



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

拉索式惯容系统的性能分析
及其优化布置研究

(上海市自然科学基金 No.20ZR1461800)

(国家自然科学基金 No.51778490 No.51978525)

(政府间国际科技创新合作重点专项 No.2016YFE0127600)

(广东省地震工程与应用技术重点实验室开放基金项目 No.2017B030314068)

姓 名：康建飞

学 号：1832540

所 在 院 系：土木工程学院

学科门类：工程

专 业 领 域：建筑与土木工程

指 导 教 师：薛松涛

二〇二〇年十二月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A thesis submitted to

Tongji University in conformity with the requirements for
the degree of Master of Engineering

Performance analysis and optimization design of cable-bracing inerter system

Supported by the Natural Science Foundation of Shanghai (No.20ZR1461800),
the National Natural Science Foundation of China (No.51778490 and
No.51978525), the Key Program of Intergovernmental International Scientific
and Technological Innovation Cooperation (No.2016YFE0127600), Open
Research Fund Program of Guangdong Key Laboratory of Earthquake
Engineering and Application Technology (No.2017B030314068)

Candidate: Jianfei Kang

Student Number: 1832540

College/Department: College of Civil Engineering

Discipline Category: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Songtao Xue

December, 2020

拉索式惯容系统的性能分析及其优化布置研究

康建飞

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；学校有权保存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, 惯容系统所具有的质量放大及阻尼增效优势被广泛研究并应用于土木工程结构的减振控制之中。然而, 以往的研究主要集中在惯容装置以及惯容系统的参数优化策略的创新之上, 而忽略了支撑系统和新型布置方案对于惯容系统利用效率上可能带来的提升。本文将拉索式惯容系统跨层安装于结构之中, 提出了跨层型拉索式惯容系统。跨层型拉索式惯容系统可以充分利用拉索所具备的安装便利和调节性强的优势, 提升惯容系统的利用效率。结合定点理论的调谐思想, 本文提出了一种基于性能的跨层型拉索式惯容系统的拉索拓扑形状和惯容系统设计参数同步优化的方法。结合模态控制的思想, 实现了跨层型拉索式惯容系统的多阶模态控制。此外, 本文在 OpenSees 中编译并建立了拉索式惯容系统的数值模型, 分析了装有跨层型拉索式惯容系统的结构在双向地震下的性能。

首先, 讨论了自平衡惯容器及常见的拉索支撑体系, 引出本文所研究的拉索式惯容系统。建立了安装有拉索式惯容系统的单自由度结构运动方程, 从调谐减振和阻尼增效的角度说明了拉索式惯容系统有别于传统减振装置的高效性。分析了拉索预应力对拉索式惯容系统的影响。结果表明, 在没有预应力的情况下设计的拉索式惯容系统的性能受预应力变化的影响较小。

其次, 介绍了跨层型拉索式惯容系统的基本构造, 推导了安装有跨层型拉索式惯容系统的多自由度结构运动方程。基于定点理论的调谐思想, 提出了一种基于性能的跨层型拉索式惯容系统的拉索拓扑形状和惯容系统设计参数同步优化的方法。利用基准构对该方法进行了验证。分析结果表明, 所提出的设计方法可以有效的发挥惯容系统的阻尼增效特性。跨层型拉索式惯容系统相较于传统惯容系统具备更高的利用效率, 达到控制目标所需成本更小。

根据模态控制的理念, 扩展了等价质量的定义, 阐明了模态惯质比与等价质量的相互联系。针对需要考虑多阶模态响应的高层结构, 提出了一种跨层型拉索式惯容系统的多模态控制设计方法。用于验证的一个 20 层的典型钢结构的分析结果表明, 本文所提出的设计方法在结构位移及加速度响应控制方面表现优异。

最后, 在 OpenSees 中, 建立了拉索式惯容系统模型。利用一个实际钢结构的弹塑性有限元模型, 对跨层型拉索式惯容系统的减振效果进行了验证。结果表明, 跨层型拉索式惯容系统可以有效的降低结构在双向地震下的响应, 拉索式惯容系统的平面布置位置对其阻尼增效效率有所影响。

关键词: 惯容系统, 拉索支撑, 跨层安装, 优化设计, 被动控制

ABSTRACT

In recent years, the advantages of mass amplification and damping enhancement of the inerter system have been widely studied and applied to vibration control in civil engineering. However, previous studies mainly focus on the innovation of the inerter devices and the parameter optimization strategies of the inerter system while ignoring the improvements in the utilization efficiency of the inerter system that the bracing system and novel installation methods may bring. In this thesis, the cable-bracing inerter system (CBIS) is installed in the structure across consecutive layers and proposed cross-layer installed cable-bracing inerter system (CICBIS). The CICBIS can make full use of the cable-bracing system's easy-to-install characteristic and adjustability to improve the utilization efficiency of the inerter system. Based on the fixed-point theory's tuning idea, a performance-based method able to synchronously optimize the cable's shape and the parameters of the CICBIS is proposed. Combined with the idea of modal control, the multi-modal seismic control design of the CICBIS is realized. Besides, the CBIS's numerical analysis model is compiled in Opensees, and the performance of a structure equipped with the CICBIS under bidirectional earthquake is analyzed.

First, the self-balanced inerter and the common cable-bracing system are discussed and introducing the CBIS. The equation of a single-degree-of-freedom structure equipped with the CBIS is established. Compared with traditional vibration control devices, the high efficiency of the CBIS is illustrated from the perspective of the tuning effect and damping enhancement effect. The influence of the cable prestress on the CBIS is analyzed. The result shows that the performance of the CBIS designed assuming no prestress is less affected by the change of the prestress.

Secondly, the composition of the CICBIS is introduced. The motion equation of the multi-degree-of-freedom structure equipped with the CICBIS is derived. Based on the fixed-point theory's tuning idea, a performance-based method able to synchronously optimize the cable's shape and the parameters of the CICBIS is proposed. A Benchmark structure is used to verify the control performance of the CICBIS and the design method. The analysis results show that the proposed design method can exert the damping enhancement of the inerter system. Compared with the traditional inerter system, the CICBIS has higher efficiency and achieves the same control performance with lower

cost.

Based on the concept of modal control, the definition of equivalent mass is extended, and the relationship between the modal inerter-mass ratio and the equivalent mass is clarified. Aiming at the high-rise structures that need to consider multi-modal response, a multi-modal seismic control design method of the CICBIS is proposed. The results of a 20-story Benchmark structure, used for verification, show that the design method proposed here performs well in structural displacement and acceleration response control.

Finally, the CBIS is established in OpenSees. By Utilizing an elastoplastic finite element model of an actual steel frame, the performance of the CICBIS is verified. The analysis results show that the CICBIS can effectively reduce the structure's seismic response under bidirectional ground excitation, and the plane layout of the CBIS has an impact on its damping enhancement effect.

Key Words: inerter system, cable-bracing, cross-layer, optimal design, passive control

目录

摘要	I
ABSTRACT	II
第 1 章 绪论	1
1.1 引言	1
1.2 研究现状	2
1.2.1 惯容的基本概念及实现机制的研究现状	2
1.2.2 惯容系统的国内外发展现状	4
1.2.3 纯拉力系统的研究现状	7
1.3 研究内容	8
1.3.1 研究目标	8
1.3.2 研究内容	9
第 2 章 拉索式惯容系统的减振机理及性能分析	11
2.1 拉索式惯容系统基本组成	11
2.1.1 适用于拉索连接的自平衡惯容器	11
2.1.2 惯容系统的基本构造	13
2.1.3 拉索支撑体系	14
2.1.4 拉索式惯容系统及其运动方程	17
2.2 拉索式惯容结构减振机理及性能分析	18
2.2.1 调谐减振的基本原理及阻尼增效机理	18
2.2.2 拉索预应力影响性分析	23
2.3 小结	27
第 3 章 拉索式惯容系统在多层结构中的跨层安装及拉索拓扑优化	29
3.1 跨层型拉索式惯容系统的基本概念	29
3.1.1 跨层型拉索式惯容系统的多自由度结构运动方程	30
3.1.2 等效二自由度运动方程及模态惯质比	32
3.2 跨层型拉索式惯容系统及其拉索形状拓扑优化设计方法	34
3.2.1 地震响应的计算方法——直接随机分析方法 ^[121]	34
3.2.2 随机地震动输入模型	36
3.2.3 扩展状态空间方程	39
3.2.4 基于减振比的优化设计的数学表达	40
3.2.5 优化求解的算法原理及其流程	42
3.3 跨层型拉索式惯容系统及其拉索形状拓扑优化设计算例	47
3.3.1 基准结构的基本信息	48
3.3.2 基准结构的初步分析	49

3.3.3	跨层型拉索式惯容系统的优化设计	51
3.3.4	跨层型拉索式惯容系统的有效性验证	56
3.4	小结	65
第 4 章	跨层型拉索式惯容系统的模态控制及优化	67
4.1	模态控制的基本概念	67
4.1.1	模态坐标	67
4.1.2	等价质量定义的拓展及模态惯质比	68
4.1.3	模态控制基本思想	70
4.2	拉索式惯容系统的多模态控制设计方法	71
4.3	拉索式惯容系统的多模态控制优化设计算例	72
4.3.1	基准结构的基本信息	72
4.3.2	基准结构的初步分析	74
4.3.3	拉索式惯容系统的模态控制	75
4.3.4	单模态控制与多模态控制的讨论	79
4.3.5	拉索式惯容系统的有效性验证	82
4.4	小结	85
第 5 章	拉索式惯容系统优化布置的有限元验证	87
5.1	结构的工程概况	87
5.2	结构有限元模型的建立	89
5.2.1	模型构建	89
5.2.2	初步分析	90
5.3	拉索式惯容系统模型的建立	92
5.3.1	惯容元件在 OpenSees 中的编译	92
5.3.2	拉索滑轮支座在 OpenSees 中的实现	97
5.3.3	拉索式惯容系统模型及其等效模型的对比分析	97
5.4	拉索式惯容系统的优化设计及验证	100
5.4.1	拉索式惯容系统的参数的确定	100
5.4.2	双向地震作用下的减振效果验证及分析	103
5.5	小结	107
第 6 章	结论与展望	109
6.1	主要工作及结论	109
6.2	研究展望	110
致谢	111
参考文献	113
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果	123

第 1 章 绪论

1.1 引言

在我国大规模城镇化进程的背景下，对于结构振动控制的需求日益增加。建筑功能多样性，形式复杂化引起了结构振动控制难度的增加。结构减振控制系统作为保证结构在地震、强风等外部激励下结构安全性和舒适性的有效途径之一^[1-4]，近年来快速发展。结构振动控制技术依据是否存在外部能源输入可分为：被动控制技术^[5,6]、主动控制技术^[7,8]、半主动控制技术^[9-11]和混合控制技术^[12]。其中，被动控制技术具有不依赖于外部能量源，稳定性强，构造及维护相对简单的特点，在实际应用中占据较大的份额。不论是针对新建建筑抗震性能的再提升，还是针对不符合现有规范要求的已有建筑的加固^[13]、震后建筑结构性能的恢复^[14-16]，被动控制技术均展现了良好的效果。

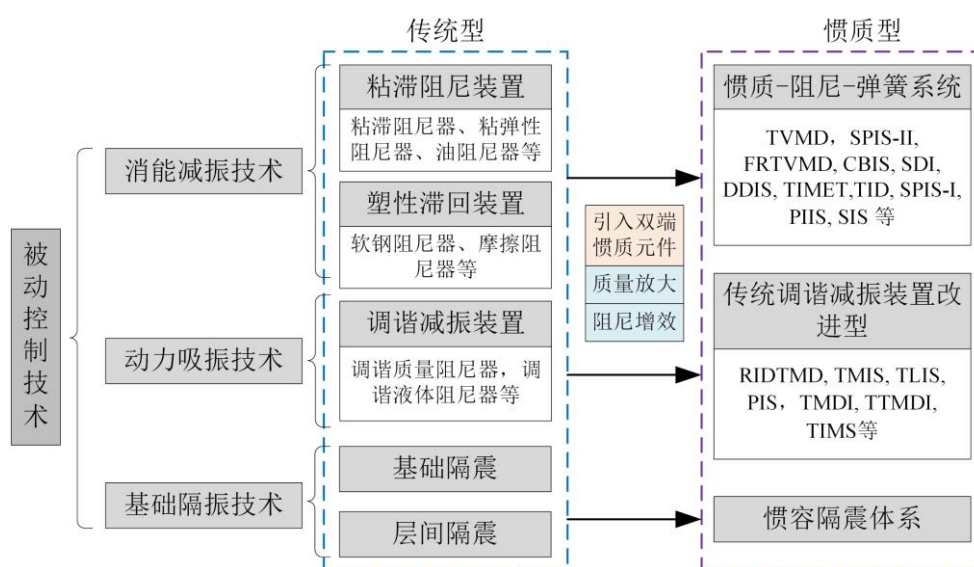


图 1.1 被动控制技术的分类

如图 1.1 所示，被动控制技术依据控制原理不同可分为：基于能量耗散装置的消能减振技术^[17-20]，基于附加质量装置的动力吸振技术^[21-26]以及基础隔振技术^[27,28]。消能减振技术主要是通过结构中附加能量耗散装置，如黏滞阻尼装置^[20]（黏滞、黏弹性、油阻尼器）、塑性滞回装置^[18,19]（软钢阻尼器、摩擦阻尼器等），改变结构阻尼特性，耗散激励输入的能量。动力吸振技术主要是通过结构中增设附加质量块，以惯性力作为结构振动的控制力，利用相应的耗能元件吸收耗散激励输入的能量，典型的有调谐质量阻尼器（TMD）^[24]和调谐液体阻尼器（TLD）

[25]等。基础隔振技术则是利用橡胶支座、摩擦摆支座等将上部结构与基地或结构楼层之间相互隔离，改变结构周期特性，减少地震能量向上输入的目的。概括而言，被动控制技术就是通过在结构中增设：阻尼元件，弹簧，附加质量等基本力学元件，改变外部激励能量输入或耗散路径，以实现减小主体结构振动的目的。

传统的力学元件中阻尼元件和弹簧元件均属于双端元件，其恢复力与阻尼力由元件单元的相对运动产生。质量元件则属于单端接地的元件，其惯性力与质量点相对于地面的绝对加速度相关^[29]。质量元件的单端特性在一定程度上限制了各力学元件的拓扑组合形式。同时，在以往的研究中表明^[30,31]，传统的动力吸振技术所附加的质量元件往往受安装位置及体量限制，无法获得足够大的控制力来应付强震激励。近年来，惯容作为一种双端质量元件逐渐为学者所重视，用以提升结构振动控制系统的性能，使之轻量化。

Kawamata 等^[32-34]在 1973 年提出的一种利用管道流速差异产生较高惯性力的液体泵被认为是土木工程中惯容元件的开端，但当时并未将其作为新型元件进行系统研究。1999 年，Arakaki 等^[35,36]利用滚珠丝杠机制开发了一种旋转阻尼装置，可以将直线运动转化为高速旋转，对黏滞阻尼器的耗能能力进行放大。20 世纪 90 年代，Ikago 团队^[37-44]将调谐弹簧与利用滚珠丝杠放大机制的黏滞质量阻尼器（VMD）相结合，提出了调谐黏滞阻尼系统（TVMD），开始利用惯性质量元件的质量放大特性，并将其作为惯容系统（将惯容元件与其他力学元件进行拓扑组合并应用于振动控制的设施）展开研究，首次明确使用了惯容系统的质量放大与阻尼增效机制。随后，惯质型结构振动控制系统（惯容系统）的研究被广泛展开，与传统减振系统相比，惯质型振动控制系统具备轻量化及高适应性的优势^[29]。惯容系统仍在发展阶段，提升其利用效率，解决减振设施快速化部署需求方面的研究亟待展开。

1.2 研究现状

1.2.1 惯容的基本概念及实现机制的研究现状

惯容元件与传统质量元件不同，其惯性力与两端点间的相对加速度成正比：

$$F_{in} = m_d (\ddot{u}_1 - \ddot{u}_2) = m_d \ddot{u}_d \quad (1.1)$$

其中， u_1 ， u_2 为惯容元件两端点的位移，比例系数 m_d 被称为表观质量或惯容系数，与传统质量元件的单位一致。

惯容元件的表观质量与其实现机制相关，通过改变运动机制（平动转换为转动，改变内部流体流速）惯容元件的表观质量能够达到实际质量的数千倍。此外，

惯容元件的双端性质，质量元件单端接地需求不再必要，使得力学元件的拓扑组合形式更加多样。

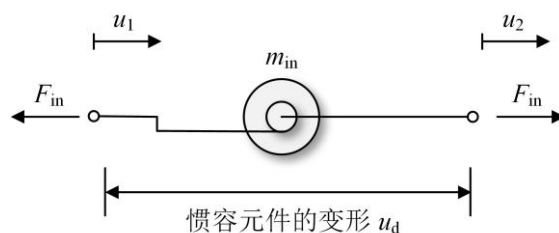


图 1.2 惯容元件示意图

自上世纪 70 年代，Kawamata^[32]采用一对通过小直径导管相互连接的液体腔，通过改变液体流速实现了装置质量放大，形成惯容器的雏形以来，惯容这种具有质量放大和两端元件特性的装置的不同实现机制不断被学者提出。

日本学者通过在旋转阻尼装置^[35,36]上增设转动飞轮，获得足够的表观质量，实现了滚珠螺杆惯容器^[45-47]，当时这种改进后的装置被称为旋转质量阻尼器或动态质量。滚珠螺杆惯容器的基本原理示意如图 1.3 所示，其显著质量放大优势使得其为土木工程师和相关学者所热衷，成为目前世界上唯一应用于土木工程实际的惯容器。实际结构^[48]中所采用的足尺滚珠螺杆惯容器以 560kg 的物理质量获得了 5600ton 的表观质量。

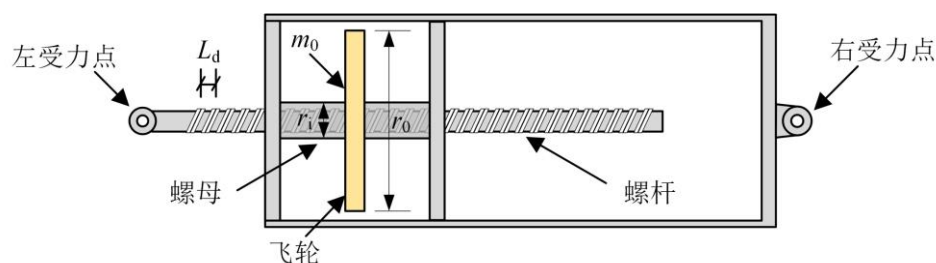


图 1.3 滚珠螺杆惯容示意图

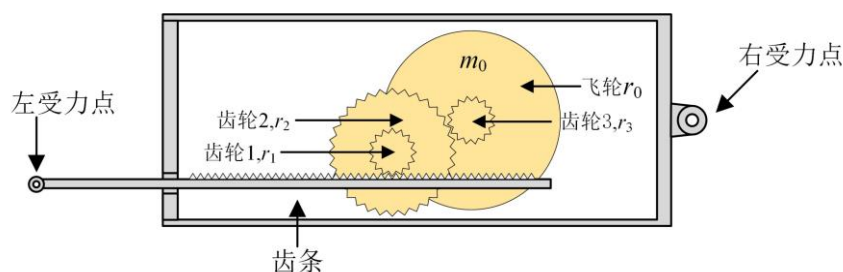


图 1.4 齿轮齿条惯容示意图^[49, 50]

2002 年，如图 1.4 所示，Simth 团队^[49, 50]开发了一种体量相对较小的齿轮-齿条惯容器，并将该装置与电路中的电容进行类比。其基本工作原理为：利用齿轮齿条的传动特性，将左右受力端点的相对平动转化为各齿轮的转动，从而获得

较大表观质量。齿轮-齿条惯容的质量放大效果通过大小齿轮之间的直径差异实现，一般而言其质量放大效果低于滚珠螺杆惯容。

2013年，如图 1.5 所示，Swift 等^[51]在圆柱形液压缸外设置螺旋管道，利用螺旋管道孔径的变化改变液体流速，实现了惯性质量的放大，提出了一种液压惯容器。

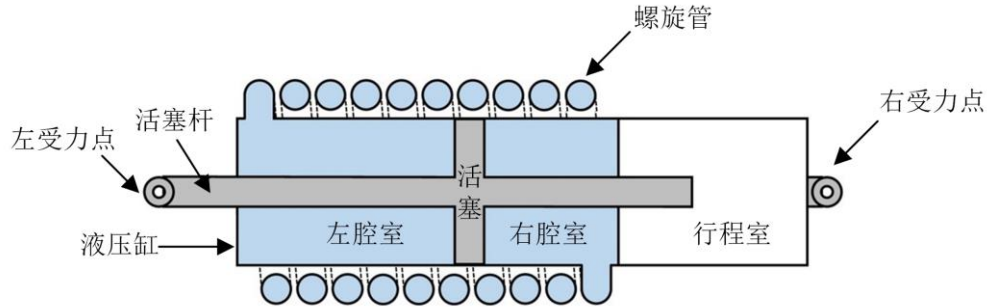


图 1.5 液压惯容示意图^[51]

滚珠螺杆惯容、齿轮-齿条惯容、液压惯容作为目前最为典型的三种惯容实现机制，在通用力学模型^[52,53]，单自由度及多自由度结构中减振控制的应用可行性及有效性等均被广泛研究。此外，Wang 等^[54]将流体和液压马达相结合，通过流体传动将活塞杆的直线运动转换为液压马达飞轮的高速旋转，提出了液力式惯容器。John 等^[55]利用活动铰驱动飞轮转动，提出了一种无摩擦惯容。在^[56, 57]中，作者利用正反牙丝杠提出了一种自平衡式惯容器，使得拉索等柔性连接的使用更为便利。Zhang 等^[58]基于曲轴传递机制提出了一种表观质量非线性的曲轴型惯容，如图 1.6 所示，其主要原理为：通过曲轴机制将右端受力点的滑块的线性运动转换为飞轮的高速转动，依据曲轴连杆运动过程的几何非线性实现质量放大的同时获得非线性的表观质量，这一特性将有利于惯容减振装置所能控制频率带宽的增加。

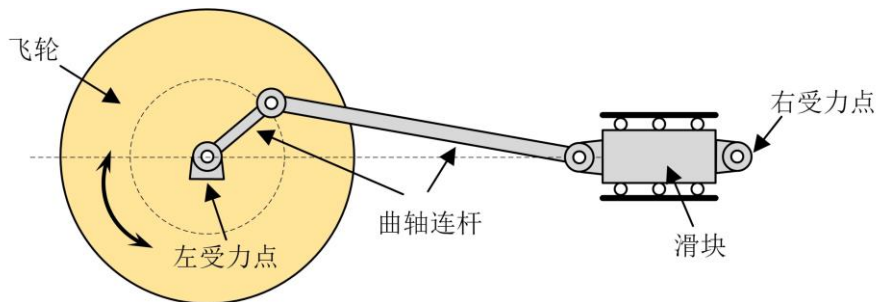


图 1.6 曲轴惯容示意图^[58]

1.2.2 惯容系统的国内外发展现状

一般而言，独立的惯容元件仅具有瞬时转移激励输入能量及调节结构惯性的能力，需要与其他力学元件（阻尼元件，弹簧元件等）协同工作才能最大程度的

发挥其振动控制的优势^[29]。将惯容元件, 阻尼元件及弹簧元件进行串并联组合而成的振动控制系统被称为惯容系统^[59, 60]。Ikago 等^[37-44]提出了调谐黏滞质量阻尼系统 (TVMD), 该系统是由惯容元件与阻尼元件并联后再一起与弹簧元件串联组成。在中, Ikago 等^[44]基于定点理论推导了安装有 TVMD 的单自由度结构忽略固有阻尼时的最优解析解, 数值模拟和试验表明, 在阻尼系数相同的情况下, TVMD 与传统的黏滞阻尼装置, 及旋转质量装置相比, 能够通过调谐共振将阻尼单元行程放大, 获取具有更好的控制效果。Kida 等^[61, 62]利用摩擦限力装置, 实现了对 TVMD 最大出力的控制, 提出了限力调谐黏滞质量阻尼系统, 理论分析和试验表明, 该系统在有效限制装置最大出力的同时, 仍能保持原有的减振控制效果。Zhao 等^[63]将 TVMD 中的黏滞阻尼单元替换为位移相关型阻尼器, 提出了位移相关阻尼惯性系统 (DDIS), 理论分析表明, DDIS 相较于传统的 TVMD 在结构早期变形较小时控制优势明显, 能够及时抑制结构响应。Nakamura 等^[64]将发电机作为可变阻尼元件与惯容元件相并联, 提出了电磁惯性质量阻尼器, 通过缩尺和足尺装置, 验证了该系统对于地震反应的控制性能。Zhao 等^[65]通过在 TVMD 的惯容元件上额外并联一个负刚度弹簧, 提出了负刚度惯容系统 (NSIS), 利用惯容元件和负刚度弹簧的协同工作, 提升了能量耗散效率及振动控制效果, 扩大了 TVMD 的频率控制带宽。

有别于 TVMD 中的惯容阻尼并联的形式, Pan 和 Zhang 等^[66]依据惯容元件, 阻尼元件和弹簧元件的拓扑组合形式的不同, 分析了三种常见的惯容系统: 串联型惯容系统 (SIS)、并联 I 型惯容系统 (SPIS-I)、并联 II 型惯容系统 (SPIS-II), 其中, SPIS-I 与 Lazar 等^[67]类比 TMD 所提出的调谐惯容阻尼系统 (TID) 的拓扑结构一致, SPIS-II 与 TVMD 的拓扑结构一致。理论分析表明^[68-71], SPIS-I (TID) 对于建筑结构地震响应的控制、对于风及地震作用下拉索振动的控制均有良好的效果。随后, Pan 和 Zhang 等^[72]采用 H_2 控制准则, 提出了基于性能需求的优化设计方法, 并通过拟合给出了快速确定设计参数的经验公式。在[73]中, Zhang 等从力学和数学的角度发现和证明了阻尼增效方程, 在阻尼增效程度和惯容系统减振效果之间建立了桥梁, 从原理上解释了惯容系统高效减振的原因, 提出了基于阻尼增效的优化策略。

考虑到惯容系统的高效阻尼特性及惯容单元的质量放大优势, 利用惯容元件使动力吸振技术及基础隔振技术轻量化及性能提升的研究近年来不断涌现。针对动力吸振技术, Garrido 等^[74]利用 TVMD 替代传统 TMD 中的阻尼元件, 提出了旋转惯性双调谐质量系统 (RIDTMD), 提升了 TMD 的减振效率。Zhang 及其团队从吸振技术轻量化的角度, 提出了一系列不接地的调谐质量惯容系统^[75-77], 包括: 将惯容、弹簧、阻尼三元件并联后连接调谐质量所构成的调谐惯容质量系统

(TIMS^[75])以及将 TVMD 和 TMD 联合使用的调谐平行惯容系统 (TPIMS^[76])。将 TID 与调谐颗粒阻尼器相结合, Zhao 等^[78]验证了 TID 对于调谐颗粒阻尼器的增效效果。此外, Marian 等^[79-81]利用惯容元件将传统 TMD 和主体结构相连,提出了双端连接的调谐质量阻尼惯容系统 (TMDI),研究表明, TMDI 相较于传统 TMD 具有更强的鲁棒性,随着质量比的减小, TMDI 的振动控制优势逐渐加强。TMDI 对于地震荷载^[82]、风荷载^[83]、以及风-波浪荷载^[84]作用下的结构振动控制效果都是可观的。

在[85]中, Zhao 等将 TLD 中的阻尼元件替换为 TVMD, 提出了调谐液体惯容系统 (TLIS), 分析结果表明, 在获取相同减振效果时, TLIS 相较于 TLD 质量更小。Wang 等^[86]利用惯容单元将调谐液体柱阻尼系统 (TLCD) 与主体结构相连, 提出了调谐液体柱惯容系统 (TLCDI), 理论分析表明, TLCDI 针对相邻高层结构在地震荷载^[87]及风荷载^[88]作用下振动的控制效果均优于传统 TLCD。

针对基础隔震技术, Domenico 等^[89, 90]提出了 TID 隔震体系, 利用简化三自由度体系验证了 TID 隔震体系的减振效率, 并指出最优设计参数与土体特性相关。Di Matteo 等^[91]在基础隔震层附加 TMDI 系统并将惯容元件一端接地, 在实现对于结构整体地震响应控制效果的提升的同时, 降低了基础隔震层的位移需求。Zhao 等^[92]考虑了 SPIS-I 和 SPIS-II 两种惯容系统与摩擦摆隔震技术相结合, 验证了惯容系统可以从降低基础隔震层输入能量, 增强系统鲁棒性等多方面提升摩擦摆隔震的效果。进一步的, Zhao 等^[93]建立了位移需求方程, 简化了基于惯容的隔震系统设计方案。Domenico 等^[94]则提出了一种液体惯容器与摩擦摆技术相结合的减振方案, 通过非线性时程响应分析验证了该减振方案的有效性, 同时指出了液体惯容器所固有的非线性阻尼效应有利与减小近场地震动下可能发生的脉冲形地震动对于隔震建筑的不利影响。

不与其他被动控制技术相结合, 充分利用惯容系统的阻尼增效及质量放大的特性, 直接将惯容系统安装于结构之中, 同样可以获得优异的振动控制效果且构造相对简单, 有利于快速化部署和震后结构性能快速恢复的实现。Furuhashi 和 Ishimaru^[95]将惯容装置直接安装于结构之中, 实现了对结构的自然周期的延长, 减少地震激励的输入。理论分析和试验表明, 通过调整每个层间的惯容质量, 可以将高阶模态振动的参与因子为 0, 实现了模态控制, 然而此种安装方式对于惯容的需求较大, 在实际结构中, 完全刚性的连接形式难以实现。Ikago 等^[41-43]使用二次序列规划算法研究了将 TVMD 安装于结构的每层层间时的竖向分布和参数优化问题, 随后, Ikago 等^[96]利用各层惯容分布与层间刚度成正比的假设简化了设计流程, 通过复模态分析^[97], 研究了每层均安装有按层间刚度正比分布的 TVMD 的结构的模态响应特征, 指出 TVMD 可以有效的靶向控制结构的一阶模

态响应。Shinjo 等^[98]针对 TVMD 的其他分布形式进行了补充研究。Wen 等^[99]考虑多模态控制,研究了 TVMD 和 TID 在结构中的最优布置和参数优化问题,验证了 TVMD 和 TID 的控制高效性。Zhang 等^[100]利用阻抗函数描述了含有惯容元件的减振装置的动力学减振问题,验证了安装于结构底层层间的惯质型减振装置相比于传统 TMD 的减振性能的提升。

1.2.3 纯拉力系统的研究现状

纯拉力系统的提出主要是为了解决导致一般钢结构产生冗余的钢材屈曲问题。纯拉力系统的安装及调试的便利性使其成为减振控制系统的快速化部署及震后结构性能恢复的有效方案。

Pekcan 等^[101]将拉索,阻尼单元及熔断器并联后通过拉索与主体结构相连接,提出了一种负载平衡式的拉索系统,又称阻尼拉索系统,该系统具有重量轻(不会遇到屈曲问题),体量小,易于安装的特点。Sorace 和 Terenzi^[102]通过对采用阻尼拉索系统改造的三层足尺钢筋混凝土框架进行了作动器加载试验,评估了阻尼拉索系统的性能。Ajrab 等^[103]将摇摆墙与阻尼拉索系统相结合,利用摇摆体系可能产生的大位移激励阻尼拉索系统,实现了结构等效阻尼提升。2009 年, Sorace 和 Terenzi^[104]将阻尼拉索系统应用于意大利一所学校钢结构的改造加固之中,详细介绍了阻尼拉索系统的施工和安装细节,模态和非线性动力分析结果表明,主体结构的位移响应及扭转均得到了很好的控制。Sorace 和 Terenzi 指出,利用阻尼拉索系统对现有结构进行抗震性能提升时,只需对第一及第二层的柱子做适当加固,可以避免常规修复设计所需的梁柱整体加固。进一步的, Sorace 和 Terenzi^[105,106]从基本概念,试验测试方法,建模方法及工程实用等多个方面分析了阻尼拉索系统的应用可行性及减振优势。

部分学者将拉索与其他阻尼材料相结合,提出了相应的纯拉力系统。Mualla 和 Bellev^[107]在倒 V 字形的成对拉索之间安装摩擦阻尼单元,提出了一种基于摩擦阻尼的纯拉力减振系统,缩尺试验及理论分析表明,该系统减振效果优异。Phocas 和 Pocanschi^[108]利用偏心转盘将对角拉索与滞回阻尼单元相结合,提出了一种利于快速安装的滞回阻尼系统。2009 年, Hou 等^[109]将对一对钢索分别穿过中央圆筒后连接于框架结构梁柱节点处,提出了带中央圆筒型拉索支撑系统,理论分析和试验表明,该系统能够在不降低结构整体延性的情况下提高框架抗侧刚度,控制结构位移响应。2012 年, Kurata 等^[110]设计了一种由前后钢板转子和连接在钢片上的拉索组成的拉索式中心摩擦耗能装置。

日本学者 Kang 等^[111-115]设计了跷跷板耗能系统。该系统通过拉索及具有位移放大效应的跷跷板桁架将结构与黏性阻尼装置相连接,具有位移传递效率调节

性好的特点。Katsimpini 等^[116, 117]在 Kang 的研究基础上, 分析了跷跷板耗能系统跨层安装于低层结构中的控制效果。Xie 等^[118]利用拉索驱动钢轴来带动飞轮旋转, 提出了拉索式惯容系统。

1.3 研究内容

1.3.1 研究目标

随着惯容系统在土木工程中的研究逐步深入, 在针对惯容系统对多层结构减振的有效性 & 参数优化问题研究的同时, 一些学者开始关注惯容系统的造价问题。惯容系统的造价主要与其控制力及参数需求的大小有关^[66, 72]。考虑到潜在的惯容系统的造价问题, Taflanidis 等^[119]提出了一种折中的方案。依据惯容系统的控制力指标及控制效果指标构建了双目标优化问题, 通过优化求解给出了相应的帕累托前沿解集。Zhang 等^[100]指出, 在结构底层安装两个惯容系统将有利于提高惯容系统的结构振动响应的控制效果, 同时降低各个惯容系统的出力及尺寸, 这有利于惯容系统生产的便利化。

然而, 依据帕累托前沿的最优解集选取合适的参数来避免惯容系统出力及其造价问题, 实际上是以牺牲惯容系统的控制效果为前提的。在每层或者底层使用多个惯容系统时, 为了获得最优的控制效果, 所对应的惯容系统所需要的参数及大小往往有所不同, 这同样给惯容系统的制造与部署带来了不便。在一定程度上并未解决惯容系统的造价问题。事实上, 通过进一步提升惯容系统的利用效率可以推广惯容系统的应用, 降低其造价。

为进一步提升惯容系统的利用效率, 部分学者从结构的变形特征出发, 考虑不同的安装方案, 代替单纯利用结构层间剪切变形的安装形式。Asai 等^[120, 121]提出了一种伸臂式惯容系统, 将 TVMD 安装与框架核心筒结构的外伸支臂和周边住之间, 利用结构的弯曲变形而非剪切变形, 提高了 TVMD 的利用效率, 数值分析表明, 该装置对于高层结构的长周期地震作用下的响应控制效果良好。Ogino 和 Sumiyama^[122]指出利用 V 型钢支撑将 TVMD 跨三层安装于一个 37 层实际结构之中可以更好的利用结构变形, 确保结构响应控制的高效性, 参数分析显示设计用刚度比略高于定点理论的计算刚度比有利于提高系统的鲁棒性。Hwang 等^[123]提出将惯容系统与能够放大结构位移的支撑相结合, 提出了肘型支撑式惯容器, 提升了惯容装置的利用效率。然而, 伸臂式惯容系统仅适用于弯曲变形为主的具备外伸支撑的高层结构, V 型钢支撑及肘型支撑由于受压杆件屈曲问题的存在, 使得减振装置不可避免的变得笨重。此外, 采用 V 型钢支撑将惯容系统跨层

安装时还需进行额外辅助设计以防止支撑的面外失稳。

相比之下,第1.2.3节所介绍的纯拉力系统由于纯拉力及可调节的特性,在轻量化和易于快速部署方面具有显著优势,因此本文的主要研究目的为:在拉索式惯容系统^[118]的基础上,利用纯拉力系统的安装便利性及可调节性,扩展惯容系统在结构中的安装形式,提升惯容系统在剪切结构中的利用效率。

1.3.2 研究内容

基于上述研究背景及研究目的,本文的主要研究内容如下:

第1章绪论部分,介绍了本课题的研究背景,针对惯容元件的基本概念及其实现机制进行了综述,依据惯容系统及纯拉力系统的国内外发展现状阐明了纯拉力系统与惯容系统相结合的可观前景,引出了本文的研究目的及意义。

第2章介绍了拉索式惯容系统的基本组成,推导了适用于拉索连接的自平衡惯容器的表观质量计算公式,通过定义位移转换系数,量化了不同拉索支撑体系的位移传递及调节能力。通过对安装有拉索式惯容系统的单自由度结构的简单分析,从调谐原理及阻尼增效的角度分析了拉索式惯容系统的控制机理。讨论了拉索式惯容系统的拉索预应力对于其减振效果的影响。

第3章研究了拉索式惯容系统在多层结构中的控制与优化问题。阐述了跨层型拉索式惯容系统的基本理念,建立了跨层型惯容系统的多自由度结构受控方程。通过哈密顿原理推导了受控多自由度结构的等效二自由度运动方程,定义了模态惯质比这一关键参数。提出了基于性能的跨层型拉索式惯容系统的优化设计方法,实现了惯容系统参数和拉索拓扑形状的同步优化。基于一个十层的基准结构,对所提出的设计方法进行了对比验证与分析。

第4章研究了拉索式惯容系统在高层结构中的模态控制与优化问题。阐述了模态控制的基本理念,通过对等价质量定义进行拓展,阐明了等价质量与模态惯质比的相互关系。基于模态控制,给出了拉索式惯容系统同时控制结构位移及加速度响应的模态控制设计方法。通过一个高层基准结构对所提出的方法进行了验证,对比分析了多模态控制相较于单模态控制的特点与优势。

第5章在OpenSees中实现了惯容元件的编译,建立了拉索式惯容系统模型。根据一个实际钢结构的参数的信息建立了精细化弹塑性有限元模型。应用第3、4章所提出的拉索式惯容系统设计方法对惯容系统进行设计。利用OpenSees计算并分析了在实际双向地震动下平面对称分布的拉索式惯容系统在横向及纵向两个方向的振动控制效果。

第6章为结论与展望,对全文研究的成果进行了总结,对拉索式惯容系统的工程应用前景和进一步的研究工作进行了展望。

第 2 章 拉索式惯容系统的减振机理及性能分析

拉索与惯容系统相结合能够最大程度的利用拉索的便于安装及纯拉力特性，进一步实现减振系统的轻量化。本章从拉索式惯容系统的基本概念出发，详细讨论拉索式惯容系统的减振机理及其影响因素。首先介绍了拉索式惯容系统的基本组成，建立相应的运动学方程。接着从附加惯性质量的调谐减振基本原理出发，引申到拉索式惯容系统的定点理论优化方法。推导了阻尼增效方程，从阻尼增效的角度分析了拉索式惯容系统区别于一般阻尼装置的减振优势。最后，通过参数分析及频响函数分析的算例，讨论了拉索式惯容系统预应力拉索对减振效果的影响。

2.1 拉索式惯容系统基本组成

拉索式惯容系统的主要组成部分包含惯容系统及拉索支撑体系。其中惯容系统又包含惯容器，阻尼耗能元件及调谐弹簧。为了利用拉索支撑的特殊性：仅提供轴向约束，不提供转动约束和平面外约束，可以简化连接节点的构造，避免多维地震下的多向地震应力集中，端部扭矩自平衡的惯容器被优先考虑为拉索式惯容系统的惯容元件。阻尼耗能元件具有多样性，可以使用黏滞液体对阻尼进行实现，同样可以使用构造更为简单的电涡流阻尼。适用于拉索式惯容系统的自平衡惯容器，惯容系统的基本组成，拉索支撑体系及其运动方程将在下文中一一展开。

2.1.1 适用于拉索连接的自平衡惯容器

自平衡惯容器采用滚珠丝杠将装置端部平动转化为转动以获得较大的转动惯量，利用转动方向相反的惯性飞轮，产生方向相反的扭矩，从而实现端部扭矩的放松。

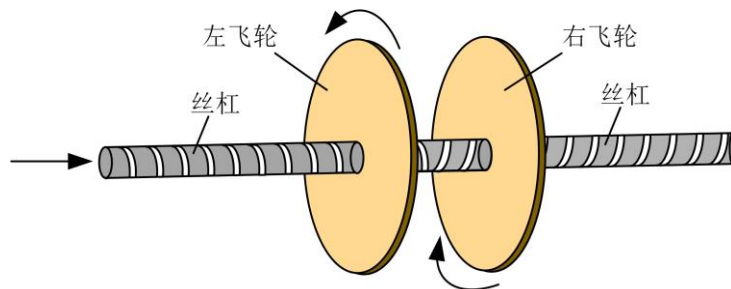


图 2.1 自平衡惯容器示意图

图 2.1 示出了自平衡惯容的基本构造,两个转动惯量相等的飞轮安装于导程相同但螺纹相反的丝杠之上。在丝杠沿轴向平动时,左右飞轮转动产生的惯量对丝杠产生的力如图 2.2 和图 2.3 所示。假定飞轮转动惯量均为 J_F , 则丝杠受力方程可以表达为:

$$J_F \ddot{\varphi}_l = R_l \cdot r, J_F \ddot{\varphi}_r = R_r \cdot r \quad (2.1)$$

式中, R_l, R_r 分别为左右飞轮对丝杠施加的切向作用力, r 为丝杠的有效半径, φ_l, φ_r 分别为左右飞轮的转动角度, 以逆时针为正, 当丝杠导程为 L_d 时 φ_l, φ_r 可以由丝杠相对于支座的平动位移 x_d 进行表达:

$$\varphi_l = \frac{2\pi}{L_d} x_d, \varphi_r = -\frac{2\pi}{L_d} x_d \quad (2.2)$$

将(2.2)带入(2.1)中, 飞轮对丝杠施加的切向力和扭矩可以通过丝杠平动位移进行表达:

$$R_l = \frac{J_F 2\pi}{L_d r} \ddot{x}_d, R_r = -\frac{J_F 2\pi}{L_d r} \ddot{x}_d \quad (2.3)$$

$$T_l = R_l r = \frac{J_F 2\pi}{L_d} \ddot{x}_d, T_r = R_r r = -\frac{J_F 2\pi}{L_d} \ddot{x}_d \quad (2.4)$$

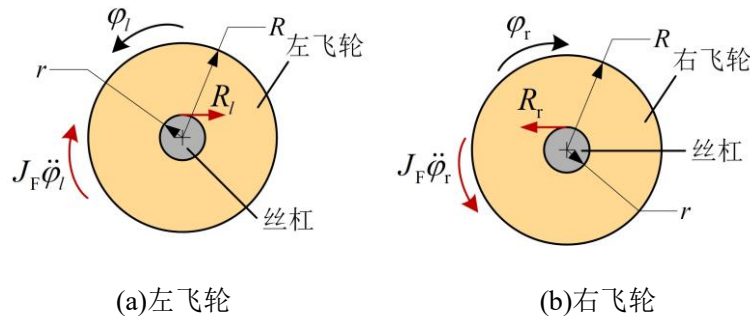


图 2.2 左右飞轮的转动惯量示意图

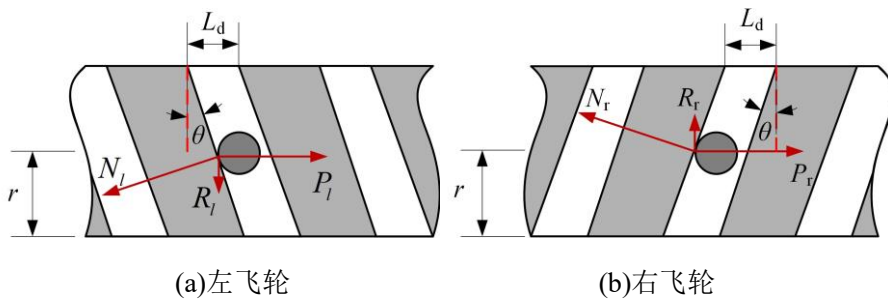


图 2.3 左右飞轮的丝杠受力示意图

根据图 2.3 所示的丝杠受力示意图, 可以通过切向力 R_l, R_r 计算左右飞轮给

予丝杠的轴向作用力:

$$P_l = \frac{R_l}{\tan \theta} = \frac{J_F (2\pi)^2}{L_d^2} \ddot{x}_d$$

$$P_r = \frac{R_r}{\tan \theta} = -\frac{J_F (2\pi)^2}{L_d^2} \ddot{x}_d$$
(2.5)

其中 θ 为滚珠丝杠的倾斜角度, $\tan \theta = 2\pi r / L_d$ 。

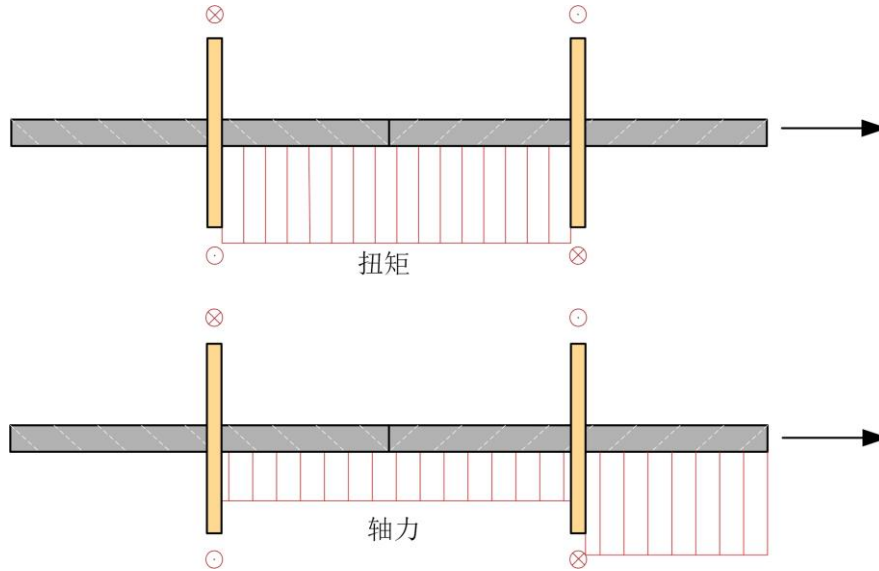


图 2.4 丝杠内力图

因此, 当丝杠向右平动, 接地支座固定时, 其两端点的加速度差为 \ddot{x}_d 时, 丝杠的轴向力及扭矩内力如图 2.4 所示。丝杠端部扭矩为 0, 即整体扭矩达到自平衡, 丝杠产生的惯性反作用力为两飞轮所产生的作用力的叠加:

$$P_l = 2 \times \frac{J_F (2\pi)^2}{L_d^2} \ddot{x}_d = m_d \ddot{x}_d$$
(2.6)

其中惯性反力与端点加速度差值 \ddot{x}_d 的比值 m_d 即为此自平衡惯容器的表观质量。

2.1.2 惯容系统的基本构造

Ikago 等^[44]提出的调谐黏滞质量阻尼系统 (TVMD) 是第一个也是目前唯一的在实际结构中使用的惯容系统^[48]。本文所研究的拉索式惯容系统也是在 TVMD 的基础上发展而来。如图 2.5 所示, TVMD 由并联后的惯容器和阻尼耗能元件与调谐弹簧元件串联组成, 其两端控制力 F_{is} 与惯容器位移 x_d 及惯容系统位移 x_{is} 之间的关系可以表达为:

$$F_{is} = k_d (x_{is} - x_d) = m_d \ddot{x}_d + c_d \dot{x}_d$$
(2.7)

其中 k_d, c_d 分别为调谐弹簧刚度和耗能阻尼元件的阻尼系数。

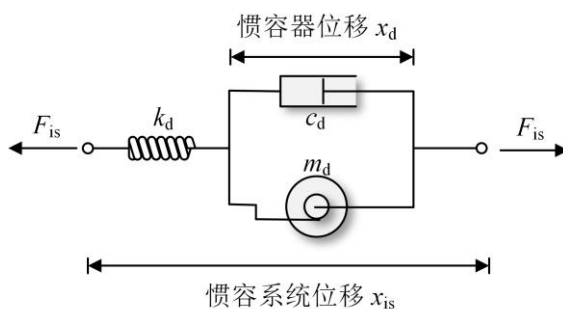
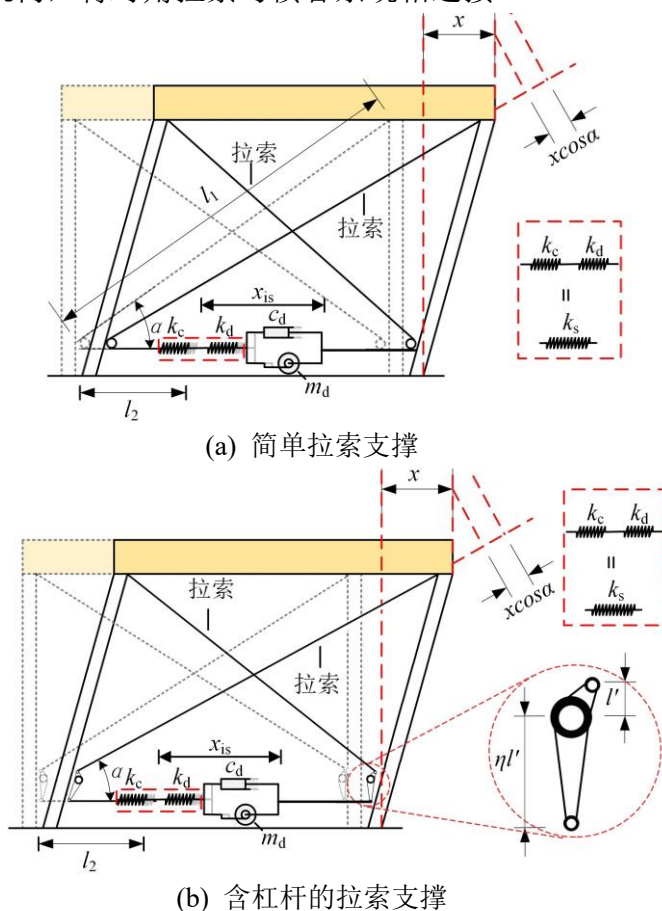
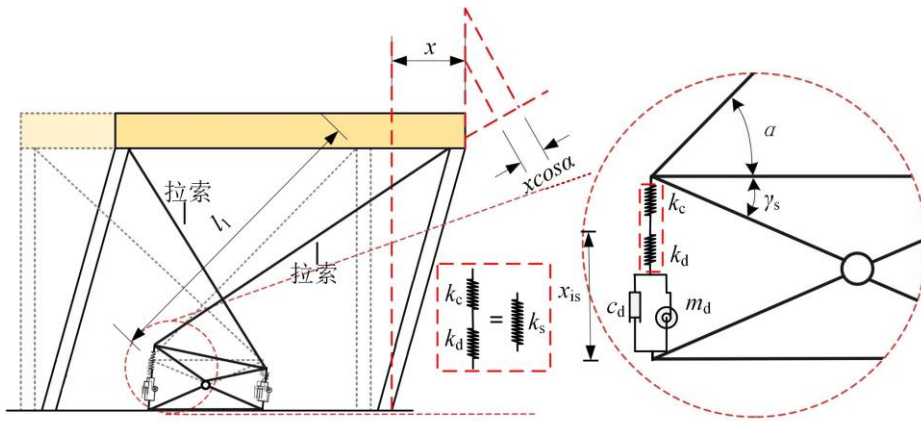


图 2.5 调谐黏滞质量阻尼系统 (TVMD) 的示意图

2.1.3 拉索支撑体系

常见的用于支撑减振装置的拉索支撑体系由有一对预先张拉的对角拉索及一些辅助元件（例如滑轮，杠杆，跷跷板系统等）组成。图 2.6 示出了三种典型的拉索支撑体系的示意图：(a)简单拉索支撑^[118],通过滑轮支座将对角拉索转向后与惯容系统向连接，(b)含杠杆的拉索支撑^[124]，通过杠杆元件将对角拉索与水平拉索相连接，水平拉索用于与惯容系统的连接，(c)含跷跷板的拉索支撑^[111]，通过特殊的跷跷板机构，将对角拉索与惯容系统相连接。





(c) 含跷跷板的拉索支撑

图 2.6 不同拉索支撑体系的示意图

图 2.6 示出的三种典型的拉索支撑各有优势，其中简单拉索支撑构造简单，拉索具备连续性，不需要过多的辅助设备，可以节约惯容系统安装空间。含杠杆的拉索支撑及含跷跷板的拉索支撑虽然在构造上略显复杂，但具有更强的可调节性，可以根据实际工程的情形对已经设计好的阻尼系统进一步调节，实现控制的优化。考虑到惯容系统的阻尼增效对于阻尼元件及惯容元件行程的放大效果，简单拉索支撑和含杠杆的拉索支撑此类将惯容系统水平安装的形式更具优势，可以减少由于惯容系统行程需求引起的安装空间占用过大的问题。

在初始设计阶段可以假定拉索支撑体系中的辅助元件的刚度是无穷大的，拉索支撑的刚度仅取决于拉索的刚度 k_c ：

$$k_c = \frac{E_c A_c}{l_c} \quad (2.8)$$

其中， E_c 、 A_c 分别为拉索的弹性模量及截面面积， l_c 为考虑拉索支撑类型的有效长度。

以图 2.6 中的拉索支撑为例，针对简单拉索支撑，拉索有效长度即为单边拉索的几何总长度，由于传递机制的影响，当计算含杠杆和含跷跷板的拉索支撑的拉索有效长度时需要赋予对角拉索一定的权重：

$$l_c = \begin{cases} l_{c1} + l_{c2} & \text{简单拉索支撑} \\ \eta^2 l_{c1} + l_{c2} & \text{含杠杆的拉索支撑} \\ 2 \left(\frac{\cos(\gamma_s)}{\sin(\alpha + \gamma_s)} \right)^2 l_{c1} & \text{含跷跷板的拉索支撑} \end{cases} \quad (2.9)$$

其中, l_{c1}, l_{c2} 分别为单边的对角拉索及水平拉索的长度, α, η, γ_s 分别表示拉索安装的倾斜角度, 杠杆的力臂比值以及跷跷板的角度。

拉索支撑在结构振动时交替受力, 从图 2.6 中可以看出, 当拉索支撑用于连接惯容系统时, 与惯容系统的调谐弹簧处于串联关系, 因此可以利用等效刚度 k_s 进行综合考虑:

$$k_s = \frac{k_d k_c}{k_d + k_c} \quad (2.10)$$

在设计时, 可以将等效刚度 k_s 作为关键参数进行分析和优化。拉索的刚度 k_c 依据选用的拉索及公式(2.8)所决定, 调谐刚度 k_d 在获得等效刚度 k_s 后依据公式(2.10)进行计算。

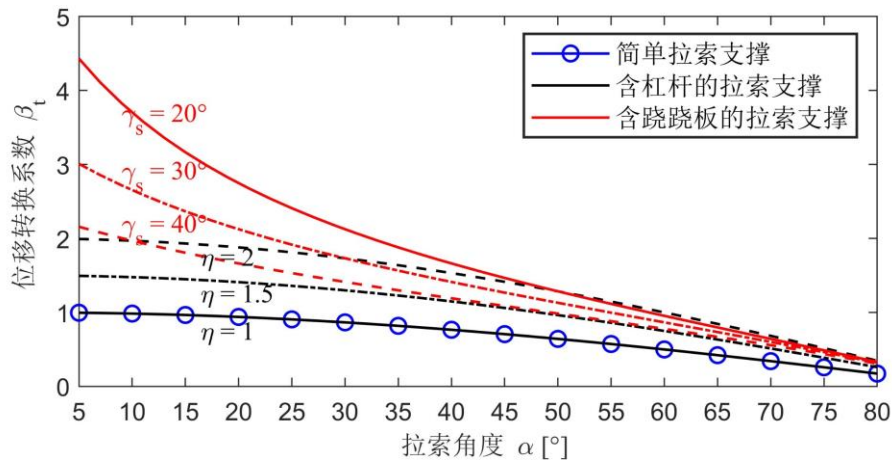


图 2.7 三种典型拉索支撑的位移转换系数

不同的拉索支撑将结构的水平位移传递至减振装置的能力不同, 为了量化该传递能力同时方便后续运动方程的建立, 我们定义位移转换系数 β_t 为刚性拉索假定下拉索支撑传递给减振装置的位移与结构水平位移之间的比值。依据几何关系, 图 2.6 中的拉索支撑的位移转换系数 β_t 可以表达为:

$$\beta_t = \begin{cases} \cos(\alpha) & \text{简单拉索支撑} \\ \eta \cos(\alpha) & \text{含杠杆的拉索支撑} \\ \frac{2 \cos(\gamma_s) \cos(\alpha)}{\sin(\alpha + \gamma_s)} & \text{含跷跷板的拉索支撑} \end{cases} \quad (2.11)$$

图 2.7 中显示了三种典型拉索支撑的位移转换系数在力臂比值为 $\eta = 1, 1.5, 2$, 跷跷板角度为 $\gamma_s = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ 等条件下随着安装角度变化关系曲线。从中可以看出, 简单拉索支撑实际上是带杠杆拉索支撑的一种特例, 其对应的力臂比值为 1。

随着安装角度的增加, 所有拉索支撑的位移转换系数均有所降低。当拉索安

装角度固定时，含杠杆的拉索支撑位移转换系数与杠杆力臂比值成正比，含跷跷板的拉索支撑位移转换系数随着跷跷板角度的减小而增加。尽管含跷跷板式的拉索支撑位移转换系数在小安装角度下较高，但是随着安装角度的增加，其位移转换系数急剧下降。含杠杆的拉索支撑位移传递系数随安装角度的增加下降相对减小，具有较好的位移传递系数调节性能。值得注意的是，惯容系统本身就具有较好的阻尼增效的效果，可以在一定程度上放大阻尼元件的位移响应，拉索支撑所带来的位移转换系数的变化更侧重于支撑体系可调节性方面的提升，因此拉索支撑系统的选择可以依据实际工况，在优化分析的基础上进一步进行选择与设计。

2.1.4 拉索式惯容系统及其运动方程

图 2.8 示出了安装有拉索式惯容系统的单自由度结构。图中以一对里面标有 β_t 的虚线方框表示拉索式惯容系统的传递机制，依据位移转换系数的定义，结构水平位移 x 和惯容系统的位移 x_{is} 之间的关系可以表达为：

$$x_{is} = \beta_t x \quad (2.12)$$

依据虚功原理，惯容系统提供给结构的水平控制力 $F_{control}$ 与惯容系统出力 F_{is} 之间的关系可以表达为：

$$F_{control} \cdot 1 = F_{is} \cdot \beta_t \quad (2.13)$$

安装有拉索式惯容系统的单自由度运动方程可以写为：

$$\begin{cases} m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + F_{control} = -m\ddot{x}_g \\ F_{control} = \beta_t F_{is} \\ F_{is} = k_s(\beta_t x - x_d) = (m_d\ddot{x}_d + c_d\dot{x}_d) \end{cases} \quad (2.14)$$

其中， m, c, k 分别代表单自由度结构的质量，阻尼及刚度参数， \ddot{x}_g 代表地面输入的加速度。

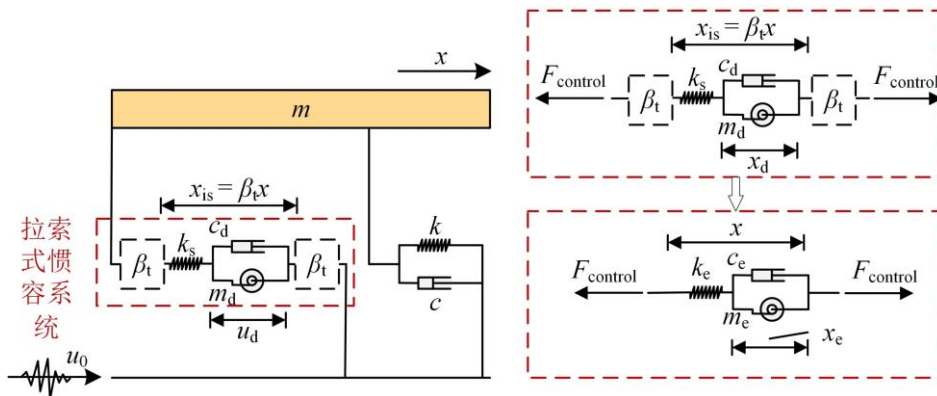


图 2.8 安装有拉索式惯容系统的单自由度结构示意图

2.2 拉索式惯容结构减振机理及性能分析

2.2.1 调谐减振的基本原理及阻尼增效机理

一般的减振装置安装于结构中时,通常采用具有高刚度的构件来支撑,以防止支撑构件造成减振装置位移产生损失,影响其减振效果。然而,惯容系统通过惯性元件的引入,利用惯容元件的质量增效,获得远大于其实际物理质量的表观质量,在不增加结构负担的前提下可以采用软性支撑实现对结构的调谐减振。下文中以图 2.8 示出的安装有拉索式惯容系统的单自由度结构为研究对象针对调谐减振的基本原理进行说明,并进一步通过耗能变形放大率量化惯容系统的阻尼增效效果,通过阻尼增效方程构件阻尼增效与减振效果的相互关系。

首先定义等效惯容位移 $x_e = x_d/\beta_1$,将式(2.14)中的安装有拉索式惯容系统的单自由度运动方程进行重排并简化可以得到:

$$\begin{cases} m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + k_e(x - x_e) = -m\ddot{x}_g \\ m_e\ddot{x}_e + c_e\dot{x}_e + k_e(x_e - x) = 0 \end{cases} \quad (2.15)$$

将(2.15)无量纲化可以得到:

$$\begin{cases} \ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x + \kappa\omega_0^2(x - x_e) = -\ddot{x}_g \\ \mu\ddot{x}_e + 2\xi\omega_0\dot{x}_e + \kappa\omega_0^2(x_e - x) = 0 \end{cases} \quad (2.16)$$

其中, ζ, ξ 分别为结构于惯容系统中阻尼元件的的阻尼比, μ, κ 分别为惯容系统的惯质比及刚度比, ω_0 为主结构的圆频率:

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}}, \xi = \frac{c_e}{2\sqrt{km}}, \mu = \frac{m_e}{m}, \kappa = \frac{k_e}{k}, \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.17)$$

当结构的地面输入激励为简谐激励 $\ddot{x}_g = A_0e^{st}$ 时,结构响应可以表达为 $x = Xe^{st}$,惯容等效位移可以表达为 $x_e = X_ee^{st}$ 带入式(2.16)中可得:

$$\begin{cases} (s^2 + 2\zeta\omega_0s + \omega_0^2 + \kappa\omega_0^2)Xe^{st} - (\kappa\omega_0^2)X_ee^{st} = -A_0e^{st} \\ (\mu s^2 + 2\xi\omega_0s + \kappa\omega_0^2)X_ee^{st} - \kappa\omega_0^2Xe^{st} = 0 \end{cases} \quad (2.18)$$

将 $s = i\beta\omega_0$ 带入(2.18)中,并求解方程可以获得结构位移及惯容等效位移相对于地面激励加速度的传递函数:

$$H_x(\beta) = \frac{(\kappa - \beta^2\mu + 2\xi\beta i)/\omega_0^2}{-\{(1 - \beta^2)(\kappa - \mu\beta^2) - \mu\kappa\beta^2\} - 2(1 + \kappa - \beta^2)\xi\beta i + 2\beta\zeta(\beta^2\mu i - \kappa i + 2\beta\xi)} \quad (2.19)$$

$$H_{x_c}(\beta) = \frac{\kappa/\omega_0^2}{-\{(1-\beta^2)(\kappa-\mu\beta^2)-\mu\kappa\beta^2\}-2(1+\kappa-\beta^2)\xi\beta i+2\beta\zeta(\beta^2\mu i-\kappa i+2\beta\xi)} \quad (2.20)$$

当忽略结构阻尼时，将 $\zeta = 0$ 带入(2.19)中可得：

$$H_x(\beta) = \frac{\kappa-\beta^2\mu+2\xi\beta i}{-\{(1-\beta^2)(\kappa-\mu\beta^2)-\mu\kappa\beta^2\}-2(1+\kappa-\beta^2)\xi\beta i} \cdot \frac{1}{\omega_0^2} \quad (2.21)$$

传递函数的模为：

$$|H_x(\beta)| = \frac{1}{\omega_0^2} \sqrt{\frac{A+B\xi^2}{C+D\xi^2}} \quad (2.22)$$

其中，

$$\begin{aligned} A &= (\mu\beta^2 - \kappa)^2, B = 4\beta^2, \\ C &= (\mu\beta^4 - \kappa\mu\beta^2 - \kappa\beta^2 - \mu\beta^2 + \kappa)^2, D = 4\beta^2(-\beta^2 + \kappa + 1)^2 \end{aligned} \quad (2.23)$$

观察(2.22)可知，当满足下述条件时，在传递函数曲线中，将存在独立于阻尼比 ξ 的固定点：

$$\frac{A}{C} = \frac{B}{D} \Rightarrow \frac{(\mu\beta^2 - \kappa)^2}{(\mu\beta^4 - \kappa\mu\beta^2 - \kappa\beta^2 - \mu\beta^2 + \kappa)^2} = \frac{1}{(-\beta^2 + \kappa + 1)^2} \quad (2.24)$$

化简(2.24)可得如下方程：

$$\begin{aligned} &\begin{cases} (\mu\beta^2 - \kappa) \cdot (-\beta^2 + \kappa + 1) = (\mu\beta^4 - \kappa\mu\beta^2 - \kappa\beta^2 - \mu\beta^2 + \kappa) \\ (\mu\beta^2 - \kappa) \cdot (-\beta^2 + \kappa + 1) = -(\mu\beta^4 - \kappa\mu\beta^2 - \kappa\beta^2 - \mu\beta^2 + \kappa) \end{cases} \\ &\Rightarrow \\ &\begin{cases} 2\mu\beta^4 - (2\kappa\mu + 2\kappa + 2\mu)\beta^2 + \kappa^2 + 2\kappa = 0 \\ -\kappa^2 = 0 \end{cases} \end{aligned} \quad (2.25)$$

通过求解上述方程可以获得两个 β 的实数解，由此确定在刚度比，阻尼比确定时传递函数曲线必定经过两个定点，该定点的位置和传递函数值均与阻尼比无关。

利用这一对定点可以推导出如公式(2.26)所示的近似最优减振效果的参数组合规律，其基本求解思路如下：

第一步：利用惯容系统阻尼比 $\xi = 0$ 和 $\xi = \infty$ 的频响函数曲线求解定点的坐标位置；

第二步：利用两定点的高度相等的条件，整理方程求解最优调谐刚度；

第三步：利用传递函数在定点处达到局部峰值的原则，建立定点处频率变化

的导数为 0 的方程，整理求得最优附加阻尼比 ξ 。

$$\kappa^{\text{opt}} = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad \xi^{\text{opt}} = \frac{\mu}{2} \sqrt{\frac{3\mu}{(1-\mu)(2-\mu)}} \quad (2.26)$$

最优调谐参数下两定点位置的的传递函数峰值为：

$$|H_x(\beta)|_{\max} = \frac{\sqrt{2}(1-\mu)}{\sqrt{\mu}\omega_0^2} \quad (2.27)$$

从中可以看出，调谐减振的最优减振效果仅与惯质比有关，当惯质比增大时，对应主结构的传递函数峰值下降。

图 2.9 示出了惯容系统阻尼比分别选取为 $\xi = 0$ 和 $\xi = \infty$ 的频响函数曲线，任意参数组合下的设计参数及依据公式(2.26)选取的设计参数所对应传递函数。可以看出，任意一条频响函数曲线都经过固定点 P,Q，然而由于公式(2.26)给出的设计参数使得传递函数的两个峰值均出现在固定点处，使得其峰值最小。

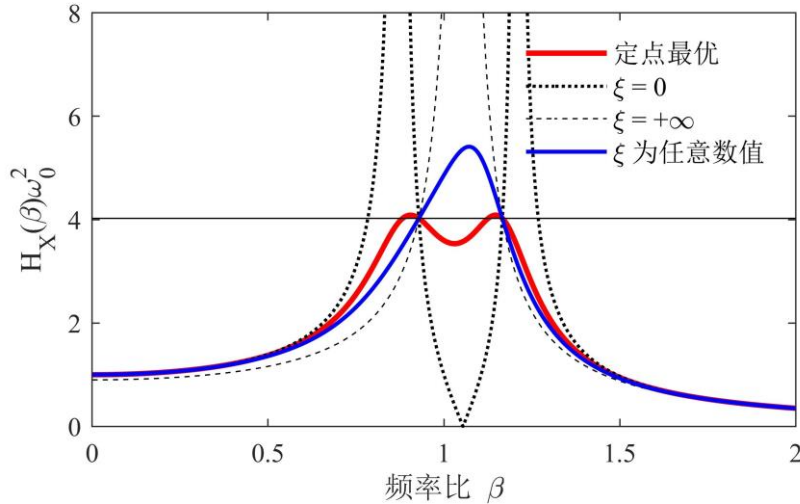


图 2.9 不同设计参数下的传递函数对比

调谐减振的共振特性能够显著提升耗能阻尼元件的利用效率，相较于一般增加结构阻尼来减振的系统相比具有优势。以一般黏性阻尼进行减振为例进行对比，其无量纲化的运动学方程可以表达为：

$$\ddot{x} + 2(\zeta\omega_0 + \xi_v\omega_0)\dot{x} + \omega_0^2x = -\ddot{x}_g \quad (2.28)$$

其中 ξ_v 为由于阻尼器增加产生的阻尼比。

当忽略结构阻尼时 ($\zeta = 0$)，一般黏性阻尼减振装置的传递函数可以表达为：

$$H_x(\beta) = \frac{1}{-\beta^2 + 2\xi_v i + 1} \cdot \frac{1}{\omega_0^2} \quad (2.29)$$

$$|H_x(\beta)| = \frac{1}{\omega_0^2} \sqrt{\frac{1}{(-\beta^2 + 1)^2 + 4\xi_v^2\beta^2}} \quad (2.30)$$

当黏性阻尼单元与调谐黏滞质量阻尼系统最优阻尼参数对应的阻尼单元相同时，其主结构传递函数峰值为：

$$|H_x(\beta)|_{\max} = \frac{1}{2\omega_0^2} \sqrt{\frac{1}{\xi - \xi^2}} \quad (2.31)$$

图 2.10 (a) 示出了公式(2.27)及公式(2.31)所对应的主结构传递函数峰值随惯质比的变化规律，调谐黏滞质量阻尼系统的传递函数峰值恒小于对应的黏性阻尼器峰值，显示了调谐黏滞质量阻尼系统的高效。图 2.10 (b) 示出了惯质比为 0.2 时，调谐黏滞质量阻尼系统及一般黏性阻尼器的传递函数。调谐黏滞质量阻尼系统的减振效果主要集中于结构的共振频率段，在低频激励下，调谐黏滞质量阻尼系统部分被激发，减振效果与一般黏性阻尼相近，在高频激励下，调谐黏滞质量阻尼系统弹簧位移增大，而惯容及阻尼单元位移并未增加，导致其减振效果略低于一般黏性阻尼，这一点从图 2.10 (c) 中归一化的惯容系统各元件响应中可以观察得到。在进行惯容系统的调谐设计时需要注意结构频率特性，将惯容系统的频率向指定控制频段进行调整。在后续章节针对多自由度结构进行优化时，均遵从这一原则。

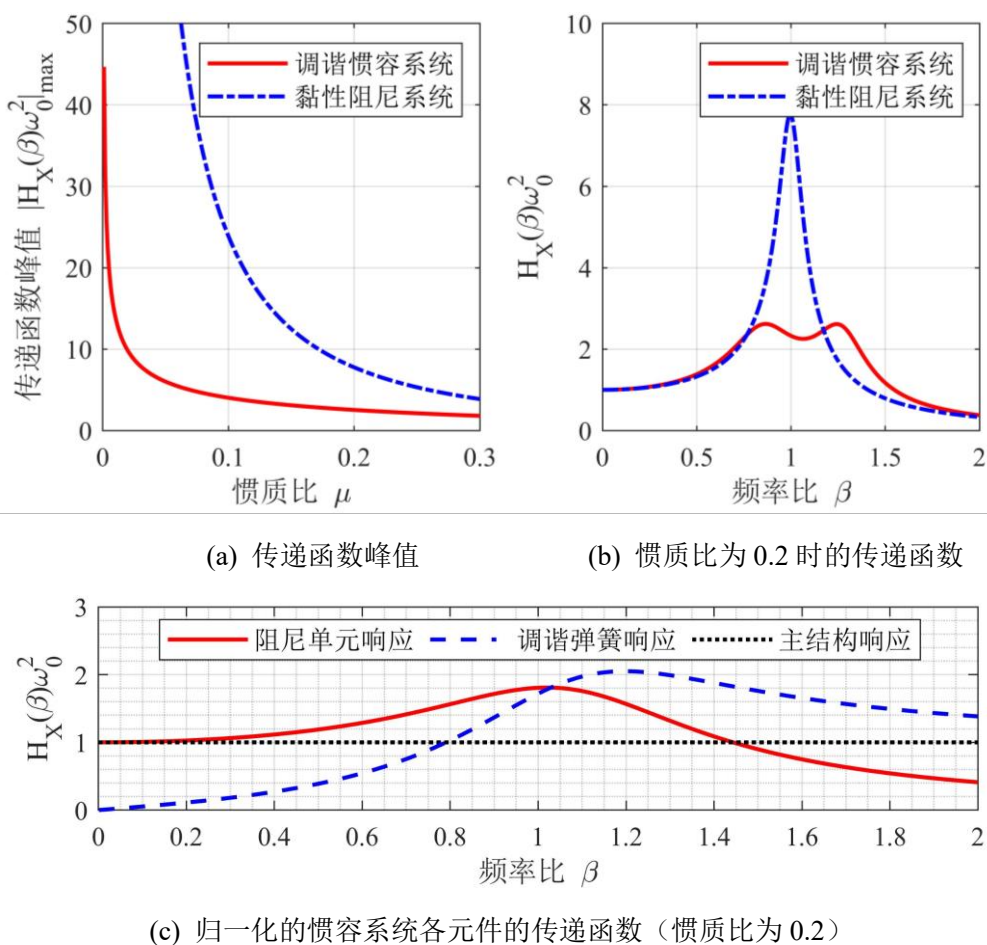


图 2.10 不同设计参数下的传递函数对比

图 2.10 反应了由于协同工作，惯容系统通过调谐弹簧的刚度设置，使得阻尼元件的响应得到了放大，即阻尼增效。为了量化惯容系统的阻尼增效程度，并将结构阻尼 ζ 纳入分析，从整个频域范围而非简单的响应峰值去理解惯容系统的工作机理和阻尼增效程度，定义以下的耗能变形放大率 Γ [73]：

$$\Gamma = \frac{\text{惯容系统中的阻尼元件变形}}{\text{结构传递至惯容系统的变形}} = \frac{\sigma_{x_e}}{\sigma_x} \quad (2.32)$$

其中 σ_{x_e}, σ_x 分别为惯容系统中阻尼元件和主结构传递给惯容系统的位移在白噪声激励下的均方值响应：

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \int_{-\infty}^{+\infty} |H_x(\beta)|^2 S_0 d\beta \\ &= \sqrt{\frac{\pi S_0}{2\omega_0^3} \cdot \frac{4\zeta^2 \kappa \mu \xi + \xi(\kappa^2 + \kappa(-2 + \mu)\mu + \mu^2 + 4\xi^2) + \zeta(\kappa^2 \mu^2 + 4\kappa \xi^2 + 4\mu \xi^2)}{\left(4\zeta^3 \kappa \mu \xi + \kappa^2 \xi^2 + \zeta^2(\kappa^2 \mu^2 + 4\mu \xi^2 + 4\kappa(1 + \mu)\xi^2)\right) + \zeta \xi(\mu^2 + \kappa^2(1 + \mu^2) + 4\xi^2 + 2\kappa(-\mu + \mu^2 + 2\xi^2))}} \end{aligned} \quad (2.33)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{x_e} &= \int_{-\infty}^{+\infty} |H_{x_e}(\beta)|^2 S_0 d\beta \\ &= \sqrt{\frac{\pi S_0}{2\omega_0^3} \cdot \frac{\kappa(\zeta(1 + \kappa)\mu^2 + \kappa\xi + 4\zeta^2 \mu \xi + 4\zeta \xi^2)}{\left(4\zeta^3 \kappa \mu \xi + \kappa^2 \xi^2 + \zeta^2(\kappa^2 \mu^2 + 4\mu \xi^2 + 4\kappa(1 + \mu)\xi^2)\right) + \zeta \xi(\mu^2 + \kappa^2(1 + \mu^2) + 4\xi^2 + 2\kappa(-\mu + \mu^2 + 2\xi^2))}} \end{aligned} \quad (2.34)$$

其中 S_0 为白噪声激励的功率谱密度幅值。

将定点理论求解获得的关于惯质比的最优阻尼，调谐刚度公式带入公式(2.32)至(2.34)中可以获得利用定点理论进行设计时，惯容系统所能获得的耗能变形放大率 Γ ，此时耗能变形放大率仅与惯质比与结构阻尼比相关。图 2.11 示出了不同结构阻尼比 ζ 所对应的耗能变形放大率 Γ 随惯质比 μ 的变化曲线。随着结构阻尼比的提升，基于定点理论设计的惯容系统耗能变形放大率逐渐下降，这主要是由于定点理论的提出是在无结构阻尼假设下的，结构阻尼的提升将造成定点理论失谐。随着惯质比的增加，惯容系统的耗能变形放大率受结构阻尼影响逐渐变小，这与大惯质比能够在一定程度上提升减振系统鲁棒性的结论相一致。结合图 2.10 可知，随着惯质比的增加，主结构传递函数峰值降低，惯容系统的控制效果提升，而耗能变形放大率逐渐下降，阻尼增效效果变差，实际上反应了惯容系统控制效果与阻尼增效之间的权衡关系。

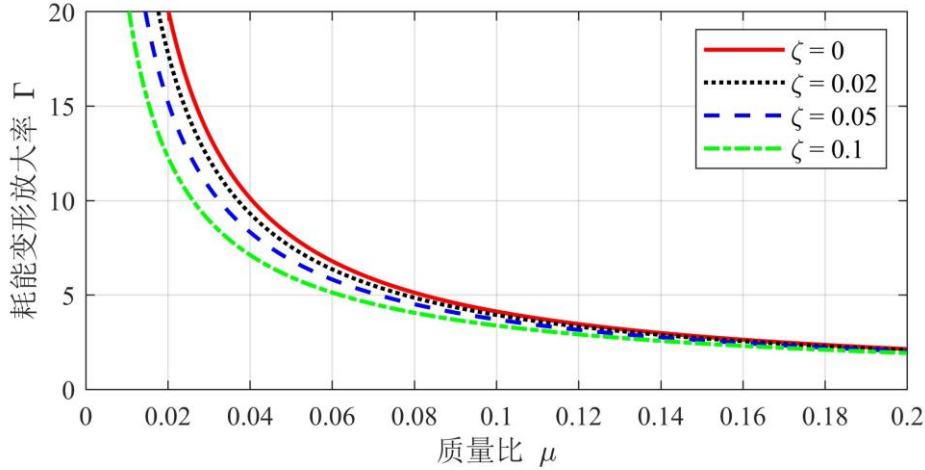


图 2.11 耗能变形放大率随惯质比的变化曲线

为探讨减振控制效果与阻尼增效的内在关系，将响应减振比 γ 定义为：

$$\gamma = \frac{\text{受控结构的均方位移响应}}{\text{无控结构的均方位移响应}} = \frac{\sigma_x}{\sigma_{x,0}} \quad (2.35)$$

其中， $\sigma_{x,0}$ 为无控结构在白噪声随机激励下的均方位移响应：

$$\sigma_{x,0} = \sqrt{\frac{\pi S_0}{2\omega_0^3} \cdot \frac{1}{\zeta}} \quad (2.36)$$

将公式(2.33)，(2.34)及(2.36)带入公式(2.32)，(2.35)可得：

$$\gamma = \frac{\sqrt{4\zeta^2\kappa\mu\xi + \xi(\kappa^2 + \kappa(-2 + \mu)\mu + \mu^2 + 4\xi^2) + \zeta(\kappa^2\mu^2 + 4\kappa\xi^2 + 4\mu\xi^2)}}{\sqrt{\left(4\zeta^3\kappa\mu\xi + \kappa^2\xi^2 + \zeta^2(\kappa^2\mu^2 + 4\mu\xi^2 + 4\kappa(1 + \mu)\xi^2)\right) + \zeta\xi(\mu^2 + \kappa^2(1 + \mu^2) + 4\xi^2 + 2\kappa(-\mu + \mu^2 + 2\xi^2))}} \cdot \zeta \quad (2.37)$$

$$\Gamma = \sqrt{\frac{\kappa(\zeta(1 + \kappa)\mu^2 + \kappa\xi + 4\zeta^2\mu\xi + 4\zeta\xi^2)}{4\zeta^2\kappa\mu\xi + \xi(\kappa^2 + \kappa(-2 + \mu)\mu + \mu^2 + 4\xi^2) + \zeta(\kappa^2\mu^2 + 4\kappa\xi^2 + 4\mu\xi^2)}} \quad (2.38)$$

对公式(2.37)和公式(2.38)进一步化简可得到响应减振比 γ 和耗能变形放大率 Γ 之间的简单关系式（该方程即为阻尼增效方程^[73]）：

$$\gamma^2 \left(1 + \Gamma^2 \cdot \frac{\xi}{\zeta}\right) = 1 \quad (2.39)$$

观察方程(2.39)可知，针对指定的结构阻尼，当惯容系统的阻尼比确定时，响应减振比 γ 和能变形放大率 Γ 一一对应且反相关。

2.2.2 拉索预应力影响性分析

在前文中，我们假定拉索式惯容系统安装于结构中工作时，成对的拉索交替

受力，进而通过单边拉索计算并设计其调谐刚度。然而，在实际工程中，为避免拉索在静止状态下的松弛，往往需要施加一定的预应力，因此本节针对拉索预应力带来的影响进行初步分析。以简单拉索支撑的惯容系统为例，首先通过钩单元的引入，考虑拉索单向传力特性，如图 2.12 所示。

依据拉索式惯容系统的构造可知，在主体结构向右运动时，连接惯容系统的左右水平拉索同步向左移动，此时，左端钩单元张紧右端钩单元放松，当位移超过拉索预先张拉变形时，右端钩单元完全脱开不再受力。考虑这一传力特性，将图 2.12 所示的模型进一步简化，如图 2.13 所示。

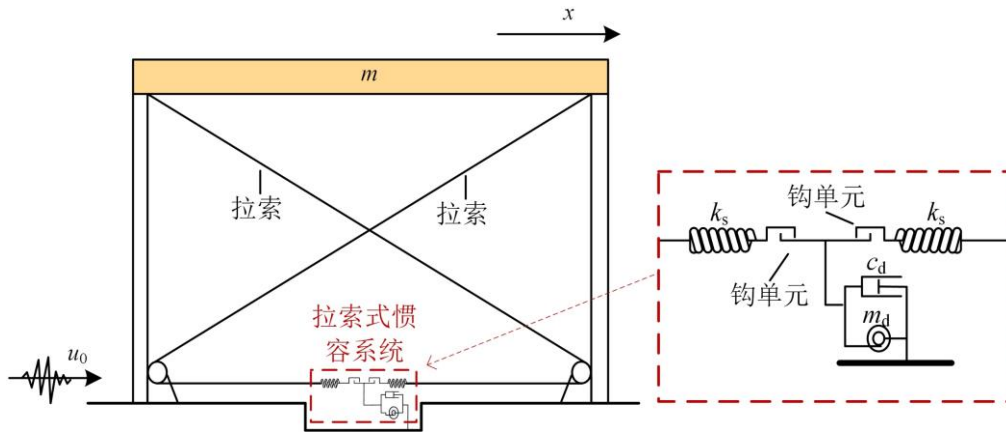


图 2.12 考虑拉索单向传力特性的受控单自由度模型

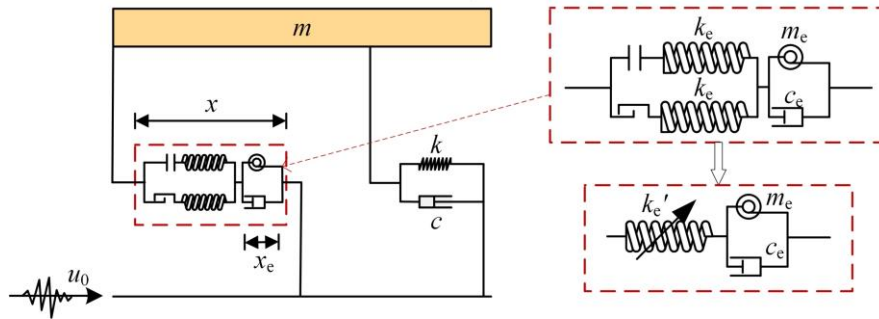


图 2.13 受控单自由度结构等效模型

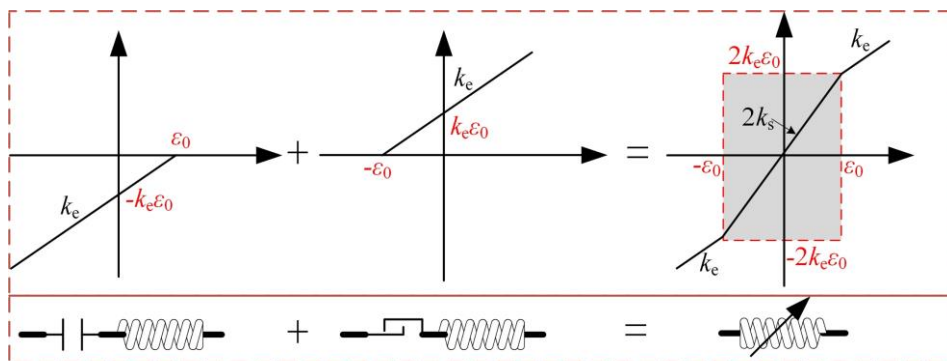


图 2.14 双边拉索的力与位移关系

假定预先张拉变形为 ε_0 ，则图 2.13 中的代表左右拉索的弹簧元件力与位移的关系可以表达为：

$$F_{\text{左}} = \begin{cases} k_e(x - \varepsilon_0) & x \leq \varepsilon_0 \\ 0 & x > \varepsilon_0 \end{cases}, F_{\text{右}} = \begin{cases} k_e(x + \varepsilon_0) & x \geq -\varepsilon_0 \\ 0 & x < -\varepsilon_0 \end{cases} \quad (2.40)$$

由左右拉索并联形成的等效弹簧力与位移关系可以表达为：

$$F_{\text{综合}}(x) = \begin{cases} k_e(x + \varepsilon_0) & x > \varepsilon_0 \\ 2k_s x & -\varepsilon_0 \leq x \leq \varepsilon_0 \\ k_e(x - \varepsilon_0) & x < -\varepsilon_0 \end{cases} \quad (2.41)$$

通过上述分析可知，拉索预应力对拉索式惯容系统的影响体现在了图 2.14 所示的阴影部分对于等效弹簧刚度的加强。当拉索处于未张拉状态时（ $\varepsilon_0 = 0$ ），所表现出的力与位移曲线将退化为前文所讨论的仅考虑单边拉索刚度的情形，当拉索处于完全张拉状态时（拉索式惯容系统整个工作周期中，调谐弹簧的位移始终处于 $[-\varepsilon_0, \varepsilon_0]$ 区间范围内），等效弹簧的力与位移关系将演变为论文^[118]中所采用的双倍刚度的情形。

从简谐激励下施加不同预应力的拉索式惯容系统的减振效果来进行分析。定义无量纲参数 ψ 代表拉索预应力的施加程度：

$$\psi = \frac{\varepsilon_0}{x_{\text{max},0}} \quad (2.42)$$

其中 $x_{\text{max},0}$ 为无控结构在指定峰值的系列简谐激励下的响应最大值，可以通过无控结构的传递函数峰值进行计算。

图 2.15 示出了惯质比取值为 0.1 时，采用对角拉索交替受力假定（无预应力）进行设计的拉索式惯容系统在不同预应力程度下受控结构的位移传递函数。随着预应力施加程度的提升，受控结构的传递函数峰值逐渐提升，且失谐程度加剧，这主要是由于预应力造成的刚度加强区域逐渐增加，使得调谐弹簧逐渐远离最优调谐刚度。图 2.15 表明当代表预应力施加程度的无量纲参数 ψ 达到 0.2 及以上时，受控结构传递函数峰值不在增加，表明所施加的预应力达到全预应力状态，即拉索式惯容系统整个工作周期中，调谐弹簧的位移小于预先施加的变形。全预应力状态所对应的传递函数对应的传递函数与一般惯容系统调谐刚度取为设计值两倍的传递函数相一致。

当考虑对角拉索始终同时受力（全预应力），对拉索式惯容系统进行设计时^[118]，惯质比为 0.1 的拉索式惯容系统在不同预应力程度下受控结构的传递函数如图 2.16 所示。

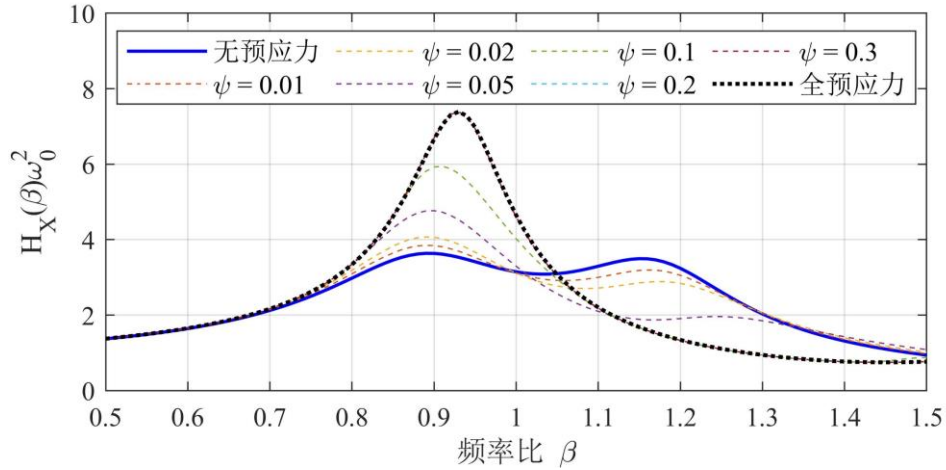


图 2.15 不同预应力下受控结构的位移传递函数（无预应力假定）

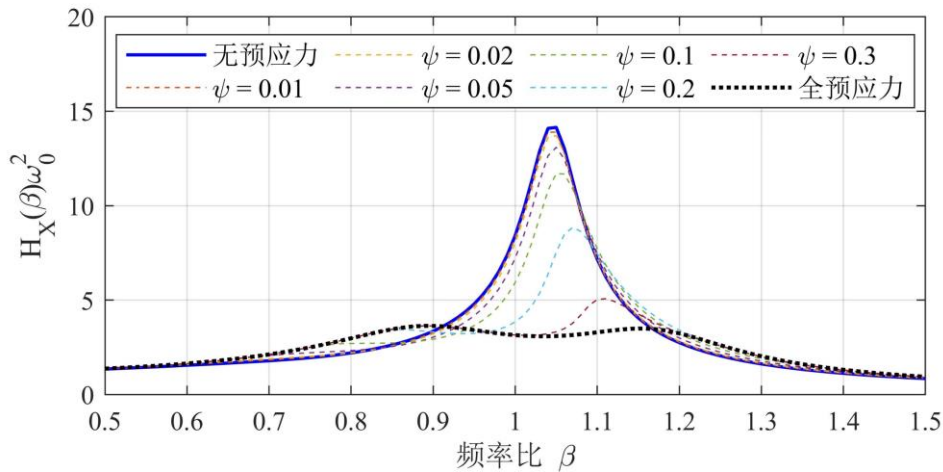


图 2.16 不同预应力下受控结构的位移传递函数（全预应力假定）

在全预应力状态下，受控结构的位移传递函数峰值最小，达到定点理论的优化目标，随着预应力施加程度的降低，受控结构传递函数峰值急剧增加，主要是由于预应力引起的等效调谐弹簧刚度加强区缩小，不再能保证设计时的拉索始终处于张拉的假定，使得调谐弹簧刚度偏离最优解，失谐程度加剧。

尽管无预应力假定和全预应力假定下设计的拉索式惯容系统在满足相应条件时均能达到一致的优化控制效果。但是，全预应力假定下的设计将导致所需预应力增加，对主结构所施加的力需要在控制力的基础上叠加预先张拉力，不利于节点构造的轻量化。相较而言，无预应力假定的设计下，拉索的张拉预应力仅需保证静止状态下拉索不松弛即可。拉索预应力在工程中同样面临着损失及退化的可能，无预应力假定设计受这种预应力的损失的影响更小。因此，本文在后续分析中均使用无预应力假定进行拉索式惯容系统的设计。

2.3 小结

本章以拉索式惯容系统为主要研究对象,介绍了适用于拉索连接的自平衡惯容器、从调谐减振及阻尼增效的角度阐述了拉索式惯容系统区别于传统减振装置的优势,以响应减振比表达惯容系统的减振效果,以耗能变形放大率作为耗能增效的评价指标。分析并讨论了拉索预应力的施加对于拉索式惯容系统控制效果的影响。本章的主要结论如下:

1、自平衡惯容器的扭矩和轴力计算公式显示,正反牙丝杠可以有效的释放自平衡惯容器的端部扭矩,使得拉索等柔性连接的使用更为方便,同时可以获得成倍的表现质量。

2、反映拉索支撑体系位移传递效率的位移转换系数随支撑体系参数的变化显示,拉索支撑体系具有良好的调节能力,含杠杆型拉索支撑和简单拉索支撑更适用于与惯容系统的结合。

3、安装有拉索式惯容系统的单自由度结构的参数分析表明,利用定点理论将惯容系统的频率调谐至结构的基准频率附近可以获得可观的阻尼增效效果。

4、当对拉索施加预应力时,拉索等效弹簧中将存在刚度加强段,使得拉索式惯容系统偏离设计的优化频率。参数分析表明,采用无预应力假定进行设计的拉索式惯容系统受预应力变化的影响较小。

第 3 章 拉索式惯容系统在多层结构中的跨层安装及拉索拓扑优化

对于安装有惯容系统减振结构的设计及分析, 现有的研究大多集中在优化算法的创新及新型惯容装置的研发之中, 然而支撑系统及安装方案的创新对于惯容系统在结构中利用效率的潜在提升通常为学者所忽略。与一般的人字形钢支撑, 曲轴式支撑这类刚性支撑不同, 拉索支撑属于柔性支撑, 根据其纯拉力特性, 本章将拉索式惯容系统跨层应用于结构之中, 提出跨层型拉索式惯容系统。通过等效二自由度方程的推导, 定义了跨层惯容系统的模态惯质比, 量化安装方式对于惯容系统跨层安装利用效率的影响。针对拉索式惯容系统在结构中的应用及其拉索拓扑形状的优化进行了初步分析。基于减振比性能需求, 结合 SCEM 算法和定点理论的调谐思想, 提出了惯容系统参数及拉索形状的同时优化方法。选用了—个典型 Benchmark 结构, 对该方法进行了验证。

3.1 跨层型拉索式惯容系统的基本概念

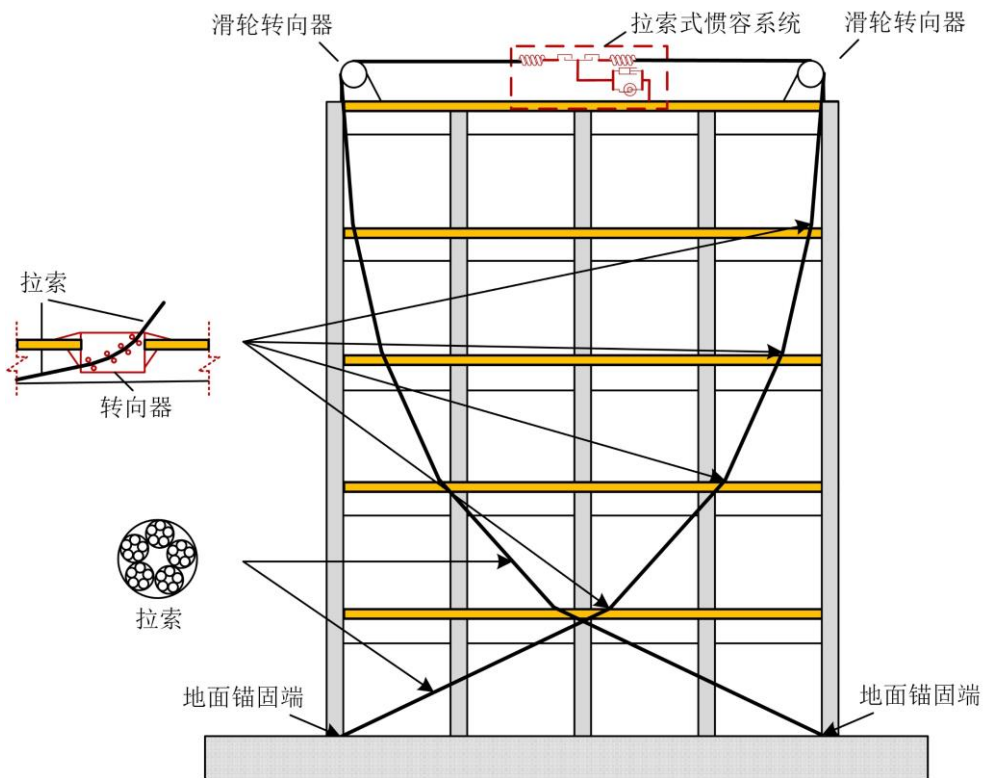


图 3.1 跨层型拉索式惯容系统示意图

拉索式惯容系统的跨层安装主要思路为：将拉索支撑引入到惯容系统之中，利用拉索的纯拉力特性，突破一般支撑系统由于压杆屈曲引起的安装限制，实现轻量化跨层的同时增加安装方案的多样性。考虑到拉索的传力特性，可以在拉索式惯容系统跨越楼板处设置转向器支撑，迫使拉索转向，产生水平控制力分量，实现单个惯容系统控制力在结构中的竖向分布。如图 3.1 所示，一个 5 层框架结构，安装有跨层型拉索式惯容系统，其主要组成部分为：锚固于底层的拉索，安装于顶层的惯容系统，于底层与顶层之间各楼层拉索穿越处设置的转向器，及安装顶层的滑轮转向器。值得注意的是，拉索锚固层不局限于底层，惯容系统安装层也不局限于顶层，转向滑轮等拉索支撑系统也可以采用上一章所提及的带杠杆型拉索支撑。

3.1.1 跨层型拉索式惯容系统的多自由度结构运动方程

图 3.2 为一在结构 i_d 层至 j_d 层之间安装有跨层型拉索式惯容系统的 n 自由度剪切型结构示意图。无控结构的运动方程可以表达为：

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{x}}_s + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{x}}_s + \mathbf{K}_s \mathbf{x}_s = -\mathbf{M}_s \mathbf{r} \ddot{\mathbf{x}}_g \quad (3.1)$$

其中： \mathbf{M}_s ， \mathbf{C}_s ， \mathbf{K}_s 为主体结构的质量矩阵，阻尼矩阵和刚度矩阵：

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_s &= \text{diag} \{ m_{s,1}, \dots, m_{s,n} \} \\ \mathbf{C}_s &= \mathbf{T}^T \text{diag} (c_{s,1}, \dots, c_{s,n}) \mathbf{T} \\ \mathbf{K}_s &= \mathbf{T}^T \text{diag} (k_{s,1}, \dots, k_{s,n}) \mathbf{T} \end{aligned} \quad (3.2)$$

\mathbf{x}_s ， \mathbf{x}_g 分别为结构相对于地面的位移和地面位移； \mathbf{r} 为地震激励参与向量：

$$\begin{aligned} \mathbf{x}_s &= [x_{s,1}, x_{s,2}, \dots, x_{s,n}]^T \\ \mathbf{r} &= [1, 1, \dots, 1]_{n \times n}^T \end{aligned} \quad (3.3)$$

\mathbf{T} 为层间位移转换矩阵：

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} 1 & & & & \\ -1 & 1 & & & \\ & \ddots & \ddots & & \\ & & & -1 & 1 \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (3.4)$$

$x_{s,i}$ ， $m_{s,i}$ ， $c_{s,i}$ ， $k_{s,i}$ 分别为第 i 层结构相对于地面的位移，质量，阻尼及刚度。

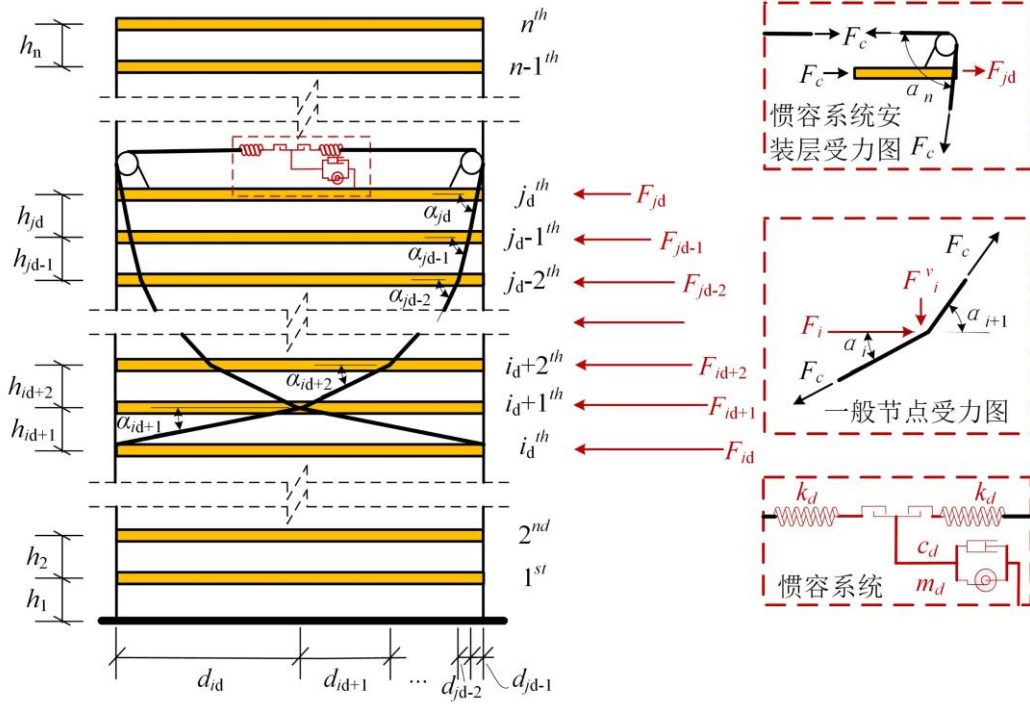


图 3.2 安装有多层共用型拉索式惯容系统的多层结构力学示意图

根据图 3.2 中的惯容系统安装层（第 j_d 层）节点受力图，可知第 j_d 层控制力水平分量 F_{j_d} 可以通过支撑拉索的索力 F_c 和第 j_d 层拉索角度 α_{j_d} 进行表达：

$$F_{j_d} = F_c \cos \alpha_{j_d} \quad (3.5)$$

根据拉索锚固层（第 i_d 层）的节点受力图，可知第 i_d 层控制力水平分量 F_{i_d} 可以通过支撑拉索的索力 F_c 和第 i_d 层拉索角度 α_{i_d} 进行表达：

$$F_{i_d} = -F_c \cos \alpha_{i_d} \quad (3.6)$$

根据一般层的节点受力图，可知各层控制力 F_k 可以通过支撑拉索的索力 F_c 和上下层拉索角度 α_k ， α_{k+1} 进行表达：

$$F_k = F_c \cos \alpha_k - F_c \cos \alpha_{k+1} = F_c (\cos \alpha_k - \cos \alpha_{k+1}) \quad (3.7)$$

假定拉索产生虚拟位移 δx_c ，结构各层的虚拟位移为： $\delta x_{s,i_d}, \delta x_{s,i_d+1} \dots \delta x_{s,j_d}$ ，依据虚功原理可知：

$$F_c \delta x_c = \sum_{k=i_d}^{j_d} F_k \delta x_{s,k} = F_c \sum_{k=i_d+1}^{j_d-1} (\cos \alpha_k - \cos \alpha_{k+1}) \delta x_{s,k} - F_c \cos \alpha_{i_d} \delta x_{s,i_d} + F_c \cos \alpha_{j_d} \delta x_{s,j_d} \quad (3.8)$$

由此可知拉索位移与结构楼层相对于地面的位移之间的关系为：

$$x_c = -x_{s,i_d} \cos \alpha_{i_d} + \sum_{k=i_d+1}^{j_d-1} [x_{s,k} (\cos \alpha_k - \cos \alpha_{k+1})] + x_{s,j_d} \cos \alpha_{j_d} \quad (3.9)$$

值得注意的是, 拉索锚固层不局限于各楼面, 当拉索锚固于地面时, $i_d = 0$ 。由于直接锚固于地面的相对位移为 0, 拉索位移于结构楼层相对于地面的位移之间的关系可以表达为:

$$x_c = \sum_{k=1}^{j_d-1} [x_{s,k} (\cos \alpha_k - \cos \alpha_{k+1})] + x_{s,j_d} \cos \alpha_{j_d} \quad (3.10)$$

将式(3.9)及(3.10)写为矩阵表达:

$$x_c = T_c x_s \quad (3.11)$$

其中, T_c 为拉索位移转换矩阵:

$$T_c = \begin{cases} \left[0 \dots, -\cos \alpha_{i_d}, \cos \alpha_{i_d} - \cos \alpha_{i_d+1}, \dots, \cos \alpha_{j_d-1} - \cos \alpha_{j_d}, \cos \alpha_{j_d}, 0 \dots, 0 \right]_{1 \times n} & i_d \neq 0 \\ \left[\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2, \cos \alpha_2 - \cos \alpha_3, \dots, \cos \alpha_{j_d-1} - \cos \alpha_{j_d}, \cos \alpha_{j_d}, 0 \dots, 0 \right]_{1 \times n} & i_d = 0 \end{cases} \quad (3.12)$$

根据力的平衡条件, 有控结构的运动方程可以表达为:

$$\begin{cases} \mathbf{M}_s \ddot{x}_s + \mathbf{C}_s \dot{x}_s + \mathbf{K}_s x_s + T_c^T F_c = -\mathbf{M}_s \mathbf{r} \ddot{x}_g \\ m_d \ddot{x}_d + c_d \dot{x}_d = k_d (x_c - x_d) = F_c \end{cases} \quad (3.13)$$

其中 m_d , c_d , k_d 分别表示惯容系统的表观质量, 耗能原件阻尼及调谐弹簧刚度, x_d 表示惯容单元的相对变形, 如图 3.2 所示。

将式(3.11)带入式(3.13)可以得到:

$$\begin{cases} \mathbf{M}_s \ddot{x}_s + \mathbf{C}_s \dot{x}_s + \mathbf{K}_s x_s + T_c^T F_c = -\mathbf{M}_s \mathbf{r} \ddot{x}_g \\ m_d \ddot{x}_d + c_d \dot{x}_d = k_d (T_c x_s - x_d) = F_c \end{cases} \quad (3.14)$$

整理为矩阵格式可得最终的受控结构运动方程:

$$\mathbf{M} \ddot{x} + \mathbf{C} \dot{x} + \mathbf{K} x = \mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{x}_g \quad (3.15)$$

其中,

$$x = \begin{Bmatrix} x_s \\ x_d \end{Bmatrix}, \mathbf{r} = \begin{Bmatrix} \mathbf{r}_s \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix}, \mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & 0 \\ 0 & c_d \end{bmatrix}, \mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s + T_c^T k_d T_c & -T_c^T k_d \\ -k_d T_c & k_d \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

3.1.2 等效二自由度运动方程及模态惯质比

为了量化跨层型拉索式惯容系统拉索形状及布置方案引起的利用效率的提升, 将式(3.15)所表达的安装有跨层型拉索式惯容的受控多自由度结构运动方程,

通过哈密顿原理等效为二自由度系统，并定义相应的模态惯质比。首先假定安装有跨层型惯容系统的结构按照某一模态振动（通过向量 ϕ 进行表达），因此结构位移向量 x_s 及惯容元件相对变形 x_d 可以表达为：

$$\begin{cases} x_s = \alpha_s \phi \\ x_d = \alpha_d T_c \phi \end{cases} \quad (3.18)$$

其中， α_s ， α_d 分别为广义坐标下的结构位移坐标，惯容元件的相对变形坐标。

因此，安装有跨层型拉索式惯容的受控多自由度结构的动能 E_T ，变形能 E_U 及耗散能 E_D 可以表达为：

$$\begin{cases} E_T = \frac{1}{2} \dot{\alpha}_s^2 \phi^T \mathbf{M}_s \phi + \frac{1}{2} \dot{\alpha}_d^2 \phi^T T_c^T m_d T_c \phi \\ E_U = \frac{1}{2} \alpha_s^2 \phi^T \mathbf{K}_s \phi + \frac{1}{2} (\alpha_s - \alpha_d)^2 \phi^T T_c^T k_d T_c \phi \\ E_D = \frac{1}{2} \dot{\alpha}_s^2 \phi^T \mathbf{C}_s \phi + \frac{1}{2} \dot{\alpha}_d^2 \phi^T T_c^T c_d T_c \phi \end{cases} \quad (3.19)$$

假定拉格朗日因子为 $L = E_T - E_U$ ，欧拉-拉格朗日方程可以表达为：

$$\begin{cases} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial}{\partial \dot{\alpha}_s} L \right) - \frac{\partial}{\partial \alpha_s} L + \frac{\partial}{\partial \dot{\alpha}_s} E_D = 0 \\ \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial}{\partial \dot{\alpha}_d} L \right) - \frac{\partial}{\partial \alpha_d} L + \frac{\partial}{\partial \dot{\alpha}_d} E_D = 0 \end{cases} \quad (3.20)$$

将式(3.19)代入式(3.20)中可以得到：

$$\begin{cases} \phi^T \mathbf{M}_s \phi \cdot \ddot{\alpha}_p + \phi^T \mathbf{C}_s \phi \cdot \dot{\alpha}_p + \phi^T \mathbf{K}_s \phi \cdot \alpha_p + \phi^T T_c k_d T_c^T \phi \cdot (\alpha_p - \alpha_d) = 0 \\ \phi^T T_c m_d T_c^T \phi \cdot \ddot{\alpha}_d + \phi^T T_c c_d T_c^T \phi \cdot \dot{\alpha}_d + \phi^T T_c k_d T_c^T \phi \cdot (\alpha_d - \alpha_p) = 0 \end{cases} \quad (3.21)$$

将公式(3.21)与公式(2.15)进行对比，可知，等效二自由度下的惯容的广义表观质量，及广义结构质量可以表达为：

$$\begin{cases} M_s = \phi^T \mathbf{M}_s \phi \\ M_d = \phi^T T_c m_d T_c^T \phi \end{cases} \quad (3.22)$$

等效二自由度结构的模态惯质比可以表达为：

$$\mu = \frac{M_d}{M_s} = \frac{\phi^T T_c m_d T_c^T \phi}{\phi^T \mathbf{M}_s \phi} \quad (3.23)$$

从式(3.23)可知，拉索式惯容系统在结构中的布置位置及拉索形状（通过拉索位移转换矩阵 T_c 来表达）将影响惯容的广义表观质量，而不影响结构的广义质量。当拉索位移转换矩阵 T_c 能够将振动形状向量 ϕ 控制下的结构层间位移叠加时，将能带来显著的表现质量加强的效果，这一点将在算例中通过实例进一步讲解。

3.2 跨层型拉索式惯容系统及其拉索形状拓扑优化设计方法

基于性能控制的基本思想，我们在考虑获取目标控制效果的同时，针对拉索式惯容系统的经济性能进行优化，设计流程如图 3.3 所示。

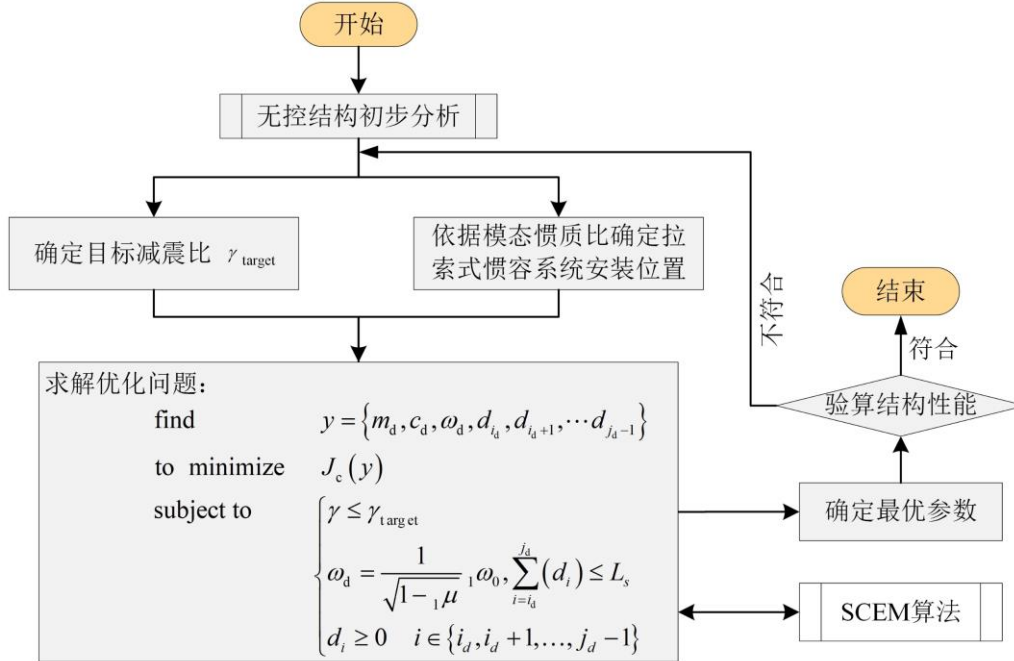


图 3.3 多自由度结构配备跨层型拉索式惯容系统的设计基本流程

基本设计流程如下：

- 1、针对结构进行初始分析并计算相应的模态惯质比，确定拉索式惯容系统的安装位置；
- 2、初步选定目标控制效果的指标及表达惯容系统经济性能的指标
- 3、利用定点理论确定拉索式惯容系统的调谐频率约束条件，将跨层型拉索式惯容系统及其拉索形状拓扑优化问题表达为带约束的单目标寻优问题；
- 4、利用 SCEM 算法针对拉索式惯容系统的表观质量，阻尼及调谐刚度及拉索形状参数进行优化求解；
- 5、基于优化设计参数验算结构性能。

跨层型拉索式惯容系统优化所使用的地震相应求解方法，随机地震动输入模型、扩展状态方程的建立方法及 SCEM 寻优算法将在下文中一一叙述。

3.2.1 地震响应的计算方法——直接随机分析方法^[125]

不同于从线性问题的确定性解集出发，再考虑用随机过程替代确定性激励的影响的间接方法（常见的有时域分析、频域分析方法），直接随机分析方法直接进行随机分析，从确定性微分方程中解出一个或多个特定响应随时间演化的统计

量。

对于由状态空间变量表达的运动方程：

$$\dot{\bar{Y}}(t) = \mathbf{A} \cdot \bar{Y}(t) + \mathbf{E} \cdot \bar{Q}(t) \quad (3.24)$$

对(3.24)式两边同时取期望可以得到关于均值统计量的随时间演化的确定性微分方程：

$$\dot{\bar{\mu}}_Y(t) = \mathbf{A} \cdot \bar{\mu}_Y(t) + \mathbf{E} \cdot \bar{\mu}_Q(t) \quad (3.25)$$

对(3.24)式两边同时右乘 $\bar{Y}^T(t)$ 并取期望可以得到：

$$\begin{aligned} E\left[\dot{\bar{Y}}(t)\bar{Y}^T(t)\right] &= \mathbf{A} \cdot E\left[\bar{Y}(t)\bar{Y}^T(t)\right] + \mathbf{E} \cdot E\left[\bar{Q}(t)\bar{Y}^T(t)\right] \\ &= \mathbf{A} \cdot \phi_{YY}(t,t) + \mathbf{E} \cdot \phi_{QY}(t,t) \end{aligned} \quad (3.26)$$

式(3.26)两边转置并与式(3.26)相加可得随时间演化的确定性二阶矩微分方程：

$$\begin{aligned} E\left[\dot{\bar{Y}}(t)\dot{\bar{Y}}^T(t)\right] + E\left[\dot{\bar{Y}}(t)\bar{Y}^T(t)\right] &= \\ \frac{d}{dt}\phi_{YY}(t,t) &= \mathbf{A} \cdot \phi_{YY}(t,t) + \phi_{YY}(t,t) \cdot \mathbf{A}^T + \mathbf{E} \cdot \phi_{QY}(t,t) + \phi_{YQ}(t,t) \cdot \mathbf{E}^T \end{aligned} \quad (3.27)$$

二阶累计函数可以表达为：

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_{YY}(t,t) &= \phi_{YY}(t,t) - \bar{\mu}_Y(t)[\bar{\mu}_Y(t)]^T \\ \mathbf{K}_{QY}(t,t) &= \phi_{QY}(t,t) - \bar{\mu}_Q(t)[\bar{\mu}_Y(t)]^T \\ \mathbf{K}_{YQ}(t,t) &= \phi_{YQ}(t,t) - \bar{\mu}_Y(t)[\bar{\mu}_Q(t)]^T \end{aligned} \quad (3.28)$$

因此，二阶累计函数的方程：

$$\frac{d}{dt}\mathbf{K}_{YY}(t,t) = \mathbf{A} \cdot \mathbf{K}_{YY}(t,t) + \mathbf{K}_{YY}(t,t) \cdot \mathbf{A}^T + \mathbf{E} \cdot \mathbf{K}_{QY}(t,t) + \mathbf{K}_{YQ}(t,t) \cdot \mathbf{E}^T \quad (3.29)$$

考虑激励为 delta 相关，对方程进行简化。激励过程的协方差矩阵表达为：

$$\mathbf{K}_{QQ}(t,s) = 2\pi S_0(t)\delta(t-s) \quad (3.30)$$

其中 $S_0(t)$ 为非平稳的自谱密度矩阵。

依据(3.24)式可得：

$$\bar{Y}(t) = \bar{Y}(t_0) + \mathbf{A} \cdot \int_{t_0}^t \bar{Y}(u)du + \mathbf{E} \cdot \int_{t_0}^t \bar{Q}(u)du \quad (3.31)$$

因此，

$$\mathbf{K}_{QY}(t,t) = \mathbf{K}_{QY}(t,t_0) + \int_{t_0}^t \mathbf{K}_{QY}(t,u)du \cdot \mathbf{A}^T + \int_{t_0}^t \mathbf{K}_{QQ}(t,u)du \cdot \mathbf{E}^T \quad (3.32)$$

由于激励 delta 相关， $\mathbf{K}_{QY}(t,t_0) = 0$ ， $\int_{t_0}^t \mathbf{K}_{QY}(t,u)du \cdot \mathbf{A}^T = 0$ 。

$$\mathbf{K}_{QY}(t,t) = \int_{t_0}^t \mathbf{K}_{QQ}(t,u)du \cdot \mathbf{E}^T \quad (3.33)$$

二阶累计函数的方程可变换为：

$$\begin{aligned}
 \frac{d}{dt} \mathbf{K}_{YY}(t,t) &= \mathbf{A} \cdot \mathbf{K}_{YY}(t,t) + \mathbf{K}_{YY}(t,t) \cdot \mathbf{A}^T \\
 &+ \mathbf{E} \cdot \left(\int_{t_0}^t \mathbf{K}_{QQ}(t,u) du + \int_{t_0}^t \mathbf{K}_{QQ}(u,t) du \right) \cdot \mathbf{E}^T \\
 &= \mathbf{A} \cdot \mathbf{K}_{YY}(t,t) + \mathbf{K}_{YY}(t,t) \cdot \mathbf{A}^T + \mathbf{E} \cdot (2\pi S_0(t)) \cdot \mathbf{E}^T
 \end{aligned} \quad (3.34)$$

为了简化计算，将 \mathbf{A} 对角化： $\mathbf{A}\boldsymbol{\theta} = \boldsymbol{\theta}\boldsymbol{\lambda}$ ，令 $\bar{Y}(t) = \boldsymbol{\theta}\bar{Z}(t)$ ，则有：

$$\dot{\bar{\mu}}_Y(t) = \boldsymbol{\lambda} \cdot \bar{\mu}_Y(t) + \boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot \bar{\mu}_Q(t) \quad (3.35)$$

$$\frac{d}{dt} \mathbf{K}_{ZZ}(t,t) = \boldsymbol{\lambda} \cdot \mathbf{K}_{ZZ}(t,t) + \mathbf{K}_{ZZ}(t,t) \cdot \boldsymbol{\lambda}^T + 2\pi \boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot S_0(t) \cdot (\boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E})^T \quad (3.36)$$

根据随时间演化的确定性微分方程(3.35)和(3.36)，可解出均值统计量及二阶累计函数统计量：

$$\bar{\mu}_Z(t) = \bar{\mu}_Z(t_0) \exp[(t-t_0)\boldsymbol{\lambda}] + \int_{t_0}^t \exp[(t-t_0)\boldsymbol{\lambda}] \cdot \boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot \bar{\mu}_Q(s) ds \quad (3.37)$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{K}_{ZZ}(t,t) &= \exp[(t-t_0)\boldsymbol{\lambda}] \mathbf{K}_{ZZ}(t_0,t_0) \exp[(t-t_0)\boldsymbol{\lambda}]^T + \\
 &2\pi \int_{t_0}^t \exp[(t-s)\boldsymbol{\lambda}] \cdot \boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot S_0(t) \cdot (\boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E})^T \cdot \exp[(t-s)\boldsymbol{\lambda}]^T ds
 \end{aligned} \quad (3.38)$$

$$\bar{\mu}_Y(t) = \boldsymbol{\theta} \bar{\mu}_Z \quad \mathbf{K}_{YY} = \boldsymbol{\theta} \mathbf{K}_{ZZ} \boldsymbol{\theta}^T \quad (3.39)$$

值得注意的是，当所考虑的激励为平稳随机过程时，统计量与时间无关，方程公式(3.35)和(3.36)进一步简化，变为代数方程：

$$\boldsymbol{\lambda} \cdot \bar{\mu}_Y + \boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot \bar{\mu}_Q = 0 \quad (3.40)$$

$$\boldsymbol{\lambda} \mathbf{K}_{ZZ} + \mathbf{K}_{ZZ} \boldsymbol{\lambda}^T + 2\pi S_0 \cdot \boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot (\boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E})^T = 0 \quad (3.41)$$

由于方程(3.41)相互解耦，可求出协方差矩阵的任意元素：

$$[\mathbf{K}_{ZZ}]_{jl} = -\frac{2\pi S_0 \left[\boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E} \cdot (\boldsymbol{\theta}^{-1} \mathbf{E})^T \right]_{jl}}{\lambda_j + \lambda_l} \quad (3.42)$$

值得注意的是，上述针对平稳随机过程的对角化及方程求解过程可以在MATLAB中用lyap函数直接实现。对应于lyap函数的输入格式，可以将式(3.34)直接退化为时不变的平稳过程：

$$\mathbf{A} \mathbf{K}_{YY} + \mathbf{K}_{YY} \mathbf{A}^T + 2\pi S_0 \mathbf{E} \mathbf{E}^T = 0 \quad (3.43)$$

3.2.2 随机地震动输入模型

在计算结构地震响应时，为了表达地震动的不确定性，我们采用具有一定特性的随机过程作为结构的输入激励。功率谱密度函数作为随机过程的一个重要的统计特征，可以描述地震地面运动过程中能量的频域分布规律以表征其频率特性。

Housner^[126]最早采用随机过程模拟地震地面运动，并提出了平稳白噪声模型。平稳白噪声模型的特点是功率谱密度始终为常数，所表示的地震地面加速度的谱密度函数可以表达为：

$$S_g(\omega) = S_0 \quad (3.44)$$

白噪声模型是最简单的地震动模型，在频域范围内是一个常数，是一种无频率特性的平稳地震动模型。虽然用此模型进行结构随机地震动分析十分方便，甚至针对一些简单结构可以直接给出解析解，但由于其假定在正负无穷大范围内频率均匀分布，这与实际的地震动加速度纪录差异较大，不能很好地表达实际地震动。

日本学者 Kanai 和 Tajimi 在白噪声模型的基础上提出了过滤白噪声模型^[127]。该模型的基本假定如下：1、基岩输入的激励为谱密度恒定 S_0 的白噪声过程 2、基岩上的覆盖土层对激励具有滤波作用，可视作单自由度线性滤波器。因此，经过土层滤波的地震动的功率谱密度函数（简称 K-T 谱）可以表达为：

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad (3.45)$$

式中， ω_g 表示地面特征频率， ξ_g 表示地面特征阻尼比。对于坚固的土壤条件，Kanai 曾建议 ω_g 取为 15.6 rad/s、 ξ_g 取为 0.6，当土壤条件差别较大时，应适当选取其他数值。

K-T 谱是一种单峰值功率谱模型，具有物理意义明确的模型参数，能够反映场地的滤波作用，体现了场地特征对地震动的影响规律。但同时，K-T 谱也存在一定的不足之处^[128]：K-T 谱忽略了地震动速度和位移在频率为零处是有限的条件，由该模型导出的地震动速度功率谱在频率等于零时出现明显的奇异点；另外，K-T 谱过分夸大了地震动的低频分量，该过程的能量被视为无限大，在对长周期结构（如隔震结构）进行地震反应分析时，可能会得到不合理的结果。因此，K-T 谱模型仅适用于中高频结构体系的随机地震响应分析，不适用于低频结构体系的地震响应分析。

由于 K-T 谱模型存在上述缺点，为了更好地满足工程抗震分析的需要，许多学者对过滤白噪声模型进行了修正，如胡聿贤^[129]、欧进萍^[130]和 Clough 与 Penzien^[131]等。

如图 3.4 所示，Clough 与 Penzien 所提出的 Clough-Penzien 模型是在 Kanai-Tajimi 模型的过滤白噪声基础上，进行了二次滤波，从而修正了低频振动分量，能更好地反映地震动低频能量的变化，更符合实际地震动情况。因此，本文选用了 C-P 谱作为随机地震动输入的功率谱，以更好地满足文中结构随机地震响应分析的需要。Clough-Penzien 模型的地面加速度功率谱密度函数（简称 C-P 谱）

可以表达为:

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \cdot S_0 \quad (3.46)$$

式中, ω_f , ξ_f 分别为附加滤波器的频率和阻尼参数, 通过这两个参数的配合设置, 可模拟地震动低频能量的变化, 其值的选取与场地土质条件有关, 在[132]中, Der Kiuregwan 给出了坚固, 中等, 软土三类典型土质条件的建议取值, 如表格 3.1 所示。谱强度因子 S_0 与设计分组、场地类别和地震烈度等因素有关, 计算时可以近似取为^[133]:

$$S_0 = \frac{0.141\xi_g A_g^2}{\omega_g \sqrt{1 + 4\xi_g^2}} \quad (3.47)$$

式中, A_g 为地震动峰值加速度 (PGA)。

表格 3.1 三种典型土质情况的 Clough-Penzien 模型参数

土质条件	ω_g (rad/s)	ξ_g	ω_f (rad/s)	ξ_f
坚固	15.0	0.6	1.5	0.6
中等	10.0	0.4	1.0	0.6
软土	5.0	0.2	0.5	0.6

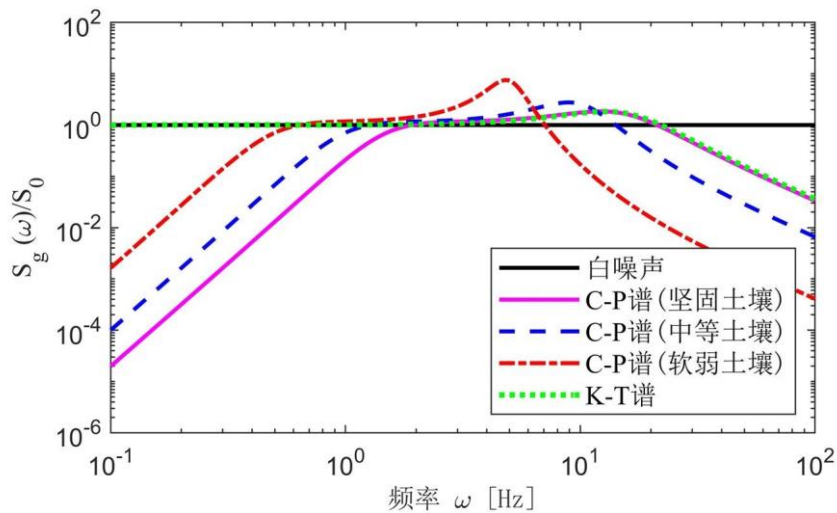


图 3.4 Clough-Penzien 模型 Kanai-Tajimi 模型

3.2.3 扩展状态空间方程

为了在直接随机分析方法中考虑合适的随机地震动输入模型,需要将地震作用下结构运动状态空间方程进行拓展。首先,将向量 $x_R = [x^T \quad \dot{x}^T]^T$ 定义为状态空间向量,式(3.15)可改写为状态空间方程的形式:

$$\dot{x}_R = \mathbf{A}_R x_R + \mathbf{E}_R w \quad (3.48)$$

其中,

$$\mathbf{A}_R = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}, \mathbf{E}_R = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{(n+1) \times 1} \\ -\mathbf{r} \end{bmatrix} \quad (3.49)$$

将为了在直接随机分析方法中考虑合适的随机地震动输入模型,需要将地震作用下结构运动状态空间方程进行拓展。考虑 C-P 谱的物理意义:针对基岩产生的白噪声激励进行土层的一次滤波过程并添加滤波器,可以将式(3.46)改写成状态空间方程的形式:

$$\begin{cases} \dot{x}_q = \mathbf{A}_q x_q + \mathbf{E}_q w \\ \ddot{x}_g = \mathbf{C}_q x_q \end{cases} \quad (3.50)$$

其中,

$$\mathbf{A}_q = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g \omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\omega_f^2 & -2\xi_g \omega_g & -\omega_f^2 & -2\xi_f \omega_f \end{bmatrix}, \mathbf{E}_q = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.51)$$

$$\mathbf{C}_q = \begin{bmatrix} -\omega_g^2 & -2\xi_g \omega_g & \omega_f^2 & 2\xi_f \omega_f \end{bmatrix} \quad (3.52)$$

将式和式结合起来可以获得考虑 C-P 谱的随机过程作为地面输入激励的扩展状态空间方程的表达:

$$\begin{cases} \dot{x}_s = \mathbf{A}_s x_s + \mathbf{E}_s w \\ z = \mathbf{C}_s x_s \end{cases} \quad (3.53)$$

其中, $x_s = [x_R^T \quad x_q^T]^T$ 为扩展的状态空间向量, z 为观测输出向量。矩阵 \mathbf{A}_s , \mathbf{E}_s 及 \mathbf{C}_s 分别可以表达为:

$$\mathbf{A}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_R & \mathbf{E}_s \mathbf{C}_q \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_q \end{bmatrix}, \mathbf{E}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2(n+1) \times 1} \\ \mathbf{E}_q \end{bmatrix}, \mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_R & \mathbf{0}_{(2n+1) \times 4} \end{bmatrix} \quad (3.54)$$

$$\mathbf{C}_R = \begin{bmatrix} \mathbf{T} & \mathbf{0}_{n \times (n+2)} \\ -k_d T_c & k_d \mathbf{0}_{1 \times (n+1)} \end{bmatrix} \quad (3.55)$$

根据观测矩阵 \mathbf{C}_R 的定义可知,观测输出向量 z 包含的信息有受控结构的层

间相对位移及受控结构的惯容系统出力信息。根据直接随机分析方法，我们可以将观测输出向量 z 的协方差矩阵 \mathbf{K}_{zz} 表达为：

$$\mathbf{K}_{zz} = \mathbf{C}_s \mathbf{P} \mathbf{C}_s^T \quad (3.56)$$

其中， \mathbf{P} 可以通过求解与之相关的代数方程（Lyapunov 方程）获得。依据 3.2.1 节该 Lyapunov 方程可以推断为：

$$\mathbf{A}_s \mathbf{P} + \mathbf{P} \mathbf{A}_s^T + 2\pi \mathbf{S}_0 \cdot \mathbf{E}_s \mathbf{E}_s^T = 0 \quad (3.57)$$

根据均方值响应的定义，受控结构的层间相对位移及惯容系统出力的均方值可以通过对输出向量 z 的协方差矩阵 \mathbf{K}_{zz} 对角线元素进行开方获得。

3.2.4 基于减振比的优化设计的数学表达

针对跨层型拉索式惯容系统的优化控制，包含惯容系统安装位置的确定，拉索拓扑形状的确定以及惯容系统组成参数的确定三个方面。惯容系统的安装位置可以根据无控结构的初步分析进行确定。拉索的拓扑形状及惯容系统组成参数的确定则需要通过优化算法进行求解，在合理的参数范围下获得结构地震响应的最优控制。在这里，我们同时考虑跨层型惯容系统的控制性能及经济指标，采用基于性能需求的设计方法。为了更加直观的表达优化过程，我们选用以下参数作为优化过程中的设计变量：

$$y = \{m_d, c_d, \omega_d, d_{i_d}, d_{i_d+1}, \dots, d_{j_d}\} \quad (3.58)$$

其中， d_i 表示拉索在所跨越的第 i 楼层上的水平投影长度，如图 3.2 所示； ω_d 表示惯容系统的自身频率：

$$\omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}} \quad (3.59)$$

依据设计参数，表达拉索形状的拉索位移转换矩阵 T_c 可以通过下式计算：

$$T_c = \begin{cases} \begin{bmatrix} 0, \dots, -\frac{d_{i_d}}{\sqrt{d_{i_d}^2 + h_{i_d+1}^2}}, \frac{d_{i_d}}{\sqrt{d_{i_d}^2 + h_{i_d+1}^2}} - \frac{d_{i_d+1}}{\sqrt{d_{i_d+1}^2 + h_{i_d+2}^2}}, \dots, \frac{d_{j_d-1}}{\sqrt{d_{j_d-1}^2 + h_{j_d}^2}}, 0, \dots, 0 \end{bmatrix} & i_d \neq 0 \\ \begin{bmatrix} \frac{d_0}{\sqrt{d_0^2 + h_1^2}} - \frac{d_1}{\sqrt{d_1^2 + h_2^2}}, \frac{d_1}{\sqrt{d_1^2 + h_2^2}} - \frac{d_2}{\sqrt{d_2^2 + h_3^2}}, \dots, \frac{d_{j_d-1}}{\sqrt{d_{j_d-1}^2 + h_{j_d}^2}}, 0, \dots, 0 \end{bmatrix} & i_d = 0 \end{cases} \quad (3.60)$$

值得注意的是，拉索布置形状受限于建筑结构立面宽度，因此各段投影长度的取值范围表达如下：

$$\begin{cases} \sum_{i=i_d}^{j_d} (d_i) \leq L_s \\ d_i \geq 0 \quad i \in \{i_d, i_d + 1, \dots, j_d\} \end{cases} \quad (3.61)$$

其中, L_s 为建筑结构受控方向的立面宽度。

在优化设计过程中, 跨层型拉索式惯容系统对于结构的控制效果通过位移均方响应减振比进行表达, 其定义如下:

$$\gamma = \frac{\text{惯容减震结构响应}}{\text{原结构响应}} = \frac{\theta_{\max}}{\theta_{0,\max}} \quad (3.62)$$

其中 θ_{\max} 表示减振结构层间位移角均方值的最大值, $\theta_{0,\max}$ 为原结构层间位移角均方值的最大值。 θ_{\max} 可以根据式(3.56)所求出的位移响应均方值进行求解:

$$\theta_{\max} = \max_{i=1}^n \left[\frac{\sqrt{\mathbf{K}_{zz}(i,i)}}{h_i} \right] \quad (3.63)$$

考虑到惯容系统制造时所需的材料强度及安装惯容系统时所需的转向器及拉索锚固节点的加固成本均与惯容系统的出力成正相关^[66, 72], 在这里我们将惯容系统水平出力的均方值作为跨层型拉索式惯容系统的成本指标。

值得注意的是, 通过增加惯容系统的连接刚度, 可以使得惯容系统对于结构的地震响应控制效果在一定程度上有所提升, 但是这样将使得惯容系统的调谐效果消失, 造成惯容系统的表观质量及阻尼需求增加。因此, 为了保证惯容系统的调谐效果以获得较为合理的优化结果, 拉索式惯容系统的刚度需要进行限制。参考 Ikago 等人在[43]中的做法, 拉索式惯容系统的频率限制如下:

$$\omega_d = \frac{1}{\sqrt{1 - \mu}} \omega_0 \quad (3.64)$$

其中 ω_0 表示无控结构的一阶自振频率, μ 表示拉索式惯容系统的一阶有效惯质比, 可以通过将无控结构质量矩阵 \mathbf{M}_s , 一阶振型 ϕ , 惯容系统的设计表观质量 m_d , 及表征拉索设计形状的拉索位移转换矩阵 T_c 带入式(3.23)中计算得到。

因此, 基于性能的跨层型拉索式惯容系统的优化设计可以表达为如下的数学问题:

$$\begin{aligned} & \text{find} && y = \{m_d, c_d, \omega_d, d_{i_d}, d_{i_d+1}, \dots, d_{j_d-1}\} \\ & \text{to minimize} && J_c(y) \\ & \text{subject to} && \begin{cases} \gamma \leq \gamma_{\text{target}}, \omega_d = \frac{1}{\sqrt{1 - \mu}} \omega_0 \\ \sum_{i=i_d}^{j_d} (d_i) \leq L_s, d_i \geq 0 \quad i \in \{i_d, i_d + 1, \dots, j_d - 1\} \end{cases} \end{aligned} \quad (3.65)$$

其中, γ_{target} 为目标减振比, 主要依据目标性能需求, 无控结构响应及抗震安全裕度 η 进行确定:

$$\gamma_{\text{target}} = \frac{\text{目标性能需求}}{\text{原结构响应}} \times \frac{1}{\text{抗争安全裕度}} = \frac{[\theta]}{\eta\theta_{0,\max}} \quad (3.66)$$

最终, 根据优化后的设计参数, 即可确定合适的拉索型号, 及相应的调谐弹簧刚度。

3.2.5 优化求解的算法原理及其流程

从智能算法的操作性、收敛性以及全局寻优能力等方面来看, SCEM 算法 (Shuffled Complex Evolution Meortpolis algorithm) 由于易于操作, 高效且收敛稳健以及寻优能力较强, 将作为本文所提出的基于减振比的平稳随机地震优化设计的寻优方法。

SCEM 算法是一种高效自适应 MCMC (Markov Chain Monte Carlo) 进化算法。SCEM 算法结合了 SCE (Shuffled Complex Evolution) 算法生物竞争进化、分区混合洗牌以及 Metropolis 算法的优点, 在进化过程中根据马尔可夫链获得的历史样本信息自适应的调整转移概率, 从而使算法快速收敛到后验概率分布, 能够有效解决多参数模型的识别和优化问题, 同时该算法的退火特性和分区间信息共享能够使算法避免收敛到局部最优区域, 保证了计算结果的可靠性。

一、SCE 算法基本原理

SCEM 是在 SCE 优化算法的基础上, 结合 MCMC 思想提出的, 因此本节先对 SCE 算法做简要介绍。SCE 算法是一种基于群集思想的算法, 针对参数优化过程中存在的高度非线性、多极值、无显式表达式、具有区间型约束等难题, 引入全空间分区域系统演化和竞争性进化策略, 通过对复合型的定期洗牌重组来实现每个复合型得到的信息在整个空间共享, 同时结合遗传算法中生物竞争进化的思想, 使算法能够避免陷入局部最优, 快速收敛于全局最优解。

SCE 算法在搜索空间中随机生成 s 个样本点, 称之为一个群体 D , 每个样本点为一个 n 维向量, 代表所求解问题的 n 个变量。这样, SCE 算法中整个种群可表示为 $x_i = (x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{in})^T \in \theta, i = 1, 2, \dots, s$, 其中 $\theta \in \mathbf{R}^n$, 为搜索空间。将此群体 D 分成若干个族群, 每个族群称之为一个复合形。让各个复合形独立地进行进化, 并淘汰最差的个体。进化一定代数之后, 将各族群融合并分成新的族群, 使各复合形的信息得到共享, 群体更快地进化。

SCE 算法的流程可以表示如下^[134]:

步骤 1 初始化。针对 n 维设计变量 $\mathbf{d}=[d_1, d_2, \dots, d_n]^T$ ，选取参与进化的复合形个数 p ($p \geq 1$) 和每个复合形的样本数目为 m ($m \geq n+1$)，则样本点数目 $s = p \times m$ 。

步骤 2 生成样本点。在可行域内随机产生 s 个样本点 x_1, x_2, \dots, x_s ，分别计算每一点 x_i 的函数值 $f_i = f(x_i), i=1, \dots, s$ 。

步骤 3 样本点排序。将 s 个样本点 (x_i, f_i) 按照函数值升序排列，排列后仍记做 $(x_i, f_i), i=1, \dots, s$ ，其中 $f_1 \leq f_2 \leq \dots \leq f_s$ ，记为：

$$\begin{aligned} A_k &= \{(x_j^k, f_j^k)\} \\ x_j^k &= x_{j+m(k-1)} \\ f_j^k &= f_{j+m(k-1)}, j=1, \dots, m \end{aligned} \quad (3.67)$$

步骤 4 划分复合型群体。将 D 划分为 p 个复合形 A_1, A_2, \dots, A_p ，每个复合形有 m 个样本，其中 $A_k = \{(x_j^k, f_j^k), x_j^k = x_{j+m(k-1)}, f_j^k = f_{j+m(k-1)}, j=1, \dots, m, k=1, \dots, p$ 。

步骤 5 复合形进化。按 Complex Competitive Evolution (CCE) 分别进化各个复合形。

步骤 6 复合形混合。把进化后的每个复合形的所有样本组合成新的点集，再次按函数值 f_i 升序排列，排序后仍记为 D ，将 D 中各点序号按照函数值升序重新排列。

步骤 7 终止条件判断。如果满足终止条件则停止，否则返回步骤 4。

其中，步骤 5 所提到的 CCE 算法是 SCE 算法的关键部分，在 CCE 算法中，每个复合形的样本都是潜在的父辈，都有可能参与产生下一代群体的计算，新的复合形是通过随机方式构建的，这使得算法在可行域中的搜索更加彻底。

CCE 算法通过使用三角形概率分布来赋予不同个体权重，以实现演化竞争性。父辈的适应值越高，表示其越优秀，即会有更高的概率来产生子代。CCE 算法通过 Nelder-Mead 法产生子代。这种方法根据复合形各个样本的位置确定形心位置，以得到最差顶点的进化方向。每个复合形中会产生新的顶点来替代本复合型中的最差顶点，而不是整个群体中的最差顶点，这使得各个复合形独立地进化，每个父辈在被替代之前都有机会参与子代的复制，从而保证了所有样本里有利于进化的信息都不会被遗漏。为了避免算法陷入局部最优，某些子代将通过随机方式在全部子空间中产生，类似于遗传算法中的变异因子。

二、 SCEM 算法原理

SCEM 算法是基于 SCE 算法的一种自适应马尔科夫链蒙特卡罗采样器，算法采用马尔可夫链策略使用后验概率分布来抽取样本，每一代样本的抽取仅与上

一代样本和转移概率分布有关。MCMC 采样器在构造马尔可夫链上具有良好的各态历经性和收敛性,因此马尔可夫链抽取的样本将按照目标后验概率密度按照稳定的频率进行分布。在产生的伪随机点中,可以提取所关心的概率特性,如概率密度函数和后验概率分布的随机特征值等。

在自然界中很多随机现象具有以下规律:已知某系(或过程)统在时刻 $t = t_0$ 时所处的状态,该系统(或过程)在时刻 $t > t_0$ 所处的状态与在时刻 $t < t_0$ 所处的状态无关。随机现象的这种特性叫做无后效性。给定随机过程 $\{X(t), t \in T\}$ 。如果对任意正整数 $n \geq 3$,任意的 $t_1 < t_2 < \dots < t_n, t_i \in T, i = 1, \dots, n$,任意的 $x_1, \dots, x_{n-1} \in E$,其中, E 是 $X(t)$ 的状态空间,总有:

$$P(X(t_n) \leq x_n | X(t_1) = x_1, \dots, X(t_{n-1}) = x_{n-1}) = P(X(t_n) \leq x_n | X(t_{n-1}) = x_{n-1}) \quad (3.68)$$

其中 $x_n \in R$ 。那么称 $\{X(t), t \in T\}$ 为马尔可夫过程。马尔可夫过程具有无后效性。通常将参数离散、状态离散的马尔可夫过程称为马尔可夫链。

MCMC 方法是一种处理复杂统计问题的重要随机方法,也称动态的 MCS 方法,在处理复杂高维积分问题的贝叶斯分析领域和机器学习中广泛应用。MCMC 方法涉及的两个基本思想如下:

1. 采用 MCS 思想估计期望值:

$$E(f) = \sum_{x_1, \dots, x_n} f(x_1, x_2, \dots, x_n) P(x_1, x_2, \dots, x_n) \approx \frac{1}{T} \sum_{t=1}^T f(x_1^t, x_2^t, \dots, x_n^t) \quad (3.69)$$

T 较大时,根据 $P(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 采样得到 $x_1^t, x_2^t, \dots, x_n^t$ 。

2. 构建一条极限分布为 P 的马尔可夫链,对这条马尔可夫链模拟并对其极限分布采样。

基于这两点基本思想,通常 MCMC 方法的实施步骤如下:

1. 选择一个具有平稳分布的马尔可夫链。
2. 由观测点上一点 $X^{(0)}$ 出发,用构建的马尔可夫链产生序列 $X^{(1)}, \dots, X^{(n)}$ 。
3. 对某个 m 和足够大的 n ,任一函数 $f(x)$ 的期望估计如下:

$$\tilde{E}_n f = \frac{1}{n-m} \sum_{t=m+1}^n f(X^{(t)}) \quad (3.70)$$

MCMC 法可以在参数空间中,通过一个固定的概率分布,以稳定的概率产生最优解。选择一种合适的抽样方式,对于构建马尔可夫链至关重要。选择合适的 MCMC 采样器,能够使算法在参数空间中快速收敛到全局最优解,并且可以兼顾到低后验概率密度区,防止早熟现象的发生。SCEM 算法具备了 SCE 算法自身收敛快、解空间搜索信息能力强、随机搜索、竞争进化、复合型洗牌的优点,结合 Metropolis-annealing 策略,有效避免算法像单个区域收敛的趋势,而信息交

换使算法搜索到更好的解。

三、 SCEM 算法流程

SCEM 算法实现流程如图 3.5 所示^[135]。

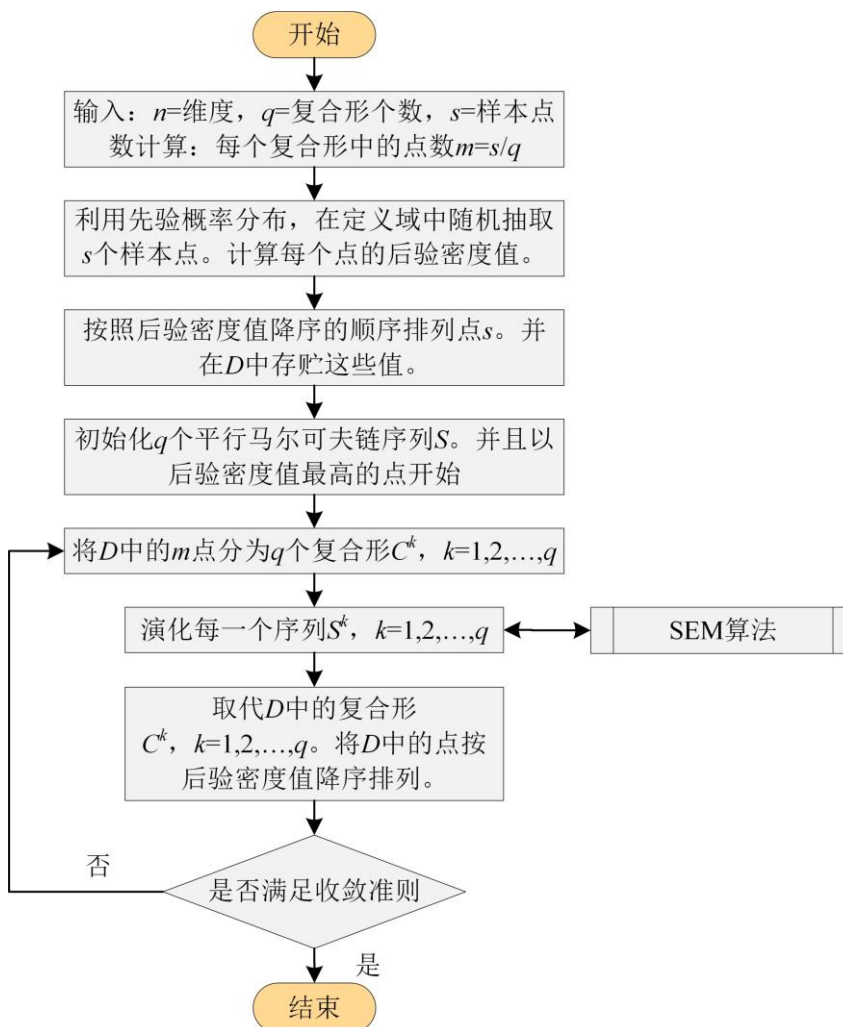


图 3.5 SCEM 算法流程示意图

SCEM 算法中大量初始随机样本点的使用, 可以使算法更好地搜索解空间, 从而加大寻找到全局最优目标概率分布的可能性。采用多个并行序列, 各个序列以不同的起始点出发独立地在解空间中搜索, 可以使优化问题具有更多的局部最优区域, 同时也使人们能够运用启发式测试来判断序列是否收敛到极限分布。复合形的使用则确保能够获取演化过程中每一个序列搜索到的信息。对复合型的洗牌使每个平行序列单独演化的信息在全局共享, 保证每个序列收敛到极限分布。因此 SCEM 是一种具有较强鲁棒性的 MCMC 采样器, 能够使参数搜索稳健和有效地进行。

四、 SEM 核心算法

SCEM 算法的关键部分是步骤五中的序列演化算法 (Sequence Evolution Metropolis, 简称 SEM^[136])。该算法使用复合形 C^k 中的信息, 从一个自适应的概率转移分布中生成各平行序列 S^k 的候选点。SEM 的算法流程见图 3.6。

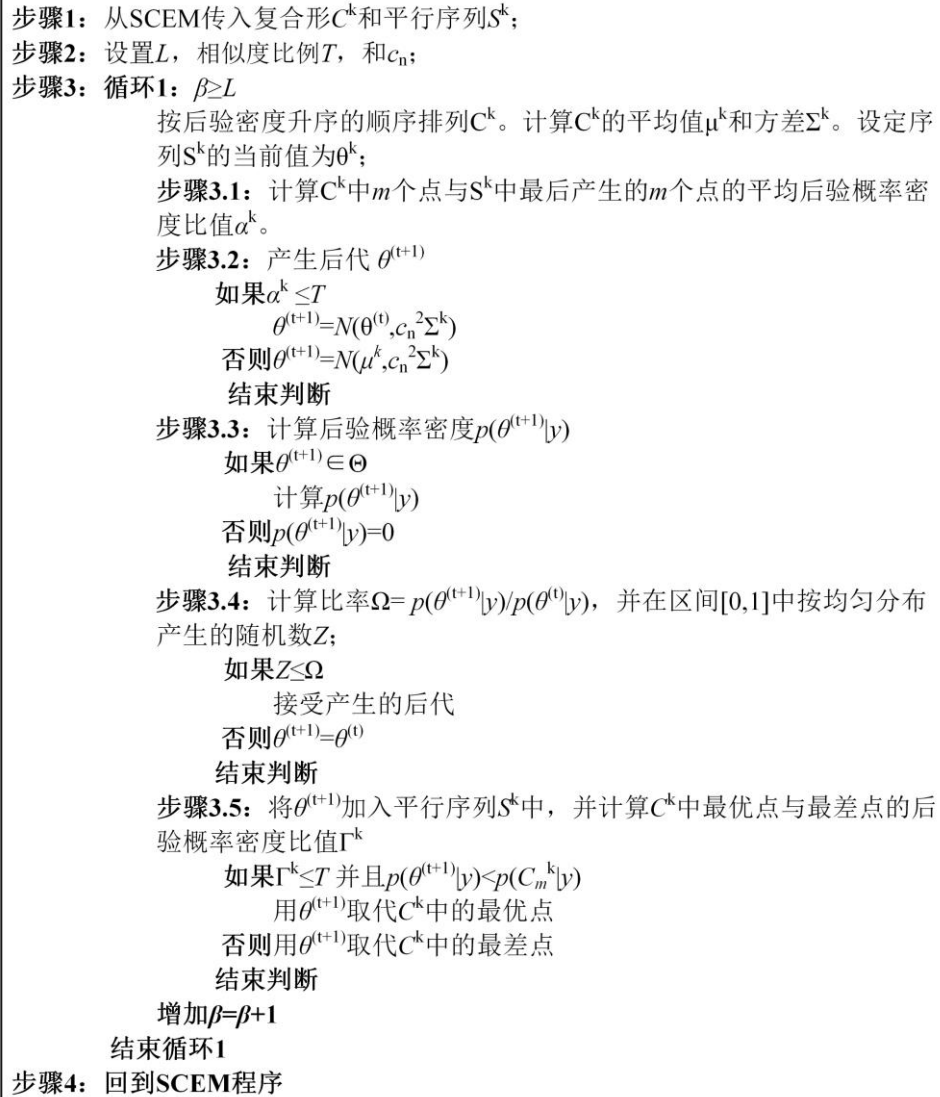


图 3.6 SEM 算法流程示意图

在 SEM 算法中, 采用自适应的多维正态转移概率分布来产生候选点。该转移概率的期望值等于当前序列样本子代的均值; 协方差均值与复合形 k 中的 m 点的数据结构相对应。然而, 当第 k 个序列的最后 m 个产生的点中, 当后验概率密度的均值远小于对应的复合形 k 的 m 个点的概率密度均值时, 转移概率分布的期望值将临时转移至复合形的点的中心位置。这种特性使得序列可以避免停滞于局部最优值, 从而大幅改善序列间的交叉性质。

产生新的候选点之后, 算法将计算该店出的后验概率密度值, 并采用

Metropolis-annealing 准则, 验证该点是否应该加入到当前序列中。最后, SEM 算法将考虑当前复合形中哪一点被取代。当候选点被接受时, $\theta^{(t+1)}$ 将自动取代复合形中最好的点。

然而当候选点被否决后, $\theta^{(t+1)}$ 自动取代复合形 k 中最差的点的时候, $\theta^{(t+1)}$ 后验概率密度值将比复合形 k 中最差的点的概率密度值要高。因此, 当 Γ^k 比预定的某个数大时, 有充分的理由说明转移概率的方差已经太大了, 以至于复合形 k 中仍有一些具有很低概率的点, 此时, 将复合形 k 中最差的点替换掉, 有利于序列收敛于目标概率分布。

和传统的 MCMC 采样器相比, SCEM 算法是一种自适应的采样器, 它的转移概率分布的期望和方差都是通过序列演化的历史过程中的采样信息进行更新的。同时, SCEM 算法采用自适应的转移概率分布产生的序列是各态历经的序列。采样器能渐进地产生和目标概率分布的核心概率相同的样本。

SCEM 与 SCE 算法在两个方面有所不同。第一, SCEM 算法采用 Metropolis-annealing 策略产生子代, 而 SCE 算法中的单纯性下山方法, 这样 SCEM 算法能够有效地避免结果向单一模态偏移; 第二, SCEM 算法没有将复合形进一步划分为更小的复合形, 而是使用不同的替换过程来避免搜索陷入低后验概率密度区。这两点保证了 SCEM 算法陷入局部最优, 使之能够更快收敛于稳定的概率分布。

五、收敛准则

SCEM 算法采用 GR 收敛准则, 由 Gelman 和 Rubin^[137, 138] 提出, 该准则主要通过马尔可夫链中和马尔可夫链间的方差计算得到。

对于 q 条平行的马尔可夫链, 定义 g 为马尔可夫链的循环次数, B 为 q 条马尔可夫链均值的方差, W 为各参数连内方差的均值, 则有

$$\sqrt{SR} = \sqrt{\frac{g-1}{g} + \frac{q+1}{q \cdot g} \frac{B}{W}} \quad (3.71)$$

当 \sqrt{SR} 接近于 1 的时候, 马尔可夫链接近于收敛。然而, 因为 \sqrt{SR} 很难达到 1, Gelman 和 Rubin 建议当数值小于 1.2, 认为马尔可夫链已经收敛到特定的概率分布。

3.3 跨层型拉索式惯容系统及其拉索形状拓扑优化设计算例

针对 3.3 节提出的安装跨层型拉索式惯容系统的多自由度结构的基于性能优化设计方法, 本节选用了日本隔震结构协会提出的 10 层调整型钢结构模型, 从方法的适用性及跨层型拉索式惯容系统的减振有效性两个角度进行算例分析

与验证，通过与传统层间安装的一般惯容系统进行对比，说明跨层型拉索式惯容系统的高效及经济性。依据直接连接型拉索式惯容系统的对比分析，给出拉索拓扑形状的有效简化方案。

3.3.1 基准结构的基本信息

基准结构是由日本隔震结构协会提出的一个 10 层调整型钢结构^[139]，该结构在地震作用下层间变形沿高度均匀变化，底层略高于其余各层，没有明显的薄弱层。结构的详细信息如图 3.7 及表格 3.2 所示。结构的固有阻尼比为 0.02，其前三阶周期特性及模态参与系数见及表格 3.3。假定结构所在地的设防烈度为 8 度（0.3g），场地土的金井清谱的参数为： $\omega_g = 15.0\text{rad/s}$ ， $\xi_g = 0.6$ ， $\omega_f = 1.5\text{rad/s}$ ， $\xi_f = 0.6$ 。

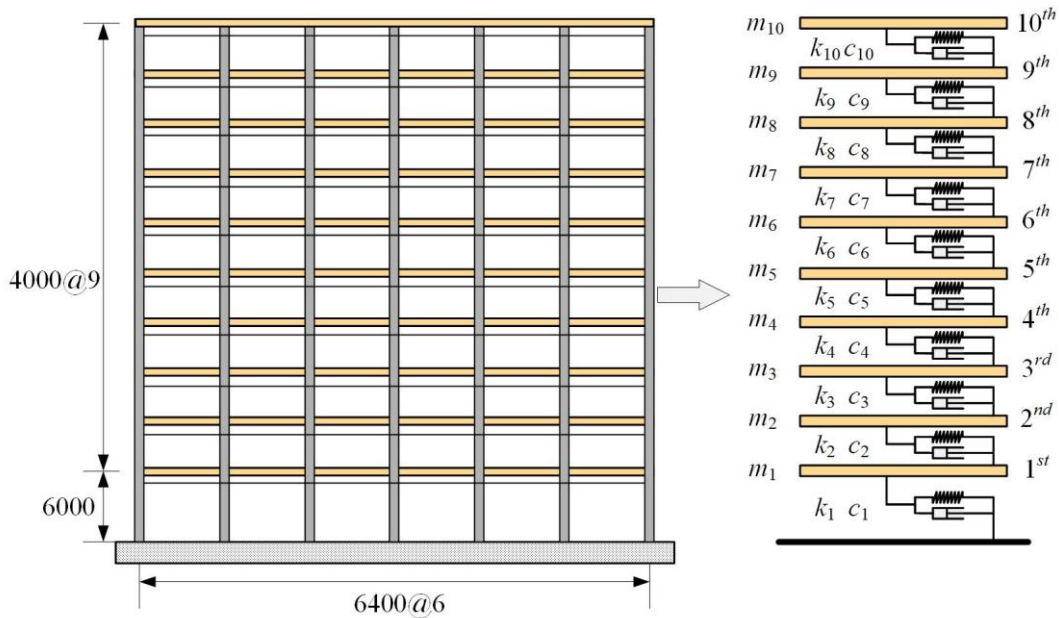


图 3.7 基准结构：日本隔震结构协会 10 层调整型钢结构

表格 3.2 结构基本信息表格

楼层	质量 $m_{s,i}$ (ton)	刚度 $k_{s,i}$ (kN/m)	层高(m)
10	875.4	158550	4
9	649.5	180110	4
8	656.2	220250	4
7	660.2	244790	4
6	667.2	291890	4
5	670.1	306160	4
4	675.7	328260	4

3	680.0	383020	4
2	681.6	383550	4
1	699.9	279960	6

表格 3.3 结构周期特性及模态质量参与系数

	周期(s)	频率 ω_0 (rad/s)	模态质量参与系数
1	2.012	3.121	0.820
2	0.758	8.285	0.114
3	0.462	13.593	0.037

3.3.2 基准结构的初步分析

通过模态分析，可以获得基准结构的前三阶振型如图 3.8 所示。

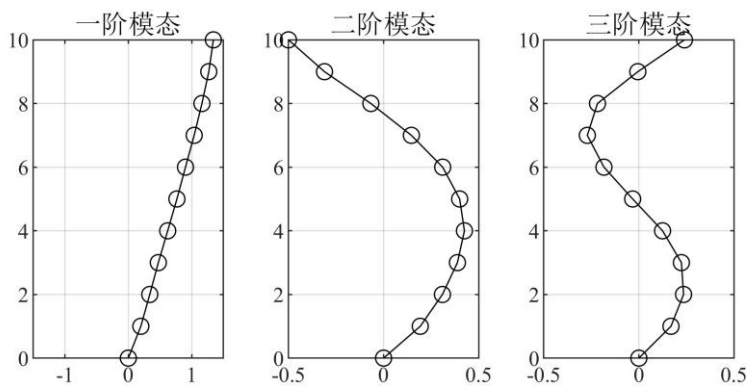


图 3.8 一阶、二阶及三阶模态的振型

根据表格 3.3 中的模态质量参与系数可知，基准结构的一阶模态对其响应的影响最大，模态质量参与系数达到 82%。为初步确定跨层型拉索式惯容系统于基准结构中的安装形式，首先，进行安装形式对拉索式惯容系统利用效率的影响性分析。一般而言，惯容系统的惯质比可以作为其利用效率的有效量化方式。因此，在初步分析过程中，我们通过比较具有相同表观质量的拉索式惯容系统采用不同的安装形式时所获得的惯质比，初步确定惯容系统在基准结构中利用效率最高的安装形式。

针对在结构不同位置安装且考虑跨越不同层数的跨层型拉索式惯容系统，根据式(3.23)计算其一阶模态惯质比。图 3.9 示出了所有惯容系统安装位置对应的归一化惯质比，归一系数为：

$$\frac{m_d}{\phi^T \mathbf{M}_s \phi} \quad (3.72)$$

图 3.9 (a) 的 x 轴表征的是惯容系统的安装位置， y 轴表征的是拉索的锚固

层， z 轴则表示跨层型拉索式惯容系统的归一化一阶惯质比。值得注意的是，当拉索形状为一次函数型时（作为拉索拓扑形式的一种特例），可以节省跨越楼层间的转向器的使用，具有一定的工程意义，因此，在初步分析时，同样将其考虑在内。图 3.9 (b) 示出了，在一次函数型拉索形状下的跨层型拉索式惯容系统在各种安装形式下的归一化惯质比。

根据图 3.9 可知，在相同的跨越层数的情况下，锚固于地面时可以获得最大的惯质比。这主要是由于基准结构底层层高高于其他楼层，且结构的一阶模态变形下，底层层间变形较大。在锚固楼层位置相同时，随着跨越层数的增加，一阶模态惯质比也随之增加。拉索式惯容系统锚固于地面，可获得的最大归一化一阶模态惯质比为 0.462，此时跨越的楼层数量为 10 层，惯容系统的安装层为顶层。拉索形状固定为一次函数型时，其惯质比变化规则与最优拉索形状相近。一次函数型拉索式惯容系统所能获得的最大归一化一阶模态惯质比为 0.455，略小于最优拉索形状的情形。图 3.9 (c) 示出了最优拉索形状与一次函数型拉索形状所对应的惯质比差值，差值均处在较低的水准，表明在一阶模态惯质比的意义上，一次函数型的拉索形状可以作为一种对于最优拉索形状的有效近似。

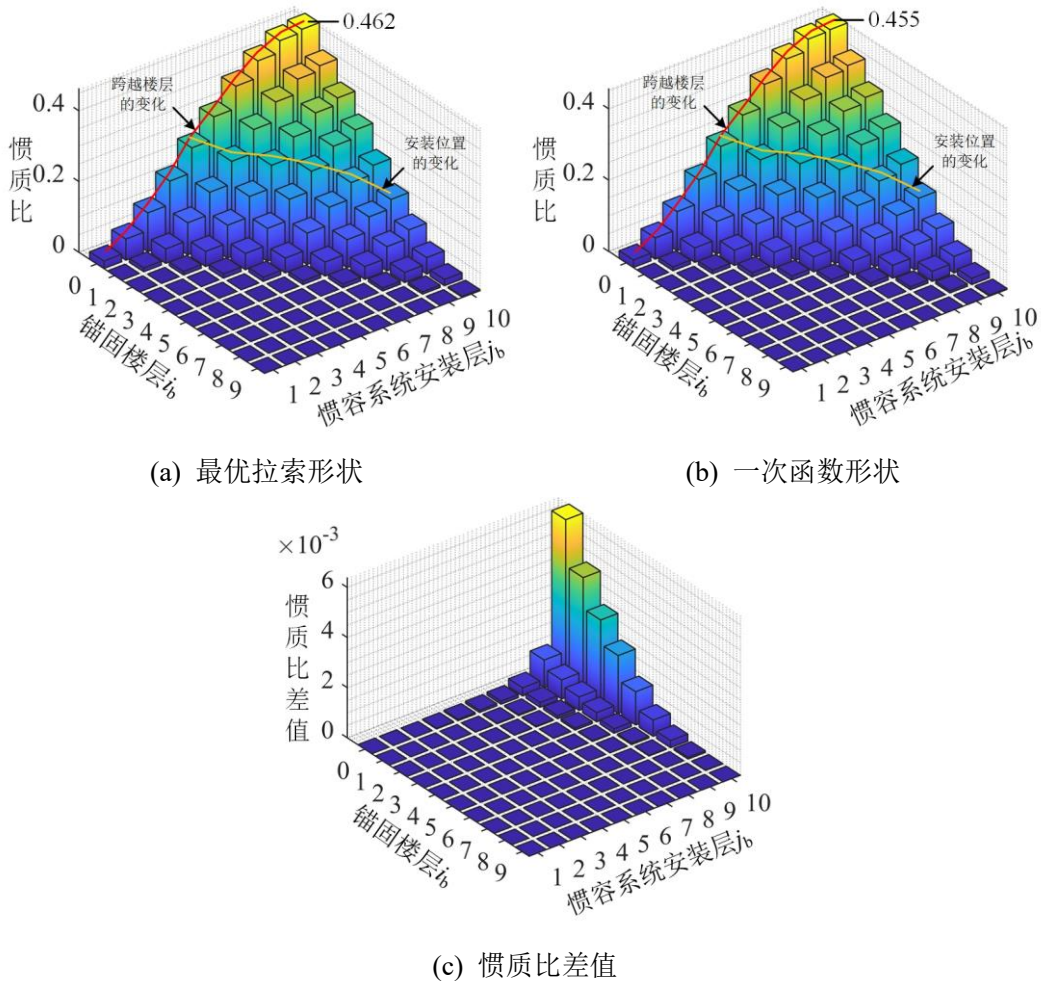


图 3.9 归一化一阶模态惯质比

3.3.3 跨层型拉索式惯容系统的优化设计

从上节的初步分析中，我们可以得到结论：对于目标减振结构而言，将拉索锚固于地面（ $i_d = 0$ ），惯容系统安装于顶层（ $j_d = 10$ ）时可以获得最高的惯容系统利用效率。因此，我们考虑如图 3.10（a）所示的 CASE A 安装形式。由于一次函数型拉索形状假设可以带来的安装便捷性，图 3.10（b）所示的 CASE B 同样作为一种简化设计的待选方案。图 3.10（c）示出了目前常用的层间安装的惯容系统布置模式。图 3.10（c）中的惯容系统被分为三组，限制惯容系统的种类，以保证工程上的实用性。

针对 CASE A，其优化设计的数学表达参考式(3.65)，可以表达为：

$$\begin{aligned}
 & \text{find} && y = \{m_d, c_d, \omega_d, d_0, d_1, d_2, \dots, d_9\} \\
 & \text{to minimize} && J_c(y) \\
 & \text{subject to} && \begin{cases} \gamma \leq \gamma_{\text{target}} \\ \omega_d = \frac{3.121}{\sqrt{1-\mu}} \\ \sum_{i=i_d}^{j_d} (d_i) \leq 38.4 \\ d_i \geq 0 \quad i \in \{0, 1, \dots, 9\} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{3.73}$$

考虑拉索形状的一次函数型假设，CASE B 的优化将简化为：

$$\begin{aligned}
 & \text{find} && y = \{m_d, c_d, \omega_d\} \\
 & \text{to minimize} && J_c(y) \\
 & \text{subject to} && \begin{cases} \gamma \leq \gamma_{\text{target}} \\ \omega_d = \frac{3.121}{\sqrt{1-\mu}} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{3.74}$$

考虑多个惯容系统的安装及分组，CASE C 的优化可表达为：

$$\begin{aligned}
 & \text{find} && y = \{m_{d,1}, m_{d,2}, m_{d,3}, c_{d,1}, c_{d,2}, c_{d,3}, \omega_d\} \\
 & \text{to minimize} && J_c(y) \\
 & \text{subject to} && \begin{cases} \gamma \leq \gamma_{\text{target}} \\ \omega_d = \frac{3.121}{\sqrt{1-\mu}} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{3.75}$$

其中， $m_{d,1}, m_{d,2}, m_{d,3}$ 分别为三组惯容系统的表观质量， $c_{d,1}, c_{d,2}, c_{d,3}$ 为三组惯容系统的阻尼系数。对于三种安装形式的惯容系统，目标减振比 γ_{target} 初步设置为 0.5。

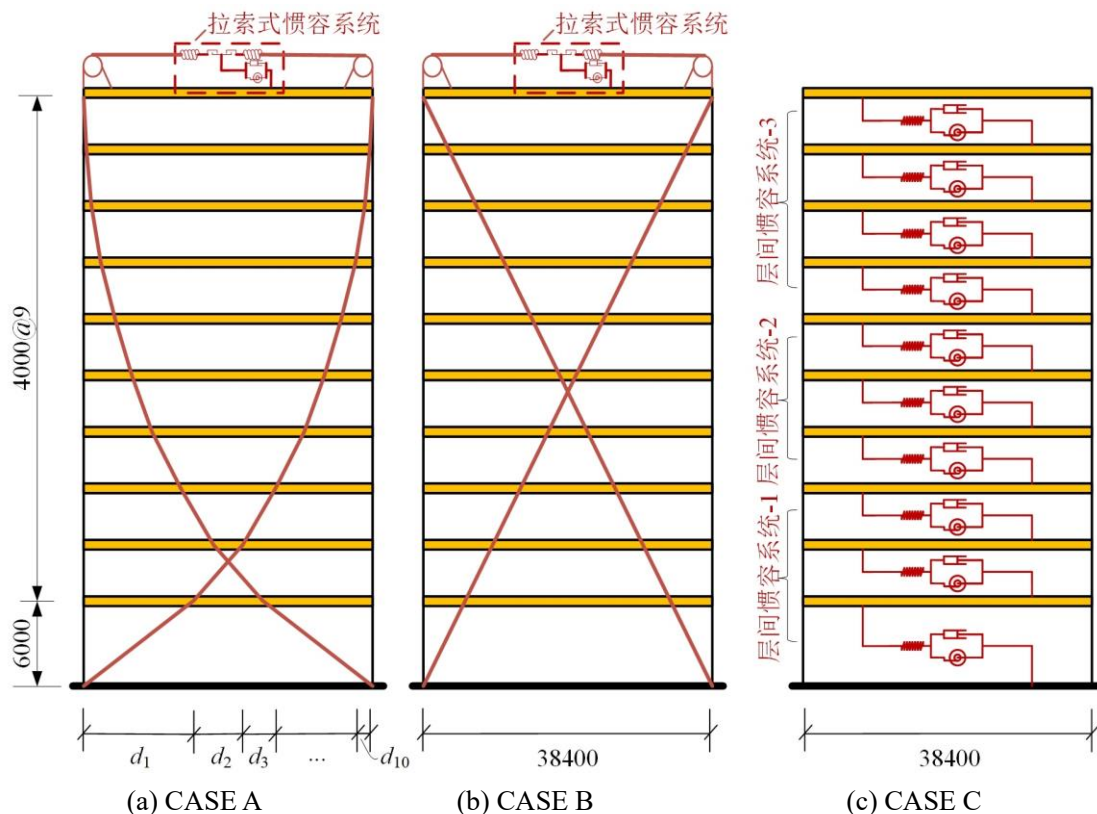


图 3.10 配备有跨层型拉索式惯容系统及层间惯容系统的结构示意图

采用 SCEM 算法对 CASE A 所对应的优化问题(3.73)进行求解，图 3.11 示出了 CASE A 中的拉索形状的优化过程及结果。SCEM 算法最终将拉索形状的各个参数收敛至对应的极限概率分布，对应的拉索形状为一个较小的范围，在该范围内，拉索的形状改变对于最终的优化目标影响较小。同时，图 3.11 也示出了针对拉索形状参数在指定概率分布下求取均值的优化解。由于底层变形较大，最优的拉索在底层的投影长度也相较于其他楼层的投影较大，同时，在顶层的水平向投影长度较小。由于拉索的投影总宽度收到建筑宽度的限制，最优拉索的投影总宽度总是达到其可行域上界（建筑宽度 38.4m）。CASE A 惯容系统参数的优化过程及收敛曲线如图 3.12 所示。从 SR（Sequences Reduction factor）收敛曲线可知， \sqrt{SR} 的数值低于 1.2，认为马尔科夫链已经收敛到了极限概率分布。惯容系统的表观质量，阻尼系数及频率均达到了相应的最优解。针对 CASE B 和 CASE C 两种设计方案，为了统一表达，仍然使用 SCEM 算法进行求解，考虑到设计方案对应的优化问题相对简单（优化参数较少，求解约束较少），适当降低了优化计算代数及每代的计算次数。CASE B 和 CASE C 的参数优化过程及其收敛曲线分别示于图 3.13 及图 3.14 之中， \sqrt{SR} 的数值在计算结束时均低于 1.2，表明对应的马尔科夫链已经收敛。

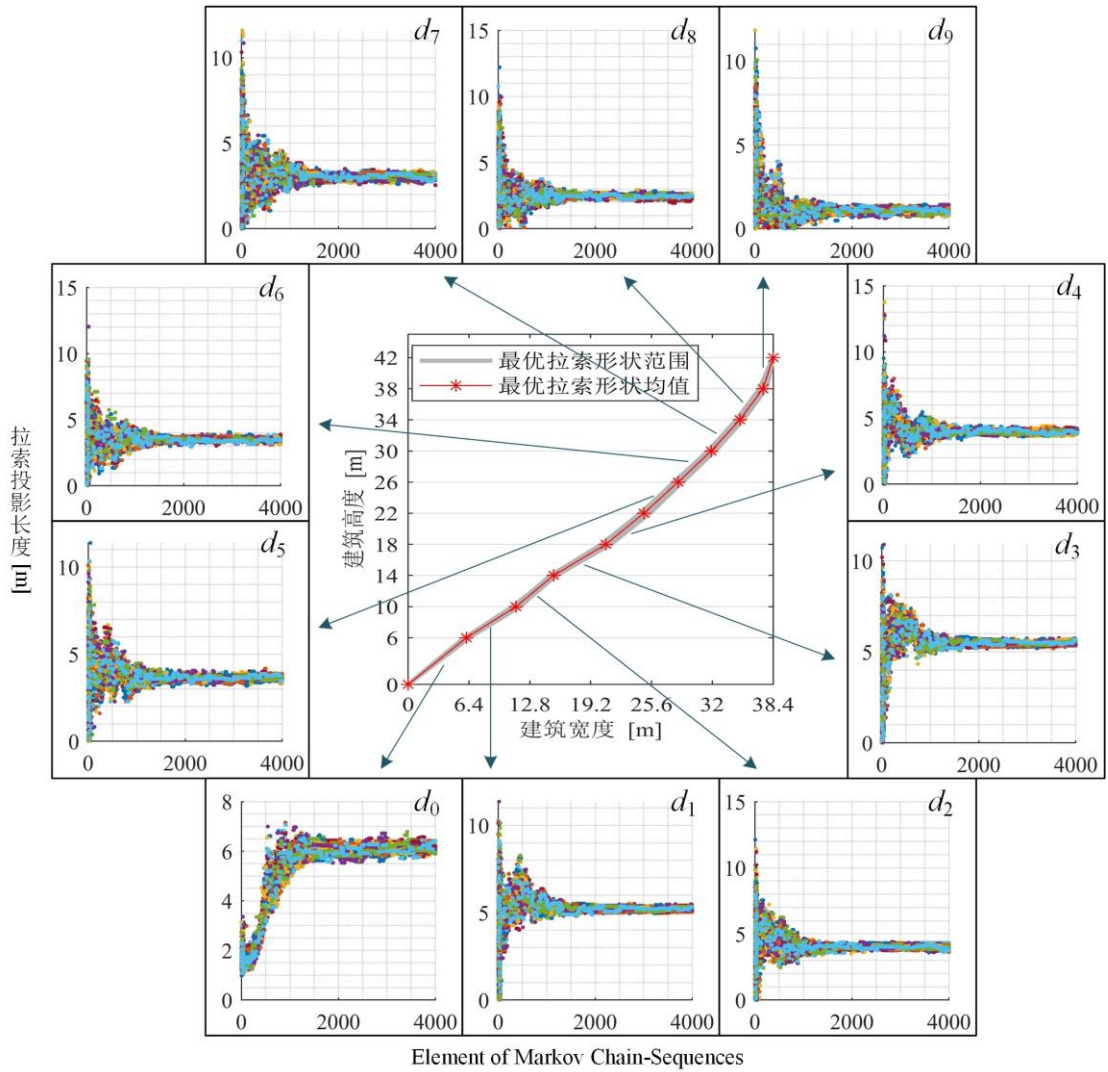
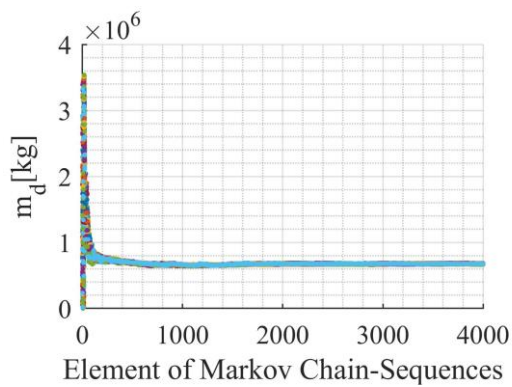
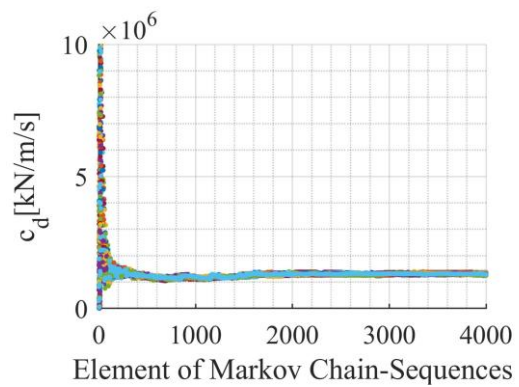


图 3.11 CASE A 拉索形状优化过程及结果



(a) 表观质量优化过程



(b) 阻尼系数优化过程

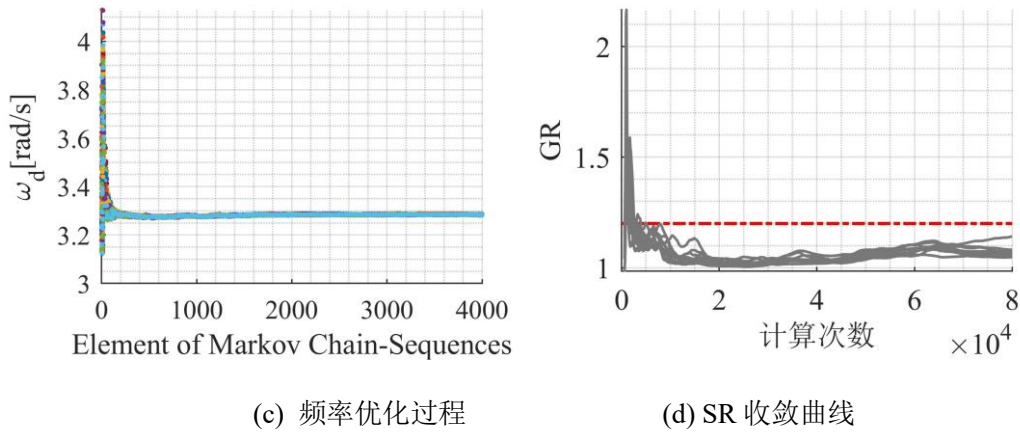


图 3.12 CASE A 惯容系统参数的优化过程及收敛曲线

CASE A, CASE B 和 CASE C 中惯容系统的表观质量, 阻尼系数及频率的最优解结果均汇总于表格 3.4 中。

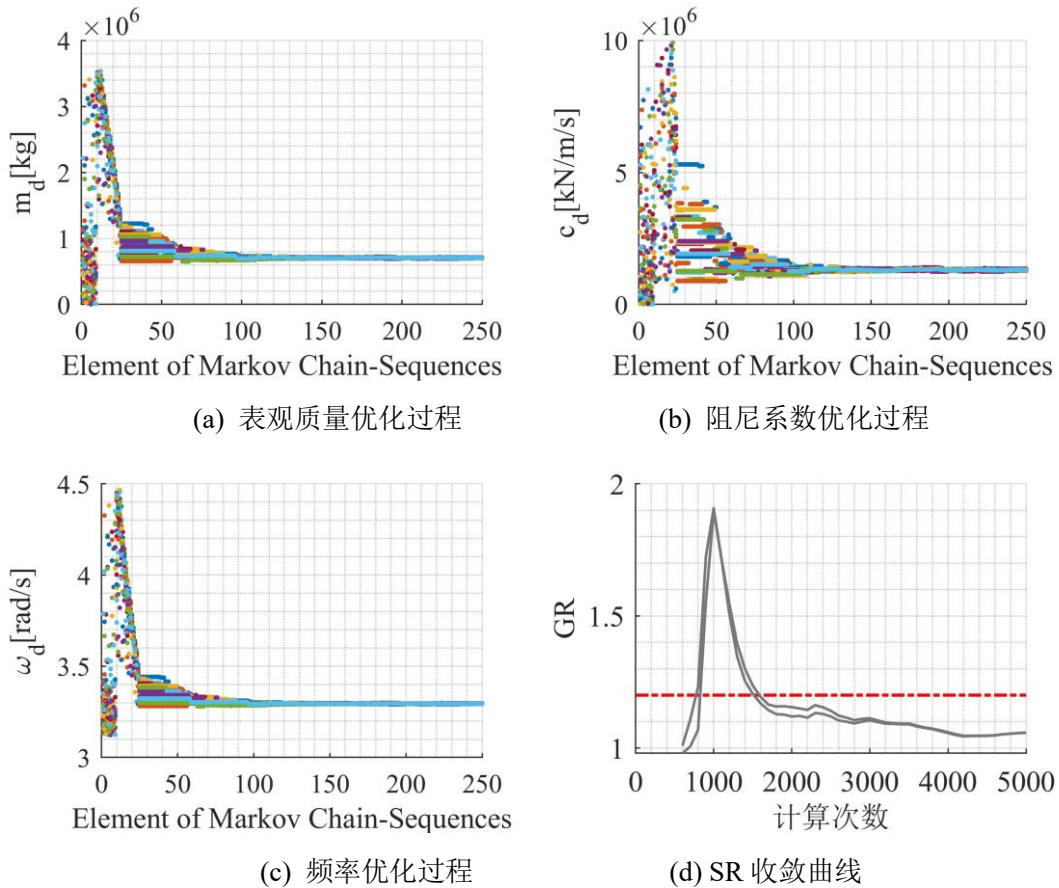
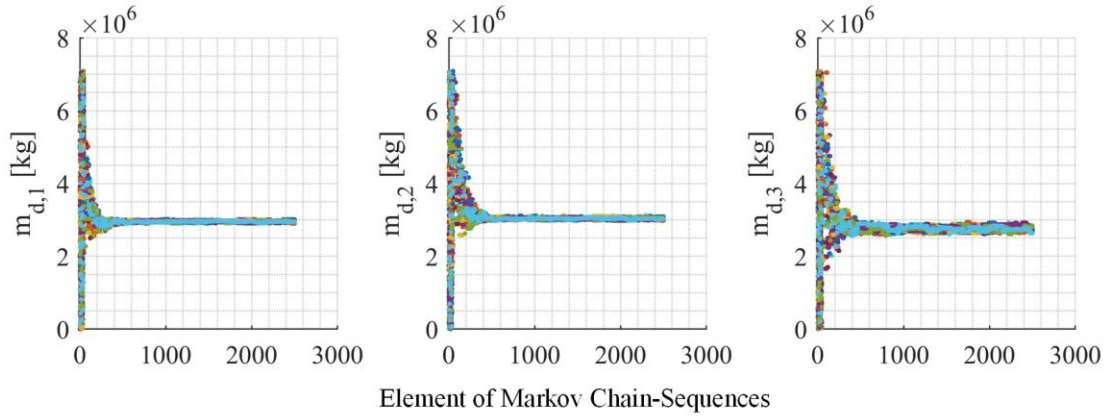
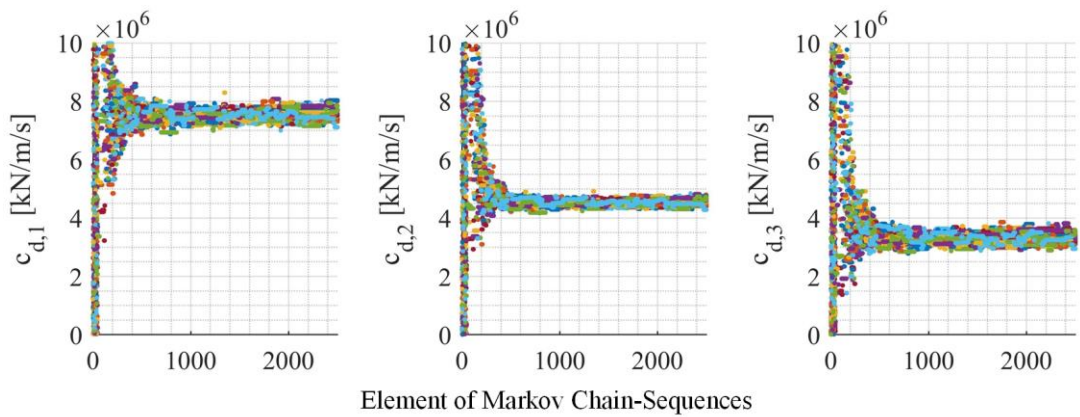


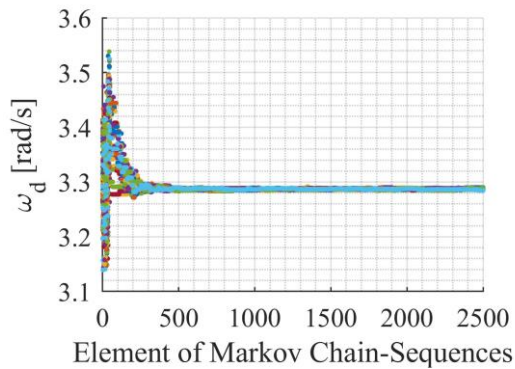
图 3.13 CASE B 惯容系统参数的优化过程及收敛曲线



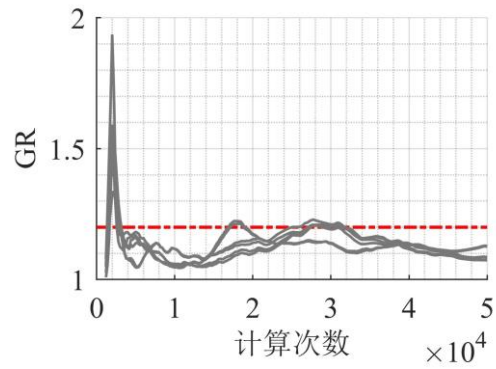
(a) 表观质量优化过程



(b) 阻尼系数优化过程



(c) 频率优化过程



(d) SR 收敛曲线

图 3.14 CASE C 惯容系统参数的优化过程及收敛曲线

表格 3.4 CASE A、CASE B 及 CASE C 的最优参数

设计方案	惯容系统	m_d (kg)	c_d (kN/s)	ω_d (rad/s)	k_d (kN/m)
CASE A	拉索式惯容系统	675873.433	1309.927	3.285	7291.589
CASE B	拉索式惯容系统	704861.882	1310.365	3.295	14226.664
CASE C	层间惯容系统-1	2958281.014	8095.910	3.287	31965.792

	层间惯容系统-2	3038661.708	4993.102		32834.348
	层间惯容系统-3	2766444.769	3329.748		29892.900

表格 3.4 中的最优参数显示, 在相同的目标减振比 ($\gamma_{\text{target}} = 0.5$) 限制下, 尽管拉索式惯容系统的使用个数仅为 1 个, 远小于 CASE C 中所使用的一般层间惯容系统的使用个数, 但是, CASE A 与 CASE C 所需的惯容系统表观质量和阻尼系数均比一般层间惯容系统小。对于 CASE A 而言, 表观质量与阻尼系数分别为 CASE C 中最小参数的 24.43% 及 39.34%; 对于 CASE B 而言, 表观质量与阻尼系数分别为 CASE C 中最小参数的 25.48% 及 39.35%, 表现出了跨层型拉索式惯容系统在参数需求上的降低, 表明跨层型拉索式惯容系统可以提高对于惯容系统利用效率的提升。对比 CASE A 与 CASE B 可知, 尽管 CASE B 的拉索形状上没有进行最优化的调整, 但是与最优拉索形状的 CASE A 相比, 其在参数需求上并未显著增加, 其表观质量需求及阻尼系数需求分别为 CASE A 的 104.29% 和 100.03%。表明, 在惯容系统的利用效率方面, 直线连接的跨层型拉索式惯容系统可以很好的代替最优形状的跨层型拉索式惯容系统对目标结构进行减振控制。

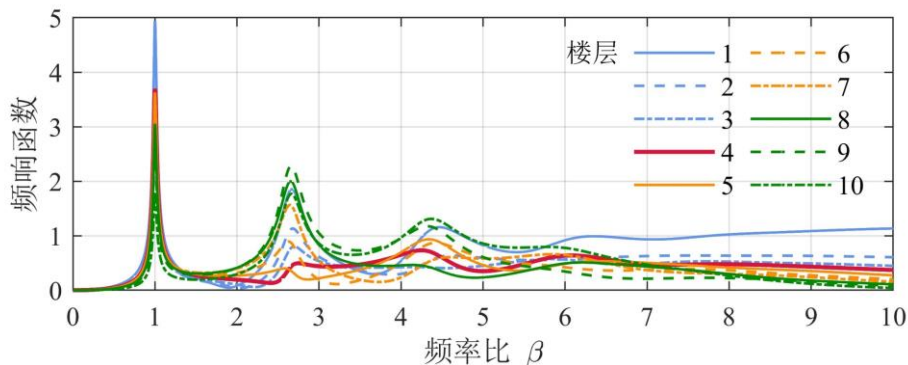
3.3.4 跨层型拉索式惯容系统的有效性验证

为了验证与对比跨层型拉索式惯容系统的控制效果, 首先通过位移的频响函数针对谐振激励下的结构响应进行分析。考虑式(3.15)右端的加速度激励为: $x_g = X_0 e^{i\omega t}$, 则结构响应可以表达为 $x = X e^{i\omega t}$ 的形式, 带入式(3.15)可得:

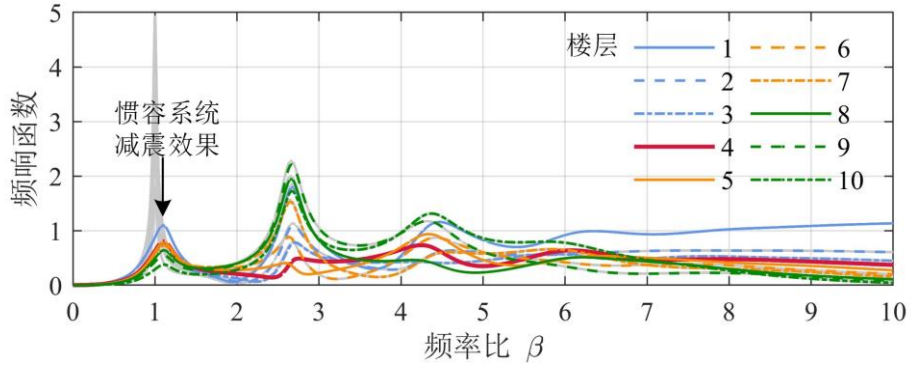
$$(-\mathbf{M}\omega^2 + i\omega\mathbf{C} + \mathbf{K})X = -\mathbf{M}\mathbf{r}\omega^2 X_0 \quad (3.76)$$

因此, 结构位移 x 的幅值 X 与地面运动的幅值 X_0 的比值可以用于定义频响函数, 为了更好的反应结构层间位移与激励频率之间的关系, 我们重点研究层间位移相对于地面位移的频响函数:

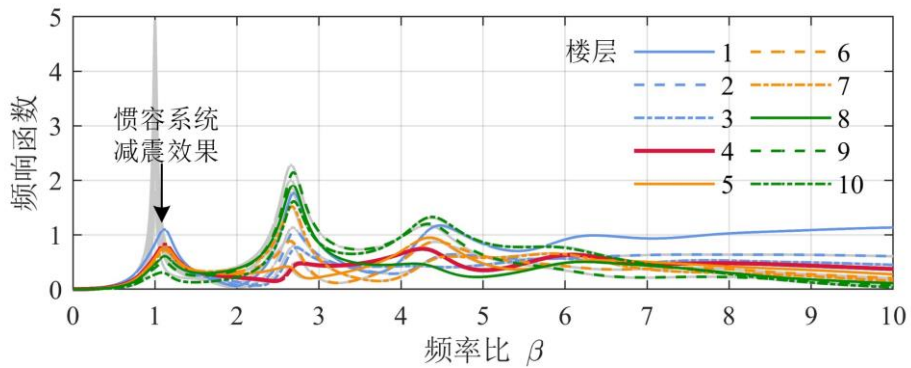
$$FRF(\omega) = \left| \frac{\mathbf{T}\mathbf{X}}{X_0} \right| = \left| \frac{\mathbf{T}\mathbf{M}\mathbf{r}\omega^2}{-\mathbf{M}\omega^2 + i\omega\mathbf{C} + \mathbf{K}} \right| \quad (3.77)$$



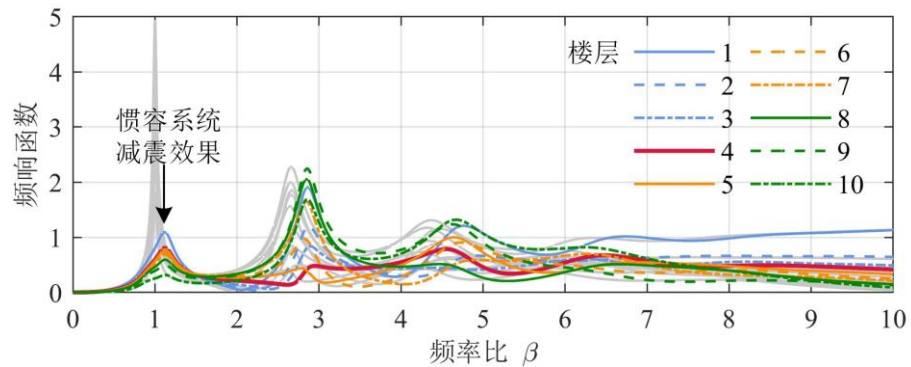
(a) 无控结构频响函数



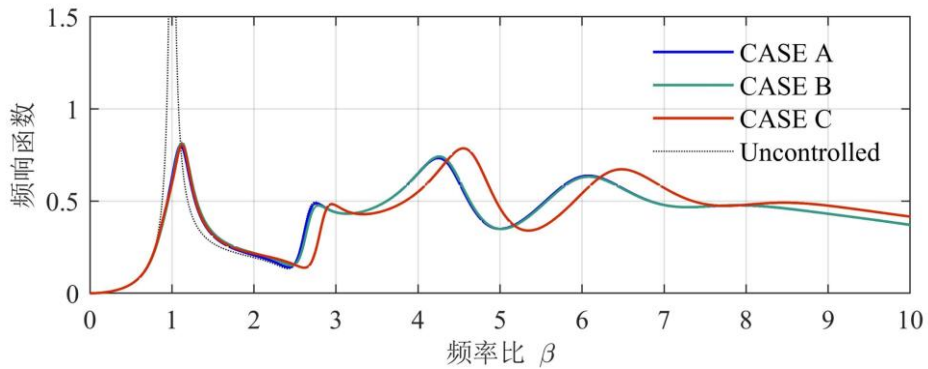
(b) 最优拉索形状受控结构频响函数 (CASE A)



(c) 直线型拉索形状受控结构频响函数 (CASE B)



(d) 层间惯容系统受控结构频响函数 (CASE C)



(e) CASE A, CASE B 及 CASE C 对比 (第四层)

图 3.15 频响函数

将无控结构（原始结构），CASE A、CASE B 及 CASE C 对应的受控结构的质量，阻尼，刚度矩阵带入式(3.77)即可获得相应结构中仅与激励频率 ω 相关的层间位移相对于地面位移的频响函数。图 3.15 (a) 示出了各楼层在激励频率为无控结构一阶频率 1 至 10 倍范围内的频响函数曲线。从无控结构的频响曲线中可知，结构的在一阶频率附近响应最大，各楼层的频响函数获得最大值。在高阶结构自振频率附近也产生一定的共振效果，但是程度均小于一阶频率。一层的频响函数高于其他层，这是由于结构底层层高较大。于此同时，结构四层的频响函数也相对较大。图 3.15 (b) - (d) 同样示出了各设计方案下的受控结构频响函数曲线。以无控结构层间位移角的最大层（第四层）为例，CASE A，CASE B 及 CASE C 的频响曲线图 3.15 (e) 所示。从图中可以观察到，结构的一阶响应被有效的控制，CASE A，CASE B 及 CASE C 所对应的一阶频响函数峰值分别为无控结构的 21.7%，22.09%及 21.83%。惯容系统被调谐至结构一阶模态，结构在其他频率附近的响应几乎不受影响。尽管跨层型拉索式惯容系统所使用的惯容系统个数远小于一般层间惯容系统（1/10 的使用个数），但是其控制效果与一般层间惯容系统几乎一致。

进一步的，针对优化过程中所使用的 P-C 谱随机激励下的结构均方值响应进行对比分析。图 3.16 示出了各设计方案（CASE A, CASE B, CASE C）所对应的均方值响应。图中红色的虚线表示对应于减振比为 0.5 的目标减振效果。黑色虚线表示无控结构的层间位移角均方值响应。与上述频谱响应相一致的是，第四层的层间位移角最大。图 3.16 (a) 中示出的三种设计方案的减振控制效果几乎重合，且各减振设计方案均达到目标的控制效果。各减振方案的水平控制力如图 3.16 (b) 所示，被汇总于表格 3.5。CASE A 在所有设计方案中的水平控制力最小，CASE A 中的最大水平控制力分别为 CASE B 和 CASE C 最大水平控制力的 38.06%和 32.66%。CASE B 与 CASE C 的水平控制力相当，且由于拉索的一次函数形状，导致 CASE B 中的拉索式惯容系统仅在顶层产生水平控制力。对比表格 3.5 中的层间剪力可知，由于惯容系统的安装，有效控制了结构的位移响应，地震作用下的层间剪力大为降低，CASE A，CASE B 和 CASE C 的最大层间剪力分别为无控结构最大层间剪力的 53.43%,53.06%和 52.06%。

表格 3.5 各设计方案随机激励下的水平控制力及层间剪力汇总

楼层	水平控制力(kN)			层间剪力(kN)			
	CASE A	CASE B	CASE C	CASE A	CASE B	CASE C	无控
10	515.40	1412.84	836.20	2689.17	2506.53	2480.91	4839.08
9	537.75	0.00	1263.39	4235.72	4053.19	4072.48	8070.87
8	144.20	0.00	1456.00	5569.09	5395.47	5465.93	10948.26
7	123.67	0.00	1646.02	6738.90	6605.15	6667.23	13514.81

6	41.70	0.00	1486.65	7830.88	7719.32	7732.06	15782.95
5	58.61	0.00	1601.43	8842.89	8760.12	8746.80	17763.31
4	202.04	0.00	1646.30	9718.24	9719.06	9716.63	19438.96
3	207.15	0.00	1137.51	10666.61	10582.09	10608.63	20792.23
2	178.86	0.00	1195.50	11354.77	11341.55	11355.92	21838.22
1	168.85	0.00	1646.34	12053.35	11972.05	11744.57	22561.18

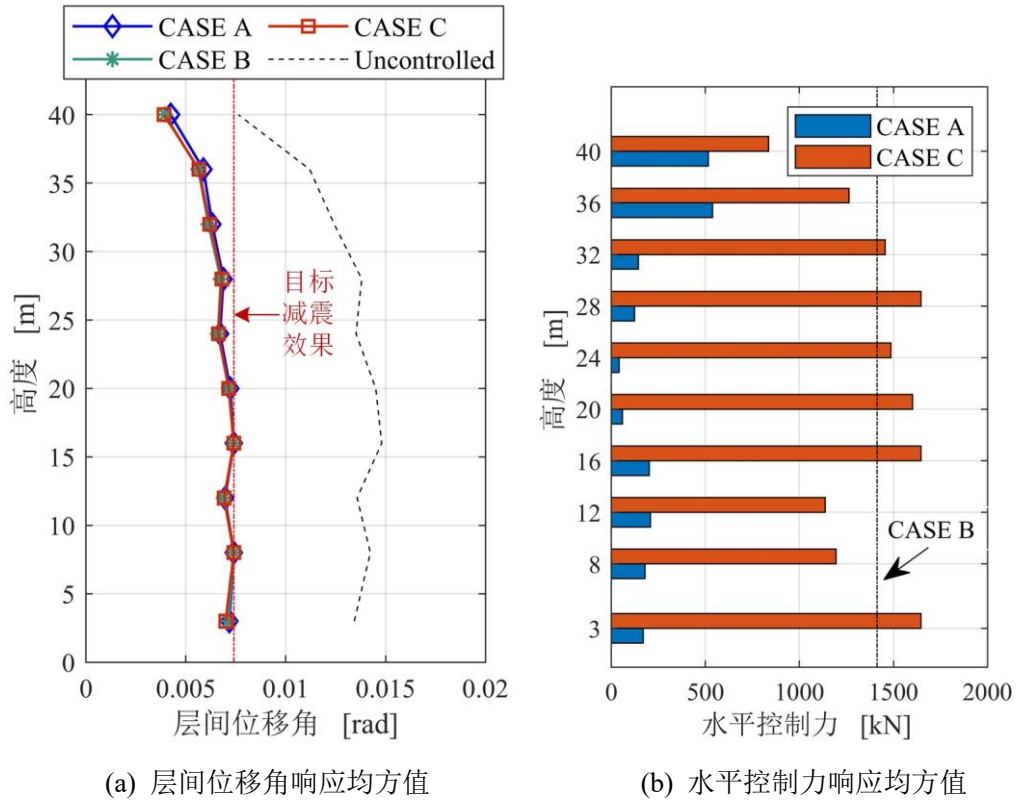


图 3.16 各设计方案随机激励下的响应

进一步的，通过动力时程分析对无控结构和惯容减振结构进行有效性验算。主要针对三种设计方案对于结构控制效果，惯容系统的阻尼增效效果进行对比。动力时程分析所采用的输入激励包含：一条符合 P-C 谱特性的有色白噪声，两条人工地震激励及五条天然地震记录。有色白噪声如图 3.17 所示，两条人工地震激励通过 EQSignal 软件^[140, 141]生成（加速度反应谱特征周期设定为 0.55s），五条地震动记录数据选自太平洋地震中心 PEER 的数据库中 (<http://peer.berkeley.edu/nga>)。两条人工地震激励与五条地震动记录数据的加速度反应谱和时程曲线如图 3.18 及图 3.20 所示。

表格 3.6 天然地震动记录基本信息

名称	RSN	年份	烈度	来源	测站
NW1	12	1952	7.36	Kern County	LA - Hollywood Stor FF
NW2	138	1978	7.35	Tabas, Iran	Boshrooyeh

NW3	1768	1999	7.13	Hector Mine	Barstow
NW4	1838	1999	7.13	Hector Mine	Whitewater Trout Farm
NW5	6896	2010	7.00	Darfield New Zealand	DORC

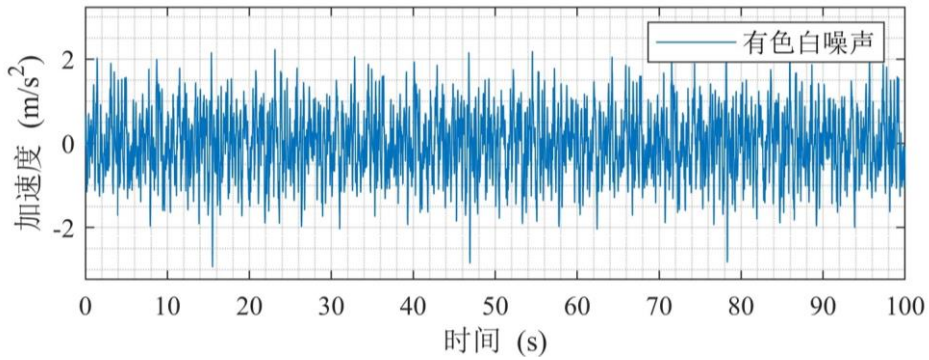


图 3.17 有色白噪声时程曲线

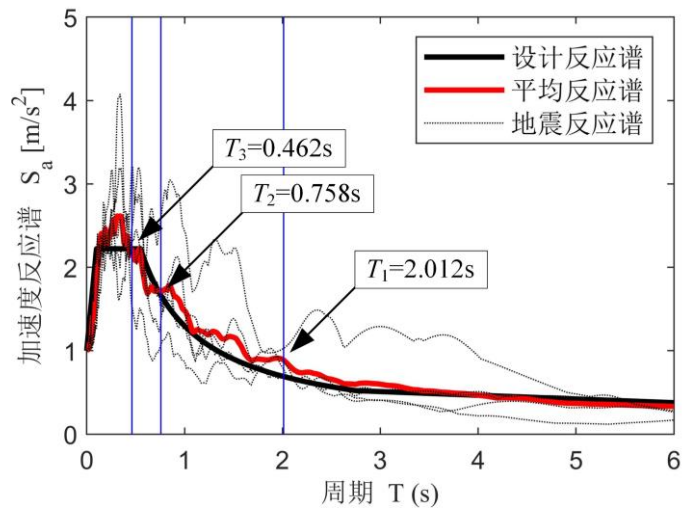


图 3.18 输入激励的反应谱

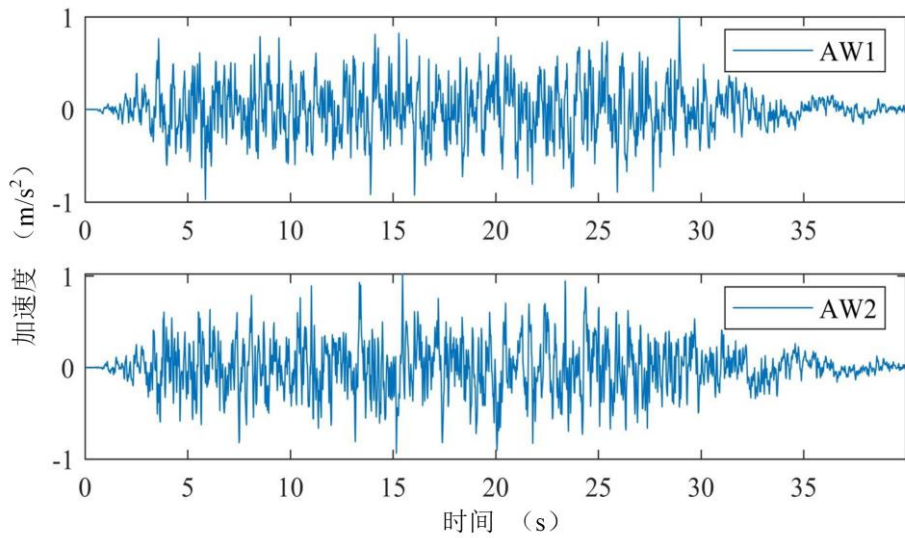


图 3.19 人工地震激励数据的时程曲线

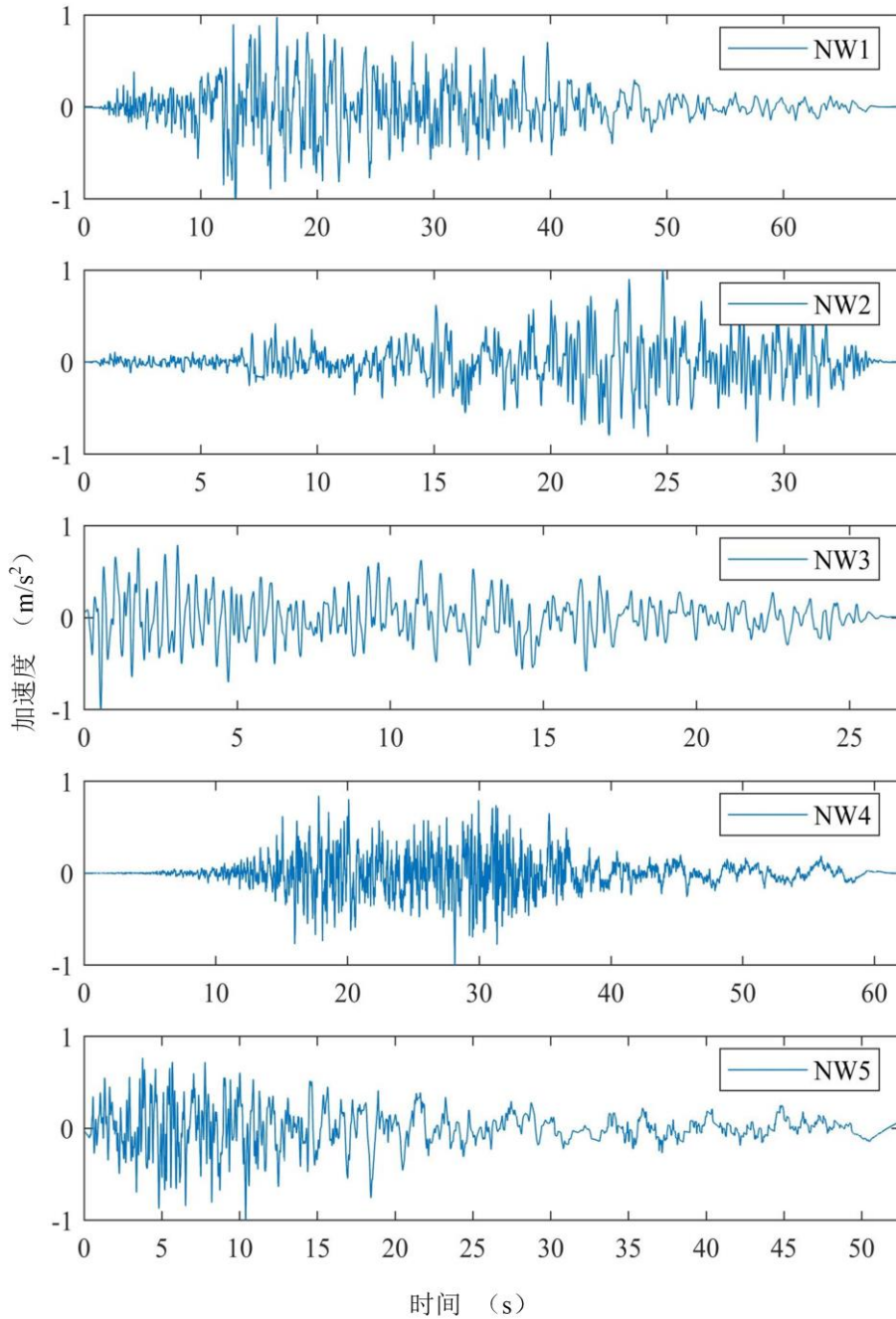


图 3.20 地震动记录数据的时程曲线

以有色白噪声激励为例，基准结构在无控状态及以 CASE A，CASE B 和 CASE C 的惯容系统安装方案下的第四层(无控情况下层间位移角均方值最大层)的位移响应时程曲线，如图 3.21 所示。各层的位移响应均方值汇总于表格 3.7。从第四层的层间位移响应中可以看出在有色白噪声的激励下，CASE A，CASE B 和 CASE C 三种惯容系统安装方案对于结构响应的控制有效，且在时程上也显示了一致性。

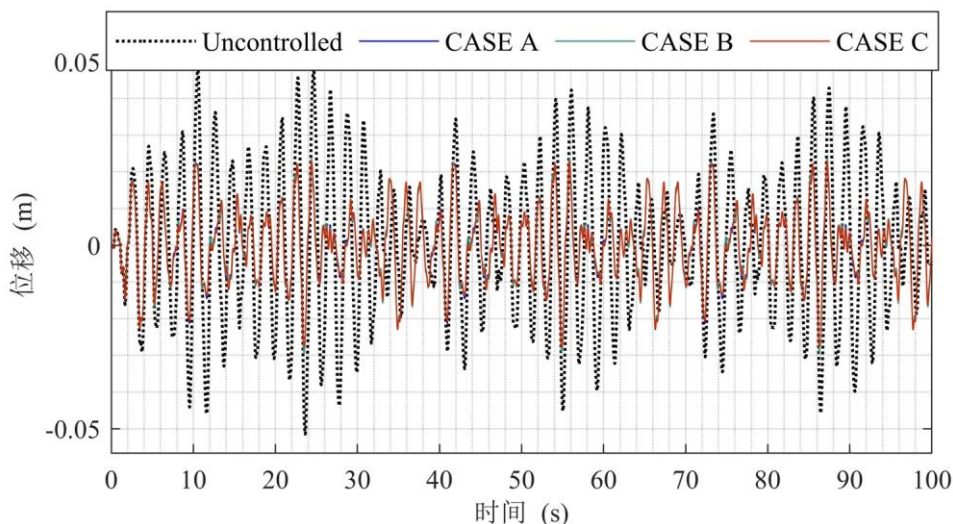


图 3.21 第四层层间位移时程响应（工况：有色白噪声）

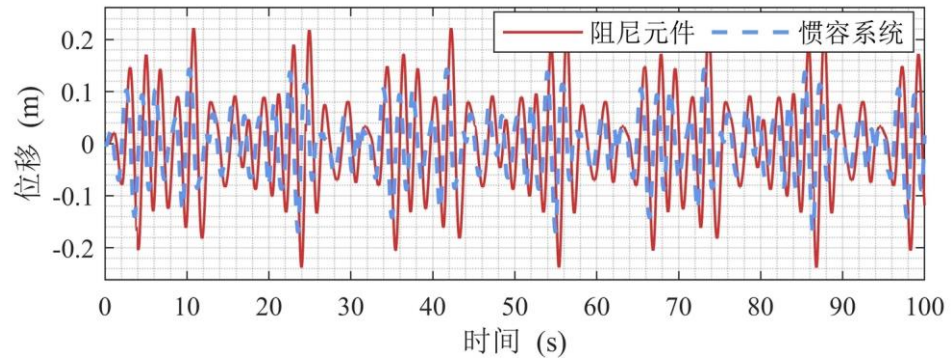
通过表格 3.7 中的层间位移响应均方值可以计算出 CASE A, CASE B 及 CASE C 的均方减振比分别为 0.4963, 0.4970 及 0.4955, 均小于设定的目标均方减振比 0.5。

表格 3.7 各层位移响应均方值汇总（工况：有色白噪声）

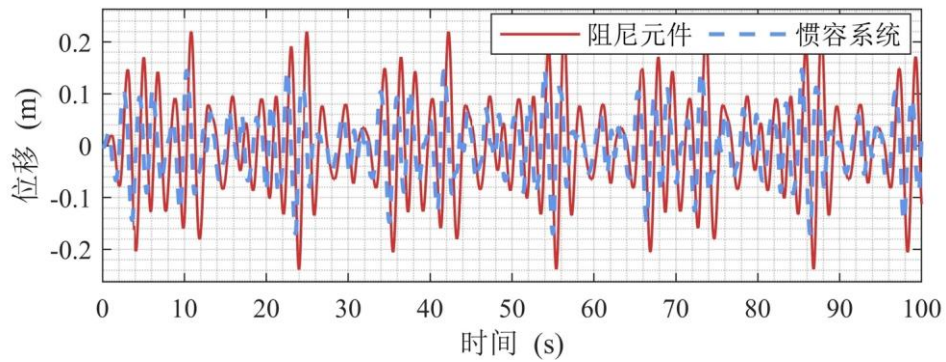
楼层	无控	CASE A	CASE B	CASE C
	$x_{0,i}$ (m)	x_i (m)	x_i (m)	x_i (m)
10	0.0109	0.0066	0.0066	0.0060
9	0.0158	0.0089	0.0088	0.0084
8	0.0173	0.0092	0.0092	0.0090
7	0.0191	0.0098	0.0098	0.0096
6	0.0185	0.0093	0.0093	0.0092
5	0.0198	0.0099	0.0099	0.0097
4	0.0201	0.0100	0.0100	0.0100
3	0.0184	0.0093	0.0094	0.0093
2	0.0192	0.0098	0.0098	0.0099
1	0.0271	0.0141	0.0142	0.0137

图 3.22 示出了在有色白噪声激励下的各设计方案的惯容系统及其阻尼元件位移时程响应。图中红实线为阻尼元件的位移响应，蓝虚线为惯容系统的激励位移（通过计算拉索的位移得到），可以看出，三种设计方案下，阻尼元件的位移均发育惯容系统的激励位移，这是惯容系统与一般阻尼系统相比的显著优势，通过惯容质量的调谐，使得阻尼元件位移大为提升，从而达到吸能的效果，耗能获得增效。通过阻尼元件位移时程均方值与惯容系统位移时程均方值的比值可以获得响应的增效系数，针对图 3.22 中所示的时程数据可以计算得出，CASE A, CASE

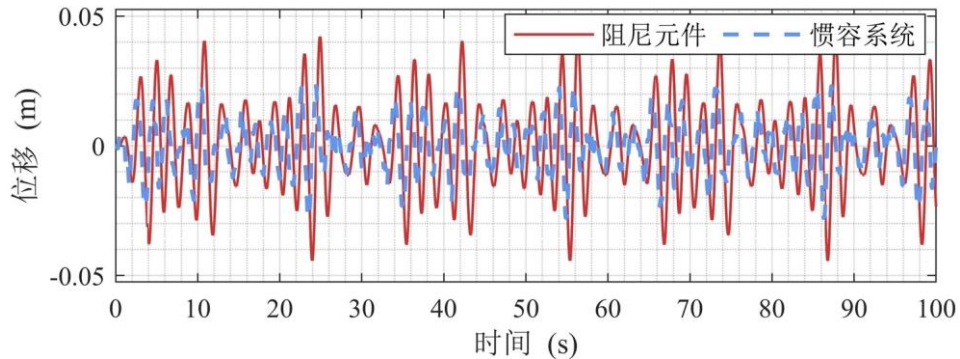
B 及 CASE C 对应的增效系数分别为 1.5426, 1.5254, 1.7391。



(a) CASE A



(b) CASE B



(b) CASE C (第四层)

图 3.22 惯容系统及其阻尼元件位移时程响应 (工况: 有色白噪声)

人工地震激励和地震动记录数据的时程分析结果如图 3.23 所示。各工况下的层间位移角均方值减振比及增效系数汇总于表格 3.8 中。

表格 3.8 层间位移角均方值减振比及增效系数汇总

工况	层间位移角均方值减振比			阻尼增效系数		
	CASE A	CASE B	CASE C	CASE A	CASE B	CASE C
AW1	0.5512	0.5503	0.5477	1.5214	1.5109	1.5393
AW2	0.4892	0.4920	0.4912	1.5278	1.5109	1.5749
NW1	0.4351	0.4307	0.4365	1.5061	1.5021	1.5691

NW2	0.5623	0.5695	0.5598	1.5099	1.4846	1.6496
NW3	0.3682	0.3654	0.3610	1.6337	1.6273	1.8081
NW4	0.3898	0.3876	0.3790	1.5591	1.5404	1.5771
NW5	0.3117	0.3106	0.3052	1.6284	1.6159	1.8161
均值	0.4439	0.4437	0.4401	1.5552	1.5417	1.6477

注：其中 CASE C 的阻尼增效系数为各层惯容系统阻尼增效系数的均值

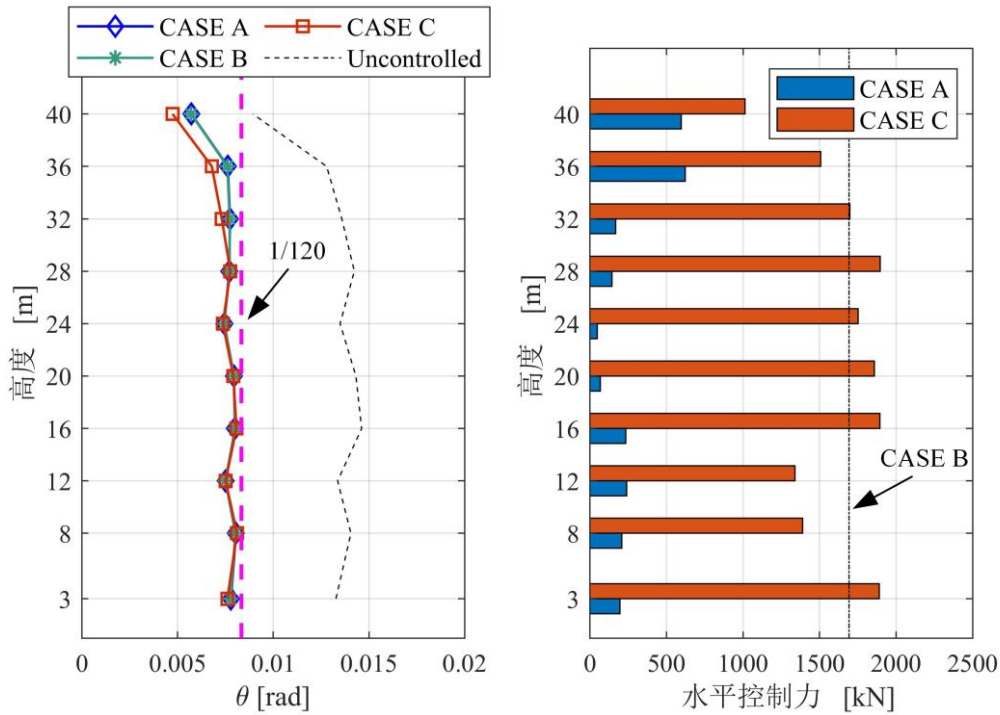


图 3.23 人工地震激励和地震动记录数据激励下的平均峰值响应

从图 3.23 中示出的 7 条时程数据计算得出的受控结构及无控结构的层间位移角峰值响应的均值进行对比，无控结构在设防地震下 ($0.3g$) 的层间位移响应大于规范限值，不能满足结构性能的需求，通过安装惯容系统，不论是 CASE A、CASE B 还是 CASE C 均能有效控制结构响应，层间位移角峰值响应的均值小于 $1/120$ ^[142]，CASE A、CASE B、CASE C 的峰值减振比分别达到 0.569、0.568 及 0.551。

表格 3.8 中的均方值减振比及其均值显示，在不同的激励下的结构的响应减振效果略有不同，但三种设计方案的减振效果基本一致。AW1、NW2 时程激励下，各种安装方式的惯容系统均方减振比大于 0.5，其可能原因为，地震动存在较大的随机性，AW1 及 NW2 的频谱特性与用于优化的金井清谱不相一致。然而，CASE A、CASE B 及 CASE C 的均方减振比均值小于目标减振比 0.5，仍能说明设计方法的有效。

对比不同激励下的阻尼增效系数，可知 CASE A、CASE B 及 CASE C 的控制

方案下，阻尼增效系数均在 1.5 以上，表明本文提出的设计方法可以有效利用惯容系统的阻尼增效作用，放大阻尼元件的位移。

3.4 小结

本章主要研究了拉索式惯容系统在多自由度结构中的跨层布置和优化，有效提升了惯容系统的多层剪切型结构中的利用效率，提出了基于性能的拉索式惯容系统设计参数及拉索形状同步优化方法，主要结论如下：

1、跨层布置的拉索式惯容系统可以有效的提升惯容系统在多层剪切型结构中的利用效率，最优拉索形状下的拉索式惯容系统可以在不增加拉索控制力的情况下，为了获取基于性能确定的指定目标减振效果，使用惯容系统的个数远少于传统层间安装形式。

2、针对基准结构的频域与时域分析表明，基于性能的拉索式惯容系统参数及拉索形状同步优化设计方法能够有效的利用惯容系统的阻尼增效性能，实现减振目标。依据所提方法得到的具有最优参数配比的惯容系统对结构的一阶模态的响应抑制效果显著，对于其他模态响应影响较小。

3、算例分析表明，采用一次函数型的拉索形状假定可以简化拉索式惯容系统的设计流程，减少所需优化的参数个数。该拉索形状假定对于惯容系统的设计参数影响较小，仅在水平控制力上略次于原最优拉索拓扑的设计方案。

第4章 跨层型拉索式惯容系统的模态控制及优化

前文提出的拉索式惯容系统的跨层布置及拓扑优化过程中,为确保惯容系统的调谐性质,利用定点理论的相关公式将惯容系统的频率调谐至结构基频附近。从优化结果显示通过该设计方法进行设计的拉索式惯容系统仅对结构一阶模态有效控制,对其他模态影响不大。然而,尽管结构振动中基频的影响通常占主导地位,对于一些高层或超高层结构中,其高阶模态的响应同样不可忽略,仅通过降低一阶模态响应,控制效果有限。因此,本章进一步探讨跨层型拉索式惯容系统的减振控制,综合定点理论相关结论,利用模态控制的相关概念,给出拉索式惯容系统的多模态控制设计方法。选用了—个典型 Benchmark 结构,对设计方法进行了验证与讨论。

4.1 模态控制的基本概念

4.1.1 模态坐标

在第三章中,已经介绍了在一般的物理空间中可以通过下式描述一个 n 自由度系统在地震激励下的运动方程:

$$\mathbf{M}_s \ddot{x}_s + \mathbf{C}_s \dot{x}_s + \mathbf{K}_s x_s = -\mathbf{M}_s \mathbf{r} \ddot{x}_g \quad (4.1)$$

其中 \mathbf{M}_s , \mathbf{C}_s , \mathbf{K}_s , x_s , x_g 及 \mathbf{r} 的定义与公式(3.1)中的定义保持一致。

公式(4.1)表明多自由度系统的各物理坐标相互干涉,耦合。为了有针对性的表达结构不同频率下的响应,可利用特征向量的正交性,将公式(4.1)进行解耦。

假定阻尼矩阵和地面激励均为 0 时,结构稳态响应为 $x_{s,i} = \{X_s\} e^{j\omega_s t}$,则公式(4.1)化简为自由振动运动方程:

$$(-\omega_s^2 \mathbf{M}_s + \mathbf{K}_s) \{X_s\} = 0 \quad (4.2)$$

其中 ω_s 为结构的自振频率, $\{X_s\}$ 为物理空间中结构自振稳态响应的幅值向量(物理坐标)。

方程(4.2)存在非零解的条件为该 n 自由度系统的特征方程:

$$|-\omega_s^2 \mathbf{M}_s + \mathbf{K}_s| = 0 \quad (4.3)$$

求解方程(4.3)可获得 n 自由度系统对应的频率及模态矩阵。其中模态矩阵由

表达结构振型的特征向量组成：

$$[\Phi] = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{23} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

可以证明的是：各特征向量对于结构质量和刚度矩阵具有正交性，且 n 个特征向量所组成的模态矩阵满秩，因此，物理坐标下的 n 个位移响应可以在以 n 个特征向量为基的空间（模态空间）中进行表达，对应的坐标 $\{\delta_s\}$ 为 n 行 1 列的向量，一般被称为模态坐标，物理坐标与模态坐标的关系可以表达为：

$$\{X_s\} = \sum_{r=1}^n \delta_r \{\phi\}_r = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n] \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \vdots \\ \delta_n \end{Bmatrix} = [\Phi] \{\delta\} \quad (4.5)$$

由于正交性的存在，模态坐标与物理坐标不同，具有相互解耦的特性。

假定地面运动为简谐激励 $\ddot{x}_g = A_0 e^{j\omega t}$ ，则结构的稳态响应为 $x_s = \{X_s\} e^{j\omega t}$ ，带入公式(4.1)可得：

$$(-\omega^2 \mathbf{M}_s + j\omega \mathbf{C}_s + \mathbf{K}_s) \{X_s\} = -\mathbf{M}_s \mathbf{r} A_0 \quad (4.6)$$

其中， A_0 ， ω 分别为激励的幅值与频率， $\{X_s\}$ 为结构稳态响应的幅值向量。当阻尼矩阵为比例阻尼时，公式(4.6)可以通过 n 个相互独立的关于模态坐标方程进行表达：

$$(-\omega^2 M_{s,r} + j\omega C_{s,r} + K_{s,r}) \{\delta_r\} = -\{\phi\}_r^T \mathbf{M}_s \mathbf{r} A_0 \quad r=1, \dots, n \quad (4.7)$$

其中， $M_{s,r}$ ， $C_{s,r}$ ， $K_{s,r}$ 分别为第 r 阶的模态质量，模态阻尼及模态刚度：

$$M_{s,r} = \{\phi\}_r^T \mathbf{M}_s \{\phi\}_r, K_{s,r} = \{\phi\}_r^T \mathbf{K}_s \{\phi\}_r, C_{s,r} = \{\phi\}_r^T \mathbf{C}_s \{\phi\}_r \quad (4.8)$$

求解方程(4.7)并带入公式(4.5)即可利用模态坐标的解来表达物理空间中的结构响应：

$$\{X_s\} = \sum_{r=1}^n \frac{-\{\phi\}_r^T \mathbf{M}_s \mathbf{r} A_0}{(-\omega^2 M_{s,r} + j\omega C_{s,r} + K_{s,r})} \{\phi\}_r \quad (4.9)$$

4.1.2 等价质量定义的拓展及模态惯质比

为了更好的理解惯容系统的模态惯质比，我们从等价质量的定义出发，再一次推导模态惯质比的表达式。

尽管依据公式(4.8)和特征向量即可确定结构的任意阶模态质量、阻尼、刚度

等参数,但是由于特征向量仅为结构振型相对变形的一种表达,没有幅值的概念,可以进行任意的放缩,因此,结构的模态质量、阻尼、刚度等参数并不唯一,缺乏物理意义。日本学者背户一登在^[30,31]中,讨论动力吸振器时,利用解耦后单自由度模型位移响应与原结构对应位移模态上某一点响应相同的原则,将结构特征向量进行归一化,由此依据公式(4.8)计算得到的模态质量唯一,被称为等价质量。这意味着,当解耦单自由度结构的模态质量符合等价质量定义时,该单自由度结构的响应值均与相应模态指定点的响应相同。在该等效单自由度模型上安装动力吸振器时,所能获得的减振效果,与将动力吸振器安装于原结构所指定的等效节点处的效果一致。因此,背户一登指出,可以通过计算不同节点的等价质量初步确定用于控制结构不同模态响应的动力吸振器的安装位置。

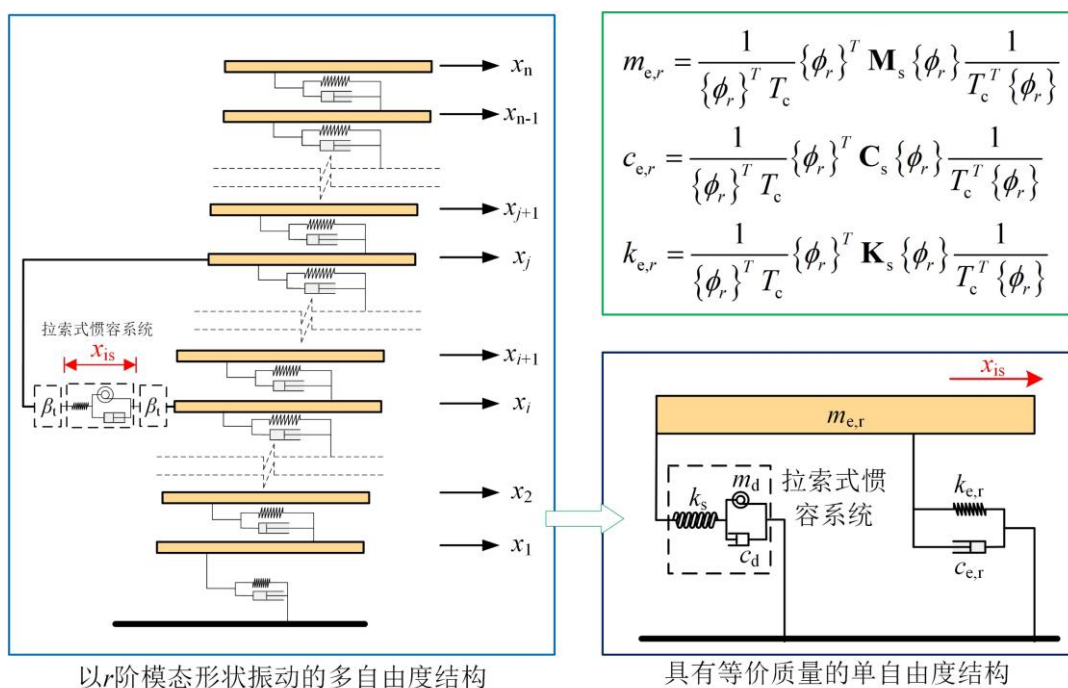


图 4.1 等价质量的基本概念的扩展

不同于传统的动力吸振器利用结构振动的绝对变形,惯容系统利用的是结构振动的相对变形,因此,我们将等价质量进行适当拓展:以解耦后的单自由度模型的位移响应与原结构在对应模态的某两点位置之间安装拉索式惯容系统所能获得的相对位移相同为原则,如图 4.1 所示,将特征向量进行归一化并带入公式(4.8)即可得到定义在对应模态指定两节点上的等价质量 $M_{e,r}(T_c)$:

$$M_{e,r}(T_c) = \begin{Bmatrix} \frac{\phi_{1r}}{\{\phi_r\}^T T_c} \\ \frac{\phi_{2r}}{\{\phi_r\}^T T_c} \\ \vdots \\ \frac{\phi_{nr}}{\{\phi_r\}^T T_c} \end{Bmatrix}^T \mathbf{M}_s \begin{Bmatrix} \frac{\phi_{1r}}{\{\phi_r\}^T T_c} \\ \frac{\phi_{2r}}{\{\phi_r\}^T T_c} \\ \vdots \\ \frac{\phi_{nr}}{\{\phi_r\}^T T_c} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\{\phi_r\}^T T_c} \{\phi_r\}^T \mathbf{M}_s \{\phi_r\} \frac{1}{T_c^T \{\phi_r\}} \quad (4.10)$$

其中, T_c 为拉索位移转换矩阵, 用于表达拉索式惯容系统的安装位置和位移转换关系, 定义详见第三章的相关内容, $\{\phi_r\}$ 为未归一化的 r 阶模态的特征向量。

当针对 r 阶模态解耦后的单自由度结构进行控制, 安装有惯容系统, 表观质量为 m_d 时, r 阶模态惯质比, μ 可以表达为:

$${}_r\mu = \frac{m_d}{M_{e,r}} = \frac{m_d}{\frac{1}{\{\phi_r\}^T T_c} \{\phi_r\}^T \mathbf{M}_s \{\phi_r\} \frac{1}{T_c^T \{\phi_r\}}} = \frac{\{\phi_r\}^T T_c m_d T_c^T \{\phi_r\}}{\{\phi_r\}^T \mathbf{M}_s \{\phi_r\}} \quad (4.11)$$

公式(4.11)与第三章通过哈密顿原理推导的等效二自由度对应的模态质量比是一致的。因此^[30, 31]中针对不同安装位置计算等价质量并最小化等价质量以确定控制指定模态的动力吸振器安装位置的理念可以拓展为, 利用最大化指定模态惯容系统不同安装位置对应的模态惯质比以确定控制该模态的惯容系统安装位置。同时, 适用于单自由度结构的调谐公式亦可在 r 阶模态解耦后的单自由度结构进行使用, 以保证惯容系统在多阶模态控制的效果。

4.1.3 模态控制基本思想

由公式(4.9)可知, 结构的响应由其 n 个模态的响应组合而成, 如图 4.2 (a) 所示。结构的响应是各模态响应的综合体现, 基于此, 模态控制就是将响应较大几个模态分别进行控制, 从而有效降低结构的响应。

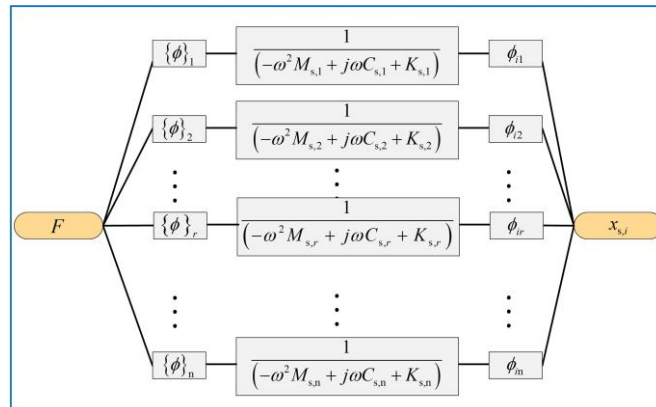


图 4.2 模态响应对于结构响应的控制

图 4.3 示出了针对 r 阶模态进行控制时的响应计算示意, 当选取惯容系统对结构 r 阶模态进行控制时, 其反馈系统的传递函数 $H_r(\omega)$ 可以表达为:

$$H_r(\omega) = \frac{-(m_{d,r}\omega^2 - j\omega c_{d,r})k_{d,r}}{-m_{d,r}\omega^2 + j\omega c_{d,r} + k_{d,r}} \quad (4.12)$$

其中, $m_{d,r}$, $k_{d,r}$, $c_{d,r}$ 分别为用于控制第 r 阶模态的惯容系统表观质量, 调谐刚度及阻尼系数。值得注意的是, 尽管惯容系统能够较为精准的控制指定模态的响应, 但是由于惯容系统的安装会导致阻尼矩阵不再为比例阻尼, 即相对应的模态阻尼矩阵不再为对角矩阵, 结构的各模态之间将不可避免的相互影响, 该影响将在后续算例中以数值的形式进一步分析。

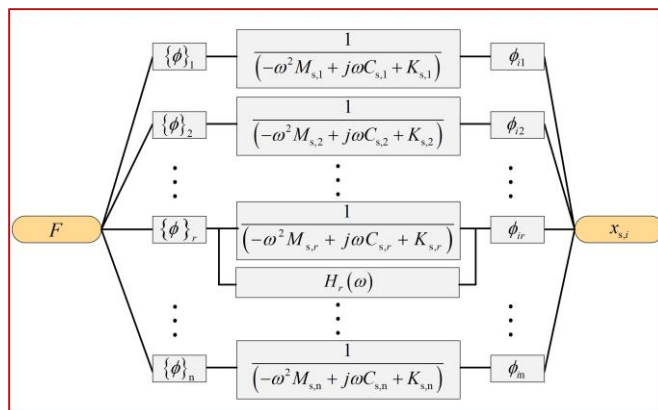


图 4.3 针对 r 阶模态进行控制的示意

4.2 拉索式惯容系统的多模态控制设计方法

基于模态控制的基本思想, 我们考虑安装多个拉索式惯容系统, 针对结构的不同模态进行减振控制设计。设计基本流程如下:

- 1、针对结构进行初始分析, 确定结构需要控制的模态;
- 2、计算各目标模态不同安装位置处的模态惯质比 (或等价质量), 依据模态惯质比最大 (或等价质量最小) 的原则确定各拉索式惯容系统的安装位置;
- 3、针对各受控模态的单自由度等效模型, 利用定点理论确定各拉索式惯容系统的调谐频率约束条件;
- 4、依据控制力约束及减振目标, 将减振控制设计问题表达为带约束的单目标寻优问题;
- 5、利用 SCEM 算法针对各拉索式惯容系统的表观质量, 阻尼及调谐刚度进行优化求解;
- 6、基于优化设计参数验算结构性能。

拉索式惯容系统的多模态控制设计流程图如图 4.4 所示, 结构响应求解方法,

随机地震动输入模型及 SCEM 算法已在第三章进行了详细阐述,本章不再赘述。

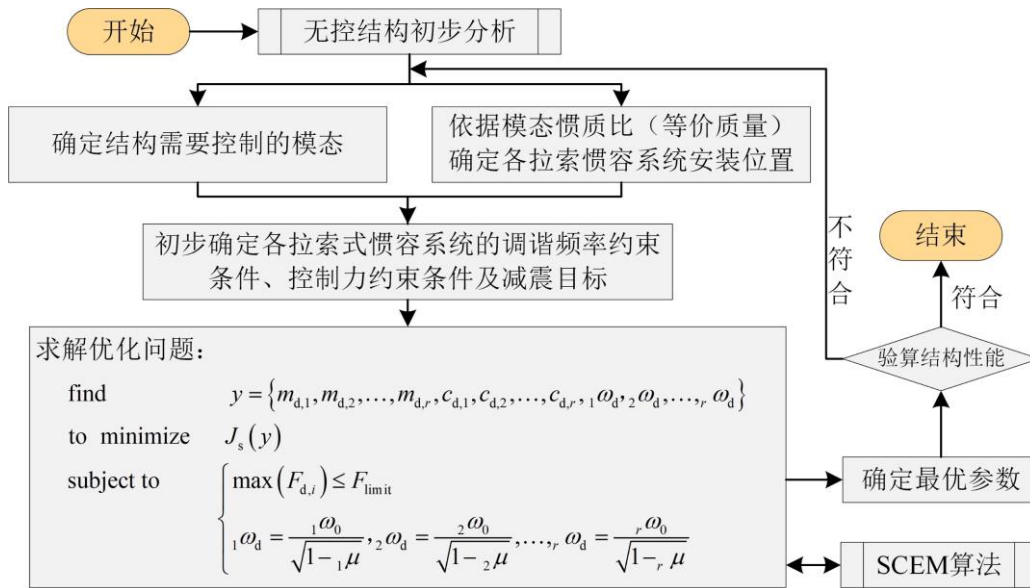


图 4.4 拉索式惯容系统的多模态控制设计基本流程

为了能综合控制高层建筑的层间位移与楼面加速度响应,提高建筑结构在地震荷载作用下的性能,拉索式惯容系统多模态控制的目标选取为层间位移减振比和加速度减振比组合而成的综合减振比:

$$J_s(y) = \alpha \frac{\theta_{\max}}{\theta_{0,\max}} + (1-\alpha) \frac{a_{\max}}{a_{0,\max}} \quad (4.13)$$

其中, θ_{\max} , $\theta_{0,\max}$ 分别为受控和无控结构在随机激励下的层间位移角均方值的最大值, a_{\max} , $a_{0,\max}$ 分别为受控和无控结构在随机激励下的各层绝对加速度均方值的最大值, α 为权重系数,表征对于位移控制及加速度控制的重视程度,当 $\alpha > 0.5$ 时,代表减振性能由位移减振效率为主导, $\alpha < 0.5$ 时,代表减振性能由结构加速度减振效率为主导。

4.3 拉索式惯容系统的多模态控制优化设计算例

4.3.1 基准结构的基本信息

基准结构是由日本隔震结构协会提出的一个 20 层调整型钢结构^[128],该结构底层略高于其余各层,没有明显的薄弱层。结构的详细信息如表格 3.2 及图 4.5 所示。结构的固有阻尼比假定为 0.02,其前五阶周期特性及模态参与系数见表格 4.2。假定结构所在地的设防烈度为 8 度 (0.3g),场地土类别为坚固土。

表格 4.1 结构基本信息表格

楼层	质量 $m_{s,i}$ ($\times 10^3$ kg)	刚度 $k_{s,i}$ (kN/m)	层高(m)
20	1830.3	278890	4
19	1363.6	292940	4
18	1368.4	312500	4
17	1368.4	342860	4
16	1384.2	444000	4
15	1384.2	452990	4
14	1389.1	473310	4
13	1401.9	491330	4
12	1407.2	599170	4
11	1412.4	613920	4
10	1417.9	630600	4
9	1417.9	638150	4
8	1421.3	694730	4
7	1426.0	729130	4
6	1426.0	736710	4
5	1430.6	854990	4
4	1438.0	875890	4
3	1443.6	930850	4
2	1449.3	974220	4
1	1495.2	842840	6

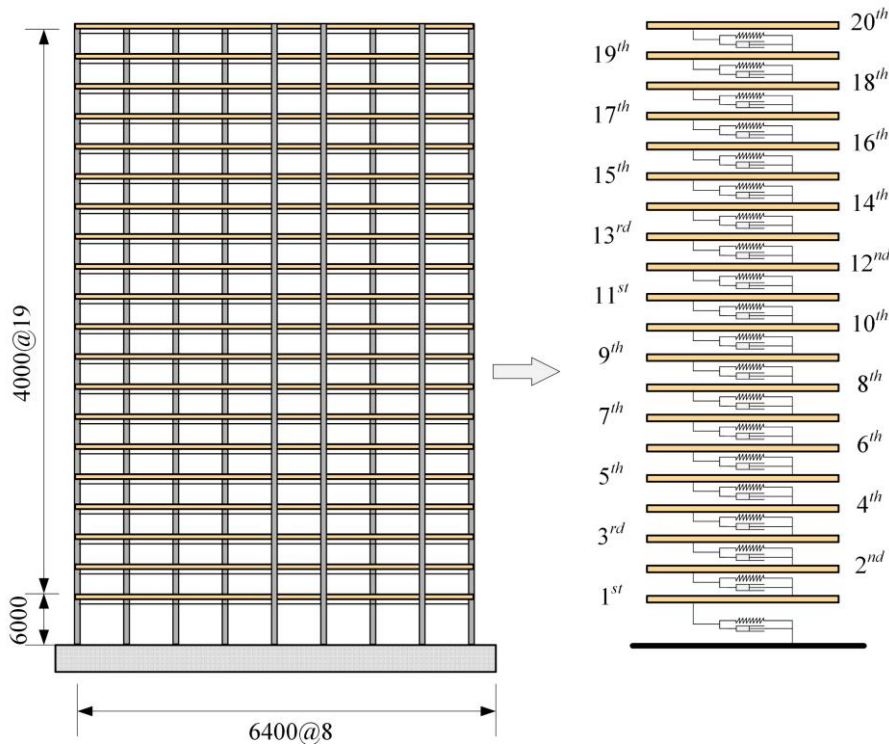


图 4.5 基准结构：日本隔震结构协会 20 层调整型钢结构

表格 4.2 结构周期特性及模态质量参与系数

	周期(s)	频率 ω_0 (rad/s)	模态质量参与系数
1	3.705	1.696	0.766
2	1.412	4.450	0.119
3	0.863	7.282	0.047
4	0.622	10.098	0.0241
5	0.482	13.030	0.0129

4.3.2 基准结构的初步分析

针对初始结构进行模态分析,可以获得基准结构的前五阶振型如图 4.6 所示。

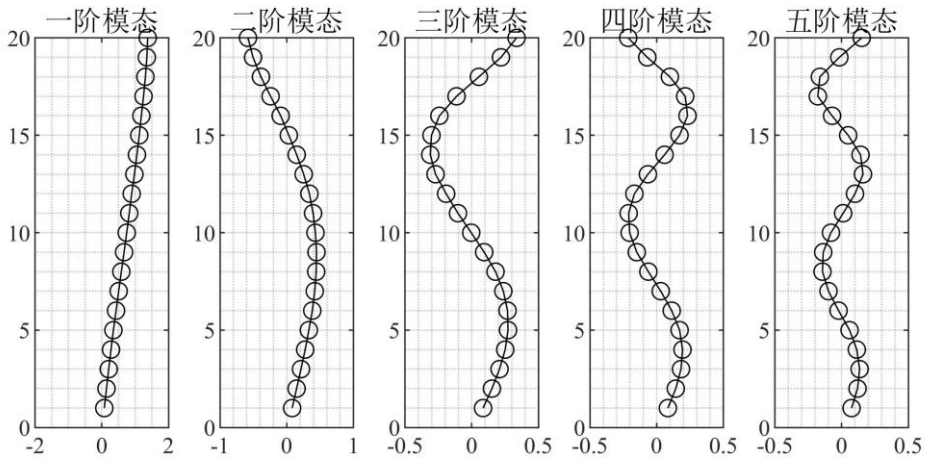


图 4.6 基准结构的前五阶模态的振型

根据表格 4.2 中的模态质量参与系数可知,基准结构的一阶及二阶模态对于结构响应的影响较大,累计质量参与系数达到 88.5%。在设计拉索式惯容系统时,主要针对一阶及二阶模态加以控制。依据上一章中对于拉索式惯容系统的跨层安装的优化结论可知:跨越一定的楼层安装惯容系统有助于惯容系统的效率提升,采用直连式的拉索式惯容系统可以获得与最优拉索形状相似的控制效果。因此,本章仍然考虑跨层的连接方式,同时将连接形式简化为直连式。首先,分析针对不同模态减振装置在不同安装位置处所对应的惯质比。

通过图 3.9 中的模态惯质比可知,惯容系统的安装位置对于不同模态的有效惯质比影响不同。一阶模态的惯质比仅存在单峰,二阶模态及三阶模态的惯质比分别存在双峰和三峰,这一点与各模态的振型形状所反应的信息相一致。惯容系统能够通过调谐针对不同振动模态进行控制,为了控制效果的准确与高效,将各拉索式惯容系统安装于结构的不同位置,依据模态惯质比最大化的原则,可以初步确定控制一阶模态的拉索式惯容系统安装于底层及第 18 层之间,对应的一阶

模态惯质比为 0.553, 控制二阶模态的拉索式惯容系统安装于 12 层和 20 层之间, 对应的二阶模态惯质比为 0.637。

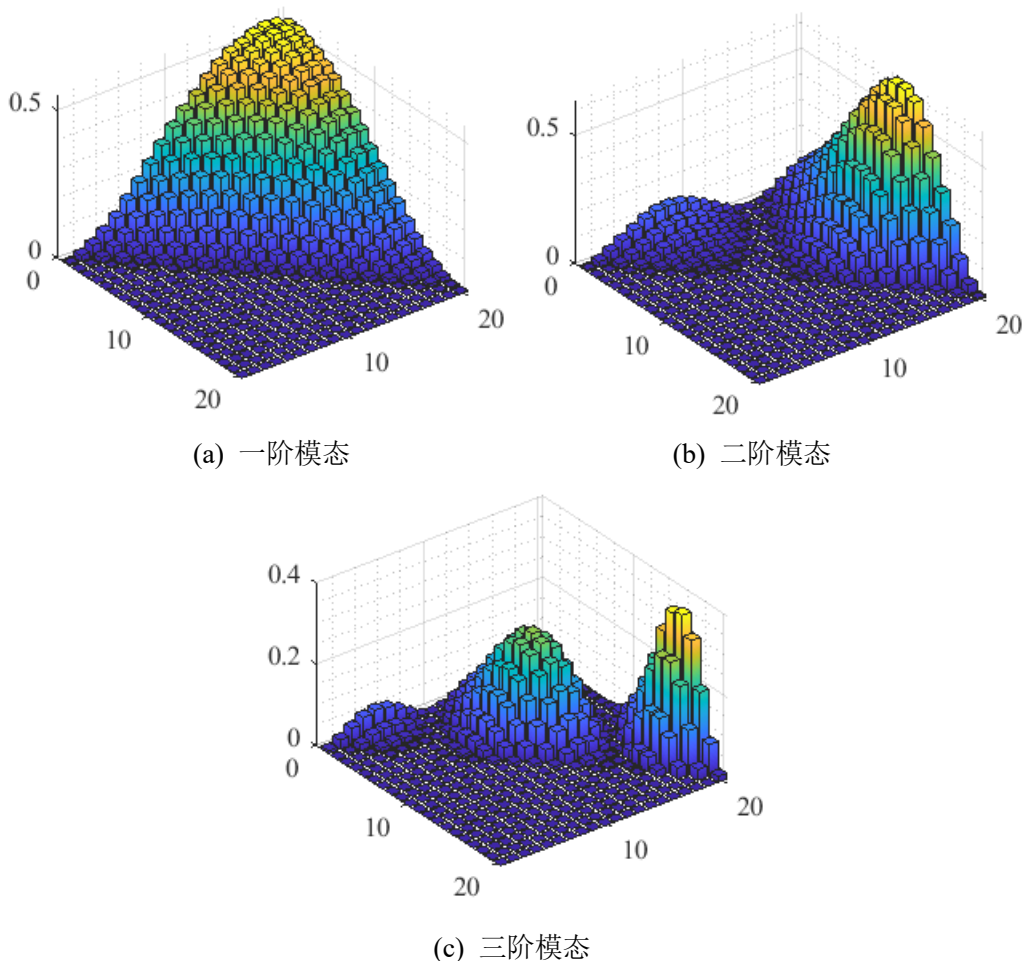


图 4.7 不同安装位置的模态惯质比

4.3.3 拉索式惯容系统的模态控制

依据 4.3.2 节初步分析所确定的跨层型拉索式惯容系统于结构中的安装位置, 如图 4.8 中的 CASE A 所示。可以确定与之对应的拉索位移转换矩阵可以表达为:

$$T_c = \begin{cases} [0, \dots, \underset{17\text{个}}{\gamma_1}, \dots, \underset{2\text{个}}{0}]_{1 \times 20} & \text{一阶模态} \\ [0, \dots, \underset{11\text{个}}{-\gamma_2}, \underset{7\text{个}}{0}, \dots, \underset{2\text{个}}{\gamma_2}]_{1 \times 20} & \text{二阶模态} \end{cases} \quad (4.14)$$

其中, γ_1, γ_2 分别对应于拉索式惯容系统安装于底层至第 18 层之间, 第 12 层和 20 层之间时, 直连拉索的倾斜角度的余弦值, 针对本基准结构取值分别为: 0.5690, 0.8180。

图 4.8 中的 CASE B 仅控制基准结构一阶模态的设计方案用于对比, 两个拉索式惯容系统的安装位置依据一阶模态惯质比进行选择, 均选择为安装于底层和第 18 层之间。

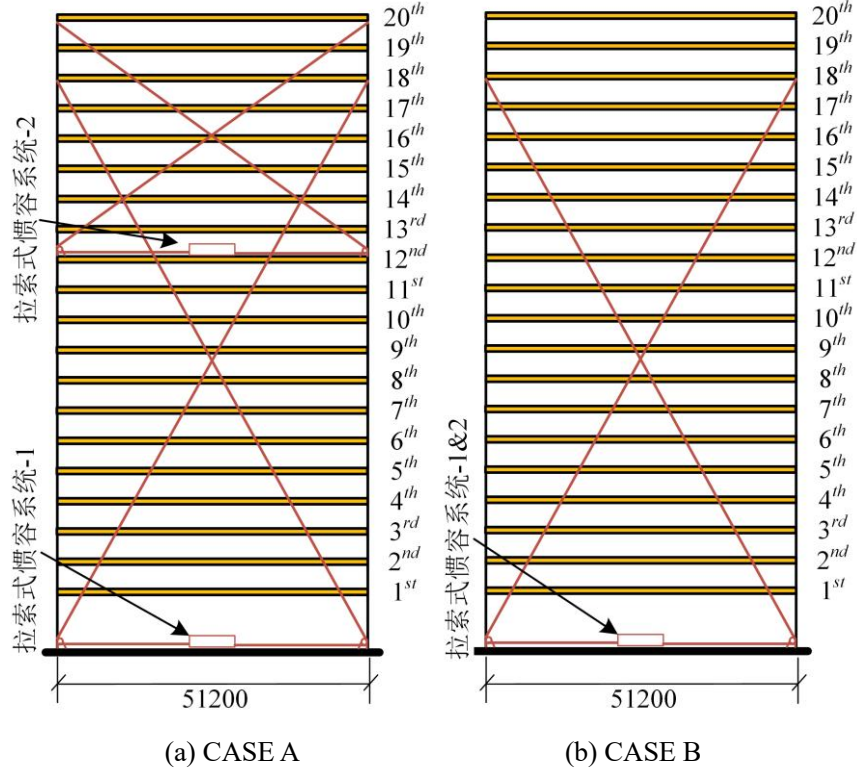


图 4.8 拉索式惯容系统的安装示意图

利用模态控制的理论, CASE A 的多模态控制优化问题表达为:

$$\begin{aligned}
 & \text{find} && y = \{m_{d,1}, m_{d,2}, c_{d,1}, c_{d,2}, \omega_d, \omega_d\} \\
 & \text{to minimize} && J_s(y) \\
 & \text{subject to} && \begin{cases} \max(F_{d,i}) \leq F_{\text{limit}} \\ \omega_d = \frac{1.696}{\sqrt{1-\mu}}, \omega_d = \frac{4.450}{\sqrt{1-\mu}} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{4.15}$$

CASE B 仅针对一阶模态控制, 由于拉索式惯容系统安装位置相同, 简便起见, 将其总体参数作为优化变量, 其优化问题的表达为:

$$\begin{aligned}
 & \text{find} && y = \{m_d, c_d, \omega_d\} \\
 & \text{to minimize} && J_s(y) \\
 & \text{subject to} && \begin{cases} \max(F_{d,i}) \leq F_{\text{limit}} \\ \omega_d = \frac{1.696}{\sqrt{1-\mu}} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{4.16}$$

其中, $J_s(y)$ 为均方响应控制指标, 依据公式(4.13)计算, 层间位移和绝对加速度

的控制权重 α 选取为 0.5，认为楼层的层间位移与楼层的绝对加速度同等重要。 F_{limit} 为惯容系统的出力限制，依据造价成本初步确定为 5000kN。针对 CASE B 总体参数对应的限制为 10000kN。

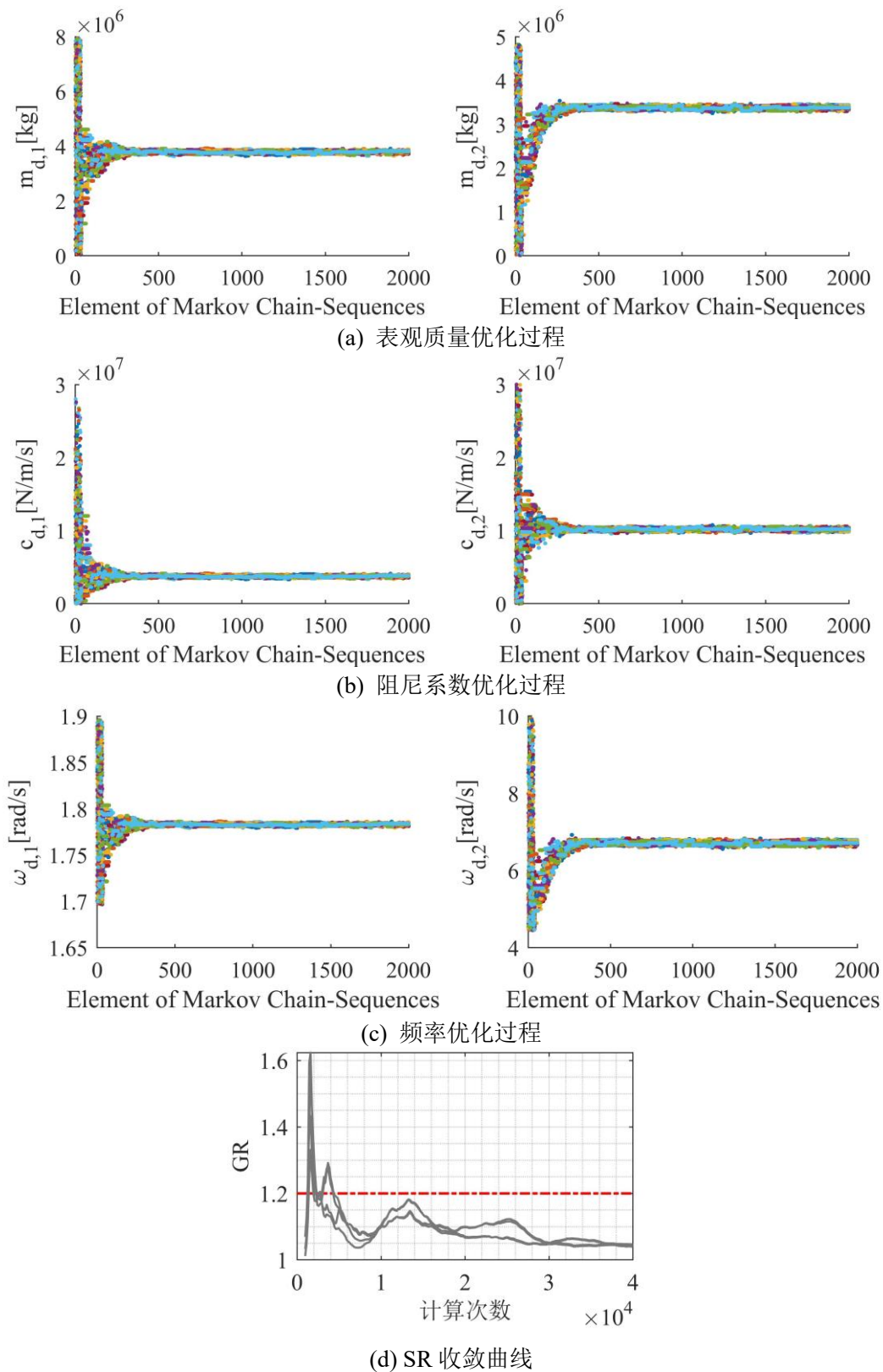


图 4.9 CASE A 惯容系统参数的优化过程及收敛曲线

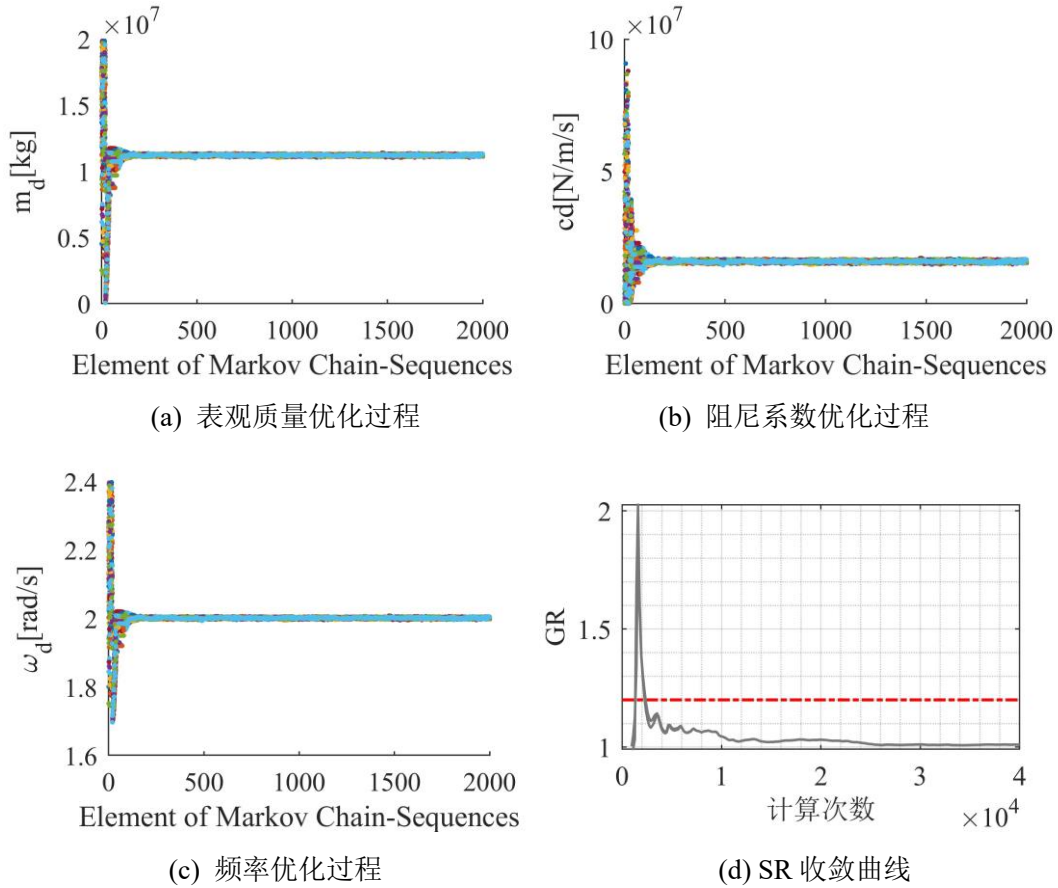


图 4.10 CASE B 惯容系统参数的优化过程及收敛曲线

采用 SCEM 算法对优化问题(4.15)及(4.16)进行求解，参数优化过程如图 4.9 及图 4.10 所示，最终结果汇总于表格 4.3 中。

表格 4.3 CASE A 及 CASE B 的最优参数

设计方案	m_d (kg)	c_d (kN/m/s)	ω_d (rad/s)	k_d (kN/m)
CASE A	3794710.046	3762.194	1.783	12065.399
	3378402.948	10184.010	6.712	152210.618
CASE B	5613007.200	7984.319	2.002	22494.883
	5613007.200	7984.319	2.002	22494.883

注：其中 CASE B 的最优参数通过总体参数平均分配至两个惯容系统得到

表格 4.3 中的最优参数显示，在相同的出力限制条件下，基于多模态设计的 CASE A 中用于控制结构一阶模态响应的表观质量，阻尼系数的参数均小于基于单一模态进行设计的 CASE B 对应的参数。而 CASE A 中用于控制二阶模态响应的表观质量虽然小于 CASE B 中的表观质量，但是阻尼需求却为 CASE B 阻尼系数的 1.28 倍，这主要是由于调谐至结构二阶，调谐弹簧刚度变大，在一定程度上降低了惯容系统的阻尼增效效果，这一点将在后续以数值分析的形式进一步加以

讨论。

4.3.4 单模态控制与多模态控制的讨论

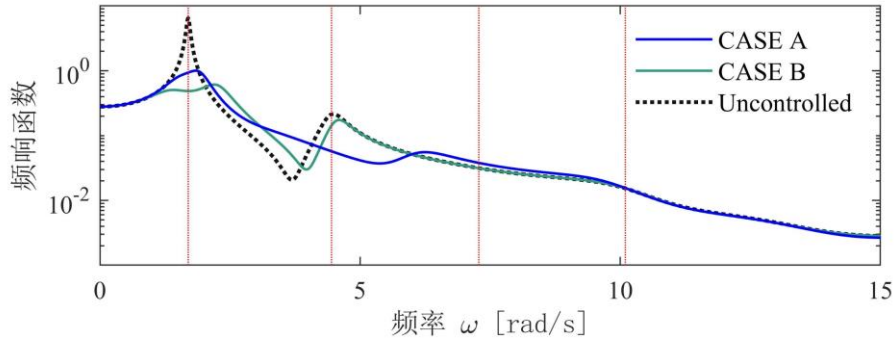
首先采用复模态分析求解受控结构的模态周期和模态阻尼比进行求解并统计于表格 4.4 中。在结构中安装拉索式惯容系统可以将指定模态分裂为多个模态。针对一阶及二阶模态进行控制的 CASE A，引起无控结构的一阶、二阶模态分裂为受控结构的一、二阶及三、四阶模态。从表中可以看出，结构的一阶及二阶模态阻尼比分别平均增加了 8.45 倍及 3.80 倍，同时，结构的第三阶模态阻尼比也获得了一定程度的增加，受控结构对应模态的阻尼比是原结构三阶模态阻尼比的 1.15 倍。针对单一模态进行设计 CASE B，使得无控结构的一阶模态分裂为了受控结构的一阶及二阶模态，结构一阶模态阻尼比也获得了提升，一阶模态阻尼比平均增加为原来的 10.95 倍，增大幅度大于 CASE A。CASE B 的拉索式惯容系统对于结构二阶及以上的模态阻尼比几乎没有影响。

表格 4.4 无控结构与受控结构模态周期及阻尼比

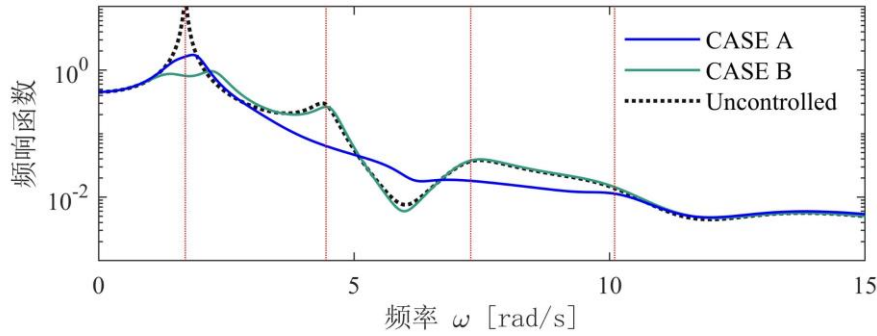
无控结构			受控结构 (CASE A)			受控结构 (CASE B)		
模态	频率	阻尼比	模态	频率	阻尼比	模态	频率	阻尼比
1	1.696	0.020	1	1.551	0.217	1	1.447	0.306
			2	1.926	0.121	2	2.270	0.132
2	4.450	0.053	3	3.281	0.304	3	4.541	0.052
			4	6.101	0.099			
3	7.282	0.086	5	9.846	0.099	4	7.285	0.086
4	10.098	0.119	6	10.199	0.112	5	10.108	0.119
5	13.030	0.154	7	13.073	0.154	6	13.070	0.153

注：其中 CASE B 仍以整体参数进行模态求解

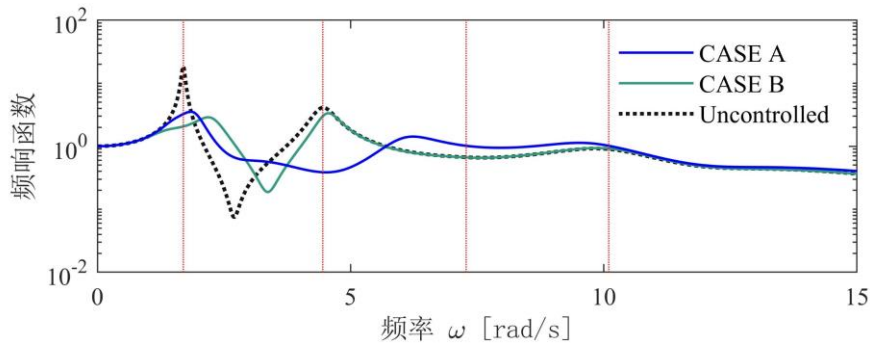
图 4.11 示出了无控结构及受控结构中间层（第十层）及顶层（第二十层）的位移及加速度传递函数。图中的红色竖线所标注的为结构的前四阶模态对应的频率位置。从中可以看出，无控结构在一阶，二阶及三阶模态对应的频率处存在局部峰值，CASE A 不论是针对结构位移还是加速频响应函数在一阶，二阶及三阶模态的峰值均有较好的抑制作用，而 CASE B 中的拉索式惯容系统，尽管在一阶模态对应频率处对结构频响函数的峰值降低效果优于 CASE A，但针对其他模态几乎没有控制作用。



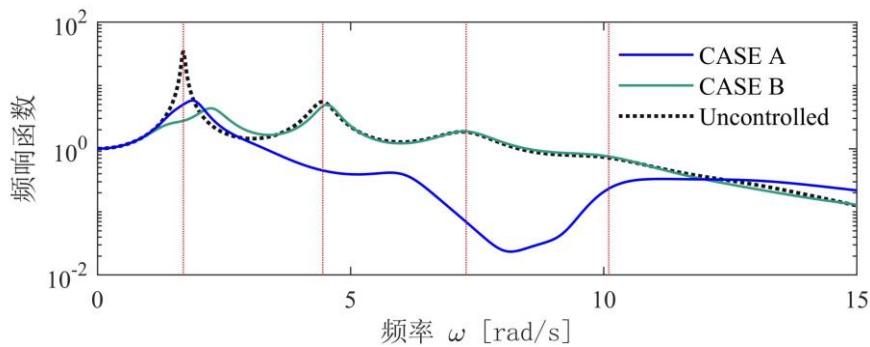
(a) 第十层位移频响应函数



(b) 第二十层结构位移频响应函数



(c) 第十层加速度频响应函数



(d) 第二十层加速度频响应函数

图 4.11 无控结构及有空结构的位移、加速度频响应函数

根据模态控制的基本概念，我们从等效二自由度的角度进一步 CASE A 中针对一阶及二阶模态进行控制的拉索式惯容系统进行有效性及相互影响进行分析。算例中的 20 层多自由度模型，可以依据模态进行分解，表达为多个单自由度结

构，针对结构不同模态进行控制的拉索式惯容系统可以通过公式(3.21)中所介绍的等效方案转化为安装于相应单自由度结构的等效惯容系统。值得注意的是，尽管 CASE A 中的两个拉索式惯容系统针对不同模态进行调谐及控制，但是任一模态对应的单自由度结构实际上同时受到所有安装的拉索式惯容系统的影响。任一模态的安装有惯容系统的等效单自由度结构及前四阶模态等效单自由度结构的参数信息，如图 4.12 所示。

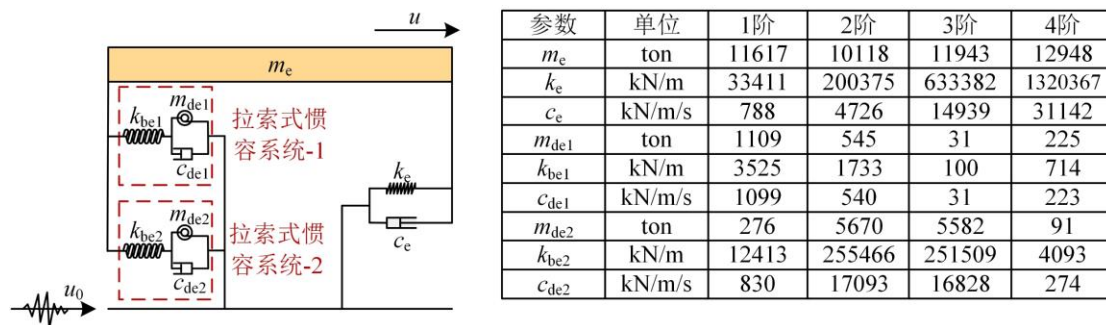


图 4.12 任一模态的等效模型

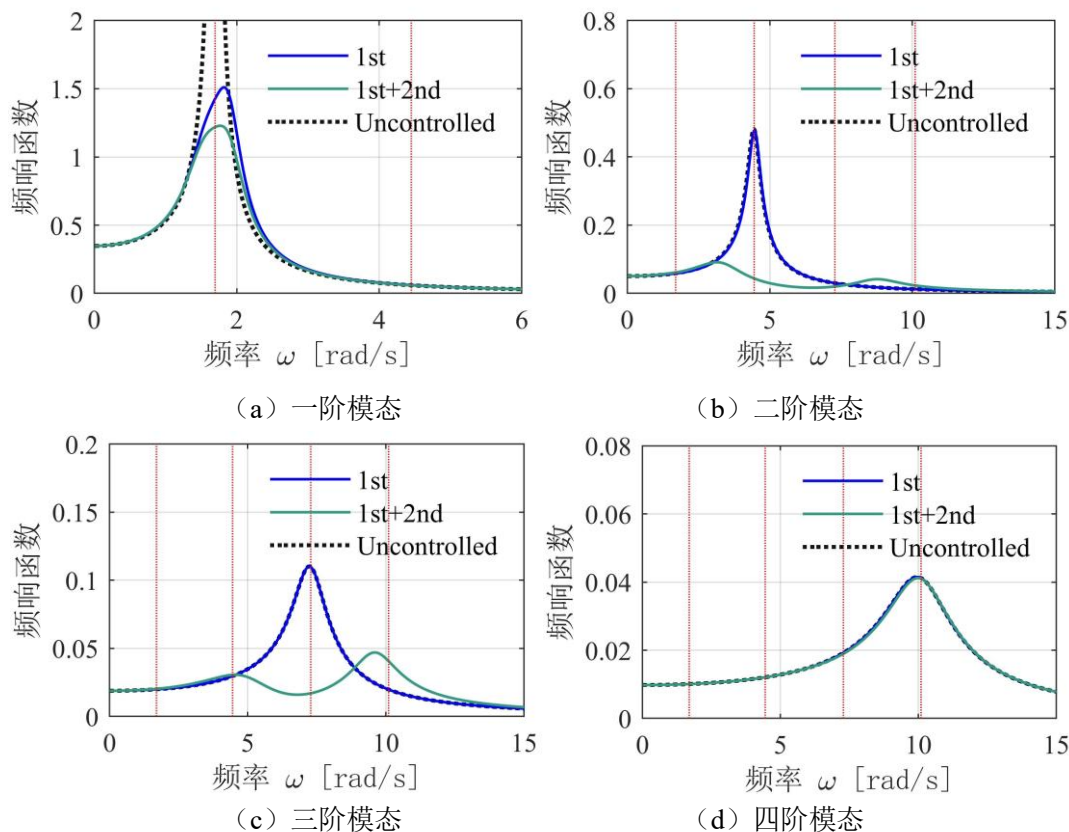


图 4.13 不同工况下等效模型的位移频响函数

图 4.13 示出了一阶至四阶模态等效模型的位移频响函数，其中蓝线表示仅安装 CASE A 中用于控制一阶模态的拉索式惯容系统的工况，绿线则表示的工况是在蓝线工况的基础上增加用于控制二阶模态的拉索式惯容系统。从图 4.13 中

可以看出，用于控制一阶模态的拉索式惯容系统对其他模态几乎没有控制作用，而用于控制二阶模态的拉索式惯容系统同时影响了一至三阶模态，这主要是由于依据二阶等效惯质比确定的二阶模态拉索式惯容系统安装位置，对于三阶模态而言同样产生影响，同时，由于质量比需求较大，调谐后的惯容系统频率与三阶模态频率较为接近，导致二阶模态与三阶模态均受影响。CASE A 中拉索式惯容系统对于结构的第四阶模态几乎没有影响。

4.3.5 拉索式惯容系统的有效性验证

进一步采用时程分析，对 CASE A 及 CASE B 的拉索式惯容系统的有效性进行验证。由于本章设计场地条件的设定与第三章一致，因此用于时程验证的白噪声与第三章保持一致。如图 4.14 所示，表格 3.6 中的地震记录反应谱在本基准结构的前四阶周期上，平均反应谱与设计反应谱相接近，因此本章仍采用表格 3.6 中的地震动时程记录进行时程验证。

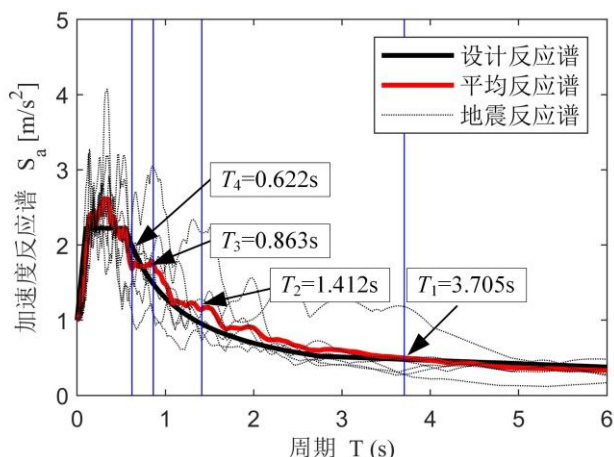
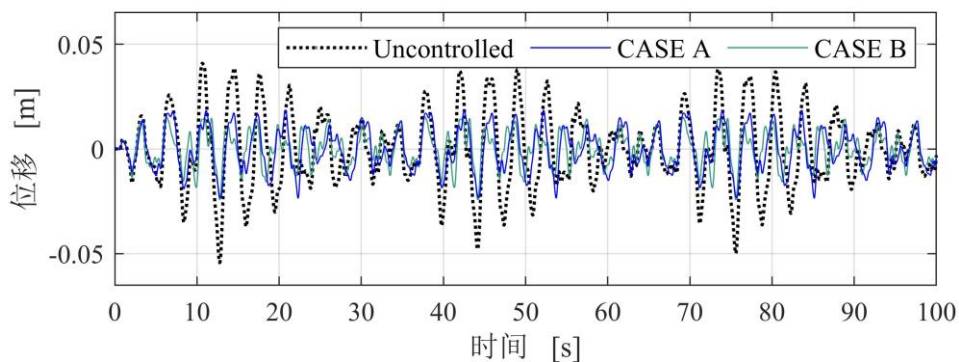


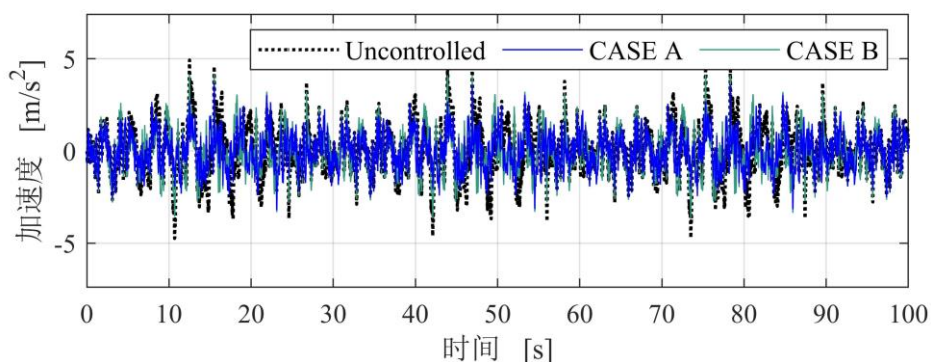
图 4.14 输入激励的反应谱

以有色白噪声激励为例，基准结构在无控状态及以 CASE A，CASE B 方案下的第十三层（无控结构层间位移响应最大层）层间位移和第二十层（无控结构加速度响应最大层）加速度时程响应时程曲线如图 4.15 所示。结构各层响应均方值汇总于表格 4.5 中。从中可以看出，仅针对一阶进行设计的 CASE B 可以很好的控制结构位移响应，层间位移的减振比为 0.4734，然而，CASE B 对于结构加速度的减振效果一般，减振比为 0.7591，依据层间位移减振比和加速度减振比可以确定 CASE B 的综合减振比为 0.6163。针对一阶和二阶进行控制的 CASE A 对于位移响应的控制效果略低于 CASE B，位移减振比为 0.6059，绝对加速度响应的减振比为 0.5803，因此 CASE A 的综合减振比为 0.5931。CASE A 可以有效的控制结构加速度响应，而 CASE B 无法针对加速度有效进行控制，这主要是由于结构加速度受高阶模态影响较大，CASE B 的控制效果集中于降低一阶模态响应。CASE B 的位移控制的显著效果，优于 CASE A，这一结论与表格 4.4 中 CASE

B 对一阶模态阻尼比提升效果大于 CASE A 的结果一致。



(a) 第十三层层间位移



(b) 第二十层绝对加速度

图 4.15 有色白噪声激励下的时程响应

表格 4.5 各层位移响应均方值汇总 (工况: 有色白噪声)

楼层	层间位移(m)			绝对加速度(m/s ²)		
	无控	CASE A	CASE B	无控	CASE A	CASE B
20	0.0018	0.0014	0.0016	1.0990	0.8342	0.5706
19	0.0029	0.0021	0.0018	1.0017	0.7162	0.5761
18	0.0036	0.0020	0.0020	0.9030	0.6000	0.6133
17	0.0041	0.0021	0.0021	0.8373	0.5767	0.6255
16	0.0036	0.0017	0.0019	0.7977	0.5797	0.5874
15	0.0040	0.0019	0.0022	0.7705	0.5773	0.5449
14	0.0043	0.0020	0.0024	0.7445	0.5685	0.5135
13	0.0045	0.0021	0.0025	0.7247	0.5642	0.4971
12	0.0039	0.0018	0.0024	0.7111	0.5659	0.4839
11	0.0041	0.0019	0.0025	0.6996	0.5650	0.5028
10	0.0042	0.0020	0.0026	0.6858	0.5603	0.5227
9	0.0044	0.0021	0.0027	0.6727	0.5590	0.5359
8	0.0042	0.0020	0.0026	0.6612	0.5643	0.5481
7	0.0041	0.0020	0.0026	0.6487	0.5707	0.5594
6	0.0042	0.0021	0.0026	0.6332	0.5740	0.5681

5	0.0037	0.0019	0.0023	0.6185	0.5773	0.5762
4	0.0037	0.0019	0.0023	0.6059	0.5786	0.5797
3	0.0036	0.0019	0.0022	0.5986	0.5829	0.5841
2	0.0035	0.0018	0.0022	0.6071	0.5999	0.6002
1	0.0027	0.0014	0.0017	0.6401	0.6381	0.6378

人工地震激励和地震动记录数据的时程分析结果如图 4.16 所示。各工况下的层间位移角均方值减振比及增效系数汇总于表格 4.6 中。

表格 4.6 层间位移角均方值减振比及增效系数汇总

工况	均方值减振比		阻尼增效系数		
	CASE A	CASE B	CASE A		CASE B
AW1	0.6119	0.5980	1.6100	1.0775	1.2755
AW2	0.4951	0.4688	1.5766	1.0742	1.2900
NW1	0.4028	0.3672	1.6766	1.0813	1.3159
NW2	0.6245	0.7105	1.4702	1.1059	1.1705
NW3	0.5809	0.6126	1.4532	1.1054	1.1190
NW4	0.5916	0.5485	1.5693	1.0776	1.2817
NW5	0.6544	0.7599	1.3968	1.1075	1.1590
均值	0.5659	0.5808	1.5361	1.0899	1.2302

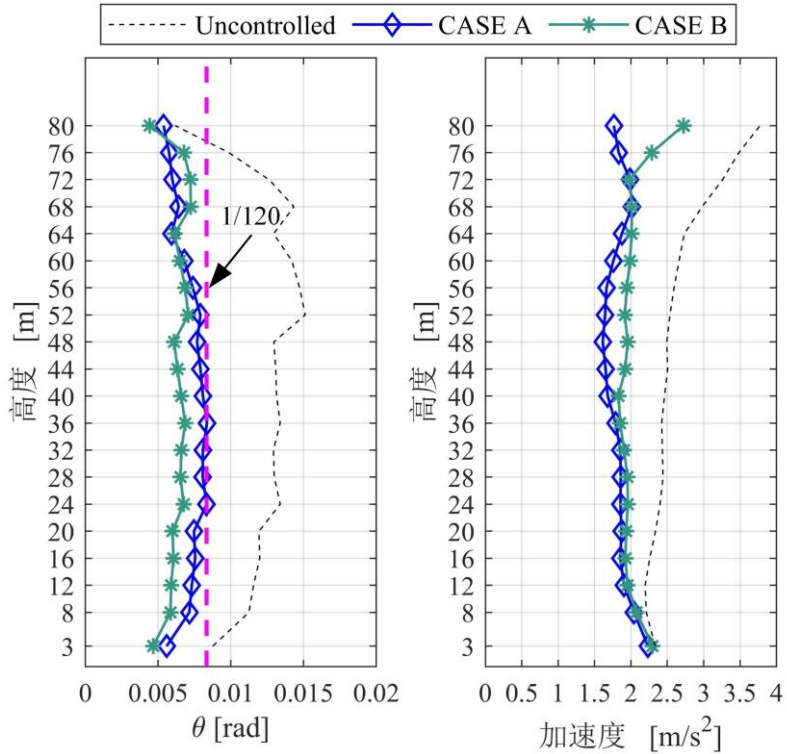


图 4.16 人工地震激励和地震动记录数据激励下的平均峰值响应

从图 4.16 中示出的 7 条时程数据计算得出的受控结构和无控结构的层间位

移角峰值响应的均值对比可知,在设防地震下(0.3g),原无控结构的位移响应大于规范限制,不能满足结构性能需求,通过安装控制一阶的拉索式惯容系统(CASE B)和同时控制一阶及二阶的拉索式惯容系统(CASE A)均能对结构位移进行有效控制,层间位移角响应小于 $1/120$ ^[142],CASE A和CASE B的峰值减振比分别为0.572和0.600。

从表格4.6中的均方值减振比及其均值可知:针对不同的地面激励,惯容系统的减振效果不同。CASE A针对一阶进行控制的惯容系统阻尼增效系数达到1.5以上,而针对二阶进行控制的惯容系统,由于调谐刚度的增加,阻尼增效的效果下降,平均增效系数仅为1.1,这与最优参数中CASE A用于控制二阶模态的惯容系统阻尼系数偏大相一致,CASE B针对一阶模态进行控制,需要增大惯质比以获得响应的控制效果,在一定程度上牺牲了调谐及阻尼增效的性质,用于控制一阶的惯容系统阻尼系数平均为1.23。

4.4 小结

本章主要研究了拉索式惯容系统在需要考虑多阶模态影响的高层结构中的跨层布置和优化问题。基于模态控制的理念,提出了拉索式惯容系统的多模态控制及优化方法,主要结论如下:

1、通过等价质量定义的拓展,说明了模态惯质比与等价质量的内在共通性。所提出的基于模态惯质比(或等价质量)确定分析惯容系统的安装位置对于各模态响应控制效率的方法,为拉索式惯容系统在结构中的布局方式提供了简明有效的途径,算例分析表明,根据模态惯质比(或等价质量)确定的拉索式惯容系统安装位置,可以有效的发挥拉索式惯容系统对各模态响应控制的高效性。

2、多模态控制与单模态控制的对比分析表明:针对高层建筑,仅控制一阶模态不能很好的抑制结构的加速度响应。频响函数和各阶模态等效二自由度的控制效果分析表明:与单模态控制不同,基于多模态控制进行设计的拉索式惯容系统能够有效的抑制高阶模态响应,抑制结构的加速度响应。

3、地震激励下,基于多模态的拉索式惯容系统设计方法可以有效的控制结构层间位移和楼层绝对加速度,使之达到限值以下。用于控制低阶模态的惯容系统耗能机制得到了充分发挥,用于控制高阶模态的惯容系统由于调谐刚度的增加,阻尼增效效果略有降低。

第 5 章 拉索式惯容系统优化布置的有限元验证

前述章节利用拉索的安装便利性及可调节性,提出了拉索式惯容系统跨层安装的单一模态控制及多模态控制的设计方法,并利用简易的 Benchmark 模型进行了数值验证。本章进一步将拉索式惯容系统设计方法,应用于一个实际结构的减振控制之中,同时考虑结构在横向及纵向两个方向的地震响应的控制,在 OpenSees 中建立结构的弹塑性有限元模型及拉索式惯容系统模型,研究拉索式惯容系统对称分布于结构平面中的阻尼增效效果的差异,利用场地实测地震对所设计的拉索式惯容系统进行有效性分析。本章主要从工程结构概况、实际结构有限元模型建立、拉索式惯容系统模型的建立、拉索式惯容系统的优化设计及验证四个方面展开。

5.1 结构的工程概况

结构来源于日本仙台市某大学的一幢八层钢结构行政楼,如图 5.1 所示,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,3 楼及以上各层的结构高度均为 3.8 米。



图 5.1 行政楼全貌

该楼最初按照日本校园建筑抗震规范设计,之后为检验该校开发的油阻尼器

性能，提高建筑自身的抗震性能，在一层及三层至八层层间安装了 8 组，共计 56 个油阻尼器。如图 5.2 所示，油阻尼器的支撑形式为 V 型钢管支撑。



图 5.2 一层油阻尼器安装示意图

该楼的主要支撑构件截面及选用材料的信息如表格 5.1 至表格 5.3 所示。结构楼板及屋面板均采用厚度为 100mm 的 C50 混凝土板。C50 混凝土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)。

表格 5.1 梁截面及材料属性

楼层	梁（东西向）		梁（南北向）	
	截面（mm）	材料	截面（mm）	材料
2 层	[380×100×10.5×16	SN400A	[300×90×9×16	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）

表格 5.2 柱截面及材料属性

楼层	外框柱		内框柱	
	截面（mm）	材料	截面（mm）	材料
1 层	箱型 450×40	SN490	箱型 450×40	SN490
2 层	箱型 450×40	SN490	箱型 450×40	SN490

3 层	箱型 450×28	SN400A	箱型 450×28	SN400A
4 层	箱型 450×25	SN400A	箱型 450×25	SN400A
5 层	箱型 450×22	SN400A	箱型 450×22	SN400A
6 层	箱型 450×22	SN400A	箱型 450×22	SN400A
7 层	箱型 450×19	SN400A	箱型 450×19	SN400A
8 层	箱型 450×19	SN400A	箱型 450×19	SN400A
屋顶	无	无	无	无

表格 5.3 材料属性

型号	钢材			
	屈服点 (mm)	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

5.2 结构有限元模型的建立

考虑到惯容这一新型元件在减振模型中的使用,本文实际结构模型的建立与分析主要采用开源性较强的 OpenSees 数值分析平台。OpenSees 具有面对对象的有限元分析框架,采用 C++作为底层代码,具备较强的二次开发潜力,可以在不改变主体有限元框架的前提下,通过继承和派生的方式增加新材料,新单元及新算法。自 1999 年由“太平洋地震工程研究中心”(PEER)主导推出以来,OpenSees 被广泛应用于各种实际工程和项目之中,具有较强的非线性分析能力,且由于高效运算法则的发展与引入^[143],OpenSees 的计算效率也在不断提升。

5.2.1 模型构建

(1) 材料属性

针对结构模型中,钢材使用 OpenSees 中的非线性单轴材料 Steel02 进行模拟,参数选用参考表格 5.3,C50 混凝土则采用 Opensees 中的非线性单轴材料 Concrete02 进行模拟。

(2) 梁柱支撑构件及混凝土楼板

梁柱截面信息如表格 5.1 及表格 5.2 所示,在 OpenSees 建模时采用纤维截面 (Fiber Section) 进行截面划分,假定每个纤维截面均处于单轴应力状态,并赋予相应的单轴材料属性。图 5.3 示出了针对槽型,工字型及箱型截面的划分示意。梁柱单元采用基于柔度法的 NonlinearBeamColumn 进行构建。为简化模型计算负担,混凝土楼板对模型的影响采用刚性楼板假定进行模拟 (使用 rigidDiaphragm

命令将各层节点位移与相应的主节点相耦合), 混凝土楼板的自重及其承担的恒载与活载转换并传递至梁柱截面。

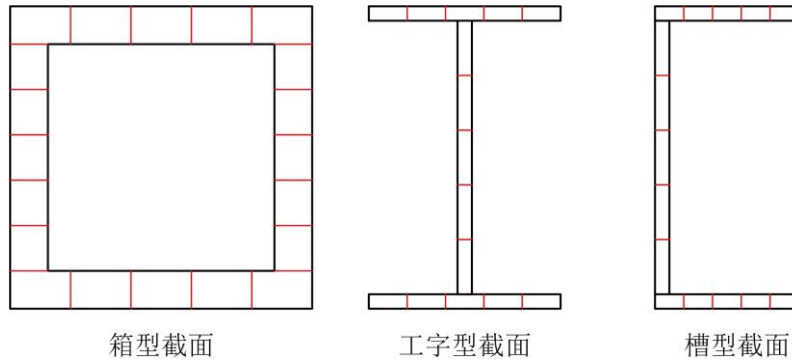


图 5.3 梁柱截面划分

按照上述建模方法, 建立无控框架结构的有限元模型, 如图 5.4 所示。

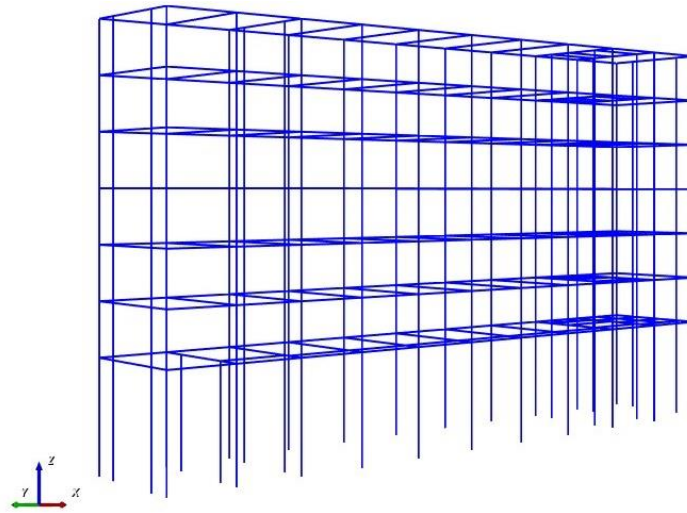


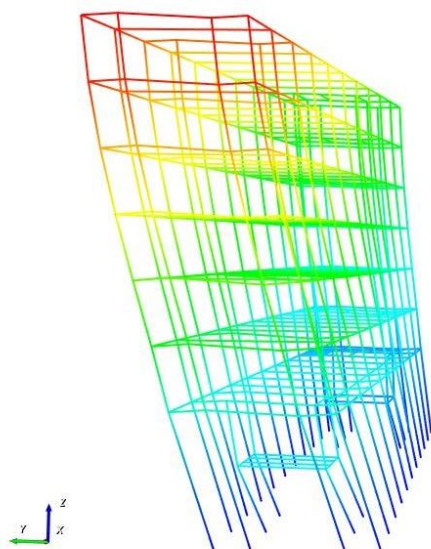
图 5.4 有限元模型 (由 OSLite 进行代码可视化)

5.2.2 初步分析

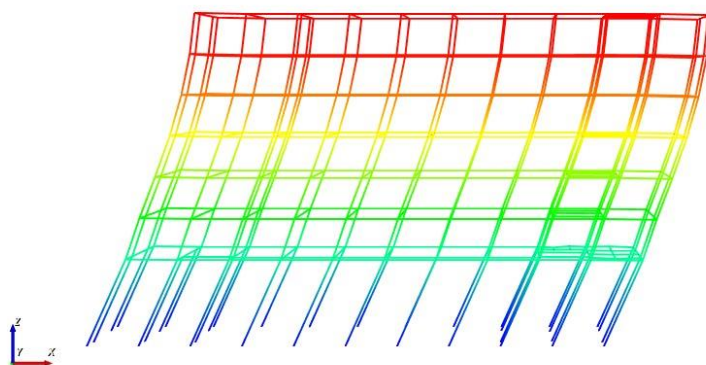
通过 OpenSees 针对结构模型进行模态分析, 可以获得其基本动力特性。表格 5.4 中列出了结构的周期及圆频率特性, 前三阶周期均在 1s 左右。图 5.5 示出了结构的前三阶模态的振型。一阶模态的振型以 Y 向振动为主, 二阶模态的振型以 X 向振动为主, 三阶模态的振型则以扭转成分为主。

表格 5.4 结构的基本动力特性

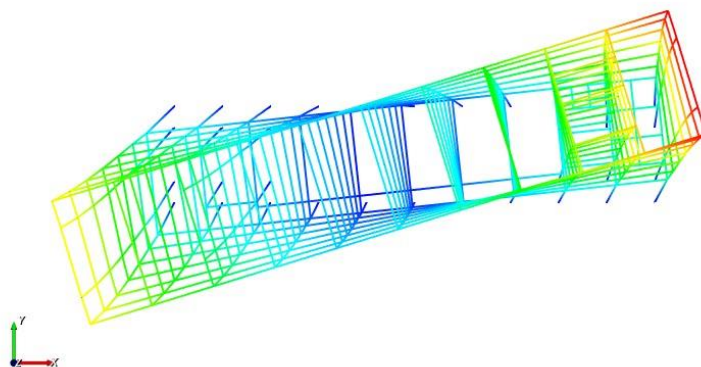
	1 阶	2 阶	3 阶	4 阶	5 阶
周期 (s)	1.166	1.090	1.050	0.393	0.373
圆频率 (rad/s)	5.389	5.766	5.986	15.991	16.824



(a) 一阶模态振型 (Y 向平动为主, 周期为 1.1637s)



(b) 二阶模态振型 (X 向平动为主, 周期为 1.0807s)



(c) 三阶模态振型 (以扭转为主, 周期为 1.0413s)

图 5.5 前三阶模态振型 (由 OSLite 进行代码可视化)

通过初步分析可以得出, 各楼层的质量信息统计于表格 5.5 中。依据抗震设

计规范^[144]，X 向与 Y 向的等效抗侧刚度 k_i 定义为层间剪力与层间位移之间的比值：

$$k_i = \frac{F_{s,i}}{\delta_i} \quad (5.1)$$

式中， $F_{s,i}$ 为结构层间剪力， δ_i 为结构层间位移。

表格 5.5 结构的质量与刚度信息

	楼层质量(kg)	X 方向层等效刚度(kN/m)	Y 方向层等效刚度(kN/m)
3 层	439675.80	155441.57	143327.78
4 层	341837.00	393625.88	334476.13
5 层	329122.40	308033.51	276191.21
6 层	325982.40	275713.75	244125.72
7 层	319381.40	268593.38	218483.72
8 层	316817.40	255232.26	184945.44
屋顶	306084.00	230414.75	136351.24

5.3 拉索式惯容系统模型的建立

为了在 OpenSees 中实现拉索式惯容系统的减振控制，我们首先根据拉索式惯容系统的特性，对其模型进行建立。拉索式惯容系统主要包括惯容系统和拉索支撑两个组成部分。惯容系统的建模核心在于惯容元件的特性的实现，拉索支撑的建模核心在于拉索滑轮支座的实现，下文将针对惯容元件特性的实现、拉索滑轮支座的实现依次展开详细阐述，并利用数值算例对该模型逐步验证。

5.3.1 惯容元件在 OpenSees 中的编译

惯容元件与一般材料单元不同（钢筋、混凝土等受力特征仅与位移相关，本构关系由应力应变进行表达，一般阻尼材料的受力与位移及速度相关，本构关系由应力与应变率进行表达），惯容元件的受力与两端加速度差相关，本构关系则需要通过应力与应变率变化率进行表达：

$$f(t) = m_m \cdot (\ddot{u}_2(t) - \ddot{u}_1(t)) = m_m \cdot \ddot{u}_m(t) \quad (5.2)$$

其中， m_m 为惯容的表观质量， u_1, u_2 分别为惯容两端的位移， u_m 为惯容元件的两端位移差值。

在材料层面的应力及应变关系式可以表达为：

$$\sigma(t) = m_m \cdot \ddot{\epsilon}(t) \quad (5.3)$$

其中， σ 为材料的应力， ε 为材料的应变。惯容元件的实现，需要一种全新的材料类型，其本构关系通过材料应力 σ 及应变率变化率 $\dot{\varepsilon}$ （相对加速度在材料层面的体现）表达。

考虑到 OpenSees 中现存的材料均为位移相关型及速度相关型，为了实现惯容元件，可以建立合适的应变率变化率预测机制，在每一步计算过程中，将应变及应变率转化为应变率变化率。Reza Mirza Hessabi^[145]提出用 Newmark-Beta 法设定加速度预测机制，给出 OpenSees 中实现 gyromass damper 的基本思路。参考这一思路，惯容元件的应变率变化率预测可以表达为：

$$\dot{\varepsilon}_{i+1} = \dot{\varepsilon}_i + \left[(1 - \gamma_{nm}) \Delta t \right] \ddot{\varepsilon}_i + (\gamma_{nm} \Delta t) \ddot{\varepsilon}_{i+1} \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_{i+1} = \varepsilon_i + \Delta t \dot{\varepsilon}_i + \left[(0.5 - \beta_{nm}) \Delta t^2 \right] \ddot{\varepsilon}_i + (\beta_{nm} \Delta t^2) \ddot{\varepsilon}_{i+1} \quad (5.5)$$

其中 Δt 为积分时间间隔， $\varepsilon_i, \dot{\varepsilon}_i, \ddot{\varepsilon}_i$ 为当前步骤下的应变，应变率和应变率变化率， $\varepsilon_{i+1}, \dot{\varepsilon}_{i+1}, \ddot{\varepsilon}_{i+1}$ 为下一步的应变，应变率和应变率变化率。为了得到应变率变化率的显式表达式，增量的非迭代公式可以表达为：

$$\Delta \varepsilon_i = \varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i \quad (5.6)$$

$$\Delta \dot{\varepsilon}_i = \dot{\varepsilon}_{i+1} - \dot{\varepsilon}_i \quad (5.7)$$

$$\Delta \ddot{\varepsilon}_i = \ddot{\varepsilon}_{i+1} - \ddot{\varepsilon}_i \quad (5.8)$$

将式(5.6),(5.7),(5.8)带入式(5.4)和(5.5)可以求解得到应变率增量 $\Delta \dot{\varepsilon}_i$ 及应变率变化率增量 $\Delta \ddot{\varepsilon}_i$ 的表达式：

$$\Delta \dot{\varepsilon}_i = \left(\frac{\gamma_{nm}}{\beta_{nm}} \Delta t \right) \Delta \varepsilon_i - \left(\frac{\gamma_{nm}}{\beta_{nm}} \right) \dot{\varepsilon}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma_{nm}}{2\beta_{nm}} \right) \ddot{\varepsilon}_i \quad (5.9)$$

$$\Delta \ddot{\varepsilon}_i = \left(\frac{1}{\beta_{nm}} \Delta t^2 \right) \Delta \varepsilon_i - \left(\frac{1}{\beta_{nm}} \Delta t \right) \dot{\varepsilon}_i + \Delta t \left(\frac{1}{2\beta_{nm}} \right) \ddot{\varepsilon}_i \quad (5.10)$$

一般应用时，惯容元件一般以单轴元件的形式出现，因此，将实现惯容元件的材料（惯容材料）定义为 OpenSees 中的 UniaxialMaterial 的派生类。在该材料的头文件（InerterMaterial.h）定义参数如图 5.6 所示。

```

class InerterMaterial : public UniaxialMaterial
{
public:
    InerterMaterial(int tag, double C, double Alpha, double minVel = 1.0e-11);
    InerterMaterial();
    ~InerterMaterial();
    const char *getClassType(void) const {return "InerterMaterial"};
    ...
    int newmark(double gama, double beta, double dt, double trialStrain, double
    commitStrain, Double &trialStrainRate, double commitStrainRate, double &trialAccel,
    double commitAccel); //Newmark预测加速度的转换函数
    class Domain;

protected:
private:
    double trialStrain = 0.0; //下一步的应变
    double trialStrainRate = 0.0; //下一步的应变率
    double trialAccel = 0.0; //下一步的应变率变化率
    double trialStress = 0.0; //下一步的应力
    double C = 0.0; //惯容材料表观质量参数
    double currentTime = 0.0; //下一步的时间
    double commitStrain = 0.0; //这一步的应变
    double commitStrainRate = 0.0; //这一步的应变率
    double commitAccel = 0.0; //这一步的应变率变化率
    double commitStress = 0.0; //这一步的应力
    double commitTime=0.0; //这一步的时间
    double Alpha = 0.0;
    double minVel = 0.0;
    double dt = 0.0; //计算步长
};
    
```

图 5.6 InerterMaterial.h 中函数及基本参数定义

```

int InerterMaterial::setTrialStrain(double strain, double strainRate)
{
    currentTime = ops_TheActiveDomain -> getCurrentTime(); //获得下一步的时间
    dt = currentTime - commitTime; //计算计算步长
    trialStrain = strain; //定义应变
    newmark(0.5, 0.25, dt, trialStrain, commitStrain, trialStrainRate,
    commitStrainRate, trialAccel, commitAccel); //计算应变率变化率
    trialStress = C * trialAccel; //计算应力
    return 0;
}

int InerterMaterial::newmark(double gama, double beta, double dt, double trialStrain,
double commitStrain, double &trialStrainRate, double commitStrainRate, double
&trialAccel, double commitAccel)
{
    double dDis, dVel, dAccel = 0; //初始化应变增量, 应变率增量及应变率变化率增量
    dDis = trialStrain - commitStrain; //计算应变增量
    dVel = gama * dDis / (beta * dt) - gama * commitStrainRate / beta + commitAccel
    * dt * (1 - gama / (2 * beta)); //计算应变率增量
    dAccel = dDis / (beta * pow(dt, 2)) - commitStrainRate / (beta * dt) -
    commitAccel / (2 * beta); //计算应变率变化率增量
    trialStrainRate = commitStrainRate + dVel; //计算应变率
    trialAccel = commitAccel + dAccel; //计算应变率变化率
    return 0;
}
...
double InerterMaterial::getDampTangent(void)
{
    double dt;
    currentTime = ops_TheActiveDomain->getCurrentTime(); //获得下一步的时间
    dt = currentTime - commitTime; //计算计算步长
    return 2 * C / dt; //返回阻尼切线
}
    
```

图 5.7 InerterMaterial.cpp 中本构实现的基本函数

在惯容材料的 `InerterMaterial.cpp` 中的主要函数包括：用于将测试应变及应变率输入迭代的 `setTrialStrain` 函数，用于计算应变率变化率的 `newmark` 函数，用于返回阻尼切线的 `getDampTangent` 函数，如图 5.7 所示。

为了验证惯容材料编译的正确性，我们建立如图 5.8 所示的单自由度系统配备 TVMD。

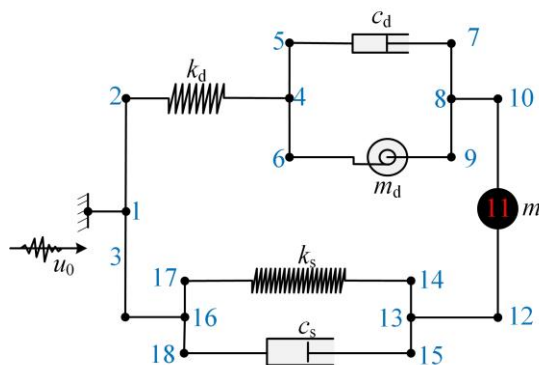


图 5.8 安装有惯容材料的单自由度系统

在 OpenSees 结构的刚度及阻尼元件分别以采用 Elastic 材料和 Viscous 材料的 twoNodeLink 单元表达，参数选取为 2700kN/m 及 9.30kN/(m·s)，节点 11 的质量设定为 20ton，对应于自振圆周期为 0.54s，自身阻尼比为 0.02 的单自由度结构^[66, 72]。通过将具有刚度为 68.58kN/m 的 Elastic 材料，阻尼为 1.022kN/(m·s) 的 Viscous 材料及表观质量为 484kg 的 InerterMaterial 材料分别赋予 twoNodeLink 单元并组合形成了如图 5.8 所示的 TVMD 系统。通过在基底施加不同频率的简谐激励可以获得此配备 TVMD 单自由度系统的位移响应传递函数如图 5.9 所示。简谐激励下的位移响应时程以共振时为例，如图 5.10 所示。

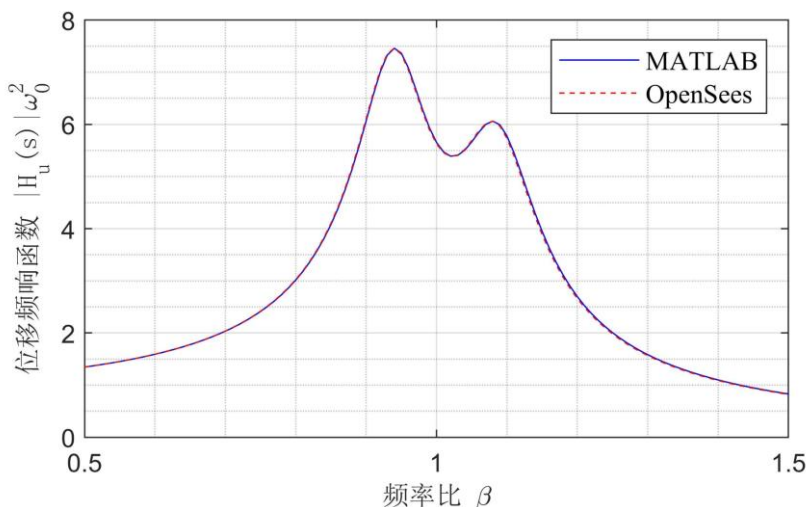
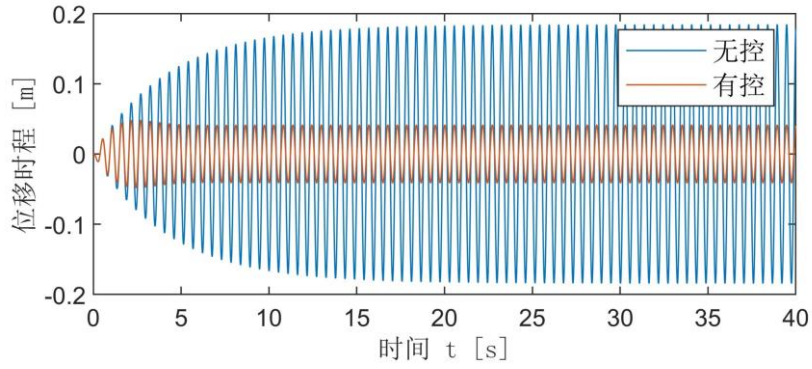
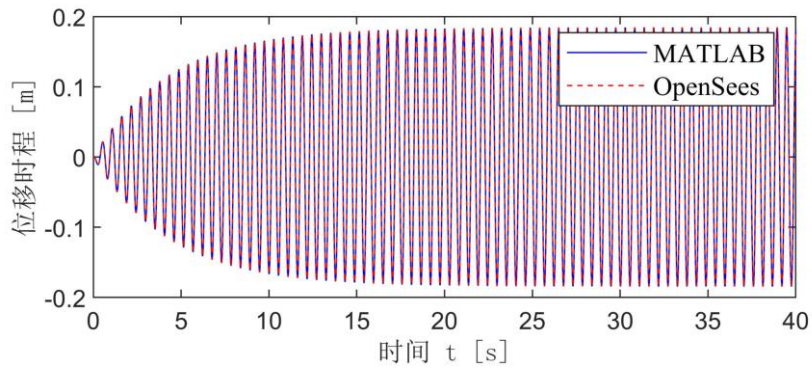


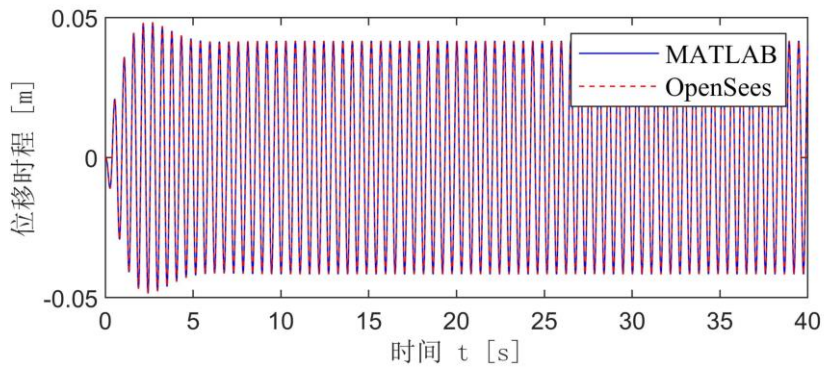
图 5.9 配备 TVMD 单自由度系统的位移响应传递函数



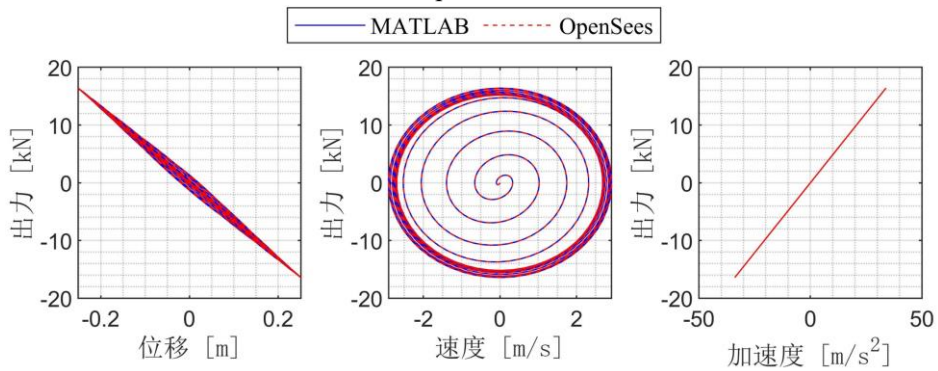
(a) TVMD 的控制效果



(b) MATLAB 与 OpenSees 无控计算结果对比



(c) MATLAB 与 OpenSees 有控计算结果对比



(d) OpenSees 中惯容单元的输出与两端位移，速度，加速度的关系曲线

图 5.10 配备 TVMD 单自由度系统的共振时程响应

观察图 5.9 和图 5.10 可知, 采用上述方式编译的惯容材料在 OpenSees 中以较高的精度表达惯容的特性, 计算结果与 MATLAB 数值及解析计算结果一致。

5.3.2 拉索滑轮支座在 OpenSees 中的实现

在 OpenSees 中建立利用滑轮接触定义的拉索转向器较为复杂, 因此, 我们通过如图 5.11 所示的杠杆对拉索滑轮支座进行模拟, 以简化建模流程并减小计算成本。

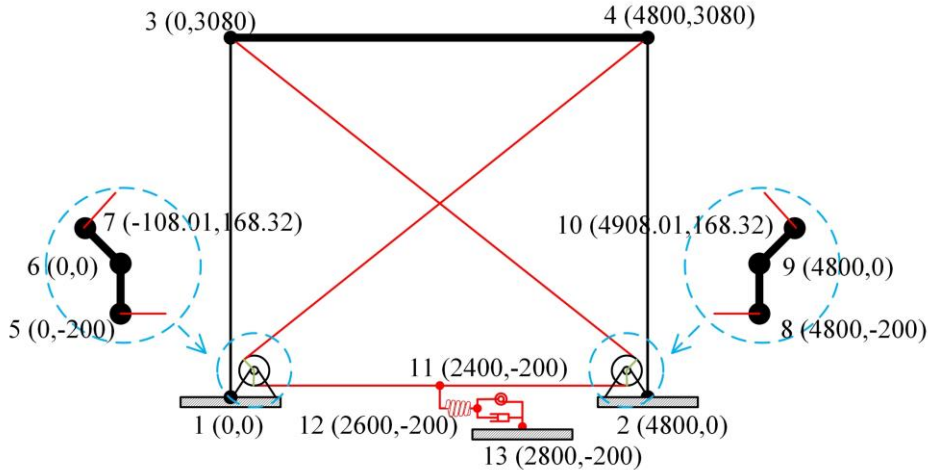


图 5.11 拉索转向器在 OpenSees 中的模拟

在 OpenSees 中没有完全的铰接单元, 且考虑到拉索式惯容系统在多自由度结构中的应用, 我们利用等效自由度命令 (equalDOF) 将代表滑轮转动中心的 6 号及 9 号节点分别与 1 号及 2 号节点进行平动耦合, 以表达滑轮支座固定于惯容系统安装层的物理约束。利用零长度单元命令 (zeroLength) 连接 1 号、6 号节点及 2 号、9 号节点, 并在其转动自由度上赋予极小的转动刚度 (在算例中使用的转动刚度均为 $1E-20$), 以实现滑轮支座的转动特性, 同时具有极小转动刚度的零长度单元将能保证 OpenSees 运算的收敛性。

5.3.3 拉索式惯容系统模型及其等效模型的对比分析

首先针对所建立的拉索式惯容系统进行初步分析, 同时将其与等效的传统惯容系统进行对比, 以验证拉索式惯容系统模型的合理性。我们仍采用质量为 20ton, 自振周期为 0.54s, 阻尼比为 0.02 的单自由度结构。通过之前章节的分析可知, 从减振效果的角度来看, 简化后的拉索式惯容系统可以等效为一个 V 型支撑的传统惯容系统, 如图 5.12 所示。

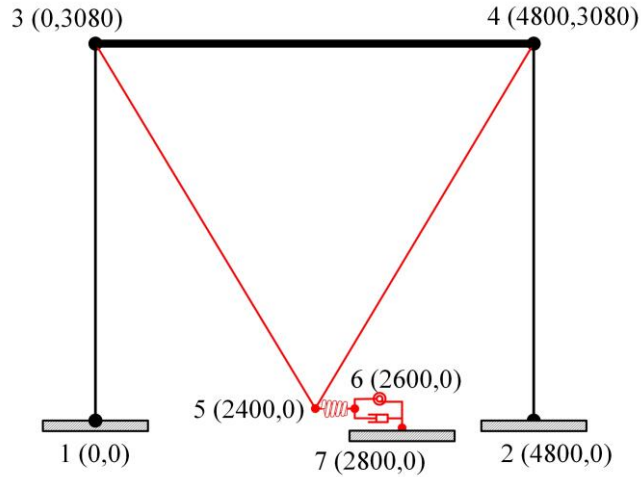


图 5.12 安装有传统惯容系统的单自由度结构

图 5.11 及图 5.12 中采用两个铁木辛柯梁 (ElasticTimoshenkoBeam) 作为 1、3 节点及 2、4 节点的连接元件，其剪切刚度 (GA/L) 定义为 13500kN/m ，其余刚度 (扭转刚度，轴向刚度) 均假定为无穷大 (算例中均设定为 $1\text{E}20$)。3 节点及 4 节点的连接元件采用刚性连接 (rigidLink beam) 以体现楼板刚度无穷的假定，同时，3 节点及 4 节点分别赋予的质量为 10ton 。惯容系统的参数仍采用惯质比为 0.0242 ，刚度比为 0.0254 ，阻尼比为 0.0022 。由此确定等效的传统惯容系统的单元采用 twoNodeLink 单元，材料参数分别为： 0.484ton (InerterMaterial)， 68.580kN/m (Elastic)， $1.022\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{s})$ (Viscous)。为获得相同的惯质比，刚度比及阻尼比，拉索式惯容系统的材料参数分别确定为： 0.684ton (InerterMaterial)， 96.935kN/m (Elastic)， $1.445\text{kN}/(\text{m}\cdot\text{s})$ (Viscous)。

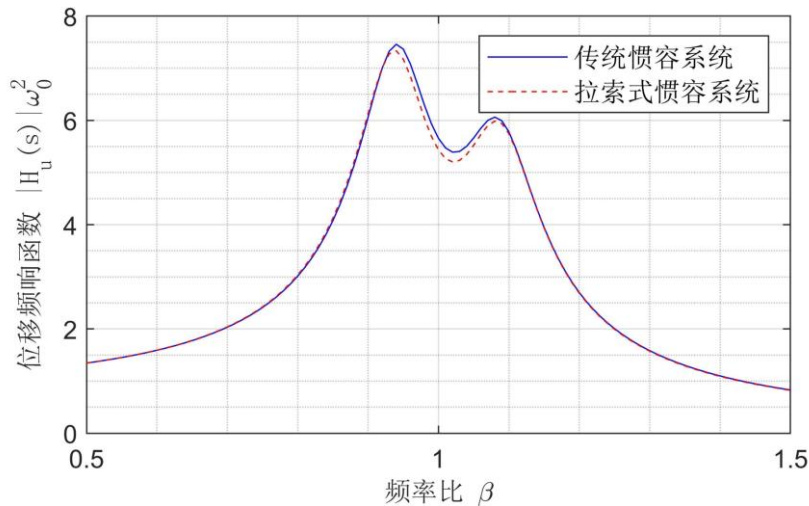
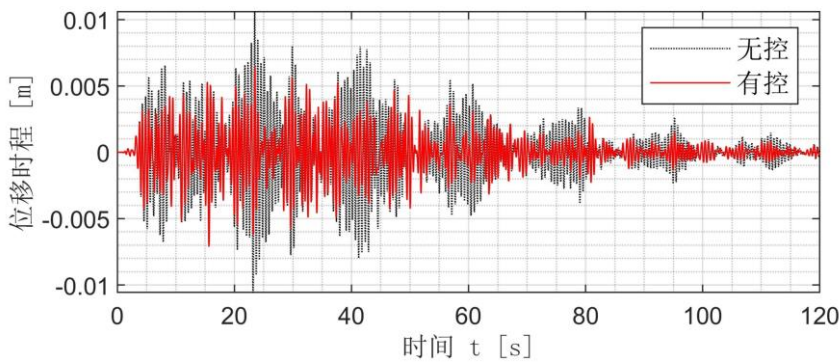


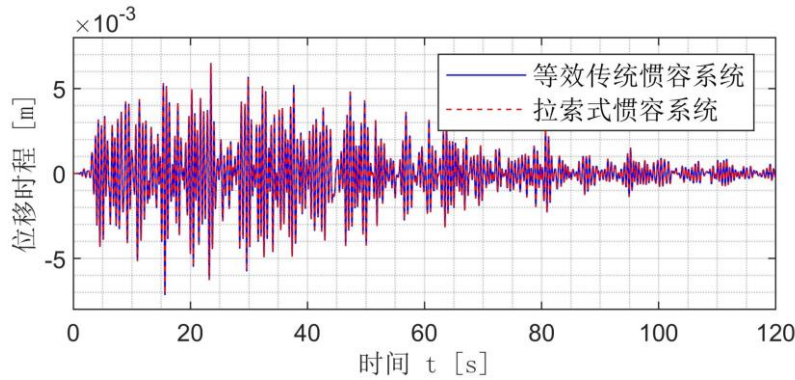
图 5.13 两种安装形式的惯容系统单自由度结构位移频响应函数曲线

进一步的，我们采用日本隔震协会建议的 BCJ-L2 人工波作为激励，对比拉索式惯容系统及其等效的传统惯容系统的减振效果，如图 5.14 所示。

等效的传统惯容系统，在连接 3、4 节点与 5 节点的 V 型支撑刚度设定为无穷大时，与图 5.8 所示的配备 TVMD 的单自由度系统一致。首先从频响函数角度出发，进行对比分析，图 5.13 示出了两种结构的频响函数曲线。从中可以看出，在共振频率以外的范围内，拉索式惯容系统的减振效果与等效的传统惯容系统基本一致。然而，在共振频率范围内，由于结构位移较大，导致拉索的角度在运动过程中产生一定的变化，不能简化忽略。同时，利用杠杆代替滑轮支座，在位移较大的情形下将由于杠杆角度的变化，也带来了一定的偏差。因此，拉索式惯容系统与其等效传统惯容系统在控制效果上存在一定的不同，相较于整体的位移而言，偏差相对较小。



(a) 控制效果



(b) 两种安装形式结果对比

图 5.14 两种安装形式的惯容系统单自由度结构在 BCJ-L2 人工波激励下的位移时程

在上述分析中，拉索式惯容系统与其等效的传统惯容系统展现出了一致的控制效果，表明了本节所建立的拉索式惯容系统模型具有一定的合理性，同时也部分验证了之前章节针对拉索式惯容系统所建立的等效模型的合理性。然而，值得注意的是，图 5.11 示出的拉索式惯容系统的模型也是必不可少的，拉索式惯容系统与传统惯容系统的显著不同在于，其对结构施加的控制力除了水平作用力以外，仍会产生一定的竖向力，这一点只能在图 5.11 的拉索式惯容系统的模型中体现，而不能简单的使用图 5.12 所示的等效简化模型。

5.4 拉索式惯容系统的优化设计及验证

利用论文第 3 章及第 4 章所介绍的拉索式惯容系统的优化设计方法, 针对结构的 X 向、Y 向分别进行减振设计。为保持结构对称性, 减振系统的布置遵行对称的原则。在 X 向减振设计时, 考虑到 X 向具有较大的结构宽度 (48 米), 可以获得较小的拉索安装角度, 共安装 2 个拉索式惯容系统, 对称布置于在 1、4 轴线位置。在 Y 向减振设计时, 考虑到 Y 向结构宽度较小 (9.6 米), 同时避免结构扭转由于减振系统的安装加剧, 共安装 4 个拉索式惯容系统, 布置于 A、C、I、K 轴线位置, 如图 5.15 所示。

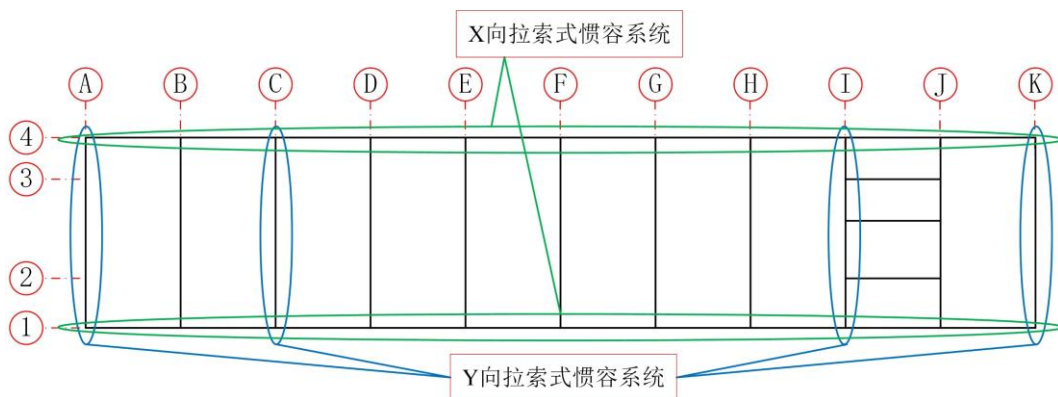


图 5.15 拉索式惯容系统的布置位置

5.4.1 拉索式惯容系统的参数的确定

一、拉索式惯容系统安装与锚固楼层的确定

依据表格 5.5 中的质量和刚度信息及实际结构的几何信息可以计算拉索式惯容系统不同竖向安装位置对应的归一化有效惯质比。X 向及 Y 向的归一化有效惯质比如图 5.16 所示。针对 X 向, 惯容系统安装于底层, 拉索锚固于顶层 (第 8 层) 时, 归一化的有效惯质比最大, 等于 0.708。针对 Y 向, 惯容系统安装于底层, 拉索锚固于 5 层时, 归一化有效惯质比最大, 等于 0.103。因此, 1、4 轴线的拉索式惯容系统采用安装于底部, 锚固于第 8 层的形式。A、C、I、K 轴线处的拉索式惯容系统采用安装于底部, 锚固于第 5 层的形式。如图 5.17 所示。

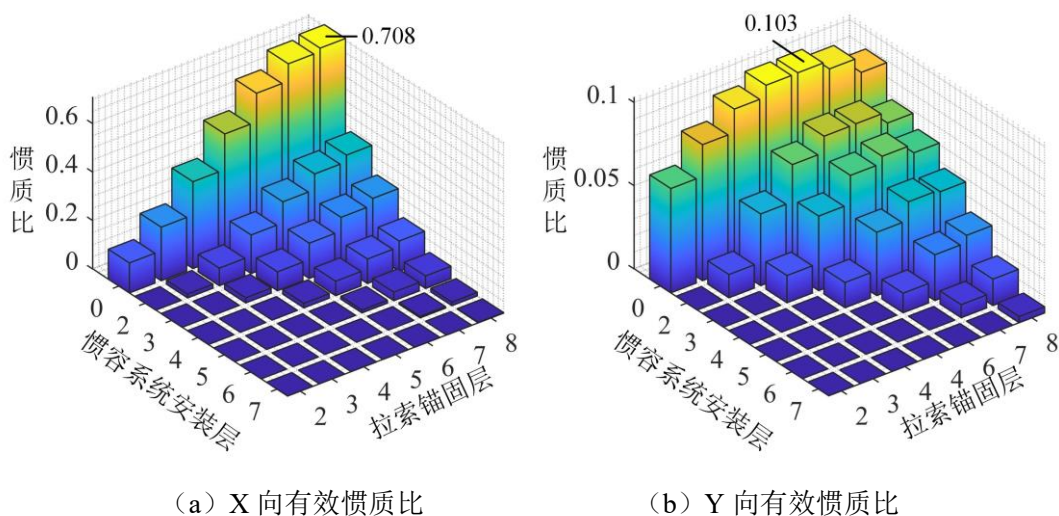


图 5.16 归一化有效惯质比

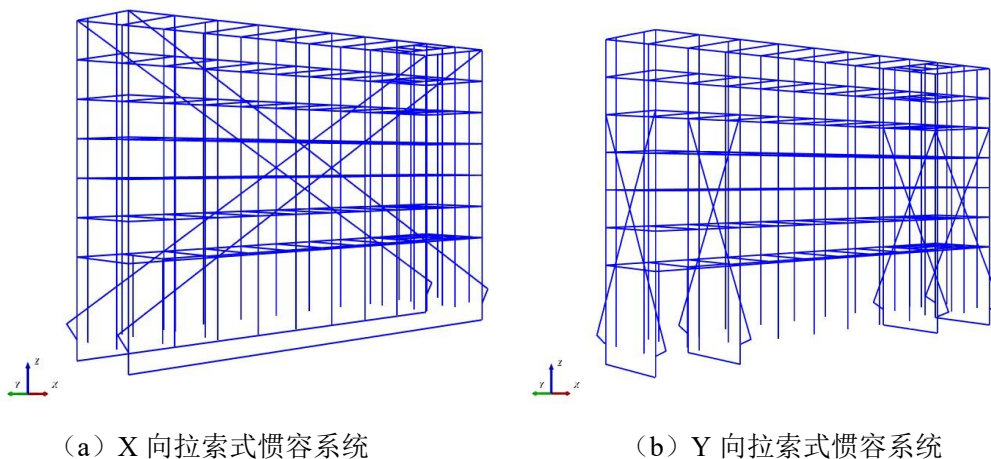


图 5.17 X 方向及 Y 方向拉索式惯容系统的有限元示意（由 OSLite 进行代码可视化）

二、 拉索式惯容系统设计参数的确定

首先分别针对 X 向及 Y 向的惯容减振系统的总体参数（总表观质量，总阻尼系数及总调谐弹簧刚度）进行设计。其优化设计的数学表达为：

$$\begin{aligned}
 & \text{find} && y = \{m_d, c_d, \omega_d\} \\
 & \text{to minimize} && J_c(y) \\
 & \text{subject to} && \gamma \leq \gamma_{\text{target}}, \quad \omega_d = \begin{cases} \frac{5.766}{\sqrt{1-\mu}} \text{ (X向)} \\ \frac{5.389}{\sqrt{1-\mu}} \text{ (Y向)} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{5.11}$$

其中， m_d, c_d, ω_d 分别表示惯容系统的设计总表观质量，设计总阻尼系数及惯容系

统的设计频率比, $J_c(y)$ 采用为惯容系统的成本指标, γ 代表均方响应减振比, μ_1 表示一阶模态惯质比, 目标减振比 γ_{target} 均设置为 0.5, 详细定义参见第三章。

采用 SCEM 算法, 分别对 X 向及 Y 向的减振设计优化问题(5.11)进行求解。参数优化的过程如图 5.18 及图 5.19 所示, 最终结果汇总于表格 5.6 中。

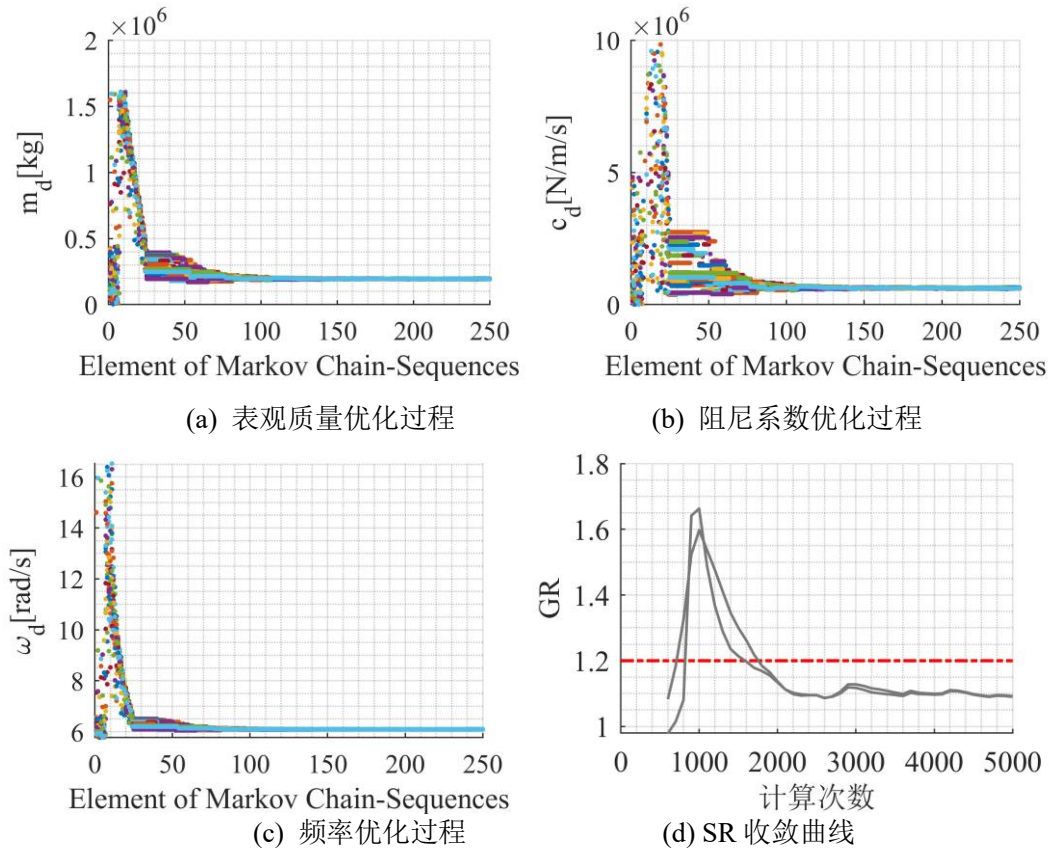
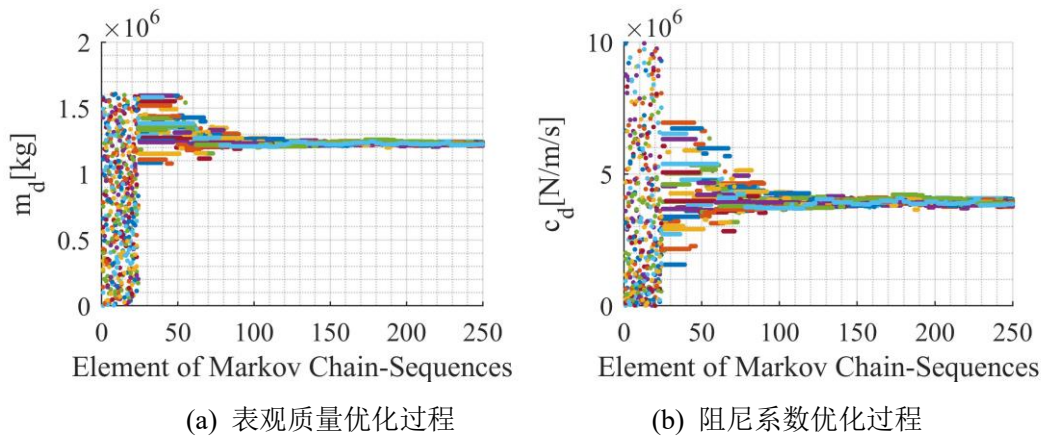


图 5.18 X 向惯容系统总体参数的优化过程及收敛曲线



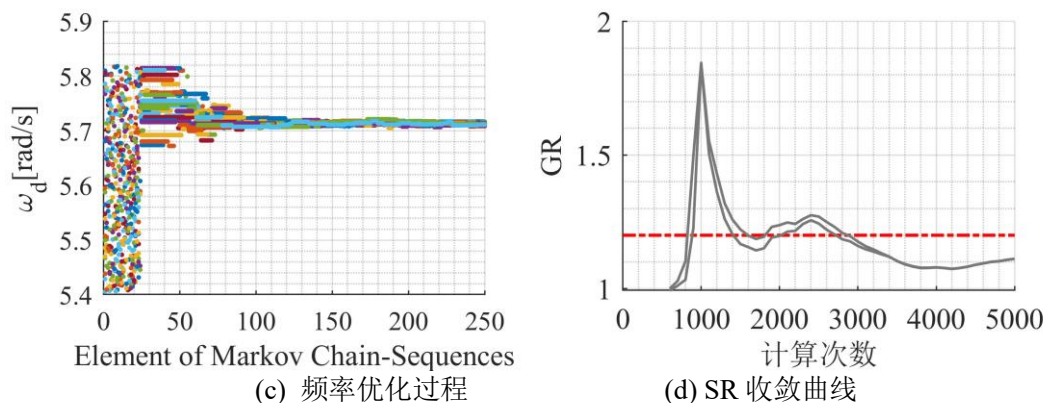


图 5.19 Y 向惯容系统总体参数的优化过程及收敛曲线

表格 5.6 结构的质量与刚度信息

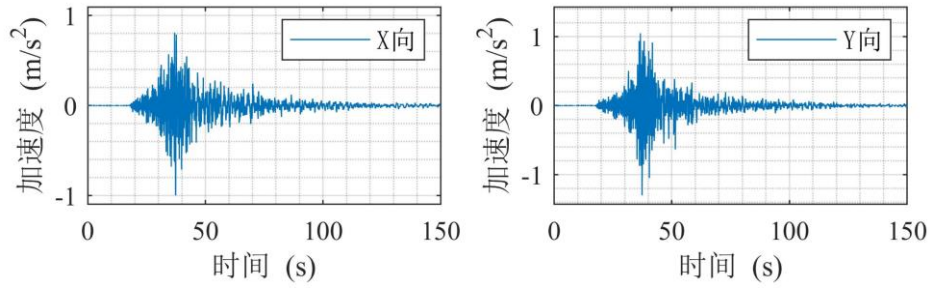
	总表观质量 (kg)	总阻尼系数 (N/m/s)	频率 (rad/s)
X 向	194032.000	622291.153	6.096
Y 向	1229167.307	3879894.480	5.667

5.4.2 双向地震作用下的减振效果验证及分析

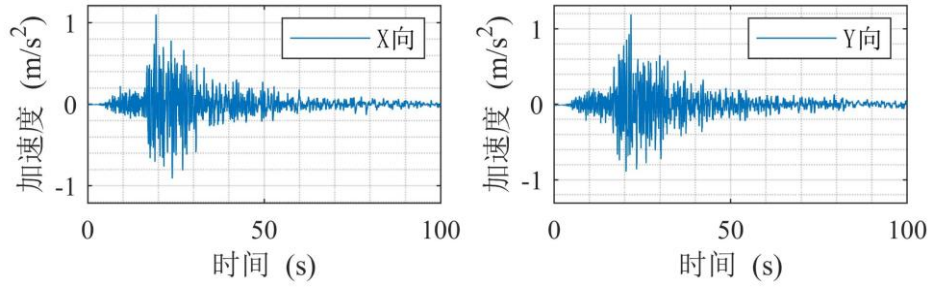
为了检验拉索式惯容系统的减振有效性,研究其在地震荷载作用下的减振效果。本节针对无控结构及受控结构分别进行时程分析。由于场地实测地震动记录能够更好的反应建筑场地及地震动特性,因此,时程分析所选用的激励包为原结构底层安装的双向加速度传感器所记录的实际地震动数据。地震实测数据基本信息如表格 5.7 所示。地震动数据均采用地震动信号处理工具 EQSignal 进行基线调整等预处理,加速度时程曲线如图 5.20 所示。

表格 5.7 地震实测数据

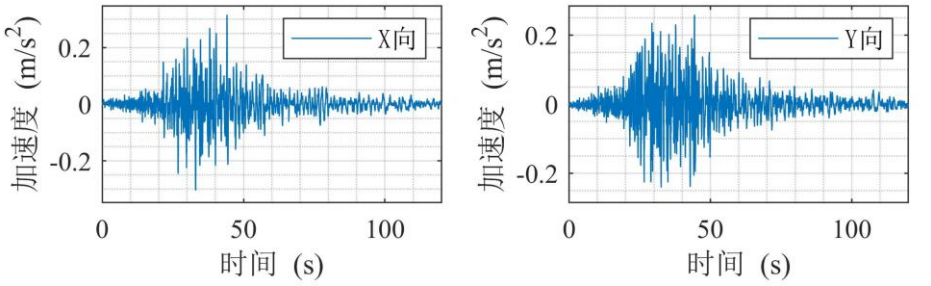
地震波工况	测量时间	加速度峰值(m/s ²)	
		X 向	Y 向
Record-1	2003 年 05 月 26 日	0.9962	1.2985
Record-2	2005 年 08 月 16 日	1.1023	1.1911
Record-3	2011 年 03 月 09 日	0.3158	0.2589
Record-4	2011 年 03 月 11 日	4.0814	4.7110
Record-5	2011 年 04 月 07 日	1.7810	1.8946



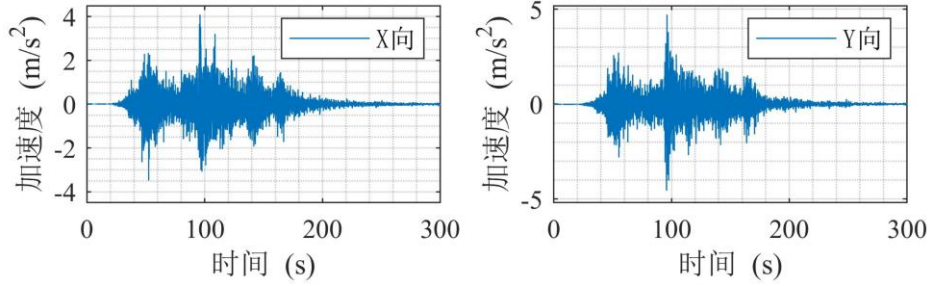
(a) Record-1 (2003年05月26日)



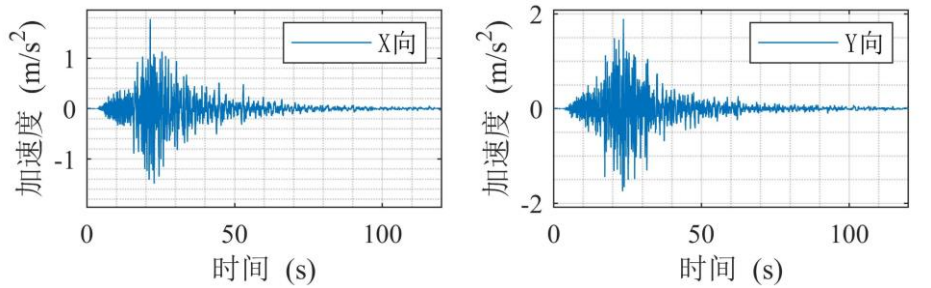
(b) Record-2 (2005年08月16日)



(c) Record-3 (2011年03月09日)



(e) Record-4 (2011年03月11日)



(f) Record-5 (2011年04月07日)

图 5.20 实测地震动加速度时程

以最具代表性的 2011 年 3 月 11 日采集到的 Record-4 为例，结构在有控（安

装有双向拉索式惯容系统)和无控(原始结构)状态下 X 向及 Y 向各层的层间位移角响应均方值,如图 5.21 所示。

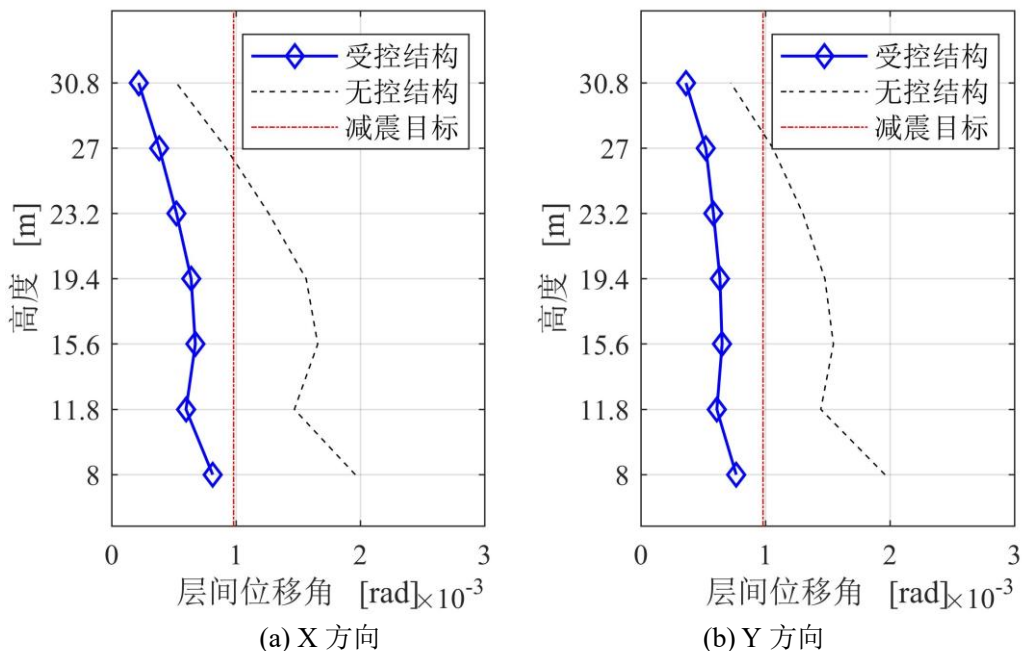


图 5.21 各层有控及无控结构双向地震动层间位移角均方值

从层间位移角的有控及无控结构响应的均方值可以看出,通过安装拉索式惯容系统,结构层间位移角均方值显著降低, X 向的均方值减振比为 0.4144, Y 向的均方值减振比为 0.3903,均小于 0.5 的目标减振比限值,表明了减振的高效性。图 5.22 示出了在 Record-4 的激励下,结构第二层和顶层的位移响应。其中 X 轴代表结构 X 向位移, Y 轴代表结构 Y 向位移,响应依据动力时程绘制,各方向的最大位移构成了位移包络线。从图中可知,结构位移响应峰值在拉索式惯容系统的控制下显著减小, X 向和 Y 向的峰值层间位移角的减振比为 0.4627 和 0.4564。

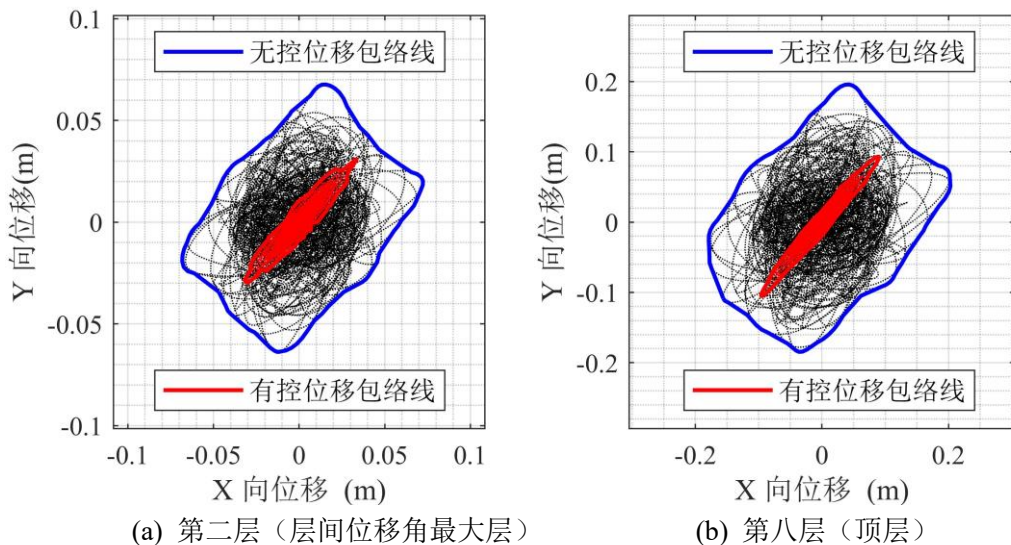
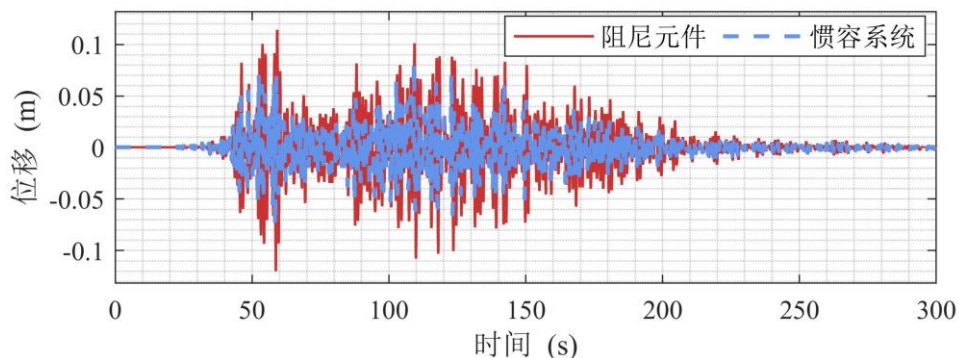
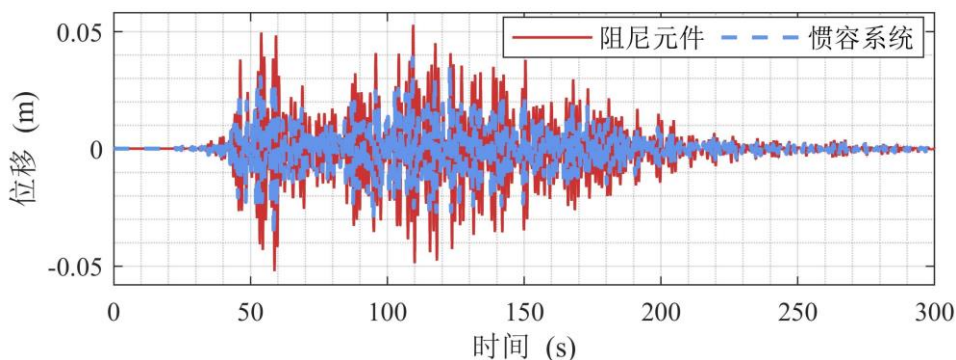


图 5.22 有控及无控结构的双向地震动响应峰值

图 5.23 中示出了 1 轴线及 A 轴线处布置的拉索式惯容系统的惯容系统位移于其中阻尼单元位移的时程曲线。从图中可知，由于惯容元件的引入，在惯容系统工作时，于结构产生一定程度的共振，显著放大了与惯容元件相并联的阻尼单元的行程，从而有效的提升了阻尼耗能的效果。依据第三章针对阻尼增效系数的定义可以求得，1 轴、2 轴的拉索式惯容系统阻尼增效系数分别为：1.6397, 1.6496。A 轴、C 轴、I 轴、K 轴的拉索式惯容系统的阻尼增效系数分别为：1.5703, 1.5659, 1.5380, 1.5239。用于控制同一方向的拉索式惯容系统的增效系数仍然略有差别，主要是由于双向地震动作用下，结构的微小扭转引起的。



(a) 1 轴线处的拉索式惯容系统



(b) A 轴线处的拉索式惯容系统

图 5.23 惯容系统及其阻尼元件位移时程响应

表格 5.8 实测地震动下的均方减振比及峰值减振比

工况	层间位移角均方根减振比		层间位移角峰值减振比	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
Record-1	0.4050	0.3941	0.5384	0.7003
Record-2	0.4679	0.4237	0.5586	0.5287
Record-3	0.4210	0.2772	0.6316	0.3152
Record-4	0.4144	0.3903	0.4627	0.4564
Record-5	0.6052	0.4954	0.7539	0.5728
均值	0.4627	0.39614	0.5890	0.51468

表格 5.9 实测地震动下的阻尼增效系数

工况	X 向		Y 向			
	1 轴	2 轴	A 轴	C 轴	I 轴	K 轴
Record-1	1.5587	1.5677	1.4983	1.4932	1.463	1.4481
Record-2	1.5308	1.5442	1.4446	1.4368	1.3933	1.3733
Record-3	1.7424	1.7495	1.6705	1.6675	1.6465	1.6355
Record-4	1.6397	1.6496	1.5703	1.5659	1.538	1.5239
Record-5	1.5988	1.6118	1.5105	1.5038	1.4643	1.4454
均值	1.61408	1.62456	1.53884	1.53344	1.50102	1.48524

2011 年 3 月 11 日采集到的 Record-4 以外的时程记录作为激励输入到无控及受控结构后所获得的减振指标及阻尼增效指标以表格 5.8 及表格 5.9 的形式进行汇总。观察表格 5.8、表格 5.9 可知，针对不同地震动的输入，拉索式惯容系统的减振效率不同，但其减振效果基本与阻尼增效系数成相关，阻尼增效系数的增加有助于耗能元件的行程放大，从而增加耗能效果。各地震激励作用下，通过本文所给出的设计方法确定的减振系统设计参数可以获得的阻尼增效系数均在 1.5 以上，进一步验证了设计方法可以有效的利用惯容系统的特性。

5.5 小结

本章主要针对拉索式惯容系统在 OpenSees 中的实现及其对实际三维结构在双向地震动作用下的减振控制效果进行了研究。主要结论如下：

1、依据惯容元件的本构关系，从加速度预测机制、OpenSees 单轴材料定义所需的头文件及主要函数文件等方面，详细介绍而来惯容元件在 OpenSees 中的编译原理及流程。时程响应与材料滞回曲线表明，所编译的惯容元件可以有效的模拟惯容的材料特性。

2、在 OpenSees 中模拟了拉索支撑的转向滑轮，对比分析表明，所建立的拉索式惯容系统的数值模型较为准确的反应了拉索式惯容系统的相关特性，为后续的拉索式惯容系统的减振控制效果的研究提供了便利。

3、有限元分析结果表明，利用本文所提方法进行设计的拉索式惯容系统对三维结构在双向地震动下的减振控制效果良好，阻尼增效特性显著。平面对称布置的拉索式惯容系统阻尼增效作用受结构扭转的影响，相互之间略有差异。考虑结构扭转，尤其是平面不规则结构的惯容系统减振设计仍需进一步展开。

第6章 结论与展望

6.1 主要工作及结论

本文的研究工作主要围绕着利用拉索式惯容系统针对结构进行减振控制的相关问题展开，主要包括：拉索式惯容系统的减振性能分析、优化布置及有限元验证的研究。利用纯拉力系统与惯容系统相结合，丰富了惯容系统在结构中的安装与布置形式，提升了惯容系统在结构中的利用效率。本文首先介绍了拉索式惯容系统的基本构造，并将该系统跨层布置于结构中，从单一模态及多模态控制两个方面分析了拉索式惯容系统在结构减振控制中的适用性与高效性。最后，在 OpenSees 开源数值分析平台中建立了拉索式惯容系统模型，利用实际建筑的模型信息，进一步对拉索式惯容系统的双向减振效果进行了验证。通过以上研究与分析，本文可以得到以下结论：

1、惯容元件具有显著的质量放大效果，通过较小的实际物理质量即可获得土木工程中减振控制所需的表观质量，可以不增大地震作用输入能量的前提下实现对结构惯性进行调整。利用定点理论将惯容系统调谐至结构共振频率附近可以获得可观的阻尼增效效果，使得惯容系统工作时，内部阻尼元件的变形被显著增大，耗能效率获得提升。参数分析表明，拉索式惯容系统的预应力可以使等效调谐弹簧的本构关系中出现刚度加强段，在没有预应力的情况下设计的拉索式惯容系统的性能受预应力变化的影响较小。

2、将拉索式惯容系统跨层安装于结构之中有助于提升惯容系统的利用效率。在给定减振比的条件下，跨层型拉索式惯容系统相较于传统的层间惯容系统的整体设计参数需求显著下降。拉索的拓扑形状优化及分析表明，采用一次函数型的拉索形状假定可以减少设计变量，有效的简化设计流程。设计过程中，拉索式惯容系统的频率调谐至结构的共振频率使得惯容系统的阻尼增效效果得到发挥。

3、基于模态控制理念的拉索式惯容系统的多模态控制设计方法，能够实现惯容系统对于结构多阶模态响应的控制。复模态分析及时程计算表明，将依据模态惯质比（或等价质量）确定安装位置的拉索式惯容系统调谐至结构的不同共振频率附近可以有效的提升结构的多阶模态阻尼，实现对结构的层间位移响应和绝对加速度响应的良好控制。

4、拉索式惯容系统的减振控制效果在 OpenSees 中获得了验证。实例分析表明，在双向地震作用下，依据本文所提方法进行设计的拉索式惯容系统可以有效的控制结构响应。各惯容系统的阻尼增效效果，即工作效率受结构扭转的影响，

相互之间略有差异。

6.2 研究展望

本文以拉索式惯容系统为主要研究对象,对其跨层安装及设计方法进行了理论分析和数值模拟。但是由于时间有限,仍然存在以下几点值得进一步的研究:

1、针对具有不同频谱特性的地震作用,拉索式惯容系统的控制效果存在差异,部分地震作用可能出现结构响应均方值控制效果优异,峰值控制效果较差的情况。因此,在后续研究中,可以通过发展基于地震动响应峰值的拉索式惯容系统设计方法,提高设计精度。

2、本文提出的拉索式惯容系统的拉索拓扑形状优化主要基于结构响应控制效果展开,考虑诸如控制力分布,结构层间变形均匀,负载平衡性等其他因素影响的拉索拓扑形状优化有待进一步展开。

3、本文提出的拉索式惯容系统的多模态设计方法对于用于控制高阶模态的拉索式惯容系统的阻尼增效特性的利用效率有限,各阶模态的控制之间存在相互耦合的特点,后续研究中可以进一步优化。

4、拉索式惯容系统在平面上的优化布置(尤其针对扭转效应显著的结构)有待进一步研究,从而进一步推广惯容系统的使用,提升其利用效率。

致谢

感谢薛松涛教授和谢丽宇副教授对本文的悉心指导。薛老师学贯中西的国际视野和严谨求实的治学精神令学生感触颇深，终身受益。谢老师学识渊博，对我的科研学习与生活给予了很多帮助。在此谨向两位老师表达衷心的感谢！同时，还要感谢唐和生老师和张瑞甫老师，感谢两位老师的帮助与指正。

感谢郭雪媛、班鑫磊、李大伟、仝运佳、杨朋超、张力、李宪之以及谢雅娟博士在科研学习与论文撰写中的对我的帮助与引导。感谢同门：濮昱、易卓然、吴雅琴、曾璟琳、陈豪、冉凌霄。感谢 B506 的兄弟姐妹们的陪伴与支持。

感谢所有关心和帮助过我的老师，同学和朋友。

感谢我的爱人李景景，感谢那些我们一起走过的日子。

特别感谢我的父母和姐姐，你们对我的支持是我在求学之路上继续前进的动力。一路走来，我们每一步都拼尽了全力。我深知你们的不易，我一定尽快成长，早日卸下你们肩上的重担。

康建飞

2020 年 11 月 29 日于同济大学

参考文献

- [1]. Yao J, Concept of structural control [J]. *Journal of the Structural Division*, 1972. 98(ST7): p. 1567-1574.
- [2]. Housner G W, Bergman L A, Caughey T K, Chassiakos A G, Claus R O, Masri S F, Skelton R E, Soong T T, Spencer B F, Yao J T P, Structural Control: Past, Present, and Future [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1997. 123(9): p. 897-971.
- [3]. Soong T T, Spencer B F, Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice [J]. *Engineering Structures*, 2002. 24(3): p. 243-259.
- [4]. Hao L, Zhang R, Structural safety redundancy-based design method for structure with viscous dampers [J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2016. 59(5): p. 821-840.
- [5]. Martínez-Rueda J E, On the Evolution of Energy Dissipation Devices for Seismic Design [J]. *Earthquake Spectra*, 2002. 18(2): p. 309-346.
- [6]. Parulekar Y M, Reddy G R, Passive response control systems for seismic response reduction: A state-of-the-art review [J]. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2009. 09(01): p. 151-177.
- [7]. Housner G W, Soong T T, Masri S F, Second Generation of Active Structural Control in Civil Engineering [J]. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 1996. 11(5): p. 289-296.
- [8]. Datta T K, A State-of-the-Art Review on active control of structures [J]. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 2003. 40(1): p. 1-17.
- [9]. 欧进萍, 结构振动控制-主动、半主动和智能控制 [M]. 北京: 科学出版社年版. 2003.
- [10]. Caterino N, Semi-active control of a wind turbine via magnetorheological dampers [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2015. 345: p. 1-17.
- [11]. 王勇, 汪若尘, 孟浩东, 张步云, 基于相对加速度-相对速度控制的半主动惯容隔振器动态特性研究 [J]. *振动与冲击*, 2019. 038(021): p. 194-201,228.
- [12]. Symans M D, Constantinou M C, Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review [J]. *Engineering Structures*, 1999. 21(6): p. 469-487.
- [13]. Li Y, Lombardi L, De Luca F, Farbiarz Y, Blandon J J, Lara L A, Rendon J F, Jiang J Z, Neild S. Optimal design of inerter-integrated vibration absorbers for seismic retrofitting of a high-rise building in Colombia[C]. *Journal of Physics: Conference Series*. 2019.
- [14]. 谢丽宇, 唐和生, 薛松涛, 减振高层建筑的极限破坏及性能再生的研究现状及前景 [J]. *结构工程师*, 2014(3): p. 205-212.
- [15]. 张瑞甫, 曹淼, 唐和生, 谢丽宇, 薛松涛, 3·11 大地震中大空间结构破坏主因及加固对策 [J]. *结构工程师*, 2015. 31(002): p. 21-27.
- [16]. Tong Y, Xie L, Xue S, Tang H. Performance of a Passively-controlled Steel Building Before and After the 2011 Great East Japan Earthquake[C]. *Structural Health Monitoring*. Stanford, California. 2017.
- [17]. Symans M D, Charney F A, Whittaker A S, Constantinou M C, Kircher C A, Johnson M W, McNamara R J, Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008. 134(1): p. 3-21.
- [18]. Shen H, Zhang R, Weng D, Gao C, Luo H, Pan C, Simple design method of structure with metallic yielding dampers based on elastic-plastic response reduction curve [J]. *Engineering*

- Structures, 2017. 150: p. 98-114.
- [19]. Zhang R, Wang C, Pan C, Shen H, Ge Q, Zhang L, Simplified design of elastoplastic structures with metallic yielding dampers based on the concept of uniform damping ratio [J]. *Engineering Structures*, 2018. 176: p. 734-745.
- [20]. Zhang L, Su M, Zhang C, Shen H, Islam M M, Zhang R, A design method of viscoelastic damper parameters based on the elastic-plastic response reduction curve [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019. 117: p. 149-163.
- [21]. Banerji P, Murudi M, Shah A H, Popplewell N, Tuned liquid dampers for controlling earthquake response of structures [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2000. 29(5): p. 587-602.
- [22]. Yang J N, Lin S, Kim J H, Agrawal A K, Optimal design of passive energy dissipation systems based on H^∞ and H_2 performances [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002. 31(4): p. 921-936.
- [23]. Leung A Y T, Zhang H, Cheng C C, Lee Y Y, Particle swarm optimization of TMD by non-stationary base excitation during earthquake [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008. 37(9): p. 1223-1246.
- [24]. Rathi A K, Chakraborty A, Reliability-based performance optimization of TMD for vibration control of structures with uncertainty in parameters and excitation [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2016. 24: p. e1857.
- [25]. Fu L, Guo T, Li G, Investigation on damping performance of new type oscillator-liquid combined damper [J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2018. 135: p. 53-62.
- [26]. Wang W, Hua X, Chen Z, Wang X, Song G, Modeling, simulation, and validation of a pendulum-pounding tuned mass damper for vibration control [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2019. 26(4): p. e2326.
- [27]. Buckle I G, Mayes R L, Seismic Isolation: History, Application, and Performance—A World View [J]. *Earthquake Spectra*, 1990. 6(2): p. 161-201.
- [28]. Mazza F, Effects of the long-term behaviour of isolation devices on the seismic response of base-isolated buildings [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2019. 26(4): p. e2331.
- [29]. 张瑞甫, 曹嫣如, 潘超, 惯容减震 (振) 系统及其研究进展 [J]. *工程力学*, 2019. 36(10): p. 8-27.
- [30]. 背户一登, 马立新, 李孜, 结构振动控制 [M]. 北京: 机械工业出版社. 2010.
- [31]. 背户一登, 任明章, 动力吸振器及其应用 [M]. 北京: 机械工业出版社. 2013.
- [32]. Kawamata S, Development of a vibration control system of structures by means of mass pumps [R]. Institute of Industrial Science, University of Tokyo: Tokyo, Japan, 1973.
- [33]. Kawamata S. Accelerated Liquid Mass Dampers as Tools of Structural Vibration Control[C]. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo Kyoto, Japan. 1988.
- [34]. Kawamata S, Funaki N, Itoh Y. Passive control of building frames by means of liquid dampers sealed by viscoelastic material[C]. The 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. 2000.
- [35]. Arakaki T, Kuroda H, Arima F, Inoue Y, Baba K, Development of seismic devices applied to ball screw. Part 1: Basic performance test of RD-series [J]. *Journal of Technology and Design*, Architectural Institute of Japan, 1999. 5(8): p. 239-244.
- [36]. Arakaki T, Kuroda H, Arima F, Inoue Y, Baba K, Development of seismic devices applied to ball screw: Part 2 Performance test and evaluation of RD-series [J]. *Journal of Technology and*

- Design, Architectural Institute of Japan, 1999. 9: p. 265-270.
- [37]. Saito K, Inoue N, A study on optimum response control of passive control systems using viscous damper with inertial mass: Substituting equivalent nonlinear viscous elements for linear viscous elements in optimum control systems [J]. *Journal of Technology and Design*, Architectural Institute of Japan, 2007. 13: p. 457-462.
- [38]. Saito K, Kurita S, Inoue N, Optimum response control of 1-DOF system using linear viscous damper with inertial mass and its Kelvin-type modeling [J]. *Journal of Structural Engineering*, Architectural Institute of Japan, 2007. 53: p. 53-66.
- [39]. Saito K, Sugimura Y, Inoue N, A study on response control of a structure using viscous damper with inertial mass [J]. *Journal of Structural Engineering*, Architectural Institute of Japan, 2008. 54: p. 623-648.
- [40]. Saito K, Sugimura Y, Nakaminami S, Kida H, Inoue N, Vibration Tests of 1-Story Response Control System Using Inertial Mass and Optimized Soft Spring and Viscous Element [J]. *Journal of Structural Engineering*, Architectural Institute of Japan, 2008. 54B: p. 611-622.
- [41]. Ikago K, Sugimura Y, Saito K, Inoue N. Optimum seismic response control of multiple degree of freedom structures using tuned viscous mass dampers[C]. *Proceedings of the Tenth International Conference on Computational Structures Technology*. Stirlingshire, Scotland. 2010.
- [42]. Ikago K, Saito K, Inoue N. Optimum multi-modal seismic control design of high-rise buildings using tuned viscous mass dampers[C]. *Proceedings of the 13th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*. Chania, Crete, Greece. 2011.
- [43]. Ikago K, Sugimura Y, Saito K, Inoue N. Seismic displacement control of multiple-degree-of-freedom structures using tuned viscous mass dampers[C]. *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics*. Leuven, Belgium. 2011.
- [44]. Ikago K, Saito K, Inoue N, Seismic control of single-degree-of-freedom structure using tuned viscous mass damper [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2012. 41(3): p. 453-474.
- [45]. Kuroda H, Arima F, Baba K, Inoue Y. Principles and characteristics of viscous damping devices (gyro-damper), the damping forces which are highly amplified by converting the axial movement to rotary one[C]. *12th world conference on earthquake engineering*. Auckland, New Zealand. 2000.
- [46]. Saito K, Yogo K, Sugimura Y, Nakaminami S, Park K. Application of rotary inertia to displacement reduction for vibration control system[C]. *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada. 2004.
- [47]. Wang F C, Hong M F, Chen C W, Building suspensions with inerters [J]. *ARCHIVE Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part C Journal of Mechanical Engineering Science 1989-1996 (vols 203-210)*, 2010. 224(8): p. 1605-1616.
- [48]. Sugimura Y, Goto W, Tanizawa H, Saito K, Nimomiya T. Response control effect of steel building structure using tuned viscous mass damper[C]. *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*. Lisbon, Portugal. 2012.
- [49]. Smith M C, Synthesis of mechanical networks: the inerter [J]. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 2002. 47(10): p. 1648-1662.
- [50]. Smith M C, Fu-Cheng W. Performance benefits in passive vehicle suspensions employing inerters[C]. *Proceedings of the 42nd IEEE Conference on Decision and Control*. Maui, Hawaii

- USA. 2003.
- [51]. Swift S J, Smith M C, Glover A R, Papageorgiou C, Gartner B, Houghton N E, Design and modelling of a fluid inerter [J]. *International Journal of Control*, 2013. 86(11): p. 2035-2051.
- [52]. 王乐, 毛明, 雷强顺, 陈轶杰, 张旭, 液力惯容器特性研究 [J]. *振动与冲击*, 2018. 37(8): p. 146-152.
- [53]. 沈钰杰, 陈龙, 刘雁玲, 杨晓峰, 张孝良, 汪若尘, 基于量子遗传支持向量机的流体惯容预测模型 [J]. *振动、测试与诊断*, 2018. 38(5): p. 897-902.
- [54]. Wang F-C, Hong M-F, Lin T-C, Designing and testing a hydraulic inerter [J]. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 2011. 225(1): p. 66-72.
- [55]. John E D A, Wagg D J, Design and testing of a frictionless mechanical inerter device using living-hinges [J]. *Journal of the Franklin Institute*, 2019. 356(14): p. 7650-7668.
- [56]. 张昕宇, 自平衡式电涡流惯容系统的设计及实验研究 [D]. 同济大学 2018.
- [57]. 陈子暘, 自平衡惯容器的非线性理论模型及验证 [D]. 同济大学 2020.
- [58]. Zhang R, Zhang L, Xie L, Xue S. Dynamic experiment and analytical research of a crank inerter system[C]. *The 17th World Conference on Earthquake Engineering*. Sentai, Japan. 2020.
- [59]. Chen Q, Zhao Z, Zhang R, Pan C, Impact of soil-structure interaction on structures with inerter system [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2018. 433: p. 1-15.
- [60]. Zhang R, Zhao Z, Pan C, Influence of mechanical layout of inerter systems on seismic mitigation of storage tanks [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018. 114: p. 639-649.
- [61]. Kida H, Ikago K, Inoue N. Applicability of Force-Restricted Tuned Viscous Mass Dampers to High-Rise Buildings Subjected to Long-Period Ground Motions[C]. *the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal. 2012.
- [62]. Nakaminami S, Ikago K, Inoue N, Kida H. Response Characteristics of a Base-Isolated Structure Incorporated with a Force-Restricted Viscous Mass MaMass Damper Damper[C]. *the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal. 2012.
- [63]. Zhao Z, Zhang R, Jiang Y, De Domenico D, Pan C, Displacement-Dependent Damping Inerter System for Seismic Response Control [J]. *Applied Sciences*, 2020. 10(1): p. 257.
- [64]. Nakamura Y, Fukukita A, Tamura K, Yamazaki I, Matsuoka T, Hiramoto K, Sunakoda K, Seismic response control using electromagnetic inertial mass dampers [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2014. 43(4): p. 507-527.
- [65]. Zhao Z, Qingjun C, Zhang R, Jiang Y, Pan C, A negative stiffness inerter system (NSIS) for earthquake protection purposes [J]. *Smart Structures and Systems*, 2020. 26: p. 481-493.
- [66]. Pan C, Zhang R, Luo H, Li C, Shen H, Demand - based optimal design of oscillator with parallel - layout viscous inerter damper [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2018. 25(1): p. e2051.
- [67]. Lazar I F, Neild S A, Wagg D J, Using an inerter-based device for structural vibration suppression [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2014. 43(8): p. 1129-1147.
- [68]. Lazar I F, Neild S A, Wagg D J. Performance analysis of cables with attached tuned-inerter-dampers[C]. *conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*. 2015.
- [69]. Lazar I, Neild S, Wagg D, Vibration suppression of cables using tuned inerter dampers [J]. *Engineering Structures*, 2016. 122: p. 62-71.
- [70]. Gonzalez - Buelga A, Lazar I F, Jiang J Z, Neild S A, Inman D J, Assessing the effect of

- nonlinearities on the performance of a tuned inerter damper [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2017. 24(3): p. e1879.
- [71]. Radu A, Lazar I, Reliability of controlled linear systems under Gaussian and non-Gaussian loads [J]. *International Journal of Dynamics and Control*, 2019. 7: p. 1489–1500.
- [72]. Pan C, Zhang R, Design of structure with inerter system based on stochastic response mitigation ratio [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2018. 25(6): p. e2169.
- [73]. Zhang R, Zhao Z, Pan C, Ikago K, Xue S, Damping enhancement principle of inerter system [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2020: p. e2523.
- [74]. Garrido H, Curadelli O, Ambrosini D, Improvement of tuned mass damper by using rotational inertia through tuned viscous mass damper [J]. *Engineering Structures*, 2013. 56: p. 2149-2153.
- [75]. Chen Q, Zhao Z, Xia Y, Pan C, Luo H, Zhang R, Comfort based floor design employing tuned inerter mass system [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2019. 458: p. 143-157.
- [76]. Zhang R, Zhao Z, Dai K, Seismic response mitigation of a wind turbine tower using a tuned parallel inerter mass system [J]. *Engineering Structures*, 2019. 180: p. 29-39.
- [77]. Zhang L, Xue S, Zhang R, Xie L, Simplified multimode control of seismic response of high-rise chimneys using distributed tuned mass inerter systems (TMIS) [J]. *Engineering Structures*, 2020.
- [78]. Zhao Z, Zhang R, Lu Z, A particle inerter system for structural seismic response mitigation [J]. *Journal of the Franklin Institute*, 2019. 356(14): p. 7669-7688.
- [79]. Marian L, Giaralis A. Optimal design of inerter devices combined with TMDs for vibration control of buildings exposed to stochastic seismic excitation[C]. *Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability*. Boca Raton, Florida. 2013.
- [80]. Marian L, Giaralis A, Optimal design of a novel tuned mass-damper-inerter (TMDI) passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems [J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2014. 38: p. 156-164.
- [81]. Marian L, Giaralis A, The tuned mass-damper-inerter for harmonic vibrations suppression, attached mass reduction, and energy harvesting [J]. *Smart structures and systems*, 2017. 19(6): p. 665-678.
- [82]. Giaralis A, Taflanidis A, Optimal tuned mass - damper - inerter (TMDI) design for seismically excited MDOF structures with model uncertainties based on reliability criteria [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2018. 25(2): p. e2082.
- [83]. Petrini F, Giaralis A, Wang Z, Optimal tuned mass-damper-inerter (TMDI) design in wind-excited tall buildings for occupants' comfort serviceability performance and energy harvesting [J]. *Engineering Structures*, 2020. 204: p. 109904.
- [84]. Sarkar S, Fitzgerald B, Vibration control of spar - type floating offshore wind turbine towers using a tuned mass-damper-inerter [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2020. 27(1): p. e2471.
- [85]. Zhao Z, Zhang R, Jiang Y, Pan C, A tuned liquid inerter system for vibration control [J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2019. 164: p. 105171.
- [86]. Wang Q, Tiwari N D, Qiao H, Wang Q, Inerter-based tuned liquid column damper for seismic vibration control of a single-degree-of-freedom structure [J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2020. 184: p. 105840.
- [87]. Wang Q, Qiao H, De Domenico D, Zhu Z, Tang Y, Seismic response control of adjacent high-rise buildings linked by the Tuned Liquid Column Damper-Inerter (TLCDI) [J]. *Engineering*

- Structures, 2020. 223: p. 111169.
- [88]. Wang Q, Tian H, Qiao H, Tiwari N D, Wang Q, Wind-induced vibration control and parametric optimization of connected high-rise buildings with tuned liquid-column-damper–inerters [J]. *Engineering Structures*, 2021. 226: p. 111352.
- [89]. De Domenico D, Impollonia N, Ricciardi G, Soil-dependent optimum design of a new passive vibration control system combining seismic base isolation with tuned inerter damper [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018. 105: p. 37-53.
- [90]. De Domenico D, Ricciardi G, Improving the dynamic performance of base - isolated structures via tuned mass damper and inerter devices: A comparative study [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2018. 25(10): p. e2234.
- [91]. Di Matteo A, Masnata C, Pirrotta A, Simplified analytical solution for the optimal design of Tuned Mass Damper Inerter for base isolated structures [J]. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2019. 134: p. 106337.
- [92]. Zhao Z, Zhang R, Jiang Y, Pan C, Seismic response mitigation of structures with a friction pendulum inerter system [J]. *Engineering Structures*, 2019. 193: p. 110-120.
- [93]. Zhao Z, Zhang R, Wierschem N E, Jiang Y, Pan C, Displacement mitigation-oriented design and mechanism for inerter-based isolation system [J]. *Journal of Vibration and Control*, 2020. 0(0): p. 1–13.
- [94]. De Domenico D, Ricciardi G, Zhang R, Optimal design and seismic performance of tuned fluid inerter applied to structures with friction pendulum isolators [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020. 132: p. 106099.
- [95]. Furuhashi T, Ishimaru S. Mode control seismic design with dynamic mass[C]. *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China. 2008.
- [96]. Ikago K, Sugimura Y, Saito K, Inoue N. Simple design method for a tuned viscous mass damper seismic control system[C]. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal. 2012.
- [97]. Ikago K, Sugimura Y, Saito K, Inoue N, Modal response characteristics of a multiple-degree-of-freedom structure incorporated with tuned viscous mass dampers [J]. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 2012. 11(2): p. 375-382.
- [98]. Shinjo T, Ikenaga M, Ikago K, Inoue N, Optimum response control of multi-degree-of freedom seismic control system incorporated with concentratedly arranged tuned viscous mass dampers [J]. *Journal of Structural Engineering*, Architectural Institute of Japan, 2015. 80(715): p. 1393-1402.
- [99]. Wen Y, Chen Z, Hua X, Design and evaluation of tuned inerter-based dampers for the seismic control of MDOF structures [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2017. 143(4): p. 04016207.
- [100]. Zhang S Y, Jiang J Z, Neild S, Optimal configurations for a linear vibration suppression device in a multi-storey building [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2017. 24(3): p. e1887.
- [101]. Pekcan G, Design of seismic energy dissipation systems for reinforced concrete and steel structures [D]. State University of New York at Buffalo 1998.
- [102]. Sorace S, Terenzi G, Verification of damped cable system performance in the seismic rehabilitation of buildings [J]. *WIT Transactions on The Built Environment*, 2003. 72: p. 1743-3509.
- [103]. Ajrab J J, Pekcan G, Mander J B, Rocking wall–frame structures with supplemental tendon systems [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004. 130(6): p. 895-903.

- [104]. Sorace S, Terenzi G, Fluid viscous damped-based seismic retrofit strategies of steel structures: General concepts and design applications [J]. *Advanced Steel Construction*, 2009. 5(3): p. 322-339.
- [105]. Sorace S, Terenzi G, The damped cable system for seismic protection of frame structures—Part I: General concepts, testing and modeling [J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2012. 41(5): p. 915-928.
- [106]. Sorace S, Terenzi G, The damped cable system for seismic protection of frame structures—Part II: Design and application [J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2012. 41(5): p. 929-947.
- [107]. Mualla I H, Belev B, Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation [J]. *Engineering Structures*, 2002. 24(3): p. 365-371.
- [108]. Phocas M C, Pocanschi A, Steel frames with bracing mechanism and hysteretic dampers [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2003. 32(5): p. 811-825.
- [109]. Hou X, Tagawa H, Displacement-restraint bracing for seismic retrofit of steel moment frames [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009. 65(5): p. 1096-1104.
- [110]. Kurata M, Leon R, DesRoches R, Rapid seismic rehabilitation strategy: concept and testing of cable bracing with couples resisting damper [J]. *Journal of structural engineering*, 2012. 138(3): p. 354-362.
- [111]. Kang J-D, Tagawa H, Seismic performance of steel structures with seesaw energy dissipation system using fluid viscous dampers [J]. *Engineering Structures*, 2013. 56: p. 431-442.
- [112]. Kang J-D, Tagawa H, Seismic response of steel structures with seesaw systems using viscoelastic dampers [J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2013. 42(5): p. 779-794.
- [113]. Kang J-D, Tagawa H, Experimental evaluation of dynamic characteristics of seesaw energy dissipation system for vibration control of structures [J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2014. 43(12): p. 1889-1895.
- [114]. Kang J-D, Tagawa H, Comparison between experimental and analytical results for seesaw energy dissipation systems using fluid viscous dampers [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2016. 15(1): p. 79-90.
- [115]. Kang J-D, Mori Y, Simplified estimation method of inelastic seismic demands of buildings with seesaw system using fluid viscous dampers [J]. *Engineering Structures*, 2017. 138: p. 120-130.
- [116]. Katsimpini P S, Papagiannopoulos G A, Sfakianakis M G, On the seismic response and damping capacity of low-rise plane steel frames with seesaw system [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018. 107: p. 407-416.
- [117]. Katsimpini P S, Askouni P K, Papagiannopoulos G A, Karabalis D L, Seismic drift response of seesaw-braced and buckling-restrained braced steel structures: A comparison study [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020. 129: p. 105925.
- [118]. Xie L, Ban X, Xue S, Ikago K, Kang J, Tang H, Theoretical Study on a Cable-Bracing Inerter System for Seismic Mitigation [J]. *Applied Sciences*, 2019. 9(19): p. 4096.
- [119]. Taflanidis A A, Giaralis A, Patsialis D, Multi-objective optimal design of inerter-based vibration absorbers for earthquake protection of multi-storey building structures [J]. *Journal of the Franklin Institute*, 2019. 356(14): p. 7754-7784.
- [120]. Asai T, Ikago K, Araki Y. Outrigger tuned viscous mass damping system for high-rise buildings subject to earthquake loadings[C]. *Sixth International Conference on Advances in Experimental*

- Structural Engineering. Urbana-Champaign, Urbana-Champaign, United States. 2015.
- [121]. Asai T, Watanabe Y, Outrigger tuned inertial mass electromagnetic transducers for high-rise buildings subject to long period earthquakes [J]. *Engineering Structures*, 2017. 153: p. 404-410.
- [122]. Ogino M, Sumiyama T. Structural design of a high-rise building using tuned viscous mass dampers installed across three consecutive storeys[C]. *Proceedings of the Twelfth International Conference on Computational Structures Technology*. Stirlingshire, Scotland. 2014.
- [123]. Hwang J-S, Kim J, Kim Y-M, Rotational inertia dampers with toggle bracing for vibration control of a building structure [J]. *Engineering Structures*, 2007. 29(6): p. 1201-1208.
- [124]. Aly A, Zasso A, Resta F. MR dampers with lever mechanism for response reduction in high-rise buildings under wind loads[C]. *European African Conference on Wind Engineering*. Florence, Italy. 2009.
- [125]. Lutes L D, Sarkani S, *Random vibrations: analysis of structural and mechanical systems* [M]. Butterworth-Heinemann. 2004.
- [126]. Alford J L, Housner G W, Martel R R, Spectrum analysis of strong motion earthquakes [J]. *Bulletin of the Ssmological Society of America*, 1953. 43(2): p. 97-119.
- [127]. Kanai K, Semi-empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground [J]. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 1957. 35: p. 305-325.
- [128]. 李英民, 刘立平, 赖明, 工程地震随机功率谱模型的分析与改进 [J]. *工程力学*, 2008. 25(3): p. 43-48,57.
- [129]. 胡聿贤, 周锡元, 弹性体在平稳和平稳化地面运动下的反应 [R]. 1962.
- [130]. 欧进萍, 牛荻涛, 地震地面运动随机过程模型的参数及其结构效应 [J]. *哈尔滨建筑工程学院学报*, 1990(02): p. 24-34.
- [131]. Chopra R W, Penzien J, *Dynamics of structures* [M]. New York, McGraw-Hill1975.
- [132]. Kiureghian A D, Neuenhofer A, Response spectrum method for multi-support seismic excitations [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1992. 21(8): p. 713-740.
- [133]. Buchholdt H, *Structural dynamics for engineers* [M]. Thomas Telford: London. 1997.
- [134]. Duan Q, Sorooshian S, Gupta V, Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models [J]. *Water Resources Research*, 1992. 28(4): p. 1015-1031.
- [135]. Vrugt J, Gupta H, Bouten W, Sorooshian S, A shuffled Complex Evolution Metropolis algorithm for confronting parameter uncertainty in hydrologic modeling [J]. *Water Resources Research*, 2003. 39(8): p. 1201.
- [136]. Nelder J A, Mead R, A Simplex Algorithm for Function Minimisation [J]. *Computer Journal*, 1964. 7: p. 308-313.
- [137]. Gelman A, Rubin D, Inference From Iterative Simulation Using Multiple Sequences [J]. *Statistical Science*, 1992. 7(4): p. 457-472.
- [138]. Gelman A, Carlin J, Stern H, Dunson D, Vehtari A, Rubin D, *Bayesian Data Analysis* [M], 3rd ed., London: Chapman & Hall. 2013.
- [139]. 日本隔震结构协会, 被动减震结构设计·施工手册(原著第2版) [M], 2nd ed., 北京: 中国建筑工业出版社. 2008.
- [140]. Pan C, Zhang R, EQSignal: A useful tool to process and generate earthquake signals. 2016, Available from: <http://www.eqsignal.com>.
- [141]. Pan C, Zhang R, Luo H, Shen H, Target-based algorithm for baseline correction of inconsistent vibration signals [J]. *Journal of Vibration and Control*, 2018. 24: p. 2562-2575.
- [142]. 潘超, 张力, 张瑞甫, 逯静洲, 减震装置的移位原理及其在黏滞阻尼减震结构设计中的

- 应用 [J]. 建筑结构学报, 2020: p. 1-9.
- [143]. Xu J, Huang Y, Qu Z, An efficient and unconditionally stable numerical algorithm for nonlinear structural dynamics [J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2020. 121: p. 4614-4629.
- [144]. 《建筑抗震设计规范》 GB 50011-2010.
- [145]. Mirza Hessabi R, Application of real-time hybrid simulation method in experimental identification of gyromass dampers [D]. University of Toronto 2017.

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

康建飞, 男, 1994年12月12日生。

2018年6月毕业于苏州科技大学土木工程专业, 获学士学位。

2018年9月进入同济大学攻读硕士学位

已发表论文:

- [1]. 薛松涛, **康建飞**, 谢丽宇. 用于结构减震控制的拉索式惯容系统跨层布置优化研究[J]. 动力学与控制学报, 2020. 18(05): 72-78.
- [2]. **Kang J**, Xie L, Xue S, Zhang R. Optimization design of cross-layer cable-bracing inerter system for multi-modal seismic vibration [C]. The 17th World Conference on Earthquake Engineering. Sentai, Japan. 2020.
- [3]. Xue S, **Kang J**, Xie L, Zhang R, Ban X, Cross-Layer Installed Cable-Bracing Inerter System for MDOF Structure Seismic Response Control [J]. Applied Sciences, 2020. 10(17): p. 5914.
- [4]. Xie L, Ban X, Xue S, Ikago K, **Kang J**, Tang H, Theoretical Study on a Cable-Bracing Inerter System for Seismic Mitigation [J]. Applied Sciences, 2019. 9(19): p. 4096.