



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

日本 311 地震前后某耗能减振钢结构的 抗震性能对比研究

(国家自然科学基金资助项目 编号: 51208377)

(教育部高等学校博士学科点专项科研基金 编号: 20110072120036)

姓 名: 裘亦文

学 号: 1052020096

所在院系: 土木工程学院结构工程与防灾研究所

职业类型: 工程

专业领域: 建筑与土木工程

指导教师: 薛松涛 教授

副指导教师: 谢丽宇 讲师

二〇一三年九月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A dissertation submitted to
Tongji University in conformity with the requirements for
the degree of Master of Engineering

**Comparative Study on Seismic Performance of a
Steel Structure with Oil Dampers Before and After
the 311 Japan Earthquake**

Candidate: Qiu Yiwen

Student Number: 1052020096

School/Department: School of Civil Engineering

Discipline: Civil Engineering

Major: Architectural and Civil Engineering

Supervisor: Prof. Xue Songtao

September, 2013

日本 ω 2地震前后某耗能减振钢结构的抗震性能对比研究

裘亦文

同济大学

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版本；学校有权保留学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名：

年 月 日

摘要

近年来,结构耗能减振技术是工程振动控制的一个热点,油阻尼器减振装置也大量应用于工程实践之中,但是对安装有油阻尼器的耗能减振结构在真实地震中的抗震性能分析仍然十分缺乏。本文通过对 2011 年东日本大地震前后实测的地震数据进行分析及数值模拟,对日本某大学一栋装有油阻尼器钢结构的抗震性能进行了全面分析。本文的主要工作如下:

本文首先采用了频域分析及时域随机子空间识别方法,对 311 地震前后结构的动力特性进行识别,由于 311 地震后结构一层油阻尼器的完全破坏,三层和四层阻尼器的漏油失效,结构的动力特性在 311 地震前后发生了一定的改变,前两阶共振频率均有所减少。接着,根据结构的设计尺寸及参数,建立结构在地震前后的有限元模型,对实测的阻尼器恢复力一位移数据进行拟合,确定阻尼器恢复力的计算模型及相关参数;将阻尼器模型应用于有限元模型中,与实测数据进行对比,建立的阻尼器模型和结构有限元模型可以较好地模拟该结构地震前后的结构动力响应。通过建立的模型对 311 地震前和 311 地震后的结构进行动力时程分析,从层间位移角、层间剪力、各层最大加速度、结构耗能等方面对 311 地震前后结构的抗震性能进行了对比分析,油阻尼器能够消耗部分地震输入能量,有效改善结构自身的抗震性能。最后,本文给出了一种简单实用的阻尼器优化布置方法——层间位移权系数法,通过时程分析结果对比了该方法与原布置方法的结构性能,得出了原布置和优化布置各自的作用特点,提出了对阻尼器优化布置有益的建议。

关键词: 振动控制, 油阻尼器, 抗震性能, 优化布置

ABSTRACT

In recent years, energy dissipation technology in structures is receiving much attention in the field of structural vibration control. Oil damper is a conventional device for vibration control, which is widely used in practice, but there is not much research of the seismic performances of the structures equipped with oil dampers during a real earthquake. Based on the analysis of the measured seismic responses during the 311 Japan Earthquake and the numerical simulation, a comprehensive analysis on the seismic performances of a steel administration building equipped with oil dampers is accomplished. The main contents are as follows:

Firstly in this paper, the current design methods and seismic response analysis methods of structures equipped with energy dissipation devices are summarized, the principles and classifications of viscous dampers and four kinds of commonly used computing models are introduced. Secondly, the dynamic characteristics of the steel structure before and after the 311 earthquake are identified by using the stochastic subspace identification method and spectral analysis, results show that the dynamic characteristics of the structure changed after the 311 earthquake due to the complete damage of the oil dampers on 1st floor and the oil leakage of oil dampers on 3rd, 4th floors. According to the dimension and material of the structural components, finite element models of the structure before and after the 311 earthquake are established. The mathematical model is determined by fitting the measured force-displacement data of the oil dampers, which is incorporated in the finite element models of the structure. Dynamic time history analysis of the structure before and after the earthquake is conducted. Seismic performance of the structure before and after the 311 earthquake is compared in terms of the inter-story drift, inter-story shear force, maximum floor acceleration, the dissipated energy, etc. Results show that the oil damper can indeed consume some seismic input energy and effectively improve the seismic performance of the structure. Finally, an optimization method is proposed to allocate oil dampers in this structure - layer displacement weight coefficient method, the effectiveness of the proposed method is verified through time history analysis. Finally, some useful suggestions are proposed for the optimization arrangement of the dampers.

Key Words: vibration control, oil damper, seismic performance, optimum installation

目录

第 1 章 绪论.....	1
1.1 引言.....	1
1.2 耗能减振结构的设计方法.....	2
1.3 耗能减振结构地震响应的分析方法.....	3
1.4 耗能减振装置的类型.....	4
1.5 粘滞阻尼器的减振原理及类型.....	4
1.6 粘滞阻尼器的计算模型.....	7
1.7 粘滞阻尼器的研究现状.....	9
1.7.1 理论研究.....	9
1.7.2 应用现状.....	10
1.8 阻尼器的优化布置方法.....	10
1.9 本文主要工作概述.....	11
第 2 章 311 地震前后结构动力特性的识别.....	13
2.1 研究对象的情况.....	13
2.2 结构动力特性的识别.....	18
2.2.1 随机子空间识别 (SSI) 的原理.....	18
2.2.2 地震波的选取.....	20
2.3 311 地震前结构的动力特性.....	23
2.4 311 地震后结构的动力特性.....	25
2.5 本章小结.....	28
第 3 章 地震前后模型的建立及计算分析.....	29
3.1 阻尼器参数的确定.....	30
3.1.1 实测油阻尼器数据.....	31
3.1.2 阻尼器计算模型的选取.....	32
3.1.3 阻尼器参数的确定.....	35
3.2 模型数据和实测数据的比较.....	38
3.2.1 SAP2000 中的快速非线性分析法 (FNA)	38
3.2.2 模型数据和实测数据对比.....	39
3.3 311 地震前后结构的抗震性能.....	42
3.3.1 311 地震前结构的抗震性能.....	44
3.3.2 311 地震后结构的抗震性能.....	52
3.4 本章小结.....	59
第 4 章 油阻尼器布置位置的性能对比.....	60
4.1 结构的设计方法.....	60

4.2 311 地震作用下结构的响应.....	60
4.2.1 层间位移角.....	62
4.2.2 各层最大位移.....	63
4.2.3 层间剪力.....	64
4.2.4 基底剪力.....	64
4.2.5 各层最大加速度.....	65
4.2.6 结构的耗能情况.....	65
4.2.7 各层阻尼器的最大行程.....	66
4.3 层间位移权系数法.....	66
4.4 优化布置与原布置的比较.....	69
4.4.1 优化布置和原布置层间位移角的比较.....	69
4.4.2 优化布置和原布置各层最大位移的比较.....	71
4.4.3 优化布置和原布置基底剪力的比较.....	72
4.4.4 优化布置和原布置各层最大加速度的比较.....	73
4.4.5 优化布置和原布置结构耗能的比较.....	75
4.4.6 优化布置和原布置各层阻尼器最大行程的比较.....	75
4.5 本章小结.....	76
第 5 章 结论与展望.....	77
5.1 主要研究工作和成果.....	77
5.2 进一步工作展望.....	77
致谢.....	78
参考文献.....	79
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	83

第1章 绪论

1.1 引言

近年来地震灾害频发,造成了极大的人员和财产损失。仅2011年3月11日发生在日本东北部海域的9.0级地震及其引发的海啸就造成了15843人死亡,近4000人失踪,建筑物和基建设施等损失约16.9万亿日元(约人民币1.36亿元),相当于阪神大地震的1.8倍左右。

地震造成的建筑物倒塌、构件的破坏是其引起人员和财产损失的主要原因。振动控制可以有效减小建筑物在地震中的响应,增强建筑物自身“抵御”地震的能力,从而达到地震设防要求,尽可能避免地震灾害的产生。

在此背景下,结构振动控制逐渐成为了当下工程抗震技术领域的研究热点。

根据是否需要外部能量输入可以将结构振动控制分为四大类:被动控制、主动控制、半主动控制和混合控制。

1.被动控制

结构被动控制是指不依赖外部能源,针对地震动的一般特性,在结构上附加控制装置和控制构件,使其在随结构一起变形和运动的过程中隔离和消耗地震能量,以减小结构的地震反应。被动控制装置可以有效改善和提高结构物的性能,大幅减轻结构物在强震作用下的反应,确保其在强烈振动下的安全性和舒适性,具有构造简单、造价低、维护便捷等优点。该技术目前发展成熟,大量应用在实际工程中,取得了不错的效果。

2.主动控制

主动控制是指通过实时测量结构地震反应,采用现代控制理论的主动控制算法,在精确的结构模型上运算和决策最优控制力,最后通过控制器在外部能量输入下来实现最优的控制力。然而主动控制需要外部能源输入,加上设备装置复杂,造价较高。目前主动控制技术仍然存在一些技术和经济方面的问题有待解决,尚未进入成熟阶段。

3.半主动控制

结构的半主动控制一般以被动控制为主,辅之主动控制,能够依据外界荷载的激励信息和结构的反应信息,仅需很少的能源来调节控制装置的工作状态,从而达到改变结构的动力特性、减小结构的动力响应的目的,使结构参数处于最优状态。与被动控制相比,由于具有自动调节功能,其控制范围和效果明显优越;

与主动控制相比，由于需要的外部能源较少，控制成本较低，系统工作的可靠性较易保证。目前较典型的半自动控制装置有变刚度控制、智能阻尼器及变阻尼控制。

4.混合控制

结构混合控制是上述两种或两种以上控制技术组成的新的结构振动控制形式，因此，采用混合控制的结构可以充分利用各控制方法的优点，取长补短，达到更加合理、安全、经济的目的。

本文主要关注被动控制中的耗能减振体系。

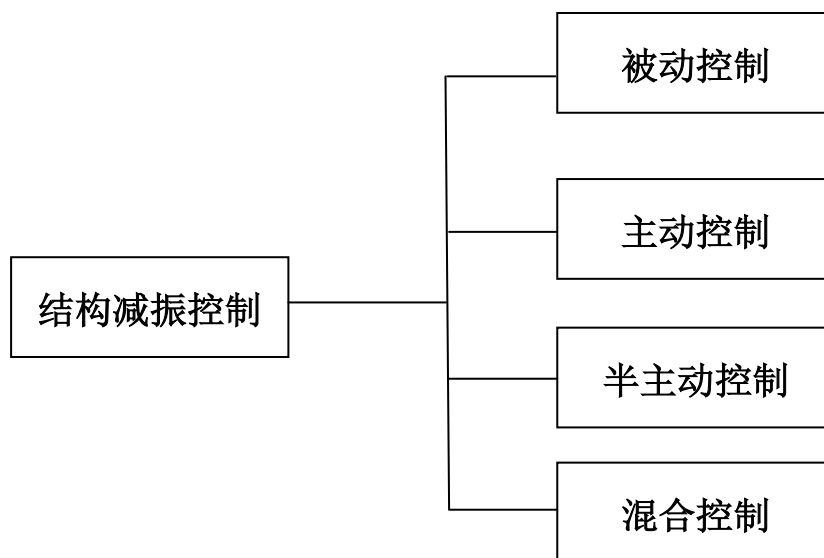


图 1.1 结构振动控制的分类（按能量输入）

1.2 耗能减振结构的设计方法

所谓耗能减振技术就是把结构中的某些非承重构件设计成耗能杆件，或在结构的某些部位设置耗能装置。小震时，这些构件或耗能装置和结构本身有足够的侧向刚度以满足使用要求，结构处于弹性状态；当处于中强地震时，随着结构侧向变形增大，耗能构件或耗能装置率先进入非弹性状态，产生较大阻尼，消耗大量输入结构的地震能量，并且迅速衰减结构的动力反应，使主体避免进入明显的非弹性状态，从而保证主体结构免遭破坏。

目前，较为成熟、可操作性较强的耗能减振结构的设计方法主要有：日本的被动减振构造设计与施工手册中建议的性能优化法——Kasai^[1-3]法，美国 ATC-40 推荐的基于能力谱的减振结构设计方法^[4,5]和 Lin^[6-8]提出的直接基于位移的耗能减振设计方法。

Kasai 法为日本东京工业大学 Kasai 教授率先提出。其核心思想就是通过基频等效原则把一个真实多层结构简化为一个等效的单质点体系, 然后在其弹性范围内对其进行降低位移反应和加速度反应的性能分析并据此配置阻尼器装置。

美国 ATC-40 推荐使用的能力谱法是一种静力非线性法, 近年来越来越多地应用于耗能减振设计中, 其原理是通过将地震反应谱曲线和结构能力谱曲线转换成相同的坐标形式, 求得两个曲线交点位移, 或采用图示的方法更加直观地评估结构在给定地震作用下的性能。

ATC-40 的能力谱法后, 有学者对单自由度和多自由度的建筑提出了一种直接基于位移的设计方法。1994 年, Kowalsky^[4]等在设计一个单自由度桥墩时提出了该方法。在使用该方法时, 强度和刚度并不是设计变量, 而是设计结果, 这种方法采用的是静力等效线性分析。Lin^[6,7]等学者随后将此方法应用与多自由度建筑结构的设计中, 可以求得结构的延性比、极限位移、屈服位移和屈服弯矩, 该方法之后又被用于减振结构的设计之中。

1.3 耗能减振结构地震响应的分析方法

目前, 结构地震响应的分析方法主要有反应谱法、时程分析法和随机振动法三种。不同于反应谱法和随机振动法, 时程分析法可以计算结构构件在每一个时刻的地震反应。因而时程分析法是求解线性和非线性动力问题的最普遍、最一般的方法。它是根据选定的地震波以及结构的恢复力特性曲线, 对动力方程采用逐步积分的方法进行直接积分, 从而计算地震过程中每个瞬时状态下结构的位移、速度、加速度, 以观察到结构在强震作用下弹性和弹塑性状态的内力变化以及构件的开裂、损坏直至整体结构倒塌的全过程。目前, 在求解结构在任意动力荷载作用下的结构响应所采用的数值方法绝大多数为逐步积分法, 将微分方程化为一系列代数方程, 但这种方法只能得到近似解, 不能求解精确解, 而且它的计算精度与时间步长存在很大关系。为了保证结构的收敛和一定的计算精度, 时间步长一般采用 0.01-0.02 秒, 这主要是因为当时间步长小于结构基本周期的 1/10 时便可以很好的描述地震波的变化规律, 步长取大的时候很容易漏掉某些峰值。

时程分析法的功能如下:

- (1) 输入地震动的加速度时程曲线, 然后进行结构地震反应分析, 全面考虑了强震三要素对结构响应的影响;
- (2) 表征结构的力学性质时采用的是结构弹塑性全过程恢复力特性曲线, 从而可以确切、具体细致地得到结构的弹塑性地震反应;

(3) 能够给出结构中各构件和杆件出现塑性铰的时刻和顺序, 从而可以判明结构的屈服机制;

(4) 对于非等强的结构, 能够找出结构的薄弱环节, 并能计算出薄弱层的塑性变形集中效应;

(5) 很好体现了不同工程所在地的实际地址环境、场地条件及场地土特性。

多自由度粘滞阻尼减震结构体系在地震波作用下的地震反应方程为

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku + F_D(\dot{u}) = F = -MI\ddot{u}_g \quad (1.1)$$

式中: M 为结构的质量矩阵, C 为体系的阻尼矩阵, K 为体系的刚度矩阵, F 为外荷载列阵, I 为各个元素为 1 的列阵, \ddot{u}_g 为地面运动加速度时程, $F_D(\dot{u})$ 为附件的阻尼力列阵, \ddot{u} 为结构的加速度列阵, \dot{u} 为结构的速度列阵, u 为结构的位移列阵。

将式 1.1 改写成增量方程为

$$M(\Delta\ddot{u}) + C(\Delta\dot{u}) + K(\Delta u) + \Delta F_D(\dot{u}) = \Delta F = -MI(\Delta\ddot{u}_g) \quad (1.2)$$

对式 1.2 进行逐步积分求解, 即将时间转化为一系列的微小时间段 Δt , 在 Δt 的时间内采用一些假定并且应用一点的数值积分法 (例如线性加速度法、Newmark- β 和 Wilson- θ 法等) 对增量方程进行求解得出地震时结构反应的增量, 再以该步 $t + \Delta t$ 的终态值作为下一时段的初始态, 这样逐步迭代积分即可求解出带阻尼器结构在地震作用下振动反应的全过程。

本文采用时程分析法作为结构地震响应的分析方法。

1.4 耗能减振装置的类型

依据耗能减振装置与位移和速度的相关性可以分成位移相关型耗能减振装置、速度相关型耗能减振装置和位移与速度相关型耗能减振装置; 依据消能减震装置所用的材料可以分成: 金属耗能装置、粘弹性阻尼器和粘滞阻尼器。

速度相关型阻尼器有: 粘弹性阻尼器、粘滞阻尼器, 其中粘滞阻尼器又可细分为材料为油的油阻尼器和材料为高分子化合物的粘滞阻尼器。

位移相关型阻尼器有: 摩擦耗能器、钢弹塑性阻尼器和铅阻尼器。

位移与速度相关型阻尼器有: 铅橡胶阻尼器、组合式铅橡胶阻尼器、铅粘弹性阻尼器等。

1.5 粘滞阻尼器的减振原理及类型

1. 圆柱状筒式阻尼器^[9]

该阻尼器结构形式如图 1.2 所示,这种阻尼器通过活塞在硅凝胶体等高浓度、高粘滞性的流体内运动并使之变形,进而耗散输入结构的能量,从而达到减震的目的。该阻尼器主要用于管网的振动控制及作为隔震系统的消能组件。

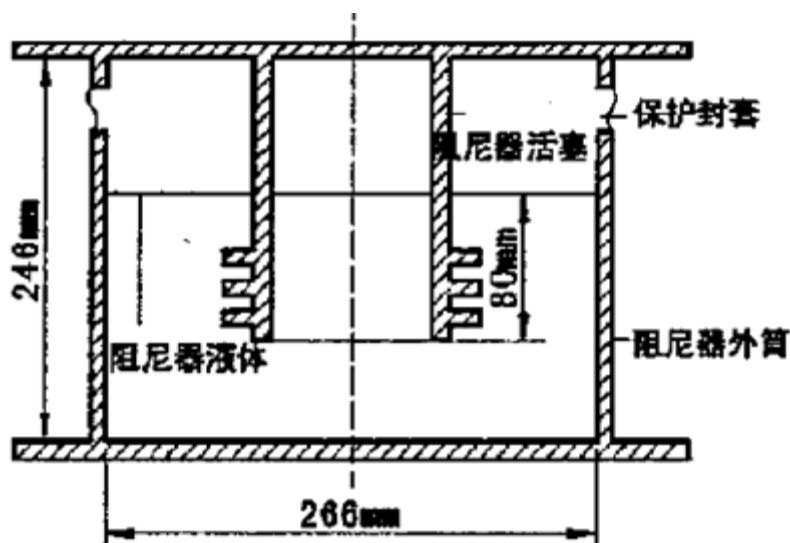
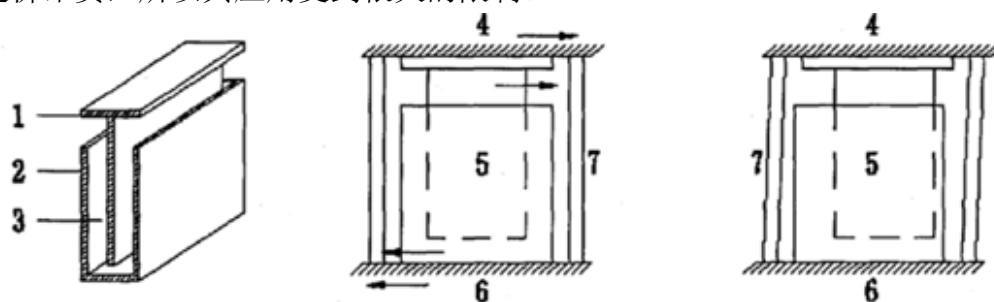


图 1.2 圆柱状筒式粘滞流体阻尼器

2. 粘滞阻尼墙

该阻尼器是一种箱式粘滞阻尼器,在框架结构中应用时也起到隔墙的作用,又称为阻尼墙,其耗能方向是平面方向,如图 1.3 所示。它是由日本的 Sumitomo Construction Company 始创,并成功应用于建筑中。地震时,楼层间的相对运动使内外钢板间产生速度差,在高浓度粘滞流体材料中产生剪切变形从而形成粘滞阻尼力,进而达到耗能的目的。试验证明,框架在弹性范围内的阻尼比达到 20%-30%,可显著地降低结构的动力反应。粘滞阻尼器墙的减震效果非常好,但是造价昂贵,所以其应用受到很大的限制。



1: 内钢板 2: 外钢板 3: 粘滞材料 4: 上层楼面 5: 粘滞阻尼墙 6: 下层楼面 7: 柱

图 1.3 粘滞阻尼墙结构图

3. 油缸式粘滞流体阻尼器^[10]

油缸式粘滞阻尼器是由于其中的流体受到外界的扰动，被挤压通过孔隙而达到耗能的目的。常见的类型有：

(1) 单出杆粘滞流体阻尼器

传统的流体阻尼器通常采用单出杆形式。当活塞向内运动时，部分活塞杆进入阻尼器腔体内，由于油缸和阻尼介质在理论上都是体积不可压缩的材料，活塞一侧的流体在油压作用下通过活塞孔被挤压到另外一侧，由此产生部分空腔，活塞两侧产生油压差，此时流体又在压力差作用下流向另外一侧。活塞两侧流体对流的过程，就是产生阻尼力的过程，也是能量耗能的过程。

(2) 有调节贮油腔的粘滞阻尼器

以美国 Taylor Devices Inc.生产的粘滞流体消能器为例，如下图 1.4 所示，说明其工作原理。它是由一个带有铜制小孔的不锈钢活塞和不锈钢圆筒组成的，液体被放在不锈钢圆筒中，用树脂把圆筒密封筒体被分成三个部分：油腔 1 和油腔 2 和贮油腔。

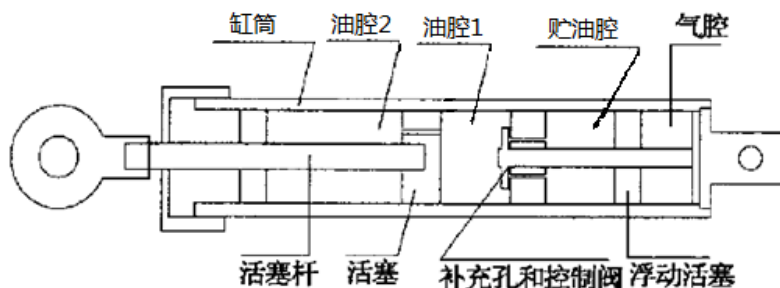


图 1.4 有调节贮油腔的粘滞阻尼器

活塞可以在筒体内做往复运动，推动流体通过特殊的铜制小孔在筒体内流动，当阻尼器受压时，由于筒内压力差的作用，流体从油腔 1 以很高的速度通过小孔由油腔 2 流向油缸 1；当阻尼器受拉时，液体以同样方式从油腔 1 流向油腔 2。由于流体的粘滞性，流体在筒体里的湍流运动，产生了粘滞力，粘滞力的大小与油缸之间的压力差成正比。

除了粘滞力之外，活塞在运动过程中，有时还伴随着弹性力的发展。当流体不许进入贮油腔的时候，由于液体体积的不可压缩性，流体受压，阻尼器将会产生弹性力；相反，当流体允许进入贮油腔时，由于流体不受压，阻尼器就不会产生弹性力。但是即使采用了允许进入贮油腔的阻尼器，当阻尼器的振动频率超过 4Hz 时，由于振动速度较快和贮油腔尺寸等条件的限制，油缸内的流体来不及进入贮油腔，阻尼器仍然表现出一定的刚度。

(3) 双出杆粘滞阻尼器

双出杆粘滞阻尼器就是将活塞杆一直延伸到另外一段，形成贯通式的结构。当结构体系受到地震作用时，活塞和缸体之间发生相对运动，活塞前后的压力差使得流体粘滞阻尼材料从阻尼孔中通过，从而产生阻尼力，以此达到消能的目的。

1.6 粘滞阻尼器的计算模型

目前描述粘滞阻尼器力学性能的计算模型主要有以下四种^[11,12]：

1. Maxwell 模型

该模型中，阻尼器是由一个弹簧和一个粘滞阻尼单元相串联构成，如图 1.5 所示，其本构关系为

$$\tau + p_1 \dot{\tau} = q_1 \dot{\gamma} \quad (1.3)$$

式中 τ 和 γ 分别为材料的剪切应力和剪切应变； p_1 和 q_1 分别为由材料性能确定的系数，也可写成

$$F + p_1 \dot{F} = q_1 \dot{u} \quad (1.4)$$

其中 F 为阻尼力， u 为阻尼器位移， p_1 和 q_1 为系数。

在简谐应变的激励下，由本构关系式可以得出：

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= p_1 q_1 \omega^2 / (1 + p_1^2 \omega^2) \\ G_2 &= q_1 \omega / (1 + p_1^2 \omega^2) \\ \eta &= 1 / p_1 \omega \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$



图 1.5 Maxwell 模型

2. Kelvin 模型

Kelvin 模型是由弹性元件和粘滞阻尼单元相互并联而成，如图 1.6 所示，其本构关系为

$$\tau = q_0 \gamma + q_1 \dot{\gamma} \quad (1.6)$$

式中 τ 和 γ 分别为材料的剪切应力和剪切应变； q_0 和 q_1 分别为由材料性能确定的系数，公式也可写成

$$F = q_0 u + q_1 \dot{u} \quad (1.7)$$

其中 F 为阻尼力， u 为阻尼器位移， q_0 和 q_1 为系数。

在简谐应变的激励下，由本构关系式可以导得：

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= q_0 \\ G_2 &= q_1 \omega \\ \eta &= q_1 \omega / q_0 \end{aligned} \right\} \quad (1.8)$$

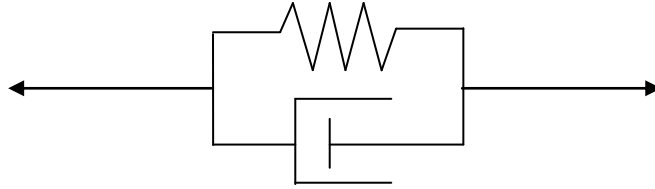


图 1.6 Kelvin 模型

3. 标准线性固体模型

该模型是将阻尼器模拟为弹性元件和 Kelvin 元件相串联而成, 如图 1.7 所示

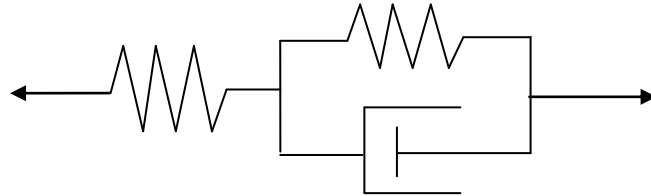


图 1.7 标准线性固体模型模型

其本构关系为

$$\tau + p_1 \dot{\tau} = q_0 \gamma + q_1 \dot{\gamma} \quad (1.9)$$

式中 q_0 、 q_1 和 p_1 分别为由材料性能确定的系数。公式也可以写成

$$F + p_1 \dot{F} = q_0 u + q_1 \dot{u} \quad (1.10)$$

其中 F 为阻尼力, u 为阻尼器位移。

在简谐应变的激励下, 由本构关系式可以求得

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= (q_0 + p_1 q_1 \beta \omega^2) / (1 + p_1^2 \omega^2) \\ G_2 &= (q_1 - p_1 q_0) \omega / (1 + p_1 \omega^2) \\ \eta &= (q_1 - p_1 q_0) \omega / (q_0 + p_1 q_1 \omega^2) \end{aligned} \right\} \quad (1.11)$$

4. 四系数模型

该模型认为粘弹性阻尼器可以等效为一个弹簧和一个粘滞阻尼单元以及一个 Maxwell 模型相并联, 如图 1.8 所示, 其本构关系为

$$F = ku + p\dot{u} + q\dot{F} + c\ddot{u} \quad (1.12)$$

式中, F 为阻尼力, u 为阻尼器位移, p 、 q 、 k 、 c 为系数。

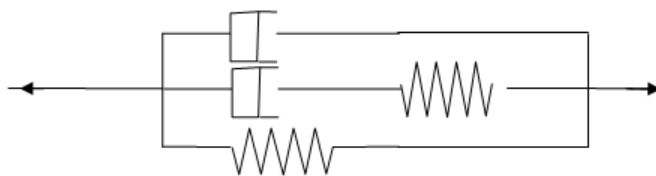


图 1.8 四系数模型

1.7 粘滞阻尼器的研究现状

1.7.1 理论研究

目前，国内外对粘滞阻尼器的性能已进行了大量的试验研究^[13-24]。美国 Taylor 公司^[13]最早研发了粘滞阻尼器中的——油阻尼器，并对其进行了深入的性能研究，结果表明，安装于结构中的油阻尼器的滞回曲线非常饱满，呈椭圆形，能有效耗散地震时输入的能量，减小结构的地震反应能够达到 40%~60%。

我国的丁建华和欧进萍^[14]以及日本的 Tsuyuki^[15]、Tanaka^[16]等学者对油阻尼器的性能及其影响因素进行了大量试验研究，其结果表明激振频率、相对速度、外界温度等都会对粘滞阻尼器的性能产生不同程度的影响。在不同位移幅值和不同相对速度的情况之下，油阻尼器的阻尼力随激振频率的增长变化不大，表明了激振频率不是影响阻尼器性能的主要因素。

油阻尼器作为速度相关型的阻尼器，从阻尼器力 F 与速度 v 的关系式 ($F = cv^\alpha$) 可以看出，速度变化直接影响阻尼力的大小。试验表明相对速度是影响阻尼器性能的关键要素之一。而温度对油阻尼器阻尼力几乎不产生影响。此外，位移幅值、使用年限等也会对阻尼器的性能产生影响，但相对较弱，设计中可以不予考虑。

阻尼墙最早由日本的 Miyzaki^[21]于 1986 年提出。日本的 Tsuyuki 等学者^[15]对其进行的性能研究表明，它能使框架结构在弹性工作阶段的阻尼比达到 20%~30%，滞回曲线饱满，能显著减低结构的动力反应。研究还发现，在 v/d 即相对速度/剪切流体厚度变化的条件下，随着温度的升高粘滞阻尼墙的阻尼力呈下降的趋势。

对于设置粘滞阻尼器的减振结构，国内外学者也进行了大量的试验研究^[25-35]，结果表明，粘滞阻尼器显著增加原结构的阻尼比，有效地耗散地震等输入结构的能量，衰减结构的位移、速度和加速度响应，显著降低结构的层间剪力，从而保证主体结构的安全。

美国纽约大学的 Peinhorn 等学者^[25]对一个设置粘滞阻尼器的三层钢框架结构进行了全面详细的试验研究, 该框架结构的比例为 1/4。研究表明, 结构安装阻尼器后, 阻尼比由 3% 增加到 16%, 结构侧移减小最多达到 50%, 楼层剪力减小了 40%~70%。清华大学的钱稼茹和谭在树^[26,27]研究了设置粘滞阻尼墙的四层两跨一开间框架模型。结果表明, 安装阻尼墙后的结构阻尼比增加了 10 倍左右, 基频处的动力放大系数缩小 8 倍, 有效降低了结构的地震反应。

1.7.2 应用现状

近 20 年来, 粘滞阻尼器在工程中的实际运用也越来越多, 取得了不错的实用和经济效益。1994 年日本在一幢高层建筑中安装了 Kajima 公司研制的高阻尼系统的粘滞油缸, 并对其进行了地震反应的分析 and 计算。美国西雅图可开启式棒球场采用了四个 7 米长的粘滞阻尼器, 单个受力能力达到 500t, 每个重量 4.5t, 允许运动冲程 374mm, 在门架运动的可能碰撞点设置了 Taylor 公司的减振阻尼器, 共 36 个, 从而节省了 420 万美元的开支, 取得了使用效益和经济的双向收益。2003 年完工的希腊和平与友谊体育馆, 在马鞍型屋顶和柱子之间设置了 128 个 Taylor 液体粘滞阻尼器用于吸收地震能量, 大大减少了地震情况下屋顶的相对位移和柱子的受力。在著名的芝加哥战士体育看台上, 为控制看台观众移动和突发性扰动所带来的振动, 配合 TMD 减震系统设置了 36 个 Taylor 液体粘滞阻尼器, 大大降低了结构的受力。在美国 1994 年建成的 San Bernardino 医疗中心的建筑中, 作为基础隔震系统安装了 233 个粘滞阻尼器。

1998 年北京饭店抗震加固中采用了法国 JARRRT 公司生产的缸式粘滞阻尼器。1999 年在北京火车站抗震加固中, 美国蓝湖公司和建研院抗震所一起, 设计采用了每个方向 16 个 130t 的非线性液体粘滞阻尼器, 使得原结构的阻尼比从 5% 提高到 20%, 从而把大震下的层间位移角降低到了规范允许的范围内。此外, 南京长江三桥、吉林龙岩松花江七孔连续梁桥、重庆菜园坝长江大桥、武汉阳逻江长江大桥等都安装了不同型号的粘滞阻尼器产品。

1.8 阻尼器的优化布置方法

高层建筑结构利用阻尼器进行振动控制, 可以有效减小体系在地震或风作用下的振动反应。但是这种控制的效果, 不仅取决于阻尼器的受力大小和行程, 很大程度上也取决于阻尼器在高层结构中的布置方式。

阻尼器位置的合理设置是安装阻尼器结构设计过程中的重要环节, 它需要解决的问题是: 对于一定数量的阻尼器, 采用合理的布置方案, 使其控制效果最好。

一般情况下, 阻尼器在结构中的布置可以沿结构的两个主轴方向分别设置或者仅仅在一个主轴方向设置。在许多情况下并不是阻尼器的布置越多越好, 对于不同跨度和不同层数的结构, 布置结果应该是不同的, 应该在满足结构控制目标的情况下使阻尼器数量尽可能较少, 这样既取得了良好的经济效益又能保持结构良好的抗震效果。由于粘滞阻尼器属于被动耗能装置, 其耗能与材料的剪切应变幅值平方成正比, 故应设置在层间变形较大的位置, 使其充分发挥作用。同时, 阻尼器的布置尽量对称均匀, 从而减小地震对结构的扭转效应。一般的布置优化方案为: 沿结构各层布置、沿结构隔层布置、在结构底层多层布置, 在结构中上部多层布置, 在结构上部多层布置。为了更好的选择阻尼器的布置方式, 将一个或多个地震响应参数作为控制函数, 通过控制函数对阻尼器进行布置。控制函数中各项直接取自结构的非线性时程分析所得的最大反应量, 这避免了复杂的数学推导, 使得优化过程更加直接和适用。

本文采用层间位移权系数法对阻尼器布置进行优化设计。

1.9 本文主要工作概述

(1) 本文介绍了结构振动控制的概念和类型, 阐述了耗能减振结构的设计方法、分析方法。介绍了耗能建筑装置的分类, 重点阐述了粘滞阻尼器的减振原理和计算模型, 并介绍了阻尼器的优化布置方法。

(2) 利用实测的结构加速度时程, 采用随机子空间识别方法, 对一幢钢结构房屋在 311 地震前和地震后的结构动力特性进行了识别和对比。

(3) 利用 SAP2000 软件建立研究对象模型, 进行动力时程分析, 对比研究了未安装油阻尼器结构和安装油阻尼器结构的地震响应, 对比研究了 311 震前结构模型和 311 震后结构模型的地震响应, 验证了油阻尼器的安装能够有效提高结构的抗震性能。

(4) 采用层间位移权系数法对结构的阻尼器进行了重新布置, 与原阻尼器布置方案的减振效果进行了比较, 对两种布置方法在地震作用下的响应控制效果进行了对比分析, 提出了有益的优化布置建议。

第2章 311 地震前后结构动力特性的识别

2.1 研究对象的情况

本文研究的对象^[36]为日本仙台市某大学一幢八层钢结构行政楼，建于 2003 年。东西向（X 向）总长 48 米，南北向（Y 向）总长 9.6 米，总高度为 30.8 米。该楼的一层和二层层高均为 4 米，共同构成了结构高度达到 8 米的大空间，如图 2.1 所示，3 楼及以上各层的结构高度均为 3.8 米。

为满足抗震要求，该楼最初按照日本校园建筑抗震规范设计并未添置阻尼器装置，之后为了检验该校开发的油阻尼器的性能，同时也为了提高建筑物自身的抗震性能，每层安装了 8 组油阻尼器，全楼总计安装了 56 组油阻尼器。油阻尼器由 V 型钢管支撑，活塞通过两端的装置固定在各层的梁上。建筑物发生层间位移后，使阻尼器的活塞发生相对运动，耗损地震输入能量。另外，为了防止阻尼器的相对变形过大，设置了限位器装置。

该栋结构的油阻尼器的概念图如图 2.2 所示，湍流阻尼器由一对活塞和油腔组成，容器内部充满了液体，活塞和油腔之间采用了高分子材料的粘弹性体将液体密封于油腔内。阻尼器在外力的作用下，活塞和油腔之间发生相对的位移，用于密封液体的粘弹性体发生剪切变形。活塞和油腔发生相对位移后，容器内的油通过油孔在油腔内流动，发生湍流运动。增加活塞的运动速度后，油腔内的压力将增大，非线性效应相应增强。

安装在该结构上的阻尼器分两种型号，一层阻尼器均采用同一型号，如图 2.3 所示；三层及以上层阻尼器采用另一型号，如图 2.4 所示。其中一层阻尼器设计最大抵抗力为 200kN，设计最大行程为 16mm，两端有 8mm 的缓冲垫，实际最大行程可达 24mm。三层及以上层阻尼器的设计最大抵抗力为 100kN，设计最大行程为 8mm，两端为 5mm 缓冲垫，实际最大行程可达 13mm。



图 2.1 行政楼全貌

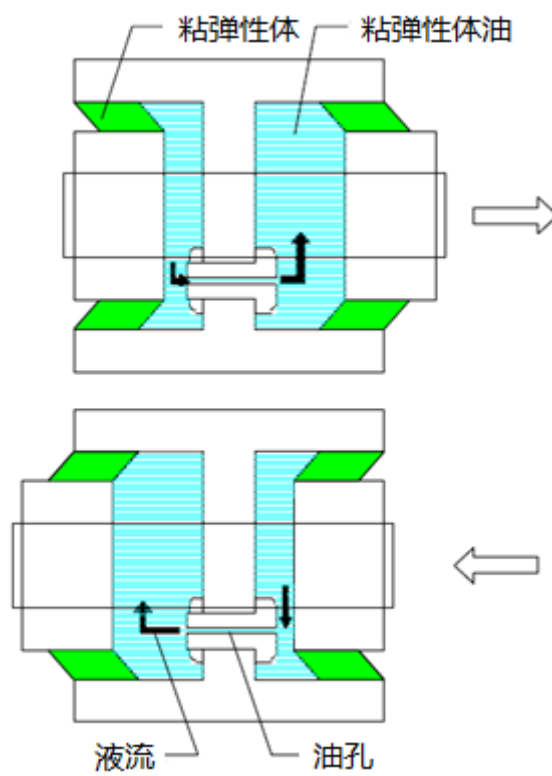


图 2.2 油阻尼器概念图



图 2.3 一层油阻尼器（东西向）

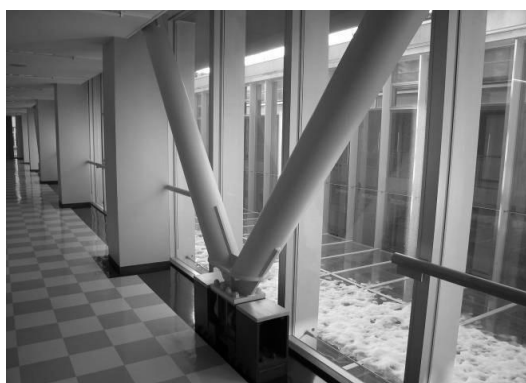


图 2.4 三层油阻尼器（东西向）

此外，在该楼的一层、四层和八层还安装了双向加速度传感器用以记录地震数据；为了获取振动中油阻尼器的受力情况，在一层和八层的阻尼器中安装了测力传感器和位移传感器，传感器布置图如图 2.5 所示。该楼建成投入使用至今，已记录下许多地震数据和油阻尼器的恢复力—位移数据，为全面分析该结构的抗震性能提供了宝贵的实测资料。

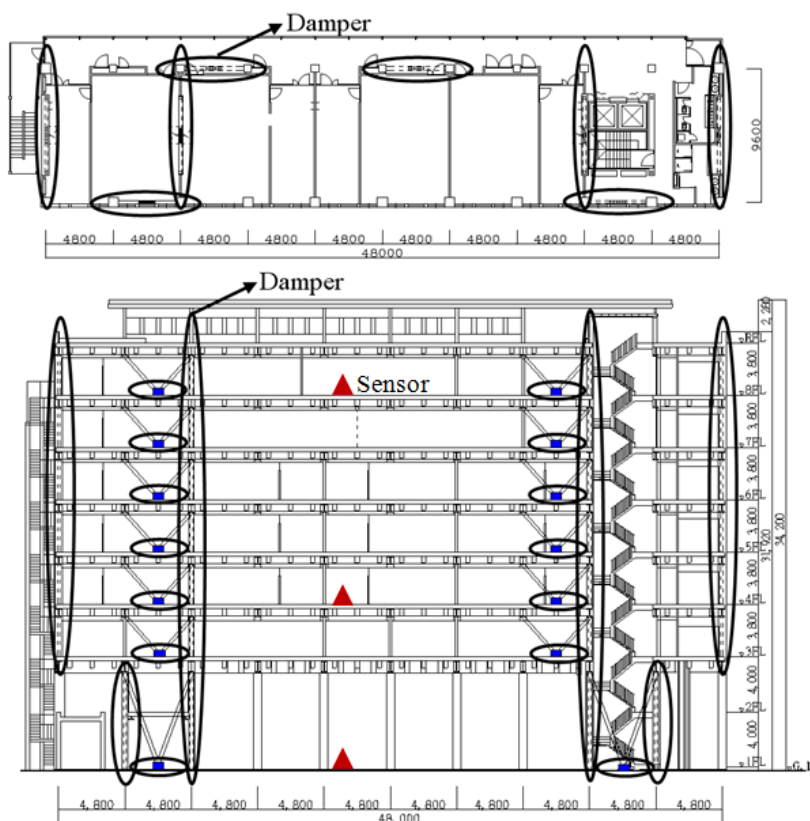


图 2.5 阻尼器及传感器布置位置

2011 年 3 月 11 日发生了震惊世界的东日本大地震，该楼经受了自建成以来的最大考验。一层的 8 组油阻尼器被完全破坏，油液发生泄漏；位于三层和四层的 8 组油阻尼器虽没有完全破坏，但油液亦发生了泄漏，无法继续工作；其余楼层的阻尼器仍保持了良好的工作状态。由于地震当时全楼的电力系统失效，计算机没有记录下该结构的地震数据。但在距离此楼 50 米处的地震观测站，测量到了当时的地震动数据。虽然这次地震是阪神大地震以来日本发生的又一次大地震，造成了严重的人员和财产损失，但是由于该楼严格按照日本校园建筑抗震规范设计和建造，震后该建筑物并无其他的结构损伤，在完成快速的震后评估后，该楼重新投入使用。

该楼主要构件的材料属性和尺寸如表 2.1~2.4 所示。其中混凝土采用 C50，其立方体试块抗压强度标准值为 50MPa。钢材执行日本工业标准《建筑结构用轧制钢》(JISG3136-2005)。

表 2.1 钢材的材料属性

型号	钢材			
	屈服点(MPa)	张拉强度(MPa)	屈强比(%)	延伸率(%)
SN490	≥325	≥490	≤80	≥17
SN400A	≥235	≥400	≤80	≥17
SN295	≥197	≥295	≤80	≥17

表 2.2 主要梁的尺寸和材料属性

层数	梁（东西向）		梁（南北向）	
	尺寸（mm）	材料	尺寸(mm)	材料
2 层	[380×100×10.5×16	SN400A	[300×90×9×13	SN400A
3 层	I 650×250×16×25	SN490	I 800×300×16×28	SN490
4 层	I 450×250×12×22	SN490	I 600×300×12×25	SN490
5 层	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×22	SN490
6 层	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×22	SN490
7 层	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×19	SN490
8 层	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×19	SN490
屋顶	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×19	SN490

（注：“[”表示槽钢，“I”表示工字钢）

表 2.3 柱和楼板的尺寸和材料属性

层数	外框柱		内框柱		楼板	
	尺寸（mm）	材料	尺寸（mm）	材料	板厚(mm)	材料
1 层	箱型 450×40	SN490	箱型 250×16	SN295	无	无
2 层	箱型 450×40	SN490	箱型 250×16	SN295	100	C50
3 层	箱型 450×28	SN400A	箱型 250×12	SN295	100	C50
4 层	箱型 450×25	SN400A	箱型 250×12	SN295	100	C50
5 层	箱型 450×22	SN400A	箱型 250×12	SN295	100	C50
6 层	箱型 450×22	SN400A	箱型 250×12	SN295	100	C50
7 层	箱型 450×19	SN400A	箱型 250×12	SN295	100	C50
8 层	箱型 450×19	SN400A	箱型 250×12	SN295	100	C50
屋顶	无	无	无	无	100	C50

表 2.4 油阻尼器支撑的尺寸和材料属性

支撑类型	尺寸（mm）	材料
1 层阻尼器支撑	圆管 267.4×18	SN490
3 层及以上阻尼器支撑	圆管 216.3×12	SN490

2.2 结构动力特性的识别

该建筑物中安置的传感器在不同时期记录下了众多地震数据,利用这些数据可对其动力特性进行识别。对于结构动力特性的识别方法可以分为输入信息已知和输入信息未知两种方法。本文采用的是输入信息已知的识别方法,具体的分析方法为随机子空间识别(SSI)法。该算法充分利用矩阵的QR分解、SVD奇异值分解及最小二乘方法等数学工具,可以非常有效地对环境激励下或实验振动激励下的结构进行模态参数识别,是现在较常用的结构振动模态识别方法。

2.2.1 随机子空间识别(SSI)的原理

子空间的识别^[37-41]建立在离散系统输出和输入的统计学特性上,识别方程的推导要依赖于系统矩阵和统计参数的相关表达式,整个离散系统可以简单地如图2.6表示:

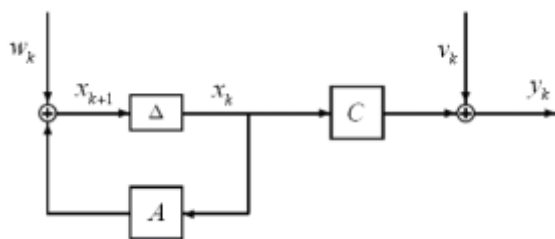


图 2.6 离散系统状态传递示意图

图中 x_k 是离散的状态向量, y_k 是输出向量, w_k 、 v_k 都是零均值的白噪声, A 为系统矩阵, C 为输出矩阵。

状态向量为平稳随机过程, 即

$$E[x_k x_k^T] = \Sigma \quad (2.1)$$

式中, E 为期望, x_k 是离散的状态向量, Σ 为状态向量的协方差矩阵。

因为状态向量协方差矩阵 Σ 和时间没有关系, 可得

$$\Sigma^S = E[x_{k+1} x_{k+1}^T] = A \Sigma + \quad (2.2)$$

式中离散状态方程的系统矩阵 $A = \exp(A_c \Delta t)$, 其中

$$A_c = \left\{ \begin{array}{cc} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

式 2.3 中 M 为质量矩阵, C 为阻尼矩阵, K 为刚度矩阵。

此外, w_k 为过程噪声, 主要由于噪声干扰和不准确的模型所导致, 其中包括了位置的输入信息; v_k 为测量噪声, 主要由于传感器的测量误差所导致, 其中也包含了位置的输入信息, 假定两者都是零均值白噪声, 则有:

$$E \begin{bmatrix} w_k \\ v_k \end{bmatrix} (w_k \quad v_k) = \begin{pmatrix} Q & S \\ S^T & R \end{pmatrix} \delta_{pq} \quad (2.4)$$

式中, δ_{pq} 为 kronecker 函数。

下式 2.5 为系统输出向量的协方差矩阵:

$$\begin{aligned} \Lambda_i &= E[y_{k+i} y_k^T] \\ \Lambda_0 &= E[y_k y_k^T] = C \Sigma C^T + R \end{aligned} \quad (2.5)$$

式中, C 为输出矩阵。

式 2.6 为状态向量和输出向量之间的协方差矩阵的定义

$$G = E[x_{k+1} y_k^T] = A \Sigma C^T + S \quad (2.6)$$

联合公式 2.5 和 2.6, 则有

$$\Lambda_i = C A^{i-1} G \quad (2.7)$$

式 2.7 为协方差驱动随机子空间算法的核心。

离散空间的系统矩阵可以表达为

$$A = \exp(A_c \Delta t) \quad (2.8)$$

对离散空间状态方程进行系统矩阵 A 的特征分解, 有

$$A = \varphi \Lambda \varphi^{-1} \quad (2.9)$$

其中 φ 是离散系统矩阵 A 的复特征向量, $\Lambda = \text{diag}(\lambda_i) \in R^{n \times n}$ 是包含了连续时间复特征值的对角矩阵。联合公式 2.8 和 2.9, 可得:

$$A = \exp(A_c \Delta t) = \varphi_c \exp(\Lambda_c \Delta t) \varphi_c^{-1} \quad (2.10)$$

由于离散系统和连续系统的复特征向量是相等的, 故有以下关系式 2.11:

$$\lambda_i = \exp(\lambda_{ci} \Delta t) \quad (2.11)$$

其中, λ_i 为离散状态方程的系统矩阵 A 的特征值, λ_{ci} 为连续状态方程的系统矩阵 A_c 的特征值。

连续状态方程系统矩阵 A_c 的复特征值与系统的固有圆频率以及阻尼比的关系为

$$\omega_i = \frac{\sqrt{\ln(\lambda_i) \ln(\lambda_i^*)}}{\Delta t} \quad \text{固有圆频率与复特征值关系} \quad (2.12)$$

$$\xi_i = -\frac{\ln(\lambda_i \lambda_i^*)}{2\omega_i \Delta t} \quad \text{阻尼比频率与复特征值关系} \quad (2.13)$$

此外, 模态的振型 Ψ 由下式 2.14 得出

$$\Psi = C \varphi \quad (2.14)$$

由以上推导过程可以得出, 只要识别出了离散状态方程的系统矩阵 A 和输出矩阵 C , 就可以获得系统的模态参数。

2.2.2 地震波的选取

将该建筑中四层和八层传感器测得的加速度响应作为系统输出，一层传感器测得的加速度响应作为系统输入，采用随机子空间方法对该结构动力特性进行识别，可以获得 X 和 Y 方向的模态信息。

由于本文在结构动力特性识别中采用的数据为实测数据，其中环境噪声等引起的高频成分会对识别结果产生干扰，故对识别中选用的地震波进行了滤波处理。滤波采用 SeismoSignal 软件，使用 Linear 基线校正及 Butterworth（巴特沃斯滤波法）滤波，滤波精确度为默认的 4 阶，允许的通过频率波段为 0.1Hz~25Hz。

311 震前结构动力特性识别采用的是 2003 年 5 月 26 日和 2011 年 3 月 9 日地震时记录的数据。其中 2003 年 5 月 26 日的地震波加速度 X 向最大峰值为 1014.6mm/s^2 ，Y 向最大峰值为 1316.2mm/s^2 。2011 年 3 月 9 日的地震波为 311 地震的前震，加速度 X 向最大峰值为 319.8mm/s^2 ，Y 向最大峰值为 262.5mm/s^2 。

2011 年 3 月 11 日大地震发生时，因为大楼停电，没有记录下结构的响应数据，但是记录有 50m 外的地震动数据，故将该数据作为结构在 311 地震作用下的地震输入。X 向加速度峰值为 3538.2mm/s^2 ，Y 向为 2588.0mm/s^2 ，Z 向为 1465.9mm/s^2 。

311 震后采用的是 2011 年 3 月 24 日和 2011 年 4 月 7 日地震时记录的数据，其中 2011 年 3 月 24 日的地震波加速度 X 向最大峰值为 308.8mm/s^2 ，Y 向最大峰值为 312.3mm/s^2 ；2011 年 4 月 7 日的地震波加速度 X 向最大峰值为 1760.4mm/s^2 ，Y 向最大峰值为 2889.6mm/s^2 。

表 2.5 为本文采用的地震实测数据。

表 2.5 地震实测数据

地震波		楼层 方向	MaxAcc (mm/s^2)			MaxDisp (mm)		MaxLoad (kN)	
			F1	F4	F8	F1	F8	F1	F8
311 地震 前	2003 年 5 月 26 日	EW	-1014.6	1322.4	-1591.7	22.0	-1.8	-69.6	-5.0
		NS	-1316.2	-1219.8	-1351.6	12.2	2.5	35.7	9.6
	2011 年 3 月 9 日	EW	319.8	-971.9	-1247.9	17.0	-1.5	-63.0	3.0
		NS	262.5	-531.3	861.5	10.5	1.5	-34.5	-3.8
311 地震	2011 年 3 月 11 日	EW	3538.2	无	无	无	无	无	无
		NS	2588.0	无	无	无	无	无	无
		UD	1465.9	无	无	无	无	无	无
311 地震 后	2011 年 3 月 24 日	EW	-308.8	517.5	-708.5	无效	1.2	无效	2.5
		NS	-312.3	542.6	-715.4	无效	-1.7	无效	6.3
	2011 年 4 月 7 日	EW	1760.4	2484.9	-3277.6	无效	6.4	无效	-13.9
		NS	2889.6	-2362.5	2772.9	无效	5.6	无效	-24.8

滤波后得到的部分地震波加速度时程如图 2.7~2.12 所示：

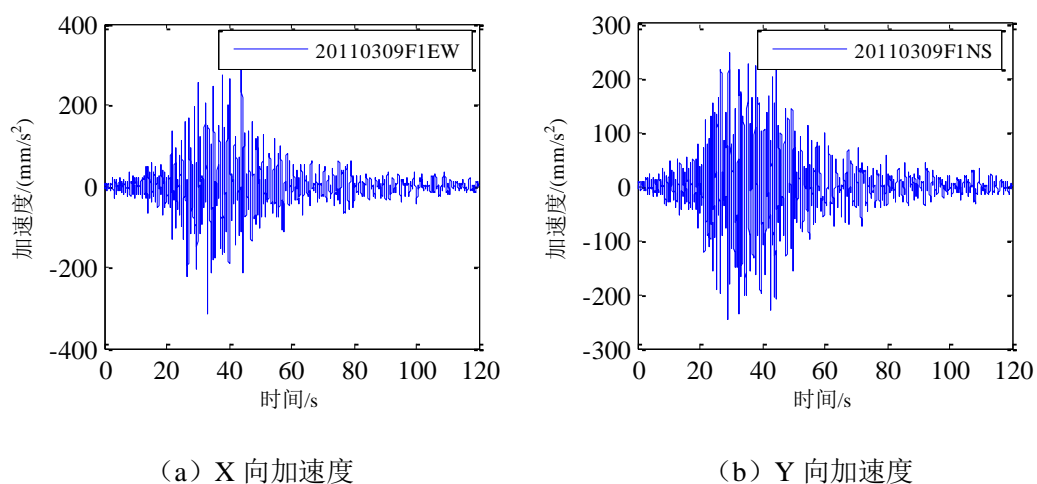


图 2.7 2011 年 3 月 9 日一层加速度时程

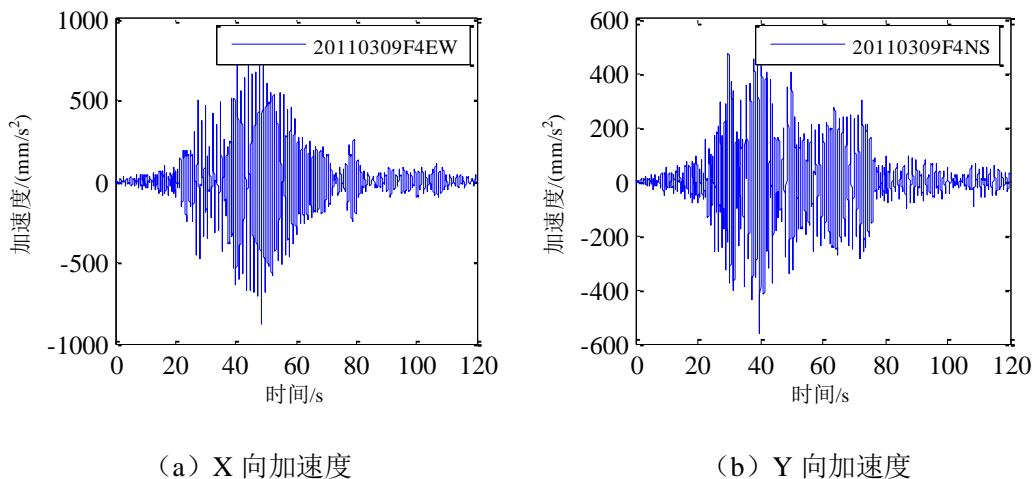


图 2.8 2011 年 3 月 9 日四层加速度时程

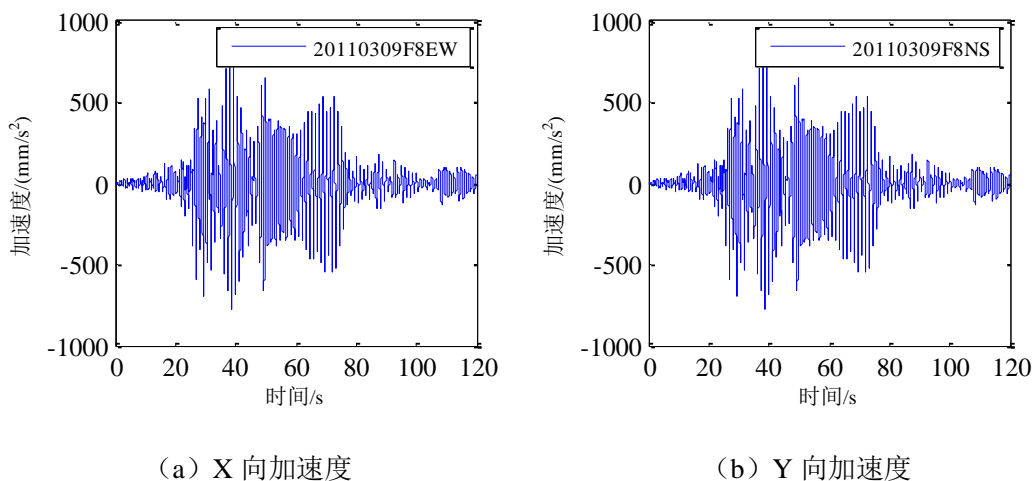


图 2.9 2011 年 3 月 9 日八层加速度时程

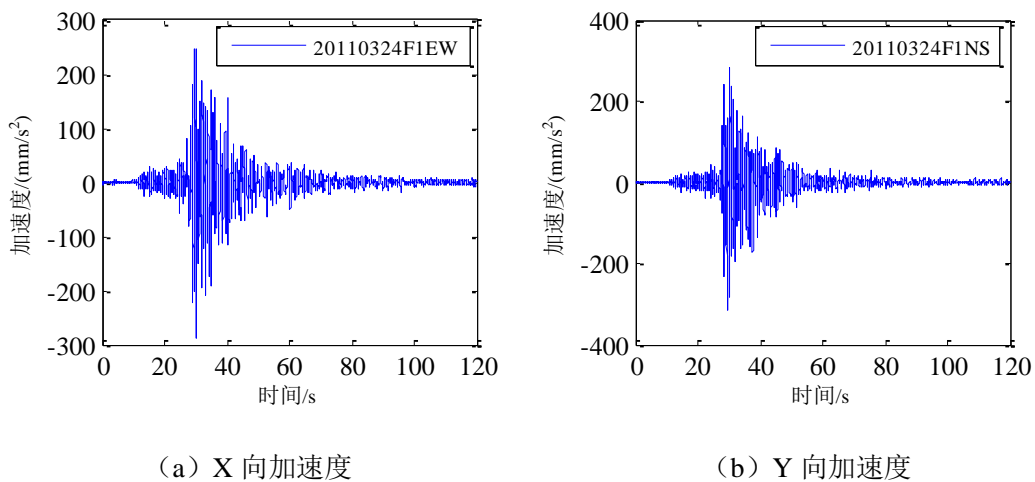


图 2.10 2011 年 3 月 24 日一层加速度时程

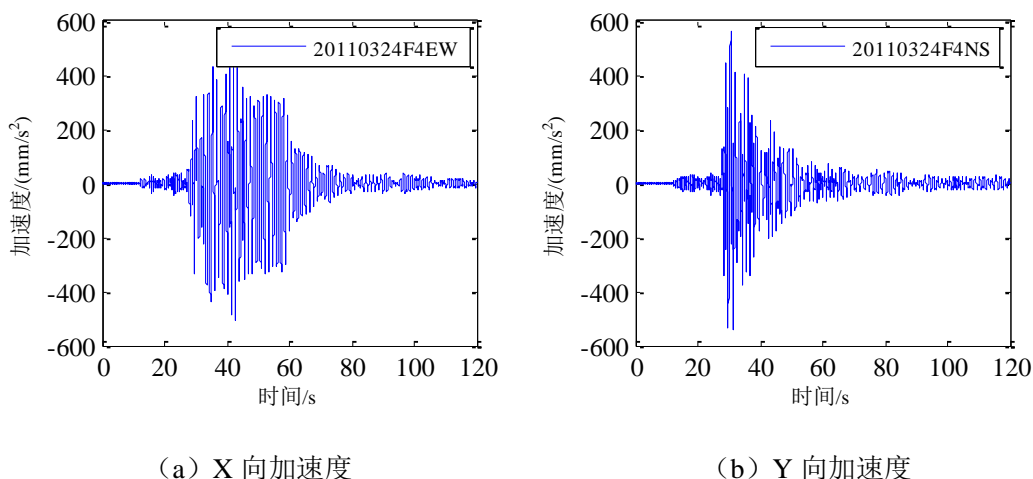


图 2.11 2011 年 3 月 24 日四层加速度时程

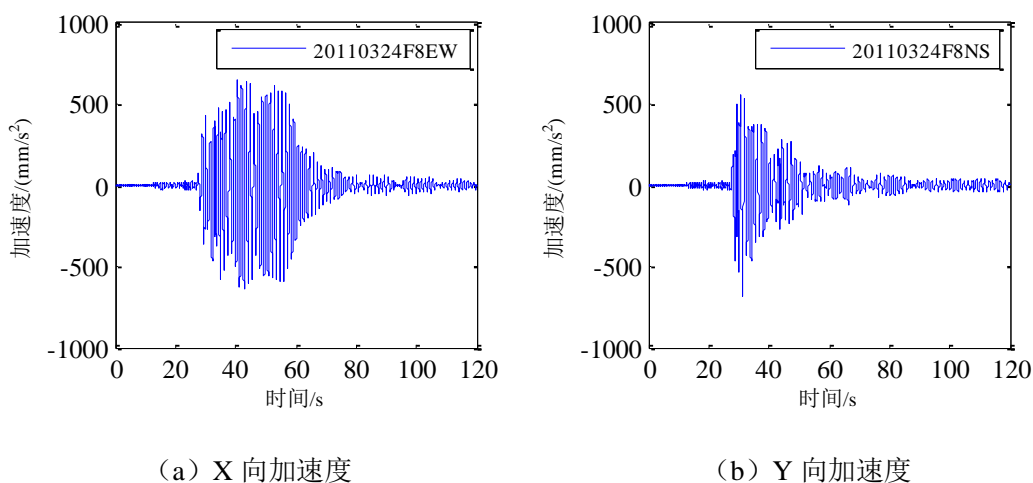


图 2.12 2011 年 3 月 24 日八层加速度时程

2.3 311 地震前结构的动力特性

将 2011 年 3 月 9 日测得的一层地震加速度数据作为随机子空间识别程序的输入数据，四层和八层的地震加速度数据作为输出数据，获得了震前结构的模态信息。将地震波作用下四层的加速度数据作为系统输出，一层的加速度数据作为系统输入，求得震前结构一层和四层间的传递函数。此外，利用四层、八层的加速度响应，还求得了四层和八层的加速度响应频谱函数。图 2.13~图 2.18 为识别得到的震前结构的 X、Y 向频率分布图、频谱函数、传递函数。

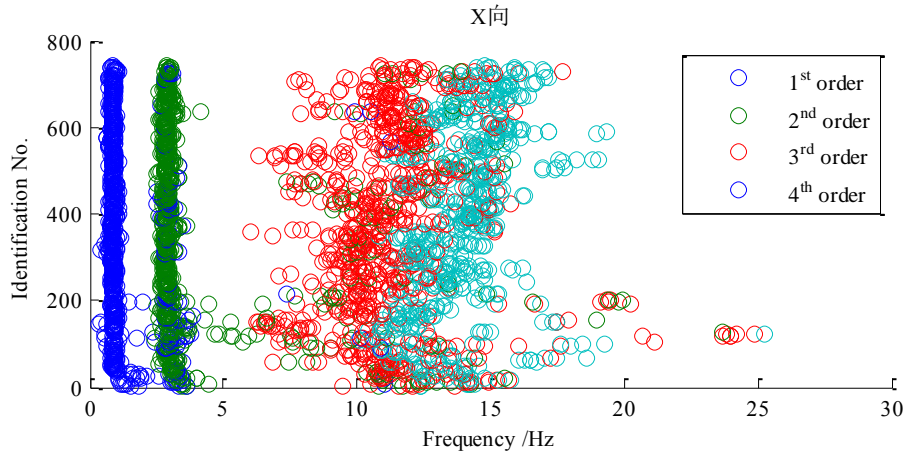


图 2.13 X 向各阶频率分布图

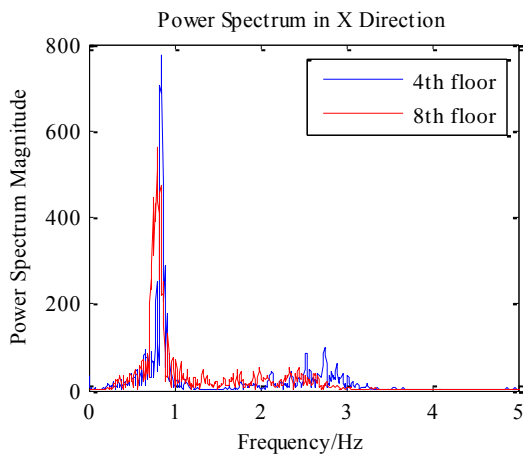


图 2.14 X 向加速度响应频谱图

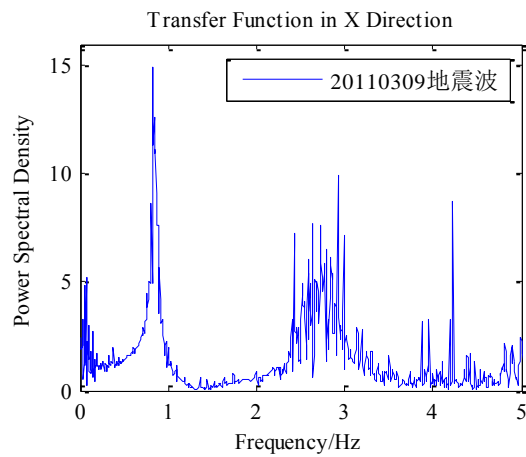


图 2.15 一层和四层间 X 向传递函数

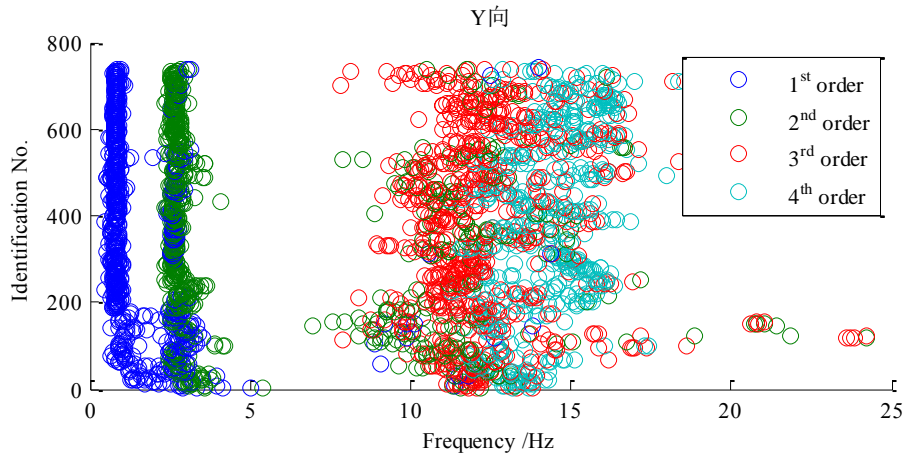


图 2.16 Y 向各阶频率分布图

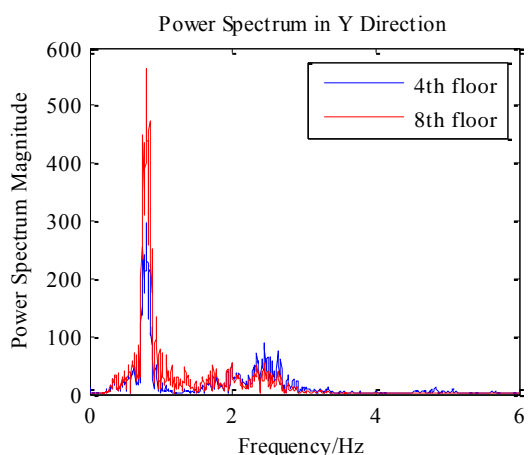


图 2.17 Y 向加速度响应频谱图

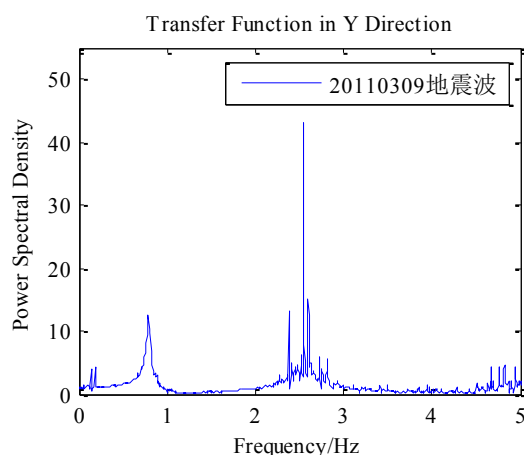


图 2.18 一层和四层间 Y 向传递函数

由图 2.13 和 2.16 可得, 结构前两阶的共振频率分布比较稳定, 波动较小。X 向 1 阶共振频率在 0.8Hz 左右, 2 阶共振频率在 2.6Hz 左右; Y 向 1 阶共振频率在 0.8Hz 左右, 2 阶共振频率在 2.5Hz 左右。

表 2.6 311 震前结构传递函数主共振频率

	X 向		Y 向	
	1 阶	2 阶	1 阶	2 阶
频率 (Hz)	0.846	2.684	0.819	2.532

由表 2.6 可知, X 向的传递函数峰值发生在 0.846Hz 和 2.684Hz 上, Y 向的传递函数峰值在 0.819Hz 和 2.532Hz, 与各阶频率分布图及传递函数表现一致, 表明结构 X、Y 向的主要共振频率集中在上述频率上。

2.4 311 地震后结构的动力特性

将 2011 年 3 月 24 日测得的一层地震加速度数据作为识别程序的输入数据, 四层和八层的地震加速度数据作为输出数据, 获得了结构震后的模态信息。将地震波作用下四层的加速度数据作为系统输出, 一层的加速度数据作为系统输入, 求得该结构一层和四层间的传递函数。此外, 利用四层、八层的加速度响应, 求得了四层和八层的加速度响应频谱函数。图 2.19~图 2.24 为识别得到震后结构的 X、Y 向频率分布图、频谱函数、传递函数。

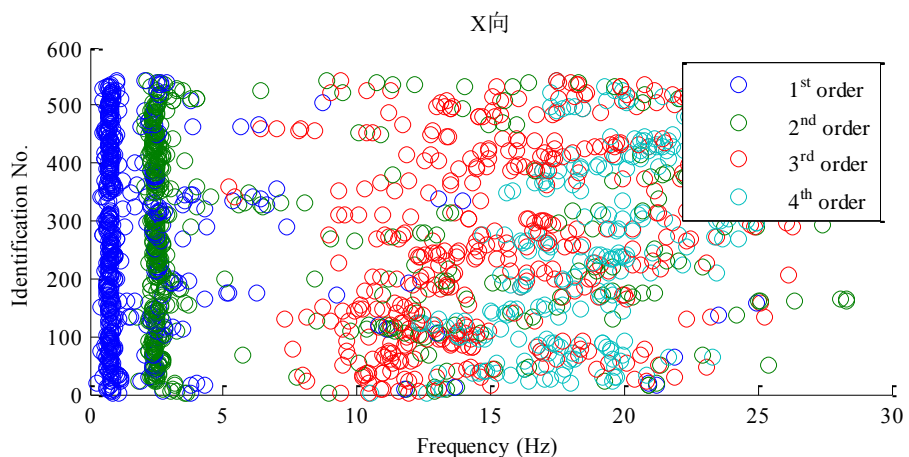


图 2.19 X 向各阶频率分布图

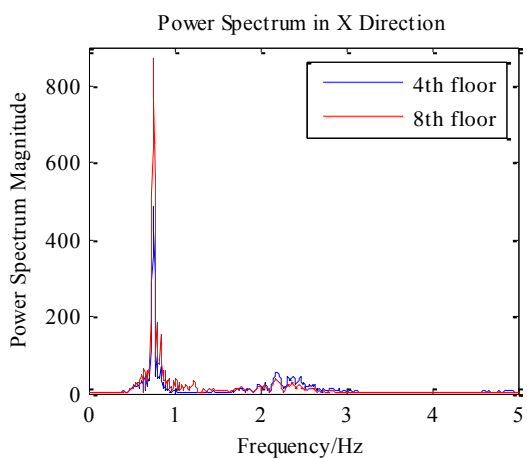


图 2.20 X 向加速度响应频谱

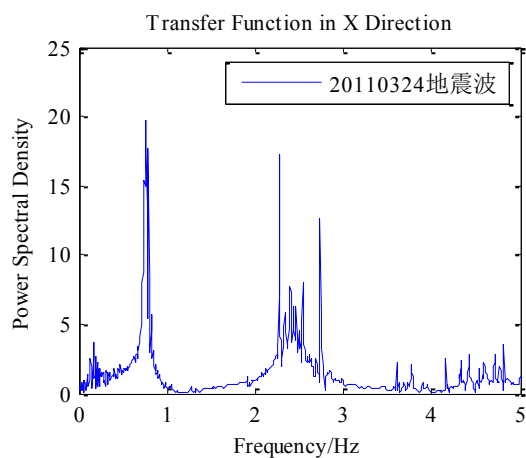


图 2.21 一层和四层间 X 向传递函数

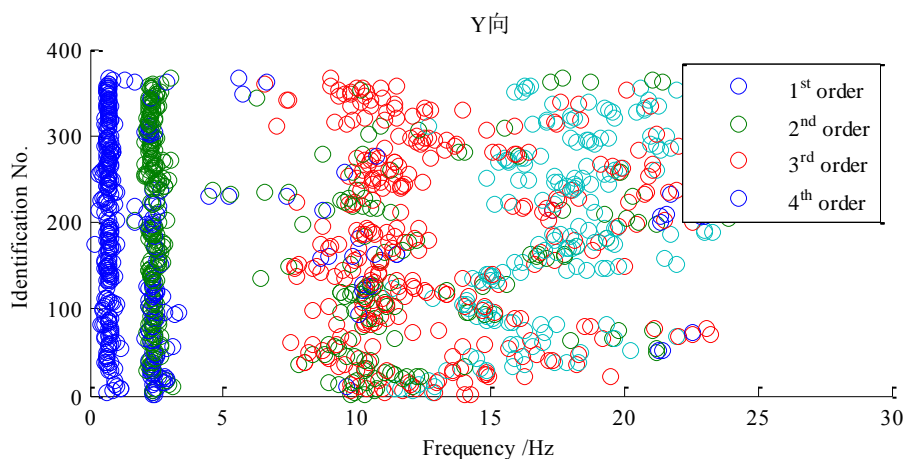


图 2.22 Y 向各阶频率分布图

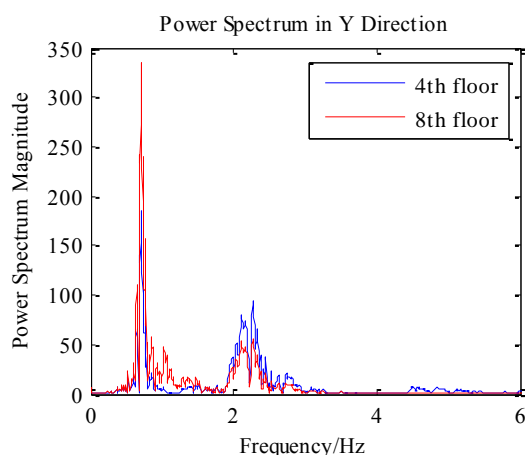


图 2.23 Y 向加速度响应频谱图

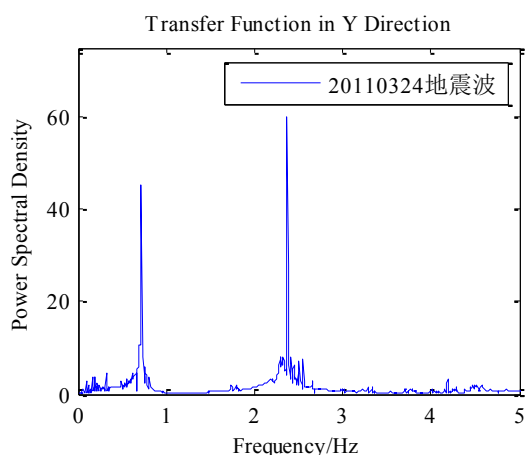


图 2.24 一层和四层间 Y 向传递函数

表 2.7 311 震后结构传递函数主共振频率

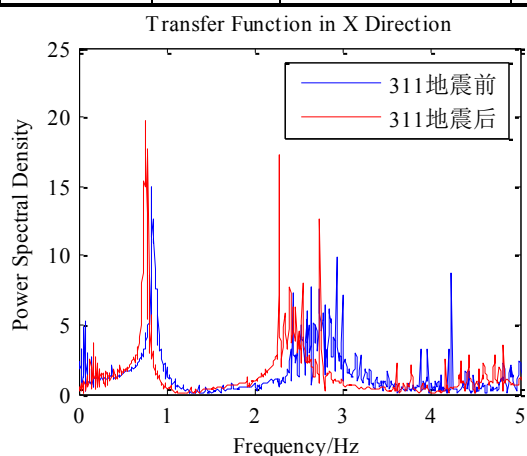
	X 向		Y 向	
	1 阶	2 阶	1 阶	2 阶
频率 (Hz)	0.836	2.423	0.785	2.326

由图 2.19 和 2.22 可知，震后结构前两阶的频率分布比较稳定，波动较小。

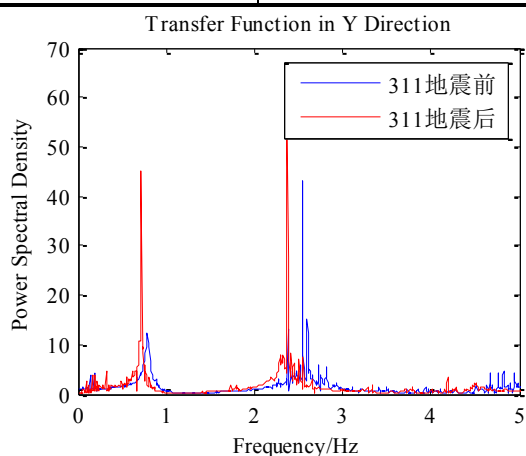
由表 2.7 可知，X 向的传递函数峰值发生在 0.836Hz 和 2.423Hz 上，Y 向的传递函数峰值在 0.785Hz 和 2.326Hz，与各阶频率分布图和传递函数表现一致，表明结构 X、Y 向的主要共振频率集中在上述频率上。

表 2.8 震前和震后结构共振频率变化

		震前	震后	减小 (%)
X 向 (Hz)	1 阶	0.846	0.836	1.18
	2 阶	2.684	2.423	9.72
Y 向 (Hz)	1 阶	0.819	0.785	4.15
	2 阶	2.532	2.326	8.14



(a) X 向传递函数对比



(b) Y 向传递函数对比

图 2.25 震前震后一层和四层间结构传递函数对比

由表 2.8 和图 2.25 可知, 311 地震后结构的动力特性发生了变化, 各阶共振频率均有所减小。其中 2 阶共振频率减小最为明显, X 向减小了 9.72%, Y 向减小了 8.14%, 这表明由于一层、三层和四层阻尼器的失效, 结构整体刚度有所减小, 故 311 震后结构的动力特性发生了改变。

2.5 本章小结

本章首先通过随机子空间识别方法对结构的动力特性进行识别, 并提取 311 震前和震后结构 X、Y 向前两阶共振频率及传递函数, 得到了 311 震前和震后结构的动力特性信息。再通过震前和震后结构动力特性的对比, 发现结构的动力特性在震后发生了一定的变化。由于第一、第三、第四层阻尼器失效导致了结构整体刚度有所下降, X、Y 向前两阶共振频率均有所减小。

第3章 地震前后模型的建立及计算分析

本文中模型的建立和分析采用 SAP2000 软件,该软件是由美国 Computer and Structures Inc.(CSI)公司开发研制的通用结构分析与设计软件,已有四十多年的发展历史,是全球公认的结构分析计算程序,在世界范围内被广泛应用。

文中所建模型 X 向(东西向)共 10 跨,每跨 4.8m,总长 48 米;Y 向(南北向)共三跨,分别为 2.1m、5.4m、2.1m,总长 9.6 米;一层和二层层高均为 4 米,构成了一个高度达 8 米的大空间,三层及以上各层层高均为 3.8 米,总高度为 30.8 米。

梁柱采用线单元中的框架单元模拟,楼板采用面单元中的壳单元模拟。油阻尼器参数通过 3.1 节中对地震中传感器实测的力-位移数据进行拟合分析,最终确定合适的模型类型及相关参数。梁、板、柱及阻尼器斜撑的参数根据表 2.1~2.4 选取,不再赘述。有限元模型中,结构的一层底板与地面固接。结构振型阻尼设定为所有振型具有相同的常数阻尼比,为 0.02。地震波采用实测的 X、Y 双向输入。

为对比油阻尼器钢结构在地震前后的减振性能,建立了三个有限元模型,分别为无阻尼器模型、震前有阻尼器模型和震后模型。震后由于一层、三层和四层阻尼器被破坏,故将这三个楼层的油阻尼器单元去除,其余楼层阻尼器维持原状。模型如图 3.1~3.3 所示:

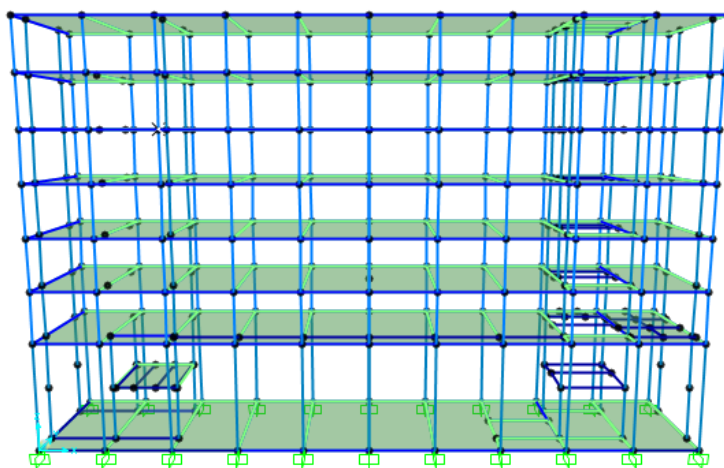


图 3.1 无阻尼器结构模型

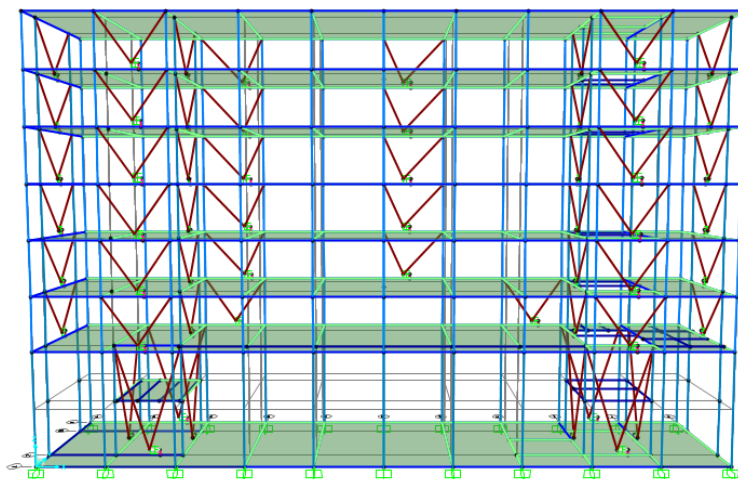


图 3.2 311 震前结构模型

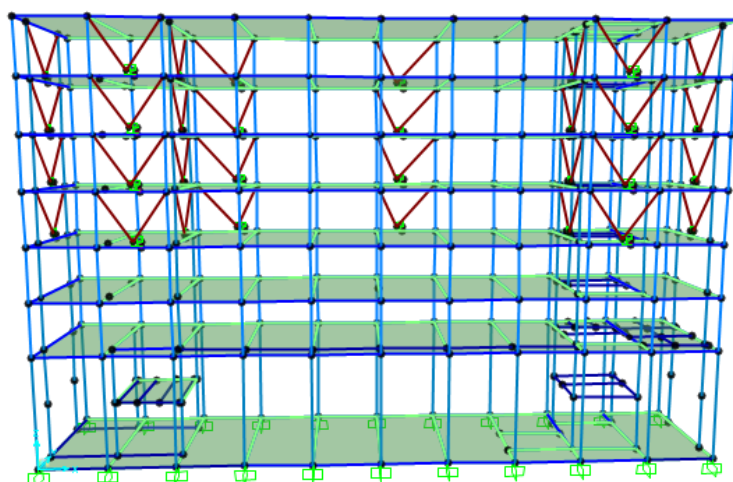


图 3.3 311 震后结构模型

3.1 阻尼器参数的确定

如 1.6 节中所述，阻尼器的计算模型主要有 Maxwell 模型、Kelvin 模型、标准线性固体模型及四参数模型四种。通过对地震中实测的阻尼器恢复力-位移数据进行拟合分析，确定合适的油阻尼器计算模型。该模型需既具备简洁实用性，又能反映阻尼器的实际工作情况。根据选定的计算模型，再通过拟合最终确定阻尼器的各项参数。

拟合过程利用 Matlab 中的 REGRESS 函数进行，该函数采用最小二乘法进行线性回归。

最小二乘法（又称最小平方法）是一种数学优化技术，它通过最小化误差的平方和寻找数据的最佳函数匹配，可简便地求得未知参数，最小化拟合数据与实际数据误差的平方和。

本次拟合是在已知位移和速度的条件下，确定阻尼器的未知参数阻尼系数 c 和刚度系数 k 。其中输入的速度为阻尼器的相对速度，由实测的阻尼器位移进行微分后获得。阻尼器的恢复力为应变函数，位移和速度为自变量函数，和方差 SSR 用以评价拟合效果的好坏。式 3.1 为 SSR 计算公式：

$$SSR = \sum (y - \hat{y})^2 \quad (3.1)$$

其中 y 为拟合得到的恢复力， \hat{y} 为实测的恢复力。

SSR 值越小，表示拟合效果越好。阻尼器耗能为阻尼力在位移时程上所作的功，采用 Matlab 对阻尼器滞回曲线所包围的面积积分求得。

3.1.1 实测油阻尼器数据

本次拟合采用 2003 年 5 月 26 日地震时八层东西向阻尼器上测得的恢复力、位移数据和 2011 年 4 月 7 日地震时八层南北向阻尼器上测得的恢复力、位移数据。图 3.4、图 3.5 为 2003 年 5 月 26 日测得的八层东西向阻尼器恢复力和位移。图 3.6、图 3.7 为 2011 年 4 月 7 日测得的八层南北向阻尼器恢复力和位移。

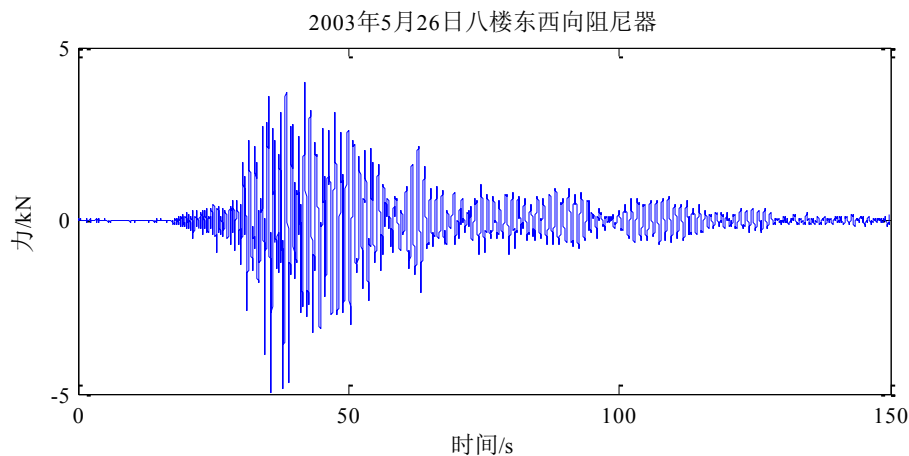


图 3.4 2003 年 5 月 26 日八层东西向阻尼器恢复力

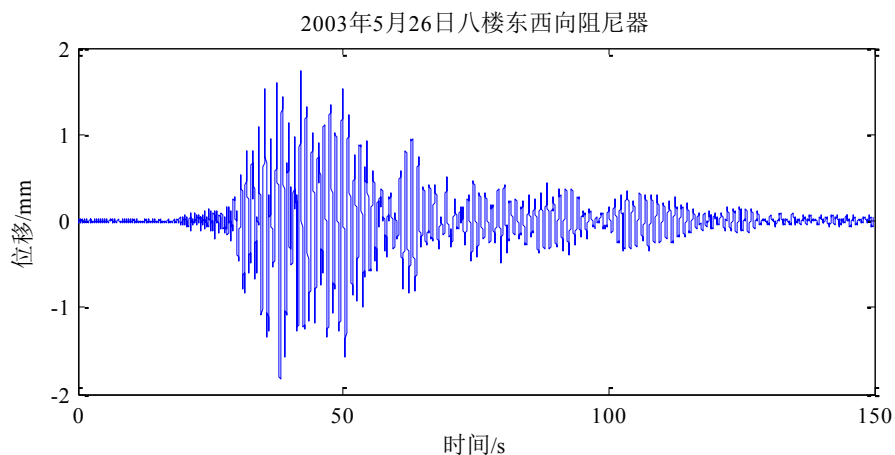


图 3.5 2003 年 5 月 26 日八层东西向阻尼器位移

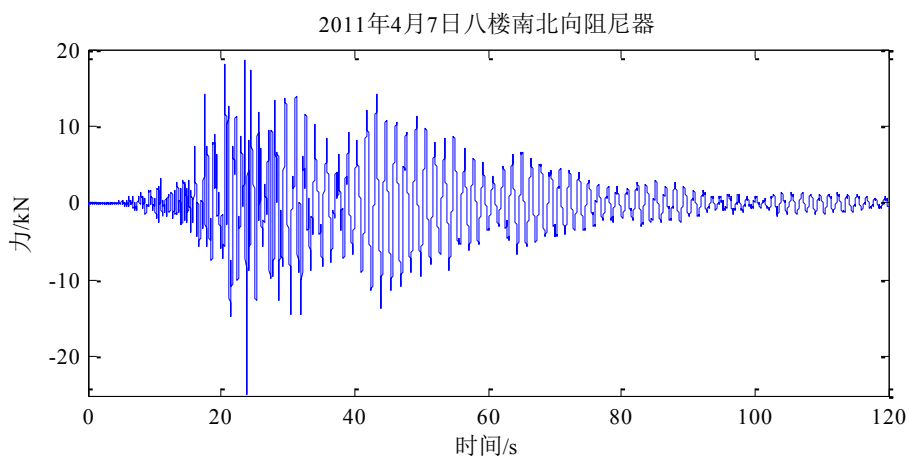


图 3.6 2011 年 4 月 7 日八层南北向阻尼器恢复力

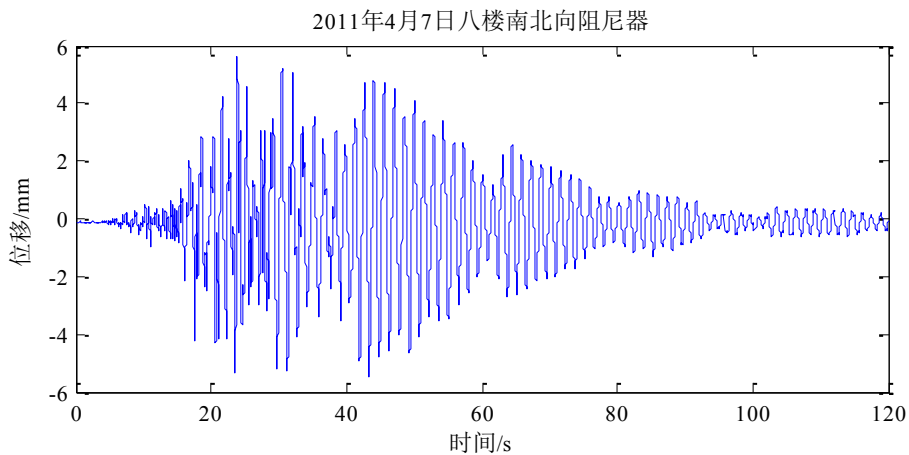


图 3.7 2011 年 4 月 7 日八层南北向阻尼器位移

3.1.2 阻尼器计算模型的选取

为确定合适的阻尼器计算模型，采用 Kelvin 模型、Maxwell 模型、等效标准固体模型和四系数模型分别进行拟合，并对比四种模型拟合后的和方差大小及耗

能。表 3.1 为 2003 年 5 月 26 日数据拟合后的效果对比，表 3.2 为 2011 年 4 月 7 日数据拟合后的效果对比。

表 3.1 2003 年 5 月 26 日数据拟合效果对比

	和方差 SSR	能量消耗 (J)
原数据	0	1.0032e+003
1. Kelvin 模型	1.352e+003	8.063e+002
2. Maxwell 模型	1.009e+003	2.258e+002
3. 等效标准固体模型	1.314e+002	7.958e+002
4. 四系数模型	3.666e+002	6.140e+002

表 3.2 2011 年 4 月 7 日数据拟合效果对比

	和方差 SSR	能量消耗 (J)
原数据	0	2.4210e+003
1. Kelvin 模型	0.2650e+003	2.2301e+003
2. Maxwell 模型	2.0037e+003	0.9440e+003
3. 等效标准固体模型	0.1371e+003	2.2347e+003
4. 四系数模型	0.7022e+003	1.6439e+003

图 3.8~图 3.11 为 2011 年 4 月 7 日南北向阻尼器用四种计算模型拟合得到的滞回曲线与实测滞回曲线的对比图：

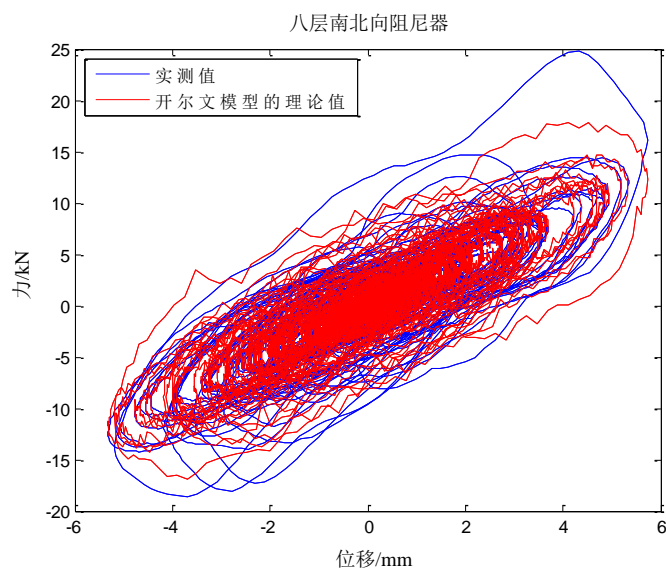


图 3.8 开尔文模型与实测滞回曲线对比

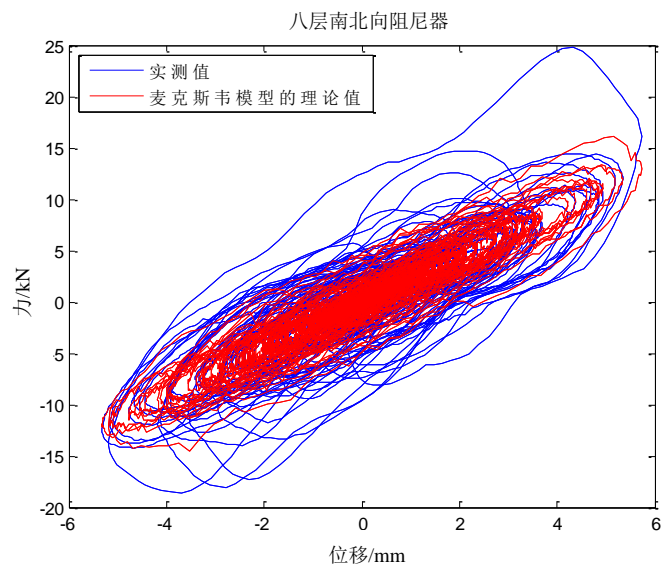


图 3.9 麦克斯韦模型与实测滞回曲线对比

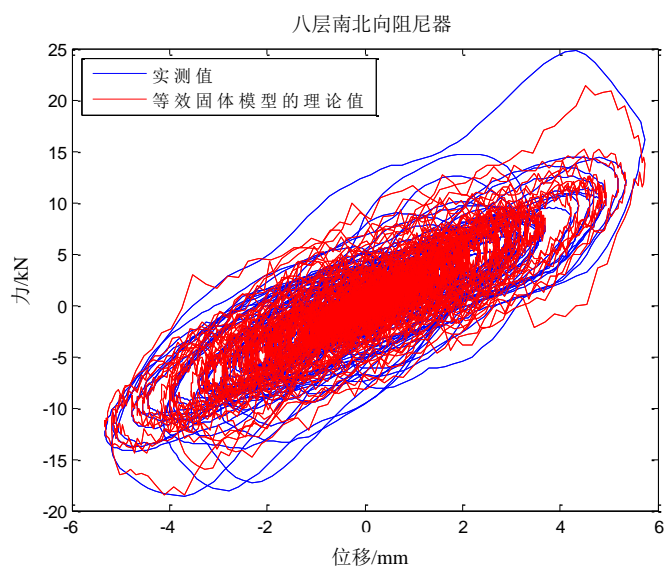


图 3.10 等效标准固体模型与实测滞回曲线对比

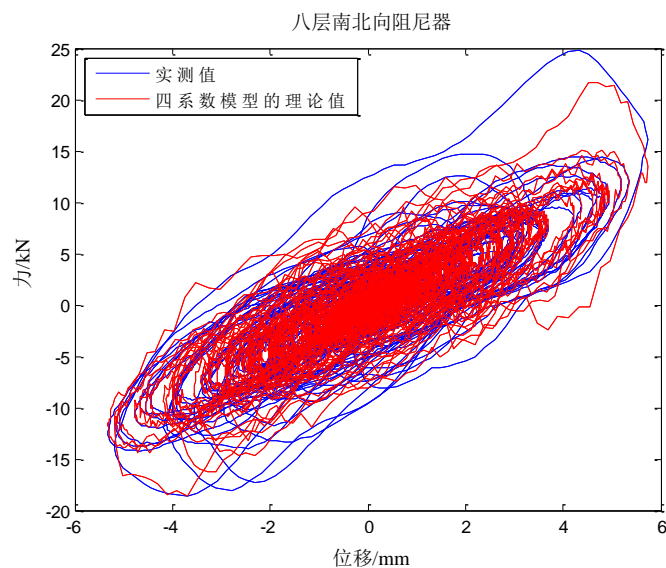


图 3.11 四系数模型与实测滞回曲线对比

由表 3.1 和表 3.2 可以看出，等效标准固体模型的和方差最小，拟合效果最好。从公式简洁程度看，Kelvin 和 Maxwell 模型最为简洁，便于在 SAP2000 中进行模拟。从耗能角度考虑，等效标准固体模型最能反应阻尼器实际耗能，其次为 Kelvin 模型。

综合和方差和能量消耗数据，等效标准固体模型既能与原数据很好地吻合，又能准确反映实际耗能，拟合出的数据在精确性方面优于其他几种模型。

但等效标准固体模型较为复杂，SAP2000 中没有直接可供使用的单元，最终考虑采用 Kelvin 模型。此模型与实测数据吻合较好，在耗能方面又十分接近等效标准固体模型，并且形式简洁，可在 SAP2000 中采用粘滞阻尼连接单元并联线性弹簧连接单元实现。

3.1.3 阻尼器参数的确定

以下为采用 Kelvin 模型拟合出的各层阻尼器的参数：

(1) 一层南北向阻尼器

对 2003 年 5 月 26 日记录的一层南北向阻尼器恢复力和位移数据进行拟合，采用 Kelvin 模型，获得阻尼器的参数为： $c=304.1\text{kN}\cdot\text{s/m}$ ， $k=2104.6\text{kN/m}$ 。实测与拟合的滞回曲线对比如图 3.12 所示。

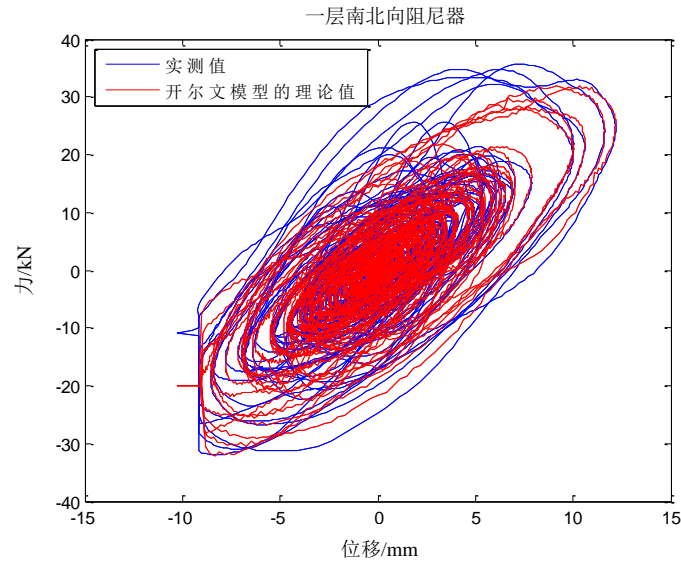


图 3.12 一层南北向阻尼器滞回曲线对比

(2) 一层东西向阻尼器

对 2003 年 5 月 26 日记录的一层东西向阻尼器恢复力和位移数据进行拟合, 获得阻尼器的参数为: $c=339.1\text{kN} \cdot \text{s/m}$, $k=1027.1\text{kN/m}$ 。实测与拟合的滞回曲线对比如图 3.13 所示。

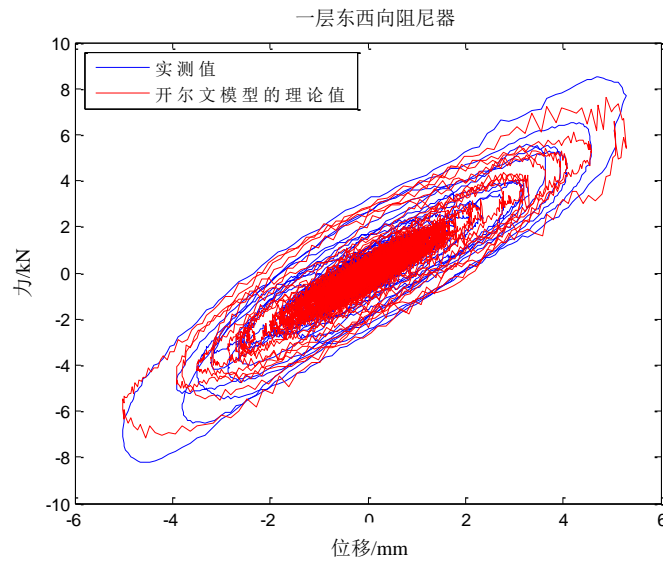


图 3.13 一层东西向阻尼器滞回曲线对比

(3) 八层南北向阻尼器

对 2011 年 4 月 7 日记录的八层南北向阻尼器恢复力和位移数据进行拟合, 获得阻尼器的参数为: $c=203.9\text{kN} \cdot \text{s/m}$, $k=2205.7\text{kN/m}$ 。实测与拟合的滞回曲线对比如图 3.14 所示。

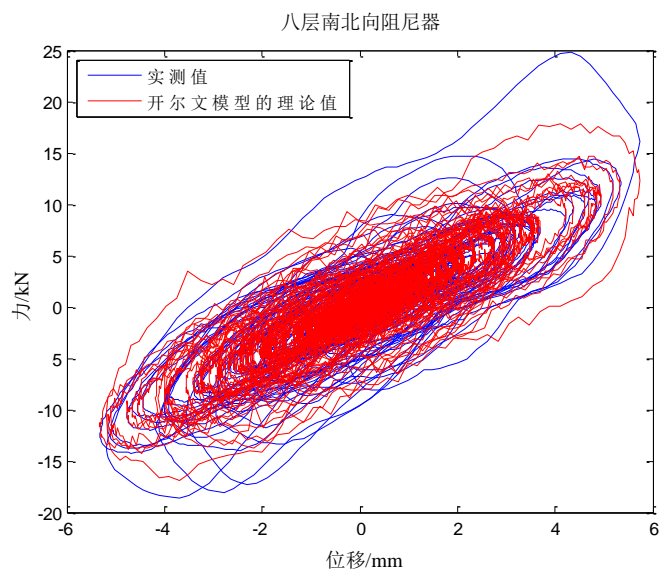


图 3.14 八层南北向阻尼器滞回曲线对比

(4) 八层东西向阻尼器

对 2011 年 4 月 7 日记录的八层东西向阻尼器恢复力和位移数据进行拟合，获得阻尼器的参数为： $c=153.5\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$ ， $k=1860.4\text{kN}/\text{m}$ 。实测与拟合的滞回曲线对比如图 3.15 所示。

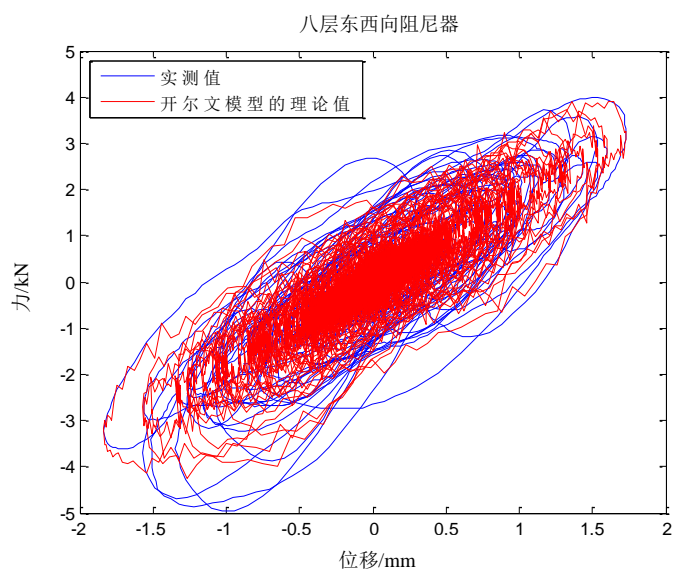


图 3.15 八层东西向阻尼器滞回曲线对比

以上拟合出的 Kelvin 模型参数将作为 SAP2000 中各层阻尼器的参数取值，如表 3.3 所示。

表 3.3 SAP2000 中各层阻尼器参数取值

	c 值 (kN · s/m)	k 值 (kN/m)
一层南北向阻尼器	304.1	2104.6
一层东西向阻尼器	339.1	1027.1
三层及以上层南北向阻尼器	203.9	2205.7
三层及以上层东西向阻尼器	153.5	1860.4

3.2 模型数据和实测数据的比较

3.2.1 SAP2000 中的快速非线性分析法 (FNA)

对该结构进行时程分析时,根据本文研究对象的实际情况,即计算中需考虑阻尼器的非线性连接单元,而主体结构仍然保持弹性,考虑采用 SAP2000 提供的快速非线性分析法(Fast Nonlinear Analysis Method)求解,简称 FNA 法^[42]。

快速非线性分析法(FNA)只考虑连接单元的材料非线性问题,不考虑框架塑性铰和几何非线性行为,不需要在每个荷载增量时形成完全的平衡方程进而求解,从而节省了大量的计算时间。

(1) 基本平衡方程

虽然解决的是非线性问题,但是对于每个时刻的基本力学方程,包括平衡、力-变形和协调性等要求, FNA 也是满足的。在 t 时刻,结构模型精确的力平衡矩阵方程为:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u} + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t) \quad (3.2)$$

式中, K 为结构体系的刚度矩阵, $R(t)$ 为施加的荷载列阵, $R_{NL}(t)$ 为来源于非线性单元力总和的整体节点力向量。

添加了非线性连接单元的模型,一般仍然需要作非线性分析,而在作非线性分析时,对于添加了非线性连接单元的模型,非线性连接单元的属性会被忽略,这时可能导致结构模型不稳定。考虑到这一实际情况,可以在非线性单元的位置添加任意刚度的“有效弹性单元”,这样就可以考虑非线性单元在线性分析工况中的属性。其平衡方程如下式 3.3:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u} + (K + K_e)u(t) = R(t) - R_{NL}(t) + K_e u(t) \quad (3.3)$$

式中, K_e 为任意值的有效刚度矩阵。

令弹性刚度矩阵 $\bar{K} = K + K_e$, 有效外部荷载 $\bar{R}(t) = R(t) - R_{NL}(t) + K_e u(t)$, 则式 3.3 可以写成:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u} + \bar{K}u(t) + R_{NL}(t) = \bar{R}(t) \quad (3.4)$$

由于未知荷载项 $-R_{NL}(t) + K_e u(t)$ 很小, 如果能够较好的估价有效弹性刚度矩阵, 那么方程收敛的速度可能会加速。

在任意时刻, 非线性单元内 L 个非线性变形 $d(t)$ 可从下面的位移变换方程 3.5 计算出来, 并推导得到非线性变形中的变化率 $\dot{d}(t)$:

$$d(t) = bu(t), \quad \dot{d}(t) = b\dot{u}(t) \quad (3.5)$$

在已知非线性单元时程变形和速度的情况下, 任意时刻单元的非线性力 $f(t)$ 就可以由每个非线性单元的材料属性精确计算得出, 且 $f(t)$ 只能通过每个时间点上迭代来完成。

(2) 非线性模态方程的形成

求解 3.4 式之前, 需要计算一组 N 个正交荷载相关的 Ritz 向量 Φ , 并且使其满足下列方程 3.6:

$$\Phi^T M \Phi = I, \quad \Phi^T \bar{K} \Phi = \Omega^2 \quad (3.6)$$

式中 I 为单位矩阵, Ω^2 为对角矩阵, 对角项被定义为 ω_m^2 。

引入下列矩阵变换, 并用向量来表示系统的响应:

$$u(t) = Y(t), \quad \dot{u}(t) = \dot{Y}(t), \quad \ddot{u}(t) = \Phi \ddot{Y}(t) \quad (3.7)$$

将方程 3.7 带入式 3.2 中, 并在方程两边同乘以 Φ^T , 便可以得到下列矩阵方程表示的一组 N 个解耦方程:

$$I \ddot{Y}(t) + \Lambda \dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t) \quad (3.8)$$

通过下式 3.9 可以得出线性和非线性模态力:

$$F(t) = \Phi^T \bar{R}(t) = \Phi^T R(t) - \Phi^T R_{NL}(t) + \Phi^T K_e u(t) \quad (3.9)$$

假设阻尼矩阵可对角化, 那么矩阵 Λ 的对角项为 $2\xi_m \omega_m$, 其中 ξ_m 为振型 n 的阻尼比。

(3) 非线性模态方程的求解

求解模态方程前的第一个步骤需计算不考虑非线性单元结构的荷载相关向量。一个典型的模态方程为:

$$\ddot{y}(t)_n + 2\xi_n \omega_n \dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n = \bar{f}(t)_n \quad (3.10)$$

式中 $\bar{f}(t)_n$ 是模态荷载, 而且其对于非线性单元来说, 是在同一个时间点上的所有其他模态响应的函数。因此, 模态方程组必须同时进行积分, 且需通过迭代以获得在时间 t 处的所有模态方程的解。

3.2.2 模型数据和实测数据对比

在对 311 地震前后结构抗震性能的计算分析中, 震前模型的工况为: 20030526 地震波、20110309 地震波、20100324 地震波和 20110407 地震波。震后模型的工况为: 20100324 地震波和 20110407 地震波。无阻尼器模型的工况为:

20030526 地震波、20110309 地震波。为了准确模拟地震时的结构响应，地震波采用 X、Y 双向输入。通过对比计算分析结果中四层的地震响应和实测的地震响应，以及对比模型和实测得到的 X、Y 向传递函数第一阶、第二阶共振频率，验证了所建模型的准确性。图 3.16~图 3.19 为 311 震前震后 X、Y 向的加速度时程对比，表 3.4、表 3.5 为 311 震前和震后模型得到的 X、Y 向前两阶共振频率与识别得到的 X、Y 向前两阶共振频率对比。

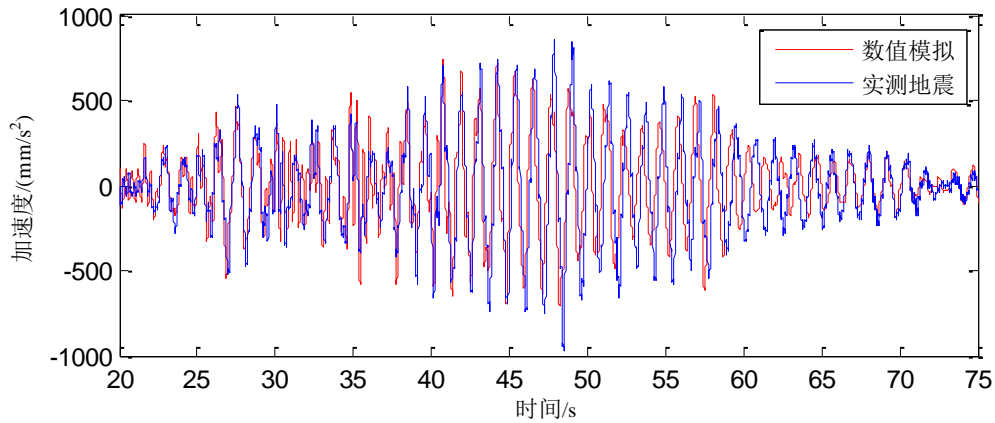


图 3.16 2011 年 3 月 9 日地震波作用下四层 X 向加速度时程对比

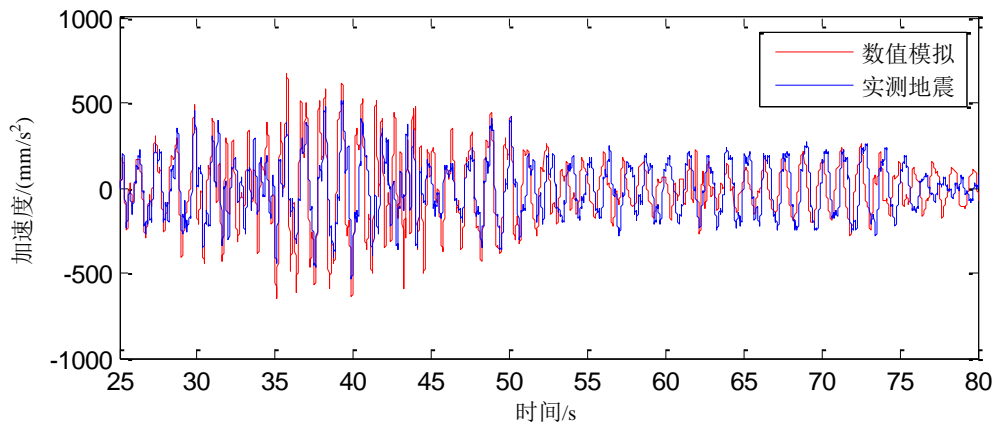


图 3.17 2011 年 3 月 9 日地震波作用下四层 Y 向加速度时程对比

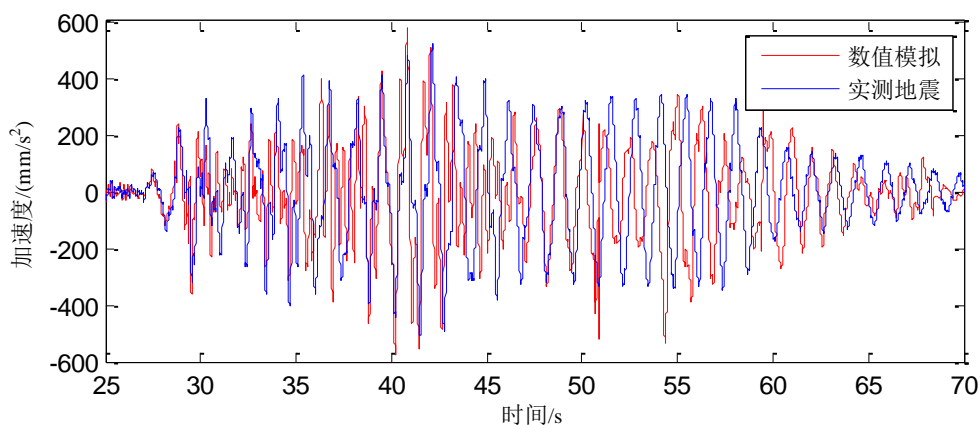


图 3.18 2011 年 3 月 24 日地震波作用下四层 X 向加速度时程对比

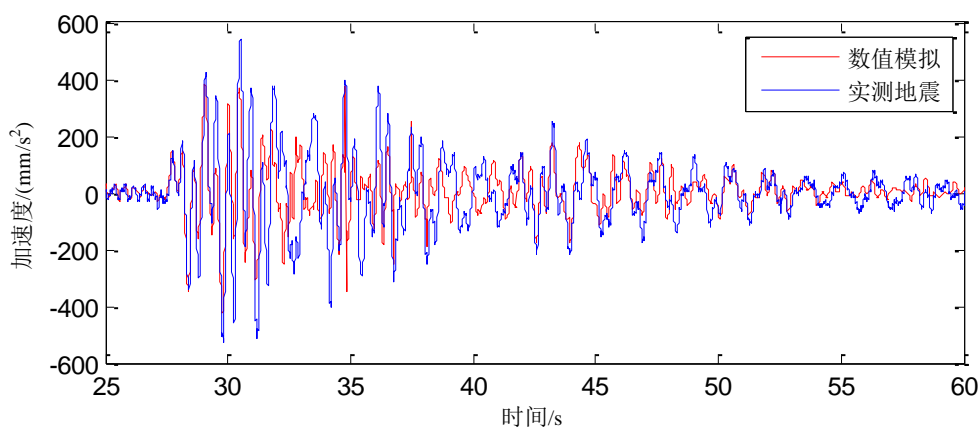


图 3.19 2011 年 3 月 24 日地震波作用下四层 Y 向加速度时程对比

表 3.4 311 震前共振频率的对比

		X 向		Y 向	
		1 阶	2 阶	1 阶	2 阶
频率 (Hz)	识别的共振频率	0.846	2.684	0.819	2.532
	模型的共振频率	0.881	2.549	0.830	2.429
	误差 (%)	4.17	-5.02	1.34	-4.07

表 3.5 311 震后共振频率的对比

		X 向		Y 向	
		1 阶	2 阶	1 阶	2 阶
频率 (Hz)	识别的共振频率	0.836	2.423	0.785	2.326
	模型的共振频率	0.875	2.546	0.823	2.427
	误差 (%)	4.63	5.08	4.84	4.34

由图 3.16~图 3.19 可以看出, 模拟得到的加速度响应和实测的加速度响应从波形到峰值基本一致。由表 3.4 和表 3.5 可得, 模拟和实测的震前和震后 X、Y

方向共振频率对基本一致，误差大部分在 5% 以内。震前 X 向 2 阶共振频率误差为 5.02%，震后 X 向 2 阶共振频率为 5.08%，仍处于可以接受的范围内。因此可以认为所建 SAP2000 模型能较好地反映实际结构的动力特性和结构响应，可用于接下来的模拟计算和抗震性能分析。

3.3 311 地震前后结构的抗震性能

通过 SAP2000 计算，得出了无阻尼器结构、震前有阻尼器结构和震后有阻尼器结构的前 5 阶振型频率，如表 3.6 所示。图 3.20~图 3.24 为震前有阻尼器结构前五阶振型图，其中第一阶为 Y 向平动，第二阶为 X 向平动，第三阶为扭转。

表 3.6 结构前五阶振型基本动力特性

模态	无阻尼器结构频率 (Hz)	震前有阻尼器结构频率 (Hz)	震后有阻尼器结构频率 (Hz)
1	0.817	0.830	0.823
2	0.869	0.881	0.875
3	0.912	0.929	0.920
4	2.420	2.429	2.427
5	2.553	2.549	2.546

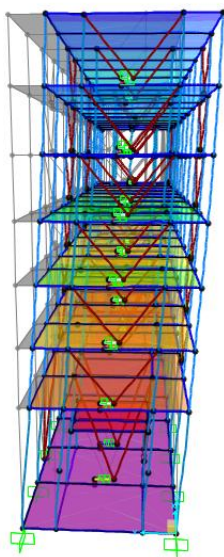


图 3.20 震前有阻尼器结构第 1 阶振型 (Y 向平动)

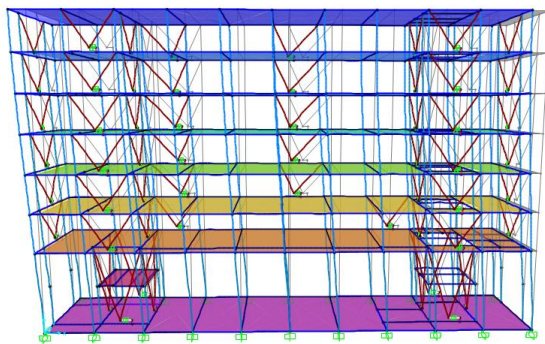


图 3.21 震前有阻尼器结构第 2 阶振型 (X 向平动)

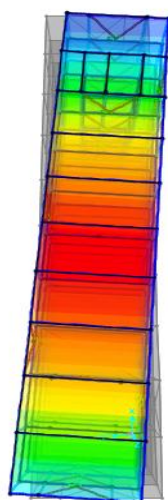


图 3.22 震前有阻尼器结构第 3 阶振型 (绕 Z 扭转)

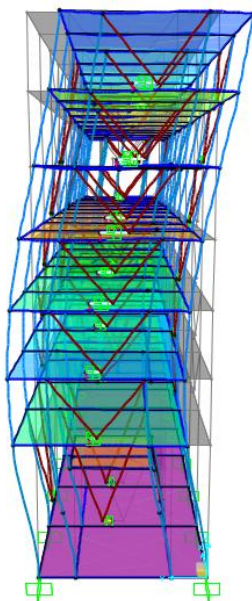


图 3.23 震前有阻尼器结构第 4 阶振型

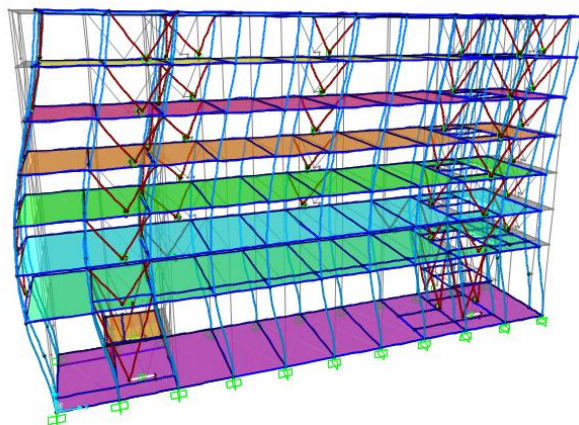


图 3.24 震前有阻尼器结构第 5 阶振型

由表 3.6 可知，各层加装油阻尼器后，结构的频率增大，周期减小，说明结构的刚度有所增加，其动力特性有所改变。震后一层阻尼器被破坏，故结构的刚度略微下降，其频率较震前略有下降，但变化幅度不大。安装阻尼器后结构的频率增大幅度较小说明阻尼器对结构的刚度影响较小。

从上述分析中可以得到，安装油阻尼器的耗能减振结构，主要还是通过增加结构的阻尼比，通过阻尼器来耗能，而不是通过改变结构的自振周期来减轻结构在地震作用下的响应。

3.3.1 311 地震前结构的抗震性能

对 311 地震前结构进行的动力时程分析，输入的地震波分别为 2003 年 5 月 26 日及 2011 年 3 月 9 日的实测数据。其中，2003 年 5 月 26 日地震波东西向加速度峰值为 1014.6mm/s^2 ，南北向为 1316.2mm/s^2 ，持时为 150s；2011 年 3 月 9 日地震波东西向加速度峰值为 319.8mm/s^2 ，南北向为 262.5mm/s^2 ，持时为 120s。

3.3.1.1 层间位移角

层间位移角是衡量楼层变形大小的一项重要指标。2003 年 5 月 26 日地震波作用下结构最大层间位移角变化见表 3.7 和图 3.25，2011 年 3 月 9 日地震波作用下结构最大层间位移角变化见表 3.8 和图 3.26。

表 3.7 20030526 地震波作用下最大层间位移角变化情况

层数	无阻尼器 X 向	有阻尼器 X 向	减少 (%)	无阻尼器 Y 向	有阻尼器 Y 向	减少 (%)
1	0.002338	0.002070	11.46	0.001626	0.001411	13.22
3	0.001932	0.001763	8.75	0.001530	0.001385	9.48
4	0.002227	0.002164	2.83	0.001724	0.001613	6.44
5	0.002294	0.002084	9.15	0.001751	0.001645	6.05
6	0.002009	0.001732	13.79	0.001566	0.001424	9.07
7	0.001564	0.001317	15.80	0.001448	0.001296	10.50
8	0.000929	0.000783	15.72	0.001041	0.000945	9.22

表 3.8 20110309 地震波作用下最大层间位移角变化情况

层数	无阻尼器 X 向	有阻尼器 X 向	减少 (%)	无阻尼器 Y 向	有阻尼器 Y 向	减少 (%)
1	0.002023	0.001661	17.88	0.001813	0.001611	11.14
3	0.001716	0.001428	16.77	0.001714	0.001550	9.57
4	0.001951	0.001627	16.62	0.001852	0.001717	7.29
5	0.001838	0.001533	16.57	0.001776	0.001687	5.02
6	0.001472	0.001235	16.12	0.001566	0.001466	6.39
7	0.001068	0.000904	15.37	0.001268	0.001161	8.44
8	0.000608	0.000517	14.90	0.000834	0.000747	10.43

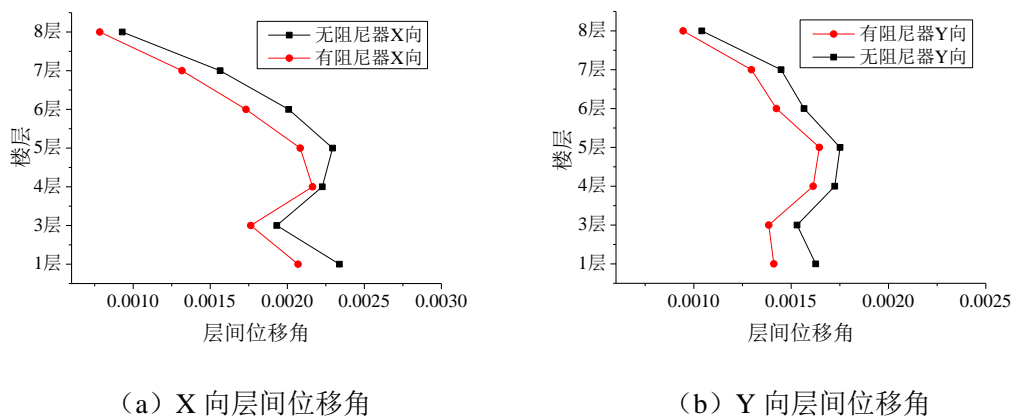


图 3.25 20030526 地震波作用下最大层间位移角对比

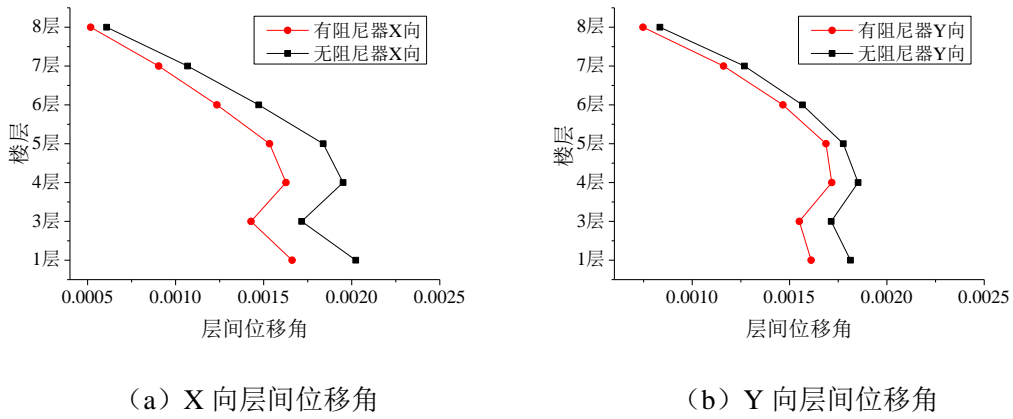


图 3.26 20110309 地震波作用下最大层间位移角对比

由表 3.7、表 3.8 和图 3.25、图 3.26 可得，结构在两个方向安装阻尼器后，X、Y 向的层间位移角均有不同程度的降低。其中 20030526 年地震波作用下的各层层间位移角最大降幅达到 15.80%；20110309 年地震波作用下各层层间位移角最大降幅达到 17.88%。

3.3.1.2 各层最大位移

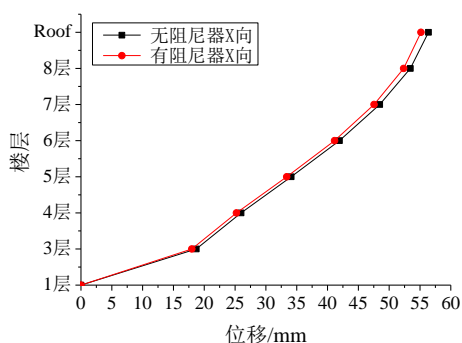
2003 年 5 月 26 日地震波作用下结构楼层最大位移变化见表 3.9 和图 3.27，2011 年 3 月 9 日地震波作用下结构最大层间位移变化见表 3.10 和图 3.28。

表 3.9 20030526 地震波作用下楼层最大位移变化情况

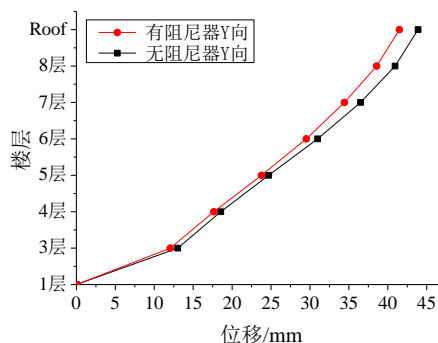
层数	无阻尼器 X 向 (mm)	有阻尼器 X 向 (mm)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (mm)	有阻尼器 Y 向 (mm)	减少 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	18.6997	17.9808	3.84	13.0141	12.0579	7.35
4	25.9694	25.2293	2.85	18.5410	17.6583	4.765
5	34.1046	33.3809	2.12	24.6806	23.7685	3.70
6	41.9374	41.1518	1.87	30.9875	29.5373	4.68
7	48.4751	47.5618	1.88	36.5044	34.4269	5.69
8	53.4352	52.3588	2.01	40.9273	38.5679	5.77
屋顶	56.3794	55.1599	2.16	43.8893	41.4897	5.47

表 3.10 20110309 地震波作用下楼层最大位移变化情况

层数	无阻尼器 X 向 (mm)	有阻尼器 X 向 (mm)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (mm)	有阻尼器 Y 向 (mm)	减少 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	16.1832	13.9817	13.60	14.4998	13.3659	7.82
4	22.7042	19.7110	13.18	21.0128	19.4233	7.56
5	30.1158	26.1817	13.06	28.0464	25.9324	7.54
6	37.0920	32.2206	13.13	34.6988	32.0247	7.71
7	42.6553	37.0171	13.22	40.3422	37.1503	7.91
8	46.6586	40.4626	13.28	44.7434	41.1258	8.09
屋顶	48.9060	42.4130	13.28	47.5592	43.8659	7.77

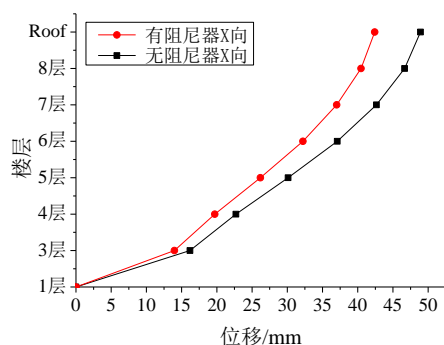


(a) X 向楼层最大位移

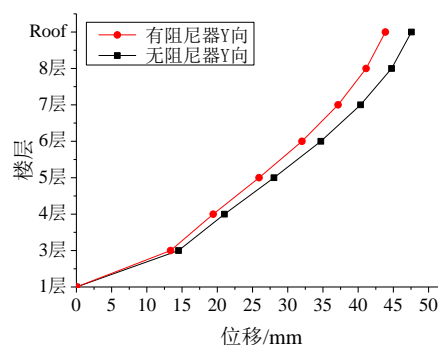


(b) Y 向楼层最大位移

图 3.27 20030526 地震波作用下楼层最大位移对比



(a) X 向楼层最大位移



(b) Y 向楼层最大位移

图 3.28 20110309 地震波作用下楼层最大位移对比

由表 3.9、表 3.10 和图 3.27、图 3.28 可以看出，结构安装阻尼器之后各层最大位移在两个方向上均有不同程度的下降。其中 20030526 地震波作用下的最大位移降幅在 1.87%~7.35%；而 20110309 地震波作用下各层最大位移降幅较为平

均，X 向降幅在 13% 左右，Y 向降幅在 7% 左右。20110309 地震波作用下结构最大位移的降幅较 20030526 地震波大。

3.3.1.3 层间剪力

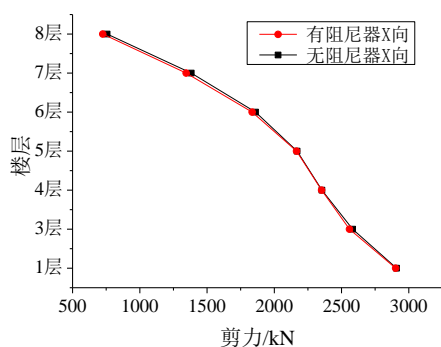
2003 年 5 月 26 日地震波作用下结构层间剪力变化见表 3.11 和图 3.29，2011 年 3 月 9 日地震波作用下结构层间剪力变化见表 3.12 和图 3.30。

表 3.11 20030526 地震波作用下层间剪力变化情况

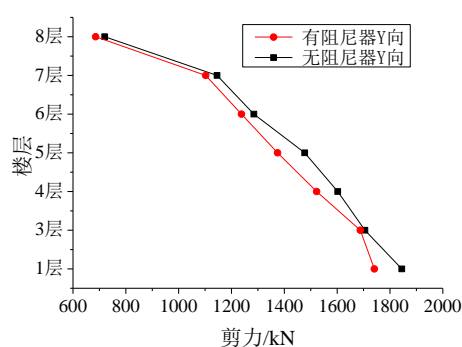
层数	无阻尼器 X 向 (kN)	有阻尼器 X 向 (kN)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (kN)	有阻尼器 Y 向 (kN)	减少 (%)
1	2909.05	2902.70	0.22	1844.75	1740.60	5.65
3	2582.66	2559.31	0.90	1705.12	1687.74	1.02
4	2354.23	2352.02	0.09	1602.39	1522.43	4.99
5	2170.01	2165.33	0.22	1477.31	1374.32	6.97
6	1860.60	1835.71	1.34	1284.70	1237.90	3.64
7	1382.50	1344.87	2.72	1145.26	1102.33	3.75
8	757.32	724.69	4.31	720.25	685.71	4.80

表 3.12 20110309 地震波作用下层间剪力变化情况

层数	无阻尼器 X 向 (kN)	有阻尼器 X 向 (kN)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (kN)	有阻尼器 Y 向 (kN)	减少 (%)
1	2517.84	2251.61	10.57	2049.48	1898.33	7.38
3	2308.72	2060.26	10.76	1885.54	1791.78	4.97
4	2059.16	1816.60	11.78	1696.16	1599.27	5.71
5	1740.02	1522.57	12.45	1481.27	1444.02	2.51
6	1361.50	1191.50	12.49	1227.91	1219.90	0.65
7	942.64	828.98	12.06	904.39	892.54	1.31
8	490.93	430.74	12.26	495.57	479.68	3.21



(a) X 向层间剪力



(b) Y 向层间剪力

图 3.29 20030526 地震波作用下层间剪力对比

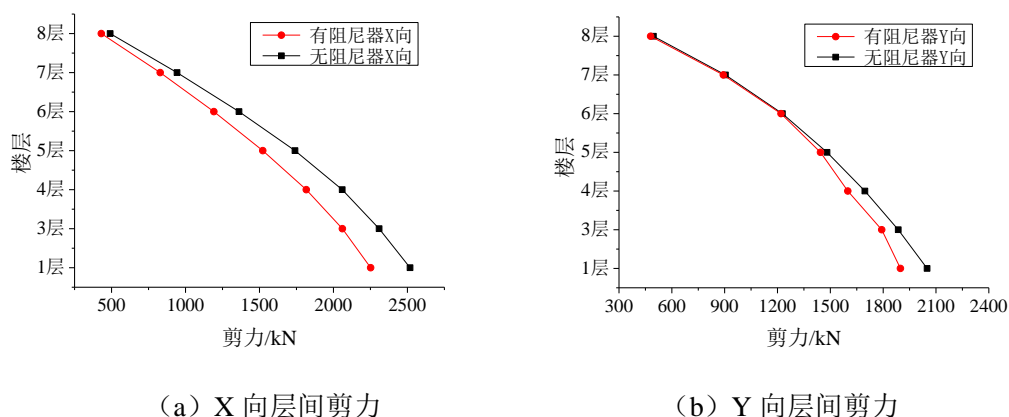


图 3.30 20110309 地震波作用下层间剪力对比

从表 3.11、表 3.12 和图 3.29、图 3.28 可以看出，安装有阻尼器的结构可以有效降低结构的层间剪力。在 20030526 地震波作用下结构的降幅最大可以达到 6.97%，在 20110309 地震波作用下降幅最大可以达到 12.45%。此外，在 20030526 地震波作用下，X 向各层层间剪力的减小幅度不显著，而 Y 向降幅较为明显；在 20110309 地震波作用下，Y 向层间剪力的降幅不显著，而 X 向层间剪力的降幅非常明显。

3.3.1.4 各层最大加速度

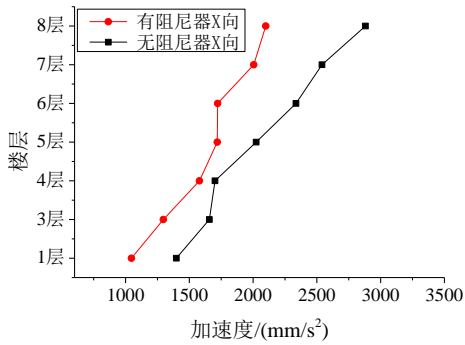
在地震波的作用下，在其频谱范围内，人对加速度的反应比较敏感，而限制楼层的最大加速度可以更好地保证使用者的舒适度及设备的安全，提高居住品质。2003 年 5 月 26 日地震波作用下楼层最大加速度变化见表 3.13 和图 3.31，2011 年 3 月 9 日地震波作用下结构楼层最大加速度变化见表 3.14 和图 3.32。其中，一层最大加速度为二层顶板（亦即三层底板）处的最大加速度，三层及以上楼层最大加速度为该层顶板的最大加速度。

表 3.13 20030526 地震波作用下楼层最大加速度变化情况

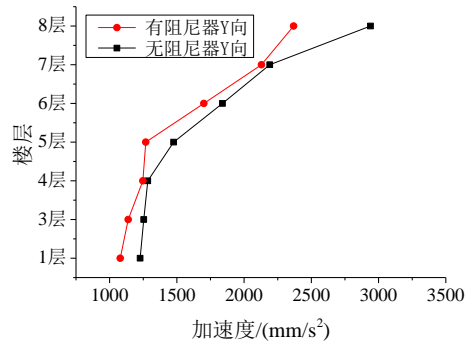
层数	无阻尼器 X 向 (mm/s ²)	有阻尼器 X 向 (mm/s ²)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (mm/s ²)	有阻尼器 Y 向 (mm/s ²)	减少 (%)
1	1398	1046	25.18	1227	1079	12.06
3	1657	1296	21.79	1254	1138	9.25
4	1701	1579	7.17	1284	1247	2.88
5	2024	1719	15.07	1476	1269	14.02
6	2336	1722	26.28	1839	1701	7.50
7	2540	2005	21.06	2191	2129	2.83
8	2881	2099	27.14	2940	2368	19.46

表 3.14 20110309 地震波作用下楼层最大加速度变化情况

层数	无阻尼器 X 向 (mm/s ²)	有阻尼器 X 向 (mm/s ²)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (mm/s ²)	有阻尼器 Y 向 (mm/s ²)	减少 (%)
1	639	555	13.06	627	530	15.44
3	860	716	16.70	763	693	9.32
4	1081	932	13.77	909	795	12.58
5	1254	1101	12.20	1025	897	12.47
6	1367	1185	13.31	1172	1013	13.57
7	1457	1233	15.37	1451	1225	15.58
8	1538	1326	13.78	1704	1385	18.72

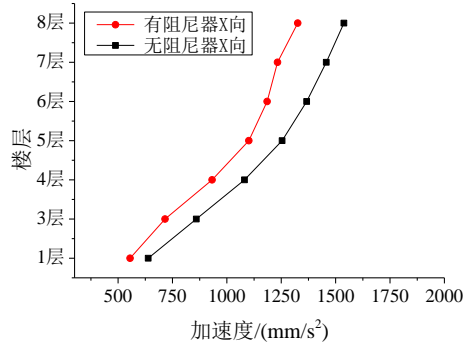


(a) X 向楼层最大加速度

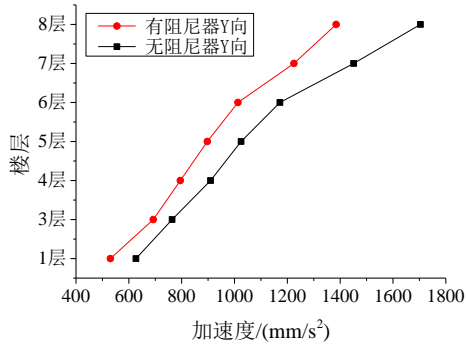


(b) Y 向楼层最大加速度

图 3.31 20030526 地震波作用下楼层最大加速度对比



(a) X 向楼层最大加速度



(b) Y 向楼层最大加速度

图 3.32 20110309 地震波作用下楼层最大加速度对比

由表 3.13、表 3.14 和图 3.31、图 3.32 可得，结构在安装阻尼器后，其各层的最大加速度均有不同程度的减小。其中 20030526 地震波作用下楼层最大加速度降幅可以达到 26.28%；在 20110309 地震波作用下楼层最大加速度降幅可以达到 18.72%。

3.3.1.5 结构的耗能情况

2003年5月26日地震波作用下结构耗能见表3.15,各层阻尼器耗能见表3.17。
2011年3月9日地震波作用下结构耗能见表3.16,各层阻尼器耗能见表3.18。

表 3.15 20030526 地震波作用下结构的耗能情况

	能量 (10 ³ J)	占输入能量比例 (%)
输入能量	365.0	100.0
结构阻尼耗能	284.2	77.8
阻尼器耗能	80.7	22.1

表 3.16 20110309 地震波作用下结构的耗能情况

	能量 (10 ³ J)	占输入能量比例 (%)
输入能量	263.7	100.0
结构阻尼耗能	201.7	76.5
阻尼器耗能	61.8	23.4

表 3.17 20030526 地震波作用下各层阻尼器耗能情况

层数	1	3	4	5	6	7	8
耗能 (10 ³ J)	46.945	5.265	7.975	7.939	6.305	4.310	1.961
耗能比例 (%)	58.2	6.5	9.9	9.8	7.8	5.4	2.4

表 3.18 20110309 地震波作用下各层阻尼器耗能情况

层数	1	3	4	5	6	7	8
耗能 (10 ³ J)	38.509	4.045	6.136	5.621	4.021	2.428	1.020
耗能比例 (%)	62.3	6.6	9.9	9.1	6.5	3.9	1.7

由表3.15~表3.18可以看出,在地震波作用下,结构整体耗能中结构阻尼耗能占大部分,约77%左右,阻尼器耗能占20%左右。其中一层阻尼器耗能又占了阻尼器总耗能的大部分,在20030526地震波作用下占了58.2%,在20110309地震波作用下占了62.3%;而顶层阻尼器的耗能非常小,在20030526地震波作用下仅占了2.4%,在20110309地震波作用下仅占了1.7%。

3.3.1.6 各层阻尼器的最大行程

2003年5月26日地震波作用下各层阻尼器最大行程见表3.19,2011年3月9日地震波作用下各层阻尼器最大行程见表3.20。

表 3.19 20030526 地震波作用下各层阻尼器最大行程

层数	1	3	4	5	6	7	8
最大行程 (mm)	17.180	7.276	8.339	8.435	7.250	5.949	4.428

表 3.20 20110309 地震波作用下各层阻尼器最大行程

层数	1	3	4	5	6	7	8
最大行程 (mm)	16.260	7.661	9.038	8.784	7.670	6.327	4.364

由表 3.19、表 3.20 可得, 各层阻尼器的最大行程与各层阻尼器耗能存在对应关系, 一层阻尼器耗能最大, 该层的阻尼器最大行程也最大。20030526 地震波作用下与 20110309 地震波作用下各层阻尼器的最大行程差别不大, 最大行程为 17.18mm, 并没有超过该阻尼器的设计容许位移范围。

3.3.2 311 地震后结构的抗震性能

对震后结构进行时程分析, 采用的地震波数据为 2011 年 3 月 24 日及 2011 年 4 月 7 日实测的地震动数据。其中, 2011 年 3 月 24 日地震波东西向加速度峰值为 308.8mm/s^2 , 南北向为 312.3mm/s^2 , 持时为 120s; 2011 年 4 月 7 日地震波东西向加速度峰值为 1760.4mm/s^2 , 南北向为 2889.6mm/s^2 , 持时为 120s。

对 311 震后结构的抗震性能分析中, 对比分析的对象为 311 震前结构和 311 震后结构。震前结构各层均布置有 8 组阻尼器, 震后结构由于第一、三、四层阻尼器的破坏, 只在第五层到第八层每层布置 8 组阻尼器。通过这两种结构的对比, 来说明阻尼器对结构抗震性能的影响。

3.3.2.1 层间位移角

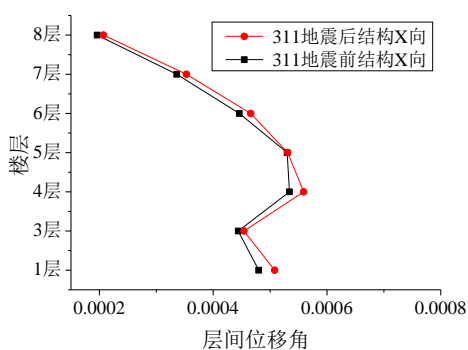
2011 年 3 月 24 日地震波作用下结构最大层间位移角变化见表 3.21 和图 3.33, 2011 年 4 月 7 日地震波作用下结构最大层间位移角变化见表 3.22 和图 3.34。

表 3.21 20110324 地震波作用下最大层间位移角变化情况

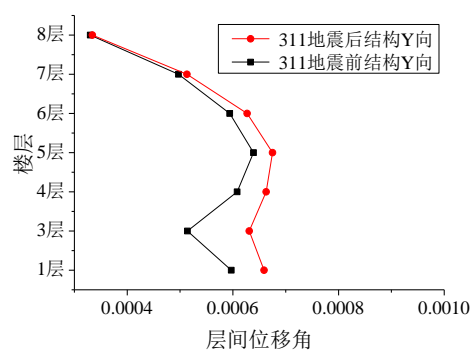
层数	震前结构 X 向	震后结构 X 向	增大(%)	震前结构 Y 向	震后结构 Y 向	增大(%)
1	0.000480	0.000508	5.79	0.000597	0.000659	10.39
3	0.000444	0.000454	2.30	0.000514	0.000631	22.76
4	0.000534	0.000559	4.72	0.000608	0.000663	9.05
5	0.000530	0.000531	0.09	0.000639	0.000675	5.63
6	0.000446	0.000466	4.51	0.000594	0.000627	5.56
7	0.000336	0.000353	5.18	0.000497	0.000513	3.22
8	0.000196	0.000207	5.41	0.000330	0.000334	1.21

表 3.22 20110407 地震波作用下最大层间位移角变化情况

层数	震前结构 X 向	震后结构 X 向	增大(%)	震前结构 Y 向	震后结构 Y 向	增大(%)
1	0.004198	0.004538	8.09	0.004321	0.004588	6.18
3	0.003639	0.003868	6.30	0.004247	0.004695	10.55
4	0.004108	0.004455	8.45	0.004916	0.005395	9.74
5	0.003876	0.004258	9.85	0.004895	0.005337	9.03
6	0.003247	0.003500	7.79	0.004300	0.004705	9.42
7	0.002559	0.002616	2.21	0.003400	0.003776	11.06
8	0.001430	0.001522	6.42	0.002169	0.002455	13.19

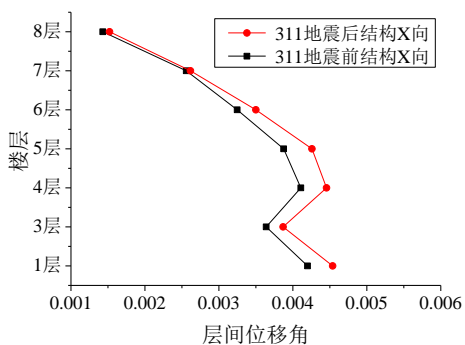


(a) X 向层间位移角

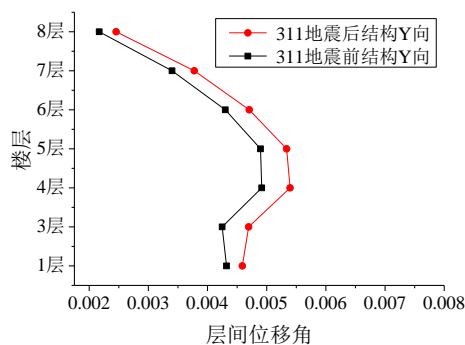


(b) Y 向层间位移角

图 3.33 20110324 地震波作用下最大层间位移角对比



(a) X 向层间位移角



(b) Y 向层间位移角

图 3.34 20110407 地震波作用下最大层间位移角对比

由表 3.21、表 3.22 和图 3.33、图 3.34 可知，由于第一、三、四层阻尼器的破坏，层间位移角均有不同程度的增大。20110324 地震波作用下较震前结构 X 向层间位移角最大增幅为 5.79%，Y 向最大增幅为 22.76%；而 20110407 地震波作用下较震前结构 X 向层间位移角最大增幅为 9.85%，Y 向最大增幅为 13.19%。

3.3.2.2 各层最大位移

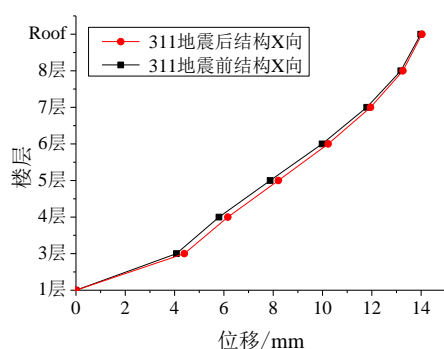
2011 年 3 月 24 日地震波作用下结构楼层最大位移变化见表 3.23 和图 3.35, 2011 年 4 月 7 日地震波作用下结构楼层最大位移变化见表 3.24 和图 3.36。

表 3.23 20110324 地震波作用下楼层最大位移变化情况

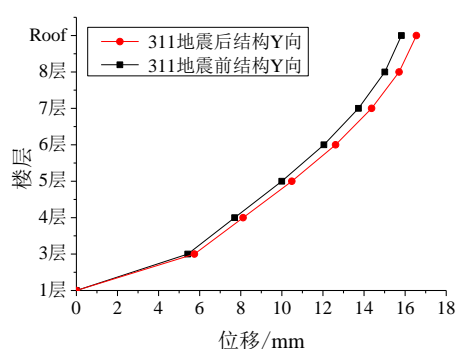
层数	震前结构 X 向 (mm)	震后结构 X 向 (mm)	增大 (%)	震前结构 Y 向 (mm)	震后结构 Y 向 (mm)	增大 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	4.0753	4.3939	7.82	5.4212	5.7447	5.97
4	5.7997	6.1598	6.21	7.7006	8.1132	5.36
5	7.8767	8.2085	4.21	9.9966	10.4873	4.91
6	9.9848	10.2286	2.44	12.0485	12.6147	4.70
7	11.7952	11.9478	1.29	13.7305	14.3686	4.65
8	13.1771	13.2619	0.64	15.0115	15.7066	4.63
屋顶	13.9845	14.0333	0.35	15.8183	16.5491	4.62

表 3.24 20110407 地震波作用下楼层最大位移变化情况

层数	震前结构 X 向 (mm)	震后结构 X 向 (mm)	增大 (%)	震前结构 Y 向 (mm)	震后结构 Y 向 (mm)	增大 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	34.1378	36.2952	6.32	34.7309	36.7022	5.68
4	48.5414	50.9647	4.99	51.6658	54.5222	5.53
5	64.4060	67.7799	5.24	71.4937	74.9807	4.88
6	79.9127	83.8275	4.90	91.1970	95.1675	4.35
7	92.7057	97.0328	4.67	108.4980	112.9052	4.06
8	102.2834	106.9081	4.52	122.2521	127.0319	3.91
屋顶	107.8489	112.6477	4.45	131.0732	136.1412	3.87



(a) X 向楼层最大位移



(b) Y 向楼层最大位移

图 3.35 20110324 地震波作用下楼层最大位移对比

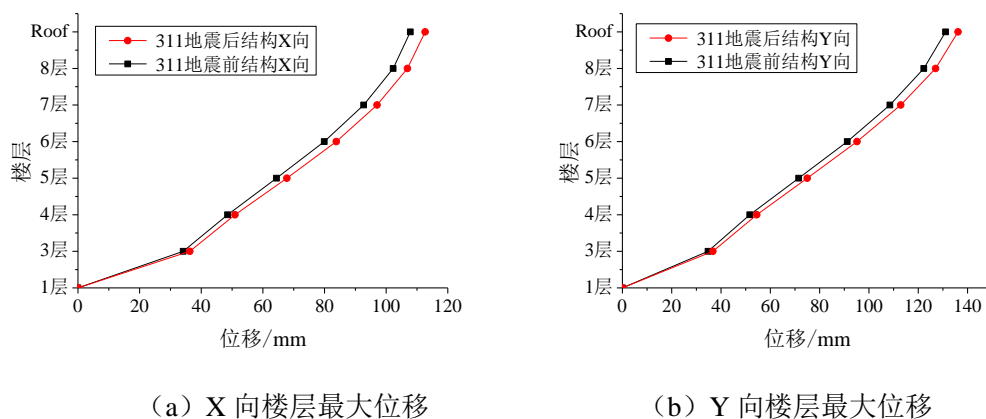


图 3.36 20110407 地震波作用下楼层最大位移对比

由表 3.23、表 3.24 和图 3.35、图 3.36 可知，较震前结构，震后楼层的最大位移有不同程度的增大。其中 20010324 地震波作用下最大增幅为 7.82%，20110407 地震波作用下最大增幅为 6.32%，且都发生在结构 X 向第一层。

3.3.2.3 层间剪力

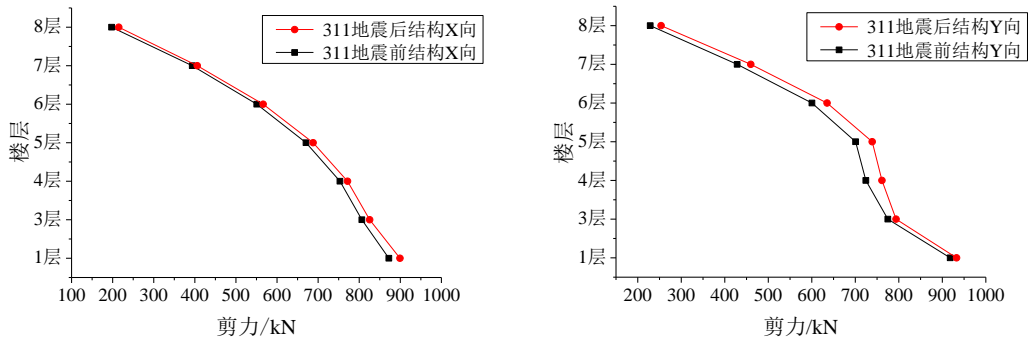
2011 年 3 月 24 日地震波作用下结构层间剪力变化见表 3.25 和图 3.37，2011 年 4 月 7 日地震波作用下结构层间剪力变化见表 3.26 和图 3.38。

表 3.25 20110324 地震波作用下层间剪力变化情况

层数	震前结构 X 向 (kN)	震后结构 X 向 (kN)	增大 (%)	震前结构 Y 向 (kN)	震后结构 Y 向 (kN)	增大 (%)
1	872.10	899.25	3.11	918.16	932.77	1.59
3	806.40	825.47	2.37	774.81	793.70	2.44
4	753.16	771.58	2.45	724.27	761.21	5.10
5	670.57	687.86	2.58	700.70	738.83	5.44
6	550.72	566.23	2.82	600.34	635.22	5.81
7	393.63	405.96	3.13	428.54	459.91	7.32
8	197.52	214.923	8.81	228.76	253.74	10.92

表 3.26 20110407 地震波作用下层间剪力变化情况

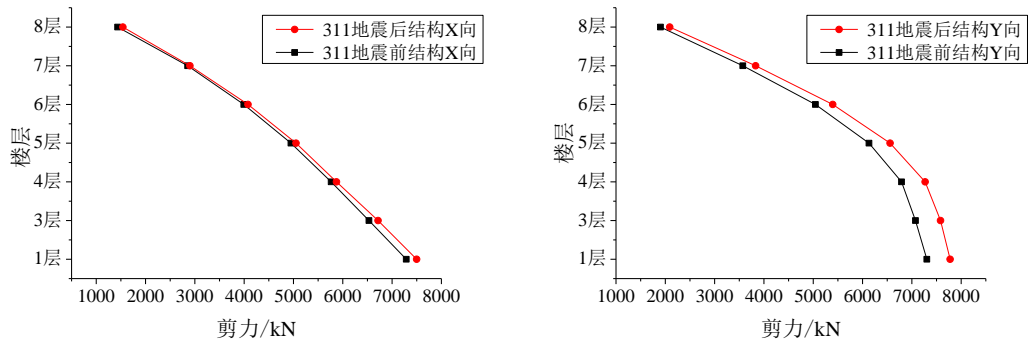
层数	震前结构 X 向 (kN)	震后结构 X 向 (kN)	增大 (%)	震前结构 Y 向 (kN)	震后结构 Y 向 (kN)	增大 (%)
1	7288.33	7497.86	2.88	7303.80	7776.55	6.47
3	6531.53	6715.29	2.81	7073.52	7582.22	7.19
4	5764.76	5873.15	1.88	6790.36	7269.45	7.06
5	4948.99	5052.51	2.09	6130.98	6559.53	6.99
6	3994.20	4077.98	2.10	5044.72	5394.98	6.94
7	2854.17	2900.44	1.62	3572.41	3831.98	7.27
8	1434.39	1540.71	7.41	1902.65	2090.36	9.87



(a) X 向层间剪力

(b) Y 向层间剪力

图 3.37 20110324 地震波作用下层间剪力对比



(a) X 向层间剪力

(b) Y 向层间剪力

图 3.38 20110407 地震波作用下层间剪力对比

由表 3.25、表 3.26 和图 3.37、图 3.38 可知，较震前结构，震后各层层间剪力有不同程度的增大。其中 20010324 地震波作用下最大增幅为 10.92%，20110407 地震波作用下最大增幅为 9.87%，这说明第一、三、四层阻尼器的安装对结构层间剪力的影响较大。

3.3.2.4 各层最大加速度

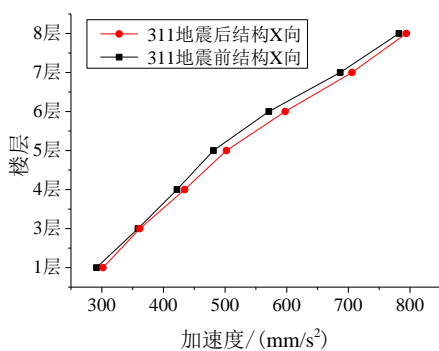
2011 年 3 月 24 日地震波作用下结构各层最大加速度变化见表 3.27 和图 3.39，2011 年 4 月 7 日地震波作用下结构各层最大加速度变化见表 3.28 和图 3.40。

表 3.27 20110324 地震波作用下各层最大加速度变化情况

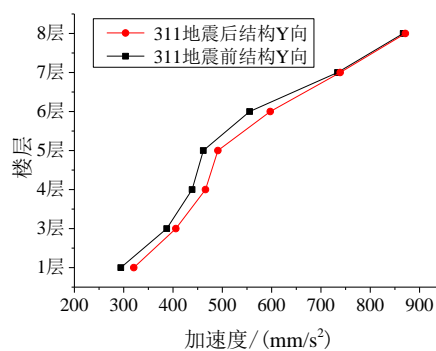
层数	震前结构 X 向 (mm/s ²)	震后结构 X 向 (mm/s ²)	增大 (%)	震前结构 Y 向 (mm/s ²)	震后结构 Y 向 (mm/s ²)	增大 (%)
1	291.5	301.9	3.57	294.1	320.4	8.94
3	358.7	361.8	0.86	387.3	405.8	4.78
4	422.0	434.4	2.94	438.8	465.9	6.18
5	481.1	502.3	4.41	461.4	491.0	6.42
6	571.1	597.6	4.64	555.4	597.3	7.54
7	686.9	706.0	2.78	733.6	739.1	0.75
8	782.2	794.0	1.51	866.8	871.3	0.52

表 3.28 20110407 地震波作用下各层最大加速度变化情况

层数	震前结构 X 向 (mm/s ²)	震后结构 X 向 (mm/s ²)	增大 (%)	震前结构 Y 向 (mm/s ²)	震后结构 Y 向 (mm/s ²)	增大 (%)
1	1782	1803	1.18	1993	2027	1.71
3	2176	2304	5.88	2546	2610	2.51
4	2777	2781	0.14	2854	3057	7.11
5	3153	3227	2.35	3154	3402	7.86
6	3266	3377	3.40	4166	4424	6.19
7	3490	3634	4.13	4886	5178	5.98
8	3760	3952	5.11	5319	5663	6.47



(a) X 向楼层最大加速度



(b) Y 向楼层最大加速度

图 3.39 20110324 地震波作用下楼层最大加速度对比

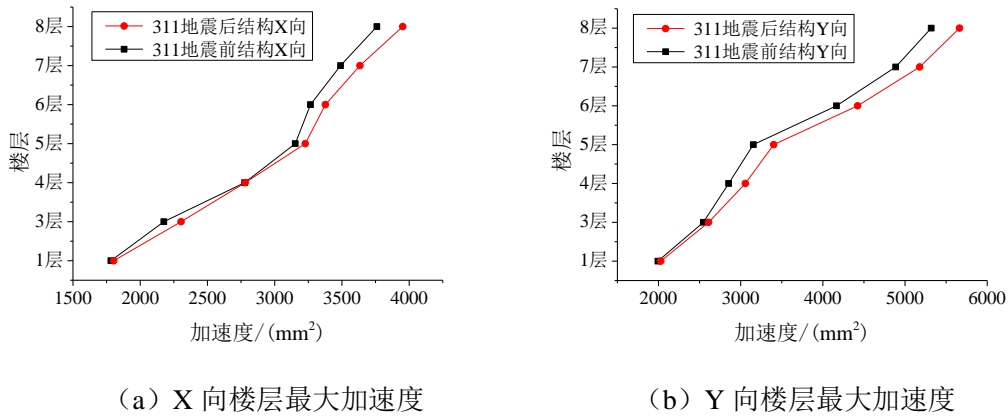


图 3.40 20110407 地震波作用下楼层最大加速度对比

由表 3.27、表 3.28 和图 3.39、图 3.40 可知，较震前结构，震后楼层的最大位移有不同程度的增大。其中 20010324 地震波作用下最大增幅为 8.94%，20110407 地震波作用下最大增幅为 6.47%。

3.3.2.5 结构的耗能情况

2011 年 3 月 24 日地震波作用下结构耗能见表 3.29，各层阻尼器耗能见表 3.31。2011 年 4 月 7 日地震波作用下结构耗能见表 3.30，各层阻尼器耗能见表 3.32。

表 3.29 20110324 地震波作用下结构的耗能情况

	震前结构		震后结构	
	能量 (10 ³ J)	占输入能量比例 (%)	能量 (10 ³ J)	占输入能量比例 (%)
输入能量	36.82	100	36.62	100
结构阻尼耗能	32.93	89.4	35.63	97.3
阻尼器耗能	3.85	10.5	0.99	2.7

表 3.30 20110407 地震波作用下结构的耗能情况

	震前结构		震后结构	
	能量 (10 ³ J)	占输入能量比例 (%)	能量 (10 ³ J)	占输入能量比例 (%)
输入能量	1943	100	1953	100
结构阻尼耗能	1738	89.4	1900	97.3
阻尼器耗能	204.8	10.5	53.3	2.7

表 3.31 20110324 地震波作用下各层阻尼器耗能情况

耗能 (10 ³ J)	层数	1	3	4	5	6	7	8
	震前结构		2.252	0.253	0.387	0.380	0.296	0.195
震后结构		无	无	无	0.401	0.305	0.197	0.089

表 3.32 20110407 地震波作用下各层阻尼器耗能情况

	层数	1	3	4	5	6	7	8
耗能 (10 ³ J)	震前结构	120.05	13.39	21.05	20.31	15.49	10.02	4.49
	震后结构	无	无	无	21.74	16.21	10.37	4.98

由表 3.29~表 3.32 可知, 从结构耗能角度来看, 由于第一、三、四层阻尼器的破坏, 阻尼器耗能占输入能量中的比重有极大的下降, 从 10.5% 下降为 2.7%, 进一步说明阻尼器耗能主要发生在结构的第一层。但是震后结构各层耗能与震前结构相同层的耗能变化不大。

3.3.2.6 各层阻尼器的最大行程

2011 年 3 月 24 日地震波作用下各层阻尼器最大行程见表 3.33, 2011 年 4 月 7 日地震波作用下各层阻尼器最大行程见表 3.34。

表 3.33 20110324 地震波作用下各层阻尼器最大行程

	层数	1	3	4	5	6	7	8
最大行程 (mm)	震前结构	5.441	2.281	2.731	2.869	2.678	2.264	1.589
	震后结构	无	无	无	2.883	2.672	2.253	1.582

表 3.34 20110407 地震波作用下各层阻尼器最大行程

	层数	1	3	4	5	6	7	8
最大行程 (mm)	震前结构	39.43	20.00	25.11	25.05	22.10	17.73	12.08
	震后结构	无	无	无	25.66	22.70	18.49	12.76

由表 3.33~表 3.34 可以看出, 震后结构各层阻尼器的最大行程与震前结构相同层的最大行程相差不大, 也验证了震后结构各层耗能与震前结构相同层的耗能变化不大, 说明结构第五到第八层层间位移角并未发生非常显著的变化。

3.4 本章小结

通过在对 311 震前结构和 311 震后结构的对比分析, 我们可以看出, 安装油阻尼器结构能够有效改善结构自身的抗震性能, 结构的层间位移角、楼层最大位移、层间剪力、各层最大加速度均有不同程度的减小。结构在安装阻尼器之后的耗能主要集中在第一层, 相对应一层的阻尼器最大行程也最大, 所以在安装阻尼器的同时, 要特别考虑阻尼器的行程, 防止在较大地震作用下, 阻尼器由于其行程超限发生破坏, 致使阻尼器失效。

第4章 油阻尼器布置位置的性能对比

4.1 结构的设计方法

本文研究对象为安装油阻尼器的钢框架结构,其设计方法依据的是日本隔震结构协会编写的《被动建筑结构设计·施工手册》^[1,43],其一般设计步骤为:

- (1) 设定目标性能及设计条件;
- (2) 确定主结构(无阻尼器结构)各层重量、弹性刚度、层高、一阶自振周期、主结构初始阻尼比和目标层间位移角;
- (3) 计算未配置阻尼器情况下主结构的层间位移角;
- (4) 计算单质点体系下目标位移降低率;
- (5) 计算单质点体系阻尼器的需求损失刚度比;
- (6) 在多质点体系下按与主结构层刚度成正比的原则分配阻尼器量;
- (7) 将水平方向阻尼器各种参数变化到阻尼器轴向;
- (8) 确定阻尼器的溢流速度、阻尼器尺寸及个数;
- (9) 用时程分析反应分析法验证结构加装阻尼器后的抗震性能是否达到目标。

该方法在阻尼器的类型和各层布置个数都确定的情况下,按照避免集中和减小平面内偏心的原则分散配置油阻尼器。

4.2 311 地震作用下结构的响应

由于 311 地震中结构第一、三、四层阻尼器发生了破坏,故考虑采用不同的布置方法对阻尼器重新进行布置来提高结构的抗震性能。在提出新的布置方法之前,先对 311 地震作用下结构的响应进行计算。

由于 311 地震为罕遇地震,故不仅需要考虑油阻尼器连接单元的非线性问题,还应考虑结构材料的非线性问题,因此在对该结构进行地震响应分析时采用弹塑性时程分析法。

图 4.1~图 4.3 是 2011 年 3 月 11 日距本楼 50 米处测得的地震动数据,将其作为结构在 311 地震作用下的地震输入。东西向加速度峰值为 3538.2mm/s^2 ,南北向为 2588.0mm/s^2 ,竖向为 1465.9mm/s^2 ,持时为 150s。

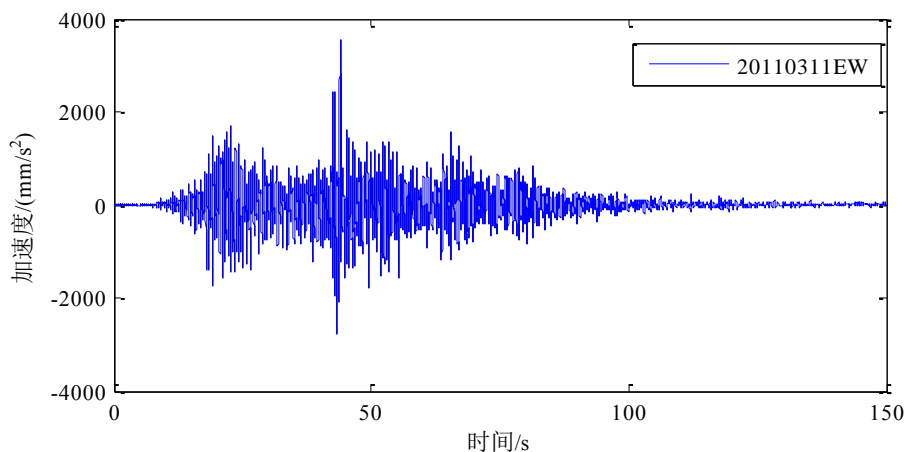


图 4.1 2011 年 3 月 11 日实测东西向加速度时程

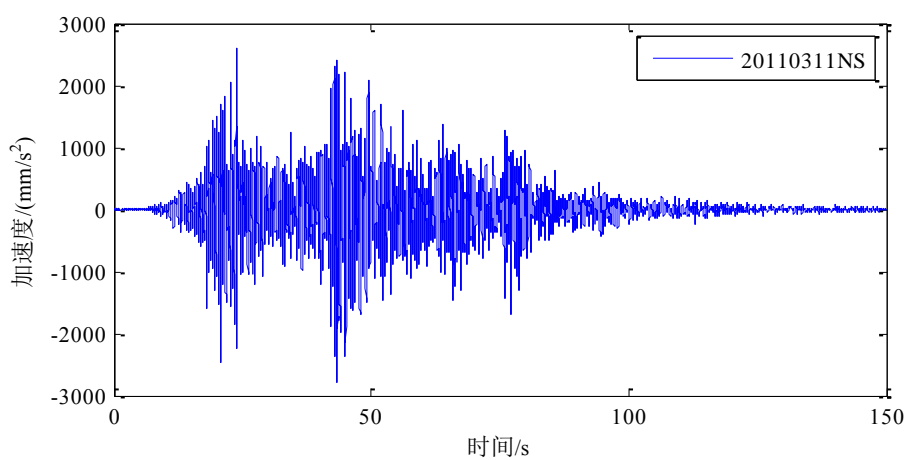


图 4.2 2011 年 3 月 11 日实测南北向加速度时程

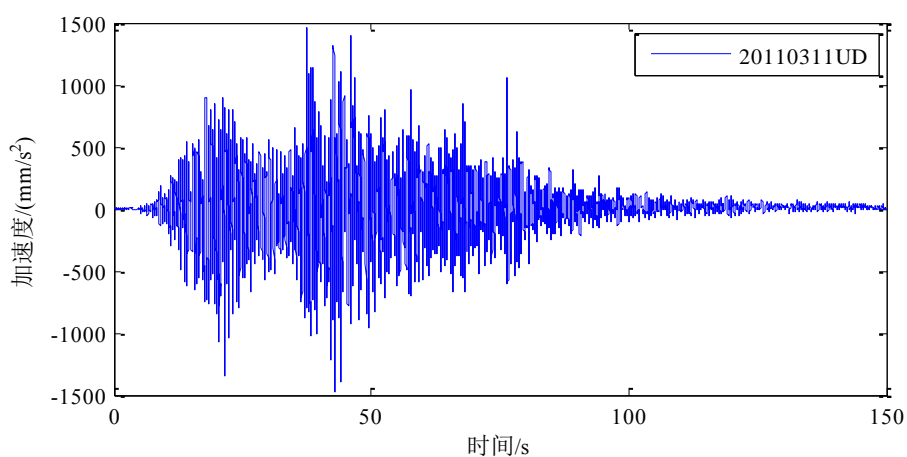


图 4.3 2011 年 3 月 11 日实测竖向加速度时程

经有限元计算发现，结构外框架四个角柱底部的钢材部分进入屈服阶段，截面最大应力如表 4.1 所示，结构其他部分仍处于弹性阶段。

表 4.1 外框架角柱底部截面最大应力

角柱位置	计算应力 (MPa)	材料屈服点 (MPa)
东南角	346	325
东北角	342	325
西南角	347	325
西北角	345	325

由表 4.1 可知, 由于结构在地震中存在一定的扭转变形, 外框架四个角柱底部较其余柱底受力更大, 钢材部分进入屈服阶段。但最大应力超出材料屈服点不多, 屈服面积占截面比例很小, 结构绝大部分构件仍处于弹性阶段。震后调查也未发现结构构件的损坏, 这与计算结果是一致的。故结构整体仍处于弹性阶段。

4.2.1 层间位移角

2011 年 3 月 11 日地震波作用下结构最大层间位移角变化见表 4.2 和图 4.4。

表 4.2 20110311 地震波作用下最大层间位移角变化情况

层数	无阻尼器 X 向	有阻尼器 X 向	减少 (%)	无阻尼器 Y 向	有阻尼器 Y 向	减少 (%)
1	0.010138	0.009900	2.35	0.007464	0.007170	3.94
3	0.009097	0.008790	3.38	0.007216	0.007018	2.74
4	0.010884	0.010255	5.78	0.007984	0.007718	3.33
5	0.010721	0.009903	7.63	0.007926	0.007337	7.43
6	0.008903	0.008129	8.69	0.007116	0.006161	13.42
7	0.006639	0.006061	8.71	0.005884	0.004739	19.46
8	0.003853	0.003487	9.50	0.003924	0.003034	22.68

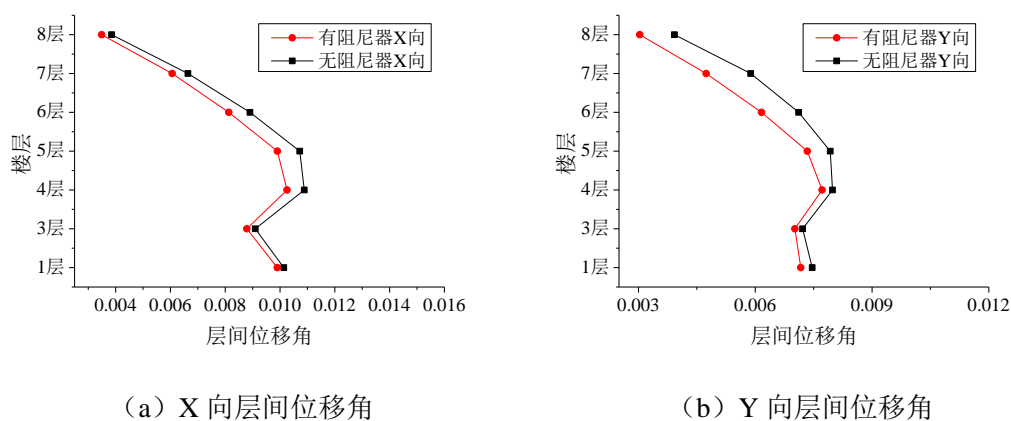


图 4.4 20110311 地震波作用下最大层间位移角对比

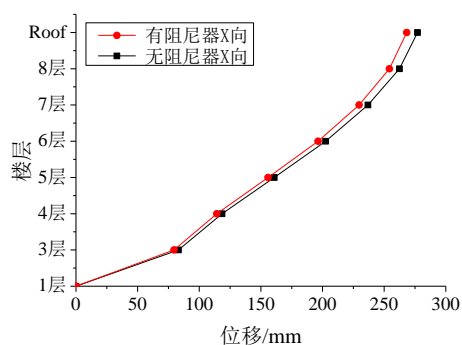
由表 4.2 和图 4.4 可以看出, 311 地震中, 结构在安装阻尼器后, X、Y 向的层间位移角均有不同程度的降低, 其中 Y 向层间位移角最大降幅达到 22.68%。

4.2.2 各层最大位移

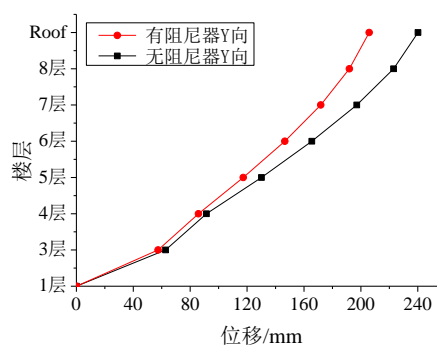
2011 年 3 月 11 日地震波作用下楼层最大位移变化见表 4.3 和图 4.5。

表 4.3 20110311 地震波作用下楼层最大位移变化情况

层数	无阻尼器 X 向 (mm)	有阻尼器 X 向 (mm)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (mm)	有阻尼器 Y 向 (mm)	减少 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	83.13109	79.5281	4.33	62.69645	57.4458	8.37
4	118.5272	114.2572	3.60	91.43936	85.8052	6.16
5	160.8812	155.793	3.16	130.1328	117.3077	9.86
6	202.5284	196.3747	3.04	165.5289	146.5229	11.48
7	236.8759	229.6824	3.04	197.1176	171.7872	12.85
8	262.4469	254.2767	3.11	223.0174	191.8934	13.96
屋顶	277.0633	268.2791	3.17	240.1497	205.8194	14.30



(a) X 向楼层最大位移



(b) Y 向楼层最大位移

图 4.5 20030526 地震波作用下楼层最大位移对比

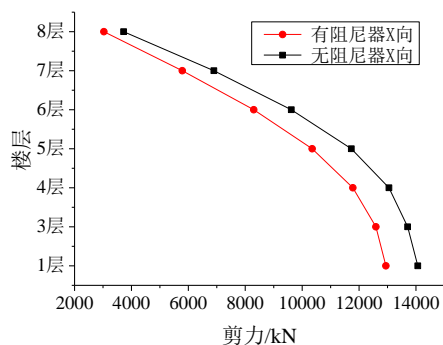
由表 4.3 和图 4.5 可以看出，各层的最大位移在两个方向上均有不用程度的下降。其中 X 向各层最大位移降幅较为平均，最大位移降幅在 3.04%~4.33%；Y 向降幅较大，最大达到 14.30%左右。

4.2.3 层间剪力

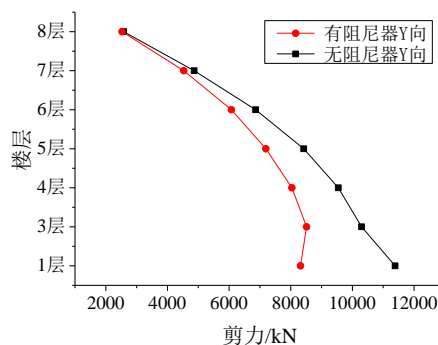
2011 年 3 月 11 日地震波作用下结构层间剪力变化见表 4.4 和图 4.6。

表 4.4 20110311 地震波作用下层间剪力变化情况

层数	无阻尼器 X 向 (kN)	有阻尼器 X 向 (kN)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (kN)	有阻尼器 Y 向 (kN)	减少 (%)
1	14065.92	12943.51	7.98	11387.90	8317.94	26.96
3	13707.16	12593.93	8.12	10299.06	8514.56	17.33
4	13051.31	11782.07	9.73	9543.67	8038.55	15.77
5	11728.19	10352.54	11.73	8423.24	7194.24	14.59
6	9618.69	8298.10	13.73	6861.45	6073.21	11.49
7	6896.38	5787.86	16.07	4865.64	4528.27	6.93
8	3723.78	3030.92	18.61	2580.29	2526.55	2.08



(a) X 向层间剪力



(b) Y 向层间剪力

图 4.6 20110311 地震波作用下层间剪力对比

由表 4.4 和图 4.6 可以看出,结构的层间剪力在 311 地震中得到了有效降低, X 向的降幅最大可以达到 18.61%, Y 向的降幅最大可以达到 26.96%。

4.2.4 基底剪力

2011 年 3 月 11 日地震波作用下基底剪力变化见表 4.5。

表 4.5 20110311 地震波作用下基底剪力

	无阻尼器 X 向 (kN)	有阻尼器 X 向 (kN)	减小 (%)	无阻尼器 Y 向 (kN)	有阻尼器 Y 向 (kN)	减小 (%)
基底剪力	13587.34	12553.45	7.61	8687.27	7635.48	12.11

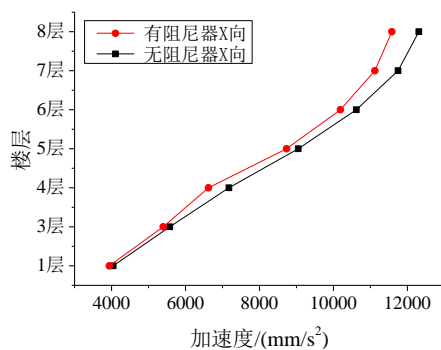
由表 4.5 可知, 311 地震中由于安装有阻尼器, 结构的基底剪力得到了不同程度的降低, 其中 Y 向减小幅度达到 12.11%。

4.2.5 各层最大加速度

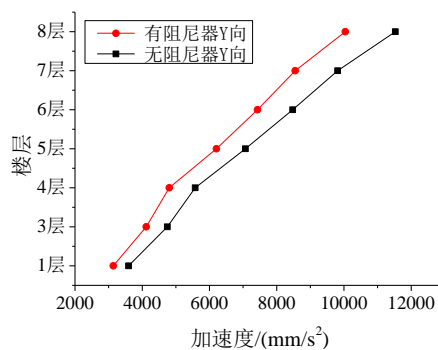
2011年3月11日地震波作用下结构最大层间位移角变化见表4.6和图4.7。

表4.6 20110311地震波作用下各层最大加速度变化情况

层数	无阻尼器 X 向 (mm/s ²)	有阻尼器 X 向 (mm/s ²)	减少 (%)	无阻尼器 Y 向 (mm/s ²)	有阻尼器 Y 向 (mm/s ²)	减少 (%)
1	4045	3939	2.61	3593	3138	12.65
3	5576	5396	3.23	4745	4118	13.22
4	7174	6620	7.72	5576	4805	13.83
5	9048	8733	3.48	7070	6207	12.20
6	10619	10190	4.04	8476	7429	12.35
7	11747	11120	5.33	9813	8550	12.87
8	12310	11580	5.93	11528	10040	12.91



(a) X 向楼层最大加速度



(b) Y 向楼层最大加速度

图4.7 20110311地震波作用下楼层最大加速度对比

由表4.6和图4.7可以看出，加装阻尼器后结构各层加速度得到了有效地降低，X向的降幅最大可以达到5.93%，Y向的降幅最大可以达到13.83%。

4.2.6 结构的耗能情况

2011年3月11日地震波作用下结构耗能见表4.7，各层阻尼器耗能见表4.8。

表4.7 20110311地震波作用下结构的耗能情况

	有阻尼器 (10 ⁴ J)	占输入能量比例 (%)
输入能量	1892	100
结构阻尼耗能	1694	89.53
阻尼器耗能	197.6	10.44

表 4.8 20110311 地震波作用下各层阻尼器耗能情况

层数	1	3	4	5	6	7	8
耗能 (10^4J)	118.303	13.369	20.240	19.093	14.068	8.749	3.778

由表 4.7 和表 4.8 可知, 在 311 地震作用下, 结构整体耗能中结构阻尼耗能占大部分, 达到 89.53%, 阻尼器耗能占 10.44%。其中一层阻尼器耗能又占了阻尼器总耗能的绝大部分。

4.2.7 各层阻尼器的最大行程

2011 年 3 月 11 日地震波作用下各层阻尼器最大行程见表 4.9。

表 4.9 20110311 地震波作用下各层阻尼器最大行程

层数	1	3	4	5	6	7	8
最大行程 (mm)	77.46	36.00	39.38	37.85	30.91	23.64	16.84

由表 4.9 可知, 一层阻尼器的最大行程达到了 77.46mm, 三层、四层和五层阻尼器的最大行程亦超过了 35mm, 可见结构中下部阻尼器将率先发生破坏。震后调查中也发现, 结构一层阻尼器完全破坏, 三层和四层阻尼器因油液泄漏而失效。

4.3 层间位移权系数法^[44-46]

由于阻尼器的耗能与剪应变的平方成正比, 所以把阻尼器布置在剪应变最大的位置效果最好。由于层间相对位移是反应结构变形的主要指标, 是阻尼器产生剪应变的主要因素, 因此以最大层间相对位移作为目标函数。通常利用层间位移进行布置的步骤为: 计算地震反应, 判断层间位移最大的结构层, 把阻尼器安装在层间位移最大一层; 然后再对结构进行计算和分析, 每次把阻尼器布置在层间位移最大层, 直至结构的最大层间位移或层间位移角满足条件。

但上述方法是一种循环逼近的布置方法, 所需计算步骤较多, 耗费时间较长。权系数布置方法是在已经确定阻尼器数量的基础上简化计算, 利用层间位移一次性布置阻尼器。

本文采用了层间相对位移为控制函数的权系数布置方法对该结构阻尼器布置进行优化, 称其为层间位移权系数法 (以下图表中简称为层间位移法)。

具体布置方法为: 将无阻尼器结构各楼层的层间位移求和, 根据各层层间位移占层间位移总和的比例, 赋予各层权重, 在确定阻尼器总数量的情况下, 根据各层权重来分配每层的阻尼器数量。

由于第一层和上面几层阻尼器的类型不同,故先从能量角度将一层阻尼器折算成三层以上的阻尼器,便于之后的阻尼器布置。为便于表达,一层阻尼器型号为I型,三层及以上层阻尼器型号为II型。

对单个I型和II型阻尼器分别输入20110309地震波的前50秒加速度时程作为振动激励,求其在相同激励作用下的耗能。计算得到I型阻尼器耗能为2.4898J,II型阻尼器耗能为1.7201J,单个I型阻尼器耗能为II型的1.45倍。为便于计算,I型阻尼器等效为1.5个II型阻尼器。图4.8为I型阻尼器和II型阻尼器的滞回曲线。

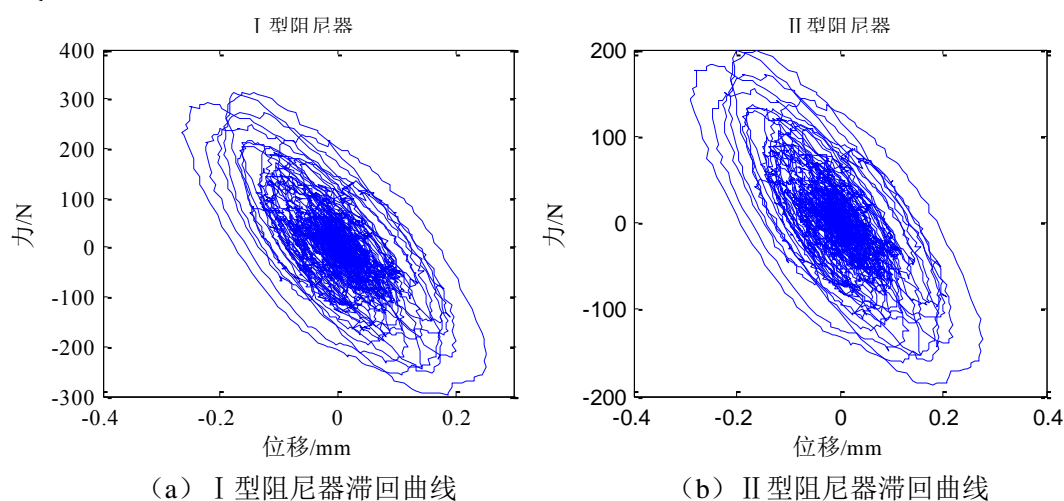


图4.8 单个阻尼器的滞回曲线

原布置中X、Y向各布置了28组阻尼器,将一层阻尼器折算成II型阻尼器后,整个结构X、Y向各布置30个II型阻尼器。表4.10为优化布置后各层X向的II型阻尼器数量。

表 4.10 20110311 地震波作用下 X 向各层阻尼器数量

层数	D_i (mm)	$\sum_{i=1}^n D_i$ (mm)	$\frac{D_i}{\sum_{i=1}^n D_i}$	$N \cdot \frac{D_i}{\sum_{i=1}^n D_i}$	N_i
1	81.10	271.47	0.298744	8.962316	9
3	34.57		0.127344	3.820312	4
4	41.36		0.152356	4.570671	5
5	40.74		0.150072	4.502155	5
6	33.83		0.124618	3.738535	4
7	25.23		0.092938	2.788153	3
8	14.64		0.053929	1.617858	2
总计					

(注: D_i 为第 i 层 X 向层间相对位移, N 为折算后原布置 X 向的 II 型阻尼器数量, N_i 为四舍五入后求得的 II 型阻尼器数量。)

将表 4.10 中一层阻尼器数量折算成 I 型阻尼器的数量, 折算后为 6 个。

表 4.11 为优化布置后各层 Y 向的 II 型阻尼器数量。

表 4.11 20110311 地震波作用下 Y 向各层阻尼器数量

层数	D_i (mm)	$\sum_{i=1}^n D_i$ (mm)	$\frac{D_i}{\sum_{i=1}^n D_i}$	$N \cdot \frac{D_i}{\sum_{i=1}^n D_i}$	N_i
1	59.71	211.90	0.281784	8.453516	8
3	27.42		0.129401	3.882020	4
4	30.34		0.143181	4.295422	4
5	30.12		0.142143	4.264276	4
6	27.04		0.127607	3.828221	4
7	22.36		0.105521	3.165644	3
8	14.91		0.070363	2.110901	2
总计					

(注: D_i 为第 i 层 Y 向层间相对位移, N 为折算后原布置 Y 向的 II 型阻尼器数量, N_i 为四舍五入后求得的 II 型阻尼器数量。)

将表 4.11 中一层阻尼器数量折算成 I 型阻尼器的数量, 折算后为 5.3 个, 四舍五入取整为 5。表 4.12 为层间位移权系数法求得的最终各层阻尼器的优化布置方案。

表 4.12 层间位移权系数法各层阻尼器布置情况

层数	1	3	4	5	6	7	8
X 向阻尼器个数	6	4	5	5	4	3	2
Y 向阻尼器个数	5	4	4	4	4	3	2
总计	55						

与原布置每层阻尼器 X、Y 向各 4 个相比，优化布置后一层阻尼器增加到 11 个，四、五层 X 向各增加一个，七层减少为 6 个阻尼器，八层减至 4 个阻尼器。原布置中阻尼器总数为 56 个，优化布置后阻尼器总数减少 1 个，为 55 个。

4.4 优化布置与原布置的比较

为对层间位移权系数法布置后结构的抗震性能变化进行研究，取无阻尼器结构、震前有阻尼器结构（即阻尼器原布置结构）和层间位移权系数法布置结构三种模型进行计算分析。对它们在 2011 年 3 月 9 日地震波和 2011 年 3 月 11 日地震波作用下的层间位移角、各层最大位移、基底剪力、各层最大加速度、结构耗能组成及各层阻尼器最大行程进行比较。

4.4.1 优化布置和原布置层间位移角的比较

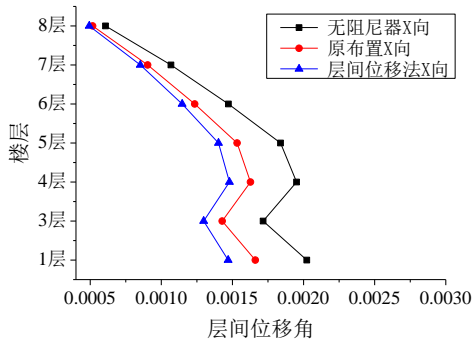
层间位移权系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 9 日地震波作用下的层间位移角见表 4.13 和图 4.9。层间位移权系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 11 日地震波作用下的层间位移角见表 4.14 和图 4.10。

表 4.13 20110309 地震波作用下最大层间位移角对比

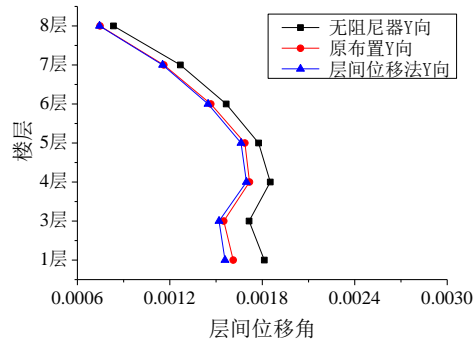
层数	层间位移法 X 向	原布置 X 向	减少 (%)	层间位移法 Y 向	原布置 Y 向	减少 (%)
1	0.001549	0.001661	6.74	0.001558	0.001611	3.29
3	0.001352	0.001428	5.32	0.001519	0.001550	2.00
4	0.001537	0.001627	5.53	0.001697	0.001717	1.65
5	0.001453	0.001533	5.22	0.001662	0.001687	1.48
6	0.001185	0.001235	4.05	0.001448	0.001466	1.23
7	0.000879	0.000904	2.77	0.001153	0.001161	0.69
8	0.000508	0.000517	1.74	0.000744	0.000747	0.40

表 4.14 20110311 地震波作用下最大层间位移角对比

层数	层间位移法 X 向	原布置 X 向	增加 (%)	层间位移法 Y 向	原布置 Y 向	增加 (%)
1	0.009980	0.009900	0.81	0.007269	0.007170	1.38
3	0.008942	0.008790	1.73	0.007161	0.007018	2.04
4	0.010392	0.010255	1.34	0.007897	0.007718	2.32
5	0.010021	0.009903	1.19	0.007513	0.007337	2.40
6	0.008345	0.008129	2.66	0.006318	0.006161	2.55
7	0.006250	0.006061	3.11	0.004855	0.004739	2.45
8	0.003616	0.003487	3.70	0.003108	0.003034	2.44

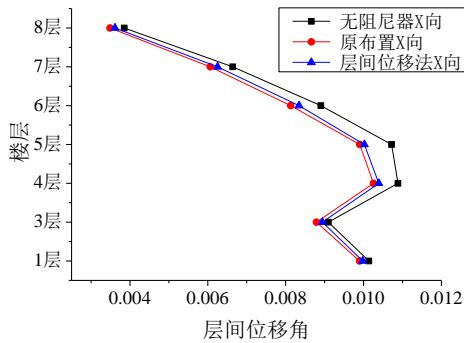


(a) X 向层间位移角

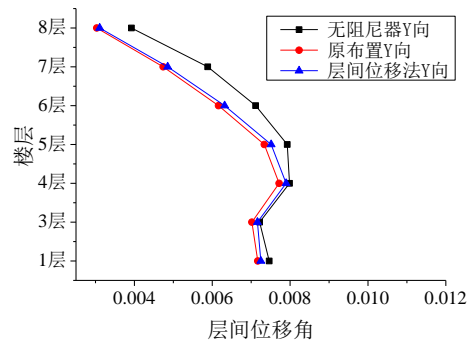


(b) Y 向层间位移角

图 4.9 20110309 地震波作用下最大层间位移角对比



(a) X 向层间位移角



(b) Y 向层间位移角

图 4.10 20110311 地震波作用下最大层间位移角对比

由表 4.13、表 4.14 和图 4.9、图 4.10 可知，按原布置结构和层间位移权系数法布置的结构，层间位移角均小于无阻尼器结构。在 20110309 地震波作用下层间位移权系数法小于原布置，较原布置最大减小 6.74%；20110311 地震波作用下原布置和层间位移权系数法布置得到的层间位移角很接近，原布置略好于层间位移权系数法布置。

4.4.2 优化布置和原布置各层最大位移的比较

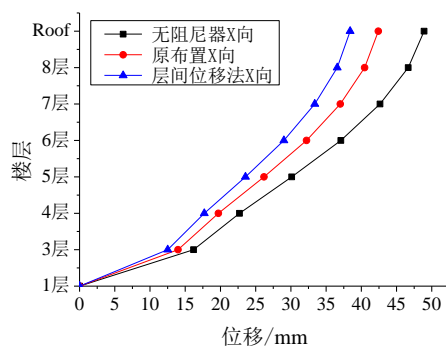
层间位移权系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 9 日地震波作用下的楼层最大位移见表 4.15 和图 4.11。层间位移权系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 11 日地震波作用下的楼层最大位移见表 4.16 和图 4.12。

表 4.15 20110309 地震波作用下楼层最大位移对比

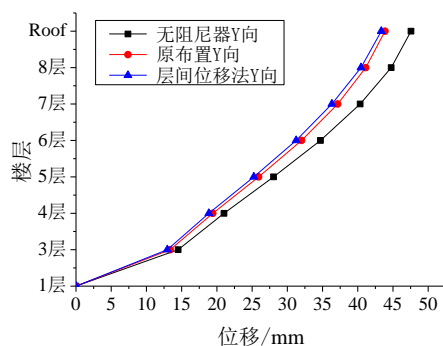
层数	层间位移法 X 向 (mm)	原布置 X 向 (mm)	减少 (%)	层间位移法 Y 向 (mm)	原布置 Y 向 (mm)	减少 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	13.1186	13.9817	6.17	12.9568	13.3659	3.06
4	18.5329	19.7110	5.97	18.8658	19.4233	2.87
5	24.6221	26.1817	5.96	25.2454	25.9324	2.65
6	30.3053	32.2206	5.94	31.2485	32.0247	2.42
7	34.8581	37.0171	5.83	36.3282	37.1503	2.21
8	38.1710	40.4626	5.66	40.4607	41.1258	1.62
屋顶	40.0656	42.4130	5.53	43.3340	43.8659	1.21

表 4.16 20110311 地震波作用下楼层最大位移对比

层数	层间位移法 X 向 (mm)	原布置 X 向 (mm)	增加 (%)	层间位移法 Y 向 (mm)	原布置 Y 向 (mm)	增加 (%)
1	0	0	0	0	0	0
3	80.3410	79.5281	1.02	58.2653	57.4458	1.43
4	115.6815	114.2572	1.25	87.1146	85.8052	1.53
5	157.5924	155.7930	1.16	120.1415	117.3077	2.42
6	198.4587	196.3747	1.06	152.8462	146.5229	4.32
7	232.1187	229.6824	1.06	182.0812	171.7872	5.99
8	256.8817	254.2767	1.02	206.1655	191.8934	7.44
屋顶	271.1042	268.2791	1.05	222.1331	205.8194	7.93



(a) X 向楼层最大位移



(b) Y 向楼层最大位移

图 4.11 20110309 地震波作用下楼层最大位移对比

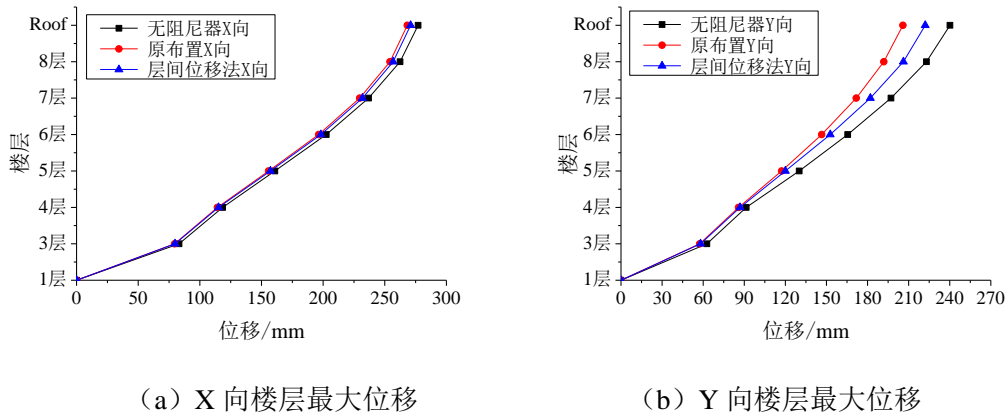


图 4.12 20110311 地震波作用下楼层最大位移对比

由表 4.15、表 4.16 和图 4.11、图 4.12 可知，按原布置结构和层间位移系数法布置的结构，楼层最大位移均小于无阻尼器结构。在 20110309 地震波作用下层间位移角系数控制效果更好，且 X 向优化效果明显好与 Y 向，较原布置最大减小 6.17%；20110311 地震波作用下原布置和层间位移系数法布置 X 向楼层最大位移很接近，原布置略好于层间位移系数法布置。

4.4.3 优化布置和原布置基底剪力的比较

层间位移系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 9 日地震波作用下的基底剪力见表 4.17 和图 4.13。层间位移系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 11 日地震波作用下的基底剪力见表 4.18 和图 4.14。

表 4.17 20110309 地震波作用下基底剪力对比

	层间位移法 X 向 (kN)	原布置 X 向 (kN)	减小 (%)	层间位移法 Y 向 (kN)	原布置 Y 向 (kN)	减小 (%)
基底剪力	1987.97	2093.69	5.05	1898.83	1926.43	1.43

表 4.18 20110311 地震波作用下基底剪力对比

	层间位移法 X 向 (kN)	原布置 X 向 (kN)	减小 (%)	层间位移法 Y 向 (kN)	原布置 Y 向 (kN)	减小 (%)
基底剪力	13029.98	12553.45	-3.80	7401.13	7635.48	3.07

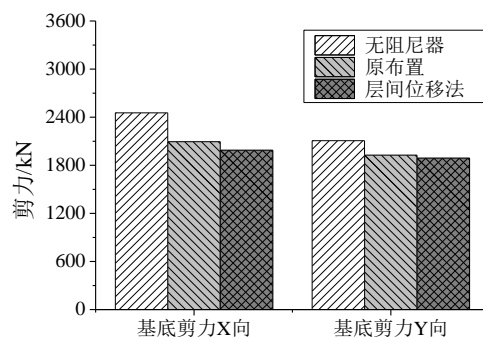


图 4.13 20110309 地震波作用下基底剪力对比

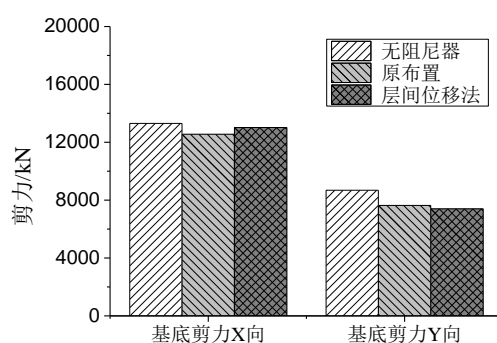


图 4.14 20110311 地震波作用下基底剪力对比

由表 4.17、表 4.18 和图 4.13、图 4.14 可知，在 20110309 地震波作用下层间位移角权系数 X 向优化效果较好，比原布置可减小 5.05%，而 Y 向原布置两种布置方法非常接近，相差仅为 1.43%；20110311 地震波作用下原布置较层间位移权系数法布置在 X 向控制效果更好，而 Y 向层间位移权系数法布置效果较原布置更好，两者相差 3.07%。

4.4.4 优化布置和原布置各层最大加速度的比较

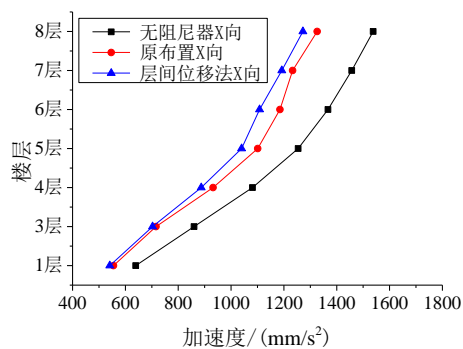
层间位移权系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 9 日地震波作用下的楼层最大加速度见表 4.19 和图 4.15。层间位移权系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 11 日地震波作用下的楼层最大加速度见表 4.20 和图 4.16。

表 4.19 20110309 地震波作用下楼层最大加速度对比

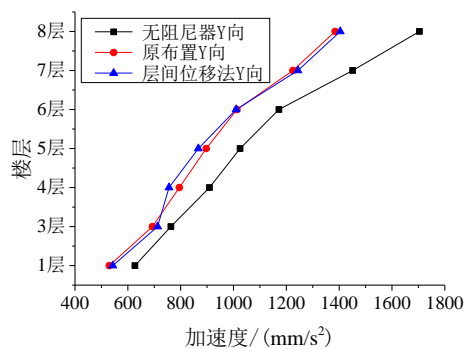
层数	层间位移法 X 向 (mm/s ²)	原布置 X 向 (mm/s ²)	减少 (%)	层间位移法 Y 向 (mm/s ²)	原布置 Y 向 (mm/s ²)	减少 (%)
1	541	555	2.58	543	530	-2.49
3	703	716	1.87	713	693	-2.83
4	887	932	4.87	751	795	5.52
5	1040	1101	5.54	860	897	4.15
6	1108	1185	6.49	1010	1013	0.30
7	1192	1233	3.33	1244	1225	-1.55
8	1272	1326	4.07	1404	1385	-1.37

表 4.20 20110311 地震波作用下楼层最大加速度对比

层数	层间位移法 X 向 (mm/s ²)	原布置 X 向 (mm/s ²)	增加 (%)	层间位移法 Y 向 (mm/s ²)	原布置 Y 向 (mm/s ²)	增加 (%)
1	4007	3939	1.73	3316	3138	5.67
3	5460	5396	1.19	4375	4118	6.24
4	6705	6620	1.28	5136	4805	6.89
5	7597	8733	2.52	6460	6207	4.07
6	8998	10190	2.26	7756	7429	4.40
7	10300	11120	1.62	9059	8550	5.95
8	11150	11580	4.92	10670	10040	6.27



(a) X 向楼层最大加速度



(b) Y 向楼层最大加速度

图 4.15 20110309 地震波作用下楼层最大加速度对比

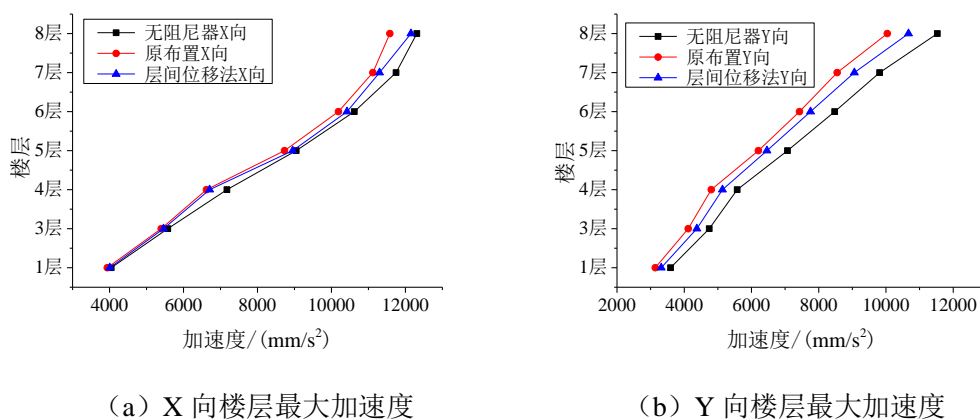


图 4.16 20110311 地震波作用下楼层最大加速度对比

由表 4.19、表 4.20 和图 4.15、图 4.16 可知，在 20110309 地震波作用下层间位移角系数 X 向优化效果较好，比原布置可减小 6.49%，而 Y 向原布置两种布置方法非常接近；20110311 地震波作用下原布置较层间位移系数法布置在 Y 向控制效果更好，X 向两种方法的控制效果相差并不明显。

4.4.5 优化布置和原布置结构耗能的比较

层间位移系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 9 日地震波、2011 年 3 月 11 日地震波作用下的耗能组成见表 4.21。

表 4.21 结构耗能情况对比

	20110309 地震波		20110311 地震波	
	占输入能量比例 (%)		占输入能量比例 (%)	
输入能量	原布置	层间位移法	原布置	层间位移法
阻尼器耗能	23.4	26.76	10.44	12.26

由表 4.21 可知，从结构耗能角度，按照层间位移系数法布置，在 20110309 地震波和 20110311 地震波作用下阻尼器耗能较原布置略微增大，增大幅度在 2%~3% 左右。

4.4.6 优化布置和原布置各层阻尼器最大行程的比较

层间位移系数法布置结构和原布置结构在 2011 年 3 月 9 日地震波、2011 年 3 月 11 日地震波作用下各层阻尼器最大行程见表 4.22。

表 4.22 各层阻尼器最大行程对比

层数			1	3	4	5	6	7	8
最大行程 (mm)	20110309 地震波	原布置	16.260	7.661	9.038	8.784	7.670	6.327	4.364
		层间位 移法	16.210	8.433	9.403	9.068	7.980	6.437	4.426
	20110311 地震波	原布置	77.46	36.00	39.38	37.85	30.91	23.64	16.84
		层间位 移法	77.75	35.34	39.96	38.48	31.70	23.94	16.47

由表 4.22 可知，层间位移权系数法和原布置，各层阻尼器的最大行程并没有发生很大变化。

4.5 本章小结

本章中，给出了不同于原布置方法的层间位移权系数布置法，将两种布置方法在 20110309 和 20110311 两条地震波作用下的层间位移角、楼层最大位移、基底剪力、结构耗能比例及各层阻尼器的最大行程进行了比较。通过对比分析可知，层间位移权系数法和原布置方法均使结构的抗震性能得到了提高。在小震如 20110309 地震波作用下，层间位移权系数法优于原布置方法；在罕遇地震如 20110311 地震波作用下，层间位移权系数法和原布置方法两者非常接近，原布置方法略优于层间位移权系数法。造成上述结果可能是由于层间位移权系数法是依据结构的剪切振型进行阻尼器布置的，当结构其他高阶振型参与度较高时，该方法的减振效果可能就不再理想。

第5章 结论与展望

5.1 主要研究工作和成果

本文首先利用实测数据,采用随机子空间识别方法对结构的动力特性进行了识别,提取了 311 震前和震后结构 X、Y 向前两阶共振频率及传递函数,发现结构的动力特性在震后发生了一定的变化。然后采用拟合方法确定了结构中油阻尼器的计算模型及相关参数,以上的工作也为之后使用有限元程序进行建模提供了依据。在建立模型之后,通过对比无阻尼器结构和有阻尼器结构的地震响应(层间位移、层间剪力、顶点最大加速度及最大位移),对比 311 震前结构和 311 震后结构的地震响应,全面分析了 311 地震前后结构的抗震性能。结果表明,油阻尼器结构能够有效改善结构的抗震性能,结构的层间位移角、楼层最大位移、层间剪力、各层最大加速度均有不同程度的减小,而阻尼器的耗能主要集中在的第一层,同时该层的阻尼器行程也最大。

随后,就油阻尼器的布置给出了不同于原布置的方法一层间位移权系数法。结果表明在小震的作用下层间位移权系数法优于原布置,是一种较为简单实用的一次性布置方法。但是该方法也存在局限,当结构除剪切振型外的其他模态参与度较高时,层间位移权系数法布置效果就可能不是很理想。

5.2 进一步工作展望

研究中发现,罕遇地震下,油阻尼器对结构耗能减振性能的提高不如小震,且一层的阻尼器行程很大,极易超过其最大行程而发生破坏。故可以考虑在结构的一层布置其他形式的耗能减振构件或采取隔震技术,使得结构在小震情况和大震情况下,结构都能保持良好的抗震性能。

此外,本文给出的层间位移权系数布置方法为一次性布置阻尼器方法,只是一种较为简单实用的布置方法。在今后的研究中,可以考虑结合梯度法、遗传算法等智能算法对结构阻尼器布置进行优化,使得阻尼器的位置布置更加合理。

致谢

转眼间，我已在同济大学度过了整整三个年头。三年，是一个不短不长的时间，但正是这三年光阴让我从青涩走向成熟，让我的人生有了不同的轨迹。

感谢我的导师薛松涛教授，他严肃的科学态度，严谨的治学精神，精益求精的工作作风，深深地感染和激励着我，在此谨向薛老师表达我最诚挚的谢意和崇高的敬意。

还要感谢我的副导师谢丽宇老师，从课题的选择到最终完成，他倾注了大量的心血，一步一步，由浅入深地引导我逐步将本选题完成。此外，谢老师还十分关心同学的生活和工作，为我和教研室同门们创造了良好的外部科研环境。

在此，我也要对振动与控制研究室的各位师兄、师姐、师弟、师妹们表达我最诚挚的感谢。正是由于你们的帮助和支持，我才得以在精神上度过撰写论文最困难的时期。他们的名字将牢牢深藏于我的心中：申道明师兄、白杰师兄、胡长远师兄、王泽新师兄、赵伟屹师兄、于骁勇师兄、邓立新、汪洁、唐珏、王娇、谢丽君师妹、李晶晶师妹、姚雯师妹、李大伟师弟、宋琛琛师弟等，特别是王航航师弟，他对本课题做了不少工作，给予了我不少帮助。

最后还是要感谢我的家人一直以来给予我的支持和鼓励，特别是我的弟弟段亦武，总能在我最为困顿的时刻，给我最温暖最贴心的支持和鼓励。

用一句诗词结束致谢，算是自己研究生生涯的感悟，亦算作对自己今后的一种激励——“少年心事当拏云，谁恋幽寒坐鸣呃”！

参考文献

- [1] JSSI, 蒋通译. 被动减震结构设计·施工手册(第二版). 中国建筑工业出版社, 2008.
- [2] K. KASAI. JSSI Manual for Building Passive Control Technology Part-1 Manual Contents and Design/Analysis Methods Canadian Experience. 13thWCEE, 2004.
- [3] Y. Fu and K. Kasai. Comparative Study of Frames Using Supplemental Viscoelastic and Viscous Dampers. Journal of Structural Engineering, ASEC, 1998, 122(10):513~522.
- [4] ATC40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building[R], 1996.
- [5] FEMA-273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings[S], 1997.
- [6] Y. Y. Lin. Direct Displacement-based Design for Building with Passive Energy Dissipation Systems[J]. Engineering Structures, 2003, 25:25~37.
- [7] E Miranda, Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings. Journal of the structural engineering, ASCE, 1999, 125(4):417-425.
- [8] 郑久建. 粘滞阻尼减震结构分析方法及设计理论研究[D]. 北京: 中国建筑科学研究院博士学位论文, 2003.
- [9] T. T. Song, G. F. Dargush. Passive Energy Dissipation System in Structural Engineering[M]. Stata University of New York at Buffalo, 1997.
- [10] 刘莎. 粘滞阻尼器在结构抗震加固改造中的研究与应用[D]. 成都: 西南交通大学硕士学位论文, 2007.
- [11] 宋之滨. 粘滞消能减震技术在结构抗震加固中的研究与应用[D]. 北京: 中国减震科学院硕士论文, 2001.
- [12] A. Vulcano, F. Mazza. Comparative Study of the Seismic Performance of Frames Using Different Dissipative Braces. 12thWCEE, 2000.
- [13] D. P. Taylor and M. C. Contantinou. Test Methodology and Procedures for Fluid Viscous Dampers Used in Structures to Dissipate Seismic Energy[R]. Taylor Devices Inc. Technical Report, April 28, 1994.
- [14] 丁建华, 欧进萍. 油缸孔隙式粘滞阻尼器理论与性能试验[J]. 世界地震工程, 2001, 17(1): 30~35.
- [15] Y. Tsuyuki, Y. Gofuku, F. Iyama and Y. Kotake. JSSI Manual for Building Passive Control Technology Part-3 Performance and Quality of Oil Damper[A]. 13th World Conference on Earthquake Engineering[C], Paper No.2486.
- [16] Y. Tanaka, S. Kawaguchi, M. Sukagawa etc. JSSI Manual for Building Passive Control Technology Part-4 Performance and Quality of Viscous Dampers[A]. 13th World Conference on Earthquake Engineering[C], Paper No.1387.
- [17] 林佳, 魏陆顺, 刘文广, 王豫. 油阻尼器的力学性能试验研究[J]. 国外建材科技, 2004, 25(5): 92~94.
- [18] 翁大根, 卢著辉, 徐斌等. 粘滞阻尼器力学性能试验研究[J]. 世界地震工程, 2002, 18(4): 30~34.
- [19] 叶正强. 工程结构减震粘滞流体阻尼器的动态力学性能试验研究[D]. 南京: 东南大学硕士学位论文, 2000.

- [20] 张同忠. 粘滞阻尼器和铅阻尼器的理论和试验研究[D]. 北京: 北京工业大学硕士学位论文, 2004.
- [21] F. Arima, M. Miyazake, H. Tankaka and Y. Yamazaki (1998). A study on Building with Large Damping Using Walls[A]. 9th World Conf. Earthquake Engineering[C], Tokyo, Vol.821~826.
- [22] M. Miyazake, Y. Mitsusaka. Design of A Building with 20% or Greater Damping[A], Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering[C],1992,4143~4148.
- [23] 章振涛. 粘滞阻尼墙及其动力性能试验研究[D]. 南京: 南京工业大学硕士学位论文, 2003.
- [24] 张方, 潘德恩. 含转动干扰粘滞阻尼器的阻尼器特性试验研究[J]. 建筑结构学报, 1998(2):50~59.
- [25] A. M. Reinhorn, C. Li and M. C. Constantinou. Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit of Structural with Supplemental Damping: Part I-Fluid Viscous Damping Devices, Technical Report NCEER-95-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo NY, January 3, 1995.
- [26] 谭在树. 框架结构用粘滞阻尼墙减震的振动台试验与分析研究[D]. 北京: 清华大学硕士学位论文, 1995:1~10.
- [27] 谭在树, 钱稼茹. 钢筋混凝土框架用粘滞阻尼墙减震研究[J]. 建筑结构学报, 1998(2): 50~59.
- [28] J. C. Jeing, H. Moritaka, I. Shimoda. Kagoshima Airport Terminal Building Seismic Retrofit-3D Inelastic Analysis of Structure with Viscous Damper System[J], Building Structure, 2000.
- [29] 丁建华. 结构的粘滞流体阻尼减震系统及其理论与试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学位论文, 2001.
- [30] 黄振兴, 黄尹男, 洪雅惠. 含非线性粘滞阻尼器结构之减震试验与分析[R]. 国家地质工程研究中心报告, NCREE-02-020.
- [31] 闫峰. 粘滞阻尼墙耗能减震结构的试验研究和理论分析[D]. 上海: 同济大学硕士学位论文, 2004.
- [32] 刘伟庆, 葛卫, 陆伟东. 消能支撑-方钢管混凝土框架结构抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2004,24(4): 106~109.
- [33] 欧进萍, 吴斌, 龙旭. 结构被动耗能减震效果的参数影响[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 19(1): 60~70.
- [34] 杨国华, 李爱群等. 工程结构粘滞阻尼器的减震机制与孔振分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2001(1): 57~61.
- [35] D. Austin, E. Pan, N. Yeung. Wind Tunnel Experiment of a Building Model Incorporating Viscous-damping Walls[J], Wind & Structures, 2001,4(3):261~276.
- [36] M. Cao, H. Tang, N. Funaki, S. Xue. Study on A Real 8F Steel Building with Oil Damper Damaged During the 2011 Great East Japan Earthquake. 15thWCEE, 2012.
- [37] 王术新, 姜哲. 基于结构振动损伤识别技术的研究现状及进展[J]. 振动与冲击, 2003, Vol.23(4): 99~102.
- [38] 李国强, 李杰. 工程结构动力检测理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [39] 张家滨. 基于子空间算法的结构模态参数识别与在线监测研究[D]. 南京: 南京航空航天大学硕士学位论文, 2009.

- [40] 孙鸿敏, 李宏男. 土木工程结构健康监测研究进展[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, Vol.85 (19): 1579-1588.
- [41] 冯新, 李国强, 周晶. 土木工程结构健康诊断中的统计识别方法综述[J]. 地震工程与工程振动, 2005, Vol.25(2):105-114.
- [42] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. SAP2000中文版使用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2006.
- [43] 陈廷君. 消能减震设计方法的比较研究[D]. 上海: 同济大学硕士学位论文, 2008.
- [44] 邓涛. 粘弹性阻尼器减震性能研究与优化分析[D]. 湖南: 湖南大学硕士学位论文, 2005.
- [45] 周云, 邓雪松, 黄文虎. 耗能减震结构的抗震设计原则与设计方法[J]. 世界地震工程, 1996, 14 (4) .
- [46] 张琴, 楼文娟, 陈勇. 粘弹性阻尼器参数设计及位置优化实用方法[C]. 第十一届全国工程建设计算机应用学术会议论文集, 2002.

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

裘亦文，男，1986年11月生。

2009年7月毕业于武汉大学土木工程专业获学士学位。

2010年9月入同济大学就读建筑与土木工程专业硕士研究生。

已发表论文:

裘亦文，谢丽宇，王航航. 某耗能减振钢结构的抗震性能分析[OL]. 中国科技论文在线，2013-09-16.