

消能减震结构的概念与应用

1.1 基本概念

地震作用是由地震地面运动引起的动态效应。对于结构而言,地震作用是一种整体型的作用。地震的发生具有极大的随机性和不确定性,其发生的时间、地点和强度都具有极大的不可预见性。在强震作用下,要求结构不损伤往往是不经济的,甚至是不现实的。在地震引起的整体型作用下,结构中的薄弱部位首先发生损伤,甚至倒塌破坏^[1]。

对于一般抗震结构,为保证在遭受不可预见的强烈地震时,结构不致产生严重的破坏和倒塌,其抗震设计原则是允许结构中的部分次要构件产生一定的塑性损伤变形,利用结构的延性和塑性变形来耗散地震输入能量,防止结构倒塌^[2]。这种设计方法根据结构中不同构件的重要程度,人为在结构中设置薄弱环节,控制结构在罕遇地震下的损伤破坏机制,使结构的破坏模式按照设计人员的意愿出现,从而尽可能避免强震下结构出现设计预想之外的破坏。这种结构抗震理念和设计方法完全依靠结构构件自身的强度和塑性变形能力来抵抗地震作用,是所谓的“硬抗”地震的方法^[3]。

对于消能减震结构,采用的是减震控制的设计思想,即:通过附加消能减震装置与原结构组成一个新的结构系统(图 1-1),原结构和附加的消能减震装置均为这一新结构系统的子结构。这一新结构系统的动力特性和耗能能力与原结构相比有较大变化,附加的消能减震装置使得原结构承受的地震作用显著减小,从而达到控制结构地震反应的目的,减轻主结构的损伤程度^[4]。

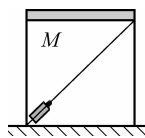


图 1-1 消能减震结构示意图

减震控制技术主要包括消能减震、隔震减震、质量调谐减震和主动控制减震。具体到消能减震技术,其实现方法是在结构中某些相对变形较大的部位安装消能装置或者将某些非承重构件设计成消能构件,通过消能装置和消能构件大量消耗地震输入能量,达到减震目的。由于消能减震结构中,不同结构构件的功能明确,更有利于提高结构的抗震性能。与传统抗震结构相比,消能减震结构具有以下特点和优势:

(1) 消能减震结构更为安全。从消能的角度来看,传统抗震结构的消能构件就是主体结构构件本身,如框架结构中的框架梁等。由于地震的随机性和结构在设计、计算和施工方面的误差,结构在地震中的破坏位置和破坏程度通常难以精确控制。特别在罕遇地震下,难以确保承重结构构件的安全。消能减震结构中专门设置的非承重消能构件或者消能装置能大量消耗地震能量,减小结构的地震反应,从而有效保护主体结构的承重构件^[5]。

(2) 消能减震结构在某些情况下可能更经济且性能更优越。按照传统结构抗震措施,只能通过加大构件截面来提高结构抗震承载能力,然而增大构件截面导致结构刚度增加,和结构所承受的地震力也随之增加,有可能需要进一步加大截面,最终导致结构造价增高。消能减震结构中承重构件和消能构件的分工明确,通过消能构件减小结构的地震作用,从而减小主体结构构件的截面尺寸和配筋,同时还可提高结构抗震安全度。采用消能减震结构体系,对于新建建筑在某些情况下可以节省结构 5%~10% 的造价;对于既有建筑结构采用消能减震技术进行抗震加固,可减少现场湿作业量和对非结构构件的破坏,通常情况下可以节省 10%~50% 的造价^[6,7]。

消能减震结构由于增设了消能器,很大程度上降低了主体结构的地震响应,因此容易实现比普通抗震结构更高的抗震性能。在《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)中曾对消能减震结构提出比普通抗震结构更高的抗震设防水准。但为了进一步推广消能减震结构,发挥消能减震结构在经济上的优势,在《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中不再强调提高消能减震结构的设防水准。目前,我国已经针对各种消能结构积累了大量研究成果,在多层、高层、超高层建筑和大跨桥梁、管线、塔架、高耸结构中,消能减震结构已有大量的应用^[8]。

1.2 工程实例

1.2.1 国外工程案例

消能减震结构被提出以来,在北美以及日本地区发展较为迅速,已经有很多实际工程应用。图 1-2 统计了自 1987—2000 年,北美地区应用消能减震技术的建筑数量。可以看到 1994 年后,由于受到北岭地震的影响,消能减震结构的数量显著增加。同样,日本的消能减震结构在 1995 阪神大地震后有大量应用。在中国,2008 年汶川地震后消能减震结构的应用呈现井喷的趋势^[9]。这一方面是由于传统建筑在地震中的严重破坏引导工程师们努力寻找更可靠的结构抗震方法,另一方面也是由于消能减震结构经受了地震考验,在实际地震中表现良好,极大增强了工程设计人员对消能减震结构的信心。

墨西哥城的 Izazaga38 号大楼在墨西哥城大地震中受到破坏,采用传统的加固方法进行加固以后,该结构在 1986 年的地震中再次遭到损坏,最后设计人员决定采用金属屈服阻尼器进行加固。加固后的结构抗侧刚度增加,在地震作用下层间位移减小 40%。同时由于在地震作用下金属阻尼器屈服耗能,结构的基底剪力基本保持不变^[10]。

纽约世贸中心(已在“9·11”事件中损毁)采用了黏弹性消能器,消能器被安装在楼板支撑桁架下弦杆与外墙柱之间,如图 1-4 所示。整个大楼安装了约 10000 个这样的消能器,为大楼提供了约 3% 的附加阻尼比,使得结构在飓风作用下保持了较好的舒适度,同时也增强了结构的抗震能力^[11]。

图 1-5 是日本一栋建于 1979 年的 54 层钢结构建筑,结构总高为 216m。在经历了 2004

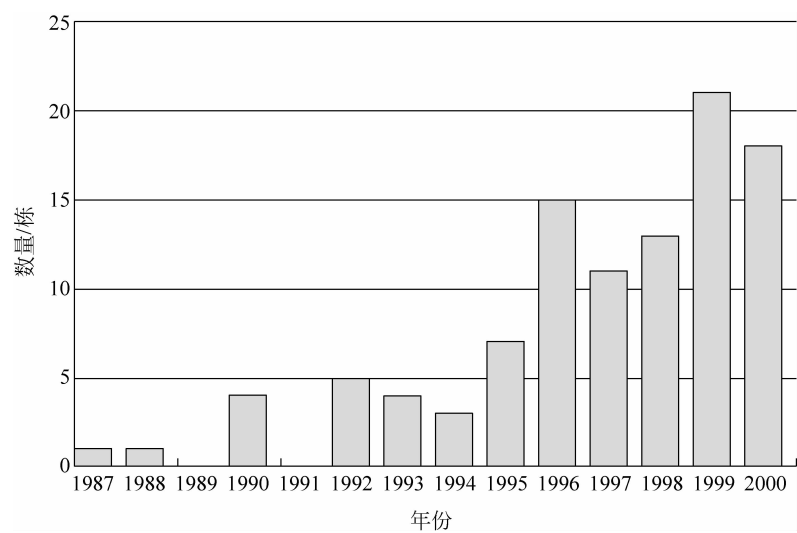


图 1-2 北美地区应用消能减震结构



图 1-3 Izazaga38 号大楼

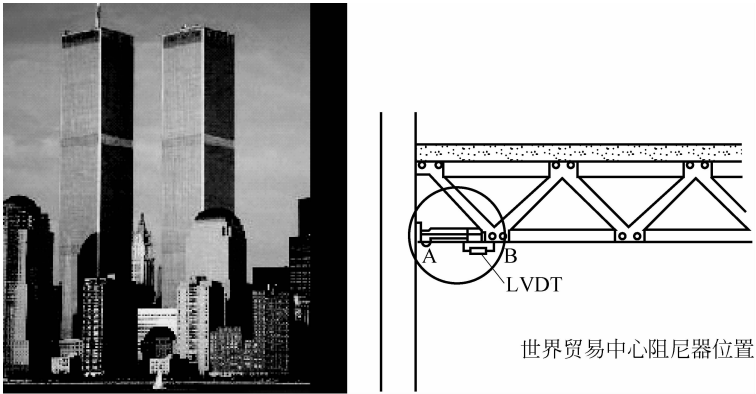


图 1-4 纽约世贸中心

年的日本新潟县中越地震后,采用油阻尼器进行了加固。在 2004 年的地震中,结构的阻尼比只有 1.3%,加固后结构的阻尼比达到 2.7%。在超高层钢结构中,这是一个较高的结构阻尼比。设置阻尼器后结构最大顶层位移将显著下降,计算分析表明,无阻尼器的结构最大顶层位移为 698mm,而安装阻尼器后的结构最大顶层位移为 545mm,减小了 22.2%。加固后的结构经历了 2011 年东日本 9.0 级大地震,在地震中该消能减震结构表现出良好的性能。



图 1-5 安装 288 个油阻尼器的日本建筑案例

从北美、日本及世界其他国家的建筑抗震技术发展历程看来,消能减震技术在实际工程中得到越来越广泛的应用。另外,由于消能减震结构具有较强的可设计性,并对一些体型复杂、采用普通结构体系实现起来比较困难的特殊建筑具有较强的适用性。

1.2.2 国内工程案例

实际上,我国许多保留至今的古建筑就是消能减震结构,如我国的木结构中大量采用的“斗拱”就是一种消能性能优良的消能节点。“斗拱”中的多道“榫接”在承受较大节点变形时反复摩擦,可消耗大量的地震输入能量,有效减小结构的地震响应,避免结构遭受严重破坏。最典型的是山西应县木塔,历经近千年,遭遇多次强烈地震,迄今巍然屹立,成为我国古建筑史上的奇迹。

潮汕星河大厦,地下一层,地上主楼原设计 22 层,裙楼四层,主楼平面为椭圆形,如图 1-6(a)所示。主体结构采用框架-核心筒结构,外框架为钢管混凝土柱,核心筒为钢筋混凝土剪力墙,建筑占地面积 1495.24m²,总建筑面积超过 20000m²。在施工过程中,业主要求增加三层,为了使加层后的结构满足抗震设计要求,经多个方案比较后采用增设铅黏弹性消能器的方案,共安装了 28 组铅黏弹性消能器,安装形式如图 1-6(b)所示。安装铅黏弹性消能器之后,在地震作用下,结构的顶点位移和层间位移角均满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)及《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)的要求。

某会展中心由 8 个展馆组成,总建筑面积近万平米,其中 1、3 馆为 4 层框架结构,主体框架高度 19.5m,2 号馆主体框架为一层,层高 5.50m,展馆中部设塔,塔顶高度 28.00m。4~8 号馆为 3 层框架结构,主体框架高度 15.00m,如图 1-7 所示。该工程的场地为Ⅲ类,抗震设防烈度为 8 度(第一组),为了使结构满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)要求,并同时减小工程造价和提高结构抗震可靠度,设计中采用设置复合型铅芯黏弹性消能器的设计方案,结构中共布置了 132 组复合型铅芯黏弹性消能器。结构分析结果表明,该展览

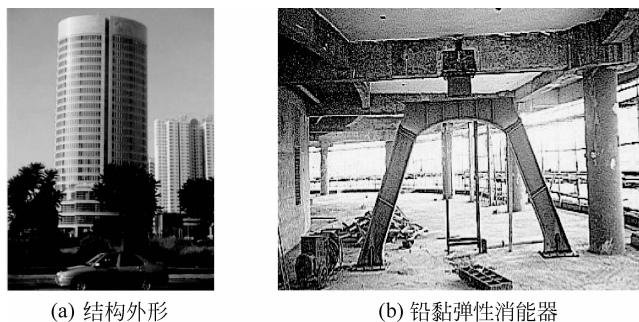


图 1-6 潮汕星河大厦

中心安装复合型铅芯黏弹性消能器后结构的振型没有产生明显的变化；在小震和大震作用下，安装复合型铅芯黏弹性消能器后结构的层间位移和顶点位移均显著减少，均满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)的要求；相比于常规结构方案，采用安装复合型铅黏弹性消能器的结构方案使工程总造价降低 100 万左右。



图 1-7 某会展中心

图 1-8 为国内一些具有代表性的消能减震结构应用实例^[12]。图 1-8(a)是北京通用时代广场工程，是国内第一个应用自主研发屈曲约束支撑的结构。该屈曲约束支撑由钢内核芯材与钢筋混凝土约束外壳组成。主体结构在 2005 年完工，一共安装了 350 个屈曲约束支撑。图 1-8(b)是江苏省的百年财富中心。该建筑高 94.95m，是中国应用黏滞型消能器最高的建筑。在最初设计阶段，设计人员考虑应用墙式黏滞消能器，后来为降低工程造价，采用了筒式黏滞消能器。图 1-8(c)为国际世贸中心，其主结构与附属结构之间安装了 40 个消能器。这些消能器有效地控制了附属结构的扭转变形与主结构的风振响应。图 1-8(d)展示了目前国内采用消能减震技术加固的最大体量建筑。图 1-8(e)为国内最大体量的新建消能减震结构。

从以上工程实例可以看出，消能减震结构由于其结构形式灵活、损伤部位可控、性能稳定等优点，已经成为国内外建筑市场非常具有潜力的结构形式。本书在后续章节中着重介绍消能减震结构的力学原理、构造、设计方法和设计案例。



(a) 国内首个应用自主研发的屈曲约束支撑结构



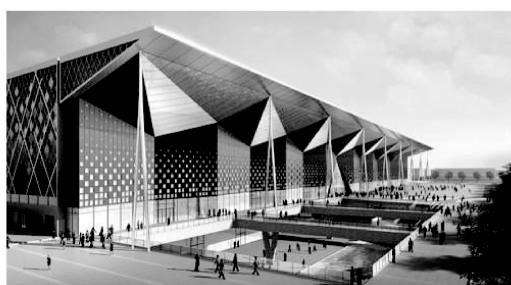
(b) 应用黏滞消能器最高的结构



(c) 国际世贸中心



(d) 港汇中心



(e) 2010世博会展示大厅

图 1-8 国内具有代表性的消能减震结构

参 考 文 献

- [1] 王亚勇,郭子雄,吕西林. 建筑抗震设计中地震作用取值——主要国家抗震规范比较[J]. 建筑科学, 1999,15(5):36-39.
- [2] 汪梦甫,周锡元. 基于性能的建筑结构抗震设计[J]. 建筑结构,2003(03):59-61.
- [3] 程耿东,李刚. 基于功能的结构抗震设计中一些问题的探讨[J]. 建筑结构学报,2000(01):5-11.
- [4] 唐家祥. 建筑隔震与消能减震设计[J]. 建筑科学,2002(01):21-27,44.
- [5] 李钢,李宏男,李瀛. 基于拟力法的消能减震结构地震反应分析[J]. 土木工程学报,2009(04): 55-63.
- [6] 翁大根,张瑞甫,张世明,吕西林. 基于性能和需求的消能减震设计方法在震后框架结构加固中的应用[J]. 建筑结构学报,2010(S2):66-75.
- [7] 曹炳政,朱春明. 消能减震技术在其既有综合楼抗震加固中的应用研究[J]. 四川建筑科学研究, 2009(04):149-152.
- [8] Soong T T, Spencer Jr B F. Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice [J]. Engineering Structures, 2002, 24(3): 243-259.
- [9] 佟建国,韩家军,任思泽. 消能减震加固技术应用[J]. 四川建筑科学研究,2009(06):188-194.
- [10] Martinez R E. Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures[J]. Earthquake Spectra, 1993, 9(3): 581-625.

- [11] Nielsen E J, Lai M L, Soong T T, et al. Viscoelastic damper overview for seismic and wind applications[C]//1996 Symposium on Smart Structures and Materials. International Society for Optics and Photonics, 1996: 138-144.
- [12] Pan P, Ye L P, Shi W, et al. Engineering practice of seismic isolation and energy dissipation structures in China[J]. Science China Technological Sciences, 2012, 55(11): 3036-3046.

消能减震结构的力学原理

2.1 基本力学原理

本章以单自由度系统为例,简要介绍消能减震结构的工作原理,针对位移相关型消能器与速度相关型消能器不同的力学性能和工作机理,给出消能器为结构附加阻尼比的计算方法。

图 2-1(a)为一典型的单自由度系统,其动力学方程如式(2-1)所示。

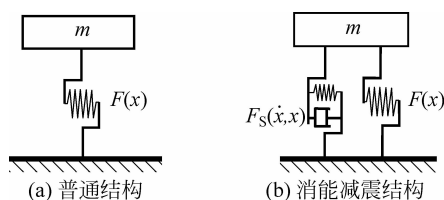


图 2-1 单自由度系统示意图

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + F(x) = -m \ddot{x}_0 \quad (2-1)$$

式中, m 为质点的质量; x 、 $\dot{x}$ 、 $\ddot{x}$ 分别为质点相对于地面的位移、速度和加速度; $F(x)$ 为结构的恢复力; $\ddot{x}_0$ 为地面加速度。将式(2-1)左右两边乘以 $\dot{x} dt$, 并从 $0 \sim t$ 积分得到式(2-2), 简化表达式为式(2-3)。

$$\int_0^t m \dot{x} \ddot{x} dt + \int_0^t c \dot{x}^2 dt + \int_0^t F(x) \dot{x} dt = \int_0^t (-m \ddot{x}_0) \dot{x} dt \quad (2-2)$$

$$E_K + E_D + E_S = E_{EQ} \quad (2-3)$$

式(2-3)中, $E_K = \int_0^t m \dot{x} \ddot{x} dt$, 为系统的动能; $E_D = \int_0^t c \dot{x}^2 dt$, 为系统的阻尼耗能; $E_S = \int_0^t F(x) \dot{x} dt$, 为系统的变形能。 E_S 由结构的弹性变形能 E_E 、塑性变形能 E_P 和滞回耗能 E_H 三部分组成, 即 $E_S = E_E + E_P + E_H$; $E_{EQ} = \int_0^t (-m \ddot{x}_0) \dot{x} dt$, 为地震作用输入到系统的能量。

式(2-3)即为地震作用下的结构振动能量平衡方程。地震结束后, 结构停止振动, 对应质点的速度和加速度均为 0, 且结构的弹性变形恢复, 故结构

的动能 E_K 和弹性应变能 E_E 等于 0, 因此能量方程(2-3)成为

$$E_D + E_P + E_H = E_{EQ} \quad (2-4)$$

上式表明, 地震作用输入到结构中的能量 E_{EQ} 最终由结构的阻尼耗能 E_D 、塑性变形能 E_P 和滞回耗能 E_H 所耗散。因此从能量观点来看, 只要结构在地震作用下提供阻尼耗能、塑性变形耗能和滞回耗能的能力大于地震输入能量 E_{EQ} , 结构即可有效抵抗地震作用, 不产生倒塌^[1]。一般抗震结构的阻尼耗能能力较小, 当地震作用超过结构的承载力时, 将主要依靠结构自身的塑性变形耗能和滞回耗能能力来耗散地震输入能量, 从而导致结构的损伤和破坏, 当损伤过大时将引起结构的倒塌^[2]。因此, 为使结构满足大震不倒的设计目标, 关键是要保证等式左边的结构耗能能力大于右边的结构地震耗能需求。增强结构抵抗地震作用的能力有两个途径: 一是减小等式右边的地震输入给结构的能量, 另一个是增加等式左边的结构耗能能力。这两种途径分别对应于隔震减震结构和消能减震结构。

图 2-2(a) 和 (b) 从工程设计中常用的拟加速度反应谱的角度分别说明了隔震结构和消能减震结构的基本原理。隔震结构通过设置隔震层, 延长上部结构的周期, 如: 将结构周期从隔震前的 0.5s 延长到隔震后的 3.0s, 根据设计地震的拟加速度反应谱, 结构所承担的地震力显著降低^[3]。消能减震结构通过设置消能器, 不显著改变结构周期而显著增加结构的阻尼, 如: 可将结构的阻尼比从设置消能器前的 5% 增加到设置消能器后的 15%, 从而显著降低结构所承受的地震力^[4]。注意, 为了便于读者理解, 以上以设置黏滞消能器的消能减震结构为例说明消能减震结构的工作原理。黏滞消能器只增加结构的阻尼, 不增加结构刚度。关于黏滞消能器更详细的力学特征将在后续章节中介绍。

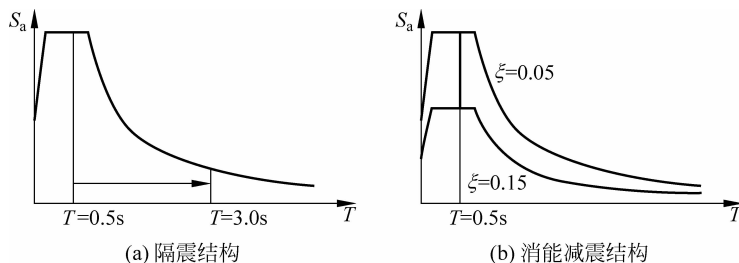


图 2-2 拟加速度反应谱

单自由度体系消能减震结构的分析模型如图 2-1(b) 所示, 结构中设置了消能减震装置, 其所提供的恢复力为 $F_s(\dot{x}, x)$, 在地震作用下的振动方程为

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + F(x) + F_s(\dot{x}, x) = -m\ddot{x}_0 \quad (2-5)$$

采用上述同样的方法, 地震结束时的能量平衡方程如下:

$$E_D + E_P + E_H + E_s = E_{EQ} \quad (2-6)$$

式中, E_s 为消能减震装置的耗能。由于一般情况下增设消能器不显著改变结构的自振周期, 在同样的地震作用下, 附加消能器对结构的地震输入能量 E_{EQ} 没有显著的影响。与式(2-4)相比, 式(2-6)的耗能能力增加了 E_s 项, 从而使得原主体结构的塑性变形耗能和滞回耗能需求减少, 减轻了主体结构的损伤程度, 甚至无损伤。

实际上不同消能器的力学性能差异较大, 消能减震效果也有所不同。以下针对位移相

关型消能器与速度相关型消能器分别进行介绍。

2.2 位移相关型消能器

位移相关型消能器主要包括金属消能器和摩擦消能器^[6],其受力本构骨架线一般为典型的双线性,如图 2-3 所示。在位移相关型消能器中,以金属消能器的应用最为广泛。金属消能器的主要参数有:初始刚度、屈服强度、屈服位移和屈服后刚度^[7]。金属消能器的极限强度与极限位移为消能器正常工作状态的上限。位移相关型消能器会给结构带来额外的附加刚度,因此在使用位移相关型消能器时,结构的自振周期会变短。消能器给结构附加的刚度与消能器的工作位移有关。当位移型消能器达到工作位移时,其割线刚度即为消能器的等效附加刚度。

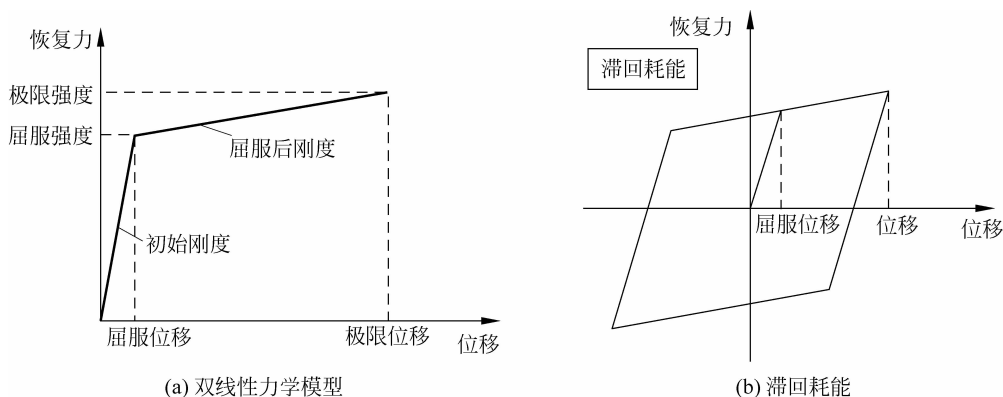


图 2-3 位移相关型消能器力-位移曲线

图 2-3(b)为金属屈服型消能器的滞回曲线,可以看出,其耗能能力与消能器的位移正相关,故将此类消能器称为位移相关型消能器。

根据结构动力学的基本原理,单自由度体系的阻尼比 ζ_a 与一个振动周期内的阻尼耗能和最大变形能的比值相关,如下式所示

$$\zeta_a = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W_c}{W_s} \quad (2-7)$$

式中, W_c 为结构的阻尼耗能; W_s 为结构的最大变性能; ζ_a 为系统的附加阻尼比。如图 2-3(b)所示,位移相关型消能器的耗能为其滞回曲线面积。结构最大弹性能由式(2-8)计算得到。其中, k_0 为结构初始刚度; δ 为结构层间位移; S 为结构层间剪力。这里之所以采用层间剪力和层间位移表示结构的弹性能,是因为大多数结构计算软件中可以直接获得结构的层间剪力和层间位移,采用层间剪力 S 和层间位移 δ 来表示结构的变性能更实用。

$$W_s = \frac{k_0 \delta^2}{2} = \frac{S\delta}{2} \quad (2-8)$$

由此,对于单自由度位移相关型消能器的附加阻尼比计算,可按下式确定:

$$\zeta_a = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A}{W_s} \quad (2-9)$$