消能器的设计工作年限一般为 50 年，其中黏滞消能器(黏滞阻尼墙)工作年限为 30 年。。当消能器达到设计工作年限时应及时检测，重新确定消能器工作年限或更换。当消能减震结构遭遇地震和火灾、水灾等意外后，应对消能器进行检查和维护，重新确定消能器工作年限，必要时应进行更换。

4.2.2 消能器应具有良好的耐久性能，消能器工作环境应满足设计要求，不满足时应采取相应措施。

4.2.3 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。

4.2.4 消能器的材性应符合下列规定：

- 1 屈曲约束支撑的核心单元宜采用低屈服点钢材，且伸长率应大于 30%， 屈强比应小于 0.8， 常温下冲击功韧性应大于 27J；约束单元宜采用碳素结构钢或合金结构钢；填充材料抗压强度标准值不宜低于 20MPa。
- 2 金属屈服型消能器耗能段宜采用低屈服点钢材，其伸长率不应小于 40%，屈强比应小于 0.8，0℃下冲击功韧性应大于 27J。

3 摩擦消能器应采用不低于 Q235B 性能的钢材，摩擦材料的极限抗压强度不应低于 60MPa。

4 黏滞消能器的缸体和活塞杆宜采用优质碳素结构钢、合金结构钢或不锈钢；黏滞阻尼材料黏度变化率不应超过±5%，在 230℃×2h 下挥发份不应超过 0.75%；密封材料应选择高强度、耐磨、耐老化的密封材料，主密封不宜使用 O 型密封圈。

5 黏弹性材料质量指标应符合表 4.2.4 的规定；钢材宜采用碳素结构钢或合金结构钢。

表 4.2.4 黏弹性材料性能指标

项目		指标
拉伸强度/MPa		≥5
扯断伸长率%		≥500
扯断永久变形/%		≤80
热空气老化 70℃*72h	拉伸强度变化率/%	≥-20 或≤20
	扯断伸长变化率/%	≥-20 或≤20
(0~40)℃工作频率材料损耗因子 β		≥0.5
钢板与阻尼材料之间的黏合强度/MPa		≥2.5

4.2.5 消能器的性能应符合下列规定：

- 1 消能器中非消能构件在不低于消能器 1.5 倍极限阻尼力作用下，应满足强度及稳定性要求。
- 2 消能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。
- 3 消能器的屈服位移或起滑位移不宜小于 0.5mm。
- 4 消能器应采取措施以具有阻燃性，火灾后应对消能器进行基本力学性能和耐久性能的检测，其指标偏差超过 15%时应进行更换。

4.2.6 对消能器进行疲劳循环加载时，应连续往复加载 30 个循环。对于位于高烈度设防地区、地震重点监视防御区的新建学校、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，建筑消能器疲劳试验应进行两次连续往复加载，每次加载 30 个循环，两次加载间隔不超过 24h。。

4.2.7 消能器标准化产品规格及力学性能参数可参照本导则附录X。

4.2.8 消能器应进行型式检验、出厂检验和见证检验。型式检验应由具有检测资质的第三方进行，抽样试件数目不得少于 3 件。型式检验项目和各项指标应全部符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的有关规定。

4.3 消能器选型方法

4.3.1 消能器的选择应考虑结构类型、使用环境、结构控制参数等因素，根据结构在地震作用时预期的结构位移或内力控制要求，选择不同类型的消能器。

4.3.2 主体结构附加阻尼不足时，可采用速度型消能器；主体结构抗侧刚度和附加阻尼同时不足时，可采用位移型消能器和复合型消能器。

4.3.3 消能器的设计参数应经试验确定。

4.3.4 在温度或 50 年一遇标准风荷载作用下，摩擦消能器不应进入滑动状态，金属消能器和屈曲约束支撑不应产生屈服。屈曲约束支撑在多遇地震作用下不宜屈服耗能。

4.3.5 当消能器在多遇地震作用下不屈服时，其屈服承载力应高于其按基本组合所得的内力。

4.3.6 计算屈曲约束支撑的刚度时，应考虑相连节点板与 BRB 产品本体的串联刚度。

4.3.7 设计中应考虑消能器性能偏差、连接安装方式等的不利影响，主体结构设计采用的附加阻尼比宜留有安全储备。

4.4 消能器布置原则

4.4.1 消能部件的布置应沿结构两个主轴方向分别设置，并宜使结构在两个主轴方向的动力特性相近。

4.4.2 消能部件的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀，不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层。

4.4.3 消能部件宜布置在层间相对位移或相对速度较大的楼层，同时可采用合理形式增加消能器两端的相对变形或相对速度。

4.4.4 消能减震结构布置消能部件的楼层中，消能器的最大承载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%。

4.4.5 外墙处的消能部件应设置在围护墙体内侧；当消能部件与内墙处于同一平面时，应采取有效措施确保消能器及其支承构件在地震作用下的变形不受阻碍。

4.4.6 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部件使用的环境、检查和维护要求。

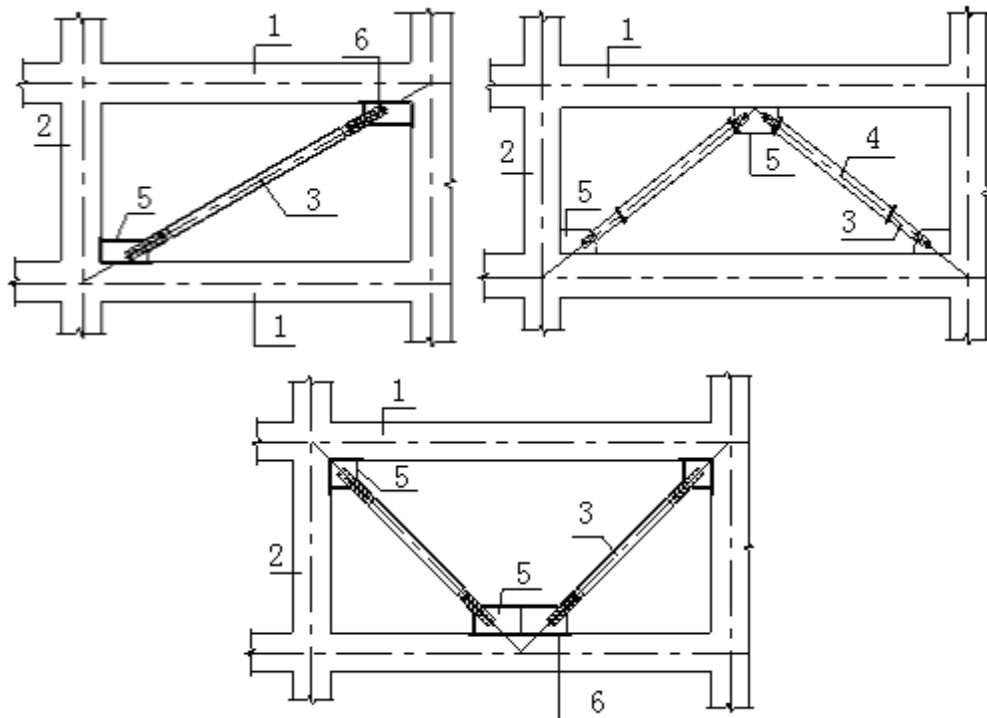
5 消能部件连接与构造

5.1 一般规定

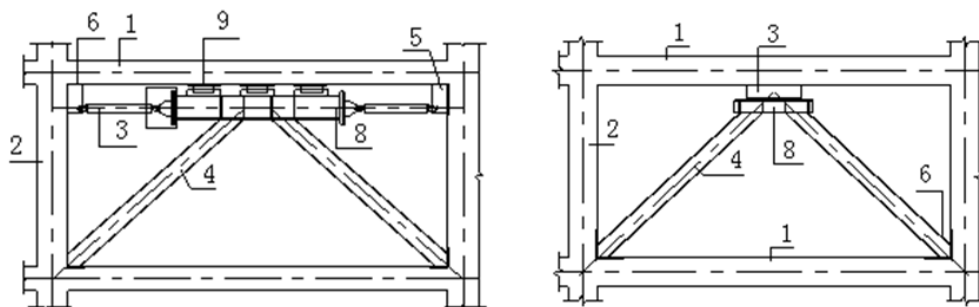
5.1.1 消能器与主体结构的连接形式应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择，可采用支撑型、墙型、门架型和腋撑型等。

【条文说明】消能器与主体结构的连接，根据消能器的不同，可采用不同的连接形式（图5.1.1）。K形支撑布置时会在框架柱中部交点处给柱带来侧向集中力的不利作用，在地震作用下，可能因受压斜杆屈曲或受拉斜杆屈服，引起较大的侧向变形，使柱发生屈曲甚至造成倒塌，故不宜采用“K”字形布置。

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



(a) 支撑型



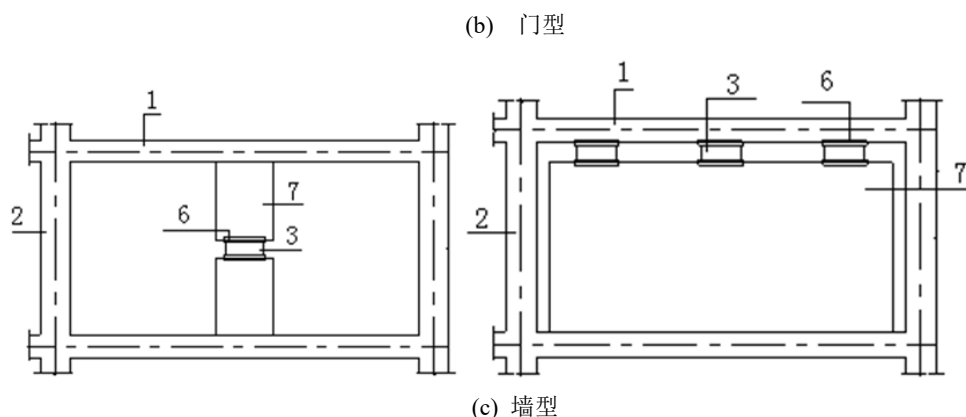


图 5.1.1 消能器与主体结构的连接形式

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

5.1.2 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字形和人字形等布置，不宜采用“K”字形布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽厚比或径厚比应满足《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

5.1.3 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强度螺栓、焊接或销轴。应优先采用能有效消除连接间隙的连接方式。高强度螺栓及焊接的计算、构造措施要求应符合《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

5.1.4 设计中应对预埋件、支撑和墙及节点板的刚度、强度和稳定性进行验算。

5.1.5 在消能器设计承载力作用下，消能部件中的支撑、连接元件、连接板及其下的结构梁应处于弹性工作状态。与消能器相连的预埋件、支撑、墙及节点板的作用力应取消能器的极限阻尼力。

5.1.6 消能器与支撑、支承构件的连接与构造应符合钢构件连接、钢与钢筋混凝土构件连接、钢与型钢混凝土构件连接的规定。

5.1.7 消能减震建筑应设置标识，标明消能部件功能的特殊性，及使用和维护过程中的注意事项：

1 标识应醒目、简单明了，应设置在地震时发生相对位移且有人员活动的位置。

2 标识应能提醒相关人员正确使用、维护消能部件，确保地震时不影响其功能的发挥。

3 门厅入口处应标明此为消能减震结构，并应提示消能减震子结构相关构

造的注意事项。

5.2 连接

5.2.1 消能部件中的支撑宜采用节点板与主体结构梁柱节点中的预埋件连接，门架或墙宜与主体结构梁直接连接或与梁中预埋件连接。

5.2.2 预埋件可采用锚筋预埋方式，也可采用 T 形钢板预埋方式。

5.2.3 承载门架或墙的结构梁应按消能器极限阻尼力进行强度验算，其抗弯承载力宜按不屈服验算，抗剪承载力宜按弹性验算。

5.2.4 预埋件应按拉剪构件或纯剪构件计算总截面。当消能器设计荷载较大时，混凝土梁柱节点中应设置型钢。

5.2.5 节点板在抗拉、抗剪作用下的强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{N}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f \quad 5.2.5-1$$

$$\eta_i = \frac{1}{\sqrt{1+2\cos^2\alpha_i}} \quad 5.2.5-2$$

式中：N — 作用于节点板上消能器作用力(kN)；

A_i — 第 i 段破坏面的截面面积， $A_i = t l_i$ ；当为螺栓连接时，应取净截面面积(m^2)；

η_i — 第 i 段的拉剪折算系数；

f — 钢材的抗拉和抗剪强度设计值(N/mm^2)；

α_i — 第 i 段破坏线与拉力轴线的夹角；

t — 板件厚度(mm)；

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

5.2.4)。

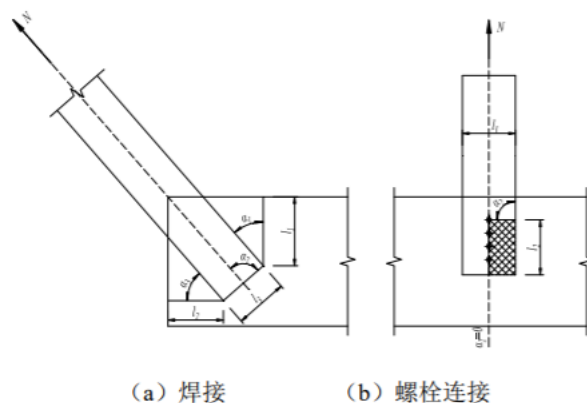


图 5.2.4 节点板的拉、剪撕裂

5.2.6 节点板在压力作用下的稳定性，应符合下列规定：

1 对梁柱相交处有斜向支撑或消能器的节点，其节点板 c/t 不得大于 $22\sqrt{235/f_y}$ 。当 c/t 不大于 $15\sqrt{235/f_y}$ 时或按 5.2.7 条采取措施时，可不进行稳定验算。否则，按本条第 3 款进行计算。

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

3 设有斜向支撑或消能器的节点板，在其轴向压力作用下，节点板 BA、AC 和 CD 的稳定性应满足下列要求，如图 5.2.6-1、5.2.6-2：

$\overline{BA}$ 区：

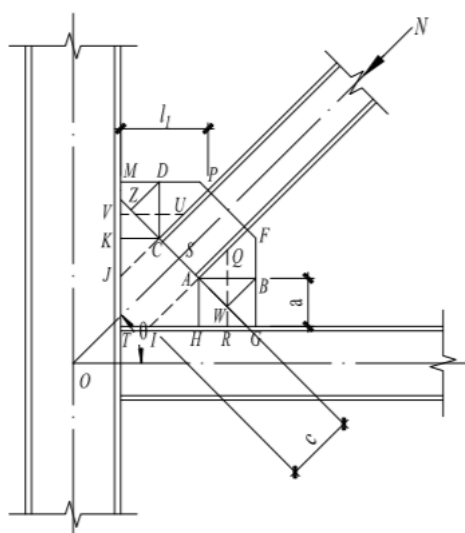
$$\frac{b_1}{(b_1+b_2+b_3)} N \sin \theta_1 \leq l_1 t_s \varphi_1 f \quad 5.2.6-1$$

$\overline{AC}$ 区：

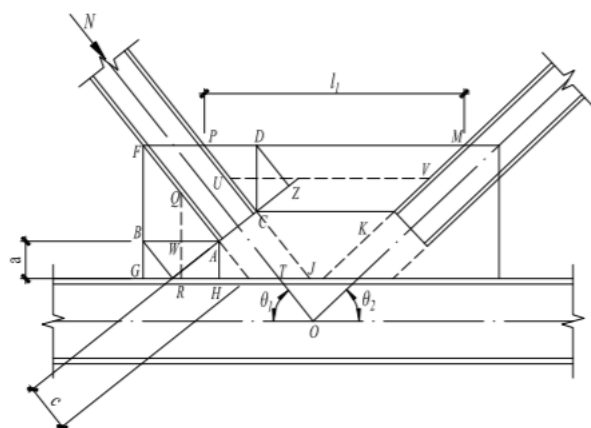
$$\frac{b_2}{(b_1+b_2+b_3)} N \leq l_2 t_s \varphi_2 f \quad 5.2.6-2$$

$\overline{CD}$ 区：

$$\frac{b_3}{(b_1+b_2+b_3)} N \cos \theta_1 \leq l_3 t_s \varphi_3 f \quad 5.2.6-3$$



5.2.6-1 单斜撑节点板



5.2.6-2 双斜撑节点板

式中： N —作用于节点板上的轴力(一般为消能器的极限承载力, kN);

t_s —节点板厚度(mm);

l_1 、 l_2 、 l_3 —分别为屈折线 BA 、 AC 、 CD 的长度(mm);

φ_1 、 φ_2 、 φ_3 —各受压区板件的轴心受压稳定系数, 可按现行国家标准《钢结构

设计标准》GB 50017 中 b 类截面查取; 其相应的长细比

分别为: $\lambda_1 = 2.77 \frac{\overline{QR}}{t}$, $\lambda_2 = 2.77 \frac{\overline{ST}}{t}$, $\lambda_3 = 2.77 \frac{\overline{UV}}{t}$; ; 式中

$\overline{QR}$ 、 $\overline{ST}$ 、 $\overline{UV}$ 为 $\overline{BA}$ 、 $\overline{AC}$ 、 $\overline{CD}$ 三区受压板件的中线长度; 其中

$\overline{ST}=c$; b_1 、 b_2 、 b_3 为各屈折线段在有效宽度线上的投影长度,

b_1 、 b_2 、 b_3 分为 $\overline{WA}$ 、 $\overline{AC}$ 、 $\overline{CZ}$ 的长度。

5.2.7 节点板应设置翼缘板, 翼缘板板厚不小于 10, 宽度不小于 100, 翼缘板应与预埋板焊接。

5.2.8 支撑、门架、墙及其下结构梁的计算应符合下列规定:

1 支撑、支墩和支墩下结构梁应取消能器的极限阻尼力进行截面强度及稳定性验算。

2 支撑、门架和墙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阻尼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阻尼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) 采用墙型连接时, 墙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。

5.3 构造措施

5.3.1 预埋件的锚筋应与钢板牢固连接，锚筋的锚固长度宜大于 20 倍锚筋直径，且不应小于 250mm。当无法满足锚固长度的要求时，应采取其他有效的锚固措施。

【条文说明】根据《混凝土结构设计规范》GB 50010，当纵向受拉普通钢筋末端采用弯钩或机械锚固措施时，包括弯钩或锚固端头在内的锚固长度(投影长度)可取为基本锚固长度 l_{ab} 的60%。

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

5.3.3 消能部件中的混凝土墙沿长度方向全截面箍筋应加密，并配置网状钢筋。

5.3.4 连梁消能器深入梁端锚固段时，型钢构件与混凝土的连接应符合《组合结构设计规范》JGJ138 中型钢混凝土梁的规定。

5.3.5 屈曲约束支撑的形心线与梁柱形心线三者宜相交于一点。

5.3.6 屈曲约束支撑采用人字形或 V 字形的布置形式时，应加强支撑节点设计。当与屈曲约束支撑相连的梁的侧向变形和扭转变形未受到有效限制时，应考虑梁的侧向刚度和扭转刚度对节点平面外稳定性的影响。

5.3.7 支撑和墙的构造要求应符合下列规定：

1 支撑应采用钢支撑，钢材强度等级不低于 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 墙可采用钢筋混凝土结构。当采用混凝土结构时，混凝土强度等级不应低于 C30，沿消能阻尼器受力方向全截面箍筋应加密，并配置网状钢筋。

5.3.8 拉压型黏滞消能器和黏弹消能器采用销轴等铰接连接方式时，销轴间隙应 $\leq 0.1\text{mm}$ 。

5.3.9 消能器与非结构构件之间应采取合理的构造设计，保证消能部件和消能器的有效变形空间。

5.3.10 消能减震结构非结构构件和附属设备与主体结构连接时宜采用柔性连接。

6 隔震结构设计的基本要求

6.1 概念设计

6.1.1 隔震技术可通过延长结构周期、增加阻尼来降低地震作用、减小上部结构响应。

6.1.2 根据隔震层位置的不同，可将隔震结构基础隔震、层间隔震和屋盖隔震。基础隔震将主体结构与地基基础通过隔震层完全隔离，输入到建筑物的地震能量主要由隔震层吸收，主体结构的地震力大幅减小，在合理的设计下几乎可以保证地震作用后建筑功能不受影响，从抗震性能上讲，是一种最为理想的隔震方式。层间隔震和屋盖隔震隔震层设置在下部结构与上部结构之间，地震作用与隔震层的位置、刚度、上部结构的重量以及下部结构的刚度有关，可能出现下部结构地震作用放大的情况，在实际结构设计中应予以充分关注与论证。

6.1.3 隔震层布置的减隔震元件一般包括：铅芯橡胶支座、天然橡胶支座、高阻尼橡胶支座、弹性滑板支座、摩擦摆隔震支座、黏滞消能器等。隔震层作为隔震建筑刚度最小、变形最集中的部位，为黏滞消能器耗能效果的发挥提供了天然的优势。因此，在隔震层组合使用黏滞消能器，可达到有效耗散地震能量、减小地震作用与隔震层变形的效果。

6.2 结构设计的基本要求

6.2.1 一般要求

- 1** 隔震建筑的抗震设防类别应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定确定。
- 2** 隔震建筑设计，应根据建筑抗震设防类别、设计地震动参数、场地条件、建筑结构类型和使用要求，确定合理的隔震方案。
- 3** 在设防地震作用下，应进行结构以及隔震支座的承载力和变形验算；在罕遇地震作用下，应进行结构以及隔震支座的变形验算，并对隔震层的承载力进行验算；在极罕遇地震作用下，对特殊设防类建筑应进行结构及隔震层的变形验算。
- 4** 隔震层中承重构件，包括隔震支座、支墩、支柱及连接件等的设计使用年限不应低于建筑结构的设计使用年限。隔震层中的非承重构件或部件的设计使用年限若低于建筑结构的设计使用年限时，在设计中应注明并预设可更换措施。

- 5 隔震结构的抗震措施可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定：隔震结构底部剪力比大于 0.5 时，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震措施，并应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》的规定；隔震结构底部剪力比不大于 0.5 时，上部结构可按本地区设防烈度降低 1 度确定抗震措施；与竖向地震作用有关的抗震措施，应符合按本地区设防烈度的规定，不得降低。
- 6 对于《建设工程抗震管理条例》中要求需保证设防地震下满足正常使用功能的建筑，尚需满足相关规范具体要求。

6.2.2 主体结构设计要求

- 1 根据建筑隔震设计标准（GB/T 51408-2021），除特殊规定外，隔震建筑的基本设防目标为：当遭受相当于本地区基本烈度的设防地震时，主体结构基本不受损坏或不需修理即可继续使用（基本相当于高规性能 1）；当遭受罕遇地震时，结构可能发生损坏，经修复后可继续使用（基本相当于高规性能 4）；特殊设防类建筑遭受极罕遇地震时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏（基本相当于高规性能 5）。
- 2 根据建筑隔震设计标准（GB/T 51408-2021），地震设计状况下，隔震结构构件设计应采用不计入风荷载效应的地震基本组合，并根据基本设防目标进行设防地震作用下的承载力设计。
- 3 隔震结构构件根据性能要求可分为关键构件、普通竖向构件、重要水平构件和普通水平构件。其中，关键构件应满足中震抗弯、抗剪弹性承载力要求；普通竖向构件及重要水平构件应满足中震抗弯不屈服、抗剪弹性承载力要求；普通水平构件应满足中震抗弯不屈服（对钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面可考虑钢筋超强系数 1.25），抗剪不屈服承载力要求。
- 4 主体结构应验算设防地震、罕遇地震作用下的层间位移角是否符合规范规定，对特殊设防类隔震建筑尚应验算极罕遇地震作用下的层间位移角，不同地震水准下主体结构不同部位的层间变形限值如表 6.2.1~6.2.6 所示。

表 6.2.1 上部结构设防地震作用下弹性层间位移角限值

上部结构类型	隔震设计标准
钢筋混凝土框架结构	1/400

底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/500
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/600
钢结构	1/250

表 6.2.2 上部结构罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

上部结构类型	隔震设计标准
钢筋混凝土框架结构	1/100
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/200
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/250
钢结构	1/100

表 6.2.3 上部结构极罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

上部结构类型	隔震设计标准
钢筋混凝土框架结构	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/120
钢结构	1/50

表 6.2.4 下部结构在设防地震作用下弹性层间位移角限值

上部结构类型	隔震设计标准
钢筋混凝土框架结构	1/500
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/600
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/700

钢结构	1/300
-----	-------

表 6.2.5 下部结构在罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

上部结构类型	隔震设计标准
钢筋混凝土框架结构	1/100
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/200
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/250
钢结构	1/100

表 6.2.6 下部结构在极罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

上部结构类型	隔震设计标准
钢筋混凝土框架结构	1/60
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/130
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/150
钢结构	1/60

6.2.3 隔震层设计要求

1 隔震层偏心率

根据隔震设计标准 4.6.2 第 4 条的规定，隔震层刚度中心宜与质量中心重合，设防烈度地震作用下的偏心率不宜大于 3%。

2 隔震层抗风验算

根据隔震设计标准 4.6.8 的规定，隔震层抗风承载力应符合下列规定：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw}$$

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

γ_w ——风荷载分项系数，可取 1.5；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值（kN）。

3 支座长期应力验算

(1) 隔震支座在重力荷载代表值作用下的竖向压应力设计值，不应超过表 6.6 的规定；

(2) 竖向压应力设计值应按永久荷载和可变荷载的标准组合计算，楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定乘以折减系数

(3) 对于隔震橡胶支座，当隔震橡胶支座的第二形状系数（有效直径与橡胶层总厚度之比）小于 5.0 时，应降低平均压应力限值：小于 5 不小于 4 时降低 20%，小于 4 不小于 3 时降低 40%。标准设防类建筑外径小于 300mm 的支座，其压应力限值为 10MPa。

表 6.2.7 隔震支座在重力荷载值作用下的压应力限值（MPa）

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

4 支座短期应力验算

(1) 隔震橡胶支座、弹性滑板支座和摩擦摆隔震支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力，不应超过表 6.2.8~6.2.10 所规定的限值。

(2) 隔震橡胶支座在罕遇地震下不宜出现竖向拉应力，当不可避免受拉时，其竖向拉应力不应超过表 6.2.11 所规定限值。出现拉应力的支座数量不宜超过支座总数的 30%。

(3) 弹性滑板支座、摩擦摆隔震支座或其他不能承受竖向拉力的支座宜保持受压状态。

表 6.2.8 隔震橡胶支座在罕遇地震下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值（MPa）	20	25	30

表 6.2.9 弹性滑板支座在罕遇地震下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值（MPa）	25	30	40

表 6.2.10 摩擦摆隔震支座在罕遇地震下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
------	------	------	------

压应力限值 (MPa)	40	50	60
-------------	----	----	----

表 6.2.11 隔震橡胶支座在罕遇地震下的拉应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
拉应力限值 (MPa)	0	1.0	1.0

注：隔震支座验算罕遇地震、极罕遇地震作用下最大压应力和最小压应力时，应考虑三向地震作用产生的最不利轴力；其中水平和竖向地震作用产生的应力应取标准值。

5 支座变形验算

除特殊规定外，在罕遇地震作用下隔震橡胶支座的水平位移限值不应大于其有效直径的 0.55 倍和支座内部橡胶总厚度 3.0 倍二者的较小值；弹性滑板支座的水平位移限值不应大于其产品水平极限位移的 0.75 倍；摩擦摆隔震支座的水平位移限值不应大于其产品水平极限位移的 0.85 倍。对特殊设防类建筑，在极罕遇地震作用下隔震橡胶支座的水平位移限值可取支座内部橡胶总厚度 4.0 倍；弹性滑板支座和摩擦摆隔震支座的水平位移限值可取产品水平极限位移。

6 隔震建筑抗倾覆验算

隔震建筑应满足抗倾覆验算要求。结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩，抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于 1.1。

6.2.3 场地、地基和基础

- 1 隔震建筑的场地宜选择对抗震有利地段，避开不利地段，当无法避开时应采取有效的措施。不应选择危险地段。
- 2 建筑场地宜为 I、II、III 类，当场地为 IV 类时，应采取有效措施。
- 3 隔震建筑地基基础的设计和抗震验算，应满足本地区抗震设防烈度按隔震结构地震作用计算的规定。
- 4 隔震建筑地基基础的抗震措施，应满足本地区抗震设防烈度相应的抗震措施要求。对乙类建筑的抗液化措施，应按提高一个液化等级确定；对甲类建筑的抗液化措施应进行专门研究，且不应低于乙类建筑的相应要求，直至全部消除液化沉陷。

条文说明：

对地基基础条件相对不利地区或大跨结构，应充分考虑不均匀沉降对隔震层影响，优先选用带有可纠偏功能的隔震支座。

6.2.4 试验和观测

- 1 对甲类隔震建筑、体型复杂或有特殊要求的隔震建筑，可采用模拟地震振动台试验对隔震方案进行验证。
- 2 对较重要或有特殊要求的隔震建筑，宜设置地震反应观测系统。
- 3 隔震建筑宜设置记录隔震层地震变形响应的装置。

6.3 计算分析的基本要求

6.3.1 隔震结构分析模型

- 1 所选取的分析模型应能准确反映结构中构件的实际受力状况；
- 2 隔震层上部和下部结构可选多质点系、空间杆系、空间杆—墙板元或壳元、连续体及其它组合有限元等计算模型；
- 3 隔震层的隔震支座和阻尼器应选择能正确反映其特性的计算单元。

6.3.2 地震作用计算方法

- 1 房屋高度不超过 24 米、上部结构以剪切变形为主、质量和刚度沿高度分布比较均匀的隔震建筑，可采用底部剪力法；
- 2 除 1 款外的隔震结构应采用复振型分解反应谱法；
- 3 对于高度大于 60 米，体型不规则，隔震层隔震支座、阻尼装置及其他装置的组合比较复杂的隔震建筑，尚应采用时程分析法进行补充计算。每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。
- 4 除以上方法外，抗规提供了基于水平向减震系数的分部式设计方法，通过引入减震系数，上部结构可以采用传统的反应谱计算方法进行设计。设计时，应征询当地审查机构，确定该方法的适用性。

6.3.3 地震作用计算方向

- 1 一般情况下，应在至少包含两个主轴方向的多个方向上分别计算建筑结构的水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担；
- 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 对平面不规则建筑，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，可采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

4 抗震设防烈度 7 度（0.15g）、8 度和 9 度时的长悬臂或大跨结构，及 9 度时的高层建筑结构，应计算竖向地震作用。

6.3.4 设计反应谱

与抗规不同，隔震设计采用修正后的设计反应谱，其下降段仅包含速度相关段。

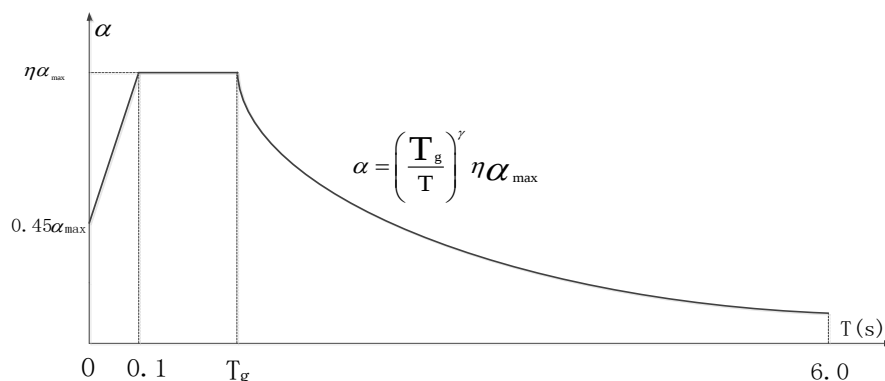


图 6.3.1 设计反应谱

6.3.5 隔震结构采用底部剪力法或振型分解反应谱法进行等效弹性分析时，隔震结构自振周期、等效刚度和等效阻尼比，应根据隔震层中隔震装置及阻尼装置经试验所得滞回曲线，对应不同地震烈度作用时的隔震层水平位移值计算，并应符合下列规定：

1 对采用底部剪力法计算并仅采用隔震橡胶支座的建筑隔震结构，隔震层隔震橡胶支座水平剪切位移在设防地震作用时可取 100%，罕遇地震作用时可取 250%，极罕遇地震作用时可取 400%；

2 除 1 款以外的建筑隔震结构，可按对应不同地震烈度作用时的设计反应谱进行迭代确定，也可采用时程分析法计算取值。

6.3.6 隔震结构采用时程分析方法计算时，地震动加速度时程曲线的选择合成，应符合下列规定：

1 地震动加速度时程曲线应符合设计反应谱和设计加速度峰值的基本规定，设计地震加速度最大值应按表 6.3.1 采用。

2 实际强震记录地震动加速度时程曲线应根据地震烈度、设计地震分组和场地类别进行选择，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所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。其中，主要振型周期点指的是地震作

用方向上振型质量贡献累计达到 90%以上的各阶振型所对应的周期点。

3 人工模拟地震动加速度时程曲线应考虑阻尼比和相位信息影响。

4 由于隔震结构的周期通常是变化的，需注意隔震层的非线性特征，及其在不同地震作用水准下所对应的等效自振周期的不同。

表 6.3.1 时程分析所用水平地震加速度时程的最大值（cm/s²）

抗震设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	50	100（150）	200（300）	400
罕遇地震	125	220（310）	400（510）	620
极罕遇地震	160	320（460）	600（840）	1080

6.4 专项设计审核要点

建筑隔震结构设计应进行抗震设防专项（超限）审查、施工图设计审核要点。

6.4.1 抗震设防专项设计审核要点

1 隔震结构性能目标：

隔震结构进行性能化设计时还需确定主体结构及隔震层的性能目标；主体结构和隔震层结构构件的性能目标不应低于下表。

表 6.4.1 隔震结构最低性能目标

构件	构件类型	性能目标
主体结构	关键构件	中震抗弯、抗剪弹性
	普通竖向构件及重要水平构件	中震抗弯不屈服、抗剪弹性
	普通水平构件	中震抗弯不屈服（对钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面可考虑钢筋超强系数1.25），抗剪不屈服
隔震层	隔震层支墩、支柱及相连构件	大震抗弯不屈服、抗剪弹性
	隔震层以下的地下室，或塔楼底盘结构中直接支撑隔震塔楼的部分及其相邻一跨的相关构件	中震抗弯、抗剪弹性

2 隔震支座的选型及布置

应根据建筑的布置特点，选择合理的隔震层位置、隔震装置及消能器。

3 隔震支座力学模型

隔震支座应选择合适的恢复力模型，以准确反映其力学特性。

4 计算软件及分析方法

隔震结构分析应采用合理的计算分析方法，以准确模拟隔震装置的力学性能、计算其整体隔震作用。

5 地震波的选取

地震波的选取应满足规范相关要求。

6 隔震层基本指标验算

主要包括支座长期面压、隔震层偏心率、隔震层抗风承载力、结构自复位能力。

7 隔震结构主要计算指标

(1) 设防地震：主要包括底部剪力比、隔震层上部结构和下部结构层间变形、隔震层的等效阻尼比和等效刚度等。

(2) 罕遇地震：主要包括隔震层上部结构和下部结构层间变形、隔震层的等效阻尼比和等效刚度、隔震支座短期应力验算、隔震支座变形验算、抗倾覆验算等。

8 构件承载力复核

根据性能目标的要求，对结构构件进行承载力复核，包括主体结构构件与隔震层结构构件。

9 专项审查资料

隔震结构抗震设防专项审查资料中应包含专项审查报告及计算模型主要结果的计算书。审查中应对计算模型和计算过程进行复核，检查设计过程中的数据合理性和准确性，使设计分析模型符合结构真实受力情况。

6.4.2 施工图设计审核要点

1 隔震结构施工图设计审核要点应根据专项审查报告及其回复，核查隔震装置及消能器的布置、类型、设计指标、使用年限、检验要求、数量等，如发生明显变化，应重新进行专项审查。

2 隔震结构施工图设计文件中应有隔震的设计说明、隔震装置及消能器安装大样、隔震装置及消能器连接件验算、隔震装置及消能器检验要求等。

3 隔震结构施工图设计审核要点需核查用于弹塑性分析计算模型的配筋，并与用于专项审查时的近似计算模型的配筋以及结构总质量、主要周期等重要指标应与近似计算模型保持大致相同。

4 隔震结构施工图设计审核要点应根据专项审查资料中不同结构部位的性能化设计目标，核查其设计资料是否充足。

7 隔震装置的选型与布置

7.1 隔震装置产品性能

7.1.1 隔震装置产品性能的一般规定：

1 隔震支座产品的技术性能和试验应符合本章的有关规定，并应符合有关产品标准的规定。

2 各类隔震支座的产品性能必须检验合格，并提供下列性能指标：

1) 在轴压应力设计值作用下的竖向刚度。

2) 在轴压应力设计值作用下的竖向变形性能。

3) 竖向极限压应力、极限拉应力。

4) 水平位移为 0.55 倍有效直径时的极限压应力应满足以下要求，当 $S_2 > 5$ 时，应不小于 30MPa；当 $4 < S_2 \leq 5$ 时，应不小于 25MPa；当 $3 < S_2 \leq 4$ 时，应不小于 20MPa。

5) 大变形压剪性能：测试竖向压应力 30MPa 下，将支座推剪到水平位移 0.55D 往复循环加载 3 次，滞回曲线不应出现负刚度或零刚度。水平位移 0.55D 时 (30MPa) 的水平等效刚度较剪应变 100% 时 (30MPa) 水平等效刚度不应有明显下降。

6) 设防地震水平剪切位移可取支座橡胶总厚度的 100%，罕遇地震作用时可取支座橡胶总厚度的 250%，极罕遇地震作用时可取支座橡胶总厚度的 400%。

7) 轴压应力设计值作用下的水平极限变形能力。

8) 耐久性能，包括老化性能、徐变性能和疲劳性能。

3 对有铅芯或其他含有阻尼装置的隔震支座，还应提供在轴压应力设计值作用下的水平剪切屈服剪力、屈服前水平刚度和屈服后水平刚度。

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

5 隔震支座及隔震层阻尼装置产品的型式检验及出厂检验，应符合国家现行标准的相关规定，检验确定的产品性能应满足设计要求，极限性能不应低于隔震

层各相应设计性能。

7.1.2 建筑隔震橡胶支座主要包括：天然橡胶支座、高阻尼橡胶支座、铅芯橡胶支座与弹性滑板支座。

1 隔震橡胶支座的外观要求，允许偏差和检验规则等应符合现行国家标准《橡胶支座》GB20688 或行业标准《建筑隔震橡胶支座》JGJ 118 的规定。

2 橡胶材料的物理性能包括拉伸性能、老化性能、硬度、粘合性能、压缩性能、剪切性能、脆性性能、抗臭氧性能和低温结晶性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座》GB20688 或行业标准《建筑隔震橡胶支座》JGJ 118 的规定。

3 第一形状系数 S_1 分为无开孔支座和开孔支座两种情况，分别按下列公式计算：

1) 无开孔支座的 S_1 按式 (7.1.2-1) 和式 (7.1.2-2) 计算：

$$\text{圆形支座:} \quad S_1 = \frac{d_o}{4t_r} \quad (7.1.2-1)$$

$$\text{方形支座:} \quad S_1 = \frac{a}{4t_r} \quad (7.1.2-2)$$

式中： d_o —内部钢板的外部直径（mm）；

t_r —单层橡胶层的厚度（mm）；

a —方形支座内部橡胶的边长（mm）。

2) 开孔支座的 S_1 按式 (7.1.2-3) 和式 (7.1.2-4) 计算：

$$\text{圆形支座:} \quad S_1 = \frac{d_o - d_i}{4t_r} \quad (7.1.2-3)$$

$$\text{方形支座:} \quad S_1 = \frac{4a^2 - \pi d_i^2}{4t_r (4a + \pi d_r)} \quad (7.1.2-4)$$

式中： d_r —内部钢板的开孔直径（mm）。

注：若孔洞灌满橡胶或铅，则按无开孔支座考虑。

4 第二形状系数 S_2 按式 (7.1.2-5) 和式 (7.1.2-6) 计算：

$$\text{圆形支座:} \quad S_2 = \frac{d_o}{T_r} \quad (7.1.2-5)$$

$$\text{方形支座:} \quad S_2 = \frac{a}{T_r} \quad (7.1.2-6)$$

式中： T_r —橡胶总厚度。

5 隔震橡胶支座必须能长期承受竖向荷载，且在竖向荷载作用下，支座不会发生大的竖向变形及失稳。无论天然橡胶支座还是铅芯橡胶支座，其竖向性能基本相同，因为铅芯不承担压力。

6 基准压应力下，隔震橡胶支座极限剪切变形不应小于橡胶总厚度的 450%。

7 竖向压缩性能刚度、压缩位移和压应变的计算如下：竖向压缩刚度 K_V 可按式（7.1.2-7）计算：

$$K_V = \frac{E_c A}{T_r} \quad (7.1.2-7)$$

式中： E_c —修正压缩弹性模量，见现行国家标准《橡胶支座》GB 20688 附录 C。

A —有效面积，支座内部橡胶的平面面积。

压缩位移 Y 和压应变 ε_c 可按（7.1.2-8）和式（7.1.2-9）计算：

$$Y = \frac{P}{K_V} \quad (7.1.2-8)$$

$$\varepsilon_c = \frac{Y}{T_r} \quad (7.1.2-9)$$

式中： P —为压力。

9 橡胶支座除在竖向承担荷载外，水平向还应有足够小的刚度。水平刚度表示支座水平向的变形能力，水平刚度越小，支座的水平变形越大。支座的水平刚度与橡胶的硬度、支座类型及形状有关。

10 水平等效刚度可按照下式（7.1.2-10）计算

$$K_h = G \frac{A}{T_r} \quad (7.1.2-10)$$

式中： G —橡胶的剪切模量。

若考虑剪应变对橡胶剪切模量的影响，水平等效刚度 K_h ，按式（7.1.2-11）计算：

$$K_h = G_{eq}(\gamma) \frac{A}{T_r} \quad (7.1.2-11)$$

式中： $G_{eq}(\gamma)$ —剪应变为 γ 时的等效剪切模量，见现行国家标准《橡胶支座》GB 20688.3 附录 D。

剪切模量 G 应在恒定压力 and 不同剪应变作用下，由试验确定。试件应采用足尺或缩尺模型支座。

若试验时的压应力 σ 与设计压应力 σ_0 相差较大,则橡胶剪切模量 G 还应考虑压应力的影响,水平等效刚度 K_h :可按式(7.1.2-12)计算:

$$K_h = G \left[1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 \right] \frac{A}{T_r} \quad (7.1.2-12)$$

式中: σ —支座的压应力(MPa);

σ_{cr} —支座的临界应力(MPa)

11 隔震橡胶支座的力学性能还包括压缩性能、剪切性能、极限性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座》GB 20688 或行业标准《建筑隔震橡胶支座》JGJ 118 的规定。

7.1.3 摩擦摆隔震支座由上下锚固装置、上座板、上滑动摩擦面、球冠体、下滑动摩擦面和下座板等组成。摩擦摆隔震支座利用一个曲面滑块提供隔震功能,并通过钟摆的特性来增加隔震结构的自振周期。

1 摩擦摆隔震支座按滑动摩擦面结构形式,可分为两类:I型为单主滑动摩擦面型;II型为双主滑动摩擦面型。

2 摩擦摆隔震支座的外观要求,允许偏差和检验规则等应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T37358 的规定。

3 支座的竖向承载力分级、极限位移量分级和摆动周期分级等应满足现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T37358 的规定。

4 支座的力学特性、初始刚度、水平等效刚度、等效周期、等效阻尼比、摆动周期、屈服后刚度、回复力等的计算方法应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T37358 的规定,其主要力学性能可通过下式计算:

1) 荷载一位移滞回曲线:根据摩擦摆隔震支座的作用原理,支座的力学特性按图 7.1.1 所示荷载一位移滞回曲线模型来模拟。

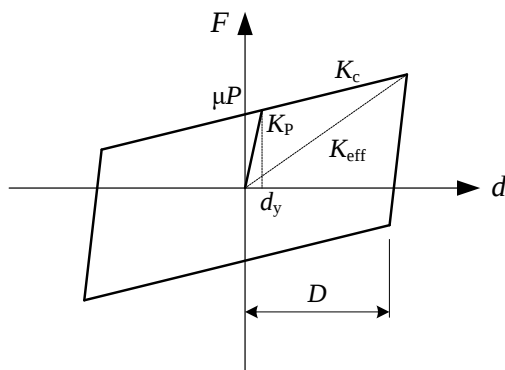


图 7.1.1 荷载一位移滞回曲线

2) 初始刚度: 支座初始刚度取 $d_y=2.5\text{mm}$ 位移的刚度, 按式 (7.1.3.4-1) 计算, 其中 P 表示支所受竖向荷载。

$$K_p = \frac{\mu P}{d_y} \quad (7.1.3.4-1)$$

3) 等效刚度: 支座等效刚度按式 (7.1.3.4-2) 计算。

$$K_{eff} = \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D} \right) P \quad (7.1.3.4-2)$$

4) 等效周期: 支座等效周期按式 (7.1.3.4-3) 计算。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_{eff}g}} \quad (7.1.3.4-3)$$

5) 阻尼比: 支座阻尼比按式 (7.1.3.4-4) 计算。

$$\zeta_e = \frac{E_D}{2\pi K_{eff} D^2} = \frac{4\mu P D}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (7.1.3.4-4)$$

6) 摆动周期: 支座摆动周期按式 (7.1.3.4-5) 计算。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (7.1.3.4-5)$$

7) 屈后刚度: 支座屈后刚度按式 (7.1.3.4-6) 计算。

$$K_c = \frac{P}{R} \quad (7.1.3.4-6)$$

8) 回复力: 支座回复力按式 (7.1.3.4-7) 计算。

$$F = \frac{P}{R} D + \mu P (\text{sgn} D) \quad (7.1.3.4-7)$$

5 支座用摩擦材料、钢材、不锈钢板、黏结剂和防尘橡胶等材料的物理机械性能应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T37358 的规定。

6 摩擦摆隔震支座的力学性能包括压缩性能、剪切性能、剪切性能相关性、水平极限变形能力等。上述性能的具体要求应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T37358 的规定。

7 摩擦摆隔震支座中曲面滑块在没有侧向位移的前提下, 应能够承受 $2N_{sd}$ 的竖向荷载。其中 N_{sd} 为恒载加上非地震活载。

8 在正常使用情况下, 曲面滑块产生的摩擦力应小于或者等于设计者提出的规定值。应对滑块的材料进行长时间摩擦性能的测试, 支座的总滑移行程应由厂家提供, 对于建筑结构, 时间不应少于 1000min, 并记录每个温度下的最大摩擦系数, 以及从长时间测试中确定的接触压力, 用于确定最大摩擦阻力的设计值。

7.1.4 弹性滑板支座一般由上连接板、上封板、下封板、下连接板、滑移面板、滑移材料等部件组成。

1 按照橡胶支座的形状, 可将滑板支座分为圆形和方形两类; 按照动摩擦系数 μ 大小, 滑板支座可分为以下三类: 低摩擦滑板支座: $\mu < 0.03$, 中摩擦滑板支座: $0.03 \leq \mu \leq 0.06$, 高摩擦滑板支座: $\mu > 0.06$ 。

2 弹性滑板支座的外观要求, 允许偏差和检验规则等应符合现行国家标准《橡胶支座》GB20688 的规定。

3 橡胶材料的物理性能包括拉伸性能、老化性能、硬度、粘合性能、压缩性能、剪切性能、脆性性能、抗臭氧性能和低温结晶性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座》GB20688 的规定。双阶滑移滑板支座参照 GB20688 执行。

4 弹性滑板支座的力学性能包括压缩性能、剪切性能、剪切性能相关性、压缩性能相关性、极限性能和耐久性能等。上述性能的具体要求和试验方法应符合现行国家标准《橡胶支座》GB 20688.5 的规定。双阶滑移滑板支座参照 GB20688 执行。

5 弹性滑板支座滑移时橡胶支座部设计水平剪应变不宜大于 50%。

7 滑板支座的橡胶支座部的最小直径(或边长)尺寸不宜小于 300mm, 第一形状系数不宜小于 30, 第二形状系数应不小于 7。

7.2 隔震装置选型方法

7.2.1 隔震结构宜选用的隔震装置类型, 主要包括天然橡胶支座、铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座、弹性滑板支座、摩擦摆隔震支座, 及其它隔震支座。

7.2.2 选取隔震装置要满足使用年限的规定, 保证在建筑使用寿命中支座无需更换, 原则上支座使用寿命应与建筑使用寿命相同, 对建筑使用年限要求较长时, 其相应的耐老化保护层建议适当增厚; 隔震支座和其他部件应根据使用空间的耐火等级附加防火材料, 应模拟支座的实际使用情况, 对被试支座进行 1h 的燃烧

试验后,冷却 24h 以上再测试其竖向极限压应力和竖向刚度,并与同批型支座的竖向极限压应力和竖向刚度进行比较,竖向极限压应力和竖向刚度的变化率不应大于 30%。

7.2.3 同一隔震层选用多种类型、规格的隔震装置时,每个隔震装置的承载力和水平变形能力应能充分发挥,所有隔震装置的竖向变形应保持基本一致。橡胶类支座不宜与摩擦摆隔震支座等钢支座在同隔震层中混合使用。隔震层采用摩擦摆隔震支座时,应考虑支座水平滑动时产生的竖向位移,及其对隔震层和结构的影响。当隔震层采用隔震支座和阻尼器时,应使隔震层在地震后基本恢复原位,隔震层在罕遇地震作用下的水平最大位移所对应的恢复力,不宜小于隔震层屈服力与摩阻力之和的 1.2 倍。

7.2.4 混合隔震又可称为组合隔震、复合隔震或并联复合隔震,常用于高层或超高层隔震建筑,是延长高层隔震建筑周期的有效方法。混合隔震支座布置时,要求充分发挥各类支座的优势,但须满足 7.2.3 规定。弹性滑板支座具有承载力大、位移大的特点,通常布置于高层建筑中间部分的竖向构件下,如核心筒体、剪力墙或中柱,以及裙房柱下。橡胶支座具备一定的抗拉能力,通常布置在结构周边竖向构件下,如边柱或剪力墙。

7.2.5 隔震层的隔震支座选择应符合下列要求:

1 支座在压应力设计值作用下,应具有良好的耐久性。支座在水平使用荷载和结构自重及竖向使用荷载的长期作用下不应发生不可恢复的永久水平剪切变形。支座的刚度、阻尼特性应在相应设计基准周期内变化不大,徐变量能够得到控制。

2 支座在由竖向地震及上部结构倾覆作用导致的瞬时极限压应力作用下,应能保持正常工作状态。

3 支座宜具有与上部结构和场地条件相适应的抗拉能力对于大高宽比结构,若采用抗拉能力不足的橡胶支座或没有抗拉能力的滑板支座和摩擦摆隔震支座,可在最易出现拉应力的部位安装抗拉装置或采用可提离支座。对于采用抗拉装置或可提离支座的隔震结构,应进行专门设计研究。

4 支座在设计压应力作用下,应具有满足要求的极限水平变位能力。

5 支座应具有一定的耗能能力。若支座提供的耗能能力不足,可考虑增加附加耗能装置。

6 支座应具有合适的水平刚度特性。支座的水平刚度值既需满足延长结构周期要求，也应满足控制极限位移和结构抵御风荷载和微振动等要求，并能为隔震层提供自动复位能力。

条文说明：

为避免冲击破坏，应优先选用具有缓冲功能、行程和承载力安全系数较高的产品。

7.3 隔震装置布置原则

7.3.1 隔震层的布置应符合下列规定：

1 阻尼装置、抗风装置和抗拉装置可与隔震支座合为一体，亦可单独设置。必要时可设置限位装置。

2 隔震层宜设置在结构的底部或中下部，其隔震支座应设置在受力较大的部位，隔震支座的规格、数量和分布应根据竖向承载力侧向刚度和阻尼的要求由计算确定；

3 隔震支座底面宜布置在相同标高位置上；当隔震层的隔震装置处于不同标高时，应采取有效措施保证隔震装置共同工作，且罕遇地震作用下，相邻隔震层的层间位移角不应大于 $1/1000$ ；

4 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应；不能相对应时，应采取可靠的结构转换措施；

6 同一支承处采用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距应能满足安装和更换所需的空间尺寸。

8 隔震层连接与构造

8.1 一般规定

8.1.1 隔震建筑应编制具有可实施性的隔震构造大样做法。穿越隔震层及隔离缝的管、线等应能适应隔震层在罕遇地震下的水平位移。

8.1.2 超长隔震结构其后浇带钢筋在封闭前应断开。

8.1.3 隔震层顶板,应有足够的平面内水平刚度,在罕遇地震作用下应保持弹性。当采用现浇混凝土梁板结构时,板厚不应小于160mm。楼板最小配筋率0.25%。

8.1.4 对于大底盘多塔、长宽比较大、结构超长等情况以及高层隔震结构,应对隔震层顶板进行加强,以保证塔楼之间的有效连接。

8.1.5 隔震支座的设置部位除应计算确定外,尚应考虑便于检查和替换,并应设置必要的照明、通风等设施。

8.1.6 当隔震层有防火要求时,隔震橡胶支座应采取防火措施,防火措施不应妨碍隔震橡胶支座的变形。耐火等级按《建筑防火设计规范》GB 50016上部结构承重墙和柱的一级要求采用。检测方法应符合《建筑构件耐火试验方法 第7部分:柱的特殊要求》GB/T 9978.7。

8.1.7 穿越隔震层的设备配管、配线,应采用柔性连接或其他有效措施以适应隔震层的罕遇地震水平位移。

8.1.8 隔震建筑应设置标识,标识内容应包括隔震装置的型号、规格、维护要求,以及隔离缝的维护要求。

8.2 连接

8.2.1 隔震层的下支墩应有足够的稳定性,其截面最小尺寸不应小于支座法兰板尺寸,悬臂柱下支墩高度与其截面短边长度之比不宜大于1.5,当超过时应整体分析以考虑其影响。

8.2.2 隔震支座连接螺栓、连接板和相关预埋件的设计应符合国家和行业现行相关标准的规定。

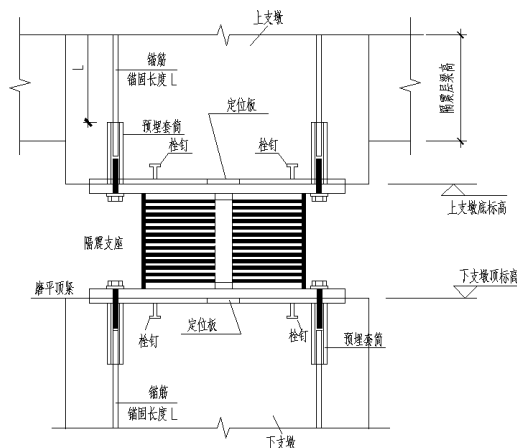


图8.2.1 隔震支座典型连接大样

8.2.3 隔震支座与上部结构及下部结构的连接应可靠，应使隔震支座在达到极限破坏状态时仍不产生连接的破坏。

8.2.4 预埋件的锚固钢筋应与连接板牢固连接。外露的预埋件应按现行行业标准《建筑钢结构防腐技术规程》JGJ/T 251进行防锈处理。隔震支座外露的金属部件表面应按现行行业标准《建筑钢结构防腐技术规程》JGJ/T 251进行防腐处理。

8.2.5 设置隔震支座的柱头应有防止局部受压破坏的构造措施。

8.3 构造措施

8.3.1 上部结构与周围固定物之间应设置完全贯通的竖向隔离缝以避免罕遇地震作用下可能的阻挡和碰撞，隔离缝宽度不应小于隔震橡胶支座在罕遇地震作用下最大水平位移的 1.2 倍，且不应小于 300mm。对相邻隔震结构之间的隔离缝，缝宽取最大水平位移值之和，且不应小于 600mm。对特殊设防类建筑，隔离缝宽度尚不应小于隔震橡胶支座在极罕遇地震下最大水平位移。

8.3.2 上部结构与下部结构或室外地面之间应设置完全贯通的水平隔离缝，水平隔离缝高度不宜小于 30mm，并应采用柔性材料填塞进行密封处理。

8.3.3 采用悬吊式方案穿越隔震层的电梯井，在电梯井底部可设置隔震橡胶支座，也可直接悬空，电梯井与下部结构之间的隔离缝宽度不应小于所在结构与周围固定物的隔离缝宽度。

8.3.4 一般情况下，隔离缝顶部、悬吊式电梯井出入口与下部结构之间，应设置滑动盖板，滑动盖板的设计滑动距离不应小于所在结构与周围固定物的隔离缝宽度，且应满足检修及清理的要求。

8.3.5 穿越隔震层的楼梯、扶手、门厅入口、踏步、电梯、地下室坡道、车道入口及其它固定设施，应避免地震作用下可能的阻挡和碰撞，在适当部位做断开或可变形的构造措施。

8.3.6 穿越隔震层和跨越隔离缝的管道、线缆应采用建筑隔震柔性连接系统，预留的柔性连接水平变形量除不应小于隔离缝宽度外，尚应进行地震工况下的强度验算。

8.3.7 穿越隔震层的重要管道、污水管道、可能泄露有害介质或可燃介质的管道，在隔震层处应采用建筑隔震柔性连接系统，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的1.4倍。

8.3.8 穿越隔震层及跨越隔震缝的建筑隔震柔性连接系统，柔性连接处应设置固定支吊架。

8.3.9 给水、消防系统、空调水等压力管道采用柔性连接时，宜采取增设阻尼等防冲击措施。

8.3.10 利用构件钢筋作避雷针时，应采用柔性导线连接隔震层上部结构和下部结构的钢筋，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的1.4倍。隔震建筑顶部的避雷措施应与下部隔震层保持连贯，且应避免雷暴天气下隔震设备受到损伤。

8.3.11 立面幕墙在隔离缝位置宜采用分部式幕墙，缝两侧幕墙独立支承，尽量减少相互作用。当采用整体式幕墙时，可根据破坏后果的严重性允许采用设防水准下的隔离缝宽度进行幕墙构造设计。

8.3.12 穿过隔震层和跨越隔离缝的竖向管、线应符合下列规定：

1 一般管线在隔震层处应采用建筑隔震柔性连接系统，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度；

2 重要管道、污水管道、可能泄露有害介质或可燃介质的管道，在隔震层处应采用建筑隔震柔性连接系统，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的1.4倍；

3 管线接头部分重量较大时，宜设置不阻碍隔震层位移的支撑；

4 给水、消防系统、空调水等压力管道采用柔性连接系统时，宜采取增设阻尼等防冲击措施。

5 柔性连接部件的连接方式及设置位置应便于检修和更换。

9 组合减隔震结构设计的基本要求

9.1 概念设计

9.1.1 本章规定的组合减隔震体系是指在隔震结构的基础上，在隔震层内或隔震层以外楼层布置消能部件以进一步减小地震作用，改善结构抗震性能的结构体系，主要由隔震层、消能部件及主体结构组成。组合减隔震体系适用于一些地震作用较大（地震烈度大于 8 度（0.3g））、位于抗震不利地段附近或建筑功能沿竖向有明显突变等抗震性能要求较高的建筑。

9.2 结构设计的基本要求

9.2.1 组合减隔震建筑设计，应根据建筑抗震设防类别、设计地震动参数、场地条件、建筑结构类型和使用要求，确定合理的组合减隔震方案。

9.2.2 组合减隔震抗震计算分析时应同时包括主体结构、隔震支座及消能部件。主体结构符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 的规定，组合减隔震结构模型应能准确反映结构构件及减隔震装置的力学特性和实际受力情况。

9.2.3 组合减隔震隔震支座的验算需满足隔震设计关于支座承载力、变形验算相关要求。承重构件使用年限的设计不应低于建筑结构的使用年限设计。非承重构件或部件的设计使用年限若低于建筑结构的设计使用年限时，在设计中应注明并预设可更换措施。

9.3 计算分析的基本要求

9.3.1 组合减隔震计算分析时，应将下部结构、隔震层、上部结构及消能器进行整体建模分析。

9.3.2 组合减隔震结构的分析方法参照隔震结构进行，可采用复振型分解反应谱法和时程分析法。

9.3.3 附加阻尼比的计算可采用《建筑抗震设计规范》GB 50011 提供的应变能计算方法或能量曲线对比法，附加阻尼比可用于整体模型的分析计算。

9.4 专项设计审核要点

9.4.1 组合减隔震设计应同时满足隔震结构与减震结构设计的审查要求。

9.4.2 组合减隔震设计中应分别明确减震构件、隔震构件和与减隔震部件相连的子结构在本地区多遇地震、设防地震及罕遇地震下的性能目标。

10 组合减隔震装置的选型与布置

10.1 组合减隔震装置的选型方法

10.1.1 常见的组合减隔震方式包括隔震层层内减震组合方式、隔震层层外减震组合方式、速度型和位移型消能器组合减震方式等。

10.1.2 对于隔震层层内组合减隔震，即在隔震层设置黏滞消能器等耗能装置，在不增加隔震层刚度的前提下达到提高减震效果、减小隔震层变形的目的的减隔震方法。其选型原则如下：

1 隔震层内隔震支座种类应统一，隔震橡胶支座与摩擦摆隔震支座等钢支座不能混用。

2 当结构位于高烈度地震区时，隔震层内布置黏滞消能器可有效减小隔震层变形，控制隔震支座最大拉应力。

3 当结构位于强风地区时，可考虑在隔震层布置金属屈服型消能器或铅消能器，提高隔震层抗风能力，以保证隔震层在风荷载作用下不屈服，同时改善隔震结构抗震性能。

10.1.3 采用隔震层层内减震组合后，上部结构地震作用仍相对较大，难以满足设计需求时，可考虑采用隔震层层外组合减隔震。其减隔震装置选型原则如下：

1 隔震+上部结构黏滞消能器的组合方式在基底剪力、隔震支座拉应力方面较优，适用于隔震后上部结构构件强度不足的情况。

2 隔震+上部金属屈服型消能器组合形式对上部结构改善刚度作用明显，适用于隔震后上部结构刚度不足的情况。

10.1.4 由于速度型消能器与位移型消能器消能减震原理的差异，其减震特性也不尽相同，位移型消能器在多遇地震作用下可提高结构的抗侧刚度，具有较好的位移控制效果，但由于减小了结构周期，其结构的加速度响应反而有可能增大，可能需要布置额外的速度型消能器降低地震作用，形成组合减震的方式。组合减震的消能部件选型原则如下：

1 对于不规则结构，可采用位移型消能器改善结构的扭转位移比、周期比等指标，同时布置速度型消能器提高耗能能力。

2 速度型消能器在可在一定程度上减小结构的加速度反应，但其位移减震控

制效果有限。对于设置速度型消能器后结构位移仍不满足要求的，可以增设位移型消能器进行位移控制。

3 速度型消能器在各水准地震作用下均可耗能，增加结构的耗能能力，但速度型消能器在设防地震、罕遇地震下耗能效果逐渐降低，对于在设防地震和罕遇地震下减震需求高的结构，可考虑增加金属型位移阻尼器。

10.2 组合减隔震装置的布置原则

10.2.1 隔震层层内组合减隔震的布置方式宜按以下原则进行：

1 同一隔震层选用多种类型、规格的隔震装置时，每个隔震装置的承载力和水平变形能力应能充分发挥，所有隔震装置的竖向变形应保持一致。橡胶类支座不宜与摩擦摆隔震支座等钢支座在同一隔震层混合使用。

2 黏滞消能器宜布置在隔震层内位移较大的位置，布置后使隔震层在平面内的水平刚度尽量均匀一致。

10.2.2 隔震层层外组合减隔震其布置方式宜按以下原则进行：

1 上部结构消能器的平面和立面布置应综合考虑建筑使用功能、外观要求、结构性能目标等因素。

2 上部结构隔震后抗侧刚度仍不满足要求的，宜在上部结构层间变形较大的楼层使用位移型消能器改善抗侧刚度；

3 上部结构隔震后构件承载力仍不满足要求的，可考虑沿结构立面均匀布置速度型消能器消耗地震能量减少构件承受的地震作用。

4 隔震层支座竖向拉应力不满足要求的，可在上部结构采用速度型消能器减小竖向地震下隔震支座受力。

10.2.3 速度型和位移型消能器的组合减震的布置方式宜按以下原则进行：

1 位移型消能器宜布置在结构刚度较弱的位置，改善结构抗侧刚度，同时尽量布置在结构周边，提高结构平面抗扭刚度；

2 速度型消能器宜布置在结构变形较大的位置，充分利用结构变形进行耗能；

3 位移型消能器和速度型消能器布置不宜集中，对结构构件产生过大的集中力。

附录 A 标准化消能器产品规格及性能参数

表A.0.1 屈曲约束支撑

序号	屈服力 (kN)	型号规格	屈服前刚度 (kN/mm)	屈服位移 (mm)	屈服后刚度比	轴线长度 (mm)	产品长度 (mm)	参考设计位移 (mm)	建议耗能芯材
1	500	BRB-C×500×3500	$88.6 \leq K_y \leq 119.8$	$4.1 \leq D_y \leq 5.5$	0.035	$5000 \leq L \leq 6000$	3500	$15.4 \leq U \leq 26.4$	Q235
2		BRB-C×500×4000	$75.9 \leq K_y \leq 102.7$	$4.8 \leq D_y \leq 6.4$		$5500 \leq L \leq 6500$	4000	$17.9 \leq U \leq 30.8$	
3		BRB-C×500×4500	$67.5 \leq K_y \leq 91.3$	$5.4 \leq D_y \leq 7.2$		$6000 \leq L \leq 7000$	4500	$20.2 \leq U \leq 34.7$	
4		BRB-C×500×5000	$62.5 \leq K_y \leq 84.5$	$5.8 \leq D_y \leq 7.8$		$6500 \leq L \leq 7500$	5000	$21.8 \leq U \leq 37.4$	
5		BRB-C×500×5500	$55.9 \leq K_y \leq 75.7$	$6.5 \leq D_y \leq 8.7$		$7000 \leq L \leq 8000$	5500	$24.3 \leq U \leq 41.8$	
6		BRB-C×500×6000	$52.4 \leq K_y \leq 71$	$6.9 \leq D_y \leq 9.3$		$7500 \leq L \leq 8500$	6000	$25.9 \leq U \leq 44.6$	
7	750	BRB-C×750×3500	$135.7 \leq K_y \leq 183.5$	$4 \leq D_y \leq 5.4$	0.035	$5000 \leq L \leq 6000$	3500	$15 \leq U \leq 25.9$	Q235
8		BRB-C×750×4000	$115.9 \leq K_y \leq 156.9$	$4.7 \leq D_y \leq 6.3$		$5500 \leq L \leq 6500$	4000	$17.6 \leq U \leq 30.3$	
9		BRB-C×750×4500	$102.9 \leq K_y \leq 139.2$	$5.3 \leq D_y \leq 7.1$		$6000 \leq L \leq 7000$	4500	$19.8 \leq U \leq 34.1$	
10		BRB-C×750×5000	$92.4 \leq K_y \leq 125$	$5.9 \leq D_y \leq 7.9$		$6500 \leq L \leq 7500$	5000	$22.1 \leq U \leq 38$	
11		BRB-C×750×5500	$83.9 \leq K_y \leq 113.5$	$6.5 \leq D_y \leq 8.7$		$7000 \leq L \leq 8000$	5500	$24.3 \leq U \leq 41.8$	
12		BRB-C×750×6000	$78.7 \leq K_y \leq 106.5$	$6.9 \leq D_y \leq 9.3$		$7500 \leq L \leq 8500$	6000	$25.9 \leq U \leq 44.6$	
13	1000	BRB-C×1000×3500	$180.9 \leq K_y \leq 244.7$	$4 \leq D_y \leq 5.4$	0.035	$5000 \leq L \leq 6000$	3500	$15 \leq U \leq 25.9$	Q235
14		BRB-C×1000×4000	$154.5 \leq K_y \leq 209.1$	$4.7 \leq D_y \leq 6.3$		$5500 \leq L \leq 6500$	4000	$17.6 \leq U \leq 30.3$	
15		BRB-C×1000×4500	$134.9 \leq K_y \leq 182.5$	$5.4 \leq D_y \leq 7.2$		$6000 \leq L \leq 7000$	4500	$20.2 \leq U \leq 34.7$	
16		BRB-C×1000×5000	$126.9 \leq K_y \leq 171.7$	$5.7 \leq D_y \leq 7.7$		$6500 \leq L \leq 7500$	5000	$21.4 \leq U \leq 36.9$	
17		BRB-C×1000×5500	$114.8 \leq K_y \leq 155.4$	$6.3 \leq D_y \leq 8.5$		$7000 \leq L \leq 8000$	5500	$23.7 \leq U \leq 40.7$	
18		BRB-C×1000×6000	$103.7 \leq K_y \leq 140.3$	$7 \leq D_y \leq 9.4$		$7500 \leq L \leq 8500$	6000	$26.2 \leq U \leq 45.1$	
19	1500	BRB-C×1500×3500	$265.6 \leq K_y \leq 359.4$	$4.1 \leq D_y \leq 5.5$	0.035	$5000 \leq L \leq 6000$	3500	$15.4 \leq U \leq 26.4$	Q235
20		BRB-C×1500×4000	$231.8 \leq K_y \leq 313.6$	$4.7 \leq D_y \leq 6.3$		$5500 \leq L \leq 6500$	4000	$17.6 \leq U \leq 30.3$	
21		BRB-C×1500×4500	$202.4 \leq K_y \leq 273.8$	$5.4 \leq D_y \leq 7.2$		$6000 \leq L \leq 7000$	4500	$20.2 \leq U \leq 34.7$	
22		BRB-C×1500×5000	$190.3 \leq K_y \leq 257.5$	$5.7 \leq D_y \leq 7.7$		$6500 \leq L \leq 7500$	5000	$21.4 \leq U \leq 36.9$	
23		BRB-C×1500×5500	$167.8 \leq K_y \leq 227$	$6.5 \leq D_y \leq 8.7$		$7000 \leq L \leq 8000$	5500	$24.3 \leq U \leq 41.8$	
24		BRB-C×1500×6000	$153.6 \leq K_y \leq 207.8$	$7.1 \leq D_y \leq 9.5$		$7500 \leq L \leq 8500$	6000	$26.6 \leq U \leq 45.7$	
25	2000	BRB-C×2000×3500	$354.2 \leq K_y \leq 479.2$	$4.1 \leq D_y \leq 5.5$	0.035	$5000 \leq L \leq 6000$	3500	$15.4 \leq U \leq 26.4$	Q235
26		BRB-C×2000×4000	$309.1 \leq K_y \leq 418.1$	$4.7 \leq D_y \leq 6.3$		$5500 \leq L \leq 6500$	4000	$17.6 \leq U \leq 30.3$	
27		BRB-C×2000×4500	$274.2 \leq K_y \leq 371$	$5.3 \leq D_y \leq 7.1$		$6000 \leq L \leq 7000$	4500	$19.8 \leq U \leq 34.1$	
28		BRB-C×2000×5000	$250 \leq K_y \leq 338.2$	$5.8 \leq D_y \leq 7.8$		$6500 \leq L \leq 7500$	5000	$21.8 \leq U \leq 37.4$	
29		BRB-C×2000×5500	$229.8 \leq K_y \leq 310.8$	$6.3 \leq D_y \leq 8.5$		$7000 \leq L \leq 8000$	5500	$23.7 \leq U \leq 40.7$	
30		BRB-C×2000×6000	$204.9 \leq K_y \leq 277.2$	$7.1 \leq D_y \leq 9.5$		$7500 \leq L \leq 8500$	6000	$26.6 \leq U \leq 45.7$	
31	2500	BRB-C×2500×3500	$442.7 \leq K_y \leq 598.9$	$4.1 \leq D_y \leq 5.5$	0.035	$5000 \leq L \leq 6000$	3500	$15.4 \leq U \leq 26.4$	Q235

3		BRB-C×2500×4000	386.3≤Ky≤522.7	4.7≤Dy≤6.3		5500≤L≤6500	4000	17.6≤U≤30.3	
2		BRB-C×2500×4500	342.7≤Ky≤463.7	5.3≤Dy≤7.1		6000≤L≤7000	4500	19.8≤U≤34.1	
3		BRB-C×2500×5000	312.5≤Ky≤422.7	5.8≤Dy≤7.8		6500≤L≤7500	5000	21.8≤U≤37.4	
4		BRB-C×2500×5500	283.3≤Ky≤383.3	6.4≤Dy≤8.6		7000≤L≤8000	5500	24≤U≤41.3	
5		BRB-C×2500×6000	259.2≤Ky≤350.6	7≤Dy≤9.4		7500≤L≤8500	6000	26.2≤U≤45.1	
3	3000	BRB-C×3000×3500	531.3≤Ky≤718.8	4.1≤Dy≤5.5	0.035	5000≤L≤6000	3500	15.4≤U≤26.4	Q235
7		BRB-C×3000×4000	463.7≤Ky≤627.3	4.7≤Dy≤6.3		5500≤L≤6500	4000	17.6≤U≤30.3	
8		BRB-C×3000×4500	411.3≤Ky≤556.5	5.3≤Dy≤7.1		6000≤L≤7000	4500	19.8≤U≤34.1	
9		BRB-C×3000×5000	375≤Ky≤507.4	5.8≤Dy≤7.8		6500≤L≤7500	5000	21.8≤U≤37.4	
4		BRB-C×3000×5500	340≤Ky≤460	6.4≤Dy≤8.6		7000≤L≤8000	5500	24≤U≤41.3	
0		BRB-C×3000×6000	311≤Ky≤420.8	7≤Dy≤9.4		7500≤L≤8500	6000	26.2≤U≤45.1	
1									
4									
2									

注：BRB-C×500×3500，BRB 表示屈曲约束支撑，C 表示钢套筒与砂浆（或混凝土）组合约束型，500 表示屈服承载力，3500 表示产品长度。

表A.0.2 金属屈服型消能器

序号	规格型号	屈服力（kN）	屈服前刚度（kN/mm）	屈服位移（mm）	屈服后刚度比	参考设计位移（mm）	建议耗能芯材
1	MYD-S×200×1.0	200	200.0	1.0	0.025	U≤22	LY225
2					0.035	22<U≤30	LY160
3					0.050	30<U	LY100
4	MYD-S×200×1.5	200	133.3	1.5	0.025	U≤30	LY225
5					0.035	30<U≤40	LY160
6					0.050	40<U	LY100
7	MYD-S×300×1.0	300	300.0	1.0	0.025	U≤22	LY225
8					0.035	22<U≤30	LY160
9					0.050	30<U	LY100
10	MYD-S×300×1.5	300	200.0	1.5	0.025	U≤30	LY225
11					0.035	30<U≤40	LY160
12					0.050	40<U	LY100
13	MYD-S×400×1.0	400	400.0	1.0	0.025	U≤22	LY225
14					0.035	22<U≤30	LY160
15					0.050	30<U	LY100
16	MYD-S×400×1.5	400	266.7	1.5	0.025	U≤30	LY225
17					0.035	30<U≤40	LY160
18					0.050	40<U	LY100
19	MYD-S×600×1.0	600	600.0	1.0	0.025	U≤25	LY225
20					0.035	25<U≤35	LY160
21					0.050	35<U	LY100
22	MYD-S×600×1.5	600	400.0	1.5	0.025	U≤35	LY225
23					0.035	35<U≤40	LY160
24					0.050	40<U	LY100
25	MYD-S×800×1.0	800	800.0	1.0	0.025	U≤25	LY225
26					0.035	25<U≤35	LY160
27					0.050	35<U	LY100
28	MYD-S×800×1.5	800	533.3	1.5	0.025	U≤35	LY225
29					0.035	35<U≤40	LY160
30					0.050	40<U	LY100
31	MYD-S×1000×1.0	1000	1000.0	1.0	0.025	U≤25	LY225
32					0.035	25<U≤35	LY160
33					0.050	35<U	LY100
34	MYD-S×1000×1.5	1000	666.7	1.5	0.025	U≤35	LY225
35					0.035	35<U≤40	LY160
36					0.050	40<U	LY100
37	MYD-S×1200×1.0	1200	1200.0	1.0	0.025	U≤25	LY225
38					0.035	25<U≤35	LY160

39	MYD-S×1200×1.5		800.0	1.5	0.050	35<U	LY100
40					0.025	U≤35	LY225
41					0.035	35<U≤40	LY160
42					0.050	40<U	LY100

注：MYD-S×200×1.0，MYD 表示金属屈服型消能器，S 表示由钢材加工而成，200 表示屈服承载力，1.0 表示屈服位移。LY225 表示耗能芯材为 LY225。

表A.0.3 摩擦消能器

序号	规格类型	起滑位移 (mm)	起滑摩擦力 (mm)	初始刚度 (kN/mm)	变刚度位移 (mm)	极限载荷 (kN)	极限位移 (mm)	二阶刚度 (kN/mm)
1	FD-P-100×0.5	0.5	100	200	-	-	-	-
2	FD-P-200×0.5	0.5	200	400	-	-	-	-
3	FD-P-300×0.5	0.5	300	600	-	-	-	-
4	FD-P-400×0.6	0.6	400	667	-	-	-	-
5	FD-P-600×0.8	0.8	600	750	-	-	-	-
6	FD-P-800×1.0	1.0	800	800	-	-	-	-
7	FD-P-200×0.5-350	0.5	200	400	10	350	30	7.5
8	FD-P-300×0.5-650	0.5	300	600	10	650	30	17.5
9	FD-P-400×1.0-850	1.0	400	400	10	850	30	22.5
10	FD-P-600×1.0-1050	1.0	600	600	10	1050	30	22.5

注：FD-P-100×0.5，FD 表示摩擦消能器，P 表示板式摩擦消能器，100 表示起滑摩擦力，0.5 表示起滑位移。

表A.0.4 黏滞消能器

序号	型号规格	阻尼系数 (kN/(mm/s) ^α)	阻尼 指数 α	参考速 度 (mm/s)
1	VFD-NL×F×U	45	0.20 0.25 0.30	150~400
2		40		
3		35		
4		30		
5		25		
6	VFD-NL×F×U	60	0.20 0.25 0.30	
7		55		
8		50		
9		45		
10		40		
11	VFD-NL×F×U	35	0.20 0.25 0.30	
12		90		
13		85		
14		80		
15		75		
16		70		
17		65		
18		60		
19		55		
20	VFD-NL×F×U	50	0.20 0.25 0.30	
21		120		
22		110		
23		100		
24		95		
25		90		
26		85		
27		80		
28		75		
29	VFD-NL×F×U	70	0.20 0.25 0.30	
30		65		
31		150		
32		140		
33		130		
34		120		
35		110		
36		100		
37		95		
38		90		
39		85		
40	VFD-NL×F×U	180	0.20 0.25 0.30	
41		170		
42		160		
43		150		
44		140		
45		130		
46		120		
47		110		
48	VFD-NL×F×U	100	0.20 0.25 0.30	
49		240		
50		220		
51		200		
52		190		
53		180		
54		170		
55		160		
56	VFD-NL×F×U	150	0.20 0.25 0.30	
57		140		
58		130		
59		300		
60		280		
61		260		
62		240		
63		220		
64	VFD-NL×F×U	200	0.20 0.25 0.30	
65		190		
66		180		
67		170		
68		160		

注：VFD-NL×F×U，VFD 表示黏滞消能器，NL 表示非线性黏滞消能器，F 表示最大承载力，U 表示设计容许位移。设计时宜根据实际工程项目情况复核罕遇地震作用下的出力和参考速度。

注：VFD-NL×F×U，VFD 表示黏滞消能器，NL 表示非线性黏滞消能器，F 表示最大承载力，U 表示设计容许位移。设计时宜根据实际工程项目情况复核罕遇地震作用下的出力和参考速度。

表A.0.5 黏滞消能墙

序号	规格型号	阻尼系数/(kN/(mm/s) ^α)	阻尼指数 α	参考速度 mm/s
1	VDW-NL×F×U	22	0.45	150
2	VDW-NL×F×U	44	0.45	
3	VDW-NL×F×U	66	0.45	
4	VDW-NL×F×U	88	0.45	
5	VDW-NL×F×U	110	0.45	
6	VDW-NL×F×U	132	0.45	
7	VDW-NL×F×U	154	0.45	
8	VDW-NL×F×U	176	0.45	
9	VDW-NL×F×U	198	0.45	
10	VDW-NL×F×U	220	0.45	
11	VDW-NL×F×U	242	0.45	
12	VDW-NL×F×U	264	0.45	

注：VDW-NL×F×U，VDW 表示黏滞消能墙，NL 表示非线性黏滞消能墙，F 表示最大承载力，U 表示设计容许位移。设计时宜根据实际工程项目情况复核罕遇地震作用下的出力和参考速度。

表A.0.6 高阻尼橡胶消能器

序号	规格型号	屈服承载力 (kN)	屈服前刚度 (kN/mm)	屈服后刚度比	等效刚度 (kN/mm)	等效阻尼比
1	HDRD-P×70×100	70	60≤K _y ≤80	0.1	12.5	18
2	HDRD-P×140×100	140	110≤K _y ≤150	0.1	25	18
3	HDRD-P×150×100	150	130≤K _y ≤170	0.1	31.3	18
4	HDRD-P×200×100	200	160≤K _y ≤220	0.1	37.5	18
5	HDRD-P×250×100	250	360≤K _y ≤470	0.1	62.5	18

注：HDRD-P×70×100，HDRD 表示高阻尼橡胶消能器，P 表示板式高阻尼橡胶消能器，70 表示屈服承载力，100 表示表观剪应变设计值为 100%。

表A.0.7 黏弹性消能器

序号	规格型号	设计承载力 (kN)	阻尼系数/(kN/(mm/s) ^α)	阻尼指数 α	储能刚度(kN/mm)
1	VED-P×200×100	200	50	0.2	10
2	VED-P×400×100	400	100	0.2	15
3	VED-P×600×100	600	150	0.2	30
4	VED-P×800×100	800	200	0.2	40

注：VED-P×200×100，VED 表示黏弹性消能器，P 表示板式黏弹性消能器，200 表示设计承载力，100 表示表观剪应变设计值为 100%。储能刚度的参考加载频率为 1Hz，设计时可近似取该值为等效刚度值。

附录 B 标准化隔震支座产品规格及性能参数

表 B.0.1 天然橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.392\text{MPa}$)

规格型号	LNR150 0	LNR140 0	LNR130 0	LNR120 0	LNR110 0	LNR100 0	LNR90 0	LNR80 0	LNR70 0	LNR60 0	LNR50 0	LNR40 0	LNR30 0
有效直径D/mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 K_v / (kN/mm)	8000	6700	5400	4300	4100	3900	3300	2700	2300	1900	1600	1200	900
水平等效 刚度 K_h (100%) / (kN/mm)	2.50	2.34	2.17	2.01	1.83	1.67	1.51	1.33	1.17	0.98	0.81	0.66	0.49
橡胶层总 厚度 /mm	276	257	239	220	202	184	165	148	129	110	92	73	56

表 B.0.2 天然橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.49\text{MPa}$)

规格型号	LNR150 0	LNR140 0	LNR130 0	LNR120 0	LNR110 0	LNR100 0	LNR90 0	LNR80 0	LNR70 0	LNR60 0	LNR50 0	LNR40 0	LNR30 0
有效直径D/mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 K_v / (kN/mm)	8300	6900	5700	4700	4200	4000	3400	2800	2450	2000	1700	1300	1000
水平等效 刚度 K_h (100%) / (kN/mm)	3.13	2.92	2.75	2.51	2.29	2.09	1.88	1.66	1.46	1.22	1.02	0.82	0.61
橡胶层总 厚度 /mm	276	257	239	220	202	184	165	148	129	110	92	73	56

表 B.0.3 天然橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.60\text{MPa}$)

规格型号	LNR150 0	LNR140 0	LNR130 0	LNR120 0	LNR110 0	LNR100 0	LNR90 0	LNR80 0	LNR70 0	LNR60 0	LNR50 0	LNR40 0	LNR30 0
有效直径D/mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 K_v / (kN/mm)	8600	7200	5900	5000	4500	4300	3600	3000	2700	2300	2000	1600	1300
水平等效 刚度 K_h (100%) / (kN/mm)	3.83	3.58	3.32	3.07	2.81	2.55	2.31	2.03	1.78	1.50	1.25	1.01	0.75
橡胶层总 厚度 /mm	276	257	239	220	202	184	165	148	129	110	92	73	56

表 B.0.4 铅芯橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.392\text{MPa}$)

规格型号	LRB150 0	LRB140 0	LRB130 0	LRB120 0	LRB110 0	LRB100 0	LRB90 0	LRB80 0	LRB70 0	LRB60 0	LRB50 0	LRB40 0	LRB30 0
有效直径D/mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 K_v / (kN/mm)	8300	7000	5700	4600	4400	4200	3500	2900	2600	2200	1800	1400	1100
水平等效刚 度 K_h	3.95	3.90	3.55	3.09	2.91	2.77	2.37	2.05	1.87	1.58	1.27	1.04	0.76

(100%) / (kN/mm))													
等效阻尼比 ζ_{eq} (100%)	23	24	24	23	23	23	22	23	24	23	22	22	21
屈服前刚度 K_1 / (kN/mm))	31.63	29.46	27.16	25.46	23.25	21.67	19.67	17.35	15.19	13.11	10.91	8.79	6.44
屈服后刚度 K_d / (kN/mm))	2.43	2.27	2.09	1.96	1.79	1.67	1.51	1.33	1.17	1.01	0.84	0.68	0.50
屈服力 Q_d /kN	420	420	350	250	227	203	141	106	90	63	40	27	16
橡胶层总厚度 /mm	276	257	239	220	202	184	165	148	129	110	92	73	56

表 B.0.5 铅芯橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.49\text{MPa}$)

规格型号	LRB150 0	LRB140 0	LRB130 0	LRB120 0	LRB110 0	LRB100 0	LRB90 0	LRB80 0	LRB70 0	LRB60 0	LRB50 0	LRB40 0	LRB30 0
有效直径D /mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 K_v / (kN/mm))	8600	7200	6000	5000	4500	4300	3600	3000	2750	2300	1900	1500	1200
水平等效刚度 K_h (100%) / (kN/mm))	4.56	4.47	4.09	3.58	3.36	3.19	2.75	2.39	2.16	1.83	1.48	1.21	0.89
等效阻尼比 ζ_{eq} (100%)	23	24	24	23	23	23	22	23	24	23	22	22	21
屈服前刚度 K_1 / (kN/mm))	39.54	36.82	34.19	31.82	29.06	27.08	24.58	21.68	18.99	16.39	13.64	10.66	7.93
屈服后刚度 K_d / (kN/mm))	3.04	2.83	2.63	2.45	2.24	2.08	1.89	1.67	1.46	1.26	1.05	0.82	0.61
屈服力 Q_d /kN	420	420	350	250	227	203	141	106	90	63	40	27	16
橡胶层总厚度 /mm	276	257	239	220	202	184	165	148	129	110	92	73	56

表 B.0.6 铅芯橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.60\text{MPa}$)

规格型号	LRB150 0	LRB140 0	LRB130 0	LRB120 0	LRB110 0	LRB100 0	LRB90 0	LRB80 0	LRB70 0	LRB60 0	LRB50 0	LRB40 0	LRB30 0
有效直径D /mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 K_v / (kN/mm))	8900	7500	6300	5300	4800	4600	3900	3300	3000	2600	2200	1700	1450
水平等效刚度 K_h (100%) / (kN/mm))	5.25	5.10	4.96	4.13	3.86	3.58	3.10	2.70	2.44	2.07	1.68	1.37	1.03
等效阻尼比 ζ_{eq} (100%)	20	22	22	19	19	20	19	19	21	20	19	19	19

屈服前刚度 $K_1 /$ (kN/mm)	48.42	45.09	45.43	38.96	35.58	32.20	29.22	25.78	22.57	19.48	16.21	13.07	9.77
屈服后刚度 $K_d /$ (kN/mm)	3.72	3.47	3.49	3.00	2.74	2.48	2.25	1.98	1.74	1.50	1.25	1.01	0.75
屈服力 $Q_d /$ kN	420	420	350	250	227	203	141	106	90	63	40	27	16
橡胶层总厚度 /mm	276	257	239	220	202	184	165	148	129	110	92	73	56

表 B.0.7 高阻尼橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.392\text{MPa}$)

规格型号	HDR1200	HDR1100	HDR1000	HDR900	HDR800	HDR700	HDR600	HDR500	HDR400
有效直径D/mm	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400
竖向刚度 $K_v /$ (kN/mm)	6900	6300	5700	5100	4500	3900	3400	2900	2500
水平等效刚度 K_h (100%) / (kN/mm)	2.81	2.63	2.48	2.24	1.98	1.73	1.49	1.22	0.98
等效阻尼比 ζ_{eq} (100%)	18	18	18	18	18	18	18	18	18
屈服前刚度 $K_1 /$ (kN/mm)	11.82	10.80	10.00	9.08	8.01	7.01	6.05	5.04	4.06
屈服后刚度 $K_d /$ (kN/mm)	1.97	1.80	1.67	1.51	1.33	1.17	1.01	0.84	0.68
屈服力 $Q_d /$ kN	185	168	149	120	95	73	53	36	23
橡胶层总厚度 /mm	220.5	202	184	166	147	129	111	93	74

表 B.0.8 高阻尼橡胶支座规格型号及性能参数表 ($S_2=5.45$, $G=0.49\text{MPa}$)

规格型号	HDR1200	HDR1100	HDR1000	HDR900	HDR800	HDR700	HDR600	HDR500	HDR400
有效直径D/mm	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400
竖向刚度 $K_v /$ (kN/mm)	7000	6400	5800	5200	4600	4000	3500	3000	2600
水平等效刚度 K_h (100%) / (kN/mm)	3.30	3.08	2.89	2.61	2.31	2.03	1.74	1.43	1.15
等效阻尼比 ζ_{eq} (100%)	18	18	18	18	18	18	18	18	18
屈服前刚度 $K_1 /$ (kN/mm)	14.76	13.50	12.50	11.35	10.01	8.76	7.56	6.29	5.07
屈服后刚度 $K_d /$ (kN/mm)	2.46	2.25	2.08	1.89	1.67	1.46	1.26	1.05	0.85
屈服力 $Q_d /$ kN	185	168	149	120	95	73	53	36	23
橡胶层总厚度 /mm	220.5	202	184	166	147	129	111	93	74

表 B.0.9 弹性滑板支座规格型号及性能参数表 ($G=1.0\text{MPa}$)

规格型号	ESB1500	ESB1400	ESB1300	ESB1200	ESB1100	ESB1000	ESB900	ESB800	ESB700	ESB600	ESB500	ESB400	ESB300
有效直径D/mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300
竖向刚度 $K_v /$ (kN/mm)	30000	27000	23000	20000	17000	16000	14000	13000	12000	9000	7000	5500	3500
初始刚度 $K_1 /$ (kN/mm)	35.00	32.00	28.00	26.00	22.00	18.00	21.00	20.00	16.50	12.50	9.00	8.80	3.60
动摩擦系数 μ	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06	0.02~ 0.06
橡胶层总厚度 /mm	48	48	48	44	44	40	30	25	20	19.2	19	12	17

表 B.0.9 单主滑动摩擦面型摩擦摆隔震支座规格型号及性能参数表

设计竖向承载力/kN	规格型号	竖向刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限值 (慢)	动摩擦系数上限值 (快)	等效曲率半径/mm	设计水平位移/mm
2000	FPS-I-2000-100	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-2000-200	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-2000-300	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
3000	FPS-I-3000-100	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-3000-200	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-3000-300	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
4000	FPS-I-4000-100	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-4000-200	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-4000-300	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
5000	FPS-I-5000-100	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-5000-200	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-5000-300	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	2200/2500/3000	±300
6000	FPS-I-6000-100	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-6000-200	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-6000-300	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
7000	FPS-I-7000-100	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-7000-200	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-7000-300	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
8000	FPS-I-8000-100	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±100
	FPS-I-8000-200	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±200
	FPS-I-8000-300	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±300
9000	FPS-I-9000-100	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±100
	FPS-I-9000-200	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±200
	FPS-I-9000-300	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±300
10000	FPS-I-10000-100	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±100
	FPS-I-10000-200	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±200
	FPS-I-10000-300	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±300

注：FPS-I-2000-100，FPS 表示建筑摩擦摆隔震支座；I表示支座结构类型，可选用Ia 或Ib；2000 表示设计竖向承载力，100 表示极限位移。慢摩擦系数是指在 4mm/s 下测试的结果，快摩擦系数是指在 150mm/s 下测试的结果；摩擦系数建议以 0.01 为增量进行取值。下同。

表 B.0.11 双主滑动摩擦面型摩擦摆隔震支座规格型号及性能参数表

竖向承载力/kN	规格型号	竖向刚度 (kN/mm)	动摩擦系数下限值 (慢)	动摩擦系数上限值 (快)	等效曲率半径/mm	设计水平
----------	------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------	------

						位移 /mm
2000	FPS-II-2000-100	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-2000-200	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-2000-300	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-2000-400	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
3000	FPS-II-3000-100	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-3000-200	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-3000-300	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-3000-400	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
4000	FPS-II-4000-100	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-4000-200	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-4000-300	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-4000-400	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
5000	FPS-II-5000-100	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-5000-200	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-5000-300	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-5000-400	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
6000	FPS-II-6000-100	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-6000-200	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-6000-300	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-6000-400	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
7000	FPS-II-7000-100	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-7000-200	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-7000-300	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-7000-400	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
8000	FPS-II-8000-100	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-8000-200	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-8000-300	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-8000-400	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
9000	FPS-II-9000-100	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-9000-200	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-9000-300	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-9000-400	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
10000	FPS-II-10000-100	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-10000-200	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-10000-300	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-10000-400	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400

附录 C 专项审查报告参考框架

附录 C.1 消能减震结构专项审查报告参考框架

一、工程概况

二、设计依据

三、设计条件和参数

3.1 设防标准(含设计使用年限、安全等级和抗震设防参数等)

3.2 荷载

3.3 结构材料和主要构件尺寸

3.4 地震波选取

四、消能减震方案选型与布置

4.1 消能减震方案选型

4.2 消能减震系统布置

4.3 减震装置参数

五、消能减震效果分析

5.1 多遇地震作用下减震效果分析

(含结构响应、附加阻尼比、减震装置滞回曲线等)

5.2 设防地震作用下减震效果分析

(含结构响应、附加阻尼比等)

六、消能子结构设计与验算

七、罕遇地震下消能减震结构弹塑性分析

(含结构响应、构件性能评价、减震装置承载力验算等)

八、结论

附录 C.2 隔震结构专项审查报告参考框架

一、工程概况

二、设计依据

三、设计条件和参数

3.1 设防标准(含设计使用年限、安全等级和抗震设防参数等)

3.2 荷载

3.3 结构材料和主要构件尺寸

3.4 地震波选取

四、隔震方案选型与布置

4.1 隔震方案选型

4.2 隔震支座布置

4.3 隔震支座参数

五、隔震相关基本指标验算

5.1 偏心率验算

5.2 隔震支座长期面压验算

5.3 隔震层自复位能力验算

5.4 隔震层抗风验算

六、设防地震下隔震效果分析

6.1 计算概述

6.2 周期对比

6.3 底部剪力比计算

6.4 层间位移角计算

6.5 小结

七、罕遇地震下隔震结构弹塑性分析

7.1 计算概述

7.2 主体结构响应验算

7.3 构件性能评价

7.4 隔震支座短期面压验算

7.5 隔震支座变形验算

7.6 隔震结构抗倾覆验算

7.7 隔震支座上下支墩承载力验算

八、结论

附录 D 消能器及隔震支座检验项目

E.0.1 消能器检验项目宜按表 E.0.1 执行。

表E.0.1 消能器检验项目

产品名称	检验项目		型式检验	出厂检验	见证检验
屈曲约束 支撑	基本力学 性能	屈服承载力	√	√	√
		屈服位移	√	√	√
		最大承载力	√	√	√
		极限位移	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
		拉压不平衡系数	√	√	√
	疲劳性能	最大承载力	√	×	√
		滞回曲线	√	×	√
		滞回曲线面积	√	×	√
金属屈服型 消能器	基本力学 性能	屈服承载力	√	√	√
		屈服位移	√	√	√
		最大承载力	√	√	√
		极限位移	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	疲劳性能	最大承载力	√	×	√
		滞回曲线	√	×	√
		滞回曲线面积	√	×	√
摩擦消能器	基本力学 性能	起滑阻力	√	√	√
		起滑位移	√	√	√
		摩擦荷载	√	√	√
		极限位移	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
		起滑阻力与摩擦荷载 偏差	√	√	√
	老化性能	摩擦荷载	√	×	×
		外观	√	×	×
	疲劳性能	摩擦荷载	√	×	√
		滞回曲线	√	×	√
		滞回曲线面积	√	×	√
黏滞消能器	基本力学	极限位移	√	√	√

(黏滯消能 墙)	性能	最大承载力	√	√	√
		极限速度	√	×	√
		阻尼系数	√	√	√
		速度指数	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	疲劳性能	最大承载力	√	×	√
		滞回曲线	√	×	√
		滞回曲线面积	√	×	√
	风振测试(针对 减少风振的黏 滯消能器)	最大承载力	√	×	×
		滞回曲线	√	×	×
	频率相关性	最大承载力	√	×	×
	温度相关性	最大承载力	√	×	×
黏弹消能器	基本力学 性能	最大承载力	√	√	√
		阻尼系数	√	√	√
		速度指数	√	√	√
		刚度	√	√	√
		滞回曲线	√	√	√
	极限性能	极限应变	√	×	×
	老化性能	变形	√	×	×
		阻尼系数、速度指数、 最大承载力	√	×	×
		外观	√	×	×
	疲劳性能	阻尼系数、速度指数、 最大承载力	√	×	√
		滞回曲线	√	×	√
		滞回曲线面积	√	×	√
	频率相关性	最大承载力	√	×	×
	温度相关性	最大承载力	√	×	×
	变形相关性	最大承载力	√	×	×
高阻尼橡胶 消能器	基本性能	屈服承载力	√	√	√
		屈服后刚度	√	√	√
		等效阻尼比	√	√	√
		等效水平刚度	√	√	√
		极限位移	√	√	√

		滞回曲线	√	√	√
	老化性能	变形	√	×	×
		屈服承载力、屈服后刚度、等效阻尼比、等效水平刚度	√	×	×
		外观	√	×	×
	疲劳性能	屈服承载力、屈服后刚度、等效阻尼比、等效水平刚度	√	×	√
		滞回曲线	√	×	√
		滞回曲线面积	√	×	√
注：√ 要进行试验；× 不进行试验；▲ 可选择进行试验。					

E.2 隔震橡胶支座检验项目宜按表 E.0.2 执行。

表E.0.2 隔震橡胶支座检验项目

性能		项目	型式检验	出厂检验	见证检验
橡胶材料 物理性能	硬度	硬度	√	▲	×
	拉伸性能	拉伸强度	√	√	×
		扯断伸长率	√	√	×
		25%定伸应力	√	▲	×
		300%定伸应力	√	▲	×
	压缩性能	压缩永久变形	√	▲	×
	黏合性能	黏合强度	√	▲	×
	热空气老化性能	拉伸强度变化率	√	▲	×
		扯断伸长率变化率	√	▲	×
		硬度变化	√	▲	×
	抗臭氧性能	臭氧老化	√	×	×
		静态拉伸试验	√	×	×
	脆性性能	脆性温度	√	×	×
竖向和水平力学性能	压缩性能	竖向压缩刚度	√	√	√
		压缩变形性能	√	√	√
		竖向极限压应力	√	×	×
		水平位移为支座内部橡胶直径55%状态时的极限压应力	√	×	×
		侧向不均匀变形	√	√	√
	拉伸性能	竖向拉伸刚度	√	▲	×

		竖向极限拉应力		√	×	×
	水平剪切性能	水平等效 刚度	剪应变为 100%或 γ ₀	√	√	√
			剪应变为 250%	√	√	▲
		等效阻尼比		√	√	√
		屈服后水平刚度(铅芯支座)		√	√	√
		屈服力(铅芯支座)		√	√	√
	极限剪切性能	水平极限变形能力		√	×	√
	0.55D 剪切性能	水平等效刚度		√	×	√
耐久性	老化性能	竖向刚度		√	×	×
		水平等效刚度		√	×	×
		等效阻尼比		√	×	×
		水平极限变形能力		√	×	×
	徐变性能	徐变量		√	×	×
	疲劳性能	竖向刚度		√	×	×
		水平等效刚度		√	×	×
		等效阻尼比		√	×	×
外观情况		√	×	×		
相关性	竖向应力相关性	水平等效刚度		√	×	×
		等效阻尼比		√	×	×
	大变形相关性	水平等效刚度		√	×	×
		等效阻尼比		√	×	×
	加载频率相关性	水平等效刚度		√	×	×
		等效阻尼比		√	×	×
	温度相关性	水平等效刚度		√	×	×
		等效阻尼比		√	×	×
注：√ 要进行试验；× 不进行试验；▲ 可选择进行试验。						

附录 E 施工安装位置的允许偏差和检验方法

E.0.1 墙型连接安装位置允许偏差和检验方法宜按表 F.0.1 执行。

表 F.0.1 墙型连接安装位置允许偏差和检验方法

项目		允许偏差		检查数量	检查方法
		混凝土结构	钢结构		
悬臂墙	轴线	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	尺量
	高度	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	水准仪、全站仪或拉线、尺量
	垂直度	$H/1000$	$H/1000$	全数	经纬仪、全站仪或吊线、尺量
上、下悬臂墙(柱)轴线相对偏差		$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	吊线、尺量
上、下预埋件间净高		$+5 \text{ mm}$ $+2 \text{ mm}$	$+5 \text{ mm}$ $+2 \text{ mm}$	全数	尺量四角(混凝土结构量预埋板四角)及中心,取最大值
预埋板	轴线	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	尺量
	标高	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	水准仪或拉线、尺量
	水平度	3‰	3‰	全数	水准仪或水平尺、塞尺量测
消能器	轴线	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	尺量
	垂直度	$H_1/1000$	$H_1/1000$	全数	经纬仪或吊线、尺量

E.0.2 支撑式连接安装位置允许偏差和检验方法宜按表 F.0.2 执行。

表 F.0.2 支撑式连接安装位置允许偏差和检验方法

项目			允许偏差		检查数量	检查方法
			混凝土结构	钢结构		
预埋板	轴线		$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	尺量
	标高		$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	水准仪或拉线、尺量
	垂直度	$\leq 2 \text{ m}$	3 mm	3 mm	全数	经纬仪、全站仪或吊线、尺量
		$> 2 \text{ m}$	5 mm	5 mm		
	水平度		3‰	3‰	全数	水准仪、全站仪或水平尺、塞尺量测
节点板	轴线		$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	尺量
	垂直度	$\leq 2 \text{ m}$	3 mm	3 mm	全数	经纬仪或吊线、尺量
		$> 2 \text{ m}$	5 mm	5 mm		
	上、下节点板平面相对偏移		$\pm 2 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	全数	吊线、尺量

消能器或支撑	安装净空	+8 mm +3 mm	+8 mm +3 mm	全数	尺寸
	弯曲矢高	$\leq L/1000$, 且 ≤ 10 mm	$\leq L/1000$, 且 ≤ 10 mm	全数	拉线、尺寸

E.0.3 隔震支座安装位置允许偏差和检验方法宜按表 F.0.2 执行。

表 F.0.3 隔震支座安装位置的允许偏差和检验方法

支座类别	项目		允许偏差	检查数量	检验方法
橡胶支座	支座标高		$\pm 3\text{mm}$	全数检查	用水准仪、钢尺测量
	支座水平位置偏差 (mm)		$\pm 5\text{mm}$		用全站仪、钢尺测量
	水平度	下支墩顶面	3‰		用水准仪、千分塞尺测量
		支座顶面	5‰		用水准仪、千分塞尺测量
弹性滑板支座	橡胶支座部	中心标高	$\pm 5\text{mm}$	全数检查	用水准仪、钢尺测量
		平面中心位置	$\pm 5\text{mm}$		用全站仪、钢尺测量
		顶面水平度	2‰		用水准仪、千分塞尺测量
	滑移面板	中心标高	$\pm 5\text{mm}$	全数检查	用水准仪、钢尺测量
		平面中心位置	$\pm 5\text{mm}$		用全站仪、钢尺测量
		顶面水平度	2‰		用水准仪、千分塞尺测量
	橡胶支座与滑移面板平面中心位置相对偏差		5mm	全数检查	用全站仪、钢尺测量
摩擦摆隔震支座	支座标高		$\pm 3\text{mm}$	全数检查	用水准仪、钢尺测量
	支座水平位置偏差 (mm)		$\pm 5\text{mm}$		用全站仪、钢尺测量
	水平度	下支墩顶面	3‰		用水准仪、千分塞尺测量
		支座顶面	5‰		用水准仪、千分塞尺测量

附录 F 现行相关规范、规程、图集

1、规范、规程

- 1) 建筑抗震设计规范 GB50011-2010
- 2) 建筑隔震设计标准 GB/T 51408-2021
- 3) 隔震橡胶支座隔震技术规程 CECS 126: 2001
- 4) 橡胶支座第 1 部分: 隔震橡胶支座试验方法 GB/T 20688.1-2007
- 5) 橡胶支座 第 3 部分: 建筑隔震橡胶支座 GB 20688.3-2006
- 6) 橡胶支座 第 5 部分: 建筑隔震弹性滑板支座 GB 20688.5-2014
- 7) 建筑隔震橡胶支座 JG118-2018
- 8) 建筑摩擦摆隔震支座 GB/T 37358-2019
- 9) 建筑消能阻尼器 JG/T 209-2012
- 10) 建筑消能减震技术规程 JGJ 297-2013
- 11) 既有砌体结构隔震支座托换技术规程 CECS 387:2014
- 12) 既有混凝土框架结构隔震加固技术规程 T/CECS 648-2019
- 13) 消能减震加固技术规程 T/CECS 547-2018
- 14) 建筑隔震工程施工及验收规范 JGJ360-2015

2、图集

- 1) 建筑结构隔震构造详图 03SG610-1
- 2) 建筑结构消能减震（振）设计 09SG610-2

中国工程建设标准化协会标准

建筑结构减震与隔震设计导则

T/CECS XXX - 2023

条文说明

制定说明

本标准制定过程中，编制组进行了大量的调查、研究及总结工作。通过对现行规范进行解读，细化现有规范内容，明确具体技术措施，加强减隔震结构的概念设计；对减震、隔震设计流程进行了完整介绍，引导工程师正确进行设计工作，实现减隔震结构设计的可操作性；同时，介绍常用的减隔震产品，为产品选用提供建议。

为便于广大技术和管理人员在使用本标准时能正确理解和执行条款规定，《建筑结构减震与隔震设计导则》编制组按章节、条顺序编制了本标准的条文说明，对条款规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项等进行了说明。本条文说明不具备与标准正文及附录同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目 次

3	消能减震结构设计的基本要求.....	76
3.1	概念设计	76
3.2	计算分析的基本要求.....	79
3.3	结构设计的基本要求.....	84
6	隔震结构设计的基本要求.....	87
6.1	概念设计	87
7	隔震装置的选型与布置.....	87
7.1	隔震装置产品的性能.....	87
7.2	隔震装置的选型方法.....	88
7.3	隔震装置的布置原则.....	90
9	组合减隔震结构设计的基本要求.....	91
9.1	概念设计	91
9.3	计算分析的基本要求.....	91

3 消能减震结构设计的基本要求

3.1 概念设计

3.1.1 消能减震技术可起到主动耗散地震输入能量，有效保证建筑物具有良好的抗震性能，具有广泛的应用领域，见表3.1.1。消能减震技术即适用于新建工程，也适用于已有建筑物的抗震加固及改造；即适用于普通建筑结构，也适用于抗震生命线工程。从工业与民用建筑、超高层建筑都有广泛应用，部分采用减震技术的建筑经受住汶川、芦山等地震的考验，保障了人们生命财产安全，产生了良好的社会效益。

表 3.1.1 减震技术适用领域

类型	适用领域	解决问题
1	高烈度及场地条件差的地区	降低地震作用
2	强风地区	降低风荷载作用、改善舒适度
3	超高层钢结构	改善舒适度，改善建筑功能
4	医院，机场控制室等特殊建筑	降低附属结构及设备的振动
5	加固改造项目	降低施工难度，减少加固量

3.1.2 与传统抗震结构相比，消能减震结构能有效减小结构的地震反应达20%~40%；在相同的结构可靠度下，采用消能减震技术能减小结构构件的截面尺寸和配筋率，达到节约材料，调低造价的目的。结构安装消能器后，不改变主体结构的竖向受力体系，故消能减震结构的设防目标，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 基本的抗震设防目标保持一致，即当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需要修理可继续使用；当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时，主体结构可能发生损坏，但经一般修理仍可继续使用；当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，主体结构不出现严重破坏等级的震害。这里的规定高于一般结构抗倒塌要求，是因为要保证罕遇地震下消能器能发挥其最大消能作用。宜允许消能器在遭遇多遇地震时发挥部分消能作用，如速度型消能器、延性好的金属屈服型消能器（如金属屈服型消能器，不包括屈曲约束支撑）是可以在遭遇多遇地震时就发挥部分消能作用的。这里的“部分”含义对黏滞消能器指扣除连接间隙后出力可达到设计承载力的 60%以上；对金属屈服型消能器宜进入屈服状

态，可允许计算延性系数达到 2 以上。应保证消能部件罕遇下发挥最大消能功能，所谓“最大”含义指消能子结构中的主体结构构件基本不失效，连接部件弹性，黏滞消能器出力达到其设计承载力，金属屈服型消能器位移达到其设计位移，相应延性系数不小于 6。设防烈度下消能器的计算出力可达到设计承载力的 90%以上。

消能减震结构主要由主体结构和消能部件组成，通过调整消能部件附加给结构的阻尼来实现地震输入能量的消耗，从而可方便的控制主体结构在不同设防目标下的反应（如主体结构保持弹性或部分构件进入弹塑性等），使结构更容易实现比现有的规范更高的设防目标。因此，对重要的或有更高要求的新建消能减震建筑宜优先采用抗震性能化设计方法进行设计。

3.1.3 后续使用年限不低于50年的既有建筑与新建建筑相同，采用消能减震技术进行加固时，其抗震设防要求可按照新建消能减震建筑进行。后续使用年限少于 50 年的既有建筑采用消能减震技术加固后，在遭遇同样的地震影响时其主体结构损坏程度允许略重于按后续使用年限 50 年标准鉴定加固的建筑，主体结构设防目标可略低于后续使用年限为 50 年的既有建筑（但是消能子结构设防目标要求应不低于后续使用年限为 50 年的既有建筑），其设计特征周期、原结构构件的材料性能设计指标、地震作用效应等应按现行《建筑抗震鉴定标准》GB50023 的规定采用。对既有建筑结构进行抗震加固时，一方面主体结构构件的竖向承载能力应达到相关规范要求；另一方面消能子结构中的非消能部件应具有良好的抗震性能；应对与消能部件相连接的节点进行详细的检测和分析，抗震性能不满足要求的应予以加固补强，以保证消能器在地震作用下能发挥良好的耗能性能。现行《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定多遇地震下的地震作用相对比例大致是0.75、0.88、1.0。

3.1.4 结构抗震性能化设计综合考虑结构承载能力和变形能力，具有很强的针对性和灵活性，可根据具体工程需要，对整个结构、局部部位或关键构件采取有效的抗震措施以达到预期的性能目标，进而提高结构的抗震安全性，并满足建筑结构不同使用功能的规定。性能化设计以现有抗震性能水平和经济条件为前提，一般需综合考虑使用功能、设防烈度、结构不规则程度和类型、结构延性变形能力、造价、震后损失与修复难度等因素，不同的抗震设防类别，其性能设计要求也有所不同。采用消能减震技术后，消能器耗散大量的地震能量，设计的结构较容

易实现不同性能目标需求，在不改变结构布置和形式的情况下，采用消能减震技术后可实现更高设防性能目标要求。

3.1.5 消能减震结构的抗震性能化设计，应根据实际需要确定不同的性能目标和水准，以达到预期的设计要求。

3.1.6 多层且较规则的乙类建筑亦可不要求进行性能化设计。某些特殊条件下的新建建筑（如学校、医院的连廊）或需加固建筑采用单跨框架结构，可允许采用消能减震性能化设计解决单跨框架结构的抗震设计和加固问题。

3.1.7 消能减震结构的设计应确定减震目标。通过设置消能器有效消耗地震能量，使建筑抗震性能明显提高。减震目标一般可以附加阻尼比及基底剪力或层间位移角降低比例等来表征。采用粘滞阻尼器，在小震下的减震效果一般优于大震，即相同阻尼器布置下，地震作用越大，减震效果越小，这是和阻尼器的非线性特征有关，当阻尼指数小于1.0时，阻尼力随速度增加上升越来越慢，导致滞回耗能与地震力的增长不成比例，大震下的减震效果相对低些。

3.1.8 本条所列出的规定为一些宏观层面的结构设计要求，属于概念设计范畴，但其对结构整体减震效果会产生重要影响。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竖向方向刚度均匀为原则；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。当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。对于结构竖向存在薄弱层可优先在薄弱层布置，然后再考虑沿竖向每层或隔层或跨层布置。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消能器的抗力大小，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的分布。

消能减震结构设计方案布置中常需要与建筑使用功能和建筑效果表达进行协调。建议在进行消能减震工程设计时，结构设计应参与建筑方案设计中，提前谋划好消能器布设方案，做好概念设计，以免后期专业配合的被动。对于粘滞类阻尼器，粘滞阻尼伸臂宜结合结构的设备层或避难层，布置在结构的中上部；粘滞阻尼墙宜结合公共区域的隔墙位置，布置在结构的中下部。

3.1.9 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、构造及原结构空间使用、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。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，减震的效率就不理想，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。

3.2 计算分析的基本要求

3.2.2 不同类型消能器对消能减震结构的动力特性和动力反应会产生比较大的影响，消能器工作时表现的强非线性特性使消能减震结构的分析复杂化：在多遇地震作用时，主体结构保持弹性状态，消能器未进入或刚进入工作状态，此时一般位移相关型消能部件基本只为主体结构提供刚度，而非线性黏滞消能器则可能计算出较好的减震效果，实际上扣除安装间隙，耗能效果可能很有限，故计算的减震效果应该折减。在设防地震，消能器在主体结构进入弹塑性变形之前进入耗能阶段，消能器将表现出较强的非线性特征；在罕遇地震作用下，主体结构将产生较大的弹塑性变形，消能器也进入强烈的非线性工作状态。因此，消能减震结构分析必须考虑主体结构和消能部件在不同工作状态下的性能特征。多遇地震和基本烈度情况下，当根据结构层间变形情况可假定主体结构构件基本处于弹性工作阶段时，可建立用非线性连接单元模拟消能器力学行为且包含连接构件的空间有限元模型，采用时程分析法估计消能支撑的减震效果。罕遇地震下宜根据主体结构层间变形情况，采用静力弹塑性分析、弹塑性时程分析方法或用等效线性结构（用主体结构刚度折减考虑弹塑性影响）而消能支撑器非线性的时程分析法估算消能减震结构的变形情况。 主体结构和消能器所处的状态及适合的分析方法见表3.2.3。

表 3.2.3 主体结构和消能器所处的状态及适合的分析方法

主体结构状态	消能器状态	分析方法	
线性	线性	振型分解反应谱法 目的：获得构件内力、层间	弹性线性时程分析方法 目的：获得层间剪力、层间位移

		剪力、层间位移角等	角、消能器耗能情况等
线性	非线性	考虑附加有效阻尼比和有效刚度振型分解反应谱法 目的：获得构件内力、层间剪力、层间位移角等	考虑消能器非线性特性的非线性时程分析方法 目的：获得层间剪力、层间位移角、消能器耗能情况等
弹塑性	非线性	静力弹塑性分析方法（考虑消能器非线性特性） 目的：获得最大层间位移角	考虑消能器非线性特性的非线性时程分析方法 目的：获得层间剪力、层间位移角、塑性铰分布、消能器耗能情况等
等效线性	非线性	——	考虑消能器非线性特性的非线性时程分析方法 目的：获得层间剪力、层间位移角、消能器耗能情况等

3.2.6 当取7组及7组以上的地震记录时程曲线输入时，计算出结构的地震作用效应的保证率更高，选用7组及7组以上的地震记录时程作输入，计算出每组时程下附加有效阻尼比，然后取其平均值作为最后的附加有效阻尼比估计值。

3.2.7 当采用 FNA 方法时，消能器等效刚度取值应该与相应消能器变形状态相一致，组合模态数量应保证模态质量系数>99%。弹塑性分析应合理选取材料本构关系，构件配筋及尺寸按实际情况，并考虑几何非线性影响。

3.2.9 静力弹塑性分析方法是一种静力的分析方法，是在结构计算模型上施加按某种规则分布的水平侧向力，单调加载并逐级加大；一旦有构件开裂（或屈服）即修改其刚度（或使其退出工作），进而修改结构总刚度矩阵，进行下一步计算，依次循环直到结构达到预定的状态（成为机构、位移超限或达到目标位移），从而判断是否满足相应的抗震能力要求。在实际工程进行减震结构计算分析中，消能器的等效刚度取值一般应该进行多次试算，即前一次等效刚度取值时消能器位移与后一次计算的消能器位移计算输出值应基本一致，这时对应滞回曲线上位移处的割线刚度即为消能器的等效刚度。除非有特别规定外，消能器等效刚度取值是随着输入地震强度大小而变的。

3.2.10 当消能减震结构采用成熟和广泛使用的软件建立三维空间模型，且把消能部件的支撑、连接件刚度用合适单元模拟，对于一般多层结构则不硬性规定使用两个不同的软件分析消能部件的减震效果。

3.2.11 消能器恢复力模型大致有两类：一种是用复杂的数学公式予以描述的曲

线型；另一种是分段线性化的折线型。曲线型恢复力模型中的刚度是连续变化的，与工程实际较为接近，但在刚度的确定及计算方法上较为复杂，在实际工程计算中并不常用。目前，广泛使用的是折线型模型，金属屈服型消能器和屈曲约束支撑常用模型见图3.2.11-1；对于摩擦消能器和铅消能器宜采用理想弹塑性模型见图3.2.11-2。

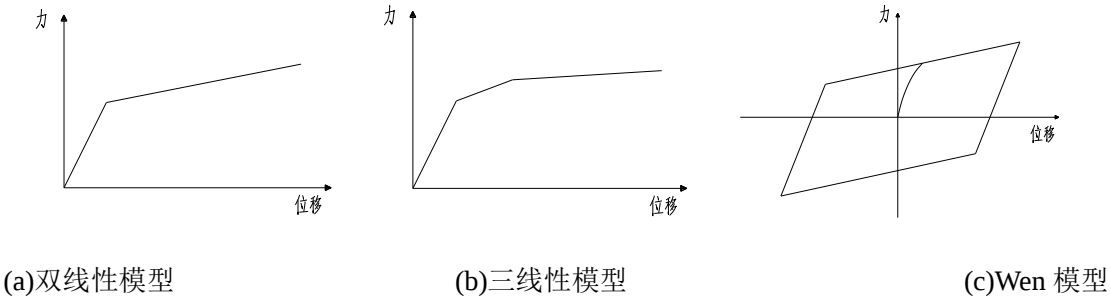


图 3.2.11-1 金属屈服型消能器和屈曲约束支撑常用模型

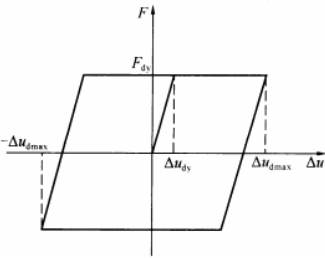


图 3.2.11-2 理想弹塑性力学模型

麦克斯韦（Maxwell）模型中阻尼单元与“弹簧单元”串联，见图 3.2.11-3，当模拟黏带消能器时可将弹簧单元刚度设成无穷大，则模型中只有阻尼单元发挥作用。

开尔文模型见图 3.2.11-4 是由一个线性弹簧单元和一个线性阻尼单元并联组成，模型中的输出力是二者之和。



图 3.2.11-3 麦克斯韦（Maxwell）模型

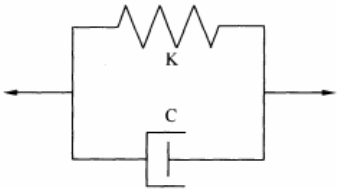


图 3.2.11-4 开尔文（Kelvin）模型

消能器分析模型参数宜采用足尺试验来确定，通过足尺试验可对消能器结构构造、构件的相互作用，结构破坏阶段的实际工作情况及消能器在不同位移或速度下的力学性能进行全面的了解。

3.2.12 消能部件的支撑刚度直接影响消能器工作状态，当消能减震结构是用商用设计软件建立三维模型时，建议支撑按设计截面、实际位置在模型中用相应单元表达，以较精确计算消能部件的消能作用，同时也可以随时了解消能器在各不同强度地震激励下的工作状态，以便合理选择支撑刚度。

典型的粘滞阻尼伸臂结构单元由粘滞阻尼器、连接梁段、三角形伸臂桁架组成，见图3.2.12-1(a)；为保证阻尼器耗能效率，与框架柱连接梁段一般需做加强处理。粘滞阻尼伸臂的简化模型如图3.2.12-1(b)，粘滞阻尼器采用基于麦克斯韦模型的DAMPER单元模拟，连接梁段采用抗弯刚度放大的梁单元模拟，三角形伸臂桁架采用梁单元模拟。

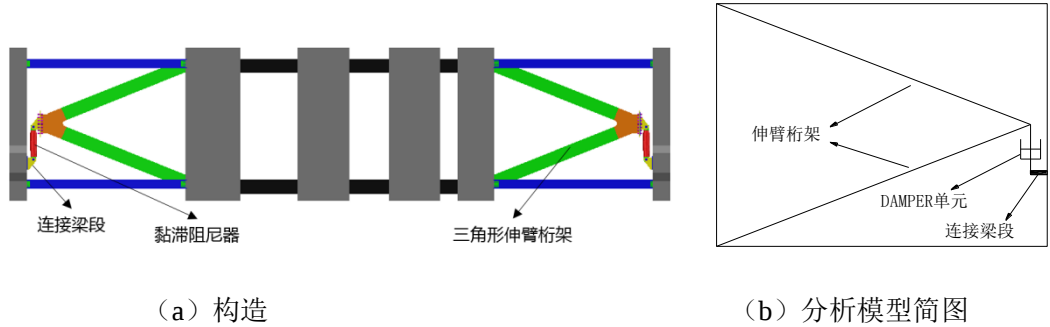


图 3.2.12-1 黏滞消能伸臂构造与模拟

典型的粘滞阻尼墙结构单元由粘滞阻尼墙、连接梁段、普通梁段组成，见图3.2.12-2(a)；粘滞阻尼墙内外钢板与楼面梁连接为一个整体。为保证阻尼墙耗能效率，与楼面梁连接处需做加强处理（如加高，加肋，采用型钢等）。粘滞阻尼墙的简化模型如图3.2.12-2(b)，粘滞阻尼墙采用基于麦克斯韦模型的DAMPER单元模拟，连接梁段采用抗弯刚度放大的梁单元模拟，普通梁段采用梁单元模拟。

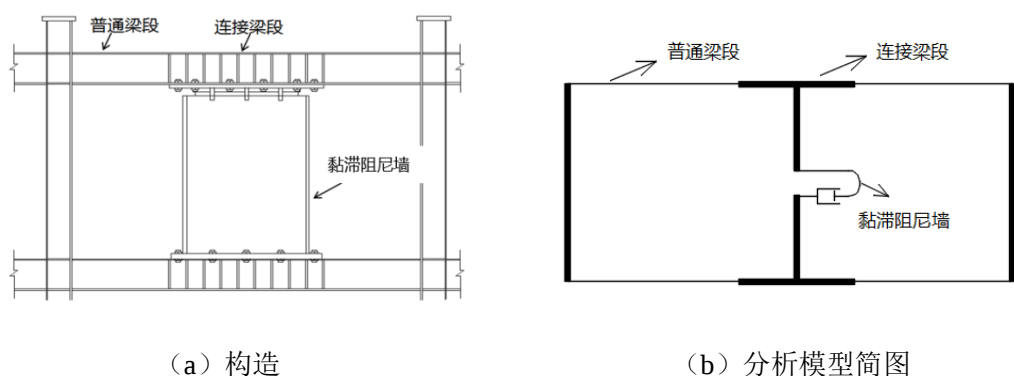


图 3.2.12-2 黏滞消能墙构造与模拟

3.2.14 采用规范的应变能的计算方法时，在计算结构总应变能时，宜采用楼层水平地震作用标准值与对应楼层平均总位移（楼层质心位移）的乘积的一半。能量比法概念简单、直观，参数提取便捷，可作为参考使用；结构响应对比法需要若干的类比模型，有较强的宏观概念，一般配合其他附加阻尼比计算方法使用，起到验证校核的作用。三种附加阻尼比计算方法的对比见表3.2.14-2。综合考虑计算的准确与效率，对于金属屈服型消能器和粘滞阻尼墙建议优先采用能量曲线对比法和结构响应对比法；对于杆式粘滞阻尼器，可采用规范提供的计算方法、能量曲线对比法和结构响应对比法。

表 3.2.14-2 附加阻尼比计算方法对比

计算方法	说明	评价
规范应变能法	基于实际的能量耗散等于粘滞阻尼器的能量耗散	规范标准，计算较为繁琐
能量曲线对比法	基于结构各部分的耗能与其自身的阻尼呈线性关系	概念明确，计算简便
结构响应对比法	采用等效对比结构动力响应的方法确定减震结构的附加阻尼比	计算繁琐，一般用于校核

3.2.15 多遇地震下消能器行程通常很小，对于黏滞消能器的消能计算应该考虑消能器的器性能偏、初始刚度、实际存在的连接间隙的影响、地运动的随机性，在进行构件抗震设计时，实际采用的附加阻尼比不宜高于计算值的80%。根据以往经验，黏滞消能器的减震结构在设防地震下的附加阻尼比计算值往往比多遇地震要小些，对于复杂减震结构中的关键构件，需满足中震弹性性能目标，其有效附加阻尼比也应该按设防地震计算而得。

3.2.16 结构由于消能器的存在，增加了结构的总阻尼比 ζ 。因此，消能部件附

加给结构的有效阻尼比的计算是消能减震结构体系设计中的一个关键问题。当 ζ 计算过高，会高估消能器的耗能能力，使结构设计偏于不安全；当 ζ 计算过小时，消能器作用未能有效计入其减震效果，将增加建造成本。因此，需合理地计算消能器附加给结构的阻尼比，使结构设计既安全又经济。消能减震结构的阻尼比由主体结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比组成，当结构处于弹性状态时，主体结构阻尼比为一定值（混凝土结构可取为0.05、钢结构可取为0.02-0.04）；当主体结构进入塑性状态后，部分结构构件发生塑性变形，总阻尼比相对于弹性状态有所提高，主体结构阻尼比应重新计算，并考虑结构构件塑性变形的影响。

3.2.17 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，应避免超量配置消能部件。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，减震的效率就不理想，这时应该考虑采用常规方法加强果主体结构，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不应超过一度。

3.3 结构设计的基本要求

3.3.1

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

2 在双向地震作用时，消能器都要发挥作用，通过支撑同时向双向交叉布置消能部件的柱附加荷载，为此，双向交叉布置消能部件相连的柱，交叉支撑对柱产生的外荷载要重点考虑。

3 已有的研究成果表明，消能减震结构中，与消能部件相连的柱（墙）和梁所承受的作用不仅包括地震作用部分，还包括与该柱（墙）和梁相连的消能部件传至连接节点的作用。这样，在地震作用下，虽然消能减震结构能减小结构地震作用下反应，但是消能子结构由于消能部件产生附加作用可能比较大，从而增加与消能部件相连的柱（墙）和梁的作用，设计时应考虑与消能部件相

连的主体结构构件（主要是消能子结构构件）由于消能部件附加作用的影响。

4 消能减震结构的层间位移角限值应与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 保持一致，但又要体现出消能减震技术提高结构抗震能力的优势，消能减震结构的层间位移角限值宜比不设置消能减震的结构适当减小，从而更容易实现基于性能抗震设计要求。

3.3.2 主体结构设计要求

2 对于消能减震混凝土建筑中的主体结构由于消能部件附加的阻尼比使得结构的地震反应降低，构件的截面尺寸可能会有所减小，主体结构的抗震等级是根据设防烈度、结构类型、房屋高度进行区分为，主体结构应采用对应结构体系的计算和构造措施，抗震等级的高低，体现了对结构抗震性能要求的严格程度。为此，对于消能减震混凝土结构的主体结构抗震等级应根据其自身的特点，按相应的规范和标准取值，当消能减震结构的减震效果比较明显时，主体结构的构造措施可适当降低，即当消能减震的地震影响系数靠近非消能减震的50%且层间位移角计算值小于标准限值的80%时，主体结构的构造措施可降低一度执行。

3.3.3 子结构设计要求

1 消能减震结构由主体结构、消能子结构、消能器组成。消能部件由消能器、支撑、连接构件组成。对于安装了位移型消能器的消能子结构范围划定向下至地面嵌固端；安装了速度型消能器的消能子结构范围划定宜向下加一层，见图3.3.3。

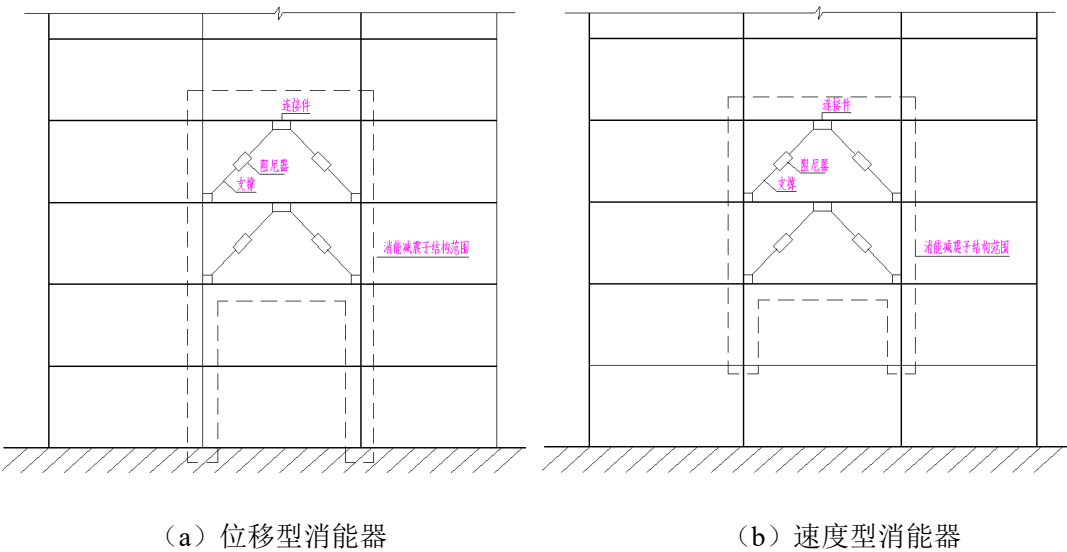


图 3.3.3 消能减震子结构范围划定示意图

2 为了保证消能部件能充分发挥作用，消能子结构的结构构件重要性应是比较一般构件高，但可以低于关键构件的要求，故列为重要构件，除非按定义其已经是关键构件。消能子结构中非消能部件的梁、柱和墙截面小震下截面验算，可在其地震作用内力计算值放大 2-3 倍基础上进行，即相当于中震弹性设计。一般情况下减震结构都要求进行弹塑性时程分析，消能子结构的性能状态比较容易获得。新建工程要求混凝土构件全长范围内箍筋加密，加固工程可按消能器类别及施工可行性酌情考虑消能子结构的延性及增强措施，应保证抗震薄弱构件不出现在消能子结构部位。

3 对于消能器连接板与框架梁连接的情况，当消能器采用平行法安装时，支撑可能会限制框架梁的竖向变形，但其作用很小不能起到明显的约束作用，为此，在确定布置消能部件跨的横梁截面时，不应考虑消能部件在跨中的支撑作用；消能器在地震作用下往复作用时，消能器产生的水平阻尼力会通过连接板传递到与其相连的框架梁上，导致框架梁除承受竖向荷载作用外，还要承受消能器在地震作用时消能器附加的水平阻尼力作用。

为了确保消能减震结构在罕遇地震作用下不发生倒塌，消能减震结构需要保证在主体结构达到极限承载力前，消能部件不能产生失稳或节点板破坏；为了保证消能部件的安全，其连接节点和构件都应进行罕遇地震作用下消能器引起的附加外荷载作用下的截面验算。

4 消能减震结构中消能部件与结构构件进行连接，并且会传递给结构构件较大的阻尼力时，为了保证结构构件在消能部件附加的外力作用下不至于发生破坏，需要在与消能部件连接的部位进行箍筋加密，并且加密区长度要延伸到连接板以外的位置，为此，加密区长度从连接板的外侧进行计算。

6 隔震结构设计的基本要求

6.1 概念设计

6.1.1 隔震技术通过设置隔震层减少地震输入到上部结构的能量，有效保证建筑物具有良好的抗震性能，具有广泛的应用领域，见表6.1.1。

表 6.1.1 隔震技术可适用建筑类型

类型	适用建筑类型	适用原因
1	核电厂、化学工厂、疾病预防中心	防止危险品泄露
2	美术馆、博物馆及历史性建筑	保护藏品和文物；提高建筑造型自由度
3	医院、体育馆、会展中心	提高抗震性能，发挥震后抗灾救助功能
4	学校、住宅楼	人员密集区，保护人身和财产安全
5	生命线工程，如水、电、煤气等	减少次生灾害，保证震后正常使用
6	交通枢纽工程，如航站楼、高铁站等	保证震后正常使用，发挥震后抗灾救助运输功能

7 隔震装置的选型与布置

7.1 隔震装置产品的性能

7.1.2

1 第一形状系数 S_1 主要反映薄钢板对橡胶板的约束能力，第二形状系数 S_2 主要反映橡胶支座在受压时的稳定性。

2 橡胶支座除在竖向承担荷载外，水平向还应有足够小的刚度。水平刚度表示支座水平向的变形能力，水平刚度越小，支座的水平变形越大。支座的水平刚度与橡胶的硬度、支座类型及形状有关。滞回曲线的形状和面积反映了支座的耗能能力，滞回环越饱满，面积越大，耗能越大，阻尼也越大；等效阻尼比反映了滞回环的面积大小。

7.1.3

试验后，支座不能损坏，且曲面滑块的第一和第二曲面不能因机械阻力不足等产生滑动和恶化现象。正常使用情况下，第一曲面的滑动材料同时作为承压材料，因此有必要验算其在大震下的稳定性。静摩擦阻力是在第一次运动中产生宏观运动的最大力（参照 EN 1337-2: 2004 的 3.2.3），并在隔震支座、锚固系统和

相邻结构构件的设计中加以考虑。隔震支座可以包括限位装置，用于消除风或者其他外部荷载在一个或者所有方向上引起的运动，并在地震时释放限位装置以自由运动。

7.1.4

弹性滑板支座应能够承受结构的重力并且不产生大的蠕变，能够抵抗非地震力，如风振力及温度变形。滑板支座的水平刚度一般较低，或者采用其他的办法以减少建筑结构的自振频率。弹性滑板支座应能够承受地震作用产生的水平向的位移，同时能够承受结构的重力荷载，抵抗地震产生的竖向力。滑板支座需要配套阻尼器，以减少地震下的位移，起到耗能效果。弹性滑板支座的设计和制造应能够满足由于地震而产生结构的水平运动和扭转运动，同时能够安全地承受由于结构自重及地震作用等产生的竖向压力。在设计时，应从功能机构上进行调整以适应特定的环境要求。当支座应用于特定环境中时，例如浸泡在水中、暴露在油中或化学药品中、安装在容易引发火灾的区域等，应针对特定的安装条件增加额外的保护设备。

7.2 隔震装置的选型方法

7.2.1 根据产品标准《橡胶支座》GB20688 的执行经验和工程实践来看，天然橡胶支座（LNR）、铅芯橡胶支座（LRB）和高阻尼橡胶支座（HDR）已成为成熟的建筑隔震橡胶支座类型。随着隔震技术的不断普及，隔震支座已不仅限于隔震橡胶支座，弹性滑板支座（ESB）和摩擦摆隔震支座（FPS）也逐渐在建筑工程中得到使用，特别是前者，我国已经制定并发行了相应的支座标准——产品标准《橡胶支座第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB20688，由于其可承担的面压相对隔震橡胶支座高，现已逐渐与隔震橡胶支座配合应用于高层隔震中。后者在桥梁隔震运用较多。

7.2.2 隔震使用年限的要求，是保证在建筑使用寿命中支座无需更换，原则上支座使用寿命应与建筑使用寿命相同，对建筑使用年限要求较长时，其相应的耐老化保护层建议适当增厚；隔震支座和其他部件应根据使用空间的耐火等级附加防火材料，应模拟支座的实际使用情况，对被试支座进行 1h 的燃烧试验后，冷却 24h 以上再测试其竖向极限压应力和竖向刚度，并与同批型支座的竖向极限压应力和竖向刚度进行比较，竖向极限压应力和竖向刚度的变化率不应大于 30%。

7.2.3 一般情形下,摩擦摆隔震支座等钢支座的竖向刚度特性不同于橡胶类支座,考虑变形协调性,这两类支座在同一隔震层中不宜混用。此外,一般摩擦摆隔震支座水平滑动时会产生竖向位移,形成对所支承结构的顶升作用。因此,考虑结构变形协调性,同一隔震层中不应将这类摩擦摆隔震支座与橡胶类隔震支座等混用,应考虑支座滑动时隔震层和结构的整体协调性。隔震层的摩阻力,指隔震层中各摩擦摆隔震支座,或弹性滑板支座,或摩擦型阻尼装置等滑动时受到的水平动摩擦力的总和。

7.2.4 对于一些固有周期普遍较长的高层建筑,要想取得更好的隔震效果就须进一步延长结构的周期,当采用橡胶支座不能达到目的时,可选择采用弹性滑板支座。弹性滑板支座一旦滑动后,水平刚度为零,可避免隔震结构发生共振。另一方面,弹性滑板支座能够向上部结构传递的剪力为最大摩擦力,若隔震支座全部采用弹性滑板支座,支座摩擦系数为 1%,则隔震结构所承担的最大地震剪力为 1%。但是,由于弹性滑板支座不能自动复位的弱点,需要与隔震橡胶支座联合使用。

7.2.5

1 本条主要针对在结构自重及竖向使用荷载长期作用下,可能产生不可恢复压缩变形的橡胶支座。这种变形对橡胶支座的基本力学性能、耐久性等造成不利影响,为此国家标准《橡胶支座》GB 20688 第 6.3.5 条规定:橡胶支座 60 年徐变量不应超过 10%。对于承受结构自重和竖向使用荷载及水平向使用荷载长期作用下的橡胶支座可能产生不可恢复的永久水平剪切变形,会对隔震橡胶支座的水平复位能力及耐久性造成不利影响。

2 支座的极限压应力应根据橡胶支座的受压稳定性要求以及弹性滑板和摩擦摆隔震支座的接触滑动面的聚四氟乙烯材料极限压应力进行计算。滑动橡胶支座的滑动副一般为不锈钢板与平面滑板(聚四氟乙烯板或改性超高分子量聚四氟乙烯板)组成,聚四氟乙烯板或改性超高分子量聚四氟乙烯板的抗压设计强度都远大于对隔震橡胶支座竖向平均压应力限值,且聚四氟乙烯板或改性超高分子量聚四氟乙烯板都有一一半以上的厚度要镶嵌在钢板内,即使在隔震橡胶支座竖向平均压应力限值作用下,滑板的竖向压缩变形也较小,因而无需人为降低弹性滑板支座(即滑动型隔震橡胶支座)的平均压应力限值,以提高弹性滑板支座的安全储备。

3 强震作用下,大高宽比隔震结构的支座可能会产生拉应力。对于橡胶支座而言,支座受拉后内部出现损伤,影响支座的弹性性能。同时,支座出现拉应力意味着上部结构有倾覆风险。对于具有一定抗拉能力的橡胶支座,拉应力限值应控制在 1MPa 以内;对于拉应力限值超过规定的橡胶支座或者没有抗拉能力的滑板支座和摩擦摆隔震支座,可采用附加支座或没有抗拉能力的滑板支座和摩擦摆隔震支座,也可采用附加支座抗拉装置。抗拉装置的设计应考虑其能提供有效的竖向抗拉能力,不显著影响结构竖向动力特性,同时不应影响支座水平向运动。

4 各类隔震橡胶支座的极限水平变位能力的要求应该是一致的,不再区分是铅芯橡胶支座、普通隔震橡胶支座还是滑动隔震橡胶支座。

5 适量的隔震层耗能能力,有助于减弱上部结构响应以取得良好的隔震效果,同时其能有效限值隔震层产生过大位移。附加阻尼器装置建议采用黏滞消能器。

7.2.7

1 在罕遇地震作用下,隔震支座将会在重力荷载代表值产生的竖向压应力基础上叠加较大的竖向拉、压应力,因此,需要分别设定不同的隔震橡胶支座和弹性滑板支座的竖向压应力限值,以及隔震橡胶支座的竖向拉应力限值。摩擦摆隔震支座和弹性滑板支座没有竖向受拉能力,不允许出现拉应力。最大压应力和最小压应力的计算参照以下公式:

最大压应力=1.0×恒载+0.5×活载+1.0×罕遇水平地震作用产生的最大轴力+0.4×竖向地震作用产生的轴力。

最小压应力=1.0×恒载-1.0×罕遇水平地震作用产生的最大轴力 0.5×竖向地震作用产生的轴力。

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

7.3 隔震装置的布置原则

7.3.4 隔震层的摩阻力,指隔震层中各摩擦摆隔震支座,或弹性滑板支座,或摩擦型阻尼装置等滑动时所受到的水平动摩擦力总和。

7.3.5 抗倾覆力矩的计算可计入隔震层抗拉装置的作用。

9 组合减隔震结构设计的基本要求

9.1 概念设计

9.1.3 层间隔震+层内减震组合结构抗震设计理念与基础隔震+层内减震组合结构相同，主要针对上部结构高宽比较大或上下部结构建筑功能有明显差异（如大底盘建筑、地铁上盖等）的结构。

对于地震烈度很大（8 度（0.3g）以上）或位于抗震不利地段附近的结构，设置基础隔震层后，上部结构可能仍存在较大地震作用，此时，可考虑在上部结构设置消能器，形成基础隔震+上部减震组合结构，以进一步减小上部结构地震作用，改善结构抗震性能。

层间隔震+上部减震组合结构多用于高层或超高层建筑中。在高层、超高层上部结构布置消能器一方面可控制上部结构地震作用响应，另一方面还可在一定程度上改善上部结构楼层舒适度。

对于层间隔震结构，其地震响应受上下部结构质量比、频率比等影响较大，实际工程应用中，层间隔震结构可能导致其下部结构地震响应放大，此时可在下部结构布置消能器，形成层间隔震+下部减震组合结构，以控制下部结构地震作用响应，使其满足强度、刚度要求。

层间隔震+通高减震组合结构可同时改善上部及下部结构抗震性能，但考虑到通高布置往往需要较大数量的消能器，经济性相对较差，实际工程应用中相对较少。

9.3 计算分析的基本要求

9.3.1 综合考虑准确性与计算效率，给出了结构常用分析软件 ETABS、SAP2000、PERFORM-3D 动力时程分析方法的选用建议，详见表 9.3.1。弹性时程分析建议选用快速非线性分析法，模态分析类型选用 Ritz 法，且振型需计算足够多，使阻尼单元有一定的模态动荷载参与系数；弹塑性时程分析建议选用直接积分法。

表 9.3.1 弹性和弹塑性动力时程分析方法的选用建议

时程分析	软件	时程积分方式	模态分析类型	准确性
弹性	ETABS	快速非线性分析	Ritz法	振型足够多时准确

	SAP2000	快速非线性分析	Ritz法	振型足够多时准确
		直接积分法	——	准确
弹塑性	PERFORM-3D	直接积分法	——	准确

9.3.5 目前，常用的隔震装置主要包括：铅芯橡胶支座、天然橡胶支座及弹性滑板支座三类。常用的消能器主要包括两类：速度型消能器、位移型消能器。其中，速度型消能器中黏滞消能器的应用尤为广泛；位移型消能器主要包括金属屈服型消能器、屈曲约束支撑（BRB）等。

（1）天然橡胶支座

天然橡胶支座由薄橡胶层与薄钢板层交互叠置，经高温、加压并硫化制作而成。支座内部橡胶除天然橡胶外，还添加有填充剂、补强剂和防老化剂等。天然橡胶支座试验滞回曲线如**错误!未找到引用源。**所示。可以看出，天然橡胶支座滞回曲线包围的面积很小，几乎不耗能。分析时，通常将天然橡胶支座的水平力恢复模型等效为线性直线模型，其中直线的斜率即为天然橡胶支座的水平刚度，如**错误!未找到引用源。**所示，图中 K_R 为天然橡胶支座刚度。

天然橡胶支座一般具备良好的轴向压缩刚度。但支座受轴向拉伸时，橡胶内部易受损伤，从而导致拉伸刚度降低。研究表明^[37]，在拉应变达到 10%、拉应力达到 1.5MPa 之前，支座拉伸刚度表现为弹性特征；之后刚度急剧下降，约为压缩刚度的 1/5~1/10。分析时，通常将天然橡胶支座的竖向刚度特性等效为双线性模型，如**错误!未找到引用源。**所示。

常用结构有限元分析软件中，天然橡胶支座水平恢复力特性可用“isolator1”单元模拟，竖向刚度特性可用“isolator1+Gap”单元组合模拟。

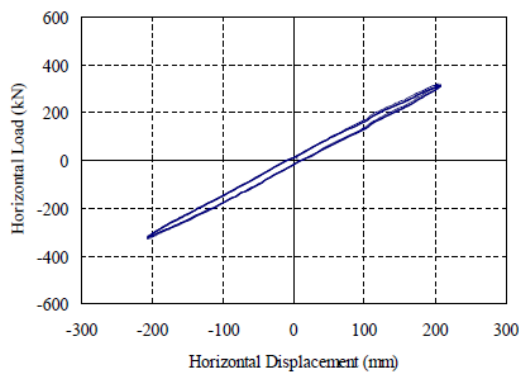


图 9.3.5.1 天然橡胶支座试验滞回曲线

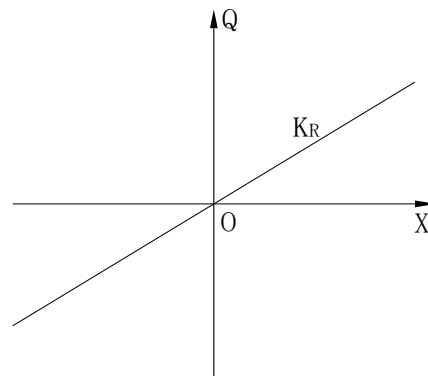


图 9.3.5.2 天然橡胶支座水平恢复力特性

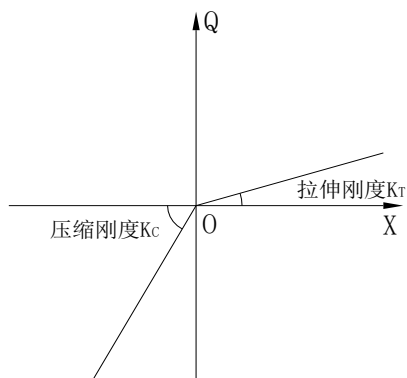


图 9.3.5.3 天然橡胶支座竖向刚度特性

(2) 铅芯橡胶支座

铅芯橡胶支座是在天然橡胶支座中心或非中心增加铅芯（一个或多个）制作而成的具有良好耗能能力的隔震支座。铅芯橡胶支座试验滞回曲线如图 9.3.5.4 所示。可以看出，铅芯橡胶支座滞回曲线饱满，耗能能力良好。分析时，通常将铅芯橡胶支座的水平力恢复模型等效为双折线模型，如图 9.3.5.5 所示。由于铅芯橡胶支座是通过天然橡胶支座增加铅芯而制成，其轴向刚度特性与天然橡胶支座类似，如图 9.3.5.6 所示。

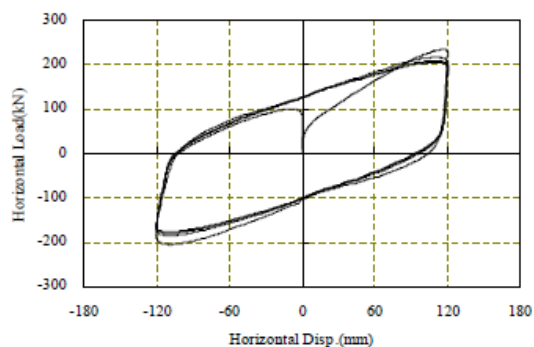


图 9.3.5.4 铅芯橡胶支座试验滞回曲线

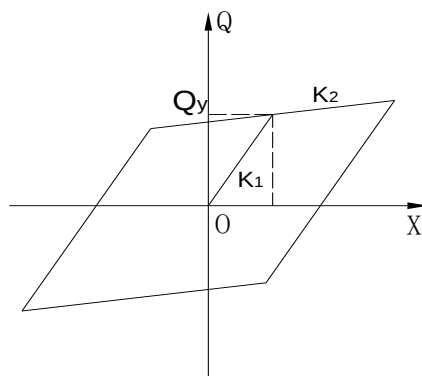


图 9.3.5.5 铅芯橡胶支座水平恢复力特性

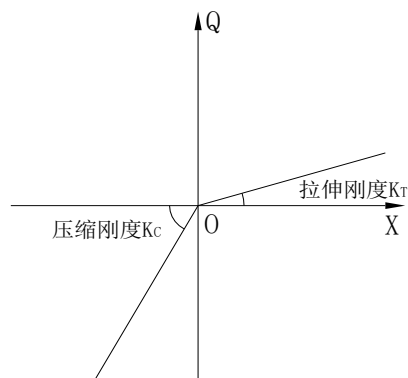


图 9.3.5.6 铅芯橡胶支座竖向刚度特性

(3) 弹性滑板支座

弹性滑板支座主要由橡胶体、聚四氟乙烯板和不锈钢滑动面组成。其中，橡胶体为普通隔震橡胶支座，聚四氟乙烯板部分镶嵌在橡胶体内，不锈钢板为镜面不锈钢。当弹性滑板支座所受水平力大于摩擦力时，橡胶体将产生滑动。橡胶体与滑动面之间摩擦系数很小，分析时，可认为弹性滑板支座起滑后水平刚度为 0，其水平恢复力特性如图 9.3.5.7 所示。

弹性滑板支座橡胶体竖向压缩性能与普通隔震橡胶支座类似，但由于橡胶体与支座底板未完全连接，弹性滑板支座一般无法承受拉应力。分析时，可认为竖向拉伸刚度为 0，其竖向刚度特性如图 9.3.5.8 所示。

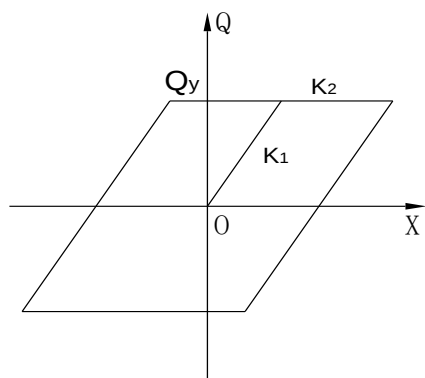


图 9.3.5.7 弹性滑板支座水平恢复力特性

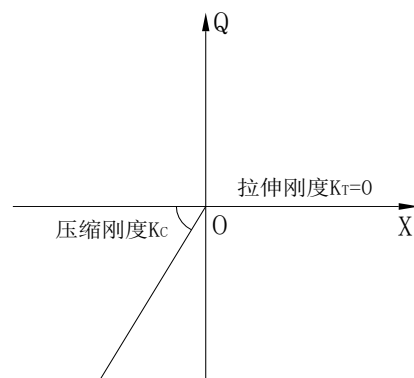


图 9.3.5.8 弹性滑板支座竖向刚度特性

(4) 黏滞消能器

黏滞消能器的力学模型包括 Maxwell 模型、Kelvin 模型、Wiechert 模型、线性恢复力模型等多种，其中最为常用的是 Maxwell 模型（图 9.3.5.9）。该模型主

要包括两个串联元件：理想弹簧和理想黏壶。理想弹簧用于模拟弹性变形，理想黏壶用于模拟黏性变形，模型的力与变形关系如式 9.3.5.1 所示：

$$f=kd_k=cv^\alpha \tag{式 9.3.5.1}$$

式中： k 为弹簧刚度， c 为阻尼系数， α 为阻尼指数， d_k 为弹簧单元的变形， v 是黏壶单元的变形速度。



图 9.3.5.9 Maxwell 模型组成

常用结构有限元分析软件（以 ETABS 为例）中，黏滞消能器可用“damper”单元模拟。

（5）金属屈服型消能器

金属屈服型消能器种类繁多，但其工作原理大多类似，均利用金属材料的塑性变形耗能。根据不同的塑性变形类型，金属屈服型消能器主要分为基于轴向变形的屈曲约束支撑（BRB），基于剪切变形的金属剪切型阻尼器，如钢棒阻尼器、铅阻尼器等。

金属屈服型消能器一般具备一定的初始刚度，可为结构提供附加静刚度，屈服后阻尼器刚度明显减小，约为初始刚度的 0.01~0.03。当金属屈服型消能器受力超过屈服力后，金属屈服型消能器屈服耗能。分析时，金属屈服型消能器力学模型可简化为双折线模型，如图 9.3.5.10 所示。

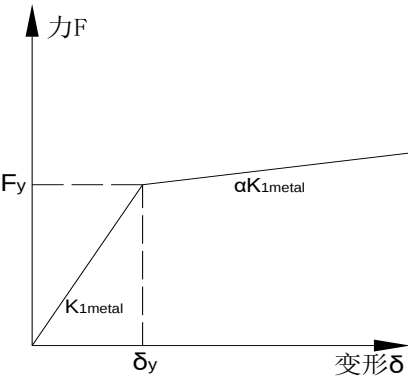


图 9.3.5.10 金属屈服型消能器力学模型示意图

9.3.10

1 消能部件附加给结构的有效阻尼比可按式 9.3.10.1 计算：

$$\xi_d = \sum_{j=1}^n W_{cj} / 4\pi W_s \quad (\text{式 9.3.10.1})$$

式中： ξ_d 为消能减震结构的附加有效阻尼比； W_{cj} 为第 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（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）； W_s 为消能减震结构在水平地震作用下的总应变能（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）。

当不计结构扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能 W_s ，可按式 9.3.10.2 计算：

$$W_s = \sum F_i u_i / 2 \quad (\text{式 9.3.10.2})$$

式中： F_i 为质点 i 的水平地震作用标准值（一般取相应于第一振型的水平地震作用即可， kN ）； u_i 为质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移（ m ）。

速度相关型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 9.3.10.3 计算：

$$W_{cj} = \lambda_1 F_{dj\max} \Delta u_j \quad (\text{式 9.3.10.3})$$

式中： λ_1 为阻尼指数的函数，可按表 9.3.10.1 取值； $F_{dj\max}$ 为第 j 个消能器在相应水平地震作用下的最大承载力（ kN ）； Δu_j 为第 j 个消能器两端的相对水平位移（ m ）。

表 9.3.10.1 λ_1 取值

阻尼指数 α	λ_1 值
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1	3.1

注：其他阻尼指数对应的 λ_1 值可线性插值。

隔震支座等双线性消能器一周耗能可以按照式 9.3.10.4 计算：

$$W_c = 4(F_{dy} \Delta u_{d\max} - F_{d\max} \Delta u_{dy}) \quad (\text{式 9.3.10.4})$$

式中： F_{dy} 为消能器屈服荷载（ kN ）； $\Delta u_{d\max}$ 为沿消能器方向消能器最大可能的位移（ m ）； $F_{d\max}$ 为消能器最大荷载（ kN ）； Δu_{dy} 为沿消能器方向消能器屈服位移（ m ）。

可以看出,消能部件在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量即为其滞回曲线的包络面积。当计算消能减震结构在水平地震作用下的总应变能 W_s 时,可以取结构水平地震作用下的层剪力标准值与层间位移标准值的乘积或者层间剪力标准值与层位移标准值的乘积,以上各参数取计算结果的包络值。

2、能量曲线对比法

能量曲线对比法基于结构各部分的耗能与其自身的固有阻尼比成线性关系,根据结构固有阻尼比、固有阻尼比对应的耗能和消能器耗能,推算消能器附加给结构的阻尼比。可按式 9.3.10.5 计算:

$$\xi_d = \frac{W_d}{W_1} \cdot \xi_1 \quad (\text{式 9.3.10.5})$$

式中: W_d 为连接阻尼能,即消能器耗散的总能量; W_1 为模态阻尼能,即结构固有阻尼耗散的总能量; ξ_1 为结构固有阻尼比。