

# 耦合地震作用下结构 振动控制与优化

张延年 著

哈尔滨工业大学出版社

# 耦合地震作用下结构 振动控制与优化

张延年 著

哈尔滨工业大学出版社

## 内 容 简 介

本书系统地总结和阐述了土木工程结构被动控制、主动控制、半主动控制和混合控制理论、方法、技术、系统和工程应用的主要研究成果,并主要论述了耦合地震作用下结构振动控制的结构计算分析与结构参数与控制装置布局的优化设计。第1章是结构振动控制方法的发展与应用。第2章是耦合地震作用下滑移隔震结构动力分析。第3章是耦合地震作用下 LRB 隔震结构动力分析。第4章是耦合地震作用下 MRD 结构动力分析。第5章是 MRD 与滑移隔震混合控制结构动力分析。第6章是 MRD 与 LRB 隔震混合控制结构动力分析。第7章是土木工程结构振动控制优化设计。

本书可供从事土木工程、水利工程、材料科学与工程、力学研究、设计与制造等专业的研究生和高年级本科生作学习参考书,也可作为相关技术人员的参考用书。

### 图书在版编目(CIP)数据

耦合地震作用下结构振动控制与优化/张延年著. —哈尔滨:哈尔滨工业大学出版社,2008.10

ISBN 978-7-5603-2717-4

I. 耦… II. 张… III. 地震耦合-作用-抗震结构-结构设计:最优设计 IV. TU234

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2008)第 082281 号

策划编辑 郝庆多

责任编辑 张 瑞

封面设计 张孝东

出版发行 哈尔滨工业大学出版社

社 址 哈尔滨市南岗区复华四道街 10 号 邮编 150006

传 真 0451 - 86414749

网 址 <http://hitpress.hit.edu.cn>

印 刷 哈尔滨工业大学印刷厂

开 本 787mm × 1092mm 1/16 印张 10.75 字数 268 千字

版 次 2008 年 12 月第 1 版 2008 年 12 月第 1 次印刷

书 号 ISBN 978-7-5603-2717-4

印 数 1 ~ 3 000 册

定 价 25.00 元

---

(如因印装质量问题影响阅读,我社负责调换)

# 前 言

地震灾害具有突发性和毁灭性,严重威胁着人类生命和财产的安全。世界上每年发生破坏性地震近千次,一次大地震可引起上千亿美元的经济损失,导致几十万人死亡或严重伤残。我国地处世界上两个最活跃的地震带上,是遭受地震灾害最严重的国家之一,地震造成的人员伤亡居世界首位,经济损失也十分巨大。地震中建筑物的大量破坏与倒塌,是造成地震灾害的直接原因。因此,科学地建造房屋,提高其抗震能力是不可忽视的重大科研课题。研究更加安全、经济、可靠的结构新体系是工程结构抗震领域的主要研究方向,具有重大的理论价值和工程应用前景。

目前我国和世界各国普遍采用“延性结构体系”的抗震设计基本思想。这种抗震结构体系,容许结构及承重构件(柱、梁、节点等)在地震中出现损坏,即依靠结构及承重构件的损坏消耗大部分能量,往往导致结构在地震中严重破坏甚至倒塌,这在一定程度上是不合理也是不安全的。1972年,美籍华裔学者姚治平教授在前人的基础上结合现代控制理论首次提出土木工程结构振动控制的概念,从而开创了结构振动控制的新局面。我国结构振动控制被广泛重视是在1980年王光远院士首先提出高耸结构风振控制开始的,从此推动了我国结构振动控制理论、技术及应用的发展。结构振动控制可以有效地减轻结构在地震、风、车辆、浪、流、冰等动力作用下的反应和损伤积累,有效地提高结构的抗震能力和抗灾性能,是土木工程结构防震减灾积极有效的方法和技术。目前,结构振动控制的研究和应用已成为结构工程、地震工程、结构动力学领域的热点和最具前沿性的研究方向之一。

结构振动控制是一门新兴学科,是土木工程结构的前沿领域,也是各学科交叉的新技术领域,目前正处于初期发展和初步应用阶段,故对其研究内容及分类未做到明确、统一。在一般情况下,可按被控系统是否有外部能源输入分为被动控制、主动控制、半主动控制和混合控制4类。主动控制方法由于系统复杂,对控制和传感及作动系统的要求相当高且费用相当昂贵,在大地震来临时,能源将陷于瘫痪,在实际应用方面受到了很大的限制。半主动控制是一种新型的控制方法,根据结构的振动反应或动荷载的信息,实时改变结构的参数(如阻尼、刚度等)来减小结构的反应,对外部能量的需求比主动控制系统小几个数量级,比主动控制容易实施且更经济。土木工程结构不断向大尺度、高柔方向发展,单一控制方法有时由于控制力过大或成本太高而无法实现。混合控制可利用各控制方法的优点,拓宽控制系统的应用范围,既保证控制效果又降低控制力。

无论是从理论分析还是震害现象看,地震地面运动和结构反应都是多维的,各向地震相互作用,从而影响减震效果,因此耦合地震作用是结构振动控制体系研究不可避免的问题。为获得最佳减震效果,结构振动控制的系统参数设计十分重要,因为这些参数控制着结构的动力反应。结构振动控制中的另一个重要问题就是确定控制装置的数目与位置,虽然较多的控制装置可以达到较好的控制效果,但是过多的控制装置必然会带来许多弊

端。结构振动控制的系统参数和控制装置布局存在着一个优化设置问题,这是一个复杂但却非常重要的优化设计问题。因此,本书从理论和工程实际入手,主要对耦合地震作用理论、结构振动控制体系的系统优化参数和控制装置的优化布局进行了系统的论述,主要以作者在该方面的研究成果为主线,补充了一些当前最新的相关研究成果和知识。

本书主要包括:第1章论述了各种结构振动控制方法的发展与应用。第2章论述了对耦合地震作用下滑移隔震结构动力分析模型的建立。第3章论述了耦合地震作用下 LRB 隔震结构动力分析模型的建立。第4章论述了耦合地震作用下 MRD 结构动力分析模型建立。第5章论述了3种 MRD 与滑移隔震混合方案,耦合地震作用下 MRD 与滑移隔震混合结构的动力分析模型建立。第6章论述了3种 MRD 与 LRB 隔震混合方案,耦合地震作用下 MRD 与 LRB 隔震混合结构的动力分析模型的建立。第7章论述了土木工程结构振动控制优化设计的必要性与特点,讨论了土木工程结构振动控制优化设计算法,分别建立了耦合地震作用下滑移隔震结构、LRB 隔震结构、MRD 结构、MRD 与滑移隔震混合结构、MRD 与 LRB 隔震混合结构参数与控制装置布局的优化设计模型。

在此,感谢我的硕士生导师郭鹏飞教授、博士生导师刘斌教授、博士后合作导师李宏男教授。本书研究工作得到建设部、辽宁省教育厅、中国博士后科学基金的资助,在此表示衷心感谢。

由于作者水平所限,书中必有疏漏及错误之处,衷心希望读者批评指正。

编者  
2008年6月

# 目 录

第 1 章 绪 论	1
1.1 引言	1
1.2 土木工程结构抗震技术的演变与发展	2
1.3 结构振动控制的研究历史与发展	6
1.3.1 中外古建筑结构振动控制的成功应用	6
1.3.2 当代土木工程结构振动控制技术的发展	7
1.3.3 国内外土木工程结构振动控制技术研究的新形势	7
1.4 土木工程结构振动控制技术分类	8
1.4.1 被动控制	8
1.4.2 主动控制	14
1.4.3 半主动控制	15
1.4.4 混合控制	16
第 2 章 耦合地震作用下滑移隔震结构振动控制	19
2.1 引言	19
2.2 滑移隔震的基本原理与特性	19
2.2.1 滑移隔震的基本原理	19
2.2.2 滑移隔震的基本特性	20
2.3 滑移隔震体系的分类	21
2.3.1 基于滑动摩擦力的隔震结构	21
2.3.2 基于滚动摩擦力的基础隔震结构	22
2.4 软钢 U 型带片向心机构	22
2.4.1 U 型带片限位阻尼器及其恢复力模型	22
2.4.2 状态的判定	23
2.5 滑移隔震结构动力反应分析	25
2.5.1 竖向地震作用对结构的影响	25
2.5.2 双向耦合地震作用下滑移隔震结构多质点动力分析模型的建立	26
2.5.3 滑移隔震结构的滑动与啮合状态判别准则	27
2.5.4 滑移隔震结构的竖向运动微分方程的建立	27
2.5.5 滑移隔震结构水平运动微分方程的建立	29
2.6 滑移隔震结构多质点体系地震反应时程分析	33
2.6.1 地震波选取和调整	33

2.6.2	滑移隔震结构多质点体系的弹塑性时程分析	34
2.6.3	拐点的处理	37
2.6.4	工程实例分析	38
<b>第3章</b>	<b>耦合地震作用下 LRB 隔震结构振动控制</b>	<b>42</b>
3.1	引言	42
3.2	LRB 隔震原理及隔震系统的组成	42
3.2.1	LRB 隔震的基本原理	42
3.2.2	LRB 隔震结构的组成	43
3.3	LRB 及其设计	43
3.3.1	LRB 恢复力模型	43
3.3.2	LRB 设计	44
3.4	LRB 隔震结构的动力反应分析	46
3.4.1	双向耦合地震作用下 LRB 隔震结构多质点动力分析模型建立	46
3.4.2	LRB 隔震结构竖向运动微分方程的建立	47
3.4.3	LRB 隔震结构水平运动微分方程的建立	49
3.4.4	LRB 隔震结构多质点体系地震反应时程分析	50
3.4.5	工程实例分析	52
<b>第4章</b>	<b>耦合地震作用下 MRD 结构振动控制</b>	<b>56</b>
4.1	引言	56
4.2	MRF 与 MRD	56
4.2.1	MRF 的组成	56
4.2.2	MRF 的工作原理	57
4.2.3	MRF 的力学模型	57
4.2.4	MRF 的优点	58
4.2.5	MRD	59
4.2.6	MRD 的设计	60
4.3	MRD 的恢复力模型	60
4.3.1	Bingham 黏塑性模型	61
4.3.2	Bingham 黏弹-塑性模型	61
4.3.3	Bouc-wen 模型	61
4.3.4	现象模型	62
4.3.5	轴对称模型	62
4.3.6	平板模型	65
4.3.7	简化模型	66
4.4	MRD 结构的地震反应分析	67
4.4.1	双向耦合地震作用下 MRD 结构多质点动力分析模型的建立	67
4.4.2	MRD 结构竖向运动微分方程的建立	68

4.4.3 MRD 结构水平运动微分方程的建立 .....	70
4.4.4 采用瞬时最优控制策略的地震反应分析 .....	72
4.4.5 工程实例分析 .....	74
<b>第 5 章 耦合地震作用下 MRD 与滑移隔震混合控制 .....</b>	<b>78</b>
5.1 引言 .....	78
5.2 MRD 与滑移隔震混合方式 .....	78
5.2.1 隔震层安装 MRD .....	78
5.2.2 上部结构层间安装 MRD .....	79
5.2.3 隔震层与上部层间都安装 MRD .....	79
5.3 MRD 与滑移隔震混合结构地震反应分析 .....	79
5.3.1 双向耦合地震作用下 MRD 与滑移隔震混合结构多质点动力分析 模型建立 .....	79
5.3.2 MRD 与滑移隔震混合结构滑动与啮合状态判别准则 .....	79
5.3.3 MRD 与滑移隔震混合结构竖向运动微分方程的建立 .....	80
5.3.4 MRD 与滑移隔震混合结构水平运动微分方程的建立 .....	82
5.3.5 工程实例分析 .....	86
<b>第 6 章 耦合地震作用下 MRD 与 LRB 隔震混合控制 .....</b>	<b>97</b>
6.1 引言 .....	97
6.2 耦合地震作用下 MRD 与 LRB 隔震混合结构动力分析模型建立 .....	97
6.3 MRD 与 LRB 隔震混合结构竖向运动微分方程的建立 .....	98
6.4 MRD 与 LRB 隔震混合结构水平运动微分方程的建立 .....	100
6.5 工程实例分析 .....	102
<b>第 7 章 耦合地震作用下结构优化设计 .....</b>	<b>113</b>
7.1 结构振动控制优化设计必要性与特点 .....	113
7.1.1 结构振动控制优化设计必要性 .....	113
7.1.2 结构振动控制优化设计特点 .....	113
7.2 离散变量优化设计方法的应用概况与新发展 .....	114
7.2.1 离散变量优化设计的应用概况 .....	114
7.2.2 离散变量优化设计方法的新发展 .....	114
7.3 SGA .....	116
7.3.1 SGA 的特点 .....	116
7.3.2 SGA 的理论基础 .....	117
7.3.3 SGA 应用步骤 .....	119
7.3.4 符号串的编码与解码 .....	120
7.3.5 个体适应度的评价 .....	122
7.3.6 遗传算子 .....	122



7.3.7	SGA 的运行参数 .....	123
7.4	SGA 的改进 .....	124
7.4.1	SGA 的主要缺点 .....	124
7.4.2	SGA 的改进措施 .....	125
7.5	离散变量优化设计的直接搜索算法 .....	127
7.5.1	离散变量优化设计的单向搜索算法 .....	127
7.5.2	离散变量优化设计的进退搜索算法 .....	128
7.5.3	离散变量优化设计的斐波那契算法 .....	129
7.6	直接搜索算法与 SGA 的混合 .....	130
7.6.1	算法的混合原则 .....	130
7.6.2	算法的混合策略 .....	130
7.6.3	算法的混合原理 .....	131
7.6.4	初始群体的形成 .....	131
7.6.5	群体的进化 .....	131
7.7	滑移隔震结构的参数优化研究 .....	132
7.7.1	优化模型的建立 .....	132
7.7.2	工程实例分析 .....	133
7.8	LRB 隔震结构的参数优化研究 .....	137
7.8.1	优化模型的建立 .....	137
7.8.2	工程实例分析 .....	137
7.9	MRD 结构布局优化设计 .....	141
7.9.1	优化模型的建立 .....	141
7.9.2	工程实例分析 .....	142
7.10	MRD 与滑移隔震混合结构参数的优化研究 .....	145
7.10.1	优化模型的建立 .....	145
7.10.2	工程实例分析 .....	146
7.11	结构参数的优化研究 .....	150
7.11.1	优化模型的建立 .....	150
7.11.2	工程实例分析 .....	150
参考文献 .....		155

# 第1章 绪 论

## 1.1 引 言

人类把地震灾害视为最可怕的自然灾害之一,地震的发生是不能预先知道的,然而它的突然袭击轻者影响人类的正常生产、生活,重者造成人民生命财产的巨大损失。一次突发性的大地震往往在短短的几分钟乃至几秒钟内可令一座繁荣、美丽的城市变成一片废墟,成片房屋破坏倒塌,交通、通信、供水、供电等生命线中断,并可能引发火灾、疾病等次生灾害,人员大量伤亡,城市瘫痪,社会长期动荡不安,并导致严重的经济损失。在20世纪,全球发生破坏性地震2 600多次,造成经济损失达数千亿美元,导致约126万人死亡和近千万人严重伤残。其中震级大于7级的地震1 200多次,地震引起的伤亡人数超过5万人的强震就多达20次。

从以往的地震灾害史看,我国是世界上遭受地震灾害最严重的国家之一,1900年以来,死于地震的人数多达55万人。地震区域广泛而分散,频繁而强烈,如邢台地震(1966年)、阳江地震(1969年)、溧阳地震(1974年)、海城地震(1975年)、唐山地震(1976年)、汶川地震(2008年)等。其中唐山地震(7.8级),其设防烈度为6度,实际发生了10~11度的强烈地震,倒塌房屋总数近322万间,生命线工程全部中断,造成40余万人的伤亡(其中死亡人数为242 769人,受伤人数为164 851人)、近300亿元人民币的经济损失(包括间接损失)。这是我国近代地震史上损失最严重的地震之一,也是20世纪死亡人数最多的一次地震。

在世界其他地方,地震造成的灾害同样是十分严重的。1923年,日本关东大地震,仅东京(Tokyo)、横滨(Yokohama)两市,死亡人数即达10万余人。1950年智利(Chile)、1967年加拉加斯(Caracas)等地震,均造成了惨痛灾难。1985年墨西哥(Mexico)地震虽然人员伤亡不大,但建筑破坏造成的直接经济损失在几百亿美元以上。1989年美国洛马普列塔(Loma-Prieta)地震造成的直接经济损失达150亿美元;1994年美国北岭(Northridge)地震的直接经济损失约为300亿美元;1995年日本阪神(Kobe)地震的直接经济损失高达1 000亿美元,死亡人数为5 438人,震后恢复重建工作花费了两年时间,耗资近1 000亿美元。

地震中建筑物大量破坏和倒塌是造成地震灾害的直接原因,因此科学地建造房屋,提高其抗震能力,对减轻地震灾害损失具有重要意义。在我国,人口密集、房屋抗震能力差等不利因素是造成地震伤亡的主要原因。因此,在经济允许的条件下,增强房屋的抗震能力是十分必要的;研究更加安全、经济、可靠的结构新体系是土木工程结构抗震领域的主要课题,对有效地减轻地震灾害有重要的现实意义。人类力图征服地震灾害的斗争一直在不停地进行着,特别是近代,随着科学技术的发展,对地震机制和结构破坏机理的研究和认识越来越深入,抗震理论和抗震措施不断取得新的突破。为了保护人类生命财产的安全,减轻地震灾害,各国科技人员对防震减灾的基本对策进行了长期的研究,目前减轻地震灾害的基本对策主要有地震预报,地震转移分散和地震工程三种,如图1.1所示。

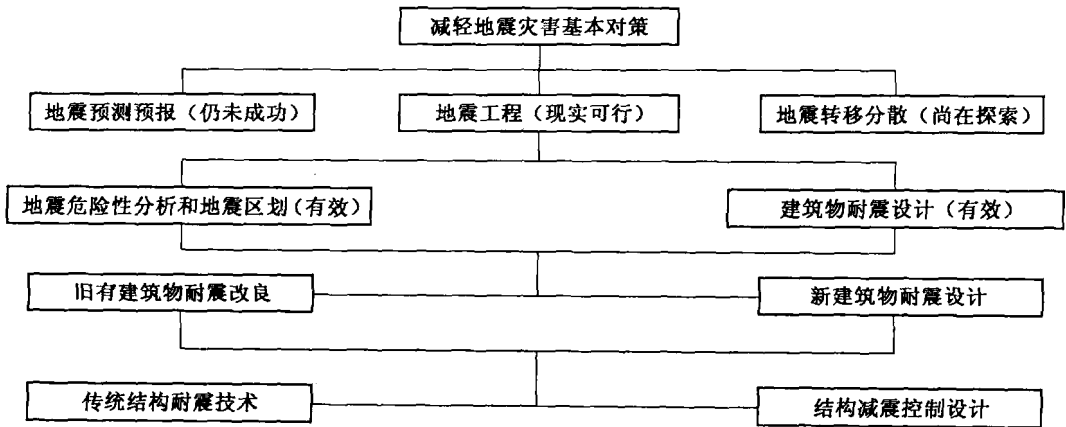


图 1.1 减轻地震灾害基本对策示意图

Fig. 1.1 Sketch map of basic countermeasure to mitigate earthquake disaster

- (1) 地震预报: 目前达到的水平是“偶有成功, 错漏甚多”。
- (2) 地震转移分散: 目前所处的水平是“前期研究, 尚在探索”。
- (3) 地震工程: 目前达到的水平是“屡见成功, 偶有失利”。

地震工程内容十分丰富, 大体上包括:

① 地震危险性分析和地震区划: 震害预测, 地震区域烈度划分, 地震危险性分析, 城市抗震规划, 抢险救灾措施, 震后恢复重建等。

② 建筑结构的抗震技术: 确保各类工业、民用建筑, 生命线工程(供水、供电、煤气、暖气、通信、广播电视、道路、桥梁、铁路、机场、港口、粮食仓库、急救医院等), 各类重要建筑或重要工程结构等的抗震安全性, 包括对抗震性能不足的旧有建筑物的改造或改良, 也包括对新建筑物的抗震设计和建造。

我国经历了邢台、海城、唐山、汶川等大地震, 世界经历了前苏联亚美尼亚(Armenia)大地震、美国加州(California)大地震、日本阪神(Kobe)大地震等。通过对大量工程结构的现场调查, 吸取宝贵经验教训, 对工程结构的抗震安全性进行总结和反思, 分析传统结构抗震技术存在的问题, 探索新的抗震设防标准, 提出更加合理、安全、经济的工程结构抗震新体系、新理论、新技术, 以达到大范围、大面积地确保各类工程结构在地震中安全的目的。

## 1.2 土木工程结构抗震技术的演变与发展

地震发生时, 地面振动引起结构的地震反应。对于基础固结于地面的建筑结构物, 其反应沿着高度从下到上逐层放大(见图 1.2)。由于结构物某部位的地震反应(加速度、速度或位移)过大, 使主体承重结构严重破坏甚至倒塌; 或虽然主体结构未破坏, 但建筑饰面、装修或其他非结构配件等毁坏而导致严重损失; 或室内昂贵仪器、设备破坏导致严重的损失或次生灾害。为了避免上述灾害的发生, 人们必须对结构体系的地震反应进行控制, 并消除结构体系的“放大器”作用。

20 世纪初, 日本大森房吉教授提出的计算方法以及佐野利器博士提出的地震系数法均没有考虑结构的动力特性, 后来人称之为抗震设计的静力理论, 为了抗御地震, 多倾向于采用刚

强的建筑结构,即“刚性结构体系”(见图 1.3),但是这种结构体系很难真正实现,也不经济,只有极少数的重要建筑物采用这种结构体系。

随着社会的发展,建筑物越来越庞大、复杂,人们对建筑物的安全性有了更高的要求,因此要在合理的经济范围内达到预期的设防目标更加困难,在安全性与经济性之间,人们面临两难选择。其次,人们对地震的认识还不够,预测结构物地震反应与实际地震反应还有一定距离,因而所采取的抗震措施也不完全合理。抗震理论发展的第一次突破是在 20 世纪 50 年代初,美国的 M·B·Biot 等人提出抗震设计的反应谱理论。这时人们开始考虑地震动和建筑物之间的动力特性关系,提出了“延性结构体系”(见图 1.4),这正是目前我国和世界各国普遍采用的抗震设计基本思想。该方法以概率理论为基础,提出三水准的设防要求,即“小震不坏,中震可修,大震不倒”。并通过两个阶段设计来实现,即“小震不坏,大震不倒”:第一阶段设计采用第一水准烈度的地震动参数,结构处于弹性状态,能够满足承载力和弹性变形的要求;第二阶段设计采用第三水准烈度的地震动参数,结构处于弹塑性状态,要求具有足够的弹塑性变形能力,但又不能超过变形限值,使建筑物“裂而不倒”。我国设计规范中著名的“强柱弱梁”、“强剪弱弯”和“强节点弱构件”的“三强三弱”原则便是在延性设计的思想下产生的,它们不仅为我国几代结构工作者所熟知,而且在我国结构工程中发挥了重要作用。同最早的设计方法相比,延性设计方法已经带有对能量进行“疏导”的思想,因此它具有一定的科学性。然而,结构物要终止振动反应,必然要进行能量转换或消耗。这种抗震结构体系,容许结构及承重构件(柱、梁、节点等)在地震中出现损坏,即依靠结构及承重构件的损坏消耗大部分能量,往往导致结构构件在地震中严重破坏甚至倒塌,这在一定程度上是不合理也是不安全的。这种传统结构体系和抗震方法存在下述问题:

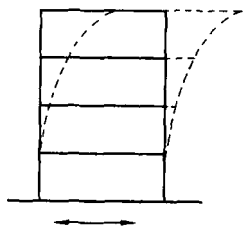


图 1.2 结构物放大反应  
Fig. 1.2 Structure magnifying

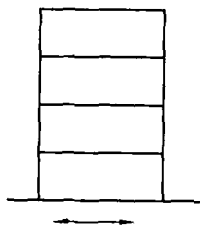


图 1.3 刚性结构体系  
Fig. 1.3 Rigid structure system

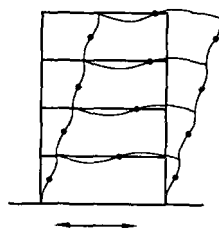


图 1.4 延性结构体系  
Fig. 1.4 Tractility structure system

### (1) 地震影响的不确定性

① 大小的不确定性。编制地震烈度分布图的依据:一是历史地震记录;二是当前的地震地质科学研究水平;三是国家经济实力。由于世界各国地震地质科学的研究水平总体较低,不足以解决预测预报地震的发生。

② 状态的不确定性。每次发生的地震,就是在同一地点,它的频谱组成、加速度峰值与持续时间各不相同,更不用说异地了。因此,用本地历史上记录的地震波作为设计依据也是不可靠的。

③ 时间、空间不确定性。由于当前世界地震地质科研水平还未达到能定时、定点预报地震的发生。因此,今后在何时、何地将发生地震还是一个不确定因素。

## (2) 设计原理的被动性

传统的建筑结构抗震设计方法,是完全被动地任其地震作用,然后通过基础传到上部结构,再通过上部结构的运动和结构材料的变形与破坏,来转换、贮存与消耗所吸收的地震能。因此,地震能越大,就需消耗更多的材料,而材料增多,会增加自重,就越会加大地震作用,这样将使抗震设计走入一个恶性循环的怪圈。

## (3) 结构设计分析方法的近似性

首先,常规的结构内力分析与截面设计采用不同理论依据。如:一般钢筋混凝土结构内力分析皆采用线弹性理论,而构件截面设计常采用极限状态理论,时程分析法又考虑了构件塑性铰的出现过程,理论不一致就很难求解真实的结果。其次还有内力分析模型选用造成的差异,结构弹性模量与阻尼比变化的影响等等,都会对计算结果产生误差。这样就造成以下后果。

① 安全性难以保证。传统的抗震方法以既定的“设防烈度”作为设计依据。然而,很多大地震发生在无须设防地区或6度区,如1966年的邢台地震、1969年的阳江地震、1974年的溧阳地震、1975年的海城地震、1976年的唐山地震等。这些地区原来都属于非地震区或地震烈度不高的地区。当发生超烈度地震时,结构将难以达到安全性的指标,房屋可能会严重破坏,并且,由于地震的随机性,建筑结构的破坏程度及倒塌可能性难以控制,故安全性难以保证。

② 适应性有限制。传统抗震方法容许建筑结构在地震中出现一定程度的损坏,对于某些不容许在地震中出现破坏的建筑结构,或内部有贵重装饰的建筑结构是不适用的。而且地震动具有随机性,但目前还不能准确把握其变化规律。目前的设计方法还不能做到当实际地震发生时,结构根据地震动的特性(强度、频率和持时)进行自我调节,因此其适应性是有限的。

③ 经济性欠佳。传统抗震方法以“抗”为主要途径,通过加大结构断面,加大配筋面积来抵抗地震,其结果是断面越大,刚度越大,地震作用也越大,所需断面及配筋也越大。这种恶性循环,不仅难以保证安全,也大大提高“抗震”所需的建筑造价。

随着社会的发展,计算机、通信、电力及医疗等高、精、尖技术设备进入建筑物中,如何保证地震发生时及发生后这些技术设备仍能正常运行而不至于因建筑结构的振动反应使其破坏,引发或加重次生灾害;随着建筑物高度的增加,如何保证结构因地震作用引起的振动摇晃不超过居住者所能承受的心理压力;在强烈地震作用下如何最大限度确保结构的安全,不至于使人民生命财产遭受重大损失;另外,随着社会的进步和经济的发展,人们对抗震减震、抗风的要求也越来越高,某些重要的建筑物(如纪念性建筑、装饰昂贵的现代建筑和核电站等)不允许结构构件进入非弹性状态,使“延性结构体系”的应用日益受到限制,这些都成为结构工程技术人员面临的现实而重大的课题。各国学者积极致力于新的抗震结构体系的探索和研究,1972年美籍华裔学者姚治平教授第一次明确提出了土木工程结构振动控制的概念。他认为结构的性能能够通过控制手段加以控制,以使它们的环境荷载作用下,能保持在一个指定的范围内,为确保安全,结构位移需要限制;从居住者的舒适方面考虑,加速度需要限制。近30年来,国内外学者在结构振动控制的理论、方法、试验和工程应用等方面取得大量研究成果,结构振动控制的概念也几经完善,可以简单表述为:通过对结构施加控制机构,包括在结构的特定部位安装某种隔震装置(如隔震橡胶支座)、耗能机构(如耗能支撑、阻尼器)、附加子结构(如调谐质量阻尼器)或施加外力(作动器),由控制机构与结构共同承受振动作用,以调谐和减轻结构的振动反应,使它在外界干扰作用下的各项反应值被控制在允许范围内,确保土木工程结构的安全性、实用性和舒适性。土木工程结构振动控制可以有效地减轻结构在地震、风、车辆、浪、流、冰

等动力作用下的反应和损伤积累,有效地提高结构的抗震能力和抗灾性能。这样抗震理论又进入一个新的发展阶段。

美国北岭(Northridge)大地震(1994年)和日本阪神(Kobe)大地震(1995年)中地震区采用结构振动控制的隔震建筑记录的加速度反应峰值表明:隔震建筑顶层加速度反应峰值仅为非隔震建筑的20%。1994年1月17日,美国的北岭地震,震级为里氏6.7级直下型地震,在这次地震中,震中附近有两座医院,一座为隔震建筑(中南加州大学医院)(见图1.5),另一座为非隔震建筑(橄榄景医院)(见图1.6)。隔震建筑在这次地震及其后的余震中,地面加速度峰值为 $490\text{ cm/s}^2$ ,而其楼顶加速度反应峰值为 $210\text{ cm/s}^2$ 。医院内部的各种机器等均未损坏,功能得以维持,并成为防灾中心,起到十分重要的作用。而另一座非隔震建筑,由于结构发生破坏,机器等翻转,并且水管破裂,结构不能使用,完全丧失了医院的功能。

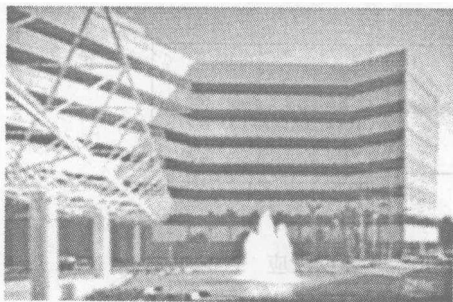


图 1.5 隔震建筑(中南加州大学医院)

Fig. 1.5 Base-isolated structure (The university of southern california teaching hospital)

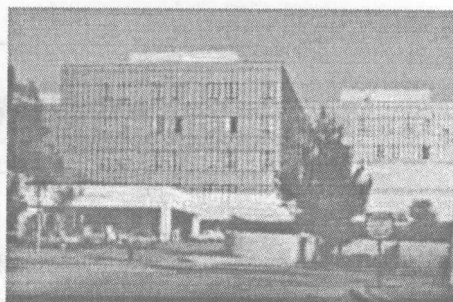


图 1.6 非隔震建筑(橄榄景医院)

Fig. 1.6 Aseismic structure (The olive view hospital)

1995年1月17日,日本神户发生地震,地震为直下型地震,震级为里氏7.2级。图1.7为相邻的隔震与非隔震对比建筑,右侧是采用隔震建筑的松村组技术研究所研究大楼(采用RC结构3层隔震建筑),左侧是采用非隔震建筑的管理大楼(采用S结构3层抗震建筑)。在地震发生时,隔震建筑(距震中35 km)办公室内安装的强震仪记录到的强震观测记录是日本首次记录到大地震发生时隔震建筑的实测加速度反应记录。记录到的东西向地面加速度峰值为 $265\text{ cm/s}^2$ ,隔震建筑顶层加速度反应峰值为 $273\text{ cm/s}^2$ ,一层加速度反应峰值为 $253\text{ cm/s}^2$ ;而非隔震建筑顶层加速度反应峰值为 $677\text{ cm/s}^2$ 。南北向地面加速度峰值为 $272\text{ cm/s}^2$ ,隔震建筑顶层加速度反应峰值为 $198\text{ cm/s}^2$ ,一层加速度反应峰值为 $148\text{ cm/s}^2$ ;而非隔震建筑顶层加速度反应峰值为 $965\text{ cm/s}^2$ ,非隔震建筑和非隔震建筑加速度反应时程分别见图1.8和图1.9。

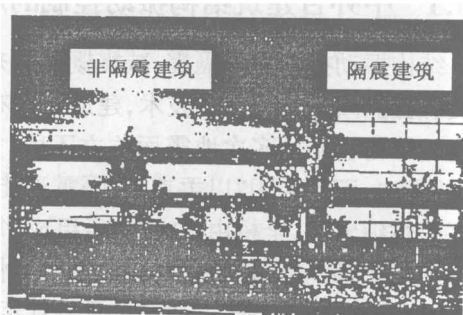


图 1.7 神户大地震相邻隔震和非隔震建筑

Fig. 1.7 Adjoining isolated and non-isolated building in Kobe earthquake

结构振动控制技术是人的主观能动性与自然的高度结合,是结构对策新的里程碑。它是一种积极的抗震手段,具有振动控制效果好、适用范围广的优点,成为当前国内外相关领域研

究的前沿课题。结构振动控制的研究从理论、实验到工程应用等方面得到了突飞猛进的发展。可以预计,21 世纪将是结构控制在工程领域广泛应用的时代。

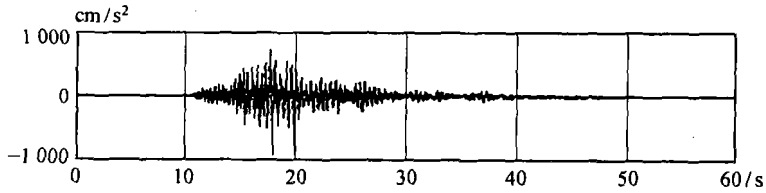


图 1.8 神戸大地震非隔震建筑顶层加速度反应

Fig. 1.8 Top layer acceleration response of non-isolated building in Kobe earthquake

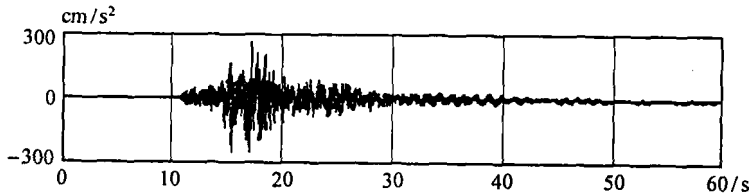


图 1.9 神戸大地震隔震建筑顶层加速度反应

Fig. 1.9 Top layer acceleration response of isolated building in Kobe earthquake

### 1.3 结构振动控制的研究历史与发展

#### 1.3.1 中外古建筑结构振动控制的成功应用

结构振动控制中的隔震、减震概念由来已久,早在 2 000 年前,我国人民就开始成功应用隔震、消能、减震的概念和技术,建成了遍布全国各地的宫殿、庙宇、楼塔、民居、城墙等。这些古建筑结构物经历多次地震而屹立不毁,完整保持至今者,大都不是采用“硬抗地震,加强结构”的方法,而是采用“以柔克刚、隔震消能”的途径。建于公元 497 年的四川都江堰的竹索桥为多跨竹编索桥,全桥由 20 根主索组成,每根主索由 3 根竹条绞成。由于每根主索的 3 根竹条之间的摩擦消能,使该桥在强风及人行情况下不产生过大晃动,这是大跨度结构摩擦消能减震被动控制的成功例子。建于公元 500 年的山西浑源悬空寺(见图 1.10),整个建筑物悬支在翠屏峰的半山峭壁上,楼面木梁的一端嵌入山崖壁石内,另一端支承在斜撑立柱上,可以水平晃动,整个建筑物犹如一个“隔震结构”。1406 年开始营造的紫禁城不仅是我国、也是世界上现存最古老的木结构建筑群,它经历多次地震而未受损坏。这座建筑群的主要建筑都是建在汉白玉筑起的高坛上,但下面却是具有柔性和衰减性能的糯米层,尽管无从了解当时出于何种意图,但是从客观上讲这种地基处理办法起到了隔震效果。

建于公元 70 年的意大利罗马(Rome)斗兽场,其实体结构由灰华石、凝灰石、浮石砌成,柱子与墙身由大理石砌成,形成一个“消能结构体”。地震时,石块之间错动压密,消耗地震能量,而使结构体更加密实稳定。日本奈良(Nara)法隆寺具备与我国古建筑大致相同的结构特点,即柱基铰接隔震消能,梁柱做成“斗拱”消能节点,塔基建于整片花岗岩石上的隔震消能等,在

过去的 1 200 多年中,经历多次强烈地震而完好无损,成为日本现存最大最老的佛教寺院。建于公元 500~600 年的墨西哥玛雅(Maya)金字塔和神庙,塔身块石在地震中压密,形成“耗能结构体”,大量消耗地震能量,墙基条石形成“隔震结构”,大大衰减地震反应。虽然经过多次强烈地震,但至今仍巍然屹立,成为人类科学文化的一大奇迹。

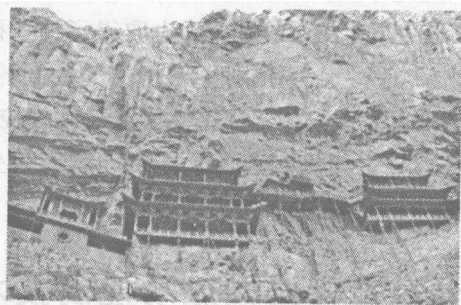


图 1.10 建于公元 500 年的山西浑源悬空寺

Fig. 1.10 Shanxi Hunyuan hanging temple building A. D. 500

### 1.3.2 当代土木工程结构振动控制技术的发展

传统抗震技术充分发展到某个阶段,遇到某些难以逾越的问题,经过多方面的探索,调查千百年来的成功经验,并借鉴其他领域(如机器隔震、设备阻尼耗能等)已经取得的理论 and 应用成果,大胆地把它应用到土木工程结构上,从而形成土木工程结构振动控制的理论和技术。由于土木工程结构的体积大、重量大,安全性要求高,外部振动冲击有很大的随机性,所以,土木工程结构振动控制的发展应用必然要求建立一套新的理论、设计计算和技术方法。土木工程结构振动控制技术是土木工程、地震工程、材料工程、计算机技术、控制技术 etc 学科的交叉点,并处于当代土木工程结构发展的前沿领域。它将导致结构抗震、抗风技术的革命,并将成为结构抗震技术发展的新趋势。

现代最早的隔震建筑是南斯拉夫(Yugoslavia)的柏斯坦劳奇小学,于 1969 年建成,采用纯天然橡胶隔震支座(Rubber Bearing, 简称 RB)。现在看来,变形过大,且由于水平和竖向刚度比较接近,地震时可能产生较大的摇摆晃动。20 世纪 70 年代起,新西兰(New Zealand)学者 R. H. Robinson 等率先开发了可靠、经济、实用的隔震元件——铅芯橡胶支座(Lead Rubber Bearing, 简称 LRB),大大推动了隔震技术的实用化进程。1981 年,在新西兰完成的 William Clayton 政府办公大楼,是世界上首座采用 LRB 的建筑。随着性能可靠的 LRB 为代表的隔震元件的诞生,隔震技术已越来越多地应用于实际工程。到 20 世纪 90 年代中期,美、日、新、意等国已经建造了 400 幢左右的采用 LRB 的隔震建筑和桥梁。在 1994 年美国北岭地震和 1995 年日本阪神地震中,采用 LRB 的隔震建筑表现出令人惊叹的减震效果。各国相继推出自己的更加详尽、严格的隔震建筑设计规范和隔震支座的质量和验收标准,以保证其在大规模应用时的可靠性。经过 30 年的理论研究和工程实践,结构振动控制技术已形成了主要包括被动控制、主动控制、半主动控制和混合控制的新兴学科。

### 1.3.3 国内外土木工程结构振动控制技术研究的新形势

国外结构振动控制研究始于 20 世纪 70 年代,并且一直保持非常活跃的状态。近年来,由



于土木工程结构被动控制研究已经相对比较成熟,加之其本身带有工程应用的局限性,国外对于结构被动控制的研究呈现减少的趋势。研究比较多的是结构振动主动控制、半主动控制和混合控制。其中由于混合控制结合了各种控制方法的优势,避免了单一控制方法的某些不足,更加符合实践工程的需要,因此越来越受到结构振动控制工作者的重视。

我国对结构振动控制的研究有近 20 年的时间,也取得了许多研究成果,并将部分成果应用到结构振动控制工程实践中。近些年,我国对于结构振动控制的研究方向与国外出现了差异,许多学术期刊的研究成果中很大一部分工作仍然围绕着被动控制,另外一部分则是对主动控制算法进行研究,对于新兴的半主动控制和混合控制的研究较少,更缺乏对于混合控制全面、系统的研究。

## 1.4 土木工程结构振动控制技术分类

土木工程结构振动控制是一门新兴学科,是土木工程结构的前沿领域,也是各学科交叉的新技术领域,目前正处于初期发展和初步应用阶段,故对其研究内容及分类未做到明确、统一。在一般情况下,可按被控系统是否有外部能源输入分为被动控制、主动控制、半主动控制和混合控制四类,如图 1.11 所示。

### 1.4.1 被动控制

被动控制(Passive Control)是一种不需要外部能源的结构控制技术,一般是指在结构的某个部位附加一个子系统,或对结构自身的某些构件做构造上的处理以改变结构体系的动力特性。被动控制装置可以有效地改善和提高土木工程结构的性能,大幅度地减轻土木工程结构在强风和地震作用下的反应,确保其在强烈振动下的安全性和舒适性。被动控制因其构造简单、造价低、易于维护且无需外界能源支持等优点而引起广泛关注,并成为当前应用开发的热点。许多被动控制技术已日趋成熟,并已在实际工程中应用。被动控制可分为基础隔震和耗能减震两大类。

#### 1.4.1.1 基础隔震

基础隔震(Base-Isolation)体系是在上部结构与基础之间设置某种隔震、消能装置,以减小地震能量向上部的传输,达到减小结构振动的目的。早在 1906 年,德国人 J. Bechtold 就提出用滚球作为隔震基础,并申请了美国专利。1909 年,英国人 J. A. Calantarients 提出在房屋基础上设置滑石粉层用于抗震,并申请了英国专利,这是最早见诸文献的隔震方法。20 世纪 60 年代,RB 的应用使基础隔震技术进入了实用化时代。由于隔震技术的发展历史比较长,因此它是目前应用最广泛,也是最成熟的一项结构振动控制技术。

基础隔震能显著降低结构自振频率,适用于短周期的中低层建筑和刚性结构。由于隔震仅对高频地震波有效,因此对高层和超高层建筑不太适用。另外,RB 的老化和耐久性问题,以及隔震效果的定量设计问题还有待于进一步研究。隔震体系根据隔震装置和隔震原理的区别可分为以下 4 类:RB 隔震体系、滑移隔震体系、滚动隔震体系、短柱隔震体系。