



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

## 流体惯容系统减震性能研究

(政府间国际科技创新合作重点专项 No.2021YFE0112200)  
(科技部国家重点实验室基础研究项目 No.SLDRCE2019-B-02)

姓名：郭泰昆

学号：1932454

学院：土木工程学院

专业学位类别：工程

专业领域：建筑与土木工程

指导教师：唐和生

二〇二二年六月



同濟大學  
TONGJI UNIVERSITY

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

## **Study of Seismic Response Reduction for Fluid Inerter System**

(Key Program of Intergovernmental International Scientific and Technological Innovation  
Cooperation No.2021YFE0112200)  
(Ministry of Science and Technology of China No.2021SHZDZX0100)

Candidate: Guo Taikun

Student Number: 1932454

College/Department: College of Civil Engineering

Discipline Category: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Tang Hesheng

June, 2022

流体惯容系统减震性能研究

郭泰昆

同济大学

同济大学

## 摘要

惯容系统作为一个新型减震装置,因为其特有的表观质量放大效应和耗能增效效应,近年来在土木工程减震领域被广泛研究。流体惯容系统则是通过在运动过程中对流体进行加速以及流体与管道之间的摩擦实现表观质量放大以及能量耗散的新型惯容系统。以往的研究中主要集中在流体惯容系统的力学本构模型的建立以及力学性能参数优化上,然而对于其不同的力学拓扑形式以及在不同类型的结构中的减震机制和优化尚未得到深入阐述。并且由于流体惯容器的表观质量与阻尼相互耦合,如何通过力学性能参数得到几何设计参数的设计原则也缺乏设计流程。本文研究了不同拓扑形式的分离式流体惯容系统(**Separated Fluid Inerter System**)的减震性能,提出了一种基于分离式流体惯容系统表观质量放大系数的性能设计方法,并通过构件、振动台试验和非线性时程分析说明了对于不同类型结构最适用的分离式流体惯容系统力学拓扑连接形式。主要内容有:

(1) 通过构件试验和数值模拟分析建立了一种分离式流体惯容装置的理论模型,研究了不同几何参数对其力学性能的影响,并提出了一种由力学参数到几何设计参数的设计方法。

(2) 研究了三种不同力学拓扑连接形式的分离式流体惯容系统:分离式流体惯容阻尼器(**SFID**)、调谐分离式流体惯容阻尼器(**TSFID**)以及调谐黏滞分离式流体惯容阻尼器(**TVSFID**)系统。通过统计线性化方法以及随机动力学分析说明了不同参数对分离式流体惯容系统减震性能的影响,提出了一个基于表观质量放大系数的性能设计优化方法。将分离式流体惯容系统应用到多层框架结构当中,建立了一种多自由度结构分离式流体惯容系统的参数优化设计方法并通过非线性时程分析证明了优化装置的减震效果。

(3) 为了验证本文所提设计方法的有效性,开展了一系列振动台试验。将不同型号的**SFID**应用到基础隔震结构中,分别采用远场地震动和近场脉冲型地震动对设计结构进行激励。试验结果表明:**SFID**系统不但能够有效减少隔震层位移响应,并且对于上部结构加速度响应也有改善效果;当地震动加速度峰值增大时,**SFID**对隔震层位移的控制效果增强。

(4) 对**SFID**、**TSFID**以及**TVSFID**系统在基础隔震结构中的减震性能进行了比较分析,提出了基于性能需求的**TVSFID**系统优化设计流程。考虑地震动的非平稳特征,利用虚拟激励法研究了**TVSFID**在近场脉冲型地震动下的优化方法,并通过非线性时程分析研究了其减震性能。通过能量分析以及鲁棒性分析说明了设计优化得到的**TVSFID**能够较好的耗散输入结构的地震能量,并且当结构

参数发生变化时，其减震控制效果具有良好的鲁棒性。通过非线性时程分析证明了 TVSFID 系统相比于线性阻尼的固体惯容系统以及其他流体惯容系统的优越性。

**关键词：**分离式流体惯容系统、优化设计、构件试验、振动台试验、振动控制

同济大学

## ABSTRACT

As a new type of damping device, inerter system has been widely studied and applied in the field of vibration control in civil engineering in recent years because of its unique apparent mass amplification effect and energy efficiency effect. The fluid inerter system is a new type of inerter system that realizes apparent mass amplification and energy dissipation through the acceleration of the fluid and the friction between the fluid and the pipeline during the movement. Previous studies have mainly focused on the establishment of the constitutive model and the optimization of mechanical performance parameters of the fluid inerter system. However, the different mechanical topological forms and the seismic performance and optimization methods in different types of structures have not been deeply described. Moreover, due to the coupling of inerter mass and damping of fluid inerter, the design principle of how to obtain geometric design parameters through mechanical performance parameters is also lack of design process. In this paper, the seismic performance of different topological forms of separated fluid inertia system is studied, and a performance design method based on the mass amplification factor of the separated fluid inerter system is proposed. The most suitable mechanical topological connection form of separated fluid inerter system for different types of structures is explained through component, shaking table test and nonlinear time history analysis. The main contents include:

(1) Through component test and numerical simulation analysis, a theoretical model of separated fluid inertial storage device is established. The influence of different geometric parameters on its mechanical properties is studied, and a design method from mechanical parameters to geometric design parameters is proposed.

(2) Three separate fluid inerter systems with different mechanical topological connection forms are studied: separate fluid inerter damper (SFID), tuned separate fluid inerter damper (TSFID) and tuned viscous separate fluid inerter damper (TVSFID). Through statistical linearization method and stochastic dynamics analysis, the influence of different parameters on the seismic performance of separated fluid inertia system is explained, and a performance design optimization method based on inerter mass amplification factor is proposed. The separated fluid inerter system is applied to the multi-storey frame structure, and a parameter optimization design method of the separated fluid inerter system with multi degree of freedom structure is established. The seismic performance of the optimization device is proved by nonlinear time history

analysis.

(3) In order to verify the effectiveness of the design method proposed in this paper, a series of shaking table tests were carried out. Different types of SFID are applied to the base isolated structure, and the far-field vibration and near-field pulse ground motion are used to excite the designed structure respectively. The test results show that the SFID system can not only effectively reduce the displacement response of the isolation layer, but also improve the acceleration response of the superstructure; When the peak value of local seismic acceleration increases, the control effect of SFID on the displacement of isolation layer is enhanced.

(4) The seismic performance of SFID, TSFID and TVSFID systems in base isolated structures is compared and analyzed, and an optimization design process of TVSFID system based on performance requirements is proposed. Considering the non-stationary characteristics of ground motion, the optimization method of TVSFID under near-field impulsive ground motion is studied by using the virtual excitation method, and its seismic performance is studied by nonlinear time history analysis. Through energy analysis and robustness analysis, it shows that the TVSFID obtained by design optimization can better dissipate the seismic energy of the input structure, and its seismic performance has good robustness when the structural parameters change. Through nonlinear time history analysis, it is proved that TVSFID system is superior to linear damping solid and other fluid inerter system.

**Key Words:** separated fluid inerter system, optimal design, component test, Shaking table test, vibration control



## 目录

摘要.....	I
ABSTRACT.....	III
第 1 章 绪论.....	1
1.1 引言.....	1
1.2 惯容系统.....	2
1.2.1 惯容的基本概念及实现机制.....	2
1.2.2 惯容系统.....	4
1.2.3 惯容减震结构.....	6
1.2.4 流体惯容系统研究现状.....	7
1.3 基于惯容系统的混合振动控制研究.....	8
1.4 研究内容.....	9
1.4.1 研究目标及意义.....	10
1.4.2 研究内容.....	10
第 2 章 分离式流体惯容器力学性能以及设计原则.....	12
2.1 流体惯容器工作原理.....	12
2.2 流体惯容器力学模型.....	13
2.2.1 流体惯容器的惯性力.....	14
2.2.2 流体惯容器的摩擦力与阻尼力.....	16
2.2.3 流体惯容器的简化力学模型.....	20
2.3 流体惯容器力学模型试验验证.....	22
2.3.1 试验方案.....	22
2.3.2 试验与数值结果对比.....	23
2.4 流体惯容器参数分析以及设计原则.....	26
2.5 本章小结.....	31
第 3 章 分离式流体惯容系统在框架结构中减震性能分析.....	32
3.1 分离式流体惯容系统的框架结构力学模型以及运动方程.....	32
3.2 随机动力学响应分析.....	33
3.2.1 随机地震动输入模型.....	33

3.2.2 分离式流体惯容系统非线性阻尼等效线性化 .....	34
3.3 分离式流体惯容系统框架结构参数分析及优化设计 .....	36
3.3.1 不同力学拓扑模型结构的地震响应 .....	36
3.3.2 参数分析 .....	39
3.3.3 优化设计方法 .....	43
3.4 非线性时程分析 .....	45
3.5 分离式流体惯容系统在多层结构中的减震分析 .....	51
3.5.1 运动方程 .....	51
3.5.2 优化设计方法 .....	53
3.5.3 算例时程分析 .....	55
3.6 本章小结 .....	60
第 4 章 基于流体惯容系统和基础隔震结构振动台试验研究 .....	62
4.1 试验方案设计 .....	62
4.1.1 试验模型设计 .....	62
4.1.2 试验力学参数以及运动方程分析 .....	64
4.1.3 试验传感器布置 .....	65
4.1.4 试验工况设计 .....	66
4.1.5 试验现场安装 .....	68
4.2 试验结果分析 .....	70
4.2.1 试验数值模型 .....	70
4.2.2 试验结构参数识别 .....	71
4.2.3 隔震结构的减震分析 .....	72
4.2.4 SFID 系统减震分析 .....	75
4.3 试验与理论结果对比 .....	79
4.4 本章小结 .....	80
第 5 章 不同拓扑流体惯容与基础隔震混合控制减震分析 .....	82
5.1 混合控制结构的力学模型及运动方程 .....	82
5.2 混合控制结构的频域分析 .....	83
5.3 参数分析 .....	85
5.3.1 惯容器力学参数影响 .....	85
5.3.2 支撑元件力学参数影响 .....	88
5.3.3 隔震结构参数的影响 .....	90

5.4 优化设计 .....	93
5.5 能量响应与结构鲁棒性分析 .....	95
5.5.1 能量响应分析 .....	95
5.5.2 结构鲁棒性分析 .....	100
5.6 多自由度结构非线性时程分析 .....	104
5.7 近场地震动减震性能分析 .....	119
5.7.1 近场脉冲型地震动模拟 .....	119
5.7.2 近断层脉冲地震动结构响应 .....	120
5.7.3 算例分析 .....	121
5.8 本章小结 .....	125
第 6 章 结论与展望 .....	127
6.1 结论 .....	127
6.2 展望 .....	128
参考文献 .....	129
致谢 .....	136
个人简历、在读期间发表的学术成果 .....	138

同济大学

# 第 1 章 绪论

## 1.1 引言

地震是全球范围内发生最频繁、造成危害最大的自然灾害之一，给人民的生命财产安全带来了巨大的威胁。随着人们对地震认识的深入，对工程结构在地震中的安全性研究也不断深入，结构振动控制就是在近几十年中针对工程结构在地震中的安全性领域发展起来的一门新型技术。再过去的几十年中结构振动技术已经被广泛应用于实际结构中，并在实际地震以及强风中证明了其能够有效保护建筑结构，提高建筑安全性以及舒适度，从而有效的保护人民的生命财产安全。根据是否有外部能量输入，结构振动技术可以分为：被动控制、主动控制、半主动控制、智能和混合控制<sup>[1]</sup>，其中被动控制技术因为其不需要外部能量输入、安装便利、稳定性强、成本较低，因此在实际应用中最为广泛。

结构振动技术根据其设计原理和控制方法可以分为：隔震技术<sup>[2,3]</sup>、消能减震技术<sup>[4][5]</sup>以及动力吸振技术<sup>[6][7]</sup>。隔震技术是通过在结构特定位置中设置支座以及附加阻尼等形式从而形成隔震层，由于隔震层的存在改变了结构动力特性，使结构在地震中的变形主要集中在隔震层，并通过隔震层的附加阻尼耗散能量，从而减小结构其他部位的地震响应<sup>[8]</sup>。消能减震技术主要是在结构特定位置处设置能量耗散装置从而增加结构阻尼，耗散结构振动能量，其中应用最为广泛的是通过粘滞、塑性滞回等形式的阻尼装置<sup>[9,10]</sup>。动力吸振技术通过在结构设置子系统（一般由质量、弹簧以及阻尼元件组成），从而使结构在振动过程中将能量转移到设置的子系统中，减少结构主体振动，目前应用最为广泛的是调谐质量阻尼器<sup>[11,12]</sup>。

惯容系统是近年来提出的一种新型结构振动控制手段，不同于传统质量元件的单端特性，惯容元件是一种与阻尼和弹簧元件一样的两端元件。除此之外，惯容元件能够实现远大于自身物理质量的表观质量，因此能够克服传统单端质量元件的振动控制系统<sup>[13,14]</sup>对于地震激励下振动控制效果不足的缺点，从而提高装置的结构振动控制效果。

在 20 世纪 70 年代，Kawamata 等<sup>[15]</sup>提出了一种利用液压从而在管道中产生流速差实现较大惯性力的质量泵装置，被普遍认为是惯容元件使用的萌芽。虽然惯容系统的很早就被发现能够用于结构振动控制当中，但是始终未对惯容系统的减震机制做出进一步的阐述与研究。直到 21 世纪初，Ikago 等<sup>[16-18]</sup>和 Saito 等<sup>[19]</sup>将利用滚珠丝杠原理，提出了调谐黏滞质量系统（TVMD），第一次明确利用了

惯容的表观质量放大机制。随后 Zhang 等<sup>[20]</sup>，发现了并证明了惯容系统的耗能增效公式，从动力学原理上揭示了惯容减震的本质机制，建立了惯容系统与结构动力响应控制效果之间的纽带。相比于基于传统质量元件的减震系统，惯容元件具有安装形式灵活、能够产生远大于自身物理质量的表观质量以及与阻尼元件共同作用是能提高阻尼元件的耗能效率等优点，是目前极具研究价值以及应用潜力一种结构减震方式。

## 1.2 惯容系统

### 1.2.1 惯容的基本概念及实现机制

惯容元件与传统质量单元不同，是一种两端特性元件，产生的力与两端点间的相对加速度成正比，其力学模型如图 1.1 所示，产生的惯性力为：

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

其中  $\ddot{u}_1$ ， $\ddot{u}_2$  为惯容元件两个端点的加速度， $F_{in}$  为产生的惯性力， $m_d$  为惯容系数，又被称为表观质量。

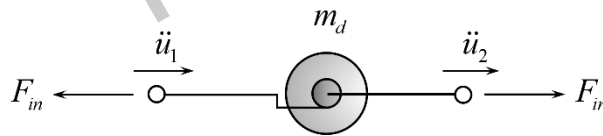
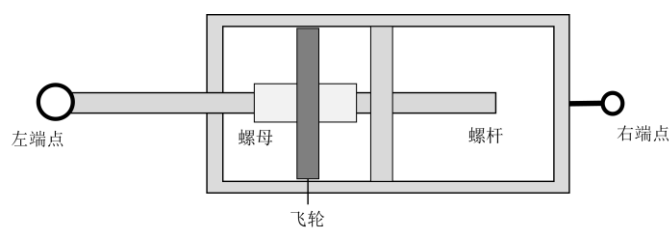


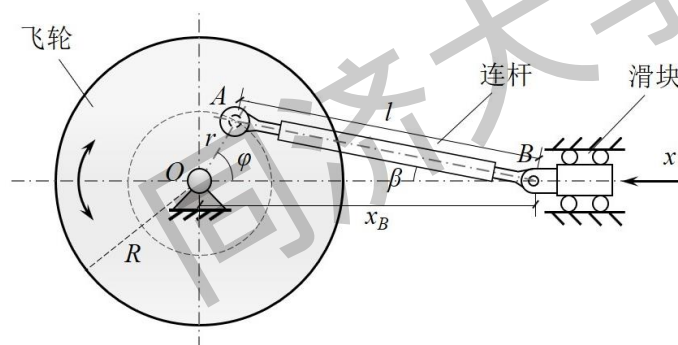
图 1.1 惯容元件力学模型图

自上世纪 70 年代 Kawamata 等<sup>[15]</sup>提出利用管道之间流体的流动的质量泵以来，基于惯容原理的不同实现装置在近年来相继被提出。其中目前研究最为广泛的主要分为两种形式：固体惯容器以及流体惯容器。

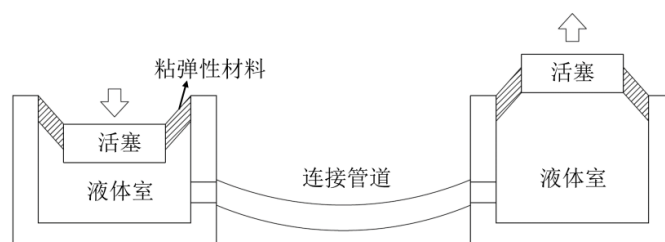
在土木工程领域中固体惯容器研究最广泛的是滚珠丝杠惯容器，其最早日本学者 Inoue 和 Ikago 团队<sup>[21][22]</sup>提出并进行了系统性研究。滚珠丝杠惯容器是通过将螺杆两端的平动转化为与螺杆连接的飞轮的转动，由于飞轮的转动惯量从而产生了远大于其物理质量的惯性力从而实现了表观质量放大作用，其模型示意如图 1.3。滚珠丝杠惯容器也是目前在土木工程领域唯一应用到实际结构当中的惯容装置<sup>[23]</sup>，通过分析表明物理质量 560kg 的滚珠丝杠惯容器能够产生表观质量 5400ton，表观质量放大接近 10000 倍。

图 1.2 滚珠丝杠式惯容器<sup>[21][22]</sup>

对于固体惯容器，除了目前研究最为广泛的滚珠丝杠惯容器之外，在近年来国内外学者研究了不同形式的惯容系统实现机制。张昕宇<sup>[24]</sup>和康剑飞<sup>[25]</sup>等研究了一种通过拉索连接具有正牙和反牙的滚珠丝杠的自平衡惯容系统。Zhang 等<sup>[26]</sup>研究了一种非线性表观质量的曲轴惯容器，其装置如图 1.3 所示，通过连杆与连接滑块之间的非线性几何传动实现飞轮的转动从而获得非线性表观质量。

图 1.3 曲轴惯容器<sup>[26]</sup>

对于流体惯容器来说，其最早可以追溯到 Kawamata 等<sup>[15]</sup>提出的质量泵，随后日本船木团队<sup>[27]</sup>对其进行了一系列研究，其装置如图 1.4 所示。主要是通过两端液压室与连通管之间的面积差，从而实现对连接管道中的流体加速实现表观质量的放大。随后在其他领域中，液压马达式<sup>[28]</sup>以及液压流体式惯容器<sup>[29]</sup>两种流体惯容器被相继提出，其装置如图 1.5 以及 1.6 所示，其工作原理与 Kawamata 等<sup>[15]</sup>提出的装置几乎一致，通过采用螺旋管道以及外接马达等形式能够进一步提高其表观质量放大系数。

图 1.4 船木团队分体式流体惯容器模型<sup>[27]</sup>

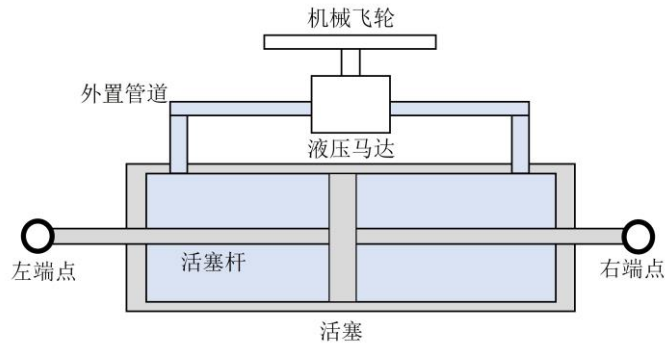


图 1.5 液压马达式惯容器<sup>[28]</sup>

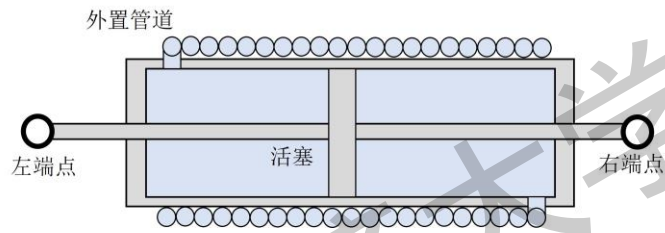


图 1.6 液压流体式（流体）惯容器<sup>[29]</sup>

## 1.2.2 惯容系统

惯容元件因特有的表观质量放大效应自上世纪 70 年代被提出以来受到了各国学者的广泛关注。根据惯容元件的特性以及减震原理出发，主要由惯容元件、阻尼元件和弹簧元件等组成的惯容系统目前成为了国内外学者的研究重点。根据不同力学元件的拓扑分布模型的不同，主要可以分为两种典型的惯容系统<sup>[30][31]</sup>：混联 I 型惯容系统和混联 II 型惯容系统，连接形式如图 1.7 所示。惯容系统的减震原理主要是通过惯容元件的质量放大效应以及与弹簧元件的共同作用实现的调谐效应以及增加惯容系统中阻尼元件的变形实现的耗能增效两个方面实现结构振动控制。



图 1.7 惯容系统力学元件连接图<sup>[30,31]</sup>

在上世纪末，日本学者 Inoue 和 Ikago 团队<sup>[21][22]</sup>提出了一种调谐黏滞质量惯容器(TVMD)，力学模型如图 1.7 所示的混联 II 型惯容系统，这是土木工程领域第一个完整意义上的惯容系统，并安装在了日本仙台的一栋实际结构中。Kida 等<sup>[32]</sup>利用了一个摩擦元件对 TVMD 的最大出力进行限制，提出了一种力限制的调



谐黏滞质量惯容器 (FRTVMD), 并通过数值分析和振动台实验表明, FRTVMD 能在限制最大出力的情况下实现结构的减震控制。Lazar 等<sup>[33-35]</sup>提出了调谐惯容阻尼器 (TID), 其力学拓扑模型如图 1.7 所示的混联 I 型惯容系统, 并将其应用到了拉索的减震控制中, 发现 TID 相比于传统黏滞阻尼器可以实现更好的减震效果。

除了上述两种传统的惯容系统力学拓扑形式外, 近年来对于惯容系统的力学拓扑形式研究也在不断深入。Garrido 等<sup>[36]</sup>将 TMD 的阻尼元件用 TVMD 代替, 提出了一种转动惯性双调谐质量阻尼器 (RIDTMD) 的减震装置, 推导了单自由度结构的最优参数表达式, 并通过与传统 TMD 比较, 证明了提出装置的有效性。Marian 等<sup>[37]</sup>利用惯容元件取代 TMD 中的部分质量, 提出了一种调谐质量阻尼惯容器 (TMDI), 推导出了无阻尼单自由的 TMDI 的最优参数解析表达式, 并通过随机动力学分析证明了 TMDI 相比于传统 TMD 在多自由度结构震动控制中的优越性。Wang 等<sup>[38]</sup>研究了 TID 和 TMDI 对高层建筑的风致振动控制效果, 发现相比于 TMD, TID 和 TMDI 能够用更小的物理质量实现更好的振动控制效果。Matteo 等<sup>[39]</sup>研究了一种调谐液柱阻尼惯容器 (TLCDI), 将 TMDI 中的质量元件用联通液柱替代, 推导了白噪声激励下最优参数的解析解, 并通过时程分析证明了 TLCDI 在结构震动控制的有效性。Jalali 等<sup>[40]</sup>通过惯性元件将两个调谐质量阻尼器连接提出了一种惯容器连接的双调谐质量阻尼器 (ICDTMD), 通过时程分析表明 ICDTMD 能够克服结构顶部布置 TMDI 的减震效果不佳的问题, 为结构顶部布置惯容系统提供了一种有效的安装形式。Zhang 等<sup>[41,42]</sup>考虑调谐质量的轻量化提出了调谐质量惯容系统 (TMIS), 研究了其在风力发电塔以及不同荷载激励下的减震性能, 并与 TMD 对比发现 TMIS 在结构振动控制中的优越性。Jiang 等<sup>[43]</sup>将弹簧元件、阻尼元件以及惯性元件并联, 提出了一种并联惯容隔震系统 (PIIS) 用于储液罐的振动控制, 以储液罐液体晃动高度为优化目标, 提出了惯容系统的优化方法, 并通过非线性时程分析证明了提出装置以及优化参数的有效性。Nakamura 等<sup>[44]</sup>提出了一种由发电机提供可变阻尼力和飞轮提供惯性的电磁表观质量阻尼器 (EIMD), 其力学拓扑模型为一个阻尼元件和一个惯性元件并联, 通过一个三层结构的振动台试验证明了 EIMD 相比于传统黏滞阻尼器减震效果更好。Jia 等<sup>[45]</sup>将 TID 中的阻尼元件用形状记忆合金代替, 提出了一种形状记忆合金阻尼惯容器 (SDI), 通过时程分析表明相比于传统 SMA 阻尼器, SDI 具有更好的减震效果以及更少的控制成本。Tiwari 等<sup>[46]</sup>提出了一种形状记忆合金调谐质量阻尼惯容器 (SMA-TMDI) 用于两个相邻单自由度结构的振动控制, 对比了 TMDI 的减震效果, 发现 SMA-TMDI 能在更小的惯性系数以及阻尼情况下实现更好的减震效果, 并且验证了惯容系统用于相邻建筑结构震动控制的可能性。

Zhang 等<sup>[47]</sup>研究了 SMA 和惯容系统的不同机械元件的布局的参数优化方法, 提出了一种基于结构性能以及耗能增效效应的优化设计方法。Zhao 等<sup>[48]</sup>将调谐液体阻尼器(TLD)中的阻尼元件用 TVMD 替代, 提出了调谐液体惯容系统(TLIS), 推导了 TLIS 的最优阻尼以及最优刚度关于惯性系数以及液体质量的解析表达式, 提出了一种满足结构性能需求的优化控制成本的优化方法。Chen 等<sup>[49]</sup>将惯性元件、阻尼元件和弹簧元件并联在串联一个质量元件提出了一种调谐惯容质量系统 (TIMS) 来降低楼板的竖向震动, 提出了一种基于舒适度的优化方法确保了控制成本、格外附加质量以及结构舒适度的平衡。Hua 等<sup>[50]</sup>通过将一个滞回弹簧摩擦元件与 TID 并联提出了一种滞回摩擦调谐惯容阻尼器 (HFTID), 以结构相对位移和惯容系统出力为优化函数, 通过数值分析提出了一个经验设计优化公式。研究发现与传统 TID 相比, HFTID 在地震作用下具有更好的减震性能以及鲁棒性。

### 1.2.3 惯容减震结构

除了针对新型惯容装置以及惯容系统布置形式的研究外, 在土木工程领域, 对于惯容系统在结构中的减震性能也是惯容系统研究的重点。目前对于惯容减震结构的研究主要集中在惯容系统的参数设计上, Ikago 等<sup>[21]</sup>提出了基于定点理论的 TVMD 的参数优化方法, 说明了 TVMD 的表观质量方法效应, 并通过振动台试验证明了提出装置在地震作用下的有效性。阎武通等<sup>[51]</sup>利用 TVMD 对斜拉桥进行减震控制, 提出了一种基于  $H_2$  范数为优化目标的多 TVMD 优化方法, 并与黏滞阻尼器和调谐质量阻尼器进行对比, 发现 TVMD 具有更好的减震效果以及更高效的耗能效率。Pan 等<sup>[52,53]</sup>提出了一种基于满足结构控制需求, 实现 TVMD 的出力最小对 TVMD 参数进行优化, 并通过时程分析证明了优化参数的有效性。对于混联 I 型惯容系统和混联 II 型惯容系统, Pan 和 Zhang 等<sup>[54]</sup>推导出了各自单自由度结构基于均方根响应最小的参数优化的解析表达式并说明了不同惯容系统的设计主要考虑因素。Taflanidis 等人<sup>[55]</sup>对 TVMD、TID 以及 TMDI 三种不同类型的惯容系统的参数优化进行了研究, 提出了一种对于多自由度结构的基于可靠度的将结构控制性能以及出力成本作为优化目标的多目标优化设计方法。Zhang 等<sup>[56]</sup>提出了一种对于弹塑性结构的基于性能的 TVMD 设计优化方法, 并通过 Opensees 进行有限分分析, 证明了在实际地震动下的有效性。Zhao 等<sup>[57]</sup>将 TVMD 中速度相关的阻尼元件变为了位移相关的阻尼元件, 发现位移相关的阻尼元件能够更好地控制结构的峰值响应, 并通过线性化以及随机动力学分析说明了位移相关阻尼惯容系统的参数优化方法。潘超等<sup>[57]</sup>基于惯容耗能增效的原理, 提出了一种利用粒子群算法对 TVMD 的惯容参数进行优化, 时程分析表明提出

的方法在真实地震动下能够实现预设的结构性能要求。Shen 等<sup>[58]</sup>推导了对于单自由度结构的 TID 系统在地震动作用下的阻尼能量耗散效率和输出效率的解析解,发现了能量耗散效率与结构减震性能最优参数在一定条件下并不一致。张瑞甫等<sup>[59]</sup>从惯容的实现方式、惯容系统的减震性能以及惯容系统的结构设计三个方面系统阐述了惯容系统在结构振动控制领域的研究进展。Ma 等<sup>[60]</sup>系统性的总结了惯容系统在土木工程领域中的研究进展以及应用,并给出了未来研究方向的建议。

#### 1.2.4 流体惯容系统研究现状

除了上述基于固体的惯容系统开发与优化设计研究以外,在近段时间,基于流体的惯容系统研究也取得了众多成果。惯容系统最早的雏形就是 Kawamata 等<sup>[15]</sup>基于流体提出的质量泵,随着日本船木团队<sup>[27]</sup>对其进行了进一步的研究,提出了利用外置导管控制惯性系数以及阻尼系数的装置,建立了装置的力学模型并通过振动台试验对力学模型进行了验证。通过分析以及实验表明,提出装置能够实现 200 倍以上的质量放大效应并且能够产生寄生阻尼从而实现对结构的振动控制。Swift 等<sup>[29]</sup>提出了一种由液压缸、活塞以及螺旋管组成的流体惯容器,建立了流体惯容器的力学模型,特别是对其非线性寄生阻尼进行了力学分析并通过实验证明了提出力学模型的准确性。Shen 等<sup>[61-64]</sup>系统性的研究了流体惯容器的力学性能,考虑了摩擦力以及非线性阻尼因素,建立了流体惯容器的力学模型,并通过构件实验证明了提出力学模型的准确性。并将其应用到车辆悬架的减震控制中,发现相比于传统非线性悬架,流体惯容器能够有效减震车辆悬架在地面运动过程中的竖向震动。Smith 等<sup>[65]</sup>通过构件实验研究了影响流体惯容器惯性系数以及阻尼的影响因素,并提出了一个不同的阻尼经验公式。对于流体惯容器影响因素多、非线性强的问题,沈钰杰等<sup>[66]</sup>提出了利用量子遗传算法优化后的支持向量机构件流体惯容器的预测模型,通过实验证明,所提出的预测模型具有较高的预测精度,有助于掌握流体惯容器的动力学特征。王乐等<sup>[67]</sup>基于流体力学理论推导了流体惯容器的力学模型,通过实验证明了流体惯容器在低频激励下等效为一个摩擦元件,在高频激励下等效为一个惯性元件和非线性阻尼元件并联。Liu 等<sup>[68]</sup>对流体惯容器的非线性阻尼进行了系统性的研究和设计了一种等速试验对非线性阻尼进行识别,基于试验结果提出了一个阻尼理论公式。随后, Liu 等<sup>[69-70]</sup>提出了一套流体惯容器基于试验的参数识别方法,并将流体惯容器的运动行为与力学行为对应,推导出了流体惯容器的阻尼、惯性系数等理论公式,建立了一个高精度的力学模型。Deastra 等<sup>[71]</sup>将流体惯容器与弹簧串联,力学模型如同混联 II 型惯容系统,不同的是流体惯容器的阻尼为非线性的。通过流体惯容器的参数分

析研究了其应用在单自由度结构下的减震性能,发现流体惯容器能够实现单自由度结构在地震作用下的减震控制。Liu 等<sup>[72]</sup>提出了一种通过电磁阀改变液体流动管道从而实现流体惯容惯性系数以及阻尼系数调节的可控式流体惯容器,并研究了空气含量对流体惯容器力学性能的影响。研究表明流体惯容器中的气体可能导致流体惯容器的减震性能恶化,因此在实际应用中应当注意流体惯容器的密闭性问题。Zhang<sup>[73,74]</sup>等提出了一种将忆容器与流体惯容器结合的液力忆惯容器,相比于传统流体惯容器,液力忆惯容器的惯性系数是关于位移的非线性函数,因此可以通过合适的几何设计实现想要的惯性系数。通过理论推导以及实验验证提出了液力忆惯容器的力学模型并将其应用在了车辆悬架的振动控制当中,发现相比于传统流体惯容器,液力忆惯容器能够适应不同激励下的振动响应,实现更好的减振效果。从关于流体惯容器的研究可以看出,目前研究主要集中在通过试验的识别建立一个更为精确的流体惯容器本构模型,而基于流体惯容器的惯容系统对土木工程结构的振动控制研究还处在初步阶段,流体惯容器的设计方法还没有进一步阐明。

### 1.3 基于惯容系统的混合振动控制研究

混合振动控制是指使用两种及以上的振动控制技术对结构进行振动控制。随着近年来惯容系统的发展,惯容系统与其他振动控制技术结合使用的可能性也引起了国内外学者的注意,尤其适合隔震技术的结合使用目前已成为惯容系统研究的热点领域。Nakaminami等<sup>[75]</sup>将Kida等<sup>[32]</sup>提出的FRTVMD应用到基础隔震结构中,通过非线性时程分析证明了FRTVMD在控制基础隔震结构隔震层位移的有效性。Chen等<sup>[76]</sup>提出了在TVMD的弹簧元件上并联一个阻尼元件并将其命名为黏弹性支撑黏滞质量阻尼器(VeVMD)。基于 $H_2$ 范数优化原则和非线性时程分析证明了提出装置能够有效减少隔震层位移,并且由于并联阻尼元件的存在能够减少上部结构加速度响应的恶化。Domenico等<sup>[77]</sup>提出了将TMDI与基础隔震结合使用的混合控制策略。随后Domenico等针对TMDI与基础隔震的混合控制系统进行了一系列研究<sup>[77-80]</sup>。通过随机动力学分析建立了TMDI在基础隔震系统中基于能量的优化设计方法,并考虑了不同结构参数对TMDI参数的影响,通过非线性时程分析以及鲁棒性分析证明了TMDI对于基础隔震结构的减震性能的有效性和稳定性。随后,在线性结构的基础上考虑了基础隔震结构的非线性特征,通过等效线性化的方法建立了非线性基础隔震结构的优化设计方法。Sun等<sup>[81]</sup>推导了忽略上部结构阻尼的基础隔震系统基于 $H_2$ 范数优化原则的TID以及ID的最优参数的解析表达式,并通过时程分析证明了优化设计方法的有效性。Matteo等<sup>[82]</sup>推导

了在白噪声激励下忽略隔震结构阻尼的TMDI的最优参数解析表达式，并与数值优化的参数进行了比较，证明了提出方法的可靠性。Masnata等<sup>[83]</sup>提出了一种将TMDI的阻尼元件接地的新型TMDI，发现新型TMDI能够进一步减小隔震层位移，但是上部结构加速度响应会被放大。Li等<sup>[84]</sup>利用等效线性化方法和遗传算法对非线性基础隔震结构的TMDI进行优化，选取了七个近断层脉冲地震验证了优化的TMDI能够有效减低隔震层位移。Li等<sup>[85]</sup>系统性研究了TVMD、TID以及TMD对基础隔震结构抗震性能的影响，通过三个不同优化指标对三种装置进行了优化分析，结果表明TVMD和TID相比于TMD具有更好的减震控制效果。Nyangi等<sup>[86]</sup>将TID安装在一个双层隔震层结构中，通过数值分析表明TID能够实现两个隔震层的位移减小。Zhao等<sup>[87]</sup>将阻尼元件、惯性元件和弹簧元件并联应用到基础隔震结构中，基于位移需求提出了一种以结构整体位移为目标的惯容系统的优化设计方法。Pan等<sup>[88]</sup>基于耗能增效原理，推导基础隔震结构的TVMD的解析设计公式，并基于隔震结构的性能需求提出了一种实用设计方法。Wang等<sup>[89]</sup>提出了电磁表观质量阻尼器（EIMD）应用到基础隔震结构，研究了EIMD参数对基础隔震结构抗震性能的影响，最后通过时程分析证明了EIMD的有效性。Morales等<sup>[90]</sup>以地面位移为激励推导了惯容器与基础隔震结构结合的传递函数，说明了惯容器的存在能够是隔震层位移低于地面位移水平。

基于流体惯容系统与基础隔震的混合控制研究，Domenico 等<sup>[91,92]</sup>做出了开创性的工作。首先，Domenico 等<sup>[91]</sup>研究了 TMDI-PD 和 FIB-TMD 两种形式的流体惯容系统对基础隔震结构的减震效果，考虑了不同优化指标下两种形式的惯容系统的优化参数及控制性能，发现 TMDI-PD 布局具有更好的减震效果，最后通过选取 44 个地面激励验证了提出系统的有效性。随后 Domenico 等<sup>[92]</sup>将 TMDI-PD 惯容系统应用到了摩擦摆隔震结构之中，通过等效线性化方法对摩擦摆结构和流体惯容的非线性阻尼进行处理，利用能量惯容系统能量耗散最大的优化设计原则对流体惯容系统进行参数优化发现能够实现隔震位移以及上部结构加速度的响应控制的平衡。王云骞<sup>[93]</sup>和曾璟琳<sup>[94]</sup>分别从数值推导以及振动台试验两个方面说明了流体惯容系统能够有效减少基础隔震结构在地震动激励下的振动响应。

从上述研究可以看出，基于流体惯容器与基础隔震的混合控制研究尚在初步阶段，由于流体惯容器的非线性阻尼和惯性系数与阻尼耦合给优化设计带来了巨大挑战，且针对惯容系统与基础隔震混合控制的试验研究较为稀缺。

## 1.4 研究内容

### 1.4.1 研究目标及意义

流体惯容系统作为一种新型的减振装置，因为其安装方便、构造简单等优点自提出以来收到了国内外学者的广泛关注。然而目前针对流体惯容器的研究主要集中在流体惯容器更为精确的力学理论模型的建立上，如船木等<sup>[27]</sup>通过试验去拟合流体惯容器的本构模型。流体惯容器的形式自 Kawamata 等<sup>[15]</sup>和 Swift<sup>[25]</sup>报道以来几乎没有任何改进，并且其阻尼模型在不同情况下差异较大。针对流体惯容器在土木工程领域中的应用研究相对较少，流体惯容器在土木工程领域的设计方法以及设计原则和机理尚未得到系统性的研究。

惯容系统与基础隔震的混合控制最为目前惯容系统研究领域的热点之一，不同优化设计方法以及不同的连接形式已经在近年来被广泛关注，然而流体惯容与基础隔震的混合控制研究仍处于初步阶段，其设计原则以及减震机理并没有得到深入研究。尤其是针对流体惯容器的非线性阻尼和惯性系数、阻尼相互耦合的两大特性给流体惯容系统的设计增加了挑战与困难。

不论是惯容系统对非隔震结构还是基础隔震结构大部分研究都是基于理论的数值分析，实验研究相对较少。尤其是对于流体惯容系统，目前试验大部分停留在构件层面，而对基于流体惯容系统的振动台试验研究较为缺乏。

根据前文所展现的问题，本文研究了一种将 Swift<sup>[25]</sup>等和船木等<sup>[59]</sup>提出的装置结合的分离式流体惯容器，能够实现更简便的安装以及更大的惯性系数。系统性的研究了提出装置的力学模型并通过一个构件试验验证了模型的准确性，在此基础上详细阐述了分离式流体惯容器的几何参数以及力学模型对应的设计方法。随后研究了流体惯容系统在非隔震结构以及隔震结构中的减震性能，基于性能目标研究了不同流体惯容系统拓扑形式的减震优化方法。通过数值研究以及振动台试验分析，证明了流体惯容系统的减震效果。

### 1.4.2 研究内容

本文的研究内容主要围绕在流体惯容系统的减震性能方面展开，内容及章节安排如下：

第 1 章为绪论。首先对惯容系统的基本原理以及实现方式进行了阐述；然后针对目前惯容系统的研究进展进行了介绍；接着针对惯容系统研究领域的热点之一：惯容系统与基础隔震的混合控制研究进行了综述；最后介绍了本文的研究内容以及意义。

第 2 章为流体惯容器为流体惯容器的力学性能以及设计原则。研究了一种分离式流体惯容器，对其力学模型进行了分析，根据试验结果对其力学模型进行了

验证以及拟合,得到了实用的简化力学模型。系统性分析了其几何参数对力学性能的影响,提出了基于分离式流体惯容器力学参数的最优几何参数设计方法。

第 3 章为分离式流体惯容系统在框架结构中减震分析。研究了三种不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统对于基础固定的单自由度框架结构的减震性能。通过随机动力学分析发现基于成本和控制性能的综合考虑,调谐分离式流体惯容系统(TSFID)对于基础固定框架结构更加合适,提出了一个基于性能和成本考虑的分离式流体惯容系统优化设计方法,能够在满足需要的表观质量放大系数以及结构响应控制性能的情况下实现惯容系统出力的最小。除了对于单自由度结构,在第 3 章提出了一种对于多自由框架层间布置 TSFID 的优化设计方法,并通过非线性时程分析验证了提出方法的有效性。

第 4 章为分离式流体惯容系统振动台试验研究。设计了上部结构为三层钢框架,隔震层利用滚轮支座加弹簧的基础隔震结构,并将第 3 章提到的分离式流体惯容系统(SFID)连接到隔震层与振动台之间。通过试验实测数据发现 SFID 能够有效减少隔震层位移,并随着 SFID 的表观质量以及非线性阻尼增大,减震效果越好,但是上部结构加速度响应以及控制成本也会响应增加。通过试验结果与理论模型对比验证了对于分离式流体惯容系统在基础隔震结构中理论模型的准确性。

第 5 章为分离式流体惯容系统在基础隔震结构中减震分析。基于第 4 章的试验结果,研究了第 3 章的三种不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统对于基础隔震结构的减震效果。通过随机动力学分析验证了不同参数对减震性能的影响,并发现和第 4 章试验结果趋势一致,综合减震效果以及控制成本证明了调谐粘滞分离式流体惯容系统(TVSIFID)对于基础隔震结构更加适用。基于基础隔震结构的隔震层以及上部结构响应研究了一种基于性能需求的优化设计方法,并通过能量分析和鲁棒性分析说明了 TVSFID 具有良好的能量耗散以及减震效果鲁棒性。通过非线性时程分析证明了优化的 TVSFID 对于基础隔震结构在实际地震动下的有效应。考虑到近断层脉冲地震动可能对基础隔震结构由更大的威胁,对近断层脉冲型地震动的非平稳过程下的 TVSFID 进行优化设计,通过选取 15 个近场脉冲型地震动进行激励证明了其优化设计方法的有效性。

第 6 章为结论与展望。全面系统的对全文的研究内容以及研究意义做出了概括与归纳。并对流体惯容系统进一步的研究方向和应用潜力进行了展望。

## 第 2 章 分离式流体惯容器力学性能以及设计原则

流体惯容器是通过流体的加速运动实现表观质量的放大,并且流体在运动过程中由于与管壁等产生的摩擦能够实现阻尼效应。目前基于流体的惯容系统主要分为液压马达式<sup>[24]</sup>以及液压螺旋式<sup>[25]</sup>。本章对一种分离式的流体惯容器进行了研究,介绍了其力学模型以及设计原则,并通过一个构件实验证明了提出模型的准确性。

### 2.1 流体惯容器工作原理

流体惯容器是一个通过液压缸、管道以及活塞连接而成的装置。当液压缸两端活塞运动时,实现流体在缸体以及管道间的循环流动,由于液压缸横截面积远大于管道面积,因此流体从缸体进入管道中时流体会显著加速,从而实现惯性的放大以及能量的消耗。传统的流体惯容器是由 Swift 等<sup>[29]</sup>提出的,是通过一个缸体的两端分别与管道连接,实现流体循环流动,如图 2.1 所示。但是由于活塞杆件与液体直接接触,并且外置管道的长度以及惯容器行程受到了缸体本身长度的限制,因此在质量放大系数以及安装上收到一定限制,更适用于一些小型工程结构的振动控制。日本船木团队<sup>[27]</sup>开发了一种分离式的流体惯容器,通过两个缸体用导管连接来实现流体在两个缸体之间循环流动,如图 2.2 所示。但是由于采用的直管,惯性放大系数以及阻尼效应较小。

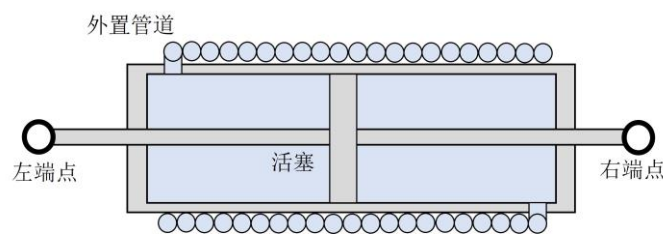


图 2.1 Swift 等<sup>[29]</sup>流体惯容器模型

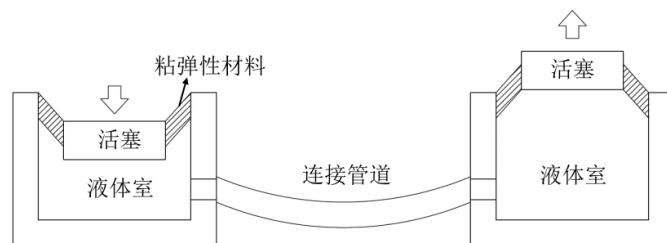


图 2.2 船木团队<sup>[27]</sup>分体式液式惯容器模型



本文基于上述两种装置研究了一种分离式的流体惯容器,能够实现更大的惯性系数,更灵活的安装方式以及更多元化连接形式。分离式流体惯容器实质上是使用了外置的螺旋管道将两个液压缸体连接,如图 2.3 所示。装置在两端外力作用下带动活塞运动,由于流体的不可压缩性,所以活塞运动过程中会使流体通过外置螺旋管流入另一端液压缸体中,从而实现流体在两个液压缸之间的循环流动。由于通过液压缸和管道内的流体流量相同,而液压缸的面积远大于螺旋管的面积,因此在螺旋管中的流体速度远大于活塞两端的运动速度,从而实现惯性放大效应。流体在流动过程中一方面因为其流体流动能够将两端的运动以动能的形式储存,另一方面因为流体与管壁的摩擦能够消耗储存的能量,因此相当于形成了一个能量吸收以及耗散的系统。外置螺旋管道、液压缸体以及活塞构成了一个完全封闭的系统,这为装置的稳定性提供了保障,也实现了表观质量以及阻尼的封装。采用外置螺旋管的流体管道能够通过更长的管道以及流体在弯管中的阻力实现更大的惯性系数以及阻尼效应,而分离式的液压缸体能够突破缸体本身长度的限制以及避免因为活塞杆的存在带来的液压缸有效工作面积的减少,从而实现更大的行程以及惯容系数。

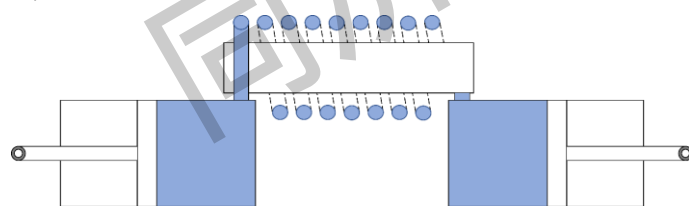


图 2.3 分离式流体惯容器模型

## 2.2 流体惯容器力学模型

为了研究分离式流体惯容器的力学性能,首先对装置在运动过程中的受力情况进行分析,针对不同性质的出力情况,建立理论模型从而建立装置的力学模型。根据力学分析,其受力分析如图 2.4 所示,图中字母的物理意义如表 2.1 所示。在力学分析过程中装置满足以下条件:

- (1) 流体在装置工作过程中不存在漏液等现象,从而满足流体的体积守恒;
- (2) 流体在装置工作过程中不可压缩,从而满足流体的密度不发生改变;
- (3) 不考虑流体在运动过程中的温度变化,从而满足流体的物理性能不变。

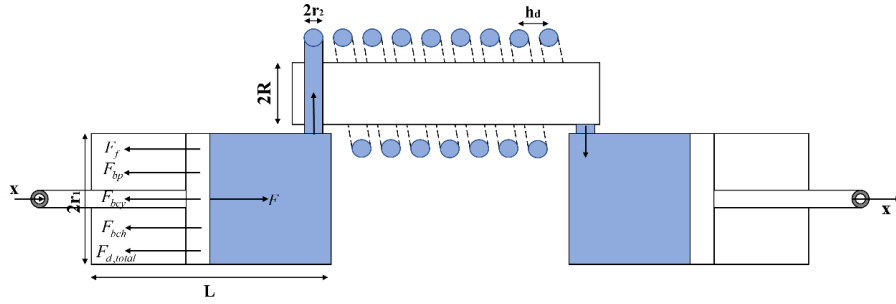


图 2.4 分离式流体惯容器受力分析以及设计参数

表 2.1 流体惯容器参数符号及物理意义

参数 (单位)	物理意义	参数 (单位)	物理意义
$r_1$ (m)	液压缸半径	$\mu$ (Pas)	流体黏滞系数
$r_2$ (m)	螺旋管截面半径	$L$ (m)	液压缸有效长度
$R$ (m)	螺旋管旋转半径	$F_{bch}$ (N)	螺旋管流体惯性力
$A_1$ (m <sup>2</sup> )	液压缸工作面积	$F_{bcy}$ (N)	液压缸流体惯性力
$A_2$ (m <sup>2</sup> )	螺旋管工作面积	$F_{bp}$ (N)	活塞惯性力
$h_d$ (m)	螺旋管螺距	$F_f$ (N)	活塞与液压缸摩擦力
$l$ (m)	螺旋管总长度	$F_d$ (N)	螺旋管流体阻尼力
$L$ (m)	液压缸工作长度	$F_{in}$ (N)	螺旋管进口阻尼力
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	流体密度	$F_{out}$ (N)	螺旋管出口阻尼力

## 2.2.1 流体惯容器的惯性力

根据图 2.4 以及表 2.1 所示，流体惯容器的惯性力主要包括螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_{bch}$ 、液压缸内液体流动产生的惯性力  $F_{bcy}$  和活塞杆运动产生的惯性力  $F_{bp}$ 。假设装置左侧液压活塞向右运动距离为  $x$ ，速度为  $\dot{x}$ ，加速度为  $\ddot{x}$ 。因为右侧液压缸两端与左侧液压缸所连接的对象相同，因此右侧活塞右运动距离同样为  $x$ ，速度为  $\dot{x}$ ，加速度为  $\ddot{x}$ 。因此装置活塞惯性力  $F_{bp}$  为：

$$F_{bp} = 2m_p \ddot{x} \quad (2.1)$$

其中  $m_p$  为单个活塞杆质量，分离式流体惯容器有两个活塞杆，因此需要乘以 2。

液压缸工作面积  $A_1$  以及螺旋管工作面积  $A_2$  分别为：

$$A_1 = \pi r_1^2, A_2 = \pi r_2^2 \quad (2.2)$$

由图 2.4 可知，每个液压缸的工作长度为  $L/2$ ，则液压缸流体质量为：

$$m_{cy} = \frac{\rho L A_1}{2} \quad (2.3)$$

因为液压缸中流体的加速度与活塞的加速度相等, 所以液压缸流体在运动过程中产生的惯性力为:

$$F_{bcy} = 2m_{cy}\ddot{x} = \rho LA_1\ddot{x} \quad (2.4)$$

由图 2.4 和表 2.1 可知, 外置螺旋管道的工作长度为  $l$ , 则螺旋管道的流体质量为:

$$m_{ch} = \rho l A_2 \quad (2.5)$$

由几何关系可知螺旋管总长度  $l$  可以表示为:

$$l = n\sqrt{h_d^2 + (2\pi R)^2} \quad (2.6)$$

其中  $n$  为螺旋管道的缠绕圈数。

从上述假设可知, 流体不可压缩, 因此在运动过程中液压缸中的流体流量与螺旋管中的流体流量相等, 由伯努利方程可得:

$$A_1\dot{x} = A_2\dot{u} \quad (2.7)$$

其中  $\dot{u}$  为螺旋管中的流体流动速度。

根据上式可知, 在螺旋管中的流体的动能为:

$$E_{kch} = \frac{1}{2}m_{ch}\dot{u}^2 \quad (2.8)$$

因为液压缸面积  $A_1$  远大于螺旋管的工作面积  $A_2$ , 所以螺旋管流体速度  $\dot{u}$  远大于液压缸中的流体速度  $\dot{x}$ 。通过液压缸与螺旋管道之间的面积差实现了对流体的加速, 从而增加了储存的动能, 其惯性效应可以由下式得到:

$$\frac{1}{2}m_b\dot{x}^2 = E_{kch} \quad (2.9)$$

其中  $m_b$  为分离式流体惯容器的表观质量。由式 (2.6) 至式 (2.8) 可知, 装置的表现质量放大系数  $b$  为:

$$b = \frac{m_b}{2m_{cy}} = \frac{\rho l \frac{A_1^2}{A_2}}{\rho LA_1} = \frac{lA_1}{LA_2} = \frac{l}{L} \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2 \quad (2.10)$$

从上式可以看出表观质量放大系数  $b$  与液压缸面积和螺旋管面积之比  $A_1/A_2$  的值和螺旋管长度与液压缸长度之比  $l/L$  成正比。

从上式可知, 螺旋管中的流体惯性力为:

$$F_{bch} = m_{ch}\ddot{u} = m_b\ddot{x} = \frac{\rho l A_1^2}{A_2}\ddot{x} \quad (2.11)$$

根据等式 (2.1)、等式 (2.4) 和等式 (2.10) 可知:

$$\frac{F_{bch}}{F_{bp}} = \frac{\rho l A_1^2}{m_p A_2} = \frac{m_{cy}}{m_p} \frac{A_1}{A_2} \frac{l}{L} \quad (2.12)$$

$$b = \frac{F_{bch}}{F_{bcy}} = \frac{l A_1}{L A_2} \quad (2.13)$$

因为通常  $A_1/A_2 > 100$ ,  $l/L > 10$ , 所以相比于螺旋管流体中的惯性力, 活塞的惯性力和液压缸中流体的惯性力可以忽略不计。为了进一步证明这一结论, 先选取一组参数的分离式流体惯容器来进行说明, 具体参数如表 2.2 所示。在不同速度下各项惯性力大小如图 2.5 所示。从图中可以看出螺旋管中的流体惯性力占总惯性力的 98% 以上, 因此其他两项惯性力在实际计算过程中可以忽略不计。

表 2.2 分离式流体惯容器参数设置

参数	数值	参数	数值
液压缸半径 $r_1$	0.03 m	活塞厚度 $H$	0.010 m
螺旋管半径 $r_2$	0.005m	活塞密度 $\rho_s$	7850kg/m <sup>3</sup>
螺旋管旋转半径 $R$	0.05 m	活塞半径 $r_p$	29.9mm
螺旋管螺距 $h_d$	0.014m	活塞与液压缸间隙 $\Delta r$	0.1mm
螺旋管旋转圈数 $n$	15	流体密度 $\rho$	1000 kg/m <sup>3</sup>
液压缸长度 $L$	0.300 m	流体黏度系数 $\mu$	0.001 Pa·s

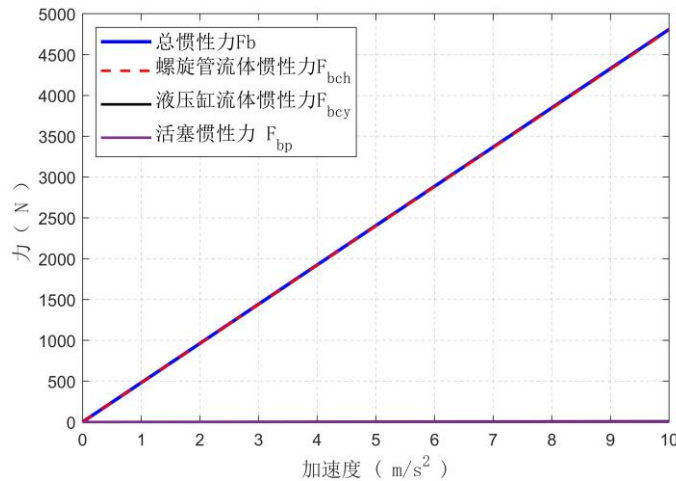


图 2.5 分离式流体惯容器各项惯性力对比

## 2.2.2 流体惯容器的摩擦力与阻尼力

由于在运动过程活塞与液压缸内壁相接触, 所以在运动过程中会存在摩擦力。根据以往的研究<sup>[29]</sup>, 活塞与液压缸内壁之间的接触力可以视为是一个剪切摩擦力, 表示为:

$$F_f = \frac{2\mu A_s \dot{x}}{\Delta r} \quad (2.14)$$

其中  $\Delta r$  为活塞与液压缸内壁之间的间隙， $A_s$  为活塞与液压缸内壁的接触面积，由于分离式流体惯容器有两个活塞分别与液压缸内壁接触，因此需要乘以系数 2。由图 2.4 可知：

$$A_s = 2\pi r_p H \quad (2.15)$$

其中  $r_p$  为活塞半径，且  $r_p = r_1 - \Delta r$ ，由此可得活塞与液压缸的摩擦力为：

$$F_f = \frac{2\mu \cdot 2\pi r_p H}{\Delta r} \dot{x} = \frac{4\mu \cdot \pi (r_1 - \Delta r) H}{\Delta r} \dot{x} \quad (2.16)$$

由于  $\Delta r$  通常收到加工精度的影响，因此活塞和液压缸的摩擦力往往需要通过实验进行识别。以往研究中<sup>[29]</sup>，通过实验发现当活塞运动速度  $\dot{x}$  在 0.1-1s/m 时，活塞与液压缸之间的摩擦力忽略不计。

由于流体的粘滞性，流体在运动过程中与管道之间会存在摩擦，因此导致流体在运动过程中会产生阻力。流体惯容器的惯性系数与阻尼是耦合同时存在的，这也是流体惯容器与其他装置的显著区别之一。流体在运动过程中产生的阻尼主要包括两个方面：（1）流体在面积改变处（即螺旋管道进出口处）因为流速的变化产生的压力损失从而导致的阻力；（2）流体粘滞效应与管壁之间的摩擦导致产生压力损失从而产生阻力。

根据 Massey 等<sup>[95]</sup>研究可以发现，流体在流速剧烈变化时的压降经验公式为：

$$\Delta p_{in} = \frac{\rho v^2}{4} \quad (2.17)$$

$$\Delta p_{out} = \frac{\rho v^2}{2} \quad (2.18)$$

因此可以得到进出口的阻尼力为：

$$F_{in} = \Delta p_{in} A_1 = 0.25 \rho A_1 \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \dot{x}^2 \quad (2.19)$$

$$F_{out} = \Delta p_{out} A_1 = 0.5 \rho A_1 \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \dot{x}^2 \quad (2.20)$$

根据 Swift 等<sup>[29]</sup>的研究发现，流体惯容器中的沿程压力损失主要是在螺旋管道中产生。Rodman 和 Trenc<sup>[96]</sup>提出了流体在管道中的压降公式：

$$\Delta p_{ch} = f_F \operatorname{Re} \frac{2l\mu\dot{u}}{D_h^2} = 4f_F \frac{l}{D_h} \frac{\rho\dot{u}^2}{2} \quad (2.21)$$

其中  $f_F$  为范宁摩擦系数，与流体的流动状态有关， $Re$  为雷诺数， $D_h$  为管道的水力直径（对于圆形管道  $D_h=2r_l$ ）， $\rho$  为液体密度， $\mu$  为液体粘度系数， $\dot{u}$  为螺旋管内流体流速。在以往关于流体惯容器的研究中<sup>[27]</sup>，主要集中在对流体惯容器的沿程阻力进行模拟以及识别，其本质上是通过实验来对不同条件下的范宁摩擦系数进行确定。表 2.3 总结了已有研究对不同条件下范宁摩擦系数的实验拟合。

表 2.3 范宁摩擦系数模型

模型	范宁摩擦因数
层流 <sup>[61]</sup>	$f_F = 16 / \operatorname{Re}$
湍流 <sup>[91]</sup>	$f_F = 0.079 \operatorname{Re}^{-0.25}$
White <sup>[97]</sup>	$f_F = 0.08 \operatorname{Re}^{-1/4} + 0.012 \sqrt{r/R}$
Ito <sup>[98]</sup>	$f_F = 0.25 (r/R)^{1/2} \left\{ 0.029 + 0.304 \left[ \operatorname{Re} (r/R)^2 \right]^{-1/4} \right\}$
Kubair & Varrier <sup>[99]</sup>	$f_F = 0.003538 \operatorname{Re}^{0.09} \exp(1.887r/R)$
Mishra & Gupta <sup>[100]</sup>	$f_F = 0.0791 \operatorname{Re}^{-1/4} + 0.0075 \sqrt{r/R}$
Rodman & Trenc <sup>[96]</sup>	$f_F = (0.03426 \operatorname{De} + 17.54) \operatorname{Re}^{-1}$

由压降  $\Delta p_{ch}$  可以得到沿程阻尼力  $F_d$  为：

$$F_d = \Delta p_{ch} A_1 \quad (2.22)$$

根据不同范宁摩擦系数得到的螺旋管流体寄生阻尼力  $F_d$  汇总如表 2.4 所示。

 表 2.4 不同模型螺旋管寄生阻尼力  $F_d$ 

模型	螺旋管寄生阻尼力 $F_d$
层流 <sup>[61]</sup>	$F_d = \frac{8\mu l A_1^2}{r_2^2 A_2} \dot{x}$
湍流 <sup>[91]</sup>	$F_d = 0.664 \mu^{0.25} \rho^{0.75} \frac{l A_1}{r_2^{1.25}} \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^{1.75} \dot{x}^{1.75}$
White <sup>[97]</sup>	$F_d = 0.016 \frac{\rho l}{R^{0.5}} \frac{A_1^3}{A_2^{2.25}} \dot{x}^2 + 0.1376 \mu^{0.25} \rho^{0.75} l \frac{A_1^{2.75}}{A_2^{2.375}} \dot{x}^{1.75}$

Ito <sup>[98]</sup>	$F_d = 0.00725 \rho L \sqrt{\frac{r}{R}} \frac{A_1^3}{A_2^2} \dot{x}^2 + 0.06391 \frac{A_1^{1.75} \mu^{0.25} R^{0.25} \rho^{0.75} L}{A_2^{1.75} r^{1.75}} \dot{x}^{1.75}$
Kubair & Varrier <sup>[99]</sup>	$F_d = 0.003766 \frac{A_1^{3.09} \rho^{1.09} L}{A_2^{2.09} \mu^{0.09} r^{0.91}} e^{\frac{1.887r}{R}} \dot{x}^{2.09}$
Mishra & Gupta <sup>[100]</sup>	$F_d = 0.1582 \frac{\rho l}{R^{0.5}} \frac{A_1^3}{A_2^{2.25}} \dot{x}^2 + 0.086 \mu^{0.25} \rho^{0.75} l \frac{A_1^{2.75}}{A_2^{2.375}} \dot{x}^{1.75}$
Rodman & Trenc <sup>[96]</sup>	$F_d = 0.03426 \frac{2\rho l A_1}{\sqrt{2r_2 R}} \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \dot{x}^2 + \frac{8.77 \mu A_1^2}{r_2^2 A_2} \dot{x}$

以上模型都是在基于不同条件的实验下通过拟合理论推导得到的半经验公式,其范宁摩擦系数主要与流体的特性、速度以及管道的材料、形状等因素有关。在表 2.2 所示参数下,在不同速度下,上述范宁阻尼模型计算得到的螺旋管流体寄生阻尼力  $F_d$  如图 2.6 所示,可以看出当速度越高时,不同模型间计算结果的误差越大。这是因为关于流体在流动过程中的阻尼力模拟是一个复杂的问题,流体在管道中的流动状态随时在发生变化并且流体与管道接触部分的边界条件也在不断变化,以上模型都是在特有的实验条件下通过理论推导和实验拟合得到的半经验公式,对于不同条件下的适应性不同。因此有必要对装置进行构件实验从而更好地确定一个较为精确地数值模型。

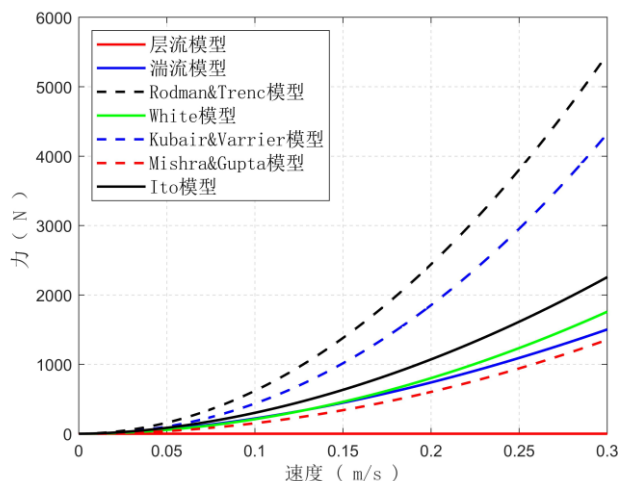


图 2.6 不同模型阻尼力对比

通过上述分析可以了解到分离式流体惯容器的阻尼力主要包括三个方面:(1)活塞与液压缸内壁的摩擦阻力  $F_f$ ; (2)流体在管道进出口产生的阻尼力  $F_{in}$  和  $F_{out}$ ; (3)流体在管道中流动产生的粘滞阻尼力  $F_d$ 。因此装置的总阻尼力如下所示:

$$F_{d,total} = F_f + F_{in} + F_{out} + F_d \quad (2.23)$$

在表 2.2 所示参数的装置，计算得到不同速度各项阻尼力大小如图 2.7 所示（其中螺旋管寄生阻尼力  $F_d$  采用的是湍流模型）。从图中可以看出流体在管道中流动产生的粘滞阻尼力  $F_d$  对于装置总阻尼力  $F_{total}$  占绝大部分比重，而活塞与液压缸内壁的摩擦阻力  $F_f$  和流体在管道进出口产生的阻尼力  $F_{in}$  和  $F_{out}$  可以忽略不计。

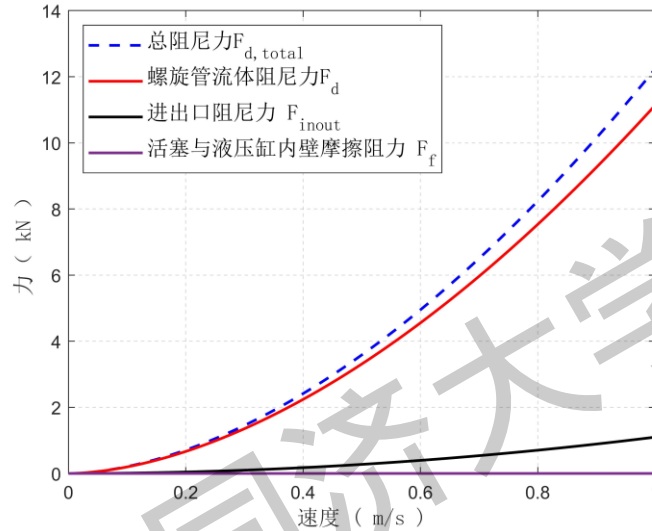


图 2.7 分离式流体惯容器阻尼力构成

### 2.2.3 流体惯容器的简化力学模型

从以上分析可以表明分离式流体惯容器的力学模型主要包括了惯性力和阻尼力两大部分，其中惯性力主要是由螺旋管中的流体惯性力提供，阻尼力主要是由螺旋管中流体的寄生阻尼力提供。分离流体惯容器的出力可以表示为：

$$F_{total} = F_f + F_{in} + F_{out} + F_d + F_{bp} + F_{bch} + F_{bcy} \approx F_d + F_{bch} \quad (2.24)$$

通过对该装置的两端活塞进行激励加载，从而更好地掌握其力学性能，外荷载采用正弦激励，振幅为 40mm，激励频率分别为 0.1Hz、1Hz 和 5Hz。在不同激励频率下，流体惯容器的出力情况如图 2.8 所示。从图中可以看出装置的出力随着激励频率的增大显著增加，这是因为无论是阻尼力还是惯性力都随着激励频率的增大而指数型增大。从 0.1Hz 的处理时程可以看出，流体式流体惯容系统在低频下出力很小，因为此时活塞两端的速度与加速度均远小于实际结构振动过程中产生的响应，此时可能装置的机械摩擦会占据主导地位。因此在分离式流体惯容系统的应用过程中需要关注实际结构的响应情况，避免出现如图 2.8(a) 所示情况。从滞回曲线以及总的出力时程可以看出分离式流体惯容器的出力可以等效为螺旋管中的流体惯性力和阻尼力之和，其他部分的力在实际计算中可以忽略不



计，因此分离式流体惯容器的力学模型可以简化为图 2.9 所示的一个表观质量与一个非线性阻尼的并联形式。

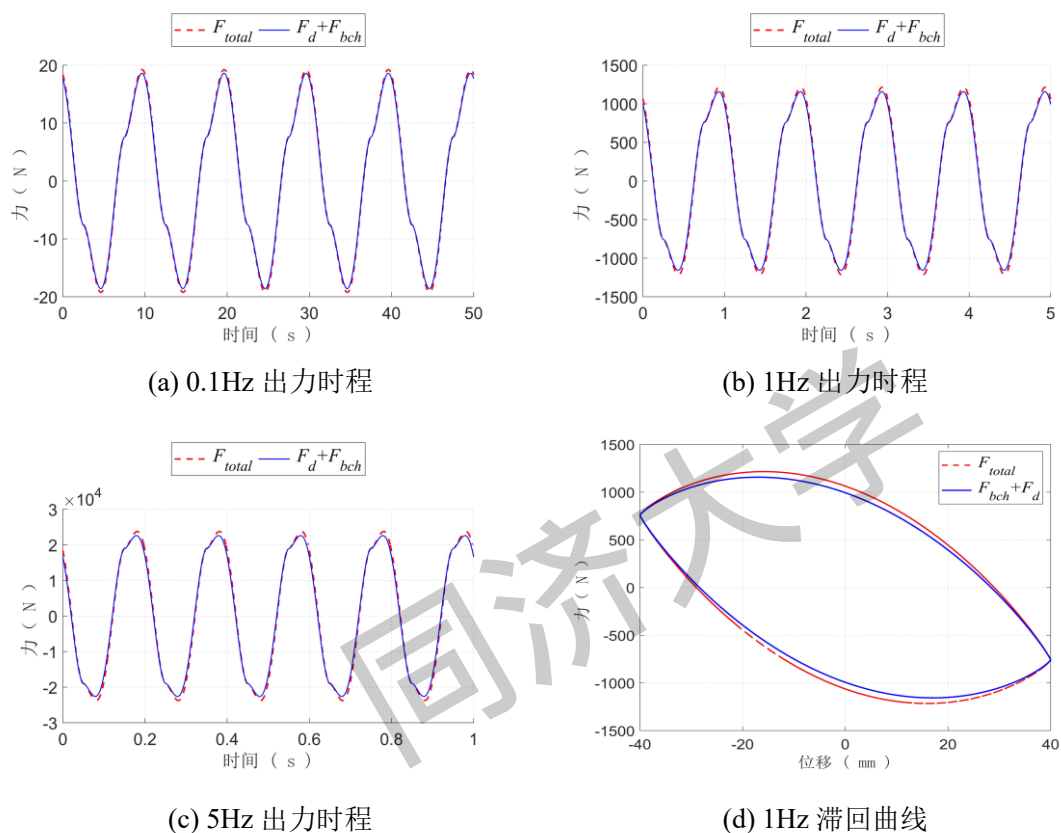


图 2.8 分离式流体惯容器出力情况

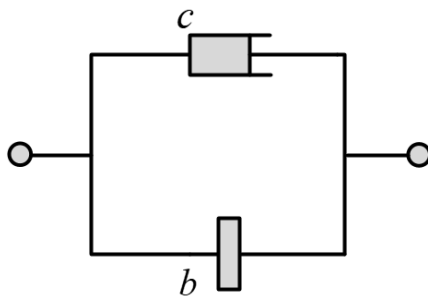


图 2.9 分离式流体惯容器简化力学模型

值得注意的是不论采用那种阻尼力模型，装置的阻尼力都是非线性的，这也是不同于其他惯容装置的一个显著特征。并且装置的阻尼  $c$  以及惯容系数  $b$  是相互耦合的，意味着不能单一的改变一个力学元件，因此在设计方法上也与其他惯容系统有明显差别。

可以看出在低频作用下，流体惯容器的阻尼力占出力的主导地位，随着激励

频率的增加，惯性力逐渐占据主导地位。而从各项力的出力情况与总的出力情况对比可以看出，装置出力主要包括螺旋管中的流体惯性力和阻尼力，其他部分的出力占比较小，在实际计算中可以忽略不计。

从两部分的理论表达式可以看出惯性力与阻尼力是高度耦合的，也就是说惯性力和阻尼力是随着参数变化同时发生变化的。

## 2.3 流体惯容器力学模型试验验证

在本节中通过一个构件试验对流体惯容器的力学性能进行研究，从而进一步的明确其力学解析模型，为在实际应用中提供理论支撑。

### 2.3.1 试验方案

本次试验液压缸半径  $r_1$  为 31.5mm，螺旋管半径  $r_1$  为 5mm，螺旋管道  $l$  为 4m。试验在河海大学的 189 实验基地完成。根据试验构件的尺寸以及现场实验条件，现场装置连接如图 2.9 所示。

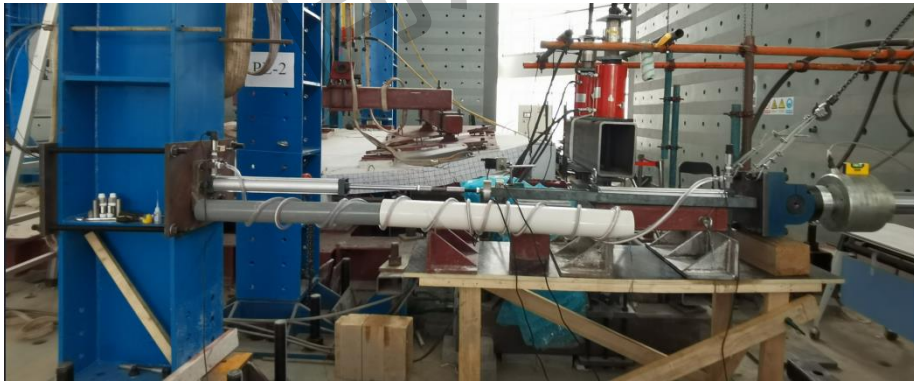


图 2.9 分离式流体惯容器构件试验现场连接

在本次试验中根据试验需要布置了三类传感器：位移传感器、力传感器以及液压传感器，传感器具体信息如表 2.5 所示。

表 2.5 传感器信息表

传感器类型	输出信号	量程	精度	测量数据
拉线式位移传感器	0-5V	0-500mm	0.05%	两端活塞位移
力传感器 1	0-5V	0-5000kg	0.03%	左侧装置出力
力传感器 2	0-5V	0-5000kg	0.03%	右侧装置出力
液压传感器 1	0-5V	0-25Mpa	0.05%	左侧管道入口处压强
液压传感器 2	0-5V	0-25Mpa	0.05%	右侧管道入口处压强

从表 2.5 可以知道本次实验共布置了 5 个传感器，其中拉线式位移传感器用于验证试验中输入激励的准确性，两个力传感器分别测定装置在实验中的出力情况，两个液压传感器用于测定管道两端压强从而得到流体在螺旋管中的压降。

采用 Servotest SV250 型伺服作动器对试验构件进行加载。外荷载振幅选取 10mm、20mm 以及 30mm，激励频率为 0.1Hz、0.5Hz、1Hz、2Hz 以及 3Hz。具体试验工况如表 2.6 所示。

表 2.6 试验工况表

工况	有无流体	激励	振幅 (mm)	频率 (Hz)
1	无	三角波	30	0.1
2	有	三角波	30	0.1
3		正弦波	20	0.1
4				0.5
5				1
6				0.5
7				1
8		2		
9		10	1	
10			2	
11			3	

### 2.3.2 试验与数值结果对比

因为三角波的速度恒定，因此加速度为 0，在加载过程中不会有惯性力存在，所以在无流体情况下，装置在运动过程中只有活塞与液压缸内壁摩擦力存在，因此通过对无流体的装置进行三角波加载（即工况 1）可以得到装置活塞与液压缸内壁的摩擦力  $F_f$ 。对工况 1 的实验结果进行分析，如图 2.10 所示。从图中可以看出装置的摩擦符合库伦摩擦：

$$F_f = -F_0 \operatorname{sgn}(v) \quad (2.25)$$

其中  $\operatorname{sgn}$  是一个符号函数，当速度  $v$  为正值时， $\operatorname{sgn}(v)=1$ ；当速度  $v$  为负值时， $\operatorname{sgn}(v)=-1$ ；当  $v$  为 0 时， $\operatorname{sgn}(v)=0$ 。根据实验结果可以得到装置的摩擦力  $F_f=55N$ 。通过后文分析可知，装置的摩擦力在实际应用过程中可以忽略不计。

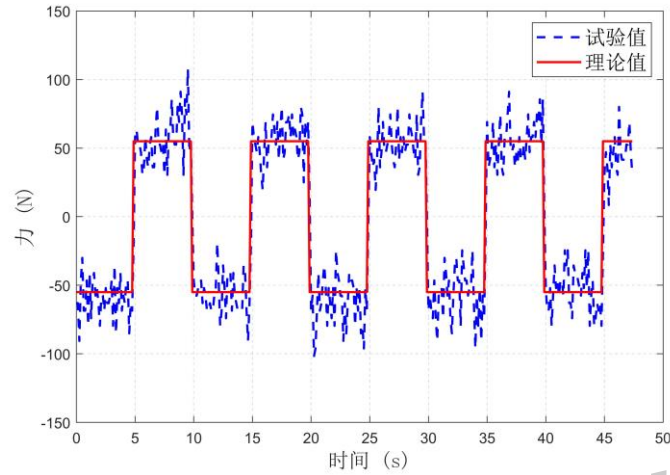


图 2.10 试验摩擦识别结果

根据前文分离式流体惯容器的简化力学模型可得装置的总出力为：

$$F_{total} = F_d + F_{bch} \quad (2.26)$$

根据试验测定的螺旋管道进出口的压强差可以得到螺旋管中的压降  $\Delta p$ ，通过  $F_d = \Delta p A_1$  即可得到螺旋管中的流体阻力。试验采用的正弦波位移加载，加载激励由下可知：

$$x = A_0 \sin(\omega t) \quad (2.27)$$

其中  $A_0$  表示位移振幅， $\omega$  为激励圆频率， $\omega = 2\pi f$ 。

由此可知激励的速度以及加速度为：

$$\dot{x} = A_0 \omega \cos(\omega t), \ddot{x} = -A_0 \omega^2 \sin(\omega t) \quad (2.28)$$

由式 (2.28) 计算得到试验工况 3 至工况 11 的最大速度如表 2.7 所示，可以看出试验加载速度在 0-0.2512m/s 之间。选取试验中正弦激励最大速度处的压强差（即最大压强差）计算管道流体阻尼力。将最大速度处得到的试验阻尼力和上述计算模型计算的到的理论阻尼力对比如图 2.11 所示（黑色圆圈代表试验测得的阻尼力）。从图中可以看出，在实验的速度范围内湍流模型与试验结果拟合较好，这与文献<sup>[90]</sup>的研究结果一致，因此在本文中对于螺旋管中压降产生的阻尼力采用湍流模型理论公式：

$$F_d = 0.664 \mu^{0.25} \rho^{0.75} \frac{l A_1}{r_2^{1.25} A_2} \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^{1.75} \dot{x}^{1.75} = c_d \dot{x}^{1.75} \quad (2.29)$$

表 2.7 实验工况最大速度

序号	工况	振幅 (mm)	频率 (Hz)	速度 (m/s)
1	工况 3	30	0.1	0.01884

2	工况 4	20	0.5	0.0942
3	工况 5		1	0.1884
4	工况 6		0.5	0.0628
5	工况 7	10	1	0.1256
6	工况 8		2	0.2512
7	工况 9		1	0.0628
8	工况 10	10	2	0.1256
9	工况 11		3	0.1884

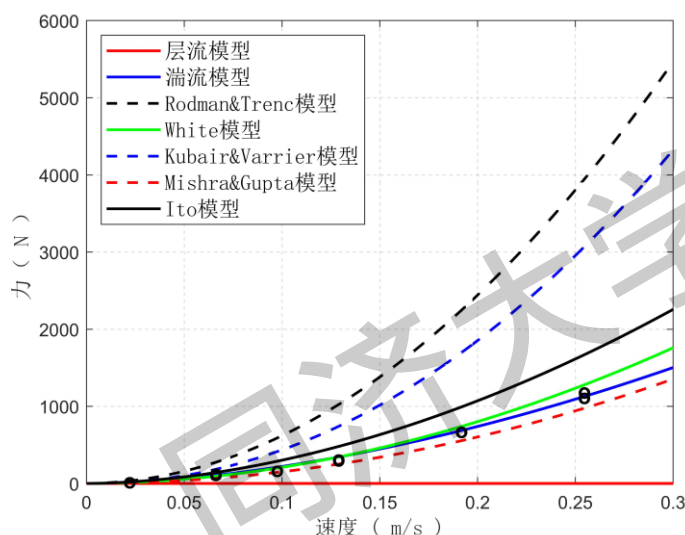
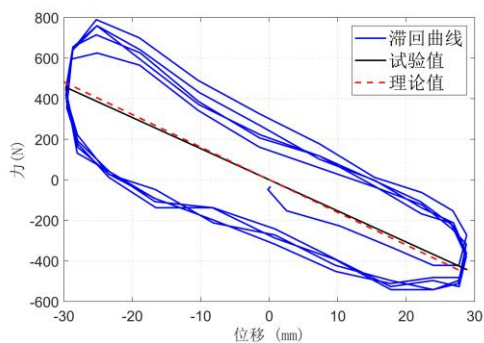


图 2.11 试验螺旋管压降阻尼力结果

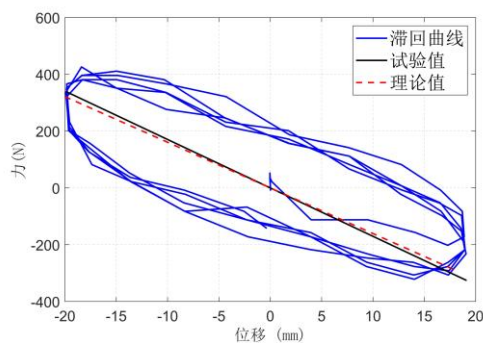
根据等式 (2.24)、(2.27)、(2.28) 和 (2.29) 可以得到试验中分离式流体惯容器的出力理论模型为:

$$F = -m_b \omega^2 A_0 \sin(\omega t) + c_d (A_0 \omega)^{1.75} \cos^2(\omega t) \quad (2.30)$$

根据等式 (2.30) 可以看出在滞回曲线中,  $-m_b \omega^2$  为滞回曲线中图形的斜率, 因此根据试验得到的滞回曲线以及等式 (2.30) 得到的斜率  $-m_b \omega^2$  如图 2.12 所示, 以工况 5 和工况 7 的结果为例, 可以看出试验的斜率与理论斜率拟合较好, 验证了简化惯性力模型的准确性。



(a) 工况 5



(b) 工况 7

图 2.12 试验惯性力结果

通过上述分析表明简化力学模型能够描述分离式流体惯容器的力学性能，在图 2.13 中列出了工况 4 和工况 7 的理论出力时程与试验中的出力时程以及滞回曲线结果对比。根据图中再一次证明了提出理论模型的准确性以及湍流模型阻尼公式能够很好地契合试验螺旋管压降阻尼力。

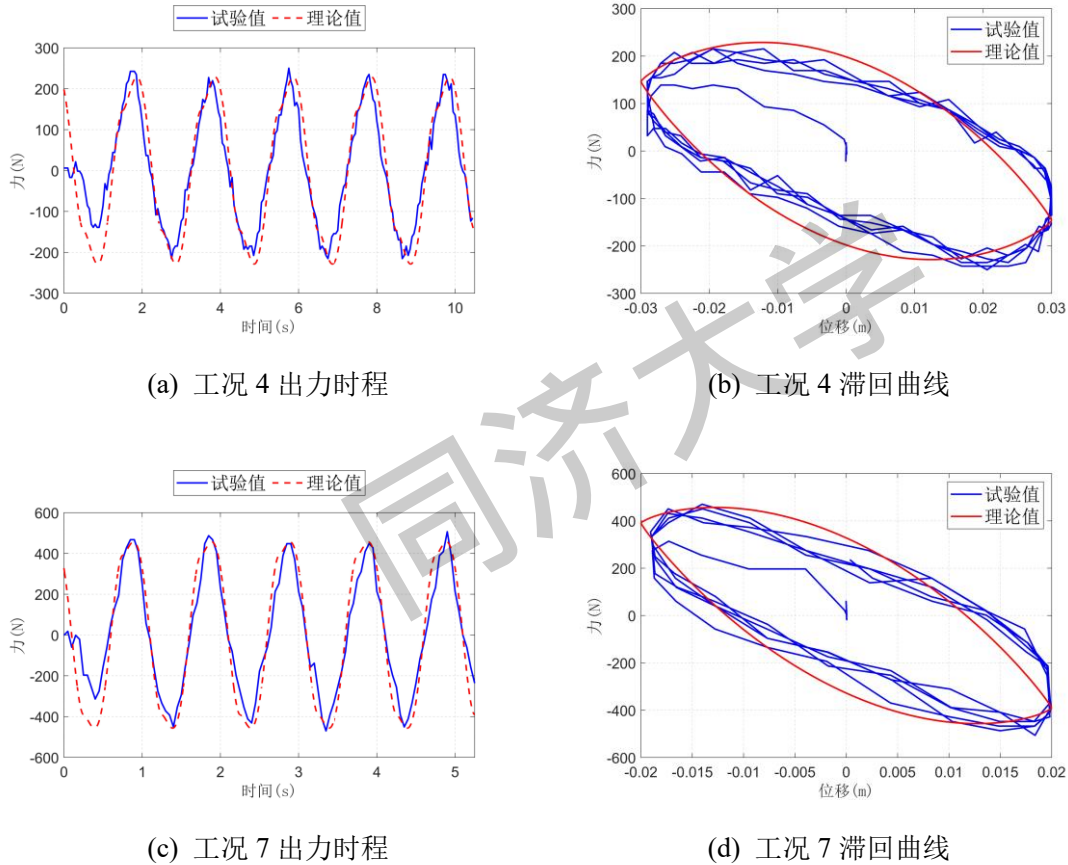


图 2.13 理论与试验结果对比

## 2.4 流体惯容器参数分析以及设计原则

在前面两节中通过理论模型以及构件试验说明了分离式流体惯容器的力学模型：

$$F_{total} = 0.664\mu^{0.25}\rho^{0.75}\frac{lA_1}{r_2^{1.25}}\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^{1.75}\dot{x}^{1.75} + \frac{\rho l A_1^2}{A_2}\ddot{x} = c_d\dot{x}^{1.75} + m_d\ddot{x} \quad (2.31)$$

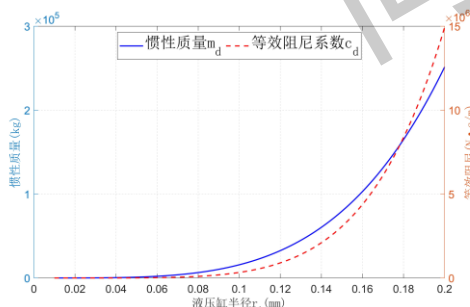
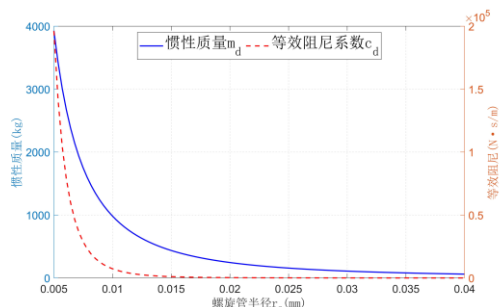
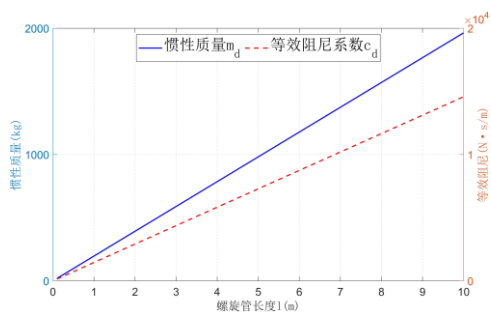
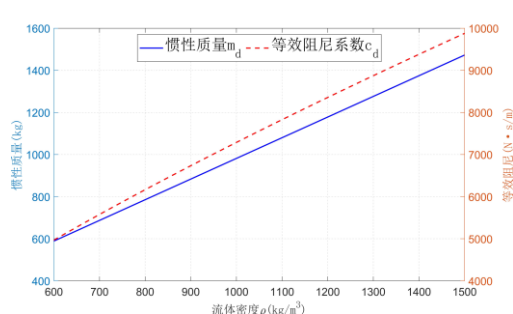
式中  $c_d$  为等效阻尼， $m_d$  为表观质量。从式 (2.31) 可以看出分离式流体惯容器的力学性能主要与几何参数液压缸半径  $r_1$ ，螺旋管半径  $r_2$  以及螺旋管长度  $l$  和液体密度  $\rho$ 、流体黏滞系数  $\mu$  有关，并且表观质量  $m_d$  和等效阻尼  $c_d$  相互耦合，

因此与其他机械式惯容系统相比,流体惯容器无法单一改变惯性系数或者等效阻尼。基于此需对流体惯容器的几何参数进行分析,从而找到实用的流体惯容器设计方法。

在图 2.14 中显示了上述五个参数对流体惯容器表观质量  $m_d$  和等效阻尼  $c_d$  的影响,设定的基本工况如表 2.8 所示。从图中可以看出  $m_d$  和  $c_d$  与液压缸半径  $r_1$  和螺旋管半径  $r_2$  均呈非线性关系,其中随着  $r_1$  的增大而非线性增大,并且  $c_d$  增加更快,随着  $r_1$  的增大而非线性减小,并且  $c_d$  下降更快。对于螺旋管长度  $l$ ,  $m_d$  和  $c_d$  均随着  $l$  的增大而线性增大,其增大斜率收到其他四个参数影响。对于液体密度  $\rho$  和流体黏滞系数  $\mu$ ,  $m_d$  和  $c_d$  随着  $\rho$  的增大而线性增大,斜率同样受到其他四个参数影响,  $\mu$  对于  $m_d$  没有影响,  $c_d$  随着  $\mu$  的增大而非线性增大。

表 2.8 参数分析基本工况

序号	参数	数值
1	液压缸半径 $r_1$	50mm
2	螺旋管半径 $r_2$	10mm
3	螺旋管长度 $l$	5m
4	流体密度 $\rho$	1000 kg/m <sup>3</sup>
5	流体黏度系数 $\mu$	0.001 Pa·s

(a)  $r_1$  变化(b)  $r_2$  变化(c)  $l$  变化(d)  $\rho$  变化

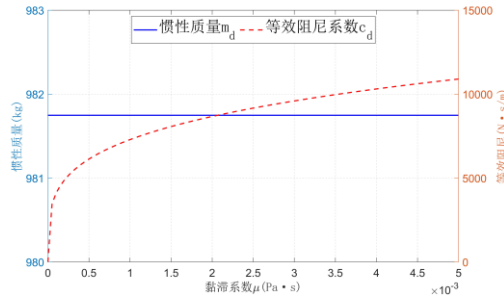

 (e)  $\mu$  变化

图 2.14 参数变化

从上述分析可以看出  $m_d$  和  $c_d$  对不同参数之间的敏感度不同，因此可以利用其敏感度差异对分离式流体惯容器的  $m_d$  和  $c_d$  进行参数设计。在实际应用中考虑流体获取的便利性以及成本因素，流体往往采用水，温度假设为  $20^\circ\text{C}$ ，即密度  $\rho=1000\text{ kg/m}^3$ ，黏度系数  $\mu=0.001\text{ Pa}\cdot\text{s}$ 。由于水的黏度系数较低，根据上述分析可知能够避免过大的阻尼效应影响装置的设计灵活性。从等式 (2.31) 以及图 2.13 可知， $m_d$  和  $c_d$  均是关于螺旋管长度  $l$  的一次函数，而斜率  $\rho$  和  $\mu$  一定时，是关于  $r_1$  和  $r_2$  的非线性函数。因此可以根据所需要的  $m_d$  和  $c_d$  的数值比例关系  $m_d/c_d$  的比值从而明确其  $r_1$  和  $r_2$  的关系：

$$\frac{m_d}{c_d} = \frac{\rho^{0.25} A_2^{0.75} r_2^{1.25}}{0.664 \mu^{0.25} A_1^{0.75}} = \frac{\rho^{0.25} r_2^{2.75}}{0.664 \mu^{0.25} r_1^{1.5}} = \frac{\rho^{0.25} r_2^{1.25}}{0.664 \mu^{0.25}} \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^{1.5} \quad (2.32)$$

从上式可以看出  $m_d/c_d$  随着  $r_2$  的非线性增加，随着  $r_2$  的非线性减少，由于惯性系数  $b$  与  $r_2/r_1$  的比值相关，因此在保证  $r_2/r_1$  的比值一定的情况下调节  $r_2$  的值实现  $m_d/c_d$  比值的调整同时满足惯性系数  $b$  的要求。由于在土木工程领域中需要更大尺度的表观质量，因此相比其他领域，分离式流体惯容器的  $r_2$  更大，更容易调节  $m_d/c_d$  比值。当达到  $m_d/c_d$  比值后通过调节螺旋管长度  $l$  来改变  $m_d$  和  $c_d$  数值，从而得到设计参数的  $m_d$  和  $c_d$ 。根据上述方法分离式流体惯容系统的力学参数到几何参数的优化设计如图 2.15 所示。



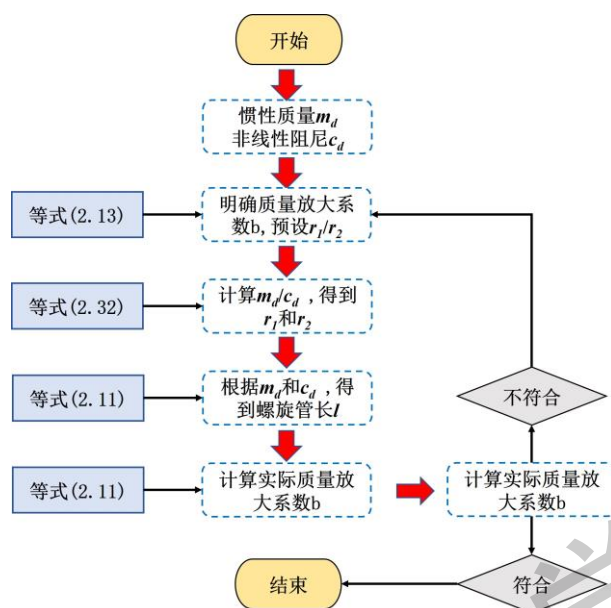


图 2.15 分离式流体惯容系统几何参数设计方法

通过第 2.2 以及 2.3 节的分析可知分离式流体惯容系统的出力情况与外荷载激励情况也有较大的关系，由于分离式流体惯容系统的惯性力以及阻尼力对于运动情况的敏感度不同，所以在不同荷载情况下阻尼力以及惯性力的占比情况也会有所不同。因此在表 2.9 中显示了正弦激励下不同荷载位移幅值以及不同激励频率下各项出力情况，其中分离式流体惯容系统参数如表 2.8 所示，活塞摩擦力根据图 2.10 可以定为 55N。由于分离式流体惯容器中的阻尼力和惯性力的相位不一致，因此两者之间出力情况的占比会随着时间的变化而发生改变，表中的占比情况说明的是惯性力以及阻尼力在激励过程中的最大值与装置总出力的最大值之间的比值，当惯性力占比大于阻尼力与摩擦力时，说明装置出力惯性力占主导地位，反之，则阻尼力或者摩擦力占主导地位。

表 2.8 参数分析基本工况

激励幅值 (mm)	激励频率 (Hz)	惯性力		阻尼力		摩擦力	
		数值 (N)	占比	数值 (N)	占比	数值 (N)	占比
10mm	0.1	4	6.6%	1	1.8%	55	93.4%
	1	389	87.6%	63	14.3%		12.4%
	5	9719	99.4%	1106	11.3%		0.6%
50mm	0.1	19	24.5%	19	23.4%		69.5%
	1	1944	94.3%	1106	53.7%		2.7%
	5	48594	99.6%	19697	40.4%		0.1%
100mm	0.1	39	31.1%	63	50.6%		44.0%
	1	3888	78.4%	3813	76.9%		1.1%
	5	97188	92.1%	68564	65.0%		0.1%

从表中可以看出，当激励频率较小时，装置的摩擦力会占据装置出力的主导地位，随着频率的增大，惯性力与阻尼力迅速增大，装置摩擦力可以忽略不计，验证了上述理论的结论。可以看出惯性力与阻尼力会随着激励频率和激励幅值的增加而迅速增大，其中阻尼力对于激励幅值更加敏感，而惯性力对于激励频率更加敏感。当激励幅值一定时，随着激励频率的增加装置出力从摩擦力过渡到阻尼力最后由惯性力主导。当激励频率一定时，随着激励幅值的增加装置出力从摩擦力过渡到惯性力最后由阻尼力主导，其在不同频率下和不同幅值下的惯性力与阻尼力时程对比如图 2.16 所示。其本质是由于随着激励频率的增加，惯性力与激励频率之间呈现 2 次方倍增长，而阻尼力仅呈现 1.75 次方倍增长；而随着激励振幅的增加，惯性力与激励幅值之间呈现线性增长，而阻尼力仅呈现 1.75 次方倍增长。因此为了充分协调分离式流体惯容器惯性力与阻尼力的大小，需要对装置在其运动过程中的自振频率进行合理设计，避免无法充分发挥其质量放大以及能量耗散的作用。

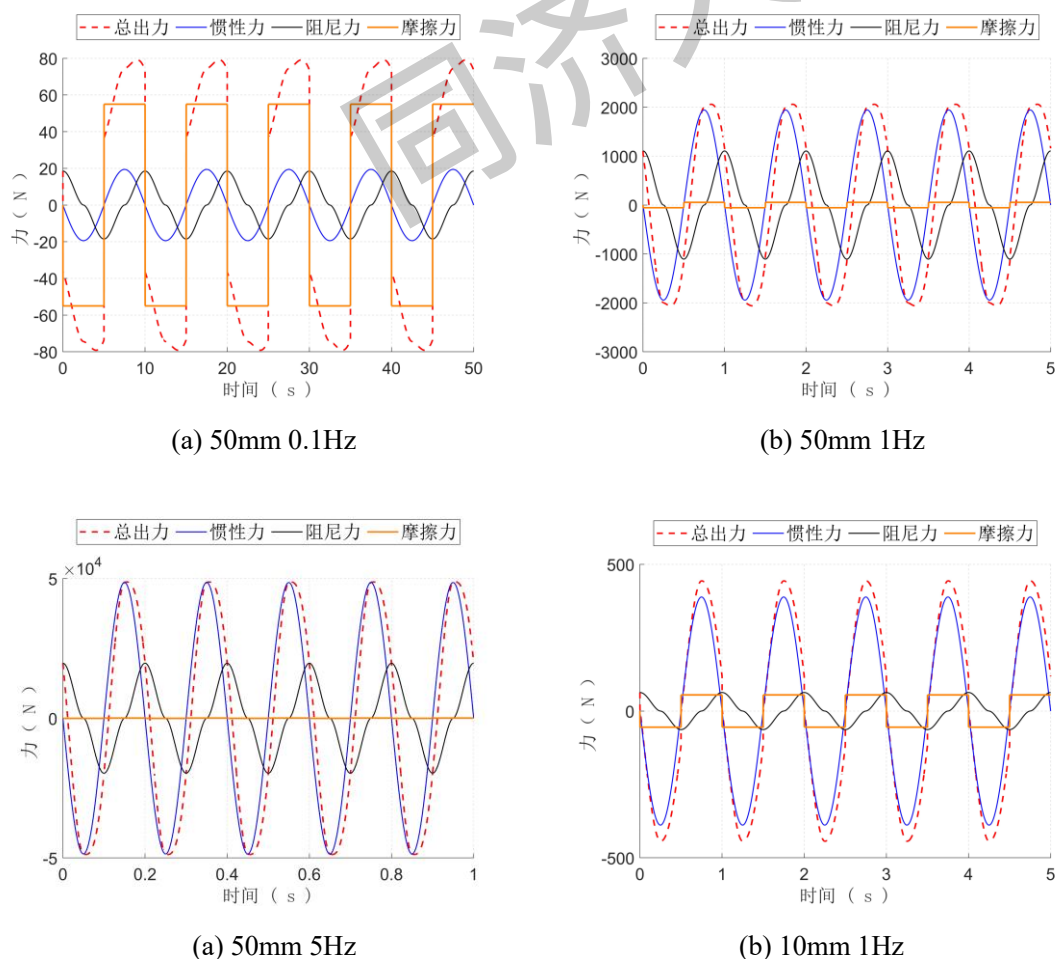


图 2.16 分离式流体惯容系统出力时程

## 2.5 本章小结

本章研究了一种分离式流体惯容器的工作机制以及力学模型,通过构件实验验证了力学模型的准确性,并提出了一种分离式流体惯容器的设计方法,得到以下结论:

(1) 分离式流体惯容器主要是通过液压缸与螺旋管道之间面积差从而对管道内流体的加速实现远大于自身物理质量的表观质量,并且因为流体的粘滞性在流动过程中会产生阻尼效应耗散运动能量。而分离式流体惯容器的螺旋管道不受缸体长度的限制,能够实现大的表观质量并且安装方式以及力学元件布置更加灵活方便。

(2) 分离式流体惯容器的力学模型可以简化一个惯性元件以及一个非线性阻尼元件并联的形式。其中表观质量  $m_d$  主要由螺旋管道中的流体提供,非线性阻尼主要由螺旋管道中的流体的压降产生的阻尼提供,其他部分的力根据数值分析可知可以忽略不计。

(3) 进行了一个构件作动器实验,通过不同工况的设计对装置的摩擦力、流体管道压降阻尼力以及惯性力进行识别,验证了简化力学模型的准确性并确立了流体管道压降阻尼力理论计算模型。

(4) 对装置的设计参数进行了分析,研究了液压缸半径  $r_1$ ,螺旋管半径  $r_2$ 、螺旋管长度  $l$ 、液体密度  $\rho$  和流体黏滞系数  $\mu$  对力学性能的影响。根据对不同参数见得敏感性不同,提出了一个从分离式流体惯容器力学参数表观质量  $m_d$  和非线性阻尼  $c_d$  到几何参数的优化设计方法。

### 第 3 章 分离式流体惯容系统在框架结构中减震性能分析

在第 2 章建立了分离式流体惯容器的理论力学模型并提出了一种从力学参数到几何参数的设计方法。为了研究实际结构中分离式流体惯容系统的减震性能,在本章中建立了三种力学拓扑形式的分离式流体惯容系统,并将其应用到单层以及多层框架结构的振动控制中。建立了各自的简化力学模型,对不同形式的流体惯容系统进行了随机动力学分析并研究了不同参数对减震性能的影响。提出了一种分离式流体惯容系统对于单层框架以及多层框架结构的基于性能以及成本的优化设计方法。

#### 3.1 分离式流体惯容系统的框架结构力学模型以及运动方程

从第 2 章分析可知,分离式流体惯容器的力学简化模型是由一个惯性元件和非线性阻尼元件并联组成。根据以往的研究,惯容系统可以由惯性元件、阻尼元件以及弹簧元件等采取不同的连接方式从而实现不同的力学拓扑形式。本文考虑三种力学拓扑模型:无其他力学元件添加的分离式流体惯容阻尼器(SFID)、串联弹簧的调谐流体惯容阻尼器(TSFID)以及串联阻尼和弹簧并联元件的调谐粘滞流体惯容阻尼器(TVSFID),其力学模型如图 3.1 所示。

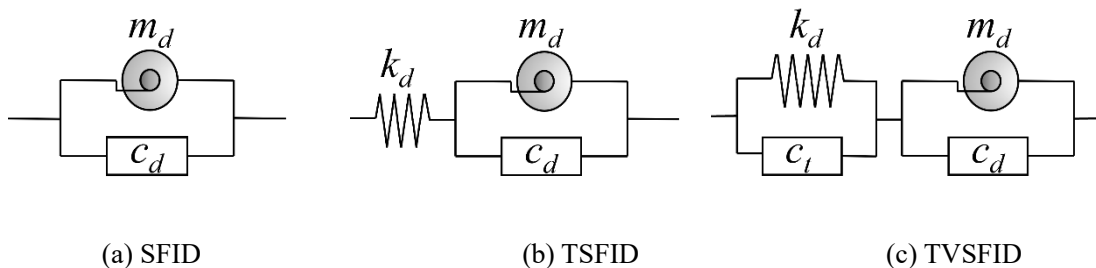


图 3.1 不同分离式流体惯容系统力学拓扑模型

将上述分离式流体惯容系统安装到一个单层框架结构中,如图 3.2 所示。 $m_s$ 、 $k_s$ 、 $c_s$  分别为单层框架的质量、刚度以及阻尼,  $m_d$ 、 $c_d$ 、 $k_d$ 、 $c_t$  为分离式流体惯容系统的表观质量、非线性阻尼、支撑刚度以及支撑阻尼。根据图 3.2 和等式(2.31) 的分离式流体惯容器力学模型可以得到三种分离式流体惯容系统单自由度框架结构的运动方程为:

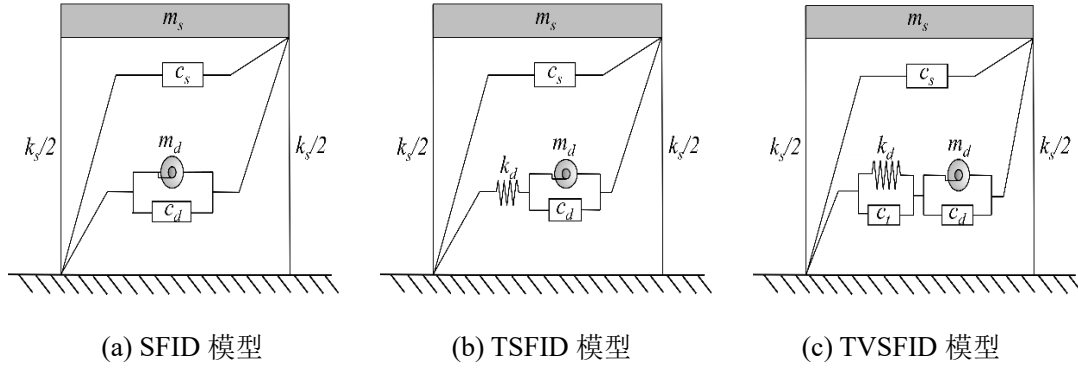


图 3.2 分离式流体惯容系统单自由度框架结构

$$(m_s + m_d)\ddot{u} + c_s\dot{u} + c_d\dot{u}^{1.75} + k_s u = -m_s a_g \quad (3.1)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s + k_d (u_s - u_d) = -m_s a_g \\ m_d \ddot{u}_d + c_d \dot{u}_d^{1.75} = k_d (u_s - u_d) \end{cases} \quad (3.2)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s + k_d (u_s - u_d) + c_t (\dot{u}_s - \dot{u}_d) = -m_s a_g \\ m_d \ddot{u}_d + c_d \dot{u}_d^{1.75} = k_d (u_s - u_d) + c_t (\dot{u}_s - \dot{u}_d) \end{cases} \quad (3.3)$$

其中  $u_s$ 、 $\dot{u}_s$ 、 $\ddot{u}_s$  为框架结构的位移、速度和加速度， $u_d$ 、 $\dot{u}_d$ 、 $\ddot{u}_d$  为惯容系统阻尼元件和惯性元件的位移、速度和加速度， $a_g$  为地震动加速度。 $m_d$  和  $c_d$  根据等式 (2.31) 可知：

$$m_d = \frac{\rho l A_1^2}{A_2} \quad c_d = 0.664 \mu^{0.25} \rho^{0.75} \frac{l A_1}{t_2^{1.25}} \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^{1.75} \quad (3.4)$$

## 3.2 随机动力学响应分析

### 3.2.1 随机地震动输入模型

在进行结构地震响应分析时，由于地震动本身的不确定性，因此无法利用某一确定的地震动进行结构的分析设计。目前往往是通过将地震动看做是一个随机振动过程，从而确立一个具有广泛特征意义的功率谱密度函数来描述地震动特性。白噪声模型<sup>[101]</sup>是最早提出被用来描述地震动加速度的随机过程模型：

$$S_g(\omega) = S_0 \quad (3.5)$$

从等式 (3.5) 可以看出白噪声模型的功率谱密度函数在频域范围内是一个常数，然而在实际地震过程中地震频率特性随着场地的不同以及频率的变化而发生改变。基于此 Kanai 和 Tajimi<sup>[102]</sup>提出了一个过滤的白噪声模型，简称 K-T 谱：

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \cdot S_0 \quad (3.6)$$

式中,  $S_0$  为基岩加速度 (白噪声) 自谱密度,  $\omega_g$ 、 $\xi_g$  分别为场地特征频率和阻尼比。在文献<sup>[102]</sup>中, 建议  $\omega_g = 15.6 \text{ rad/s}$ ,  $\xi_g = 0.6$ 。随着场地条件的变化,  $\omega_g$ 、 $\xi_g$  随之发生改变。虽然 K-T 谱考虑了地震波频谱特性随着场地以及频率的改变会发生变化, 但是过大了放大了地震的低频部分, 因此对长周期结构进行分析时可能导致较大的偏差<sup>[103]</sup>。

在针对上述缺点, 胡聿贤<sup>[14]</sup>、欧进萍<sup>[105]</sup>和 Clough 与 Penzien<sup>[106]</sup>、杜修力<sup>[107]</sup>等均提出了改进的过滤白噪声模型。在本章中采用了 Clough 与 Penzien 提出了修正白噪声模型 (简称 C-P 谱):

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \cdot S_0 \quad (3.7)$$

可以看出 C-P 谱相对比 K-T 谱串联了一个滤波函数, 其中  $\omega_f$ 、 $\xi_f$  分别为串联滤波器的频率和阻尼参数, 通常取  $\xi_f = \xi_g$ 、 $\omega_f = 0.1\omega_g$ ,  $S_0$  为谱强度因子, 通常与场地特征值有关, 可以近似为<sup>[107]</sup>:

$$S_0 = \frac{0.141\xi_g A_g^2}{\omega_g \sqrt{1 + 4\xi_g^2}} \quad (3.8)$$

式中,  $A_g$  为地震动峰值加速度 (PGA)。

### 3.2.2 分离式流体惯容系统非线性阻尼等效线性化

根据等式 (3.1) 到等式 (3.3) 可以看出由于分离式流体惯容器由于其阻尼的非线性, 无法应用随机过程中的线性叠加理论。因此在本节中考虑了利用统计线性化方法对分离式流体惯容器中的非线性阻尼项进行等效线性化。统计线性化是通过将非线性过程等效为一个线性过程, 并使两者之间在一个具有统计意义的指标下误差最小, 在本文中选取以等效线性化阻尼力和非线性阻尼的误差的均方根为指标。因此将等式 (3.1) 到等式 (3.3) 转化为:

$$(m_s + m_d)\ddot{u} + c_s \dot{u} + c_{eq} \dot{u} + k_s u = -m_s a_g \quad (3.9)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s + k_d (u_s - u_d) = -m_s a_g \\ m_d \ddot{u}_d + c_{eq} \dot{u}_d = k_d (u_s - u_d) \end{cases} \quad (3.10)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s + k_d (u_s - u_d) + c_t (\dot{u}_s - \dot{u}_d) = -m_s a_g \\ m_d \ddot{u}_d + c_{eq} \dot{u}_d = k_d (u_s - u_d) + c_t (\dot{u}_s - \dot{u}_d) \end{cases} \quad (3.11)$$

其中  $c_{eq} \dot{u}_d$  是  $c_d \dot{u}_d^{1.75}$  的等效线性化项, 将  $a_g$  看做是一个平稳随机过程, 根据统计线性化原理应该使  $c_{eq} \dot{u}_d$  和  $c_d \dot{u}_d^{1.75}$  之间的误差  $\varepsilon = c_d \dot{u}_d^{1.75} - c_{eq} \dot{u}_d$  应该最小:

$$E[\varepsilon^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} [c_d \dot{u}_d^{1.75} - c_{eq} \dot{u}_d]^2 p(\dot{u}) d\dot{u} \quad (3.12)$$

其中  $p(\dot{u})$  为在随机振动情况下结构响应的概率密度函数。当  $c_{eq} \dot{u}_d$  是  $c_d \dot{u}_d^{1.75}$  之间误差最小时,  $E[\varepsilon^2]$  需要满足:

$$\frac{\partial E[\varepsilon^2]}{\partial c_{eq}} = 0 \quad (3.13)$$

因此可以得到  $c_{eq}$  表达式为:

$$c_{eq} = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} \dot{u} F(\dot{u}) p(\dot{u}) d\dot{u}}{\int_{-\infty}^{+\infty} \dot{u}^2 F(\dot{u}) p(\dot{u}) d\dot{u}} = \frac{E[c_d \dot{u}^{2.75}]}{E[\dot{u}^2]} \quad (3.14)$$

假设结构响应  $\dot{u}$  符合期望为 0 的正态分布  $N(0, \sigma_{\dot{u}}^2)$ 。即可得到  $c_{eq}$  为:

$$c_{eq} = 1.3952 c_d \dot{u}^{0.75} \quad (3.15)$$

由等式 (3.15) 可以看出  $c_{eq}$  的值与结构响应  $\dot{u}$  有关, 因此针对不同的随机过程需要首先对  $c_{eq}$  附一个初值 (一般选择非线性阻尼  $c_d$  为初值), 然后将其带入到随机振动过程中, 得到其结构响应, 通过对比两次结构响应  $\dot{u}$  的均方根误差, 直到满足预设精度停止迭代, 此时得到的阻尼  $c$  即为装置的等效线性化阻尼  $c_{eq}$ 。

将等式 (3.9) 到等式 (3.11) 无量纲化得到:

$$(1 + \mu_d) \ddot{u}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{u}_s + 2\xi_{eq} \omega_s \dot{u}_s + \omega_s^2 u_s = -a_g \quad (3.16)$$

$$\begin{cases} \ddot{u}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{u}_s + \omega_s^2 u_s + \kappa \omega_s^2 (u_s - u_d) = -a_g \\ \mu_d \ddot{u}_d + 2\xi_{eq} \omega_s \dot{u}_d - \kappa \omega_s^2 (u_s - u_d) = 0 \end{cases} \quad (3.17)$$

$$\begin{cases} \ddot{u}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{u}_s + \omega_s^2 u_s + \kappa \omega_s^2 (u_s - u_d) + 2\xi_t \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_d) = -m_s a_g \\ \mu_d \ddot{u}_d + 2\xi_{eq} \omega_s \dot{u}_d - \kappa \omega_s^2 (u_s - u_d) + 2\xi_t \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_d) = 0 \end{cases} \quad (3.18)$$

其中  $\xi_s$ 、 $\xi_{eq}$ 、 $\xi_d$ 、 $\xi_t$  分别为框架的阻尼比、分离式流体惯容器的等效线性化阻尼比和非线性阻尼比以及支撑元件的阻尼比， $\omega_s$  为框架结构圆频率， $\mu_d$  和  $\kappa$  分别为惯容系统的表观质量比以及刚度比：

$$\xi_s = \frac{c_s}{2\sqrt{k_s m_s}}, \xi_{eq} = \frac{c_{eq}}{2\sqrt{k_s m_s}}, \xi_t = \frac{c_t}{2\sqrt{k_s m_s}}, \xi_d = \frac{c_d}{2\sqrt{k_s m_s}}, \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}, \mu = \frac{m_d}{m_s}, \kappa = \frac{k_d}{k_s} \quad (3.19)$$

通过上述将地震动模拟为一个随机过程，从而得到了一个模拟地震动频谱，利用统计线性化方法将分离式流体惯容系统的非线性阻尼等效线性化方法以及将运动方程无量纲化，为分离式流体惯容系统的在随机动力学分析中利用线性叠加手段分析结构响应提供了条件，同时也利于分离式流体惯容系统的优化设计。

### 3.3 分离式流体惯容系统框架结构参数分析及优化设计

#### 3.3.1 不同力学拓扑模型结构的地震响应

将等式 (3.9) 到等式 (3.11) 写成矩阵得到：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\boldsymbol{\gamma}a_g(t) \quad (3.20)$$

式中，对于 SFID 框架结构  $\mathbf{u}(t)^T = [u_s]$ 、 $\boldsymbol{\gamma} = [1]$ ，对于 TSFID 和 TVSFID 框架结构  $\mathbf{u}(t)^T = [u_s, u_d]$ 、 $\boldsymbol{\gamma} = [1, 0]$ ， $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$  分别为质量、阻尼、刚度矩阵：

$$\mathbf{M}_{\text{SFID}} = [m_s]; \mathbf{C}_{\text{SFID}} = [c_s]; \mathbf{K}_{\text{SFID}} = [k_s] \quad (3.21)$$

$$\mathbf{M}_{\text{TSFID}} = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix}; \mathbf{C}_{\text{TSFID}} = \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_{eq} \end{bmatrix}; \mathbf{K}_{\text{TSFID}} = \begin{bmatrix} k_s & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

$$\mathbf{M}_{\text{TVSFID}} = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix}; \mathbf{C}_{\text{TVSFID}} = \begin{bmatrix} c_s + c_t & -c_t \\ -c_t & c_{eq} + c_t \end{bmatrix}; \mathbf{K}_{\text{TVSFID}} = \begin{bmatrix} k_s & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

将等式 (3.20) 在频域中可表示为：

$$[-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K}]\mathbf{U}(\omega) = -\mathbf{M}\boldsymbol{\gamma}A_g(\omega) \quad (3.24)$$

式中， $\mathbf{U}(\omega)$ 、 $A_g(\omega)$  由  $\mathbf{x}(t)$ 、 $\ddot{\mathbf{x}}_g(t)$  傅里叶变换得到， $i = \sqrt{-1}$  为虚数单位。根据等式 (3.24) 可得结构位移、速度、加速度响应的协方差矩阵：

$$\sum_{uu} = \mathbf{E}[\mathbf{u}\mathbf{u}^T] = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{H}_u(\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_u(\omega)^{*T} d\omega \quad (3.25)$$



$$\sum_{vv} = \mathbf{E}[\dot{\mathbf{u}}\dot{\mathbf{u}}^T] = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{H}_v(\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_v(\omega)^{*T} d\omega \quad (3.26)$$

$$\sum_{aa} = \mathbf{E}[\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}^T] = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{H}_a(\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_a(\omega)^{*T} d\omega \quad (3.27)$$

式中,  $[\cdot]^{*T}$  为矩阵的复共轭转置,  $S_g(\omega)$  为地震地面加速度的功率谱密度函数。  $\mathbf{H}_u(\omega)$ 、  $\mathbf{H}_v(\omega)$ 、  $\mathbf{H}_a(\omega)$  分别为位移、速度、加速度的频响函数向量:

$$\mathbf{H}_x(\omega) = -[-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K}]^{-1} \mathbf{M} \boldsymbol{\gamma} \quad (3.28)$$

$$\mathbf{H}_v(\omega) = i\omega \mathbf{H}_x(\omega) \quad (3.29)$$

$$\mathbf{H}_a(\omega) = -\omega^2 \mathbf{H}_x(\omega) + \boldsymbol{\gamma} \quad (3.30)$$

根据第 2 章分析可知, SFID 的力学设计参数为  $[m_d, c_d]$ , TSFID 的力学设计参数为  $[m_d, c_d, k_d]$ , TVSFID 的力学设计参数为  $[m_d, c_d, k_d, c_i]$ 。无量纲化后力学设计参数为  $[\mu_d, \xi_d]$ ,  $[\mu_d, \xi_d, \kappa]$  和  $[\mu_d, \xi_d, \kappa, \xi_i]$ 。其中  $\mu_d$  和  $\xi_d$  与分离式流体惯容器的几何设计参数  $[r_1, r_2, l]$  有关。

在框架结构中, 我们主要关注结构的层间位移以及加速度响应, 因此定义结构的层间位移减震指标  $J_x$  和楼层加速度减震指标  $J_a$ :

$$J_x = \frac{\sigma_{u_s}}{\sigma_{u_{s,0}}}; J_a = \frac{\sigma_{\ddot{u}_s}}{\sigma_{\ddot{u}_{s,0}}} \quad (3.31)$$

式中,  $\sigma_{u_{s,0}}$  和  $\sigma_{\ddot{u}_{s,0}}$  为无控框架的层间位移均方根和楼层加速度均方根,  $\sigma_{u_s}$  和  $\sigma_{\ddot{u}_s}$  为添加了分离式惯容系统框架的层间位移均方根和楼层加速度均方根。假设框架结构的周期  $T_s=0.5s$ , 固有阻尼比  $\xi_s=0.02$ , 在图 3.3 到图 3.5 中分别显示了当  $\mu_d$  和  $\xi_d$  变化时, SFID 框架结构、TSFID 框架结构和 TVSFID 框架结构  $J_x$  和  $J_a$  的变化情况。其中对于 TSFID,  $\kappa=0.2$ ; 对于 TVSFID,  $\kappa=0.2, \xi_i=0.02$ 。

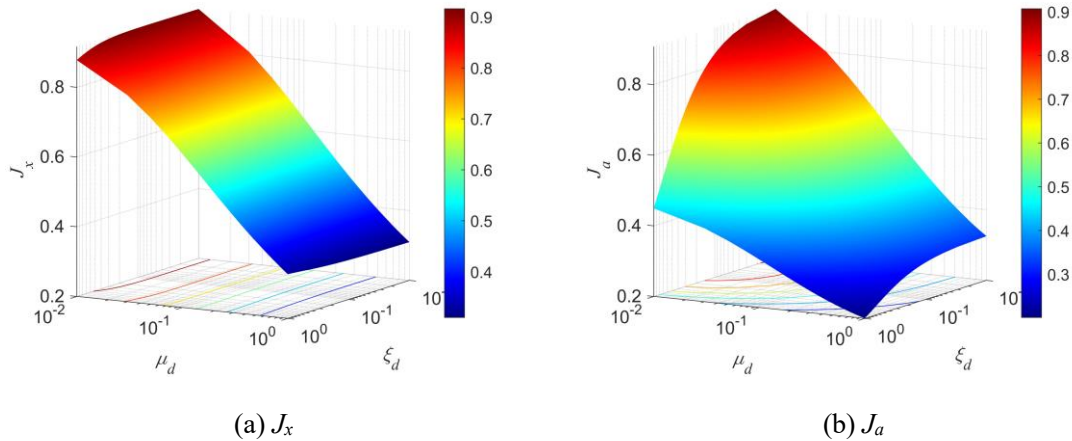


图 3.3 SFID 框架结构

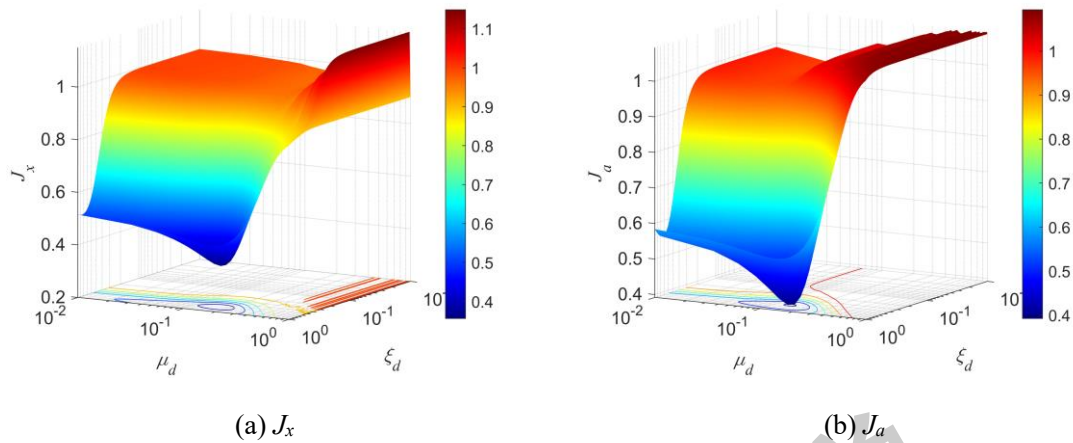


图 3.4 TSFID 框架结构

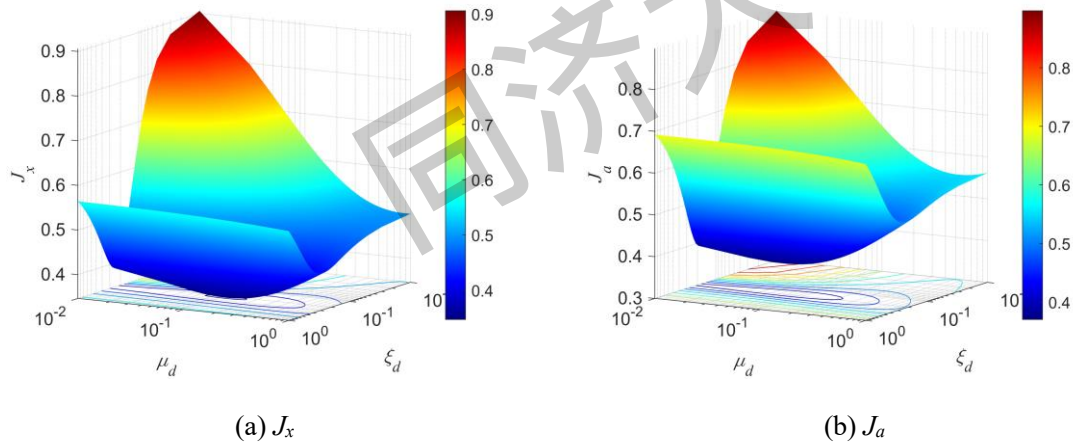


图 3.5 TVSFID 框架结构

从图 3.3 可以看出 SFID 框架结构层间位移性能指标  $J_x$  和加速度性能指标  $J_a$  均是随  $\xi_d$  和  $\mu_d$  变化的单调函数，在选取范围内无最优值。其中表观质量比  $\mu_d$  是决定  $J_x$  的主要因素，而非线性阻尼比  $\xi_d$  对  $J_x$  影响较小，这是因为对于 SFID 框架结构表观质量比的增大相当于增加了结构总质量，所以导致结构周期延长，从结构反应谱上看对于短周期结构来说周期的延长相比于阻尼比的增加更能实现上部结构层间位移的减少。而对于加速度性能指标  $J_a$  来说，则是由  $\xi_d$  和  $\mu_d$  共同控制的，并且随着  $\xi_d$  和  $\mu_d$  增大， $J_a$  随之减小。从上述分析可知对于 SFID 框架结构来说，表观质量比  $\mu_d$  决定了框架层间位移的响应，而在表观质量比  $\mu_d$  一定的情况下，增加非线性阻尼比  $\xi_d$  能够有效改善上部结构加速度响应。

从图 3.4 可以看出 TSFID 框架结构的  $J_x$  和  $J_a$  在选定的  $\xi_d$  和  $\mu_d$  范围内存在最优值，并且最优  $\xi_{d,opt}$  和  $\mu_{d,opt}$  存在较大差异。而  $J_x$  和  $J_a$  的大小主要受到非线性阻尼

比  $\xi_d$  的影响，这是由于对于 TSFID 系统，非线性阻尼比  $\xi_d$  是系统中耗能的主要渠道，通过合适的  $\xi_d$  能够实现更大的耗能效果，从而减少结构的响应。

从图 3.5 可以看出 TVSFID 框架结构的  $J_x$  和  $J_a$  在选定的  $\xi_d$  和  $\mu_d$  范围内存在最优值，并且最优值主要是受到  $\mu_d$  的影响，这是由于支撑阻比  $\xi_t$  的存在，使得在刚度比  $\kappa$  一定的情况下，表观质量比改变使得支撑阻尼耗能大化，从而实现了对结构的响应控制。

### 3.3.2 参数分析

从上述分析可知当支撑刚度比以及阻尼比一定时，TSFID 和 TVSFID 单自由度框架结构在合适的  $\xi_d$  和  $\mu_d$  取值下均能实现最优的响应控制，而 SFID 是随着  $\xi_d$  和  $\mu_d$  变化的单调函数。为了验证 TVSFID 中的支撑系统参数对结构响应的影响，在图 3.7 中显示了在不同支撑阻尼比  $\xi_t$  以及不同支撑刚度比  $\kappa$  情况下，层间位移减震指标  $J_x$  以及楼层加速度减震指标  $J_a$  的变化情况。

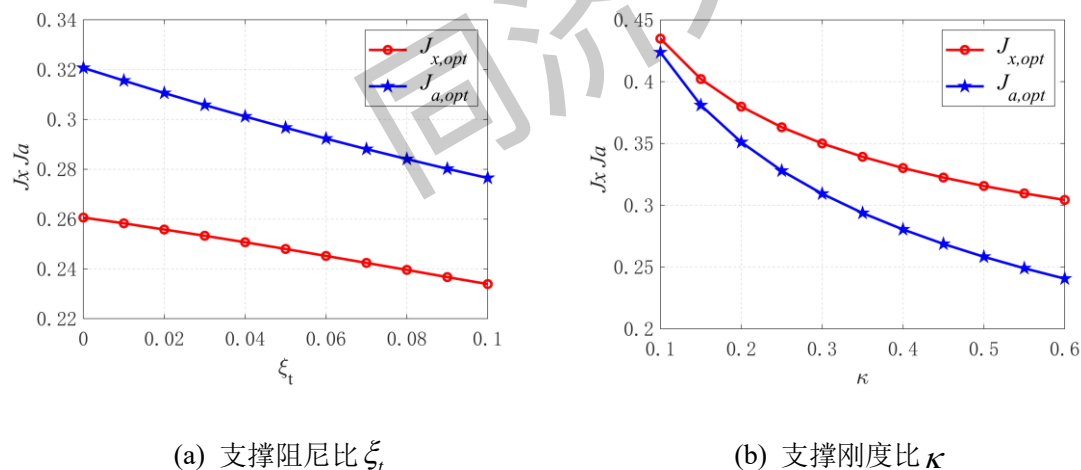


图 3.6 支撑阻尼比和支撑刚度比对结构减震性能的影响

从图 3.6 可以看出层间位移减震指标  $J_x$  以及楼层加速度减震指标  $J_a$  均随着支撑阻尼比  $\xi_t$  以及支撑刚度比  $\kappa$  的增大而减少，说明结构响应得到改善。对于支撑阻尼比  $\xi_t$ ， $J_x$  和  $J_a$  均随着  $\xi_t$  的增大的线性下降，并且线性斜率较小，意味着结构响应改善幅度十分有限，因此可以看出  $J_x$  和  $J_a$  对  $\xi_t$  不敏感。对于支撑刚度比  $\kappa$ ， $J_x$  和  $J_a$  随着  $\kappa$  的增大非线性显著下降，并且斜率呈现减少趋势，说明  $J_x$  和  $J_a$  在刚度比增加前期下降的快，随着  $\kappa$  的增大有放缓趋势，其中  $J_a$  降低更快，说明支撑刚度比的增大有利于改善结构响应，特别是在刚度比较小的情况下改善趋势更加明显。

通过上述分析了解到了支撑系统参数对结构减震性能的影响,虽然支撑刚度比 $\kappa$ 的增大会改善结构响应,但是支撑刚度比对分离式流体惯容器的参数影响尚未可知,可能会导致难以实现的力学参数,从而过分增加成本。因此为了准确掌握支撑刚度比 $\kappa$ 对分离式流体惯容器最优参数的影响,在图 3.8 和图 3.9 说明了支撑阻尼比 $\xi_t$ 和支撑刚度比 $\kappa$ 对分离式流体惯容器最优表观质量比 $\mu_{d,opt}$ 和最优非线性阻尼比 $\xi_{d,opt}$ 的影响。

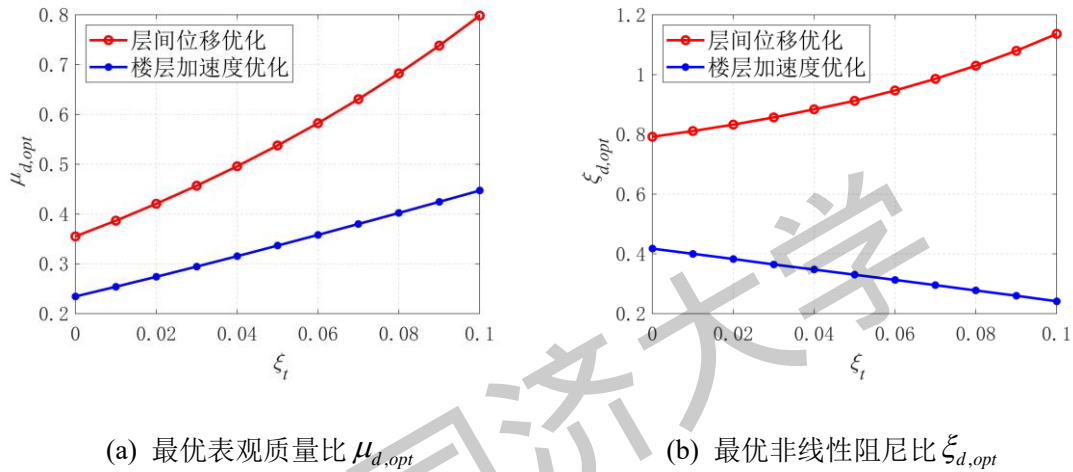


图 3.7 支撑阻尼比对分离式流体惯容器最优参数的影响

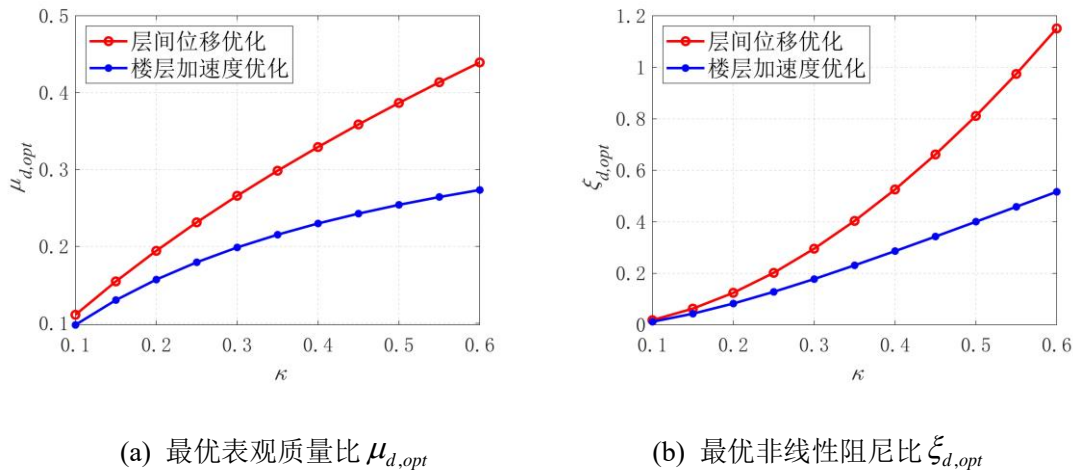


图 3.8 支撑刚度比对分离式流体惯容器最优参数的影响

从图 3.7 可以看出随着 $\xi_t$ 的增大,基于两个指标的 $\mu_{d,opt}$ 均有明显增大趋势,其中基于 $J_x$ 的 $\mu_{d,opt}$ 增大更快;而对于 $\xi_{d,opt}$ ,随着 $\xi_t$ 的增大,基于 $J_x$ 的 $\xi_{d,opt}$ 随之增大,而基于 $J_a$ 的 $\xi_{d,opt}$ 呈下降趋势。并且可以看出以 $J_x$ 为优化目标得到的 $\mu_{d,opt}$ 和 $\xi_{d,opt}$ 明显大于以 $J_a$ 为优化目标得到优化参数,因此可以看出对于结构层间位移的控制需要更大表观质量比 $\mu_d$ 和更大的非线性阻尼比 $\xi_d$ 。从图 3.9 可以看出

对于支撑刚度比  $\kappa$ , 基于两个指标的  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$  均随着  $\kappa$  的增大而非线性显著增大, 同样均是以  $J_x$  为优化目标的最优参数增长更快, 且均大于以  $J_a$  为优化目标的优化参数。

通过上述分析可以了解到, 支撑阻尼比  $\xi_r$  对结构减震性能  $J_x$  和  $J_a$  改善十分有限, 然而  $\xi_r$  的增加却会显著增大分离式流体惯容器的最优参数  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$ , 意味着需要更坚固的支撑以及更大尺寸的分离式流体惯容器, 从而增加了控制成本。综合考虑到成本与控制效果, 在普通框架结构中对于分离式流体惯容器建议采用无支撑阻尼元件的 TSFID 系统。而对于支撑刚度比  $\kappa$  可以看出, 虽然  $\kappa$  的增大能够一定程度的改善上部结构, 但是同样也会带来最优表观质量  $\mu_{d,opt}$  和最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  的显著增大。并且根据以往研究<sup>[45]</sup>, 惯容系统除了质量放大效应之外, 还有一个显著优势是其阻尼增强效应, 即惯容系统中阻尼元件的两端变形会大于惯容系统的两端变形从而实现更强的耗能能力, 而当支撑刚度过大时, 惯容系统的阻尼增强效应会被减少, 从而无法充分发挥惯容系统的成本优势。因此对于分离式流体惯容系统的刚度应充分考虑其控制效果以及成本的综合, 在满足性能需求的情况下采用尽量小的装置。

由于分离式流体惯容系统的阻尼效应与结构的自身响应有关, 所以结构本身的动力特性可能也会改变分离式流体惯容器的最优参数以及减震性能。因此在图 3.10 至图 3.12 中分别显示了当结构周期  $T_s$  以及结构阻尼比  $\xi_s$  变化时结构减震性能指标以及分离式流体惯容系统最优参数的变化。

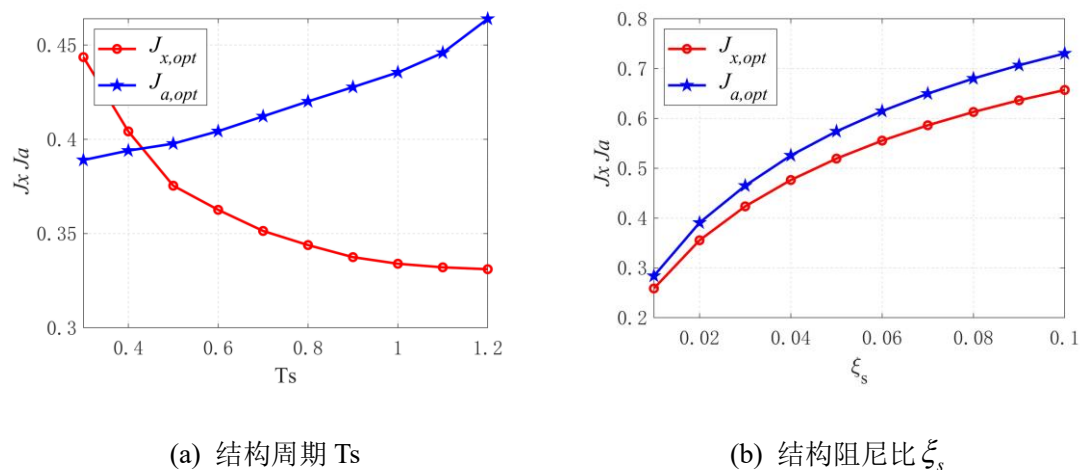


图 3.9 结构周期以及阻尼比对结构减震性能的影响

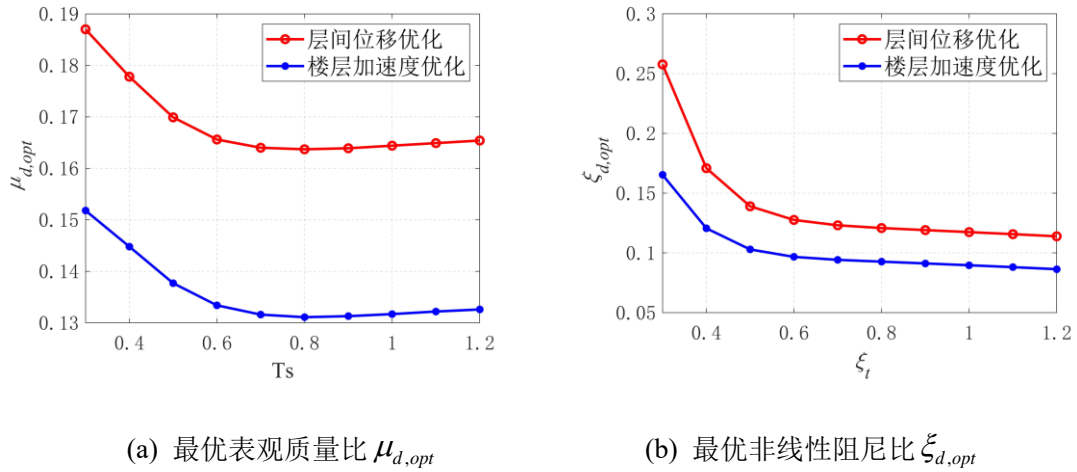


图 3.10 结构周期对分离式流体惯容器最优参数的影响

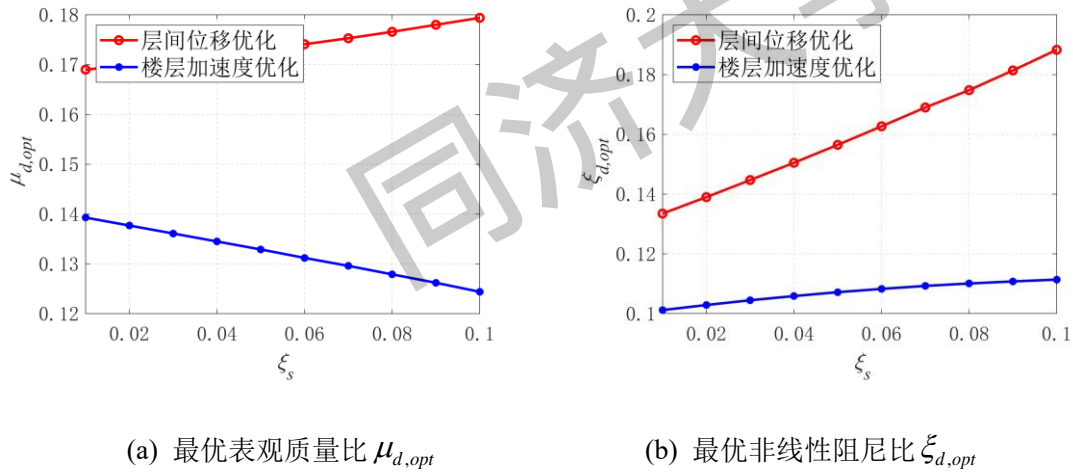


图 3.11 结构阻尼比对分离式流体惯容器最优参数的影响

从图 3.9 可以看出随着结构周期  $T_s$  的增大,  $J_a$  呈上升趋势, 而  $J_x$  呈下降趋势, 这是由于随着周期的不断增大, 结构本身的加速度减少, 而层间位移不断增大, 因为惯容系统的运动是由层间为依据激发, 因此层间位移的增大使惯容系统的位移也相应放大, 能够耗散更多的地震能量, 从而减少因结构阻尼耗散的能量实现层间位移的更好的控制效果。而加速度控制效果随着周期的增大而降低, 惯容系统的调频作用被削弱, 从而加速度控制效果下降。而随着结构阻尼比  $\xi_s$  的增大,  $J_x$  和  $J_a$  都出现明显的增大, 这是因为结构阻尼比增大时, 结构自身耗能增加, 能量更多转移到结构本身当中, 从而导致惯容系统的控制效果下降。从图 3.10 可以看出结构周期  $T_s$  对最优惯性指标比  $\mu_{d,opt}$  的影响不大, 总来的说均成先下降后相对稳定的趋势。对于最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$ , 其变化趋势与  $\mu_{d,opt}$  相近, 不过当  $T_s$  从 0.2 增加到 0.5, 基于两种指标的  $\xi_{d,opt}$  均会迅速降低, 当  $T_s$  大于 0.5s 时,

$\xi_{d,opt}$  变化趋于平缓。在图 3.11 中显示了结构阻尼比  $\xi_s$  对分离式流体惯容器最优参数的影响, 可以看出  $\xi_s$  对于  $\mu_{d,opt}$  的影响很小, 几乎可以忽略不计。而对于  $\xi_{d,opt}$ , 可以看出基于  $J_x$  的  $\xi_{d,opt}$  受到结构阻尼比  $\xi_s$  的响应较大, 随着  $\xi_s$  的增加,  $\xi_{d,opt}$  呈线性增加; 而基于  $J_a$  的  $\xi_{d,opt}$  则几乎不受到  $\xi_s$  改变的影响。

通过上述分析可以了解到结构本身的动力特性对结构减震性能以及分离式流体惯容器最优参数的影响。结构周期的变化对于  $J_x$  和  $J_a$  会产生相反效果的影响, 在较大周期的结构中添加分离式流体惯容系统能够较好的控制层间位移, 而在较小周期的结构中添加分离式流体惯容系统能够较好的控制楼层加速度。而从结构本身动力特性出发可以发现, 对于周期较大的结构在地震过程中往往存在层间位移过大的情况, 对于周期较小的结构在地震过程中往往加速度响应较大, 因此分离式流体惯容系统能够较好适应不同周期结构中的重点控制目标, 从而能够针对性的控制结构响应性能指标。而结构阻尼比的增加会使分离式流体惯容系统的层间位移以及楼层加速度控制性能均有所下降, 因此分离式流体惯容系统更加适用于低阻尼的结构, 从而实现更好的控制效果。

通过本节分析我们研究了不同参数变化对分离式流体惯容系统的控制性能以及最优参数的影响。其中一个重要结论是对于层间位移以及楼层加速度的最优参数并不一致, 对于层间位移的最优参数明显大于对于楼层加速度的最优参数, 因此对于参数的选择需要综合考虑两个指标, 同时对两个指标进行综合验算, 从而避免出现追求单一指标的最优解而导致另一性能的恶化。通过对三种拓扑形式的分离式流体惯容系统进行比较发现, TSFID 能够在实现较好的震动控制效果的同时避免过大的成本增加, 因此对于基础固定的框架结构, 本文采用 TSFID 形式进行震动控制。

### 3.3.3 优化设计方法

从以往的研究表明<sup>[16,45]</sup>, 基于 TSFID 和 TVSFID 力学拓扑形式的优化方法主要为定点理论和耗能增效原理, 然而由于分离式流体惯容器特有的非线性阻尼效应以及惯性系数和阻尼的耦合效应, 无法基于上述解析理论得到最优参数解。并且由于对不同优化目标得到的优化参数存在差异, 因此对于 TSFID 框架结构, 本文以层间位移减震指标  $J_x$  为约束函数, 对分离式流体惯容装置出力  $F_{total} = c_d \dot{x}^{1.75} + m_d \ddot{x}$  进行优化, 其目的是让装置的成本最优, 这与 Pan 等<sup>[30]</sup>报道的情况一致。这样一方面能够使层间位移性能满足要求, 另一方面对出力的最优即用最小的表观质量比  $\mu_d$  和最小非线性阻尼比  $\xi_d$ , 这同时也契合了楼层加速度最优参数的情况, 因为从上文分析可以对于楼层加速度的最优参数明显小于对于层间位移的最优参数, 因此在满足层间位移的需求情况下, 采用更小的表观质量比

以及非线性阻尼比从理论上能够实现楼层加速度的更优。因此优化问题可以描述为：

$$\begin{aligned} & \text{minimize} && J_F(\mu_d, \xi_d, k_d) \\ & \text{subject to} && \begin{cases} J_x \leq J_{x,lim} \\ \xi_{d,min} \leq \xi_d \leq \xi_{d,max} \\ \mu_{d,min} \leq \mu_d \leq \mu_{d,max} \\ \kappa_{min} \leq \kappa \leq \kappa_{max} \end{cases} \end{aligned} \quad (3.32)$$

式中， $J_{x,lim}$ 为层间位移的性能需求指标，优化函数 $J_F$ 为分离式流体惯容系统出力的均方值 $J_F = \mu_d \ddot{u}_d + \xi_d \dot{u}_d^{1.75}$ ， $\mu_{d,min}$ 和 $\mu_{d,max}$ 为表观质量比 $\mu_d$ 的下界和上界， $\xi_{d,min}$ 和 $\xi_{d,max}$ 为等效阻尼比 $\xi_d$ 的下界和上界， $\kappa_{d,min}$ 和 $\kappa_{d,max}$ 为等效阻尼比 $\xi_d$ 的下界和上界。利用MATLAB中求解非线性多元函数最小值的fmincon函数对上述优化问题进行求解。

根据以上装置成本最优考虑（即惯容装置出力最小）确定了分离式流体惯容器的力学参数。然而由于分离式流体惯容器的 $\xi_d$ 和 $\mu_d$ 是相互耦合的，因此相比于一般机械式惯容系统，参数设计程序更加的繁琐。而本章依据第二章中的分析提出了一种从力学参数到几何参数的分离式流体惯容器实用设计方法。

根据等式（2.32）和优化力学参数 $\mu_{d,opt}$ 和 $\xi_{d,opt}$ 计算得到的 $m_d$ 和 $c_d$ 的比值，得到 $r_1$ 和 $r_2$ 的数值关系。由于 $r_1$ 和 $r_2$ 是关于 $c_d/m_d$ 的不定方程，因此存在多组解 $[r_1, r_2]$ 。而根据等式（2.10）， $r_1/r_2$ 的值是决定分离式流体惯容器的质量放大系数 $b$ 的主要因素，因此当我们确定 $r_1/r_2$ 时，即很大程度确定了质量放大系数 $b$ 。在土木工程领域中往往追求更大的质量放大系数 $b$ ，从而能够能好的满足成本的需求。因此可以通过预先设置 $r_1/r_2$ 的值，然后根据 $c_d/m_d$ 的值确定 $r_2$ 的值，在调节螺旋管长度 $l$ 从而得到最优力学参数 $m_d$ 和 $c_d$ ，其优化流程如图3.12所示。



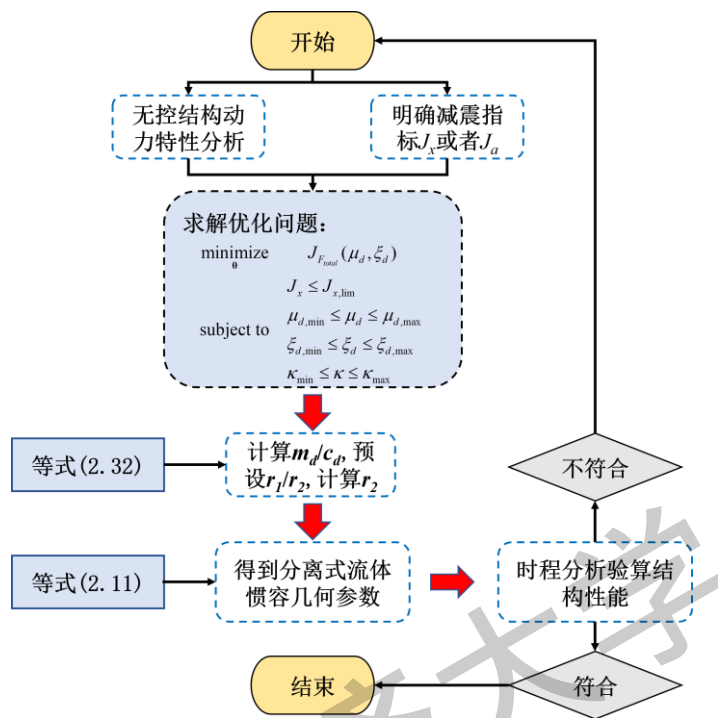


图 3.12 分离式流体惯容器几何参数优化设计流程

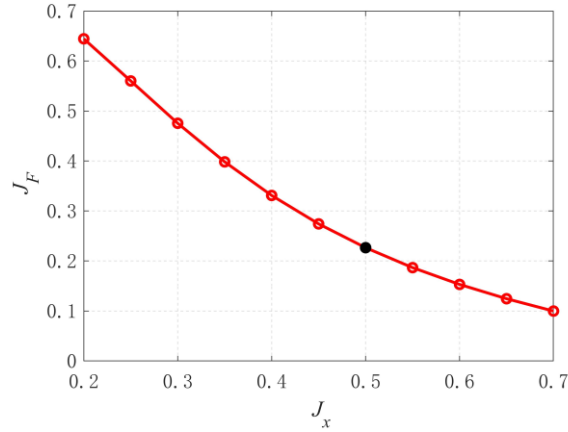
### 3.4 非线性时程分析

为了验证上述优化方法得到的 TSFID 在实际地震动的有效性，将其应用到了一个单层钢框架结构之中，并通过非线性时程分析验证 TSFID 的振动控制效果。结构信息如表 3.1 所示。

表 3.1 单层钢框架结构参数

参数	数值	参数	数值
质量 $m_s$	1078 ton	框架阻尼比 $\xi_s$	0.02
刚度 $k_s$	17023kN/m	框架周期 $T_s$	0.5s

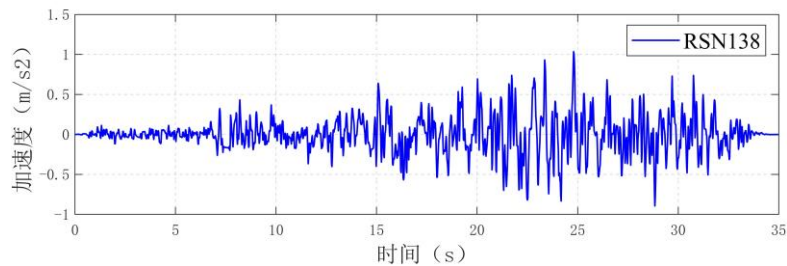
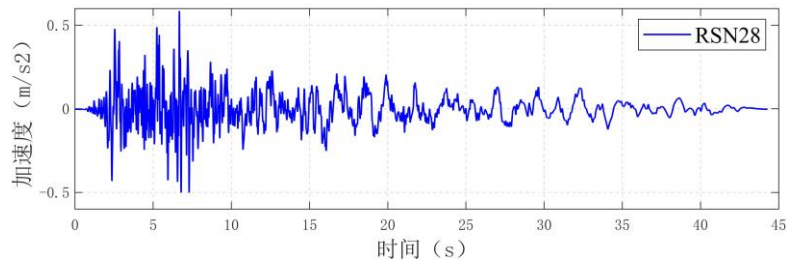
根据第 3.3 节所示的设计优化方法，设置  $J_{x,lim}=0.5$ ，参照图 3.12 的优化设计流程，在不同优化目标  $J_{x,lim}$  下的控制成本  $J_F$  的 Pareto 曲线如图 3.13 所示，其中黑色点代表所选取的最优参数点。从图中可以看出控制成本  $J_F$  以及优化目标  $J_{x,lim}$  在选取范围内相互制约，在设置目标  $J_{x,lim}=0.5$  的情况下，得到最优设计点如图 3.13 所示，此时计算得到上部结构加速度减震比  $J_a=0.54$ ，这是由于在满足优化目标  $J_{x,lim}$  下对控制成本进行最小优化意味着 TSFID 的  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$  在满足条件下最小，根据上文分析可知在满足  $J_{x,lim}$  条件下， $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$  较小时，对于上部结构加速度响应控制效果更好。


 图 3.13  $J_x$  与  $J_F$  的 Pareto 曲线

对上述优化问题进行求解得到 TSFID 的最优力学参数为  $\mu_{d,opt} = 0.17, \xi_{d,opt} = 0.14, \kappa_{opt} = 0.15$ 。预设  $r_1/r_2=15$ ，根据等式(2.32)得到  $r_2=0.012\text{m}$ ，则  $r_1=0.18\text{m}$ ，根据  $m_d$  和  $c_d$  得到螺旋管长度  $l=6.52\text{m}$ 。考虑到实际安装情况，设置液压缸工作长度  $L=0.2\text{m}$ ，通过等式(2.10)可以计算得到分离式流体惯容系统的质量放大系数  $b=7335$ 。选取了三条天然地震动，地震动信息如表 3.2 所示，其加速度时程曲线以及反应谱如图 3.14 以及图 3.15 所示。

表 3.2 地震波信息表

序号	地震	记录	断层距 (km)	震级
1	Parkfield	RSN28	17.64	6.19
2	Tabas	RSN138	28.79	7.35
3	Hector Mine	RSN1768	61.2	7.13



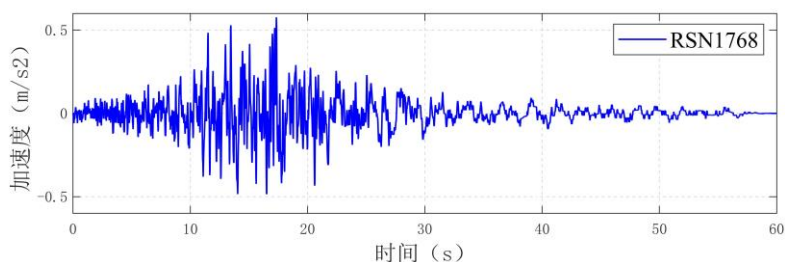


图 3.14 地震波加速度时程曲线

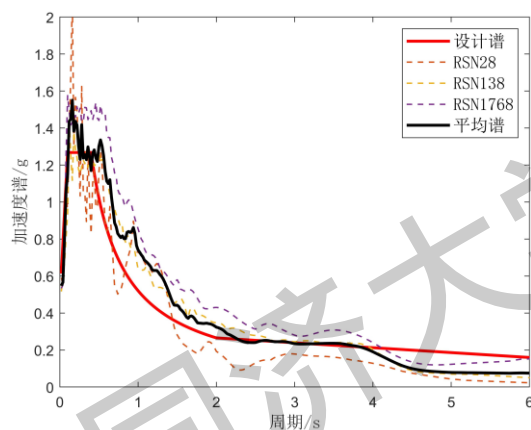


图 3.15 地震动反应谱与设计反应谱

根据上述分析，分别对优化的 TSFID 框架和相同  $\mu_d$  和  $\xi_d$  的 SFID 框架以及  $\xi_t = 0.02$  的 TVSFID 框架非线性时程分析。为了验证第 3.2 节中的等效线性化方法，定义了误差系数  $E_{rr}$  为：

$$E_{rr} = \frac{\sigma_{\text{nonlinear}} - \sigma_{\text{linear}}}{\sigma_{\text{nonlinear}}} \times 100\% \quad (3.33)$$

其中  $\sigma_{\text{nonlinear}}$  和  $\sigma_{\text{linear}}$  分别代表非线性阻尼的结构响应的均方值以及等效线性化阻尼的结构响应的均方值。在表 3.3 中显示了选取的三条天然地震动下，不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统的结构层间位移以及加速度响应的误差系数。在图 3.16 中显示了在  $\text{PGA}=0.1g$  的 RSN1768 地震下，不同连接方式的分离式流体惯容系统的框架结构加速度以及层间位移时程分析对比。其中红色线代表将非线性阻尼等效线性化后得到的时程曲线，蓝色线代表直接利用非线性阻尼计算得到的时程曲线。

表 3.3 线性化响应误差系数

地震动	SFID		TSFID		TVSFID	
	加速度	层间位移	加速度	层间位移	加速度	层间位移
RSN28	1.4%	1.5%	-5.4%	-4.6%	-3.5%	-4.0%
RSN138	2.2%	1.7%	-5.1%	-4.4%	-1.6%	-1.7%

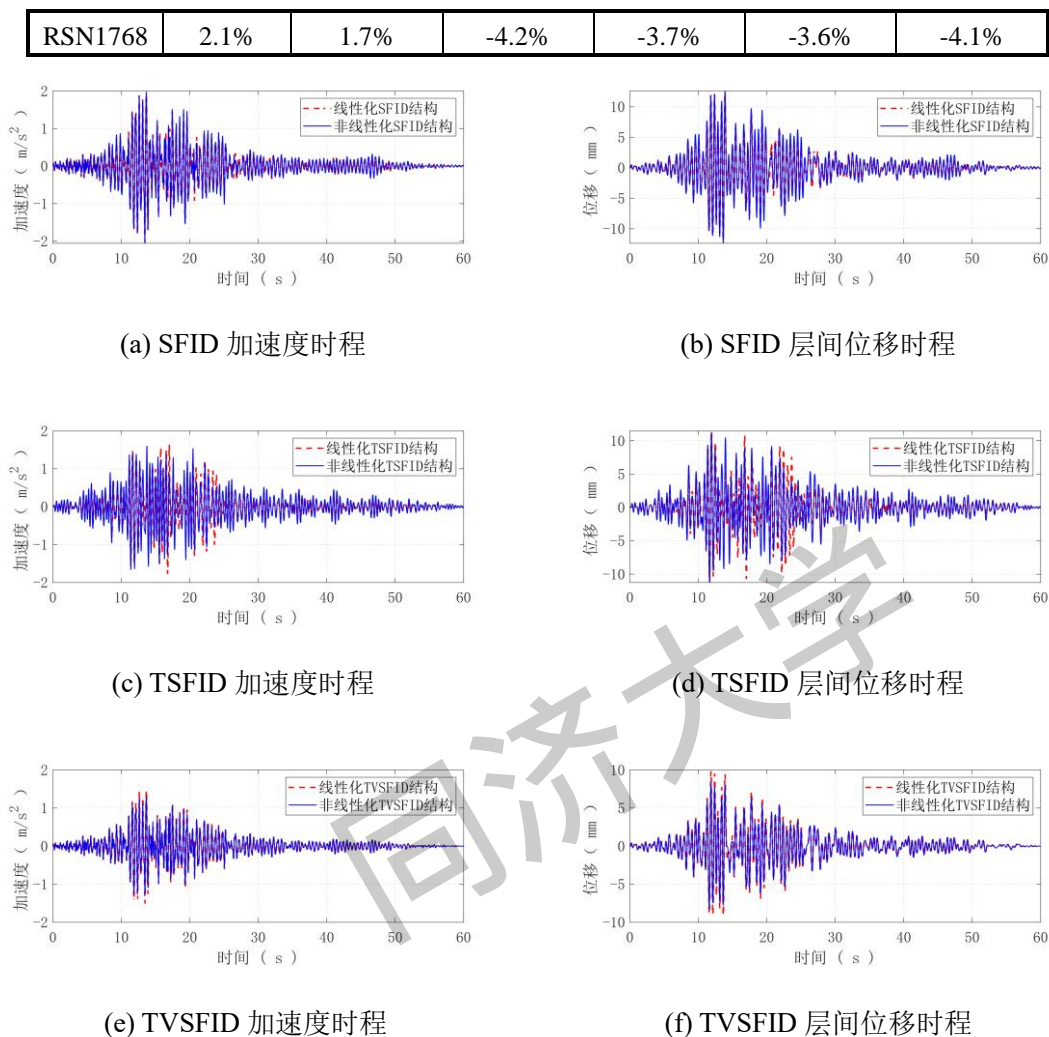


图 3.16 不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统等效线性化对比

从表 3.3 以及图 3.15 可以看出对于不同形式的惯容系统, 等效线性化阻尼与非线性阻尼得到的结构响应误差均在 5% 左右, 说明所采用的等效线性化方法能够较好的还原实际的非线性阻尼效应。对于 SFID 系统可以发现等效线性化后的结构响应略小于非线性阻尼的实际结构响应, 而对于 TSFID 系统和 TVSFID 系统, 等效线性化后的结构响应略大于非线性阻尼的实际结构响应, 并且误差相比于 SFID 系统也略有增大。这是因为在 TSFID 系统和 TVSFID 系统中因为调谐弹簧的存在, 使结构在振动过程中阻尼元件的变形大于结构实际变形, 从而实现了更强的耗能效果, 而在实际地震动中, 非线性阻尼相比于等效线性化阻尼元件的变形增加的更多, 从而耗散了更多的地震能量, 结构响应进一步减少。值得注意的是, 因为非线性阻尼效果与结构自身响应有关, 因此地震动激励的峰值加速度也会改变其实际产生的阻尼效果, 因此在不同峰值地震动下产生的等效阻尼存在较大差异。然而在参数分析中, 仅考虑在同等地震动峰值情况下进行分析, 对于不同地震动峰值, 其结论仍具有普适性。因此所采用的等效线性化方法能够合理

还原分离式流体惯容器的非线性阻尼效应, 验证了统计线性化方法在分离式流体惯容系统应用的合理性。

为了说明优化的流体惯容系统对结构控制的有效性, 在表 3.4 中汇总了三种形式惯容系统的层间位移均方值  $J_{x,rms}$  以及峰值  $J_{x,max}$  减震性能结果, 楼层加速度均方值  $J_{a,rms}$  以及峰值  $J_{a,max}$  如减震性能结果如表 3.5 所示, 在图 3.17 和图 3.18 中列出了三条地震波下的层间位移和楼层加速度的时程分析结果。其中惯容系统的阻尼增强系数为:

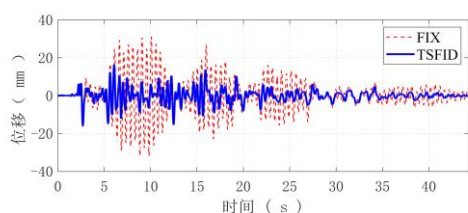
$$\alpha = \frac{\text{惯容系统阻尼元件变形均方值}}{\text{惯容系统两端变形均方值}} \quad (3.34)$$

表 3.4 层间位移减震效果汇总

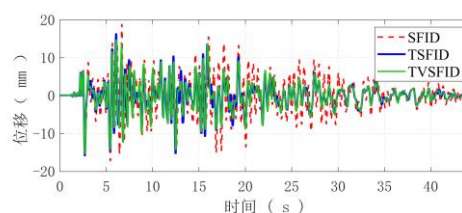
地震动	SFID 框架减震比		TSFID 框架减震比			TVSFID 框架减震比	
	$J_{x,rms}$	$J_{x,max}$	$J_{x,rms}$	$J_{x,max}$	阻尼增强系数	$J_{x,rms}$	$J_{x,max}$
RSN28	0.55	0.60	0.41	0.49	1.51	0.41	0.53
RSN138	0.43	0.46	0.33	0.41	1.37	0.30	0.38
RSN1768	0.49	0.46	0.37	0.38	1.42	0.35	0.34
平均值	0.49	0.51	0.37	0.43	1.43	0.35	0.42

表 3.5 楼层加速度减震效果汇总

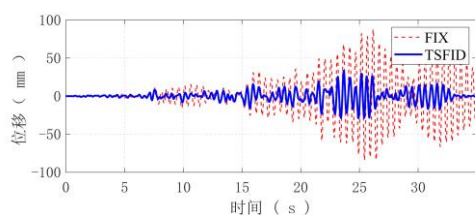
地震动	SFID 框架减震比		TSFID 框架减震比		TVSFID 框架减震比	
	$J_{a,rms}$	$J_{a,max}$	$J_{a,rms}$	$J_{a,max}$	$J_{a,rms}$	$J_{a,max}$
RSN28	0.51	0.72	0.48	0.58	0.46	0.59
RSN138	0.40	0.42	0.33	0.43	0.34	0.45
RSN1768	0.45	0.50	0.40	0.42	0.40	0.44
平均值	0.45	0.55	0.40	0.48	0.40	0.49



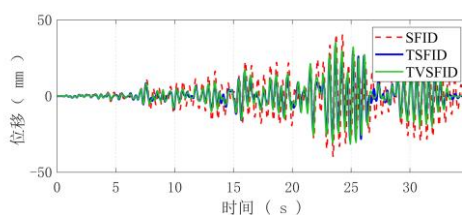
(a) RSN28 层间位移时程



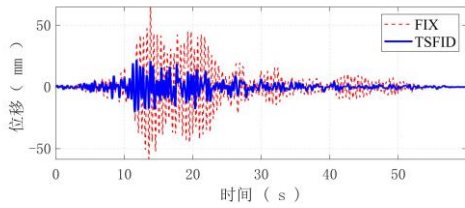
(b) RSN28 层间位移时程



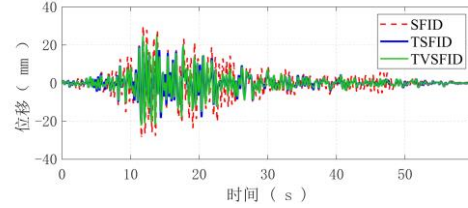
(c) RSN138 层间位移时程



(d) RSN138 层间位移时程

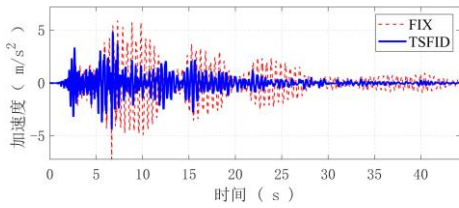


(e) RSN1768 层间位移时程

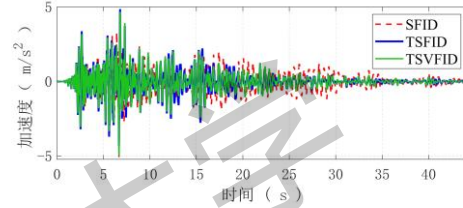


(f) RSN1768 层间位移时程

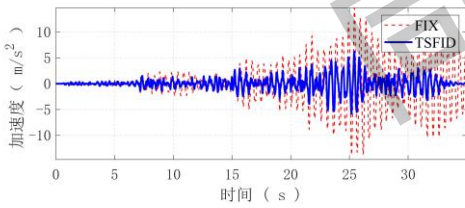
图 3.17 层间位移时程分析 (PGA=0.3g)



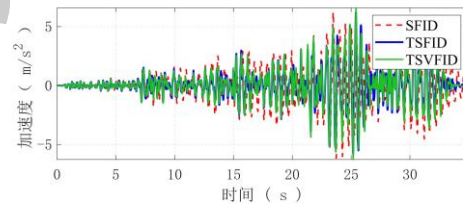
(a) RSN28 加速度时程



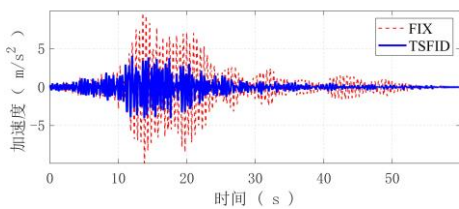
(b) RSN28 加速度时程



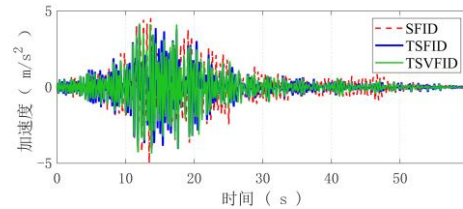
(c) RSN138 层间位移时程



(d) RSN138 加速度时程



(e) RSN1768 加速度时程



(f) RSN1768 加速度时程

图 3.18 加速度时程分析 (PGA=0.3g)

从表 3.4、表 3.5 和图 3.17、图 3.18 可以看出，对于 TSFID 系统，层间位移均方值在 0.33 到 0.41 之间，均满足了性能指标  $J_{x,lim}=0.5$ 。对于层间位移峰值，虽然相比于均方值指标有所增加，但是依然控制在 0.38 至 0.49 范围内；对于楼层加速度的均方值以及峰值减震比可以看出，虽然在随机动力学分析中使用的层间位移的均方根响应作为优化约束指标，但是由于以惯容系统出力为优化函数，

使其表观质量比以及非线性阻尼比尽可能的小,因此在对楼层加速度同样起到良好的控制效果,这与之之前分析得到的结论一致。通过对三种不同形式的惯容系统进行分析可知,TSFID 相比于 SFID 控制效果明显增强,不论是层间位移还是楼层加速度均实现了更好的减震效果,这是由于调谐弹簧的存在,是分离式流体惯容器的阻尼元件变形方法,从而实现了更强的能量耗散效果,其阻尼能量耗散效果提升通过等式(3.34)定义的耗能增效系数表示。从表 3.4 可以看出其耗能增效系数在 1.37 至 1.51 之间,意味着 TSFID 中阻尼的耗能效率相比于 SFID 提升了 37%至 51%,在图 3.19 中显示了 TSFID 中阻尼变形在 RSN28 以及 RSN1768 地震动下的时程曲线。而通过对比 TSFID 与 TVSFID 可以发现虽然 TVSFID 相比于 TSFID 系统层间位移减震比有轻微的减少,但是从楼层加速度响应上确有轻微的增长。然而在 TVSFID 中增加了支撑阻尼元件,从而导致了成本上的增加,因此验证了上述分析中提出的 TSFID 对于基础固定的框架结构来说是更适合的控制体系。

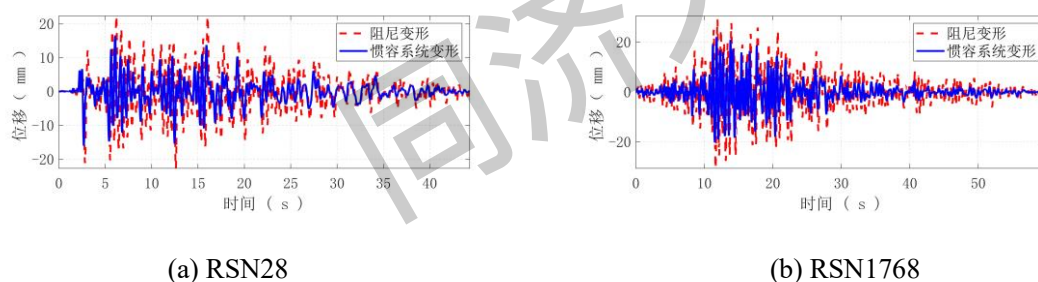


图 3.19 惯容系统与阻尼元件位移时程响应

### 3.5 分离式流体惯容系统在多层结构中的减震分析

通过上述分析证明了分离式流体惯容系统在单自由度结构中的减震性能,而在本节介绍了分离式流体惯容系统在多层结构中的减震性能,进一步扩宽其适用范围。

#### 3.5.1 运动方程

根据上述分析采用 TSFID 系统对多层结构进行震动控制,其安装形式如图 3.20 所示,考虑在每层层间安装。根据与 3.20 所示其与多层无控结构的运动方程为:

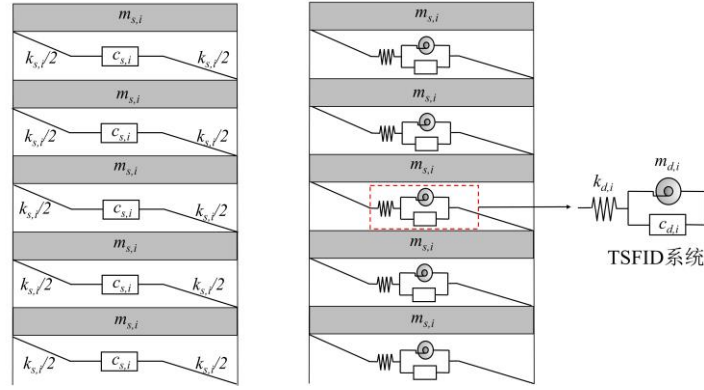


图 3.20 TSFID 系统多层框架结构

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}}_s + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_s + \mathbf{K}_s \mathbf{u}_s = -\mathbf{M}_s \gamma_s a_g \quad (3.35)$$

式中， $\mathbf{M}_s$ ， $\mathbf{K}_s$ ， $\mathbf{C}_s$  分别为多层框架结构中每层质量  $m_{s,i}$ 、刚度  $k_{s,i}$  和阻尼  $c_{s,i}$  的集中矩阵：

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} m_{s,1} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_{s,2} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_{s,n} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} k_{s,1} & -k_{s,2} & \cdots & 0 \\ -k_{s,2} & k_{s,2} & -k_{s,3} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & -k_{s,n} \\ 0 & 0 & -k_{s,n} & k_{s,n} \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

$$\mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} c_{s,1} & -c_{s,2} & \cdots & 0 \\ -c_{s,2} & c_{s,2} & -c_{s,3} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & -c_{s,n} \\ 0 & 0 & -c_{s,n} & k_{s,n} \end{bmatrix}$$

与单自由度结构不同的是， $\gamma_s = [1, 1, \dots, 1]_{n \times 1}^T$  是一个元素全部为 1 的  $1 \times n$  阶列向量，代表的是地震动对结构的参与向量。

同样根据图 3.16 可以得到层间布置 TSFID 系统多层结构运动方程为：

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = -\mathbf{M} \gamma a_g \quad (3.37)$$

式中， $\mathbf{M}$ ， $\mathbf{K}$ ， $\mathbf{C}$  分别是一个  $2n$  阶的矩阵，代表了 TSFID 系统多层结构质量、刚度和阻尼集中矩阵：

$$\mathbf{M} = \text{diag} \{ m_{s,1}, \dots, m_{s,n}, m_{d,1}, \dots, m_{d,n} \}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{C}_d \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s + \mathbf{K}_{d,1} & \mathbf{K}_{d,2} \\ \mathbf{K}_{d,3} & \mathbf{K}_d \end{bmatrix} \quad (3.38)$$

其中  $\mathbf{O}$  代表  $n \times n$  阶的 0 矩阵， $\mathbf{C}_d$ 、 $\mathbf{K}_{d,1}$ 、 $\mathbf{K}_{d,3}$  以及  $\mathbf{K}_d$  为因为加入 TSFID 系统导致的附加阻尼以及刚度矩阵：



$$\mathbf{K}_{d1} = \begin{bmatrix} k_{d,1} & -k_{d,2} & \cdots & 0 \\ -k_{d,2} & k_{d,2} & -k_{d,3} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & -k_{d,n} \\ 0 & 0 & -k_{d,n} & k_{d,n} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_{d2} = \begin{bmatrix} -k_{d,1} & k_{d,2} & \cdots & 0 \\ 0 & -k_{d,2} & k_{d,3} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & k_{d,n} \\ 0 & 0 & 0 & -k_{d,n} \end{bmatrix} \quad (3.39)$$

$$\mathbf{C}_d = \text{diag}\{c_{eq,1}, \dots, c_{eq,n}\}, \quad \mathbf{K}_d = \text{diag}\{k_{d,1}, \dots, k_{d,n}\}, \quad \mathbf{K}_{d3} = \mathbf{K}_{d2}^T$$

其中  $m_{d,i}$ 、 $k_{d,i}$  以及  $c_{eq,i}$  分别代表安装在第  $i$  层的 TSFID 系统的表观质量、支撑刚度以及等效线性化阻尼比。 $\boldsymbol{\gamma} = [1, \dots, 1_n, 0_{n+1}, \dots, 0_{2n}]_{2n \times 1}^T$  代表地震动对 TSFID 多层结构的参与向量，因为 TSFID 系统本身的物理质量很小只有在发生层间位移时才会产生表观质量，所以对于 TSFID 系统的参与向量元素均为 0。

### 3.5.2 优化设计方法

在以往的研究中发现，多层结构在地震过程中主要受到前面主要模态的影响。因此在本文中主要考虑多层结构一阶模态影响，通过模态分析得到结构的一阶主频率以及模态质量，从而将结构看做一个单自由度系统，再利用第 3.3 节提出的优化方法得到惯容系统的优化参数，最后将优化参数分布到各个层间 TSFID 系统当中。

因为多层框架结构阻尼较小，因此在模态计算过程中假设结构阻尼比可以忽略不计。因此可以通过特征方程得到结构的模态信息：

$$|\mathbf{K}_s - \omega_s^2 \mathbf{M}_s| = 0 \quad (3.40)$$

其中  $\omega_s$  代表结构振动角频率，通过求解上述特征方程得到的特性值即为结构角频率的平方项，而相对应的特征向量即为结构在不同角频率下的模态振型  $\boldsymbol{\phi}_s$ 。因此可以得到结构的一阶模态质量为：

$$M_{s,1} = \boldsymbol{\phi}_{s,1}^T \mathbf{M}_s \boldsymbol{\phi}_{s,1} \quad (3.41)$$

根据计算得到的一阶模态质量  $M_{s,1}$  以及一阶角频率  $\omega_{s,1}$ ，即可将多层框架结构简化为 3.3 节所描述的单自由结构。根据 3.3 节所研究的优化设计方法得到 TSFID 系统的表观质量比  $\mu_d$ 。值得注意的是因为对于主结构我们仅考虑了一阶模态的影响，因此我们得到的表观质量比  $\mu_d$  也是基于 TSFID 系统的一阶模态表观质量比：

$$\mu_d = \frac{\boldsymbol{\phi}_{s,1}^T \boldsymbol{\tau}_d^T \mathbf{M}_d \boldsymbol{\tau}_d \boldsymbol{\phi}_{s,1}}{M_{s,1}} \quad (3.42)$$

式中， $\mathbf{M}_d$  为层间 TSFID 的质量矩阵， $\boldsymbol{\tau}_d$  为 TSFID 的位置矩阵：

$$\mathbf{M}_d = \text{diag}\{m_{d,1}, \dots, m_{d,n}\}, \quad \boldsymbol{\tau}_s = \begin{bmatrix} 1 & -1 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \ddots & -1 \\ 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

通过上述分析可以得到对于多层结构而言所需要的表观质量比, 而针对表观质量比的分配, 根据 Ikago 等<sup>[18]</sup>的研究, 根据层间刚度比分配表观质量:

$$m_{d,i} = \beta k_{s,i} \quad (3.44)$$

$$\beta = \frac{\mu_d}{\omega_{s,1}^2} \quad (3.45)$$

根据上述分析, 对于多层结构同样我们将 TSFID 系统的出力  $J_F = \mu_d \ddot{u}_d + \xi_d \dot{u}_d^{1.75}$  的均方值作为优化指标, 以多层结构的层间位移的均方根减震指标  $J_x$  为性能指标对多层结构的 TSFID 系统进行优化设计。与单自由度结构设计不同的是, 对于 TSFID 系统的刚度, 我们根据 Ikago 等<sup>[21]</sup>研究, 将 TSFID 系统的频率用定点理论计算得到:

$$\omega_d = \frac{1}{\sqrt{1 - \mu_d}} \omega_{s,1} \quad (3.46)$$

其中  $\omega_d$  表示 TSFID 系统的振动角频率:

$$\omega_d = \sqrt{\frac{k_{d,i}}{m_{d,i}}} \quad (3.47)$$

通过采用定点理论的频率能够明确 TSFID 系统的刚度  $k_d$ , 从而简化优化过程, 并且针对上述分析的简化过程, 当考虑多层结构为无阻尼结构时, 基于定点理论得到的惯容系统频率是符合最优参数的。值得注意的是对于多层结构, TSFID 系统的非线性阻尼比  $\xi_d$  的定义与等式 (3.19) 不同:

$$\xi_d = \frac{c_{d,i}}{2m_{d,i} * \omega_{d,i}} \quad (3.48)$$

为了简化设计流程, 在本文中假设每层的 TSFID 系统的  $\xi_d$  相同, 与此同时, 由于分离式流体惯容器产生的阻尼  $c_d$  为非线性的, 因此在优化设计过程中需要对  $c_{d,i}$  进行统计线性化, 其方法如 3.2 节所示, 在此处不在赘述。

对于优化目标同 3.3 节中单自由度结构一致, 以 TSFID 系统的出力  $F_{total} = c_d \dot{x}^{1.75} + m_d \ddot{x}$  的均方根为优化目标, 以结构层间位移的均方根的最大值为性能需求, 因此优化问题可以描述为:

$$\begin{aligned}
 & \text{minimize} && J_F(\mu_d, \xi_d, \omega_d) \\
 & \text{subject to} && \begin{cases} J_x \leq J_{x,lim} \\ \omega_d = \frac{1}{\sqrt{1-\mu_d}} \omega_{s,1} \\ \mu_{d,min} \leq \mu_d \leq \mu_{d,max} \\ \xi_{d,min} \leq \xi_d \leq \xi_{d,max} \end{cases} \quad (3.49)
 \end{aligned}$$

通过上述分析可以发现，对于多层结构来说，通过等式 (3.40) 以及 (3.41) 可以得到多层结构的一阶模态的周期以及质量，然后将其简化为如 3.3 节所述的单自由度结构。根据图 3.13 所述的优化设计方法并结合等式 (3.46) 可以得到多层结构 TSFID 系统的  $\mu_d$ 、 $\omega_d$  以及  $\xi_d$ 。根据等式 (3.44)、(3.45)、(3.47) 以及 (3.48) 可以得到每层 TSFID 系统的  $m_{d,i}$ 、 $k_{d,i}$ 、 $c_{d,i}$ 。最后通过分离式流体惯容系统的几何参数设计方法得到最优几何参数的 TSFID 系统，其优化设计流程如图 3.19 所示，其中的得到层间惯容力学参数后按照图 2.15 所示得到流体惯容器的最优几何参数。

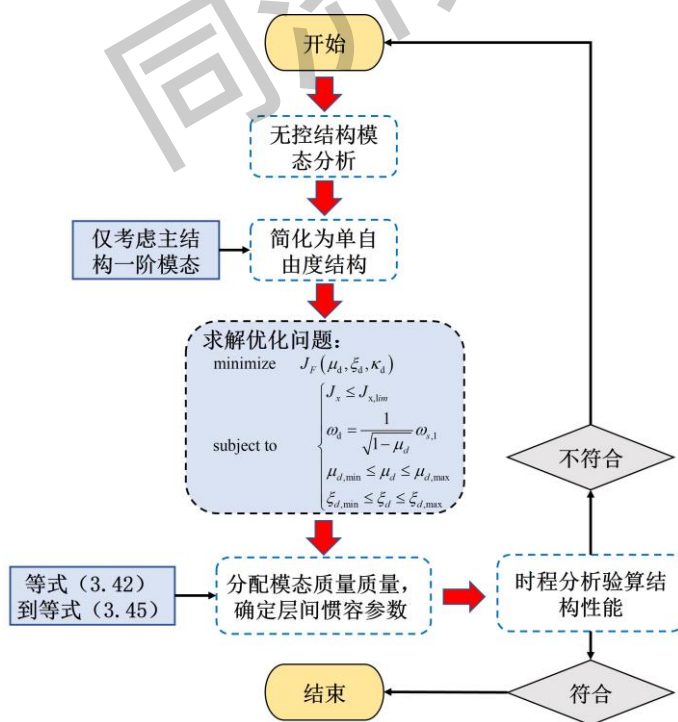


图 3.21 多层框架结构 TSFID 系统优化设计流程

### 3.5.3 算例时程分析

为了说明上述优化方法的准确性，本节选取了一个 5 层钢框架结构，其结构信息如表 3.6 所示。结构阻尼比为 0.02，根据结构信息可以计算得到结构的周期以及模态参与系数如表 3.7 所示，在图 3.22 中显示了结构的全部振型。

表 3.6 5 层钢框架结构信息

楼层	质量 (ton)	刚度 (MN/m)	层高 (m)
5	622	125.22	3.5
4	679	127.22	3.5
3	680	128.18	3.5
2	684	128.69	3.5
1	721	129.77	4

表 3.7 结构周期以及模态参与系数

模态	周期(s)	模态参与质量 (ton)	模态参与系数
1	0.50	2965.42	0.876
2	0.17	308.16	0.08
3	0.11	84.41	0.022

从表 3.7 可以看出结构一阶模态的参与系数为 0.876，证明了结构在震动过程中主要受到一阶模态的影响，因此在实际震动过程中仅考虑一阶模态对结构的影响是合理的。

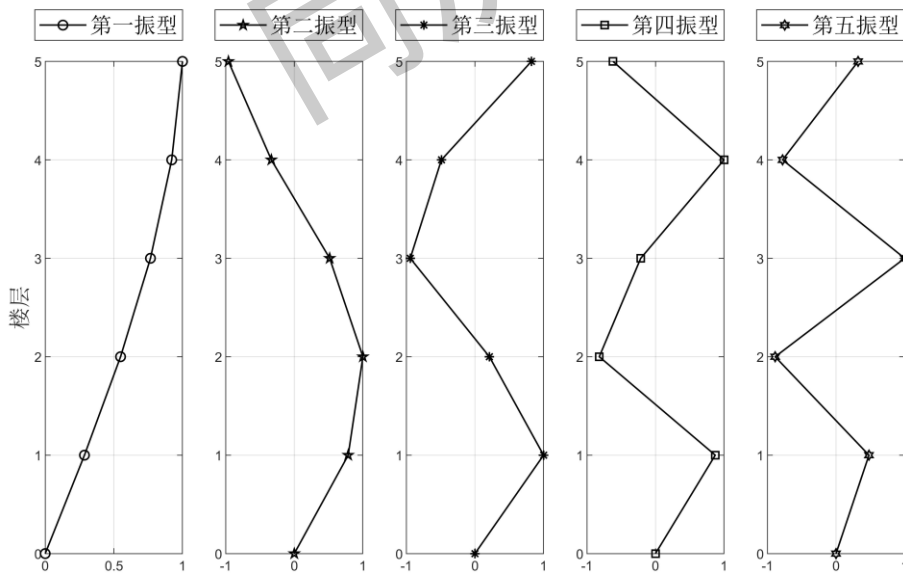


图 3.22 多层框架结构振型图

根据等式 (3.41) 得到结构的一阶模态质量为 186.36ton，根据一阶模态质量以及一阶模态周期 0.5s 和结构阻尼比 0.02，我们将层间位移最大楼层的均方根值减震指标设置为  $J_{x,lim}=0.5$ 。通过图 3.21 中的优化问题可以得到 TSFID 系统的最优参数为  $\mu_{d,opt} = 0.125$ ， $\xi_{d,opt} = 0.443$ ， $\omega_{d,opt} = 13.434rad/s$ 。根据等式 (3.44) 至等式(3.45)可以得到每层布置的 TSFID 系统的表观质量  $m_{d,i}$ ；根据等式(3.47)和等式 (3.48) 可以得到刚度  $k_{d,i}$  和非线性阻尼  $c_{d,i}$ ，结果汇总如表 3.8 所示。

表 3.8 最优 TSFID 系统参数汇总

楼层	表观质量 $m_d$ (ton)	刚度 $k_d$ (kN/m)	非线性阻尼 $c_d$ (kN/s)
1	1027.21	185382.86	12226.37
2	1018.69	183845.71	12124.99
3	1014.64	183114.29	12076.75
4	1007.01	181737.14	11985.93
5	991.17	178880.00	11797.49

为了验证优化参数在实际地震动下的有效应,选取了三条天然地震动对结构进行时程分析,地震动信息如表 3.2 所示。在图 3.23 中显示了在  $PGA=0.2g$  时三条地震动下第一层的层间位移以及第五层楼层加速度时程曲线,从图中可以看出,添加了 TSFID 系统后,结构的层间位移与楼层加速度明显减少。以 RSN138 为例,在表 3.9 中汇总了在 RSN138 地震动下每层层间位移和加速度的均方根以及最大值的减震效果。

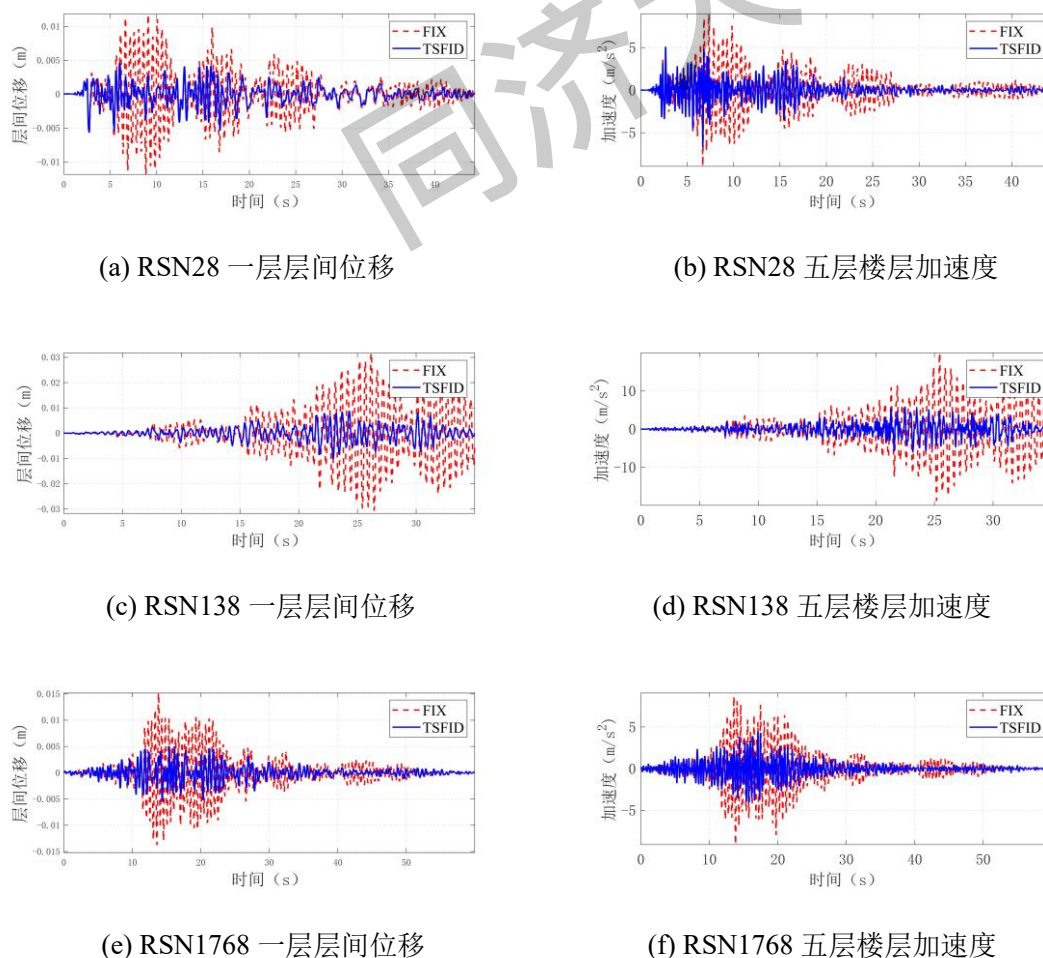
图 3.23 一层层间位移和五层楼层加速度时程曲线 ( $PGA=0.2g$ )

表 3.9 层间位移均方根以及最大值的减震效果汇总

楼层	层间位移均方根减震比	层间位移峰值减震比	楼层加速度均方根减震比	楼层加速度峰值减震比
1	0.38	0.44	0.48	0.49
2	0.37	0.45	0.42	0.48
3	0.37	0.43	0.38	0.42
4	0.38	0.43	0.38	0.41
5	0.36	0.46	0.44	0.45

从图 3.21 以及表 3.9 中可以看出虽然优化设计过程中是以层间位移的均方值作为约束指标，但是所得到的优化 TSFID 系统对于层间位移的峰值以及楼层加速度的控制也起到了良好的效果。这是由于与上节所述，对于楼层加速度的 TSFID 最优参数明显小于对于层间位移的最优参数，当在满足优化目标  $J_{x,lim}$  的情况下对使  $J_F$  最小则在一定程度上实现了  $J_x$  与  $J_a$  的折中。添加了 TSFID 系统后的各层层间位移均方根以及最大值与无控结构对比如图 3.24 所示。从图中以及表格数据可以看到层间位移均方根减震比均满足 0.5 以下的预设要求，层间位移峰值减震比虽然较均方根减震比略有增加，但是依然控制在了 0.43 到 0.46 范围内。对于楼层加速度，均方根以及峰值均实现了 0.5 以下的控制性能，说明了所得到的优化 TSFID 对多层结构地震响应良好的震动控制效果。

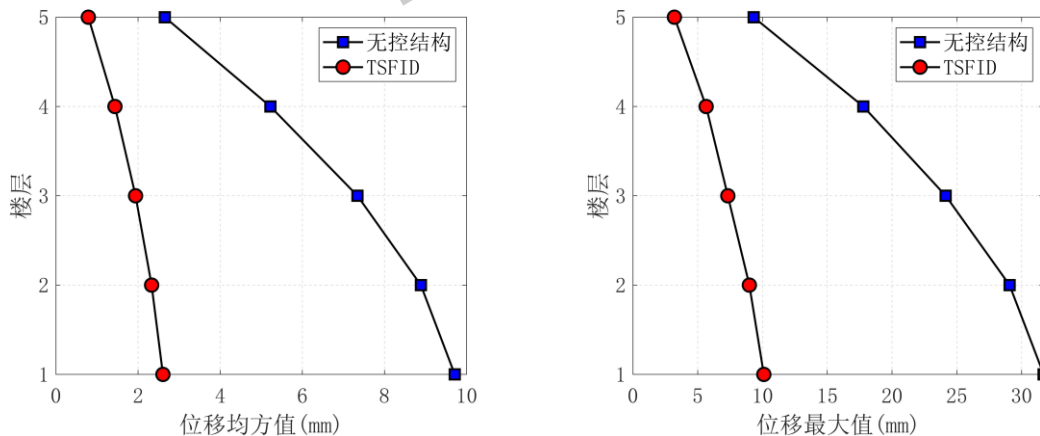


图 3.24 RSN138 (PGA=0.2g) 层间位移均方值以及最大值

在图 3.25 中显示了在 RSN138 地震动 TSFID 系统中第一层安装的 TSFID 系统阻尼元件的变形以及惯容系统两端的变形，可以看出阻尼元件的变形明显大于惯容系统两端的变形，从而能够耗散更多的能量。也验证了通过在上述优化方法中利用定点理论对系统刚度进行约束能够实现良好的调谐作用，一方面能够使震动能量尽可能多的流入到 TSFID 系统中，另一方面能够通过增加阻尼元件的变形使 TSFID 的耗能能力增强。

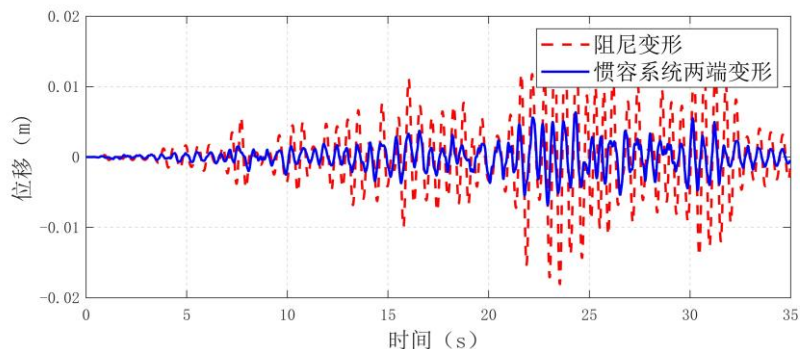


图 3.25 RSN138 (PGA=0.2g) 阻尼元件变形时程曲线

通过上述分析可以，TSFID 系统的阻尼项  $c_d$  与结构本身响应相关，因此意味着地震动的峰值会影响 TSFID 系统实际产生的等效阻尼效果，从而影响结构的减震性能。因此在表 3.10 中汇总了不同地震动峰值情况下的 RSN28 的第一层层间位移均方根减震比、顶层加速度减震比以及第三层安装的 TSFID 的耗能增效系数。从表中可以看出随着地震动加速度峰值的增大，层间位移和结构楼层加速度减震比均曾呈下降趋势，而耗能增效系数呈下降趋势，这是因为从上文分析可知 TSFID 的等效阻尼随着激励的增加而增加，从而能够实现更好的阻尼效应，但是从耗能增效系数来看，随着地震动加速度峰值的增大耗能增效系数有所下降，但是仍然在 1.43 到 1.79 范围内，意味这相比于传统粘滞阻尼系统依然有较大的耗能效率。

表 3.10 不同地震动加速度峰值下减震效果汇总

PGA	一层层间位移均方根减震比	顶层加速度均方根减震比	三层 TVFID 系统耗能增效系数
0.05g	0.50	0.62	1.79
0.1g	0.47	0.57	1.74
0.3g	0.42	0.51	1.61
0.6g	0.41	0.49	1.56
0.9g	0.40	0.48	1.43

对于选取的三个天然地震动，在表 3.11 中汇总了在 PGA=0.3g 时，三条地震动的一层层间位移的均方值以及峰值减震比，顶层加速度的均方值以及峰值减震比和各层 TSFID 系统耗能增效系数的平均值。从表中可以看出在三条地震动下不论是层间位移还是顶层加速度均取得了良好的控制效果，时程分析的结果也符合结构的目标减震指标。而耗能增效系数在 1.61 到 1.78 之间，既能实现良好的阻尼耗能能力从而节约控制成本，也能避免 TSFID 系统过大的变形导致给安装空间带来困难。

表 3.11 TSFID 减震比汇总

地震动记录	层间位移均方根减震比	层间位移峰值减震比	加速度均方根减震比	加速度峰值减震比	耗能增效系数
RSN28	0.42	0.66	0.51	0.65	1.61
RSN138	0.38	0.44	0.44	0.45	1.78
RSN1768	0.38	0.49	0.44	0.47	1.63
均值	0.39	0.52	0.47	0.52	1.68

通过上述时程分析可以发现，根据所得到的优化设计参数的 TSFID 系统能够有效的控制结构层间位移以及楼层加速度响应，验证了优化方法的准确性。

### 3.6 本章小结

本章研究了分离式流体惯容系统在单自由度框架结构以及多层结构减震性能，研究了不同参数对装置减震性能的影响，提出了一种基于性能的分离式流体惯容系统优化设计方法，最后通过对实际结构的非线性时程分析验证了减震效果，得到了以下结论：

(1) 建立了不同力学元件连接形式的三种分离式流体惯容系统：SFID、TSFID 以及 TVSFID 框架结构的运动方程。通过随机动力学分析以及非线性时程分析发现，TSFID 相比于 SFID 能够实现利用更小的控制力(意味着更低的成本)实现更好的结构控制性能；TSFID 与 TVSFID 的减震控制效果在基础固定的框架结构中十分接近，由于 TVSFID 在支撑系统中增加了阻尼元件因此意味着成本的增加，所以在基础固定的单层以及多层框架结构中，TSFID 是一种更好的结构震动控制系统。

(2) 通过统计线性化方法以及随机动力学分析研究了分离式流体惯容器、支撑系统以及结构本身的参数对三种惯容系统减震控制效果以及最优参数的影响。发现当支撑系统的参数确定时，TSFID 与 TVSFID 均存在最优的分离式流体惯容器参数使结构的加速度以及层间位移响应最低，而对于 SFID 结构，是一种随着分离式流体惯容器参数增加而递减的单调函数。支撑系统的刚度比  $\kappa$  增大会使 TSFID 以及 TVSFID 的控制效果变好，但与此同时也会导致分离式流体惯容系统的最优参数显著增大，极大增加了结构控制成本，因此对于刚度比应选取在合理范围内。而支撑系统阻尼比  $\zeta_s$  对基础固定的框架结构性能以及 TVSFID 的最优参数影响较小。对于结构自身参数来说，分离式流体惯容器更适用于固有阻尼比较小的结构，而对于周期较长的结构，分离式流体惯容系统对于其层间位移控制效果更好；对于周期较短的结构，对于其楼层加速度控制效果更好。

(3) 提出了一种基于性能需求的 TSFID 系统的单层结构的优化设计方法。首先通过对无控结构进行震动响应分析从而明确结构需要的层间位移减震性能。



在优化过程中通过约束层间位移性能指标,对分离式流体惯容器的出力进行优化,从而得到最优力学参数。提出了一种预设表观质量放大系数的分离式流体惯容器的几何参数设计方法,能够清晰的完成有力学参数到几何参数的优化设计。

(4) 提出了一个对于多层结构的层间 TSFID 的简化优化设计方法。通过模态分析得到多层结构的模态信息,通过简化为仅考虑一阶模态的单自由度结构得到最优的惯容系统的模态惯性比以及模态阻尼比,参考 Ikago 等<sup>[18]</sup>的研究对表观质量进行合理分配,得到层间布置的 TSFID 最优参数。通过对一个 5 层钢框架结构非线性时程分析验证了简化优化方法的适用性。

同济大学

## 第 4 章 基于流体惯容系统和基础隔震结构振动台试验研究

在第 3 章分析了分离式流体惯容系统在基础固定的框架结构中的减震性能, 研究了一种基于控制成本的参数优化设计方法, 对于多层结构研究了一种考虑一阶模态的简化优化设计方法。在本章中考虑了将 SFID 应用到基础隔震结构之中, 设计了一个上部结构为三层框架的基础隔震结构振动台实验, 建立了试验结构力学模型以及运动方程, 通过数值分析验证了 SFID 在基础隔震结构中的有效性。在试验中通过对不同类型的地震波进行时程分析, 证明了 SFID 对于基础隔震结构在不同地震动类型情况下的有效性。

### 4.1 试验方案设计

#### 4.1.1 试验模型设计

在本次试验中隔震体系采用滑轮支座加复位弹簧体系, 其中滑轮支座与上部结构在震动过程中的摩擦力产生了隔震层的阻尼, 而复位弹簧则提供隔震层刚度, 保障其震后支座复位能力。为了避免在震动过程中, 隔震层位移超过其限定位移, 引起结构的倾覆, 在隔震层四周布置了基地横梁。整个隔震层分为两层, 基底层分别与振动台以及滚轮支座连接, 由于基底层与振动台之间的连接方式为刚性连接, 即基底层与振动台之间没有相对位移, 因此实现了滚轮支座与振动台的连接。承载层通过螺栓与上部结构直接连接, 通过弹簧实现与振动台之间的弹性连接, 承载层底部直接接触滚轮支座, 保证在震动过程中承载层与滚轮支座之间的摩擦效应。基底层平面尺寸 1600mm×1350mm, 承载层平面尺寸为 2000mm×1600mm, 其隔震层设计如图 4.1 所示。其中滚轮支座由三个直径为 45mm 滚珠组成, 一共在隔震层布置了 8 个滚轮支座, 其中四个固定在地基横梁上, 四个布置在基底层上, 滚轮支座上部均直接与承载层连接。

试验的上部结构采用的是一个三层框架模型, 框架楼板平面尺寸为 1040mm×1040mm, 框架总高 2910mm, 其中每层高度为 970mm, 框架柱高度为 950mm, 楼板厚度为 20mm, 框架柱采用扁平钢柱, 与楼板之间通过角钢螺栓连接。通过上述分析得到上部结构以及隔震层的构件尺寸如表 4.1 所示。

表 错误!文档中没有指定样式的文字。 .1 模型构件信息

构件	尺寸
楼层板	1040mm×1040mm×20mm
配重块	600mm×600mm×15mm

框架柱	930mm×80mm×20mm
基层	1600mm×1350mm×30mm
承载层	2000mm×1600mm×20mm
基底横梁 1	1500mm×220mm×188mm×20mm
基底横梁 2	1450mm×150mm×188mm×20mm

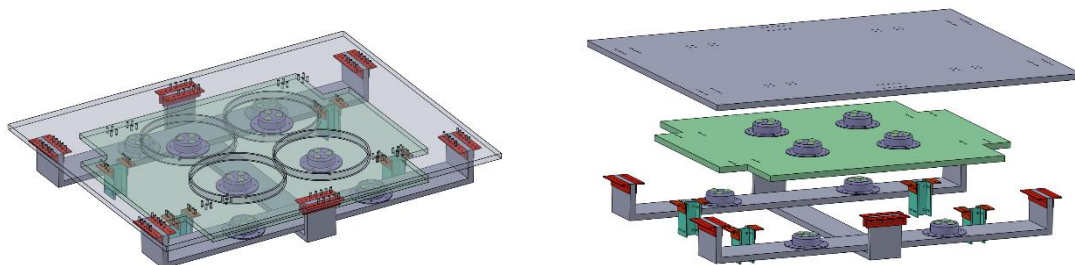
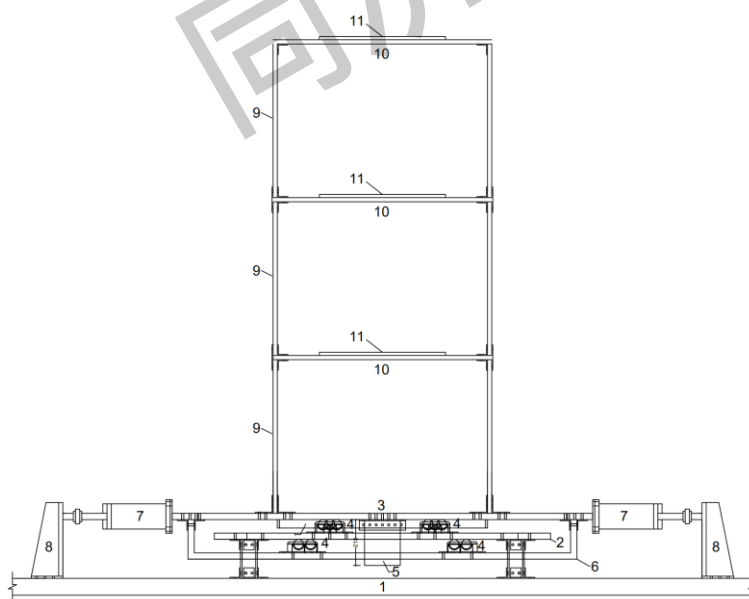


图 4.1 隔震层设计模型

对于分离式流体惯容系统如第 2 章所示，采用两个液压缸与外置管道组成。液压缸活塞通过一个固定支架直接与振动台连接，缸体则通过螺栓直接与承载层连接，设计结构的整体模型如图 4.2 所示。



说明：

1: 振动台 2: 基层 3: 承载层 4: 滚轮支座 5: 基底横梁2 6: 基底横梁1  
7: 液压缸体 8: 固定支架 9: 框架柱 10: 框架楼板 11: 配重板

图 4.2 试验模型整体设计图

### 4.1.2 试验力学参数以及运动方程分析

根据上述模型构件尺寸以及连接方式,可以得到试验结构的力学简化模型如图 4.3 所示。可以看出其分离式流体惯容系统采用的是 SFID 系统,其图中所示的物理参数含义如表 4.2 所示。

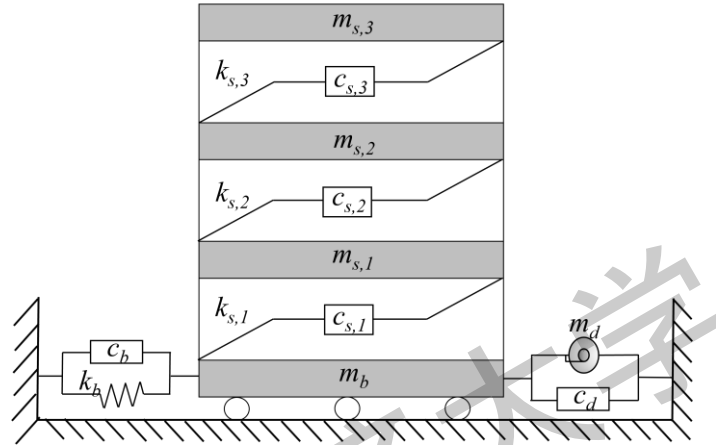


图 4.3 试验结构简化力学模型

表 4.2 试验结构力学模型

符号	物理意义	符号	物理意义
$m_{s,i}$	第 $i$ 层质量	$m_b$	隔震层质量
$k_{s,i}$	第 $i$ 层刚度	$k_b$	隔震层刚度
$c_{s,i}$	第 $i$ 层阻尼	$c_b$	隔震层阻尼
$m_d$	表观质量	$c_d$	非线性阻尼

根据上述模型结构尺寸可以计算得到上部框架结构的第一层刚度为:

$$k_{s,i} = 4 \times \frac{12i}{l^2} = \frac{4Ebh^3}{l^3} = \frac{4 \times 206 \times 10^6 \times 80 \times 20^3}{950^3} = 615.01 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

试验结构材料均采用 Q235 钢材,去密度按照经验取为  $7.85 \text{ g/cm}^3$ ,根据结构尺寸可以得到框架一层质量  $m_{s,1}=278 \text{ kg}$ ,由于对于上部框架结构来说,每层构件的尺寸均一致,因此可以得到  $m_{s,i}=m_{s,1}=278 \text{ kg}$ ,  $k_{s,i}=k_{s,1}=615.01 \text{ kN/m}$ 。对于隔震层刚度  $k_b$ ,在试验设计中通过在承载层以及固定支架之间设置弹簧来实现隔震层刚度效应。在承载层左右均放置了两根拉簧,因为拉簧仅在拉伸作用下才有刚度效应,其压缩刚度可以忽略不计,因此隔震层刚度即为两根弹簧的刚度和。通过对弹簧进行测力试验,得到每根拉簧刚度为  $23.72 \text{ kN/m}$ ,因此可以得到隔震层刚度  $k_b=47.44 \text{ kN/m}$ 。隔震层的阻尼  $c_b$  是由在震动过程中由滚轮支座与承载层之间的摩擦力提供,其摩擦力符合库伦摩擦定理:

$$F_f = \mu(m_b + \sum_i m_{s,i})g \text{ sgn}(\dot{u}_b) \quad (4.2)$$

其中  $\mu$  表示滚轮支座与承载层之间的动摩擦系数,  $\dot{u}_b$  为隔震层层速度。通过上述分析可以得到试验结构的运动方程为:

$$\begin{cases} m_{s,3}\ddot{u}_{s,3} + c_{s,3}(\dot{u}_{s,3} - \dot{u}_{s,2}) + k_{s,3}(u_{s,3} - u_{s,2}) = -m_{s,3}a_g \\ m_{s,2}\ddot{u}_{s,2} + c_{s,2}(\dot{u}_{s,2} - \dot{u}_{s,1}) + k_{s,2}(u_{s,2} - u_{s,1}) = -m_{s,2}a_g \\ m_s\ddot{u}_s + c_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s(u_s - u_b) = -m_{s,1}a_g \\ (m_b + m_d)\ddot{u}_b + c_d\dot{u}_b^{1.75} + k_b u_b + \mu(m_b + \sum(m_{s,i}))g \cdot \text{sgn}(\dot{u}_b) \\ - [c_{s,1}(\dot{u}_{s,1} - \dot{u}_b) + k_{s,1}(u_{s,1} - u_b)] = -m_b a_g \end{cases} \quad (4.3)$$

其中  $u_{s,i}$  表示第  $i$  层结构的位移响应,  $u_b$  表示隔震层位移,  $a_g$  表示地震动加速度。值得注意的是因为滚轮支座中滚珠质量以及尺寸较小, 在运动分析过程中忽略了滚轮支座中滚珠的转动惯性以及滚珠质量。

### 4.1.3 试验传感器布置

在本次试验过程中为了测试隔震层以及上部框架结构在震动过程中的地震响应以及 SFID 在震动过程中的出力情况, 共布置了 5 个加速度传感器、5 个位移传感器、两个力传感器以及两个液压传感器, 其传感器具体信息如表 4.3 所示。

表 4.3 传感器信息表

传感器类型	输出信号	量程	精度	测量数据
位移传感器 1	0-5V	0-500mm	0.15%	基底层加速度
位移传感器 2				承载层加速度
位移传感器 3				框架第一层加速度
液压传感器 4				框架第二层加速度
位移传感器 5				框架第三层加速度
加速度传感器 1	0-5V	100ms <sup>-2</sup>	0.3%	基底层位移
加速度传感器 2				承载层位移
加速度传感器 3				框架第一层位移
加速度传感器 4				框架第二层位移
加速度传感器 5				框架第三层位移
力传感器 1	0-5V	0-5000kg	0.3%	左侧惯容器出力
力传感器 2	0-5V	0-5000kg	0.3%	右侧惯容器出力
液压传感器 1	0-5V	0-25Mpa	0.25%	左侧管道入口处压强
液压传感器 2	0-5V	0-25Mpa	0.25%	右侧管道入口处压强

根据表 4.3 所示, 本次试验共布置了 14 个传感器, 其中位移传感器 1 和加速度传感器 1 用于测定基底层响应情况, 从而明确基底层与振动台的连接情况, 其余位移以及加速度传感器用于测定结构在振动过程中各层响应情况。力传感器用于测定在震动过程中两端分离式流体惯容器的出力情况, 液压传感器则用于测定流体在管道中的压降差, 其中传感器布置如图 4.4 所示。

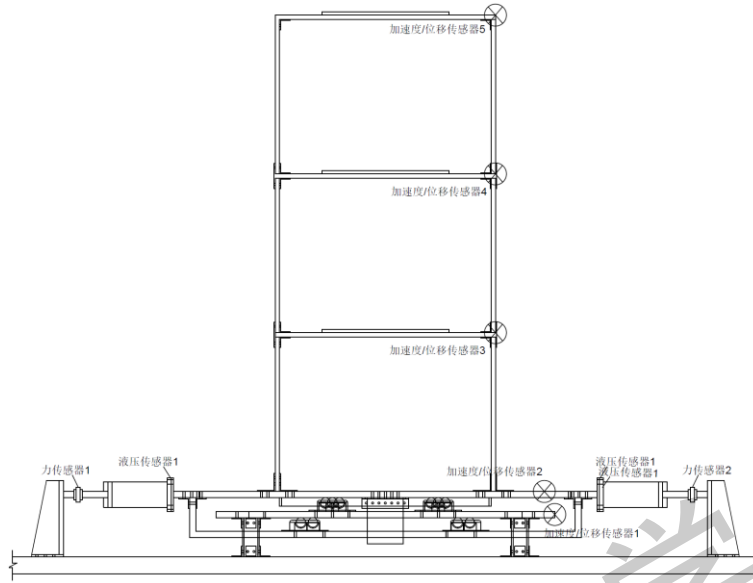


图 4.4 试验传感器布置

#### 4.1.4 试验工况设计

在本次试验中选取了两条天然地震动对试验结构进行单向加载，按照断层距 20km 为标准，分别选取了一条远场地震动和一条近场地震动，其地震动信息如表 4.4 所示，加速度时程如图 4.5。

表 4.4 地震波信息表

序号	地震	记录	地震类型	断层距 (km)	震级
1	San Fernando	RSN59	远场	89.72	6.62
2	Loma Prieta	RSN764	近场	10.97	6.33

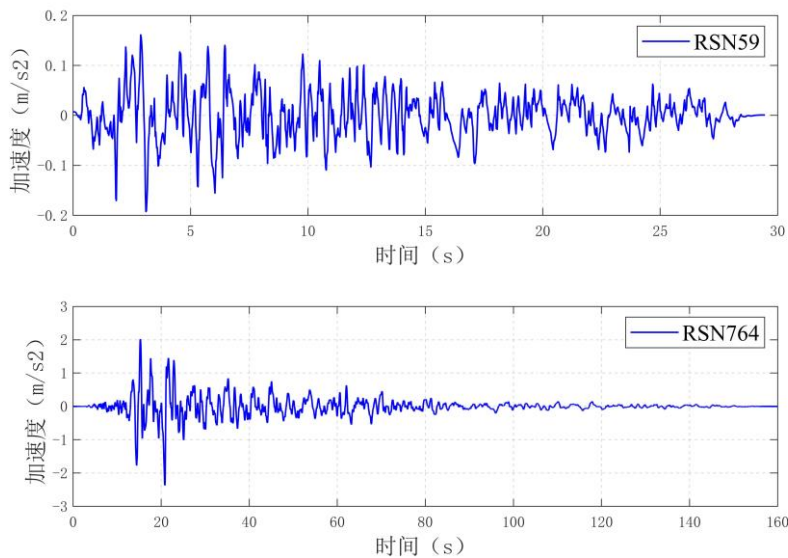


图 4.5 选取地震波加速度时程

在试验过程中分别对添加了 SFID 系统的基础隔震结构以及没有 SFID 系统的基础隔震结构进行时程分析,从而明确 SFID 对基础隔震结构的减震性能,对于选取激励的峰值加速度,通过调幅将其峰值加速度分别调整到 0.05g、0.1g 和 0.2g 用于模拟 7 度地区的多遇、设防以及罕遇地震,其工况设计如表 4.5 所示。

表 4.5 试验工况设计

序号	工况	地震激励	激励幅值	惯容器型号	
1	FIX-WN-0.05	白噪声	0.05g	无	
2	BIS-RSN59-0.05	RSN59			
3	BIS-RSN733-0.05	RSN733			
4	BIS-RSN59-0.1	RSN59	0.1g		
5	BIS-RSN733-0.1	RSN733			
6	FIX-WN-0.05	白噪声	0.05g		
7	BIS-WN-0.05	白噪声			
8	BIS-RSN59-0.05	RSN59			
9	BIS-RSN733-0.05	RSN733	0.1g		
10	BIS-RSN59-0.1	RSN59			
11	BIS-RSN733-0.1	RSN733			
12	BIS-RSN59-0.2	RSN59	0.2g		
13	BIS-RSN733-0.2	RSN733			
14	BIS-WN-0.05	白噪声	0.05g		
15	BIS-SFID1-WN-0.05	白噪声			
18	BIS-SFID1-RSN59-0.1	RSN59	0.1g		液压缸半径 $r_1$ :25mm 螺旋管半径 $r_2$ :5mm 螺旋管长度 $l$ :7m
19	BIS-SFID1-RSN733-0.1	RSN733			
20	BIS-SFID1-RSN59-0.2	RSN59	0.2g		
21	BIS-SFID1-RSN733-0.2	RSN733			
22	BIS-SFID1-WN-0.05	白噪声	0.05g		
23	BIS-SFID2-WN-0.05	白噪声			
24	BIS-SFID2-RSN59-0.1	RSN59	0.1g		液压缸半径 $r_1$ :31.5mm 螺旋管半径 $r_2$ :5mm 螺旋管长度 $l$ :7m
25	BIS-SFID2-RSN733-0.1	RSN733			
26	BIS-SFID2-RSN59-0.2	RSN59	0.2g		
27	BIS-SFID2-RSN733-0.2	RSN733			
28	BIS-SFID2-WN-0.05	白噪声	0.05g		
29	BIS-SFID3-WN-0.05	白噪声			
30	BIS-SFID3-RSN59-0.1	RSN59	0.1g		液压缸半径 $r_1$ :31.5mm 螺旋管半径 $r_2$ :10mm 螺旋管长度 $l$ :7m
31	BIS-SFID3-RSN733-0.1	RSN733			
32	BIS-SFID3-RSN59-0.2	RSN59	0.2g		
33	BIS-SFID3-RSN733-0.2	RSN733			
34	BIS-SFID3-WN-0.05	白噪声	0.05g		
35	BIS-SFID4-WN-0.05	白噪声			
36	BIS-SFID4-RSN59-0.1	RSN59	0.1g	液压缸半径 $r_1$ :40mm 螺旋管半径 $r_2$ :10mm 螺旋管长度 $l$ :7m	
37	BIS-SFID4-RSN733-0.1	RSN733			

38	BIS-SFID4-RSN59-0.2	RSN59	0.2g	
39	BIS-SFID4-RSN733-0.2	RSN733		
40	BIS-SFID4-WN-0.05	白噪声	0.05g	

本次试验共计 46 个工况，分别对无 SFID 的基础隔震结构以及添加了四种不同参数的 SFID 进行时程分析。对于每种不同类型的结构各有 8 个工况，分别对每种结构进行选取的两条地震动下，其地震动加速度峰值分别为 0.05g、0.1g 以及 0.2g，共计 6 个工况，而在地震动激励前后各进行一个加速度峰值为 0.05g 的白噪声激励从而确定结构在激励前后的损伤情况。除了对基础隔震结构进行地震时程激励之外，对无隔震层的上层框架同样进行了加速度峰值为 0.05g 和 0.1g 两条地震动下的响应激励，如工况 1 至工况 6，从而明确设计的基础隔震结构的减震效果。

#### 4.1.5 试验现场安装

本次试验在河海大学江宁校区 189 试验基地进行，使用的是模拟振动台系统，其振动台为一个直径 5.75m 的圆形台体，其振动台平面如图 4.6 所示。在试验中对于传感器数据采集频率为 1000Hz。

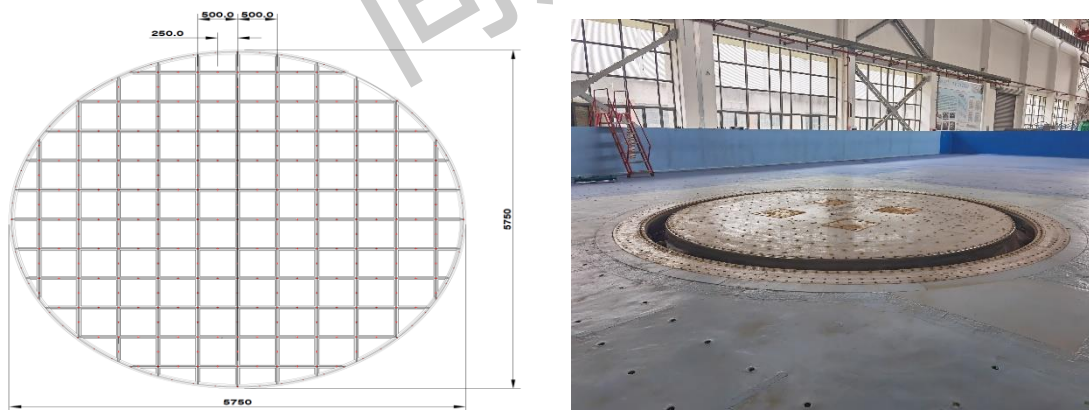


图 4.6 试验振动台

根据设计结构模型以及振动台空洞尺寸，通过四根刚性短柱将基底层与震动台连接，由于刚性短柱刚度较大，在振动过程中可以将基底层看做与振动台之间没有相对运动。结构其余不同通过螺栓连接，实现各节点的固接。承载层与振动台之间通过弹簧与直接连接在振动台的固定支架连接，实现其隔震层与振动台之间的弹性连接、分离式流体惯容器同样通过连接在固定支架与承载层之间，实现连接在隔震层与地面之间的力学性能，其现场整体连接如图 4.7 所示。



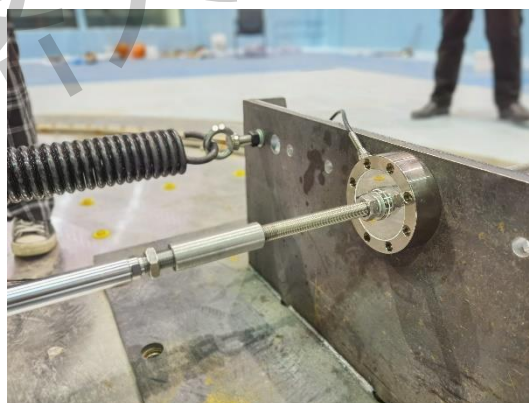


图 4.7 试验模型现场安装图

对于试验设计过程中的传感器布置，现场根据实际情况安装如图 4.8 所示。现场安装情况符合设计过程中的布置原则，对于各项数据的检测通过预试验满足性能需求。



(a) 液压传感器



(b) 力传感器



(c) 加速度和位移传感器

图 4.8 试验传感器安装

## 4.2 试验结果分析

### 4.2.1 试验数值模型

根据上述运动方程以及模型结构参数，定义以下无量纲参数：

$$\xi_{s,i} = \frac{c_{s,i}}{2k_{s,i}\omega_s}, \xi_d = \frac{c_d}{2\sqrt{m_{tot}k_b}}, \mu_s = \frac{\text{sum}(m_{s,i})}{m_{tot}}, \mu_b = \frac{m_b}{m_{tot}}, \mu_d = \frac{m_d}{m_{tot}} \quad (4.4)$$

其中  $\omega_s$  表示为上部框架结构第一角频率，通过计算得到的框架刚度以及质量可以得到  $\omega_s = 20.93\text{rad/s}$ ，因此可以得到上部框架结构的主周期：

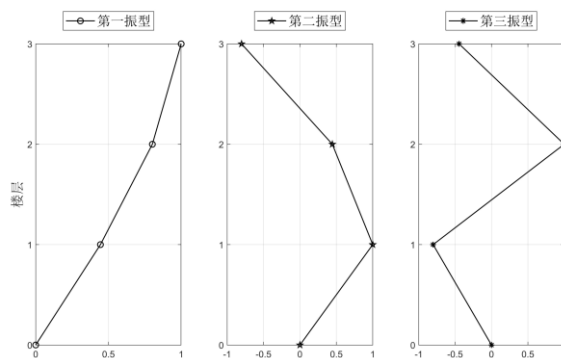
$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s} \quad (4.5)$$

计算得到了试验框架结构的第一周期  $T_s$  为 0.30s，对于钢框架结构通常设定阻尼比  $\xi_{s,i} = 0.02$ 。而对于 SFID 的非线性阻尼  $c_d$  和表观质量  $m_d$  可以根据等式 (2.31) 以及设计的 SFID 的几何参数计算得到，其计算结构如表 4.6 所示。

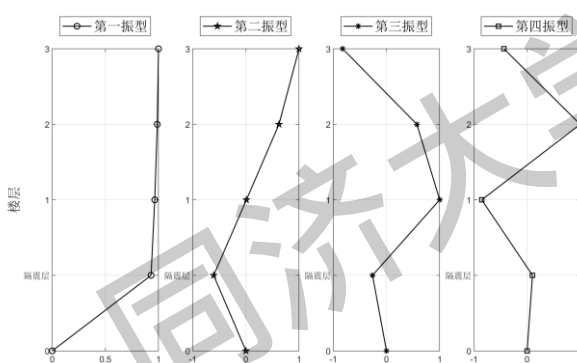
表 4.6 试验 SFID 力学参数

SFID 编号	液压缸半径 $r_1$	螺旋管半径 $r_2$	螺旋管长度 $l$	表观质量 $m_d$	非线性阻尼 $c_d$
1	25mm	5mm	7m	344kg	6067N.s/m
2	31.5mm	5mm	7m	866kg	21628 N.s/m
3	31.5mm	10mm	7m	217kg	804 N.s/m
4	40mm	10mm	7m	563kg	2991 N.s/m

对于基础隔震结构，根据其隔震层刚度、质量以及上部框架结构的刚度和质量可以得到设计隔震结构的主周期  $T_b=1.18\text{s}$ 。值得注意的是在基础隔震结构中的模态计算中通常可以将上部结构视为与隔震层之间无相对运动，即视为一个质量为上部框架和隔震层质量之和，刚度为隔震层刚度的单自由结构。通过上述等效方法可以得到隔震结构的主周期  $T_b=1.17\text{s}$ 。可以看出简化计算得到的主周期与实际结构主周期误差很小，可以很好还原结构的模态信息。对于试验上部框架结构以及基础隔震结构的振型如图 4.9 所示，从振型上看对于基础隔震结构来说，上部结构与隔震层之间的相对位移很小，再次印证了上述简化的合理性。从试验设计可知，隔震层的阻尼主要由滚轮支座与隔震层之间的摩擦提供，主要取决于其摩擦系数  $\mu$ ，对于试验模型的摩擦系数可以通过基础隔震结构进行白噪声扫频进行识别。



(a) 上部框架结构振型



(b) 基础隔震结构振型

图 4.9 试验结构振型

## 4.2.2 试验结构参数识别

由于在加工过程中可能存在误差以及材料和连接方式可能与数值情况不符，因此需要对试验实际结构进行参数识别，从而明确结构的实际参数。通过工况 FIX-WN-0.05 和工况 BIS-WN-0.05 分别对上部框架以及基础隔震结构进行参数识别，通过差分进化算法<sup>[108]</sup>对试验结构的刚度、阻尼以及滚轮支座的摩擦系数进行识别，可得得到上部框架结构的阻尼比  $\xi_{s,i} = 0.015$ ，层间刚度  $k_{s,i} = 516.49kN/m$ ，隔震层刚度  $k_b = 49.12kN/m$ ，滚轮支座的摩擦系数  $\mu = 0.018$ 。其中可以看出隔震层刚度明显小于设计刚度，这是由于钢材的弹性模量存在较大差异以及在节点连接中，框架柱与楼板之间可能没有达到完全固接，因此存在一定差异。对于上部框架结构，在白噪声激励下的顶层加速度频谱如图 4.10 所示，其中三个峰值分别代表框架结构的三个模态频率。可以看出上部框架的顶层加速度响应主要受到一阶模态的影响，其主周期  $T_s = 0.33s$ ，根据参数识别结果计算得到主周期  $T_s = 0.33s$ ，可以看出参数识别结构与结构响应的模态吻合，证明了对于

框架结构识别参数的准确性。对于基础隔震结构在白噪声下的顶层加速度响应频谱同样如图 4.10 所示，其中四个峰值分别代表基础隔震结构的四个模态，可以看出基础隔震结构的主周期  $T_b=1.14s$ ，比数值分析中的  $1.18s$  略小，这是由于实际制作过程中弹簧的刚度大于了设计刚度。根据参数识别得到的隔震层刚度计算结构主周期  $T_b=1.14s$ ，证明了识别参数的准确性。于此同时通过响应频谱分析还可以发现，基础隔震结构顶层加速度的频谱响应峰值明显小于框架结构，也证明了基础隔震结构能够有效减少上部结构的地震响应。

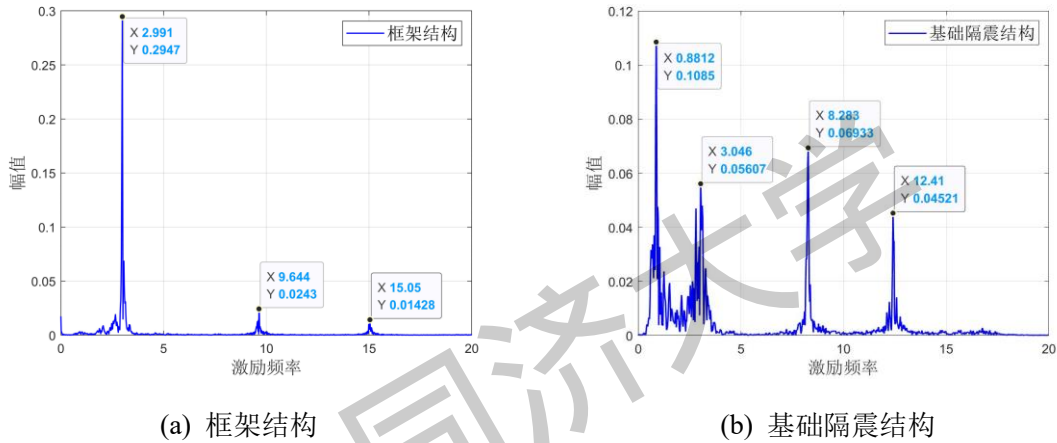


图 4.10 试验结构顶层加速度频谱响应

### 4.2.3 隔震结构的减震分析

由工况设计可知通过 FIX 以及 BIS 工况可以得到上部框架结构以及基础隔震结构在选取的两条地震动下的地震响应。为了说明基础隔震结构的减震效果，以框架顶层加速度响应为基准，定义了基础隔震结构的减震比：

$$\beta_{a0,max} = \frac{\max(abs(\ddot{u}_{s1,i}))}{\max(abs(\ddot{u}_{s0,i}))}, \quad \beta_{a0,rms} = \frac{rms(\ddot{u}_{s1,i})}{rms(\ddot{u}_{s0,i})}$$

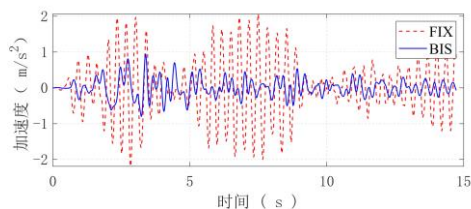
$$\beta_{u0,max} = \frac{\max(abs(u_{s1,i}))}{\max(abs(u_{s0,i}))}, \quad \beta_{u0,rms} = \frac{rms(u_{s1,i})}{rms(u_{s0,i})}$$
(4.6)

式中， $\beta_{a0,max}$  和  $\beta_{a0,rms}$  分别代表基础隔震结构对于上部结构加速度峰值以及均方值减震比， $\beta_{u0,max}$  和  $\beta_{u0,rms}$  分别代表基础隔震结构对于上部结构位移峰值以及均方值减震比。在表 4.7 中显示了无基础隔震的框架结构以及基础隔震结构顶层加速度的峰值和均方值响应。在图 4.11 中显示了  $PGA=0.1g$  时，两条地震动下顶层加速度的时程曲线。

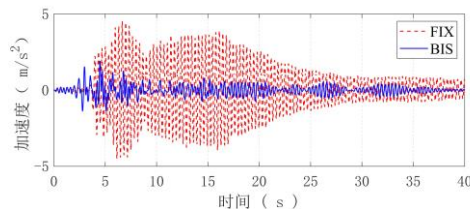
表 4.7 试验结构顶部加速度响应

地震激励	PGA	顶层加速度峰值 (m/s <sup>2</sup> )			顶层加速度均方根 (m/s <sup>2</sup> )		
		框架结构	隔震结构	减震比	框架结构	隔震结构	减震比

RSN59	0.05	1.31	0.65	49.6%	0.46	0.20	42.2%
RSN764		2.29	0.86	37.4%	0.73	0.22	30.3%
RSN59	0.1	2.19	0.94	43.1%	0.81	0.25	31.3%
RSN764		4.52	1.44	31.7%	1.11	0.34	30.8%



(a) RSN59



(b) RSN764

图 4.11 试验结构顶层加速度时程曲线

从表中可以看出设计的基础隔震结构相比于基础固定的框架结构在顶层加速度上实现了良好的减震效果,其顶层加速度峰值减震比  $\beta_{a,\max}$  在 31.7%至 49.6% 之间,均方值减震比在 30.8%至 42.2%之间,可以看出通过添加基础隔震系统使原结构的响应减少了 50%以上。通过对比 RSN59 (远场地震动) 和 RSN764 (近场地震动) 可以发现基础隔震结构在 RSN764 地震动减震效果更佳,并且在 RSN764 激励下,结构响应明显大于 RSN59。从两条地震激励的反应谱可以看出,如图 4.12,在框架结构主周期上,RSN764 峰值明显大于 RSN59 的峰值,而在基础隔震结构主周期上,两者峰值接近,因此可以说明在 RSN764 作用下减震效果相比于 RSN59 地震动更佳。而对于隔震结构,虽然在主周期上两者反应谱相似,但是由于近场地震动的脉冲作用,导致隔震结构响应增加,从而在 RSN764 地震动下顶部加速度响应仍然大于 RSN59。

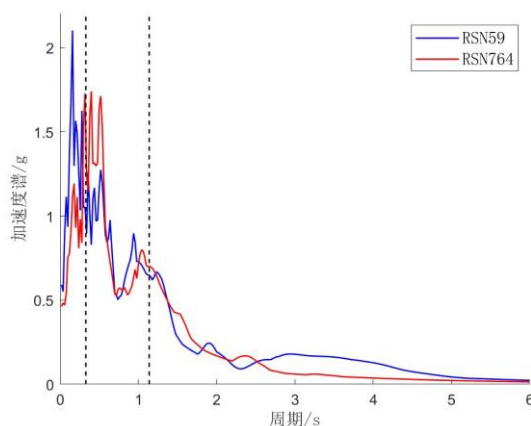


图 4.12 选取地震动反应谱

除了顶层加速度响应之外,结构的层间位移也是衡量结构减震指标的重要因素,因此在表 4.8 中汇总了基础固定的框架结构以及基础隔震结构的层间位移最

大值（第一层层间位移）的均方值以及峰值。在图 4.13 中显示了 PGA=0.1g 的 RSN764 激励下各楼层层间位移峰值以及均方值。

表 4.8 框架第一层层间位移响应

地震激励	PGA	最大层间位移峰值 (mm)			最大层间位移均方值 (mm)		
		框架结构	隔震结构	减震比	框架结构	隔震结构	减震比
RSN59	0.05	1.69	0.87	51.7%	0.35	0.17	49.2%
RSN764		2.37	1.00	42.3%	0.49	0.19	39.7%
RSN59	0.1	2.90	1.47	50.9%	0.81	0.39	47.8%
RSN764		4.51	1.67	37.1%	1.32	0.45	34.4%

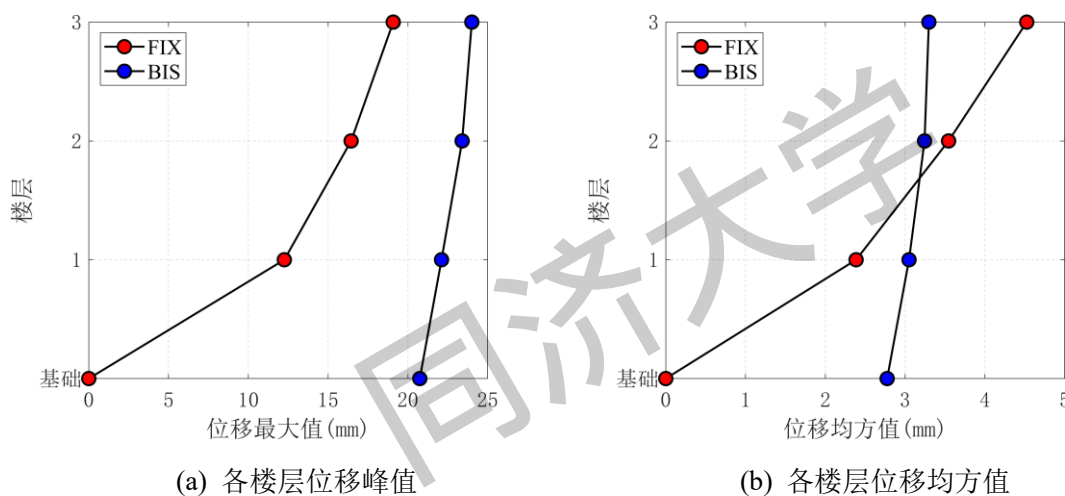


图 4.13 结构各楼层位移峰值与均方值

从表 4.8 中可以看出基础隔震结构能够实现最大层间位移峰值减震比在 37.1% 至 51.7% 之间，均方值减震比在 34.4% 至 49.2% 之间，且在近场地震（RSN764）下的地震响应以及减震效果均大于远场地震动（RSN59），这与顶层加速度响应结果一致。从图 4.13 可以看出基础隔震结构的上部框架结构几乎为整体平动，而基础固定的框架结构明显存在较大的层间位移，再一次说明了基础隔震系统对于结构层间位移的减震效果。

从上述分析可知，设计的基础隔震体系能够很好的实现上部结构加速度以及层间位移响应的减少。但是从图 4.13 可以看出，相比于基础固定的结构，基础隔震结构的隔震层存在较大位移，尤其是在近场地震动过程中，根据以往研究<sup>[107]</sup>，可能由于其脉冲作用导致隔震层位移过大，而导致基础隔震结构发生倾覆或者碰撞风险。从试验结果可以看到在 PGA=0.1g 的 RSN764 地震动作用下，隔震层位移已经超过 20mm，因此基于分离式流体惯容系统研究，在试验中用 SFID 系统研究其对隔震层位移减震效果。

#### 4.2.4 SFID 系统减震分析

通过上述分析可知, SFID 应用到基础隔震结构中主要目的是控制隔震层位移从而避免基础隔震结构的倾覆以及碰撞风险。虽然增加隔震层阻尼以及刚度能够有效减少隔震层的位移, 但这样往往会导致上部结构加速度响应的恶化, 因此本节通过对 SFID 基础隔震结构的混合控制结构进行时程响应分析, 综合基础隔震结构隔震层位移响应以及上部结构地震响应, 说明 SFID 对于基础隔震结构的控制效果。

为了说明 SFID 对于基础隔震结构的减震效果, 定义了以下减震指标:

$$\beta_{a1,max} = \frac{\max(\text{abs}(\ddot{u}_{s2,i}))}{\max(\text{abs}(\ddot{u}_{s1,i}))}, \quad \beta_{a1,rms} = \frac{\text{rms}(\ddot{u}_{s2,i})}{\text{rms}(\ddot{u}_{s1,i})}$$

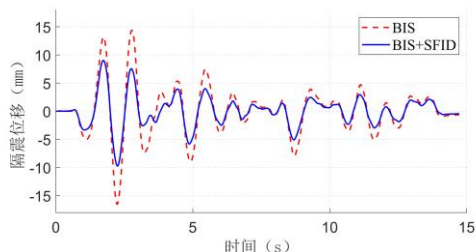
$$\beta_{u2,max} = \frac{\max(\text{abs}(u_2))}{\max(\text{abs}(u_1))}, \quad \beta_{u2,rms} = \frac{\text{rms}(u_2)}{\text{rms}(u_1)}$$
(4.7)

其中  $\beta_{a1,max}$  和  $\beta_{a1,rms}$  分别代表添加了 SFID 的基础隔震结构相比于普通基础隔震结构的上部结构加速度峰值以及均方值减震比,  $\beta_{u2,max}$  和  $\beta_{u2,rms}$  分别代表隔震层位移、上部结构层间位移的峰值和均方值减震比。

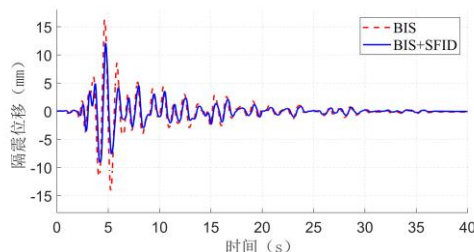
由工况设计可知本次试验将四种不同参数的 SFID 系统应用到基础隔震结构中, 其 SFID 的力学参数如表 4.6 所示。在表 4.9 中汇总了不同型号 SFID 隔震层位移峰值响应以及减震比。以  $r_1=31.5\text{mm}$ ,  $r_2=5\text{mm}$  为例, 在图 4.14 中列出了隔震层位移时程曲线。

表 4.8 基础隔震+SFID 结构隔震层位移峰值响应

地震记录	地震类型	PGA	40+10 (mm)		31.5+10 (mm)		31.5+5 (mm)		25+5 (mm)	
			位移	减震率	位移	减震率	位移	减震率	位移	减震率
RSN764	近场	0.1g	9.7	59.5%	11.3	69.3%	8.7	53.4%	9.9	60.5%
		0.2g	38.4	55.8%	45.3	66.0%	29.8	43.4%	35.9	52.2%
RSN59	远场	0.1g	10.6	64.1%	12.4	74.7%	9.7	58.6%	11.3	68.0%
		0.2g	35.1	59.1%	41.7	70.1%	28.7	48.2%	36.8	61.9%



(a) RSN59(PGA=0.1g)



(b) RSN764(PGA=0.1g)

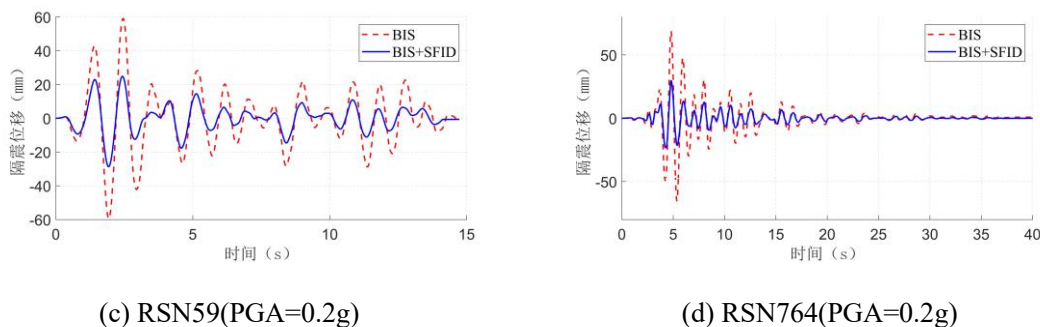


图 4.14 隔震层位移时程曲线

根据表 4.8 可以看出四种 SFID 系统均能够有效减少隔震层位移峰值响应，其中 31.5+5 的 SFID 减震效果最佳，而 31.5+10 的 SFID 的减震效果最差，这与两种 SFID 产生的表观质量  $m_d$  和非线性阻尼  $c_d$  有关。从表 4.6 可以看出 31.5+5 的 SFID 产生的表观质量与非线性阻尼最大，而 31.5+10 产生的表观质量与非线性阻尼最小，因此可以说明随着表观质量  $m_d$  和非线性阻尼  $c_d$  的增加，对于基础隔震结构的隔震层位移控制效果更好。在图 4.15 中通过柱状图显示了不同型号 SFID 与普通基础隔震的隔震层位移峰值响应，更直观反映了不同型号的 SFID 的控制效果。从地震动加速度峰值的增加可以看出，随着 PGA 的增大，SFID 对于隔震层的位移控制效果也越好，这是由于当 PGA 增大时，由于 SFID 阻尼的非线性效应，导致产生的实际阻尼效果增大，从而进一步减少了隔震层位移响应。对于 SFID 在远场以及近场地震动下的隔震层响应可以看出总的来说，在近场地震东西下的隔震层位移响应略大于远场地震动，然而在 SFID 在近场地震动下的减震效果却好于远场地震动，证明了 SFID 对于基础隔震结构在近场脉冲型地震动下的隔震层位移控制能够实现更好的效果。

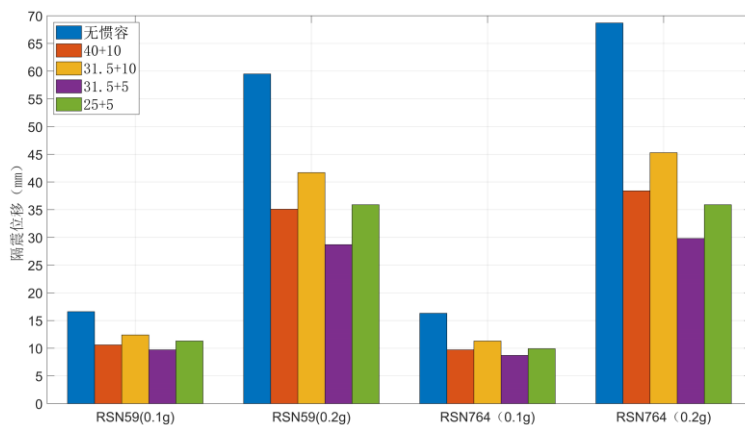


图 4.15 不同 SFID 系统隔震层位移响应峰值



通过上述分析证明了 SFID 系统在基础隔震结构中对于隔震层位移具有良好的控制效果, 并且随着 PGA 的增大以及 SFID 的表观质量  $m_d$  和非线性阻尼  $c_d$  的增大, 减震效果会进一步提升。但是根据其他减震装置应用到基础隔震系统的研究可以发现, 隔震层位移的减少往往意味着上部结构响应会发生恶化, 因此为了说明 SFID 对于基础隔震结构上部结构响应的影响, 在表 4.9 中汇总了四种不同型号 SFID 顶层加速度峰值响应以及减震比。以  $r_1=40\text{mm}$ ,  $r_2=10\text{mm}$  为例, 在图 4.16 中列出了在  $\text{PGA}=0.1\text{g}$  时, RNS761 以及 RSN59 的隔震层位移时程曲线。

表 4.9 基础隔震+SFID 结构顶层加速度峰值响应

地震记录	地震类型	PGA	40+10 ( $\text{m/s}^2$ )		31.5+10 ( $\text{m/s}^2$ )		31.5+5 ( $\text{m/s}^2$ )		25+5 ( $\text{m/s}^2$ )	
			加速度	减震比	加速度	减震率	加速度	减震率	加速度	减震率
RSN764	近场	0.1g	1.25	86.8%	1.09	75.7%	1.37	95.1%	1.18	81.9%
		0.2g	2.23	93.3%	2.07	86.6%	2.51	105.0%	2.13	89.1%
RSN59	远场	0.1g	0.75	79.8%	0.71	75.5%	0.85	90.4%	0.74	78.7%
		0.2g	1.81	83.4%	1.74	80.2%	2.22	102.3%	1.78	82.0%

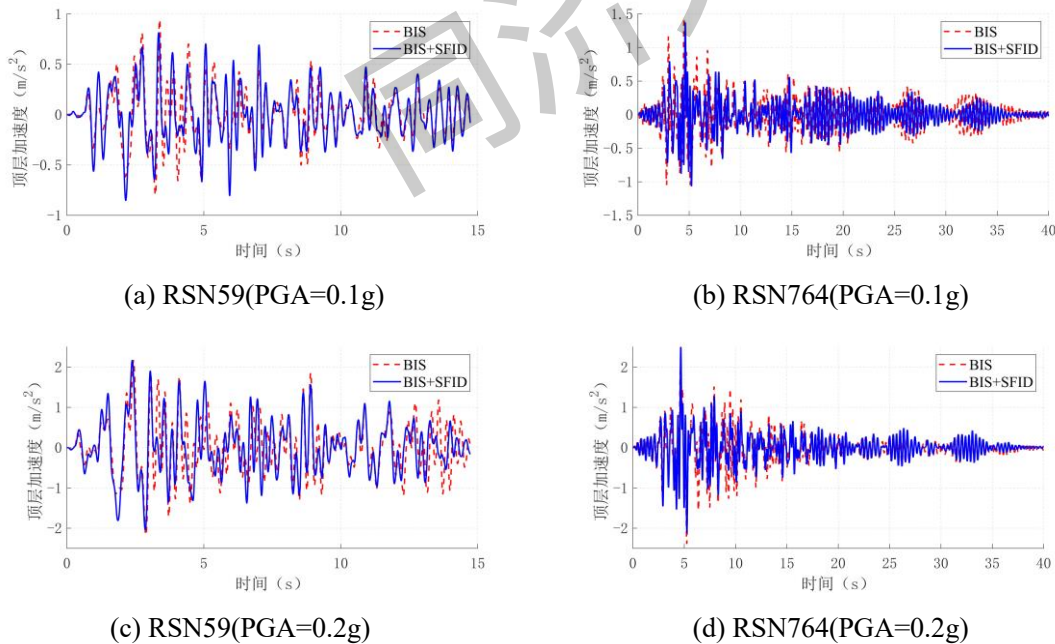


图 4.16 顶层加速度时程曲线

根据表 4.9 以及图 4.16 中结果可以发现 SFID 系统除了能够有效减少隔震层峰值位移响应之外, 在上部结构顶层加速度峰值上也具有一定的减震效果。与隔震层减震效果不同的是, 31.5+10 的 SFID 对于上部结构加速度响应减震效果最好, 而 31.5+5 的 SFID 减震效果最差, 这证明了 SFID 对于隔震层位移以及上部结构加速度响应存在相互矛盾的地方, 这一点在地震动加速度峰值变化对减震性能的影响也体现出来。在图 4.17 中显示了不同参数的 SFID 系统下结构顶层加速度的响应值, 更加直观的说明了上述结论。

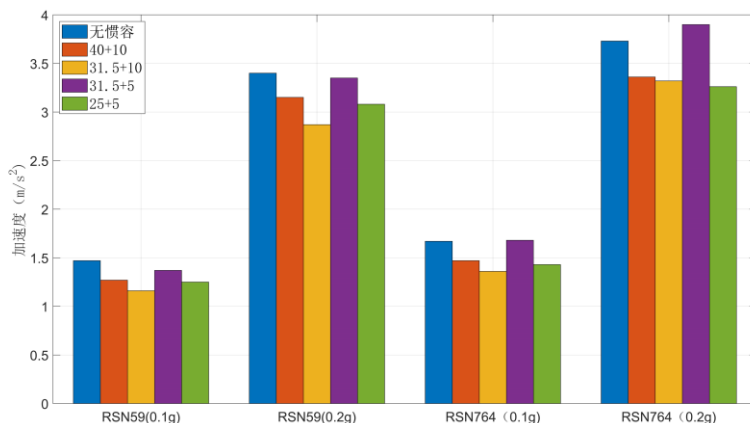


图 4.17 不同 SFID 系统顶层加速度响应峰值

除了结构加速度，层间位移也是衡量上部结构的地震响应的重要指标，在表 4.10 中汇总了上部结构在试验过程中最大层间位移（第一层层间位移）的峰值响应以及减震比，为了说明不同型号的 SFID 的减震效果。根据表 4.10 可以看出 SFID 对于基础隔震结构一层层间位移的减震效果与顶层加速度趋势一致，除了 31.5+5 型号 SFID 外，其余 SFID 在试验地震动下均实现了层间位移的减少。说明了 SFID 能够在一定程度的减少隔震层位移的同时减少上部结构的震动响应，但是当需要将隔震层位移控制到更低标准时，可能会放大上部结构振动响应，存在一个临界值，即隔震层位移减震效果最佳同时不放大上部结构震动响应。因此当 SFID 应用到基础隔震结构是需要注意两者平衡，避免响应的恶化。

表 4.10 基础隔震+SFID 结构一层层间位移峰值响应

地震记录	地震类型	PGA	40+10 (mm)		31.5+10 (mm)		31.5+5 (mm)		25+5 (mm)	
			位移	减震率	位移	减震率	位移	减震率	位移	减震率
RSN764	近场	0.1g	1.47	88.0%	1.36	81.0%	1.68	100.1%	1.43	85.6%
		0.2g	3.36	90.3%	3.32	89.1%	3.90	104.6%	3.29	88.4%
RSN59	远场	0.1g	1.27	86.4%	1.16	78.4%	1.37	93.1%	1.25	85.0%
		0.2g	3.15	92.6%	2.87	84.3%	3.35	98.4%	3.08	90.5%

通过上述分析说明了 SFID 系统能够有效降低基础隔震结构在地震过程中的隔震层位移，并且在大多数情况下能够改善上部结构地震响应，其减震效果与隔震层减震效果互斥，需要综合考虑。随着 PGA 的增大，SFID 对于隔震层的控制性能提升，而对于上部结构震动响应控制性能有所下降，但是依然原好于无隔震系统的框架结构。对于近场地震动，SFID 能够实现更好的控制效果，能够解决基础隔震结构在近场脉冲型地震动下响应发生恶化的问题。

### 4.3 试验与理论结果对比

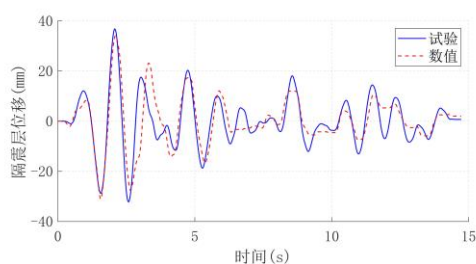
为了进一步说明 SFID 模型的准确性和模型参数的准确性, 从而对分离式流体惯容系统在基础隔震结构中的减震效果进行更进一步分析, 在本节中将数值理论与试验结果进行比较, 其中模型参数选取第 4.2 节中参数识别得到的结构参数, 将结构模型简化为如图 4.3 的层间剪切模型。在表 4.11 中汇总了在 PGA=0.2g 的理论隔震层峰值以及均方值响应, 并列出了与试验结果的误差, 其误差定义为:

$$E_{r,max} = \frac{\max(abs(\sigma_t)) - \max(abs(\sigma_e))}{\max(abs(\sigma_e))}, \quad E_{r,rms} = \frac{rms(\sigma_t) - rms(\sigma_e)}{rms(\sigma_e)} \quad (4.8)$$

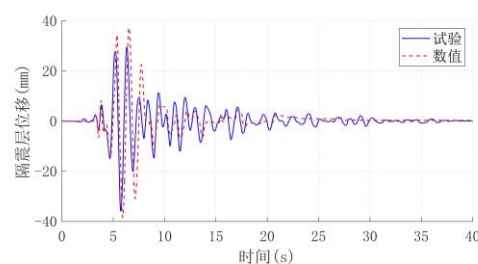
其中  $E_{r,max}$  和  $E_{r,rms}$  分别代表峰值误差以及均方根误差,  $\sigma_t$  代表试验结果, 而  $\sigma_e$  代表数值理论结果。当  $E_{r,max}$  和  $E_{r,rms}$  大于 0 时, 代表试验结果大于数值结果, 反之, 则小于数值结果。

表 4.11 基础隔震+SFID 结构顶层加速度响应试验理论结果对比

SFID 型号	地震记录	PGA	隔震层位移峰值			隔震层位移均方值		
			理论值	试验值	误差	理论值	试验值	误差
40+10	RSN59	0.1g	9.9	10.6	7.2%	2.4	2.2	-10.2%
		0.2g	34.4	35.1	2.0%	11.3	11.2	-0.9%
	RSN764	0.1g	10.5	9.7	-7.2%	1.7	1.9	14.9%
		0.2g	41.6	38.4	-7.7%	7.5	6.8	-9.7%
31.5+10	RSN59	0.1g	12.4	12.4	0.3%	3.0	3.5	15.2%
		0.2g	44.3	41.7	-5.9%	15.7	13.0	-17.0%
	RSN764	0.1g	12.2	11.3	-7.6%	2.0	2.3	17.4%
		0.2g	56.0	45.3	-19.1%	10.4	9.2	-11.4%
31.5+5	RSN59	0.1g	8.0	9.7	20.9%	1.8	2.0	8.2%
		0.2g	23.6	28.7	21.6%	6.1	7.2	18.5%
	RSN764	0.1g	8.4	8.7	3.2%	1.2	1.4	18.2%
		0.2g	26.5	29.8	12.6%	4.0	4.4	8.0%
25+5	RSN59	0.1g	10.6	11.3	6.6%	2.6	2.6	-0.1%
		0.2g	34.1	36.8	8.0%	10.0	9.6	-4.3%
	RSN764	0.1g	10.6	9.9	-7.1%	1.7	1.6	-3.7%
		0.2g	38.4	35.9	-6.6%	6.8	6.9	2.0%



(a) RSN59



(b) RSN764

图 4.16 理论与试验隔震层位移时程对比

从表 4.11 可以看出理论结果与试验实测结果的隔震层位移峰值以及均方值误差大都在 10%之内, 仅有少部分达到 20%, 说明了从整体上看理论模型符合真实情况, 第 2 章所建立的分离式流体惯容系统理论模型能够较好的还原 SFID 系统在基础隔震结构中的出力情况。以 25+5 型号 SFID 为例, 在图 4.18 中显示了在  $PGA=0.2g$  时隔震层位移时程曲线, 从时程分析来看再次验证了表 4.11 中的数据结论。从表 4.11 中可以看出在部分工况下误差达到了 20%左右, 结合数值模型以及试验设计总结误差原因如下:

(1) 从第 2 章可知分离式流体惯容系统的理论模型在不同速度情况下有一定差距, 本文采用的模型是根据构件试验与数值模型拟合得到, 由于振动台试验采用的 SFID 与构件试验存在差异以及在不同速度下分离式流体惯容系统理论模型可能有差异, 导致了 SFID 理论模型与试验过程结果存在差异。并且在试验过程中 SFID 中的液压缸体与螺旋管道之间流体中存在一定量的空气, 也会导致 SFID 数值模型有所差别。

(2) 试验设计可知, 隔震层刚度是通过隔震层与振动台之间弹簧实现, 而弹簧刚度在线性伸长过程中刚度可能会有差异, 因此隔震层刚度的变化可能也会导致最后结果的误差。并且每根弹簧之间刚度可能存在微小的差异进一步影响了试验结果。

(3) 在数值模型中是将结构简化为了层间剪切模型, 然而在实际震动过程中由于隔震层弹簧布置位移的误差以及每根弹簧之间的刚度误差导致结果发生了扭转效果, 如图 4.8 所示隔震结果的第三阶以及第四阶模态与层间剪切模型计算结果差距较大, 验证了基础隔震结构在实际震动过程中发生了扭转作用, 从而导致与理论模型之间存在误差。

通过上述分析表明理论结果与试验结果之间总体上较为吻合, 验证了理论模型的准确性, 为后文分离式流体惯容系统在基础隔震结构中进一步优化分析提供了理论依据。

## 4.4 本章小结

本章将 SFID 系统应用到基础隔震结构中, 设计了一个振动台试验, 选取了两条天然地震动, 将不同型号的 SFID 系统安装在基础隔震结构之中, 研究了 SFID 对于基础隔震结构隔震层位移以及上部结构响应的减震效果, 得到了以下结论:

(1) 设计了一个周期为 0.33s 的三层框架结构, 通过滚轮支座与弹簧结合形成隔震层, 得到周期为 1.14 的基础隔震结构。通过对基础隔震结构以及基础固定的框架结构进行振动台试验说明了设计基础隔震结构对于结构响应具有良好的减震效果, 但是面临着隔震层位移过大的问题。尤其是在近场地震动作用下, 由于近场地震动的脉冲作用, 可能导致隔震层位移显著增大。

(2) 将四种不同型号的 SFID 应用到基础隔震结构之中, 通过在不同地震动峰值的地震动振动台激励发现当 SFID 产生的表观质量  $m_d$  以及非线性阻尼  $c_d$  越大时, 对于基础隔震结构隔震层位移控制效果越好, 但是会导致上部结构响应略有增加。随着输入激励加速度峰值增加隔震层位移减震效果越好, 而上部结构响应减震效果略有降低。通过近场和远场地震动激励发现, 对于近场地震动, SFID 能够实现更好的隔震层位移减震效果, 这契合了基础隔震结构对于近场地震动需要进一步控制的目的, 能够避免在近场地震动下隔震层位移过大。

(3) 通过将试验结果与理论结果进行对比, 验证了分离式流体惯容系统数值模型的准确性, 为后文进一步对分离式流体惯容系统在基础隔震结构中的优化以及分析提供了理论依据。

## 第 5 章 不同拓扑流体惯容与基础隔震混合控制减震分析

在第 4 章中通过一个振动台试验证明 SFID 系统对于基础隔震在地震过程中的控制性能，但是 SFID 系统由于没有调谐弹簧的存在，因此无法实现耗能增效作用。基于此，在本章中考虑了不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统对于基础隔震结构的减震性能，分析了不同参数对其响应性能的影响。研究了一种基于性能指标的优化设计方法，通过能量分析以及非线性时程验证证明了优化方法的适用性。对于基础隔震结构在近场脉冲型地震动下的响应控制，本章提出了在近场脉冲型地震动下，分离式流体惯容系统在基础隔震结构中的优化设计方法。

### 5.1 混合控制结构的力学模型及运动方程

在第 3.1 节中介绍了三种分离式流体惯容系统，将其应用到基础隔震结构之中，简化模型如图 5.1 所示。由于基础隔震结构中隔震层刚度较小，位移主要集中在隔震层，所以可以将上部结构假定为一个单自由度进行分析，三种惯容系统的混合控制结构运动方程为：

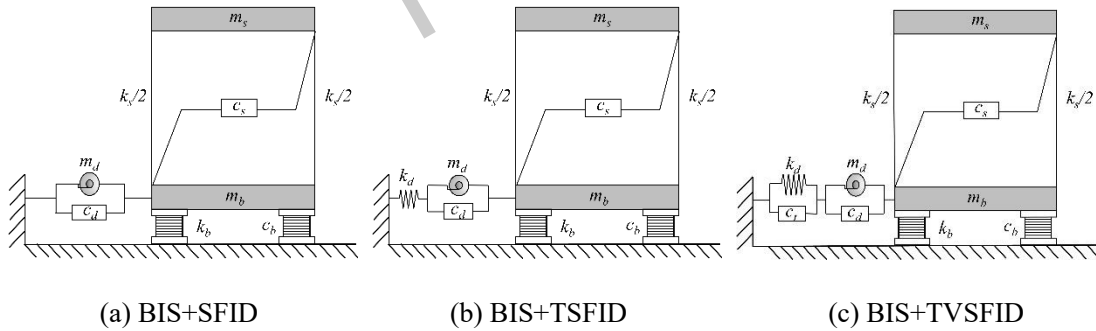


图 5.1 分离式流体惯容系统与基础隔震的混合控制结构

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = -m_s a_g \\ (m_b + m_d) \ddot{u}_b + (c_b + c_{eq}) \dot{u}_b + k_b u_b - [c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b)] = -m_b a_g \end{cases} \quad (5.1)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = -m_s a_g \\ m_b \ddot{u}_b + c_b \dot{u}_b + k_b u_b - [c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b)] - k_d (u_d - u_b) = -m_b a_g \\ m_d \ddot{u}_d + c_{eq} \dot{u}_d + k_d (u_d - u_b) = 0 \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = -m_s a_g \\ m_b \ddot{u}_b + c_b \dot{u}_b + k_b u_b - [c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b)] - k_d (u_d - u_b) - c_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) = -m_b a_g \\ m_d \ddot{u}_d + c_{eq} \dot{u}_d + k_d (u_d - u_b) + c_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) = 0 \end{cases} \quad (5.3)$$

式中,  $m_s$ 、 $k_s$ 、 $c_s$  为上部结构的质量、刚度以及阻尼;  $m_b$ 、 $k_b$ 、 $c_b$  为隔震层的质量、刚度以及阻尼;  $m_d$ 、 $k_d$ 、 $c_t$  为分离式流体惯容系统的表观质量、支撑刚度以及支撑阻尼;  $c_{eq}$  为分离式流体惯容系统的非线性阻尼  $c_d$  的等效线性化阻尼, 等效线性化方法如第 3.2 节所示。  $u_s$ 、 $\dot{u}_s$ 、 $\ddot{u}_s$  为上部结构结构的位移、速度和加速度;  $u_b$ 、 $\dot{u}_b$ 、 $\ddot{u}_b$  为上部结构结构的位移、速度和加速度;  $u_d$ 、 $\dot{u}_d$ 、 $\ddot{u}_d$  为惯容系统阻尼元件和惯容元件的位移、速度和加速度,  $a_g$  为地震动加速度。

## 5.2 混合控制结构的频域分析

为了研究上部不同惯容系统对基础隔震结构的响应影响, 在本节中对不同形式的混合控制系统进行了传递函数以及模态分析, 从而明确不同惯容系统的减震机制以及有效性。将等式 (5.1) 到 (5.3) 写成矩阵形式为:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\boldsymbol{\gamma}a_g(t) \quad (5.4)$$

式中, 对于 BIS+SFID,  $\mathbf{u}(t)^T = [u_s, u_b]$ 、 $\boldsymbol{\gamma} = [1, 1]$ , 对于 BIS+TSFID 和 BIS+TVSFID,  $\mathbf{u}(t)^T = [u_s, u_b, u_d]$ 、 $\boldsymbol{\gamma} = [1, 1, 0]$ ,  $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$  分别为质量、阻尼、刚度矩阵:

$$\mathbf{M}_{\text{SFID}} = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix}; \mathbf{C}_{\text{SFID}} = \begin{bmatrix} c_s & -c_s \\ -c_s & c_b \end{bmatrix}; \mathbf{K}_{\text{SFID}} = \begin{bmatrix} k_s & -k_b \\ -k_b & k_b \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

$$\mathbf{M}_{\text{TSFID}} = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 \\ 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & m_d \end{bmatrix}; \mathbf{C}_{\text{TSFID}} = \begin{bmatrix} c_s & -c_s & 0 \\ -c_s & c_b + c_s & 0 \\ 0 & 0 & c_{eq} \end{bmatrix}; \quad (5.6)$$

$$\mathbf{K}_{\text{TSFID}} = \begin{bmatrix} k_s & -k_b & 0 \\ -k_b & k_s + k_b + k_d & -k_d \\ 0 & -k_d & k_d \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{M}_{\text{TVSFID}} = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 \\ 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & m_d \end{bmatrix}; \mathbf{C}_{\text{TVSFID}} = \begin{bmatrix} c_s & -c_s & 0 \\ -c_s & c_b + c_s + c_t & -c_t \\ 0 & -c_t & c_{eq} + c_t \end{bmatrix}; \quad (5.7)$$

$$\mathbf{K}_{\text{TVSFID}} = \begin{bmatrix} k_s & -k_b & 0 \\ -k_b & k_s + k_b + k_d & -k_d \\ 0 & -k_d & k_d \end{bmatrix}$$

将地震动加速度  $a_g$  模拟为简谐激励  $a_g = A_0 e^{i\omega t}$  时, 上部结构响应可以表达为  $u_s = U_s e^{i\omega t}$ , 隔震层响应可以表达为  $u_b = U_b e^{i\omega t}$ , 惯容器位移可以表达为  $x_d = U_d e^{i\omega t}$  带入式 (5.4) 中可得:

$$[-\omega^2\mathbf{M}+i\omega\mathbf{C}+\mathbf{K}]U(\omega)=-\mathbf{M}\gamma A_0(\omega) \quad (5.8)$$

对于隔震结构，主要关注的性能指标为隔震层位移以及上部结构加速度，因此根据上述分析可以得到结构加速度以及位移传递函数为：

$$\frac{-\omega^2[U+A_0\gamma]}{-\omega^2 A_0}=\frac{U}{A_0}+\gamma \quad (5.9)$$

$$\frac{U}{-\omega^2 A_0}=-[-\omega^2\mathbf{M}+i\omega\mathbf{C}+\mathbf{K}]^{-1}\mathbf{M}\gamma \quad (5.10)$$

根据上述分析可以得到不同惯容系统上部结构加速度以及隔震层位移的传递函数，以表 5.1 中的结构参数为例，在图 5.2 中显示了不同惯容系统混合控制结构的上部结构加速度以及隔震层位移的传递函数。

表 5.2 结构参数设置

参数	数值	参数	数值
上部结构质量 $m_s$	1078 ton	惯容支撑刚度 $k_d$	591kN/m
上部结构刚度 $k_s$	17023kN/m	惯容支撑阻尼比 $\xi_i$	0.05
上部结构阻尼比 $\xi_s$	0.02	液压缸半径 $r_1$	0.6m
上部结构 $T_s$	0.5s	螺旋管半径 $r_2$	0.06m
隔震层质量 $m_b$	269.5 ton	螺旋长度 $l$	5m
隔震层结构周期 $T_b$	3s	流体密度 $\rho$	1000 kg/m <sup>3</sup>
隔震层阻尼比 $\xi_b$	0.1	流体粘度系数 $\mu$	0.01 Pa·s

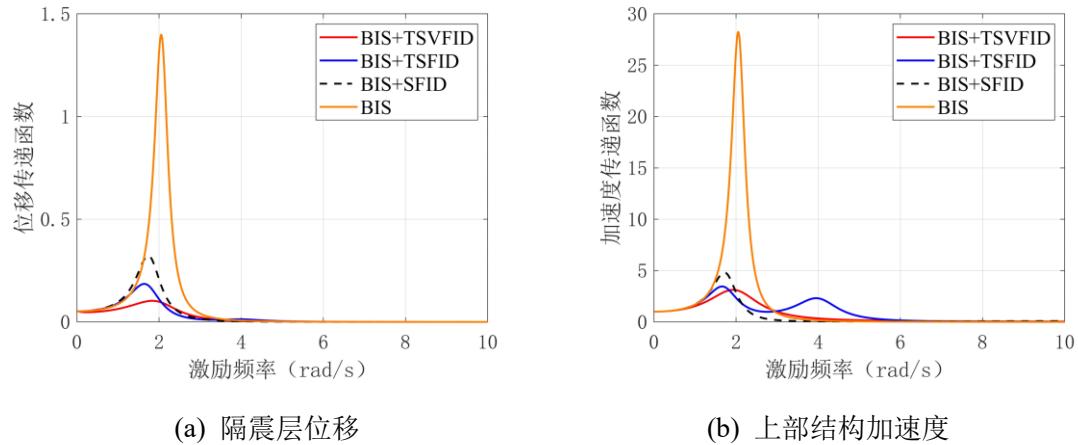


图 5.2 不同分离式流体惯容系统传递函数

从图中可以看出相比于基础隔震结构，SFID、TSFID 以及 TVSFID 均能调节结构基频，延长结构周期，减少上部结构的加速度响应以及隔震层位移响应峰值。相比于 BIS+SFID 结构，TSFID 和 TVSFID 的隔震层位移响应峰值更小，这是由于调谐弹簧的存在使阻尼元件的变形增大，实现了更强的阻尼效应。但是对于上部结构加速度响应可以看出，TSFID 系统在第二模态处出现了更大的峰值，



从而恶化了上部结构加速度响应，而在支撑刚度上并联一个阻尼元件形成的 TVSFID 能够有效降低第二模态的加速度响应，避免出现上部结构加速度响应的恶化。这是因为 TVSFID 中的支撑阻尼元件能够有效增强第二模态阻尼，从而对第二模态的加速度响应进行控制。如图 5.3 所示，无论是 BIS+TSFID 还是 BIS+TVSFID 结构中第二模态的位移主要集中在惯容器与隔震层之间，即支撑刚度元件的位移  $u_d-u_b$ ，因此在支撑刚度中并联阻尼元件能够使其在第二模态响应作用下有较大的滞回变形，从而增加结构第二模态阻尼，控制因为高阶模态对上部结构加速度响应的恶化。因此 TVSFID 系统更加适合在基础隔震结构中的震动控制。

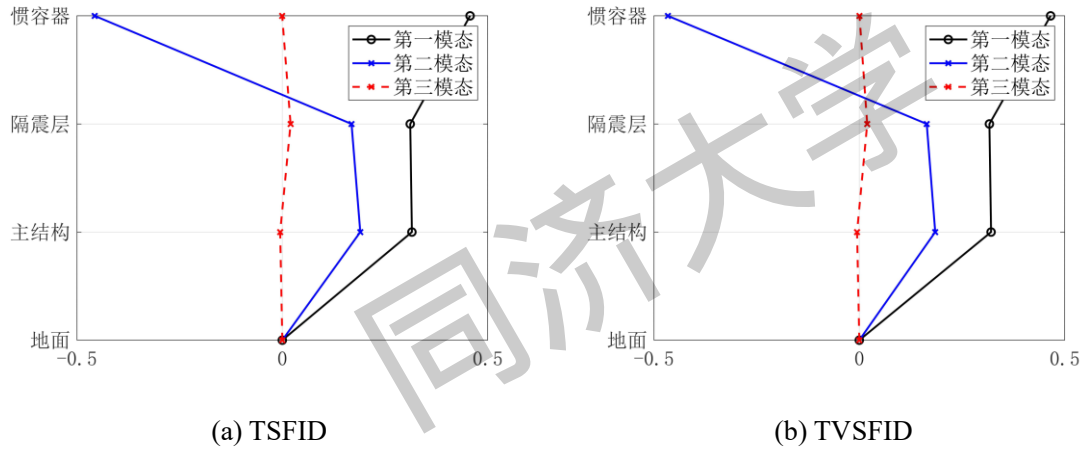


图 5.3 TSFID 和 TVSFID 的模式向量

## 5.3 参数分析

### 5.3.1 惯容器力学参数影响

将等式 (5.1) 至 (5.3) 无量纲化得到：

$$\begin{cases} \ddot{u}_s + 2\xi_s \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + \omega_s^2 (u_s - u_b) = -a_g \\ (\mu_b + \mu_d) \ddot{u}_b + 2\omega_b (\xi_b + \xi_{eq}) \dot{u}_b + \omega_b^2 u_b \\ - [2\mu_s \xi_s \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + \mu_s \omega_s^2 (u_s - u_b)] = -\mu_b a_g \end{cases} \quad (5.11)$$

$$\begin{cases} \ddot{u}_s + 2\xi_s \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + \omega_s^2 (u_s - u_b) = -a_g \\ \mu_b \ddot{u}_b + 2\omega_b \xi_b \dot{u}_b + \omega_b^2 u_b - [2\mu_s \xi_s \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) \\ + \mu_s \omega_s^2 (u_s - u_b)] - \kappa \omega_b^2 (u_d - u_b) = -\mu_b a_g \\ \mu_d \ddot{u}_d + 2\omega_b \xi_{eq} \dot{u}_d + \kappa \omega_b^2 (u_d - u_b) = 0 \end{cases} \quad (5.12)$$

$$\begin{cases} \ddot{u}_s + 2\xi_s \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + \omega_s^2 (u_s - u_b) = -a_g \\ \mu_b \ddot{u}_b + 2\omega_b \xi_b \dot{u}_b + \omega_b^2 u_b - [2\mu_s \xi_s \omega_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + \mu_s \omega_s^2 (u_s - u_b)] \\ -\kappa \omega_b^2 (u_d - u_b) - 2\omega_b \xi_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) = -\mu_b a_g \\ \mu_d \ddot{u}_d + 2\omega_b \xi_{eq} \dot{u}_d + \kappa \omega_b^2 (u_d - u_b) + 2\omega_b \xi_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) = 0 \end{cases} \quad (5.13)$$

式中：

$$\begin{aligned} \xi_s &= \frac{c_s}{2\sqrt{m_s k_s}}, \xi_b = \frac{c_b}{2\sqrt{m_{tot} k_b}}, \xi_t = \frac{c_t}{2\sqrt{m_{tot} k_b}}, \xi_{eq} = \frac{c_{eq}}{2\sqrt{m_{tot} k_b}} \\ \xi_d &= \frac{c_d}{2\sqrt{m_{tot} k_b}}, \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}, \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_{tot}}}, \mu_s = \frac{m_s}{m_{tot}}, \mu_b = \frac{m_b}{m_{tot}}, \mu_d = \frac{m_d}{m_{tot}}, \kappa = \frac{k_d}{k_b} \end{aligned} \quad (5.14)$$

其中  $m_{tot}=m_s+m_b$ ，将地震动加速度  $a_g$  建立为等式 (3.7) 所示的随机过程。根据上述分析可以得到结构在随机地震动下的协方差矩阵为：

$$\Sigma_x = \begin{bmatrix} \sigma_{u_s}^2 & \sigma_{u_s u_b} & \sigma_{u_s u_d} \\ \sigma_{u_s u_b} & \sigma_{u_b}^2 & \sigma_{u_b u_d} \\ \sigma_{u_s u_d} & \sigma_{u_b u_d} & \sigma_{u_d}^2 \end{bmatrix}; \Sigma_v = \begin{bmatrix} \sigma_{\dot{u}_s}^2 & \sigma_{\dot{u}_s \dot{u}_b} & \sigma_{\dot{u}_s \dot{u}_d} \\ \sigma_{\dot{u}_s \dot{u}_b} & \sigma_{\dot{u}_b}^2 & \sigma_{\dot{u}_b \dot{u}_d} \\ \sigma_{\dot{u}_s \dot{u}_d} & \sigma_{\dot{u}_b \dot{u}_d} & \sigma_{\dot{u}_d}^2 \end{bmatrix}; \Sigma_a = \begin{bmatrix} \sigma_{\ddot{u}_s}^2 & \sigma_{\ddot{u}_s \ddot{u}_b} & \sigma_{\ddot{u}_s \ddot{u}_d} \\ \sigma_{\ddot{u}_s \ddot{u}_b} & \sigma_{\ddot{u}_b}^2 & \sigma_{\ddot{u}_b \ddot{u}_d} \\ \sigma_{\ddot{u}_s \ddot{u}_d} & \sigma_{\ddot{u}_b \ddot{u}_d} & \sigma_{\ddot{u}_d}^2 \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

由于在 BIS+SFID 结构中，分离式流体惯容器的位移与隔震层的位移相同，因此协方差矩阵为：

$$\Sigma_x = \begin{bmatrix} \sigma_{u_s}^2 & \sigma_{u_s u_b} \\ \sigma_{u_s u_b} & \sigma_{u_b}^2 \end{bmatrix}; \Sigma_v = \begin{bmatrix} \sigma_{\dot{u}_s}^2 & \sigma_{\dot{u}_s \dot{u}_b} \\ \sigma_{\dot{u}_s \dot{u}_b} & \sigma_{\dot{u}_b}^2 \end{bmatrix}; \Sigma_a = \begin{bmatrix} \sigma_{\ddot{u}_s}^2 & \sigma_{\ddot{u}_s \ddot{u}_b} \\ \sigma_{\ddot{u}_s \ddot{u}_b} & \sigma_{\ddot{u}_b}^2 \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

在基础隔震结构中主要关注的结构性能指标为隔震层位移以及上部结构加速度，因此定义隔震层位移减震指标以及上部结构加速度减震指标为：

$$J_x = \frac{\sigma_{u_b}}{\sigma_{u_{b0}}}; J_a = \frac{\sigma_{\ddot{u}_s}}{\sigma_{\ddot{u}_{s0}}} \quad (5.17)$$

其中  $J_x$  和  $J_a$  均是关于结构响应均方根的减震性能指标，即是关于响应  $H_2$  范数的性能指标。为了研究不同参数结构响应的的影响，在图 5.4 到图 5.6 中显示了在表 5.1 所示的基础隔震结构参数下，不同等效表观质量  $\mu_d$  以及等效非线性阻尼比  $\xi_d$  对  $J_x$  和  $J_a$  的影响，其中  $\kappa=0.8$ ， $\xi_t=0.05$ 。

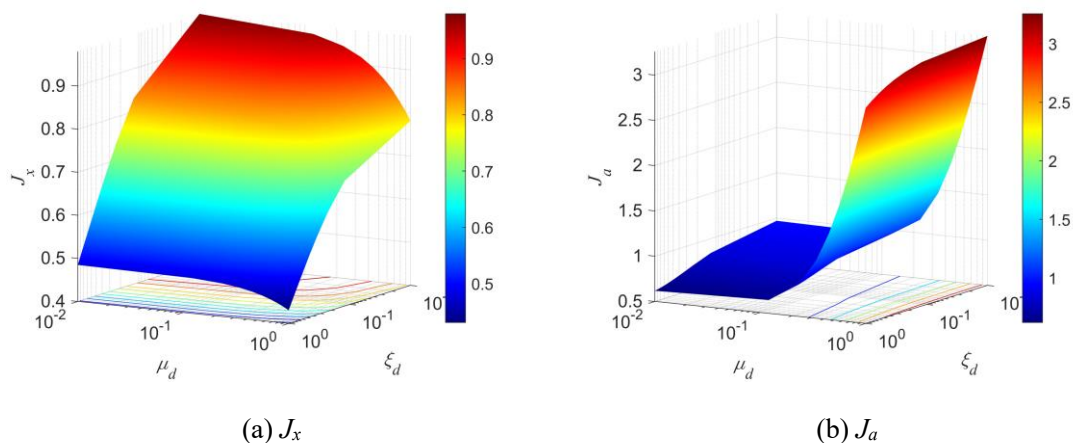


图 5.4 BIS+SFID

从图 5.4 中可以看出，对于 BIS+SFID 结构， $J_x$  是随着  $\mu_d$  和  $\xi_{eq}$  增大而减小的递减函数，即  $\mu_d$  和  $\xi_d$  越大，隔震层位移越小。而  $J_a$  在  $\mu_d$  较小时，主要由  $\xi_d$  决定，并且随着  $\xi_d$  的增大有轻微的减小；当  $\mu_d$  较大时，则主要收到表观质量  $\mu_d$  的影响，是关于  $\mu_d$  的一个先减小，后增大的函数，当  $\mu_d$  大于临界值时， $J_a$  随着  $\mu_d$  的增大而迅速恶化。因此可以看出，SFID 在对于  $J_x$  和  $J_a$  的控制效果是相互矛盾的，即控制隔震层位移往往意味着牺牲上部加速度响应，这与第四章通过振动台试验得到的结论一致。

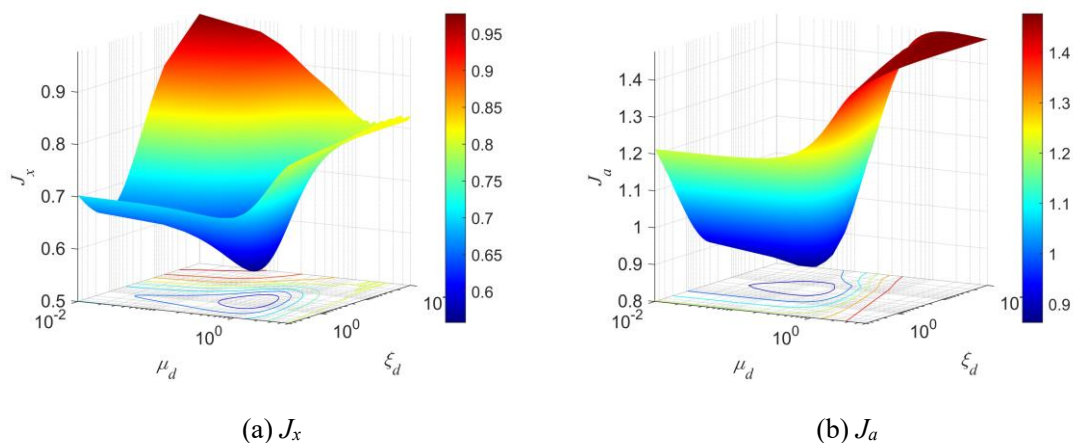


图 5.5 BIS+TSFID

从图 5.5 中可以看出，对于 BIS+TSFID 结构，当刚度比  $\kappa=0.8$  时，分别存在一个最优的  $\mu_d$  和  $\xi_d$  使  $J_x$  和  $J_a$  最小。但是对于  $J_x$  的最优的  $\mu_d$  和  $\xi_d$  与基于  $J_a$  的最优的  $\mu_d$  和  $\xi_d$  并不一致，对于  $J_x$  的最优的  $\mu_d$  和  $\xi_d$  的值大于基于  $J_a$  的最优的  $\mu_d$  和  $\xi_d$ ，并且会引起上部加速度响应的放大，因此必须对两个指标进行折中，从而达到控制隔震层位移的同时不增加上部结构加速度响应的目的。

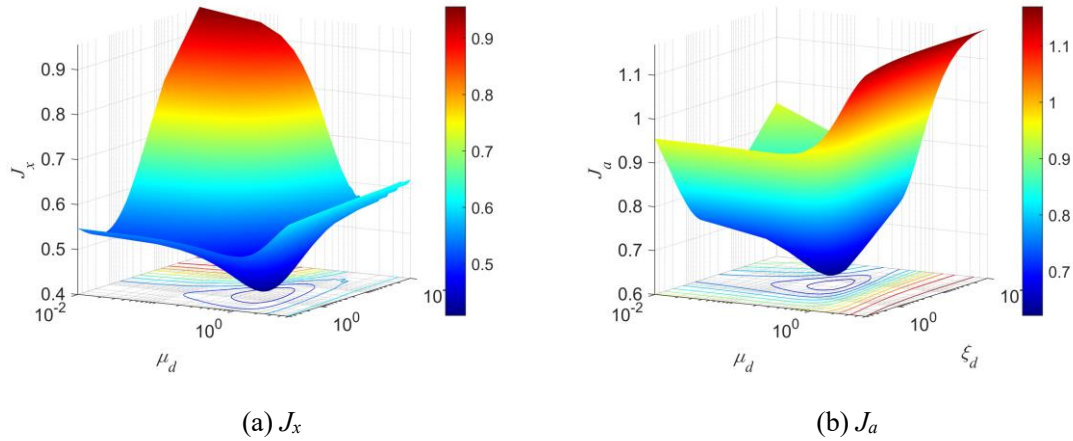
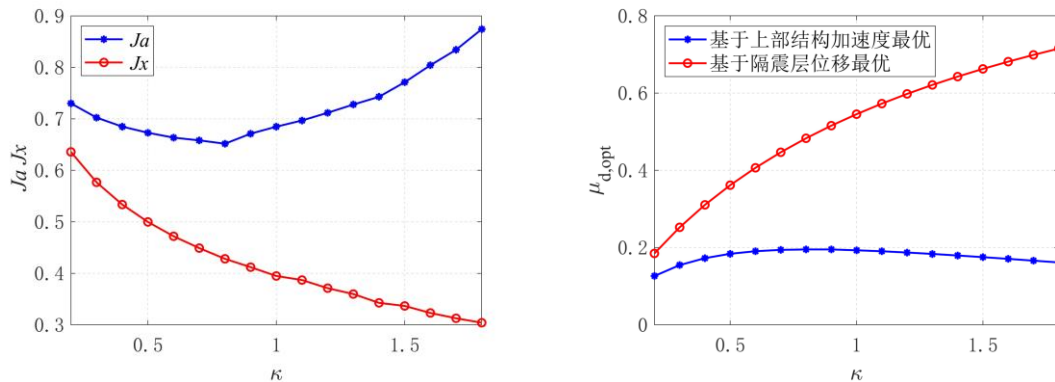


图 5.6 BIS+TVSFID

根据图 5.6 可以看出对于 BIS+TVSFID 结构，同 BIS+TSFID 一样，存在最优的  $\mu_d$  和  $\xi_d$  使  $J_x$  和  $J_a$  最小。对于  $J_x$  来说需要更大的  $\mu_d$  使  $J_x$  达到最小值，而对于  $J_a$ ，需要更大的  $\xi_d$  使其达到最小值。对于  $J_x$  来说，无论  $\mu_d$  和  $\xi_d$  取何值，总是能使  $J_x < 1$ ，即 TVFID 能够降低隔震层位移，而当  $\mu_d$  和  $\xi_d$  过大时， $J_a$  出现大于 1 的情况，即上部结构加速度响应恶化。因此有必要对  $\mu_d$  和  $\xi_d$  进行合理设计，才能避免上部加速度响应的恶化。与图 5.5 相比，还可以看出，增加了支撑阻尼元件的 TVSFID 能够使  $J_a$  的最小值明显降低，并且对于  $J_x$  同样有小幅改善，再一次验证了第 5.3 节中的结论，TVSFID 系统对于基础隔震结构更加适合。

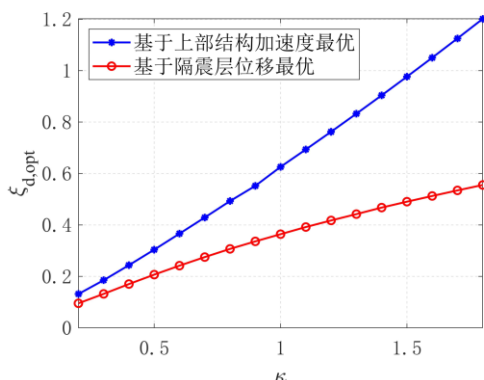
### 5.3.2 支撑元件力学参数影响

上述分析都是基于支撑刚度比  $\kappa$  和支撑阻尼比  $\xi_i$  为一个定值时，计算的分离式流体惯容器力学参数对结构性能的影响，除了惯容器本身力学参数的影响以外，支撑元件的刚度以及阻尼比也可能对结构性能以及最优参数发生影响。在本节中讨论了分离式流体惯容系统的支撑元件对结构减震性能以及分离式流体惯容器最优力学参数的响应。支撑刚度比对结构减震性能以及最优参数的影响如图 5.7。



(a)  $J_a$  和  $J_x$

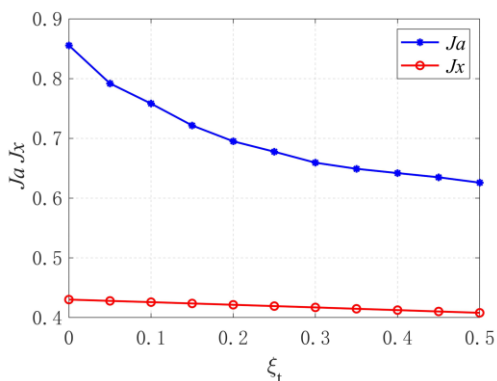
(b)  $\mu_{d,opt}$



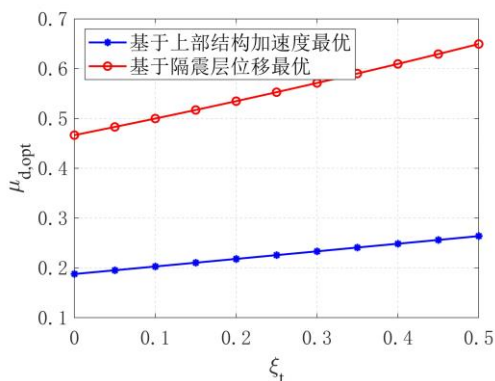
(c)  $\xi_{d,opt}$

图 5.7 支撑刚度比  $\kappa$  对减震性能以及最优参数的影响

从图 5.7 中可以看出随着刚度比  $\kappa$  的增大，隔震层位移减震指标  $J_x$  随之减少，而上部结构加速度减震指标  $J_a$  先下降，但是在刚度比过大时， $J_a$  会明显增加，即上部结构加速度减震效果恶化。对于最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$ ，基于  $J_a$  优化的  $\xi_{d,opt}$  明显大于基于  $J_x$ ，这意味着对上部结构加速度响应的控制需要更大的  $\xi_{d,opt}$ 。并且无论是基于那种指标进行优化， $\xi_{d,opt}$  均随着刚度比  $\kappa$  的增大而增大。而对于最优表观质量比  $\mu_{d,opt}$ ，则与  $\xi_{d,opt}$  的情况相反，基于  $J_x$  优化的  $\mu_{d,opt}$  明显大于基于  $J_a$  得到的优化参数。并且对于基于  $J_x$  优化的  $\mu_{d,opt}$  随着刚度比  $\kappa$  的增大而增大，而对于基  $J_a$  优化的  $\mu_{d,opt}$  在刚度比  $\kappa$  变化过程中几乎不发生改变，说明了基于  $J_a$  优化的  $\mu_{d,opt}$  对刚度比  $\kappa$  不敏感。



(a)  $J_a$  和  $J_x$



(b)  $\mu_{d,opt}$

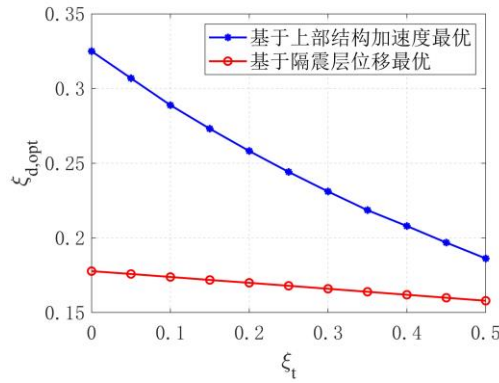

 (c)  $\xi_{d,opt}$ 

 图 5.8 支撑阻尼比  $\xi_t$  对减震性能以及最优参数的影响

在图 5.8 中显示了支撑阻尼比  $\xi_t$  对结构减震性能以及最优参数的影响，结果表明隔震层位移减震指标  $J_x$  对支撑阻尼比  $\xi_t$  变化不敏感，而上部结构加速度减震指标  $J_a$  随着  $\xi_t$  的增大有所改善，说明支撑阻尼元件的存在能够改善上部结构加速度响应，这与图 5.6 得到的结果一致。基于  $J_x$  和  $J_a$  的最优表观质量比  $\mu_{d,opt}$  随  $\xi_t$  的增大而增大，其中基于  $J_x$  的  $\mu_{d,opt}$  增大更为明显。基于  $J_x$  和  $J_a$  的最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  随  $\xi_t$  的增大而减小，其中基于  $J_a$  的  $\xi_{d,opt}$  减小更为明显。

从上述可以看出基于  $J_x$  和  $J_a$  得到的最优参数  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$  并不一致，基于  $J_x$  得到的  $\mu_{d,opt}$  较大，而基于  $J_a$  得到的  $\xi_{d,opt}$  较大。并且最优结构减震性能以及最优参数受到支撑元件的刚度比  $\kappa$  和阻尼比  $\xi_t$  影响。刚度比  $\kappa$  的增大需要更大  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$  实现震动控制，意味着需要更大的控制成本，并且刚度比  $\kappa > 1$  时，加速度响应  $J_a$  会发现明显恶化，因为过大刚度比  $\kappa$  会让惯容系统中阻尼元件的变形与惯容系统两端趋向一致，从而无法实现耗能增效的效果。而支撑阻尼比  $\xi_t$  的存在能够有效减少上部结构加速度响应，验证了第 5.2 节结论，但是可以看出当支撑阻尼比较小时  $J_a$  的改善幅度较大，随着阻尼比的持续增大，改善趋势逐渐减小。因此考虑减震指标以及控制成本的折中，对于基础隔震结构中惯容系统的支撑元件，通常选取刚度比  $0.7 \leq \kappa \leq 1.1$ ，阻尼比  $0.05 \leq \xi_t \leq 0.2$ 。

### 5.3.3 隔震结构参数的影响

除了支撑元件对结构减震性能以及最优参数有影响外，结构本身参数对结构减震性能以及最优参数也会有较大影响，在本节中分析了基础隔震结构的周期以及阻尼比对结构减震性能以及分离式流体惯容器力学最优参数的影响。在图 5.9

中显示了基础隔震结构周期  $T_b$  对结构减震性能以及分离式流体惯容器力学最优参数的影响。

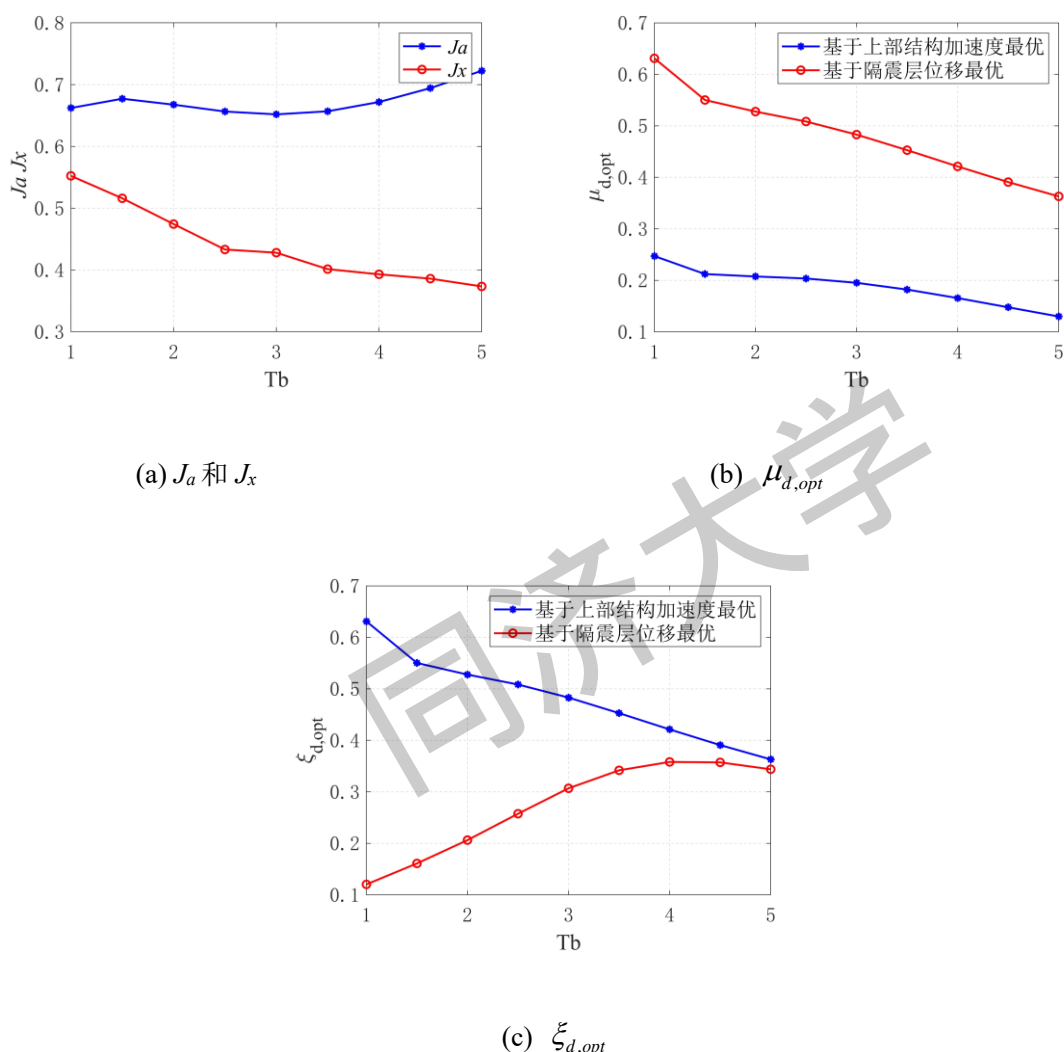


图 5.9 基础隔震结构周期对减震性能以及最优参数的影响

从图 5.9 可以看出随着隔震结构周期  $T_b$  的增大，隔震层位移减震指标  $J_x$  明显降低，因为对于基础隔震结构来说，周期增大，隔震层位移也会响应增大， $J_x$  的减小证明了分离式流体惯容系统对于对周期较大的隔震结构具有较好的减震效果，但这并不意味着隔震层位移会随着周期的增大而减少，因为基础隔震结构的隔震层位移绝对值会随着周期的增大而增大，虽然在减震指标上会逐渐改善，但是隔震层位移的绝对值还是增大趋势。上部结构加速度指标  $J_a$  可以看出与  $T_b$  关系不大，仅有小范围的波动。随着  $T_b$  的增大基于  $J_x$  和  $J_a$  优化的最优惯性比  $\mu_{d,opt}$  均会减小，其中基于  $J_x$  的  $\mu_{d,opt}$  减少幅度更大，并且基于  $J_x$  优化的  $\mu_{d,opt}$  明显大于基于  $J_a$  优化的结果。对于最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$ ，基于  $J_x$  和  $J_a$  的优化结果

与  $T_b$  关系成相反趋势，基于  $J_x$  的最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  随着  $T_b$  的增大而增大，而基于  $J_a$  的  $\xi_{d,opt}$  随着  $T_b$  的增大而减小。

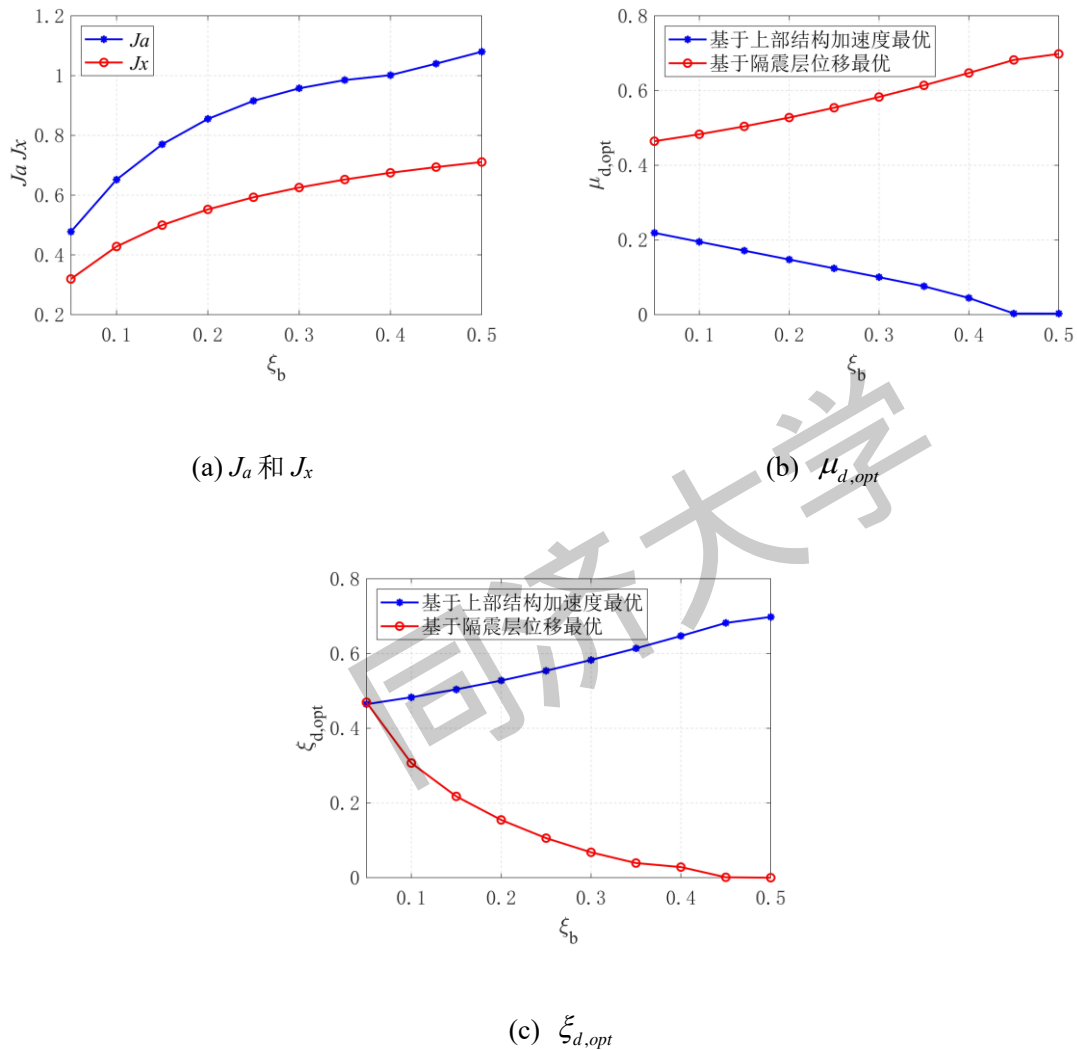


图 5.10 隔震层阻尼比对减震性能以及最优参数的影响

根据图 5.10 的结果可以看出随着隔震层阻尼比  $\xi_b$  的增加，隔震层位移减震指标  $J_x$  和上部结构加速度指标  $J_a$  都会明显增大，这说明当隔震层阻尼比增大时，TVSFID 系统的减震效果变差，这是因为当隔震层阻尼比增大时，隔震层本身位移会减小，而上部结构加速度恶化原因则是附加阻尼导致的高阶模态响应增大。对于最优惯性比  $\mu_{d,opt}$ ，基于  $J_x$  优化与隔震层阻尼比  $\xi_b$  呈正相关，而基于  $J_a$  优化与隔震层阻尼比  $\xi_b$  呈负相关，并且基于  $J_x$  优化参数明显大于基于  $J_a$  的优化结果。对于最优阻尼比  $\xi_{d,opt}$ ，基于  $J_x$  优化的结果与隔震层阻尼比  $\xi_b$  呈负相关，而基于  $J_a$  优化的结果与隔震层阻尼比  $\xi_b$  呈正相关，并且基于  $J_a$  的优化参数明显大于基于  $J_x$  的优化参数。



上述分析证明了隔震结构的周期  $T_b$  和阻尼比  $\xi_b$  对结构减震性能以及最优参数的影响。说明了在低阻尼以及长周期的基础隔震结构中，TVSFID 系统的控制效果更好，但是阻尼越低，周期越长意味着基础隔震结构本身的隔震层位移越大，因此需要进行综合考虑。

## 5.4 优化设计

根据上述分析可以知道对于隔震层位移减震指标  $J_x$  和上部结构加速度减震指标  $J_a$  最优表观质量比  $\mu_{d,opt}$  以及最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  并不一致，对于控制隔震层位移来说，需要更大表观质量比，而对于控制上部结构加速度则需要更大的阻尼比。在追求单一指标的最优情况下可能导致另一个指标恶化，从而引起更大的振动响应。因此必须综合考虑两个减震指标，避免除了为了追求单一指标而过分牺牲另一指标的情况。

对于基础隔震结构的减震控制是一个针对  $J_x$  和  $J_a$  的双目标优化问题，本节中研究了一种基于性能的优化设计方法。依据性能要求从而限制在优化过程中某一指标的极值，来对另一指标进行优化，实现在满足结构性能的需求的条件下减震效果的最优以及成本的控制。在基础隔震结构中往往导致损伤的原因是隔震层位移过大，因此以隔震层位移作为性能需求指标，将隔震层位移减震指标  $J_x$  在优化过程中设置为约束度函数，而上部结构加速度减震指标作为优化函数，从而在满足隔震层位移减震效果的情况下，实现上部结构加速度响应的最优化，优化问题可以描述为：

$$\begin{aligned} & \underset{\mu_d, \xi_d}{\text{minimize}} && J_a(\mu_d, \xi_d) \\ & && J_x \leq J_{x,lim} \\ & \text{subject to} && \mu_{d,min} \leq \mu_d \leq \mu_{d,max} \\ & && \xi_{d,min} \leq \xi_d \leq \xi_{d,max} \end{aligned} \quad (5.18)$$

根据第 5.3 节中的分析可以知道对于 BIS+TVSFID 结构，支撑元件的刚度比以及阻尼比也会对结构减震性能以及最优参数产生影响，综合两个减震指标以及最优参数的成本，选取的刚度比范围为： $0.7 \leq \kappa \leq 1.3$ ，阻尼比范围为： $0.05 \leq \xi_t \leq 0.2$ 。在本文分析中选取刚度比  $\kappa = 0.8$ ，阻尼比  $\xi_t = 0.05$ 。

根据等式 (5.18) 可以计算得到了 BIS+TVSFID 和 BIS+TSFID (即  $\xi_t = 0$ ) 两种体系在不同隔震层位移性能需求  $J_{x,lim}$  下的最优上部结构加速度减震指标  $J_a$  和分离式流体惯容器的最优力学参数  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$ 。根据上述分析在刚度比  $\kappa = 0.8$ ，阻尼比  $\xi_t = 0.05$  的情况下最优隔震层位移减震指标  $J_x=0.32$ ，因此将性

能需求  $J_{x,lim}$  范围定义为  $0.35 \leq J_{x,lim} \leq 0.8$ ，在图 5.11 中显示了最优上部结构加速度减震指标  $J_a$  和分离式流体惯容器的最优力学参数  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$  的变化趋势。

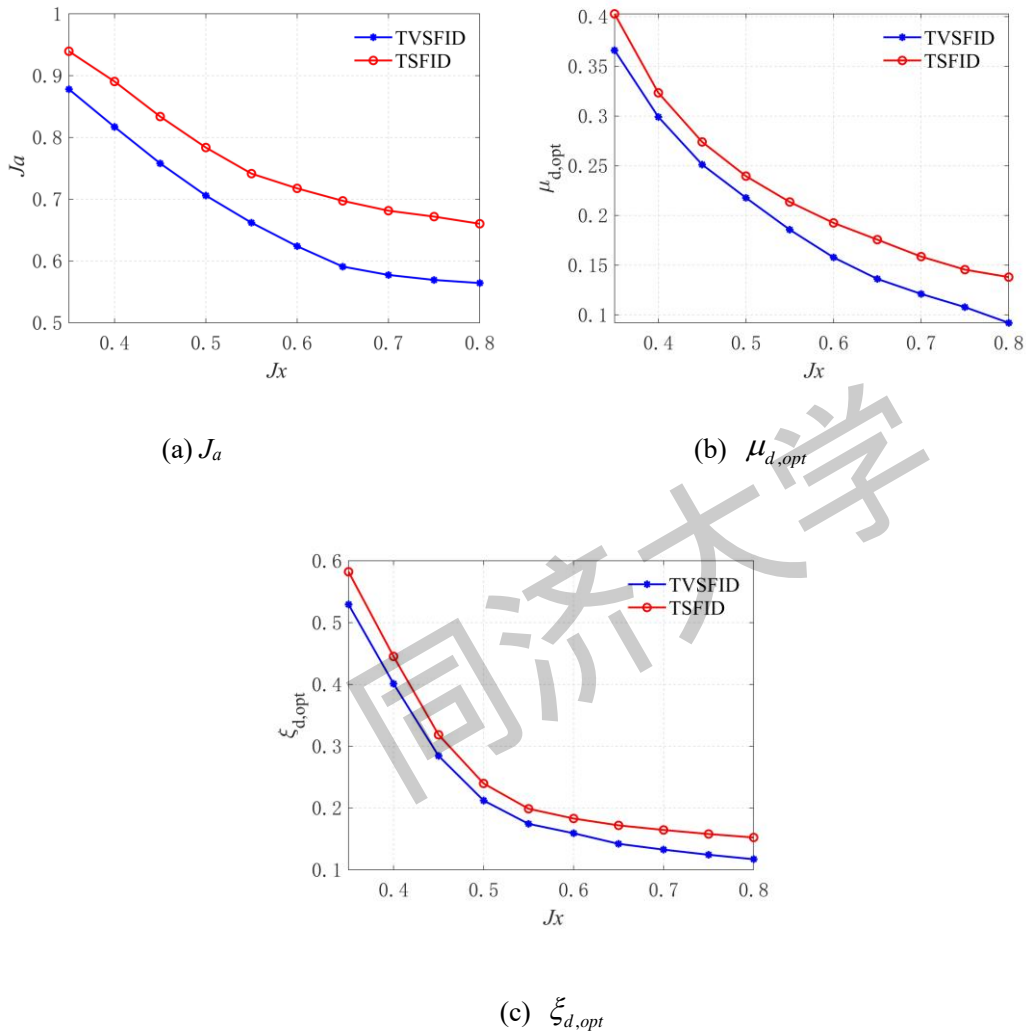


图 5.11 TVSFID 与 TSFID 最优性能以及最优参数对比

从图中可以看出通过添加  $\xi_i = 0.05$  的支撑阻尼元件的 TVSFID 系统与 TSFID 系统在同等的隔震层位移性能情况下能够实现上部结构加速度响应 10%左右的改善，证明了相比于 TSFID，TVSFID 系统在基础隔震结构中具有更良好的控制性能。除了能够实现更加良好的上部结构加速度控制效果外，可以看出 TVSFID 系统的优表现质量比  $\mu_{d,opt}$  以及最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  均小于 TSFID 系统，证明虽然增加了一个支撑阻尼元件，但是由于可以采用更小的惯容器达到惯容系统更小的出力，节约了增加支撑以及惯容器本身的制作成本，因此 TVSFID 系统不仅不会导致成本的增加，还可能实现更少的控制成本。

通过上述分析说明了基于分离式流体惯容系统的 TVSFID 系统能够在满足隔震层性能指标情况下同时改善上部结构加速度响应，并且相比于 TSFID 系统，

TVSFID 能够实现更好的控制效果。通过等式 (5.18) 可以得到分离式流体惯容器的最佳力学参数, 与第三章所描述的一样, 需要根据最优的力学参数得到装置的几何参数。与第 3.3 节描述的一致, 可以根据优化结果得到最优表观质量  $m_{d,opt}$  以及最优非线性阻尼  $c_{d,opt}$ , 然后再计算得到  $c_{d,opt} / m_{d,opt}$  的比值, 通过预先设定满足的质量放大系数, 选定分离式流体惯容器的液压缸半径  $r_1$  与螺旋管半径  $r_2$  的比值, 最后依据等式 (2.32) 和 (2.11) 得到分离式流体惯容器的几何参数, 其设计流程如图 5.12 所示。

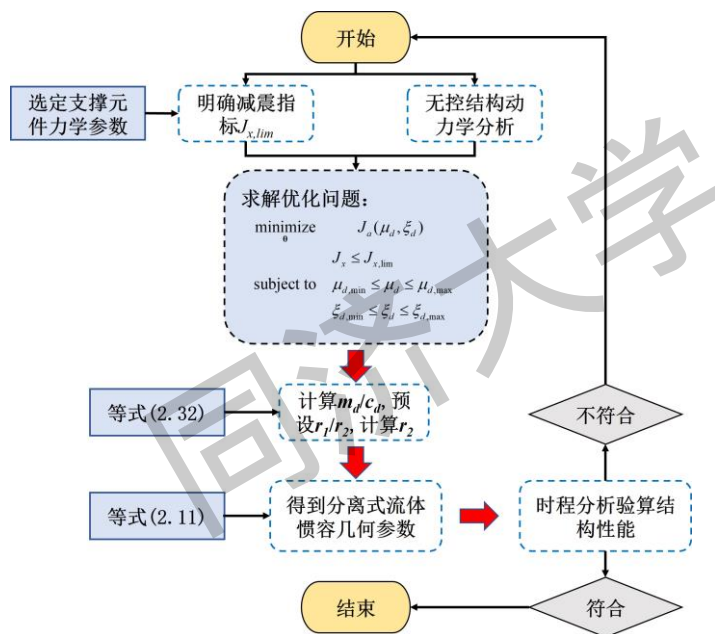


图 5.12 分离式流体惯容系统在基础隔震结构中设计流程

## 5.5 能量响应与结构鲁棒性分析

### 5.5.1 能量响应分析

在第 5.4 节中研究了一种基于基础隔震层结构性能需求的优化设计方法, 而在以往的研究中<sup>[75-79]</sup>, 对于惯容系统在基础隔震结构中优化, 采用了一种基于能量响应的最优设计方法。地震传入结构的能量主要包括结构整体的弹性势能、动能以及由阻尼耗散的能量。而弹性势能以及动能只能在不同结构内部相互转化储存, 只有阻尼能够消耗地震动输入结构的能量。对于增加了惯容系统的基础隔震结构能量耗散主要包括了惯容系统阻尼耗能、隔震层的阻尼耗能以及上部结构的阻尼耗能。而基于能量的最优设计方法的实质是使惯容系统耗散的能量最大, 从而减少传入到主结构能量响应。对于 TSVFID 系统可以将等式 (5.3) 的第一项至

第三项分别乘以上部结构速度  $\dot{u}_s$ 、隔震层速度  $\dot{u}_b$  以及分离式流体惯容器速度  $\dot{u}_d$  可以得到:

$$\begin{cases} \int m_s \ddot{u}_s \dot{u}_s dt + \int c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) \dot{u}_s dt + \int k_s (u_s - u_b) \dot{u}_s dt = \int -m_s a_g \dot{u}_s dt \\ \int m_b \ddot{u}_b \dot{u}_b dt + \int c_b \dot{u}_b \dot{u}_b dt + \int k_b u_b \dot{u}_b dt - \int c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) \dot{u}_b dt - \\ \int k_s (u_s - u_b) \dot{u}_b dt - \int k_d (u_d - u_b) \dot{u}_b dt - \int c_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) \dot{u}_b dt = \int -m_b a_g \dot{u}_b dt \\ \int m_d \ddot{u}_d \dot{u}_d dt + \int c_{eq} \dot{u}_d \dot{u}_d dt + \int k_d (u_d - u_b) \dot{u}_d dt + \int c_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) \dot{u}_d dt = 0 \end{cases} \quad (5.19)$$

对于上部结构其动能  $E_{e,s}$ 、弹性势能  $E_{k,s}$  以及阻尼耗能  $E_{d,s}$  可以表示为:

$$E_{e,s} = \int m_s \dot{u}_s \dot{u}_s dt, \quad E_{k,s} = \int k_s u_{sb} \dot{u}_{sb} dt, \quad E_{d,s} = \int c_s \dot{u}_{sb} \dot{u}_{sb} dt \quad (5.20)$$

式中,  $u_{sb}$  为上部结构与隔震层之间的相对位移,  $u_{sb} = u_s - u_b$ 。

对于隔震层其动能  $E_{e,b}$ 、弹性势能  $E_{k,b}$  以及阻尼耗能  $E_{d,b}$  可以表示为:

$$E_{e,b} = \int m_b \dot{u}_b \dot{u}_b dt, \quad E_{k,b} = \int k_b u_b \dot{u}_b dt, \quad E_{d,b} = \int c_b \dot{u}_b \dot{u}_b dt \quad (5.21)$$

对于 TVFID 系统, 其动能  $E_{e,d}$ 、支撑弹性势能  $E_{k,d}$ 、支撑阻尼耗能  $E_{d,t}$  以及自身寄生阻尼耗能  $E_{d,d}$  可以表示为:

$$E_{e,d} = \int m_d \dot{u}_d \dot{u}_d dt, \quad E_{k,d} = \int k_d u_{db} \dot{u}_{db} dt, \quad E_{d,t} = \int c_t \dot{u}_{db} \dot{u}_{db} dt, \quad E_{d,d} = \int c_{eq} \dot{u}_d \dot{u}_d dt \quad (5.22)$$

式中,  $u_{db}$  为分离式流体惯容器与隔震层之间的相对位移,  $u_{db} = u_d - u_b$ 。

根据等式 (5.19) 至等式 (5.22) 可以得到系统的能量平衡方程:

$$\begin{cases} E_{e,s} + E_{k,s} + E_{d,s} = \int -m_s a_g \dot{u}_s dt - \int k_s (u_s - u_b) \dot{u}_b dt - \int c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) \dot{u}_b dt \\ E_{e,b} + E_{k,b} + E_{d,b} = \int -m_b a_g \dot{u}_b dt + \int c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) \dot{u}_b dt + \int k_s (u_s - u_b) \dot{u}_b dt \\ + \int k_d (u_d - u_b) \dot{u}_b dt + \int c_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) \dot{u}_b dt \\ E_{e,d} + E_{k,d} + E_{d,d} + E_{d,t} = - \int k_d (u_d - u_b) \dot{u}_b dt - \int c_t (\dot{u}_d - \dot{u}_b) \dot{u}_b dt \end{cases} \quad (5.23)$$

根据等式 (5.23) 可以得到添加了 TVSFID 系统的基础隔震结构总的能量方程为:

$$E_{e,s} + E_{k,s} + E_{d,s} + E_{e,b} + E_{k,b} + E_{d,b} + E_{e,d} + E_{k,d} + E_{d,d} + E_{d,t} = \int -m_s a_g \dot{u}_s dt + \int -m_b a_g \dot{u}_b dt \quad (5.24)$$

从等式 (5.24) 可以看出输入结构的总能量包括地震动输入到上部结构以及隔震层两部分的能量, 而 TVSFID 的表观质量从理论上来说并不会导致地震动输入结构能量的增加, 这同样也是惯容系统在震动控制中应用潜力较大的优势之一。假设在单位时间内发生的能量变化为  $\Delta E$ , 则等式 (5.23) 可以表示为:

$$\Delta E_{e,s} + \Delta E_{k,s} + \Delta E_{d,s} + \Delta E_{e,b} + \Delta E_{k,b} + \Delta E_{d,b} + E_{e,d} + \Delta E_{k,d} + \Delta E_{d,d} + \Delta E_{d,t} = \Delta E_{i,s} + \Delta E_{i,b} \quad (5.25)$$

式中,  $\Delta E_{i,s}$  和  $\Delta E_{i,b}$  分别为在单位时间内地震动传入到上部结构以及隔震层的能量。将地震动  $a_g$  视为一个平稳随机过程, 则等式 (5.25) 可以表达为期望形式:

$$\begin{aligned} E[\Delta E_{e,s}] + E[\Delta E_{k,s}] + E[\Delta E_{d,s}] + E[\Delta E_{e,b}] + E[\Delta E_{k,b}] + E[\Delta E_{d,b}] + \\ E[\Delta E_{e,d}] + E[\Delta E_{k,d}] + E[\Delta E_{d,d}] + E[\Delta E_{d,t}] = E[\Delta E_{i,s}] + E[\Delta E_{i,b}] \end{aligned} \quad (5.26)$$

根据能量守恒定律我们可以得到:

$$E[\Delta E_{e,s}] + E[\Delta E_{k,s}] = 0, \quad E[\Delta E_{e,b}] + E[\Delta E_{k,b}] = 0, \quad E[\Delta E_{e,d}] + E[\Delta E_{k,d}] = 0 \quad (5.27)$$

结合等式 (5.25) 和等式 (5.27) 可以得到:

$$E[\Delta E_{d,s}] + E[\Delta E_{d,b}] + E[\Delta E_{d,d}] + E[\Delta E_{d,t}] = E[\Delta E_{i,s}] + E[\Delta E_{i,b}] \quad (5.28)$$

基于能量的优化目标则是通过让惯容系统的耗能  $E[\Delta E_{d,d}] + E[\Delta E_{d,t}]$  最大, 从而实现传入结构中的能量占比最小, 可以表达为:

$$J_e = 1 - \frac{E[\Delta E_{d,d}] + E[\Delta E_{d,t}]}{E[\Delta E_{d,s}] + E[\Delta E_{d,b}] + E[\Delta E_{d,d}] + E[\Delta E_{d,t}]} \quad (5.29)$$

$J_e$  代表基于能量的性能指标, 当  $J_e$  最小时, 意味着  $E[\Delta E_{d,d}] + E[\Delta E_{d,t}]$  的耗能占比最大, 即此时惯容系统的耗能效果最好, 传入结构中的能量最少。对于各个能量变化的期望值根据等式 (5.15) 的协方差矩阵可以得到:

$$\begin{aligned} E[\Delta E_{d,s}] &= c_s(\sigma_{\dot{u}_s}^2 + \sigma_{\dot{u}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{u}_s} \sigma_{\dot{u}_b}), \quad E[\Delta E_{d,b}] = c_b \sigma_{\dot{u}_b}^2 \\ E[\Delta E_{d,t}] &= c_t(\sigma_{\dot{u}_d}^2 + \sigma_{\dot{u}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{u}_d} \sigma_{\dot{u}_b}), \quad E[\Delta E_{d,d}] = c_{eq} \sigma_{\dot{u}_d}^2 \end{aligned} \quad (5.30)$$

根据等式 (5.30), 等式 (5.29) 可以写为:

$$J_e = \frac{c_s(\sigma_{\dot{u}_s}^2 + \sigma_{\dot{u}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{u}_s} \sigma_{\dot{u}_b}) + c_b \sigma_{\dot{u}_b}^2}{c_t(\sigma_{\dot{u}_d}^2 + \sigma_{\dot{u}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{u}_d} \sigma_{\dot{u}_b}) + c_b \sigma_{\dot{u}_b}^2 + c_s(\sigma_{\dot{u}_s}^2 + \sigma_{\dot{u}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{u}_s} \sigma_{\dot{u}_b}) + c_b \sigma_{\dot{u}_b}^2} \quad (5.31)$$

对于无支撑阻尼元件的 TSFID 系统,  $J_e$  表达式的区别在于没有  $c_t(\sigma_{\dot{u}_d}^2 + \sigma_{\dot{u}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{u}_d} \sigma_{\dot{u}_b})$  这一项。根据表 5.1 所示的结构信息, 在图 5.13 中显示了在刚度比  $\kappa=0.9$ , 支撑阻尼  $\xi_t=0.05$  和  $\xi_t=0$  (即 TSFID 系统) 时, 能量指标  $J_e$  随着表观质量比  $\mu_d$  以及非线性阻尼比  $\xi_d$  变化趋势。从图中可以看出在选定范围内,  $J_e$  均存在最小值, 即存在一个最优的表观质量比  $\mu_d$  和 nonlinear 阻尼比  $\xi_d$  使惯容系统能量耗散效应最强。相比于  $\xi_t=0$  的 TSFID 系统在最优参数下  $J_e=0.5$ , TVSFID 系统在最优参数下的  $J_e$  值更小, 仅为 0.34, 证明 TVSFID 系统能够实现耗散更多的地震动能量。与此同时, 相比于 TSFID 系统, TVSFID 的最优的表观质量比  $\mu_d$  和等效阻尼比  $\xi_d$  更小, 即可以通过更小的控制力实现更好的控制效

果，这与第 5.4 节中基于隔震层位移减震指标和上部结构加速度减震指标得到的结论一致。

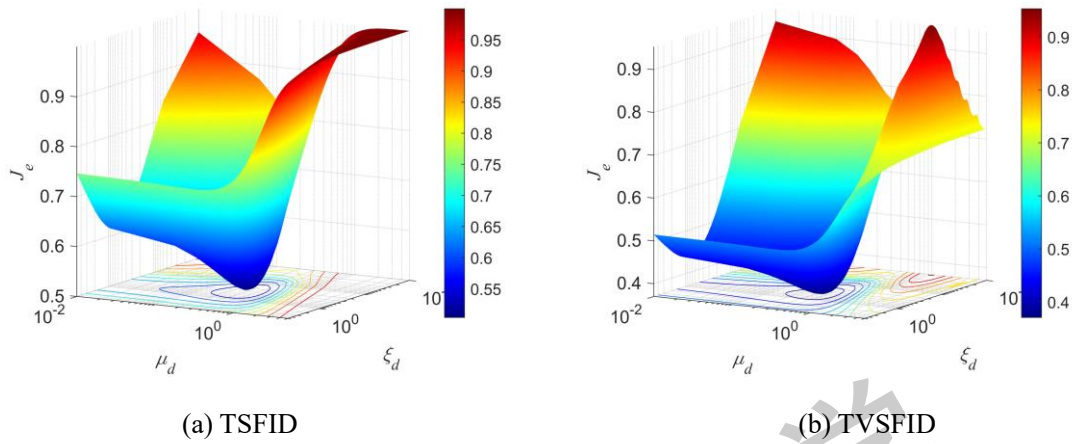


图 5.13 能量指标  $J_e$

对于 TVSFID 系统在基础隔震隔震结构中基于能量指标的设计方法与图 5.12 描述的一致，只是将约束隔震层位移减震指标  $J_x$ ，优化上部结构加速度响应减震指标  $J_a$  的优化问题转化为：

$$\begin{aligned}
 & \underset{\theta}{\text{minimize}} && J_e(\mu_d, \xi_d) \\
 & \text{subject to} && \mu_{d,\min} \leq \mu_d \leq \mu_{d,\max} \\
 & && \xi_{d,\min} \leq \xi_d \leq \xi_{d,\max}
 \end{aligned} \tag{5.32}$$

对表 5.1 中的基础隔震结构进行优化设计，可以得到基于能量指标的最优表观质量比  $\mu_{d,opt}=0.41$  和最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}=0.61$ 。可以看出是介于以隔震层位移减震指标  $J_x$  为目标的和以上部结构加速度减震指标  $J_a$  为目标的最优参数之间，在一定程度上取得了两个指标的折中，但是这样无法清楚地了解到其他两个性能指标的情况，而这两个指标又是我们在基础隔震结构中最为关注的指标。而通过等式 (5.18)，将隔震层位移性能指标设定为  $J_x \leq J_{x,\lim} = 0.5$  进行优化得到结果为  $\mu_{d,opt}=0.24$  和  $\xi_{d,opt}=0.44$ ，可以看出明显小于基于能量指标优化的优化结果。结合上文分析可以看出基于能量指标的优化参数在一定程度上增加了控制成本以及牺牲了部分上部结构加速度性能，基于此本文采用等式 (5.18) 所描述的基于性能优化控制方法，从而更好地实现满足隔震层位移性能的需求下实现上部结构加速度的控制以及更小的控制成本。

为了验证上述分析的准确性，以表 5.1 所示的上部结构为单层框架的基础隔震结构为例，通过等式 (5.18) 和等式 (5.32) 分别得到的最优力学参数  $\mu_{d,opt}$  和  $\xi_{d,opt}$ ，根据图 5.12 的设计流程，预设液压缸半径  $r_1$  与螺旋管半径  $r_2$  的比值  $r_1/r_2=12$ ，得到等式 (5.18) 计算的基于性能需求设计的分离式流体惯容器的最优几

何参数  $r_1=336\text{mm}$ ,  $r_2=28\text{mm}$ ,  $l=6.12\text{m}$ ; 通过等式 (5.32) 计算的基于能量指标设计的分离式流体惯容的最优几何参数  $r_1=396\text{mm}$ ,  $r_2=33\text{mm}$ ,  $l=7.14\text{m}$ 。

以表 3.2 的地震记录作为激励, 在表 5.2 中列出了当  $\text{PGA}=0.3\text{g}$  时, 基于两种优化指标的隔震层位移均方值减震比  $J_x$ 、上部结构顶层加速度均方值减震比  $J_a$ 、能量耗散效率  $J_e$  以及地震动输入到结构中的总的能量。以 RSN1768 在图 5.14 中显示了两种分离式流体惯容器参数下隔震层位移以及上部结构加速度的时程图。

表 5.2 不同指标优化减震性能

地震记录	$J_x$		$J_a$		$J_e$		输入总能量 (kJ)	
	性能	能量	性能	能量	性能	能量	性能	能量
RSN28	0.50	0.45	0.86	0.96	0.39	0.34	928.59	973.44
RSN138	0.49	0.46	0.97	1.08	0.36	0.33	814.59	875.27
RSN1768	0.45	0.38	0.82	1.02	0.40	0.33	1450.88	1565.12

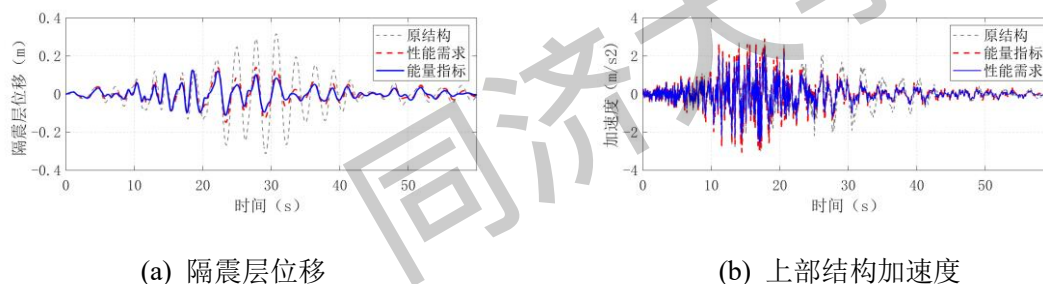


图 5.14 两种优化参数的隔震层位移以及上部结构加速度时程图

从表 5.2 可以看出基于能量指标的隔震层位移均方值减震比  $J_x$ , 略好于基于性能需求设计的响应, 这是因为在性能优化过程中, 将隔震层均方根位移减震指标约束在 0.5, 所得到的参数已经满足了目标。而在上部加速度响应方面可以看出, 基于性能需求设计的比基于能量指标优化设计的响应明显减少。证明了上述分析中说明基于性能需求的优化设计参数能够实现更小的上部结构加速度响应以及更优的控制成本。从能量耗散角度看, 基于能量指标优化的优化设计方法能够耗散更多的地震能量, 但是从地震输入结构的总的能量有所增加, 以 RSN1768 为例, 在图 5.15 中显示了在两种参数情况下, 地震传入结构的总能量以及各部分的耗能情况。可以看出对于基于能量指标优化的 TVSFID 系统能够耗散 66.8% 的地震动输入能量 (蓝色), 而基于性能指标优化的则能耗散 60.3% 的地震动能量。说明了在只考虑惯容系统能量耗散的情况下基于能量指标的优化设计方法更有效。但是从主结构的动能以及弹性势能 (红色) 可以看出基于能量指标优化设计的主结构的动能和弹性势能反而更大, 即上部结构加速度响应更大, 这是由于基于能量指标优化设计的系统地震动输入总能量相比于基于性能指标的略有上升, 虽然惯容系统耗能增加, 但是隔震层因为位移的轻微较少, 导致

了隔震层阻尼耗能减少，两方面共同作用下使上部结构响应增大。因此基于能量指标优化的 TVSFID 系统可能引起上部结构加速度响应增大的根本原因是他可能使地震动输入到结构的能量略有增加，所以即使在惯容系统耗能增大的情况下，上部结构加速度响应仍可能增加。

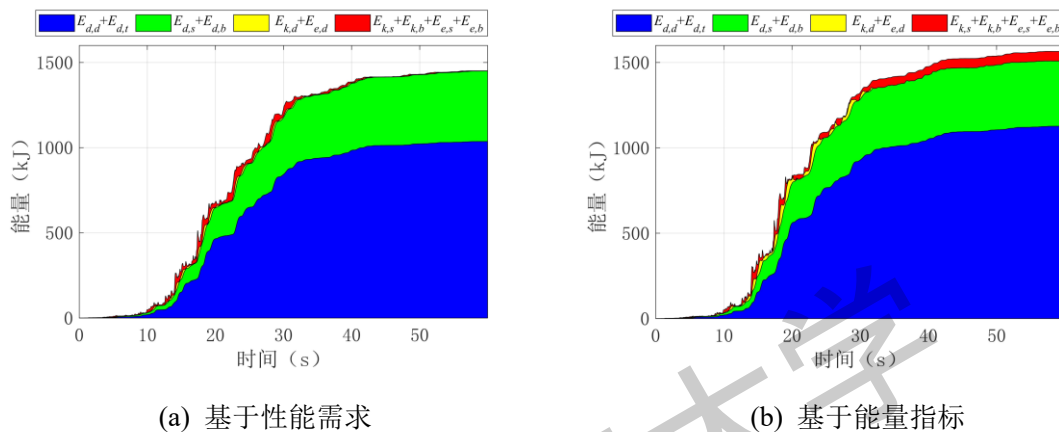


图 5.15 能量耗散图

时程分析和能量分析的结果进一步证明了基于性能需求优化设计的分离式流体惯容 TVSFID 系统能够实现更好的两个减震指标的综合控制，并且能用更少的控制成本实现目的。

### 5.5.2 结构鲁棒性分析

针对基础隔震结构中分离式流体惯容的优化设计方法都是根据一个明确基础隔震结构参数进行优化优化，并且所采用的的分离式流体惯容系统的非线性阻尼解析表达式也是采用的一种基于试验的半经验公式。因此由于分离式流体惯容器的流动性质的不确定性、制作的几何误差以及基础隔震结构本身的结构参数的不确定性，可能使在实际应用过程中的力学特性与理论模型之间存在较大差距，因此需要针对参数的不确定性对结构的性能进行分析，从而明确 TVSFID 系统在基础隔震结构中的鲁棒性。

对于添加了分离式流体惯容系统的基础隔震结构，其不确定性最终导致的力学性能的差异主要包括三个方面：

(1) 由于对分离式流体惯容器流体流动状态的不确定，尤其是产生的粘滞阻尼效果的不准确以及装置几何误差导致的表观质量比  $\mu_d$  和非线性阻尼比  $\zeta_d$  的误差；



(2) 由于基础隔震结构本身因为其简化模型带来的计算误差以及在实际建设过程中收到施工工艺以及材料性质的不确定性带来的制作误差, 通过对结构的周期  $T_b$  以及阻尼比  $\xi_b$  两方面的误差来代表因为上述误差带来的影响;

(3) 分离式流体惯容系统是通过支撑系统与基础隔震结构相连接, 主要是通过支撑阻尼以及支撑刚度用来模拟支撑系统, 因此通过考虑支撑刚度比  $\kappa$ , 阻尼比  $\xi_r$  的误差用于模拟支撑系统在实际支座的误差。

首先研究了由于分离式流体惯容的表观质量比  $\mu_d$  和非线性阻尼比  $\xi_d$  变化引起的结构隔震层位移减震性能  $J_x$ , 上部结构加速度减震性能  $J_a$  以及能量耗散指标  $J_e$  的变化情况, 如图 5.16 所示。其中表观质量比  $\mu_d$  的取值范围为在各减震指标下最优表观质量比  $\mu_{d,opt}$  的 0.75 倍至 1.25 倍, 非线性阻尼比  $\xi_d$  的取值范围为最优线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  的 0.75 倍至 1.25 倍。

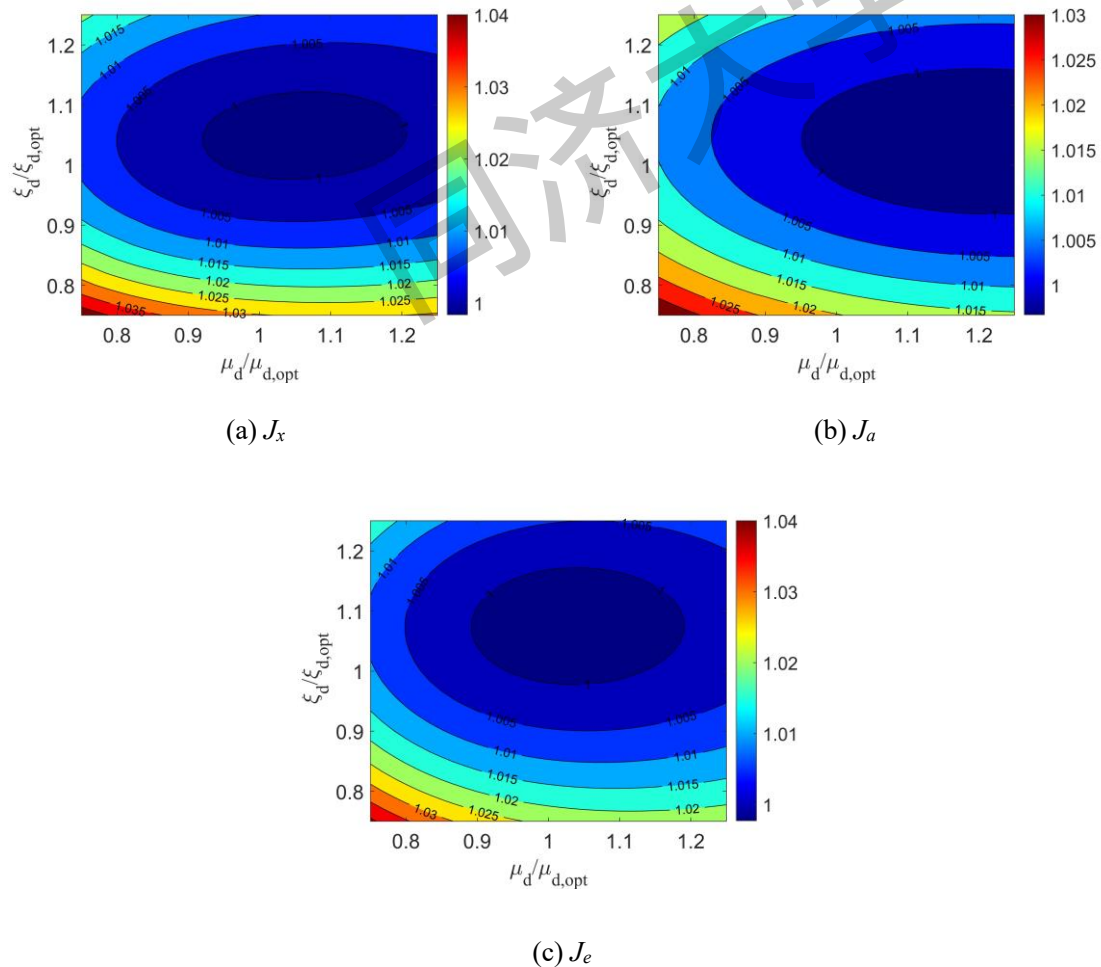


图 5.16 分离式流体惯容参数变化对结构性能的影响

在图 5.16 中显示了各项减震性能随着表观质量比  $\mu_d$  以及非线性阻尼比  $\xi_d$  的变化情况, 等高线图上的数值代表了结构减震性能与最优性能之间的比值。可以看出非线性阻尼比  $\xi_d$  是引起结构性能变化的主要因素, 表观质量比  $\mu_d$  的影响很

小。当分离式流体惯容器的力学性能与最优参数之间相差 25% 时，结构的各项性能恶化在 5% 之内，说明了 TVSFID 在控制基础隔震结构震动响应对于分离式流体惯容器的参数具有较好的稳定性，不会因为惯容器参数的偏差而导致结构性能的急剧恶化。

随后研究了基础隔震结构周期  $T_b$  以及阻尼比  $\xi_b$  变化引起的上述结构减震性能的变化。其中结构周期  $T_b$  的取值范围为设计周期  $T_{b,design}$  的 0.75 倍至 1.25 倍，阻尼比  $\xi_b$  的取值范围为设计阻尼比  $\xi_{b,design}$  的 0.75 倍至 1.25 倍，如图 5.17 所示。

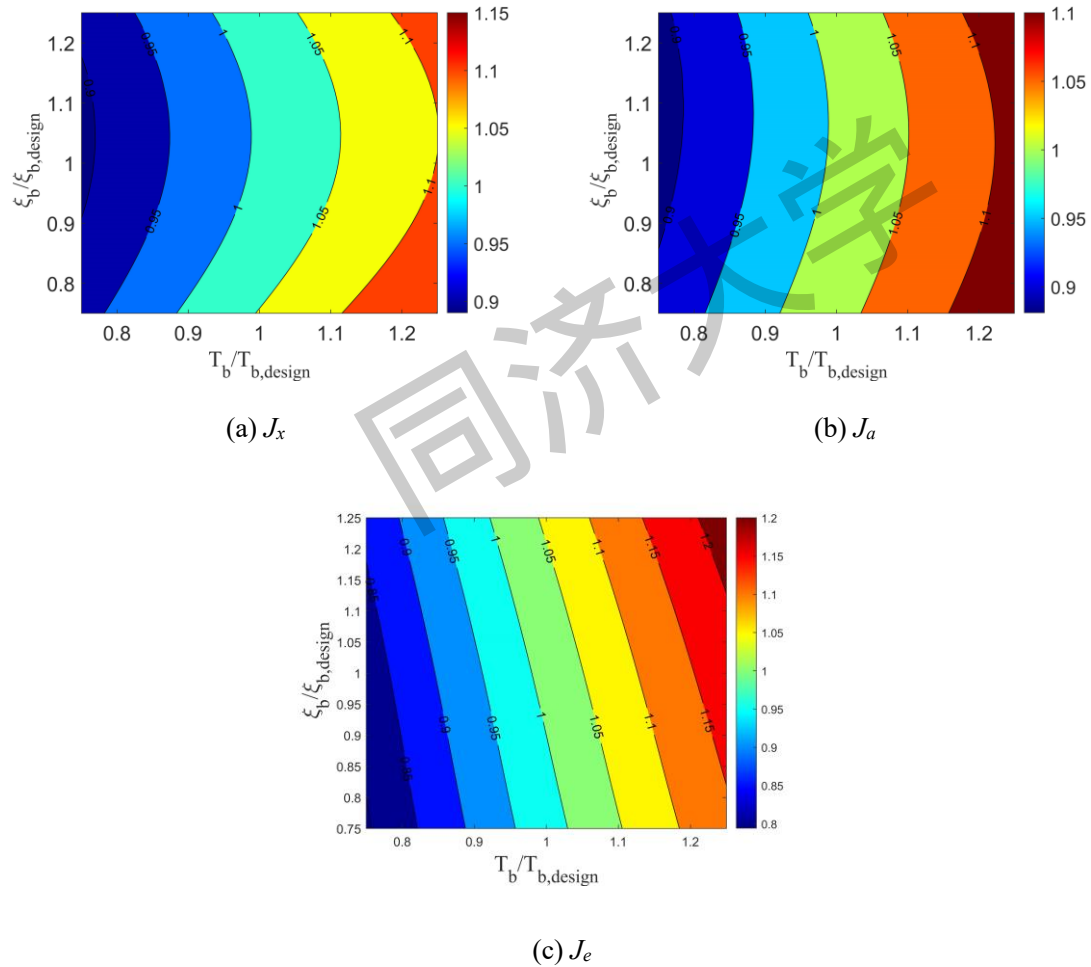


图 5.17 隔震结构参数变化对结构性能的影响

从图 5.17 中可以看出对于隔震层位移减震比  $J_x$  和上部结构加速度减震比  $J_a$  随着基础隔震结构  $T_b$  以及阻尼比  $\xi_b$  变化趋势接近。当基础隔震结构  $T_b$  大于设计周期  $T_{b,design}$  时， $J_x$  和  $J_a$  恶化，结构响应增大；而当  $T_b$  小于设计周期  $T_{b,design}$  是， $J_x$  和  $J_a$  减小，结构响应得到进一步改善。当基础隔震结构阻尼比  $\xi_b$  大于或者小于设计阻尼比  $\xi_{b,design}$  时， $J_x$  和  $J_a$  都会发生恶化，结构响应均出现增大，在隔震结构参数变化 25% 情况下， $J_x$  和  $J_a$  的变化均在 10% 之内，说明了其隔震层位移以及上部结构加速度响应对于基础隔震结构的参数也具有良好的稳定性。对于能量消

耗指标  $J_e$ ，当  $T_b$  大于  $T_{b,design}$  以及  $\xi_b$  大于  $\xi_{b,design}$  时，响应同样也会发生恶化，不同的是  $T_b$  小于  $T_{b,design}$  以及  $\xi_b$  大于  $\xi_{b,design}$  时，响应均会发生改善，并且可以看出  $T_b$  是改变  $J_e$  性能的主要指标。可以看出在基础隔震结构阻尼比小于设计阻尼比时， $J_x$ 、 $J_a$  和  $J_e$  之间的情况出现了矛盾，这是由于隔震结构的阻尼比较小，意味着隔震层本身的位移增大，这是虽然惯容系统能量耗散效果更好，但是由于隔震层本身位移增大，所以总的来看隔震层位移相比于设计阻尼比还是有增大趋势。总的来说对于各项指标，结构阻尼比的响应不大，而结构周期  $T_b$  是影响结构性能的主要原因。

最后研究了由于支撑系统的刚度比  $\kappa$  以及阻尼比  $\xi_t$  的变化引起的上述结构减震性能的变化。其中支撑系统的刚度比  $\kappa$  的取值范围为设计刚度比  $\kappa_{design}$  的 0.75 倍至 1.25 倍，阻尼比  $\xi_t$  的取值范围为设计阻尼比  $\xi_{t,design}$  的 0.75 倍至 1.25 倍，如图 5.18 所示。

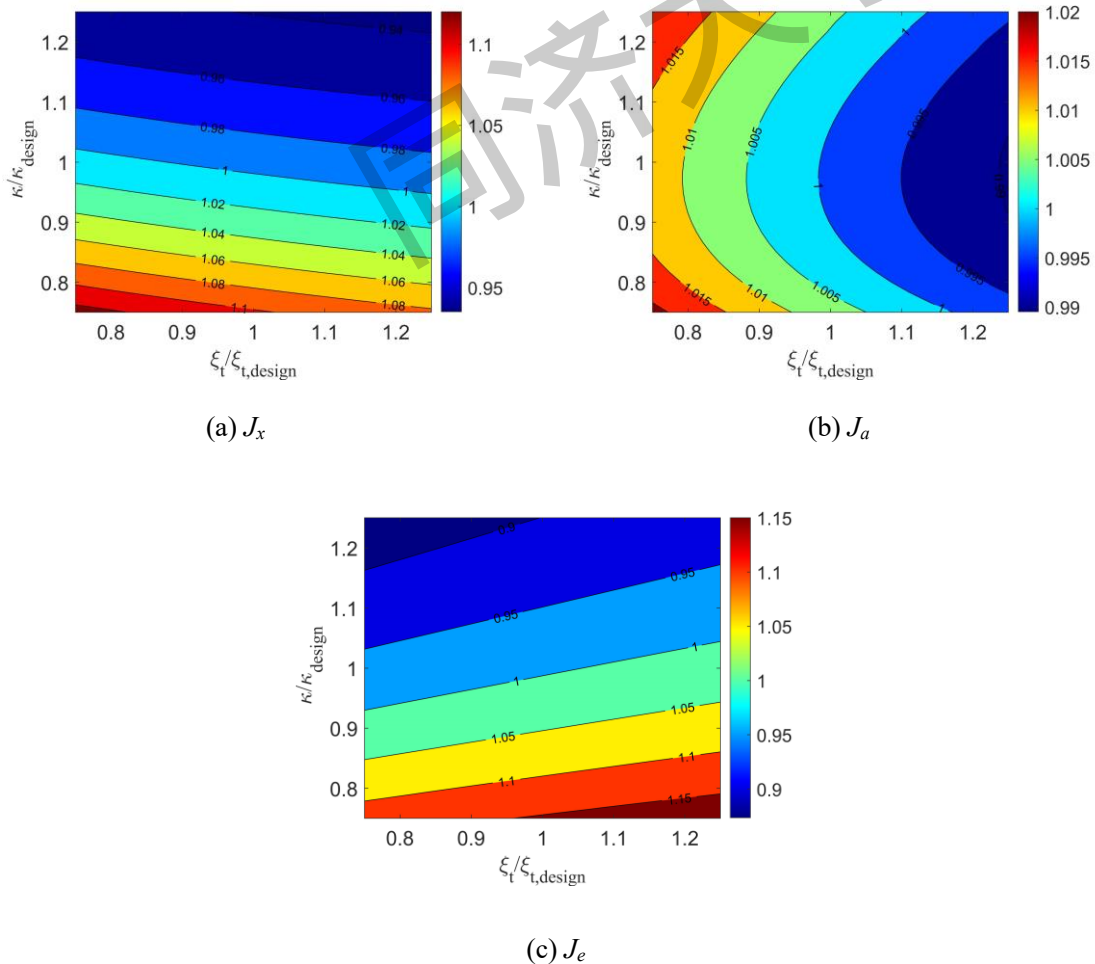


图 5.18 支撑系统参数变化对结构性能的影响

从 5.18 图中可以看出上部结构加速度减震性能  $J_a$  对支撑元件的参数变化并不敏感，当在所取范围内参数发生改变时， $J_a$  的变化均在 5% 之内，说明  $J_a$  对支

撑元件的力学性能改变具有较好的稳定性。并且  $J_a$  则随着  $\zeta_r$  的增加而减少, 证明支撑阻尼比的存在能够是上部结构加速度响应得到改善; 而  $\kappa$  的增加或者减少都会引起响应的恶化。隔震层位移减震性能  $J_x$  可以看出随着  $\kappa$  和  $\zeta_r$  的增大会减少趋势, 说明隔震层响应得到改善, 并且可以看出  $J_x$  对于  $\kappa$  更为敏感, 但是总的来说在选定范围内  $J_x$  的变化在 10% 左右, 相对于参数的改变还是有较强稳定性。对于能量耗散指标  $J_e$ , 可以看出在选取的  $\kappa$  和  $\zeta_r$  的范围内改变时,  $J_e$  变为最优  $J_{e,opt}$  的 90% 至 115% 之间, 并且随着  $\zeta_r$  的减少以及  $\kappa$  的增大,  $J_e$  会相应减少, 其中同样对于  $\kappa$  更为敏感。

通过上述分析可以看出分离式流体惯容系统在基础隔震结构中对于各参数变化导致的结构性能变化较为稳定, 具有良好的鲁棒性, 其中基础隔震结构周期  $T_b$  以及系统支撑刚度比  $\kappa$  是影响结构性能的主要原因, 在设计过程应当重点关注和及时测试, 避免因参数的偏差导致结构性能的恶化。

## 5.6 多自由度结构非线性时程分析

上述分析研究了一种基于性能需求的 BIS+TVSFID 的混合控制系统的优化设计方法, 但是所采用的是利用随机功率谱来模拟实际地震动, 无法判断其在真实地震动下的有效性。并且上述方法是将基础隔震结构的上部结构视作一个单自由度进行优化, 为了证明上述方法对于实际基础隔震结构在真实地震动下有效性, 对一个上部结构为 5 层钢框架的基础隔震结构进行了在实际地震动下的时程分析, 结构信息如表 5.3 所示。

表 5.3 隔震结构信息

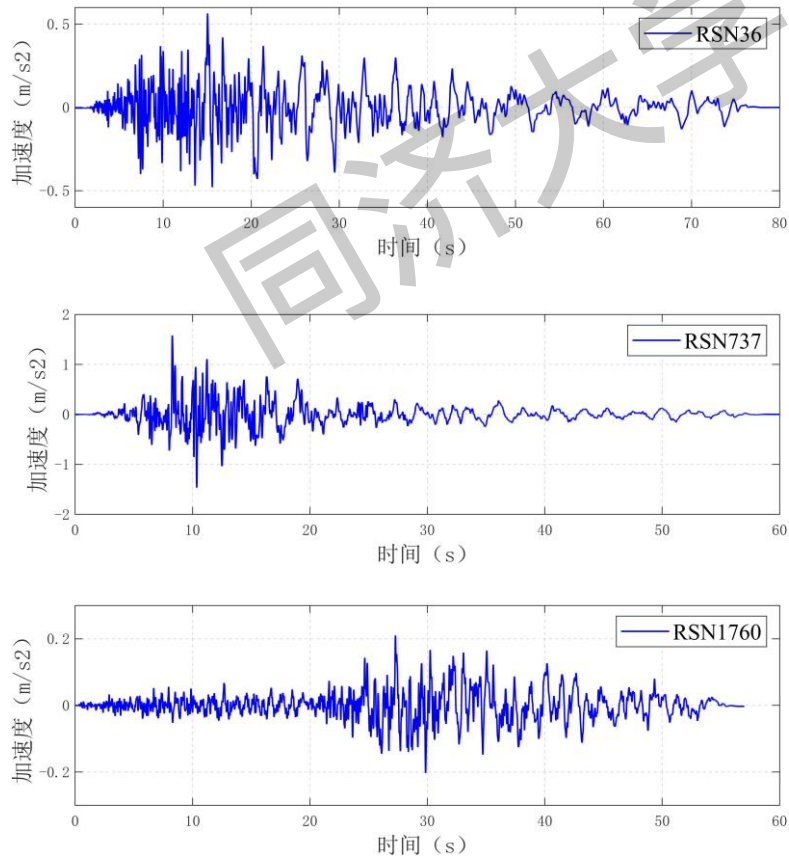
楼层	质量 (ton)	刚度 (MN / m)	层高 (m)
5	622	125.22	3.5
4	679	127.22	3.5
3	680	128.18	3.5
2	684	128.69	3.5
1	721	129.77	4
隔震层	812.64	27.32	-

根据结构信息通过模态分析可以得到无隔震层的上部结构第一周期为  $T_s=0.5s$ , 钢框架结构通常阻尼比  $\zeta_s = 0.02$ 。对基础隔震结构进行模态分析得到结构的第一周期  $T_b=2.5s$ , 而按照图 5.1 的所示的将上部框架简化为一个单自由度, 根据隔震层刚度以及结构总质量计算得到的第一周期为 2.47s, 可以看出在分析时将上部结构视为一个单自由度是合理的。针对表 5.2 所示的结构信息, 选取了五条天然地震动以及两条人工地震动作为输入激励进行非线性时程分析, 天然地

震动信息如表 5.4 所示，其加速度时程曲线如图 5.19 所示，地震波反应谱如图 5.20 所示，其中  $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$  代表设计基础隔震结构的第一到第三周期，可以看出在各周期点选取地震波的平均反应谱和设计谱拟合较好，满足要求。

表 5.4 地震波信息表

序号	地震	记录	断层距 (km)	震级
1	Borrego Mtn	RSN36	45.66	6.63
2	Loma Prieta	RSN737	24.57	6.93
3	Hector Mine	RSN1760	52.68	7.13
4	Hector Mine	RSN1768	61.2	7.13
5	Christchurch, New Zealand	RSN8134	11.25	6.2



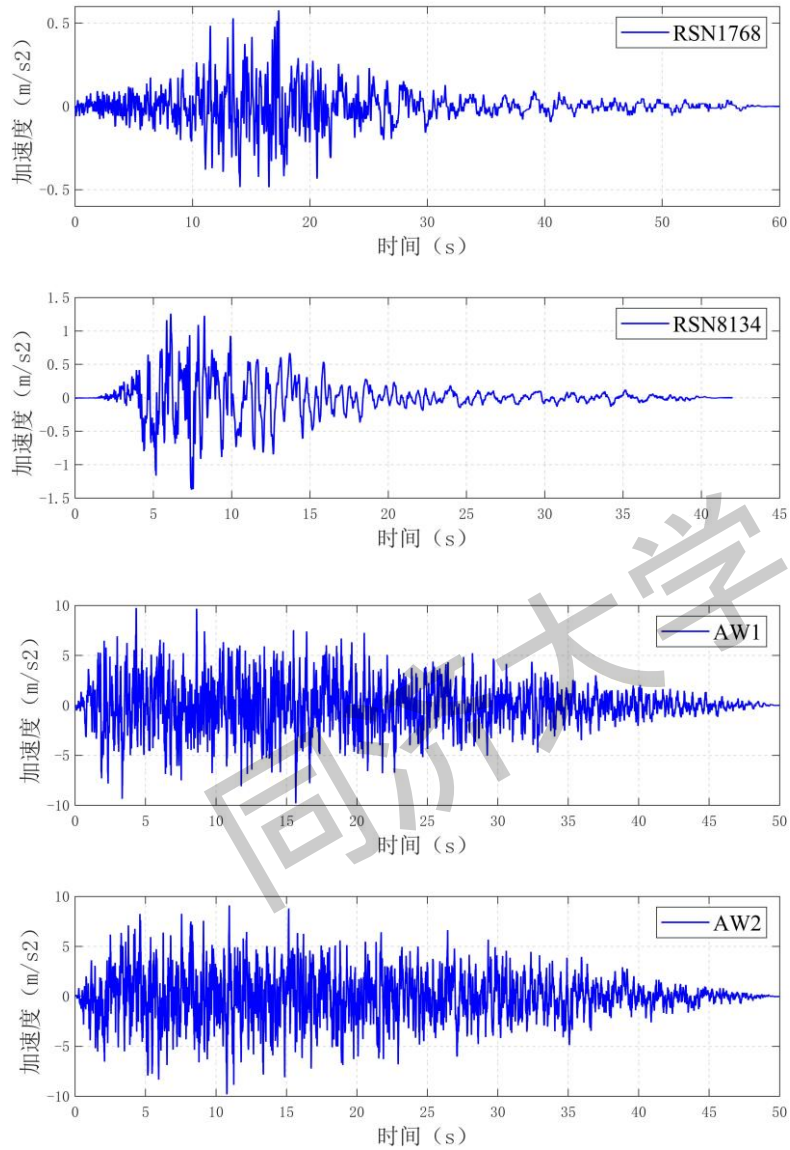


图 5.19 地震波加速度时程曲线

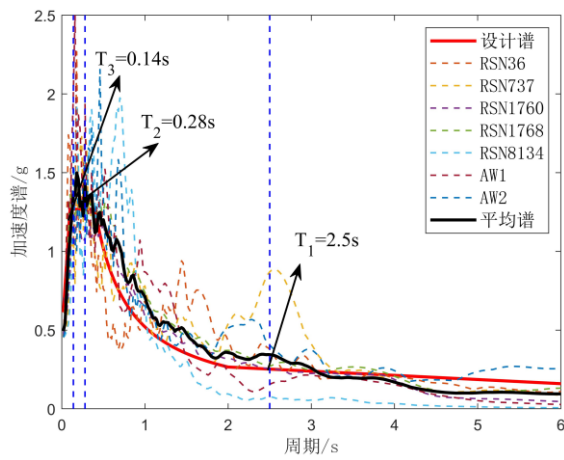
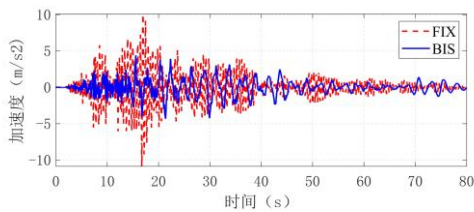


图 5.20 地震波反应谱

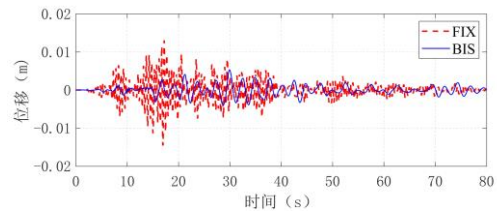
在表 5.5 中汇总了基础隔震结构对于无隔震的基础固定结构 (FIX) 的各层层间位移最大值以及楼层加速度最大值减震比。在图 5.21 中显示了  $PGA=0.3g$  的结构顶层加速度和第三层层间位移的时程曲线, 以 RSN1768 为例, 结构各层的位移最大值以及楼层加速度最大值如图 5.22 所示。

表 5.5 隔震结构层间位移峰值以及楼层加速度最大值减震比

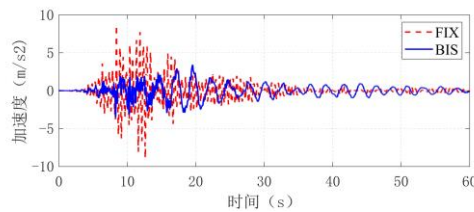
地震动	减震指标	第一层	第二层	第三层	第四层	第五层
RSN36	层间位移	0.32	0.18	0.10	0.05	0.02
	楼层加速度	0.73	0.64	0.56	0.41	0.31
RSN737	层间位移	0.30	0.21	0.11	0.06	0.03
	楼层加速度	0.62	0.56	0.52	0.43	0.36
RSN1760	层间位移	0.26	0.15	0.08	0.05	0.02
	楼层加速度	0.74	0.62	0.54	0.45	0.30
RSN1768	层间位移	0.18	0.1	0.07	0.05	0.02
	楼层加速度	0.68	0.48	0.34	0.28	0.25
RSN8134	层间位移	0.31	0.13	0.07	0.04	0.02
	楼层加速度	0.71	0.59	0.50	0.43	0.33
AW1	层间位移	0.17	0.08	0.05	0.04	0.02
	楼层加速度	0.69	0.45	0.34	0.29	0.27
AW2	层间位移	0.15	0.07	0.05	0.03	0.02
	楼层加速度	0.70	0.47	0.36	0.31	0.27



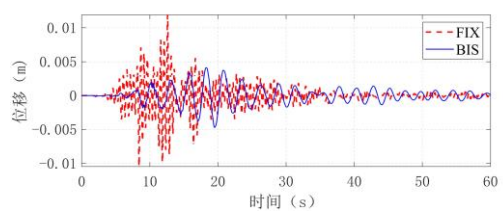
(a) RSN36 顶层加速度



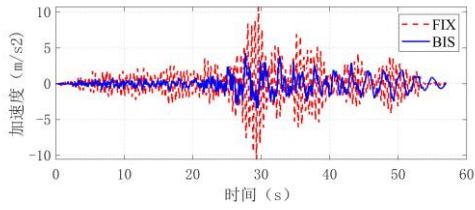
(b) RSN36 第三层层间位移



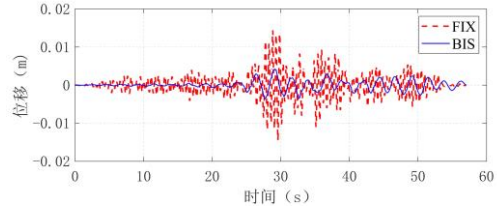
(c) RSN737 顶层加速度



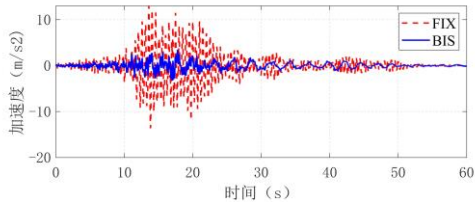
(d) RSN737 第三层层间位移



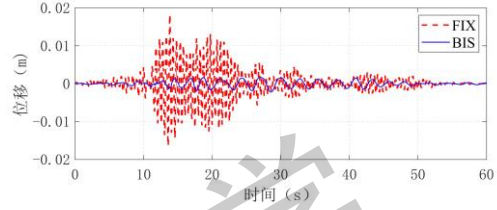
(e) RSN1760 顶层加速度



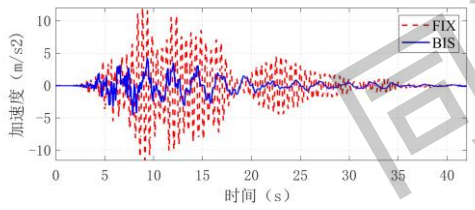
(f) RSN1760 第三层层间位移



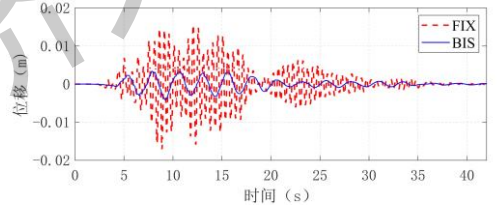
(g) RSN1768 顶层加速度



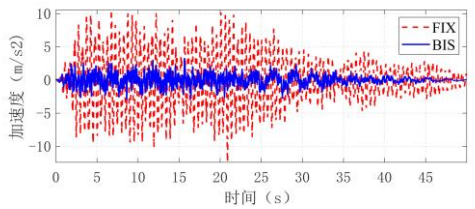
(h) RSN1768 第三层层间位移



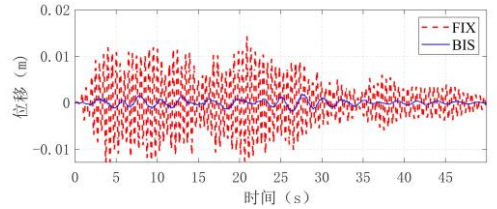
(i) RSN8134 顶层加速度



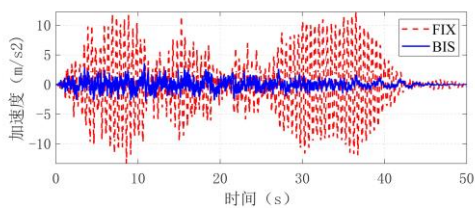
(j) RSN8134 第三层层间位移



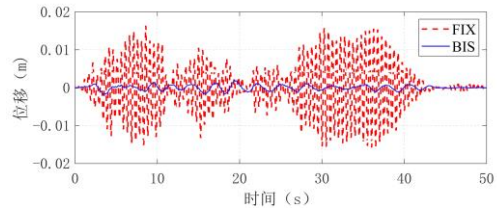
(k) AW1 顶层加速度



(l) AW1 第三层层间位移



(m) AW2 顶层加速度



(n) AW2 第三层层间位移

图 5.21 基础隔震结构时程曲线 (PGA=0.3g)



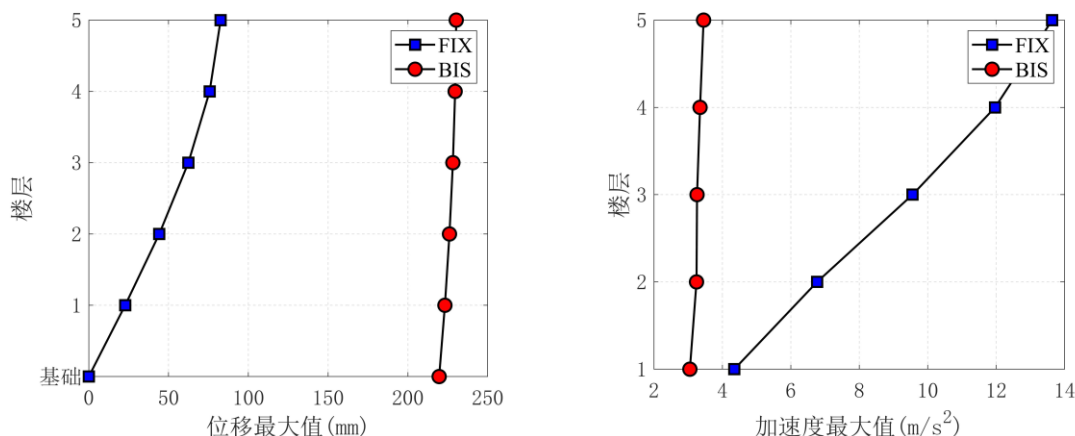


图 5.22 RSN1768 (PGA=0.3g) 结构楼层最大响应

从表 5.5 可以看出基础隔震结构相比于基础固定的框架结构在各楼层最大加速度响应以及最大层间位移响应均有良好的控制效果,层间位移最大值减震比在 0.32 至 0.02 之间,楼层加速度最大值减震比在 0.74 至 0.25 之间。层间位移减震比以及楼层最大加速度减震比均随着楼层的增加而减少,而对于基础固定的框架结构,楼层加速度响应随着楼层的增加而增大,证明了所设计的基础隔震结构参数能够有效减低结构的地震响应。从图 5.22 可以看出基础隔震结构虽然能够有效控制层间位移以及楼层加速度,但是由于隔震层刚度较小,隔震层会出现较大位移,在极端地震作用下可能因为隔震层位移较大带来结构倾覆以及隔震支座破坏的风险。因此本节采用了第 5.4 节研究的基于分离式流体惯容的 TVSFID 系统对基础隔震结构进行震动控制。

根据第 5.4 节研究的优化设计方法,在图 5.23 中显示了对于算例结构隔震层位移减震比  $J_x$  和顶层加速度位移减震比  $J_a$  的 Pareto 曲线,限定隔震层位移减震指标  $J_{x,\text{lim}} = 0.5$ ,即图中黑点表示选取的优化点,可以看出此时  $J_a = 0.88$ ,意味着在满足隔震层位移性能的情况下,顶层加速度响应也有略微改善。根据选取的最优点得到最优表观质量比  $\mu_{d,\text{opt}} = 0.29$  以及最优得线性阻尼比  $\xi_{d,\text{opt}} = 0.56$ 。预设液缸半径  $r_1$  与螺旋管半径  $r_2$  的比值  $r_1/r_2 = 16$ ,由等式 (2.32) 可以得到  $r_2 = 32\text{mm}$ ,  $r_1 = 512\text{mm}$ ,根据等式 (2.11) 可以得螺旋管长度  $l = 5.79\text{m}$ 。

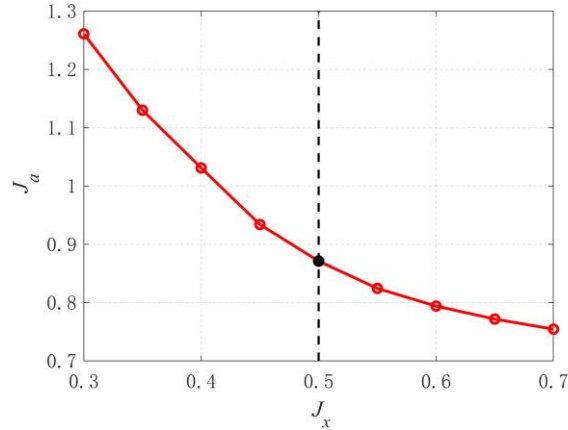
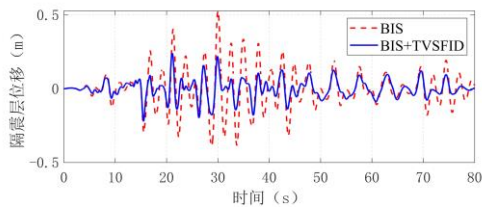
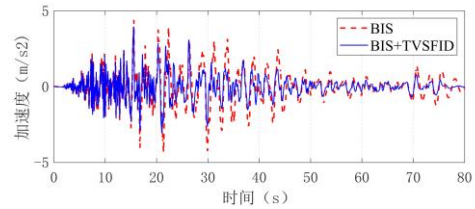


图 5.23  $J_x$  与  $J_a$  的 Pareto 曲线

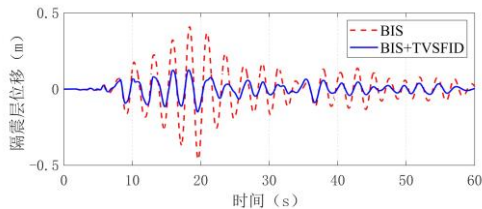
在图 5.24 显示了输入激励加速度峰值  $PGA=0.3g$  时，基础隔震结构以及增加了 TVSFID 系统的混合控制结构隔震层位移响应时程曲线和上部结构顶部加速度时程曲线。从图中可以看出从时程上看，添加了 TVSFID 后，隔震层位移峰值显著减小，于此同时上部结构加速度响应最大值也有轻微改善，证明了虽然上述优化设计方法是以  $H_2$  范数，即响应均方根为减震指标，但是得到的优化参数在实际地震动对响应最大值同样能够能起到良好的控制效果。在表 5.6 中列出了当  $PGA=0.3g$  时，七条地震动下隔震层位移以及上部结构顶层加速度的均方根以及最大值减震效果。



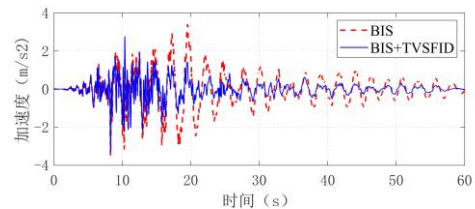
(a) RSN36 隔震层位移



(b) RSN36 顶层加速度



(c) RSN737 隔震层位移



(d) RSN737 顶层加速度

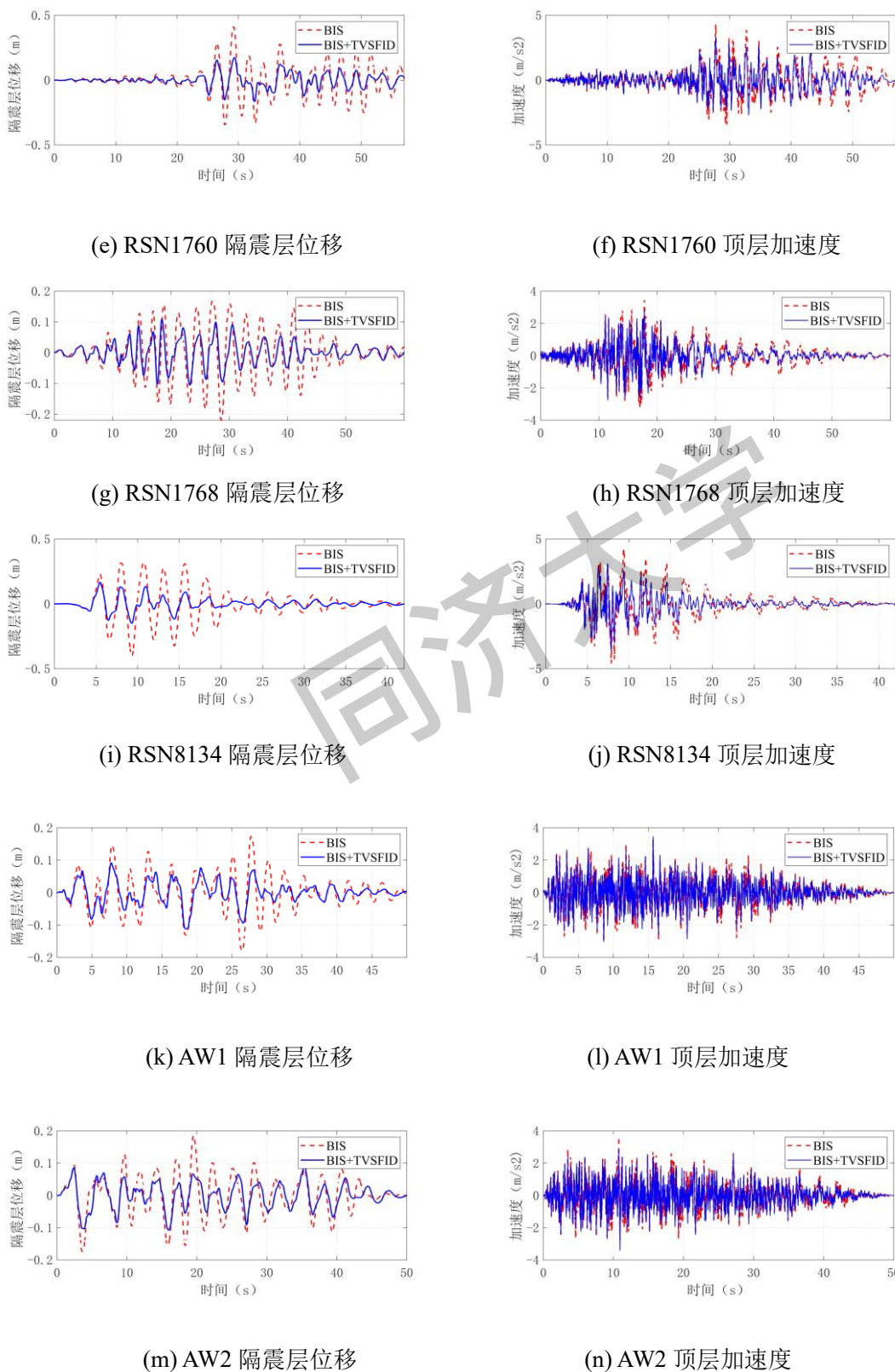


图 5.24 隔震层位移及顶层加速度时程曲线

表 5.6 隔震层位移以及顶层加速度减震效果

地震动	位移均方根	位移峰值减	加速度均方	加速度峰值
-----	-------	-------	-------	-------

	减震比	震比	根减震比	减震比
RSN36	0.48	0.46	0.69	0.94
RSN737	0.35	0.33	0.59	0.92
RSN1760	0.43	0.43	0.77	0.84
RSN1768	0.48	0.50	0.84	0.85
RSN8134	0.36	0.42	0.70	0.82
AW1	0.36	0.49	0.68	0.89
AW2	0.41	0.47	0.61	0.87

从表 5.6 可以看出隔震层位移均方根减震比  $J_x$  均在 0.5 以下，满足了预先设定的性能指标，证明了上述优化方法得到的最优 TVSFID 参数对于在实际地震下的多自由度框架的有效性。从隔震层位移最大值减震比可以看出，TVSFID 系统不仅能够控制隔震层位移的均方根响应，在最大值方面同样实现了 0.33 到 0.5 减震效果，在时程分析图中也能印证隔震层位移最大值的有效减少。对于上部结构的顶层加速度可以看出在满足隔震层位移减震需求条件下，上部结构加速度均方根响应减震比在 0.55 到 0.74 之间，能够有效减低结构顶层加速度响应，在顶层加速度最大值方面可以看出也实现了减震比在 0.82 到 0.93，同样进一步减小了基础隔震结构的顶层加速度响应。

因为分离式流体惯容的阻尼系数与地震激励有关，因此可能在不同的地震动峰值情况下减震效果会存在差异。在表 5.7 中列出了在不同地震动峰值情况下隔震层位移以及上部结构顶层加速度的减震比。从表 5.7 可以看出随着输入地震动峰值加速度的增加，隔震层位移的均方根减震比以及最大值减震比均有减小，这是由于分离式惯容器的非线性阻尼随着激励响应的增大会随之增大，在地震激励增强时会产生更大的等效阻尼从而进一步降低隔震结构中隔震层位移。而对于上部结构顶层加速度，随着输入地震动峰值加速度增加，均方根以及最大值减震比由轻微恶化，可也是由于地震激励的增加产生了过大的等效阻尼从而增加了上部结构的高阶模态响应。从以上分析可以看出，分离式流体惯容的非线性阻尼对于基础隔震结构在罕遇地震下的控制更具有优势，因为在罕遇地震下基础隔震结构往往是因为过大的隔震层位移而发生破坏，而分离式流体惯容器对于在强震作用下的隔震层位移控制具有更好的控制效果，虽然上部结构的顶部加速度响应会发生轻微恶化，但是仍然在可接受范围内，实现了在不同地震下对不同性能的侧重控制，能够很好的适应不同地震动下的不同控制效果，符合基于性能需求的结构设计原则。

表 5.7 不同地震动加速度峰值减震比汇总

地震动	PGA(g)	位移均方根 减震比	位移最大值 减震比	加速度均方 根减震比	加速度最大 值减震比
RSN36	0.1	0.51	0.47	0.65	0.91

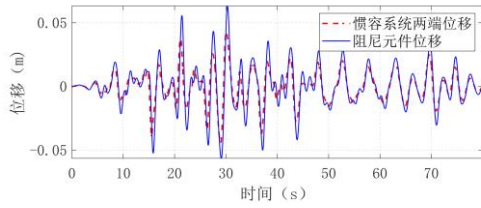
	0.3	0.48	0.46	0.69	0.94
	0.5	0.47	0.44	0.72	0.96
RSN737	0.1	0.42	0.35	0.57	0.87
	0.3	0.35	0.33	0.59	0.92
	0.5	0.32	0.31	0.64	0.98
RSN1760	0.1	0.48	0.54	0.74	0.82
	0.3	0.43	0.43	0.77	0.84
	0.5	0.41	0.40	0.81	0.86
RSN1768	0.1	0.52	0.57	0.82	0.84
	0.3	0.48	0.50	0.84	0.85
	0.5	0.46	0.48	0.85	0.86
RSN8134	0.1	0.43	0.46	0.60	0.81
	0.3	0.36	0.42	0.70	0.82
	0.5	0.33	0.39	0.72	0.84
AW1	0.1	0.40	0.51	0.62	0.75
	0.3	0.36	0.49	0.68	0.79
	0.5	0.32	0.41	0.75	0.86
AW2	0.1	0.48	0.50	0.57	0.72
	0.3	0.41	0.47	0.61	0.77
	0.5	0.36	0.41	0.72	0.85

从第 3 章的分析可以了解到，惯容系统除了质量放大效应以外，还有一个重要的减震机制是其耗能增效效应，即惯容系统中的阻尼元件在震动过程中由于调谐弹簧与表观质量的共同作用，会产生大于惯容系统两端的变形，从而实现更大的阻尼耗能。在基础隔震结构中，隔震层与地面之间的相对位移较大，而上部结构几乎是一个整体的刚体平动，因此惯容系统一般布置在隔震层与地面之间，如图 5.1 所示，即在基础隔震结构中惯容系统的两端变形为隔震层变形。隔震层变形往往大于固定基础结构的层间位移的 10 倍以上，因此如果如等式 (3.33) 的耗能增效系数较大，意味着需要更大空间满足惯容系统以及隔震层的变形，所以考虑到实际情况应当限制在强震作用下的增效系数，从而避免惯容系统中阻尼元件的过度变形。在表 5.8 中显示了不同地震动峰值情况下的耗能增效系数情况，以 RSN36 和 RSN737 为例，在不同地震动加速度峰值情况下，阻尼元件的变形以及惯容系统两端的变形如图 5.25 所示。

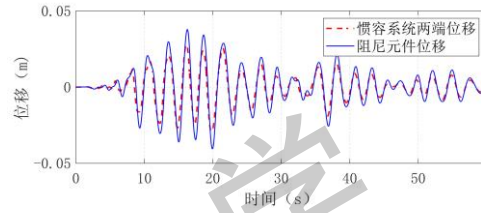
表 5.8 不同地震动加速度峰值耗能增效系数汇总

地震动记录	耗能增效系数
-------	--------

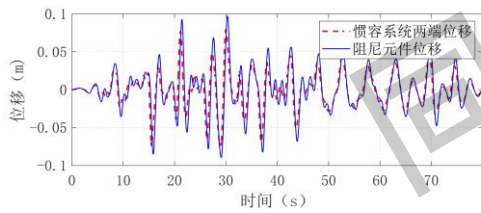
	0.05g	0.1g	0.3g	0.5g	0.9g
RSN36	1.41	1.22	0.93	0.73	0.62
RSN737	1.38	1.31	1.08	0.96	0.83
RSN1760	1.33	1.17	1.09	0.94	0.82
RSN1768	1.45	1.33	1.11	0.84	0.64
RSN8134	1.42	1.25	1.02	0.96	0.84
AW1	1.39	1.29	1.07	0.91	0.79
AW2	1.51	1.27	1.01	0.89	0.74
平均值	1.41	1.26	1.04	0.89	0.75



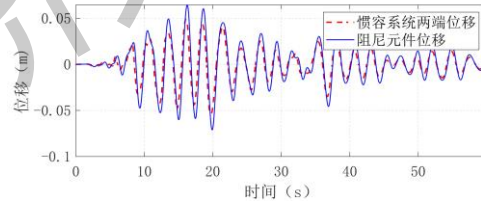
(a) RSN36(PGA=0.05g)



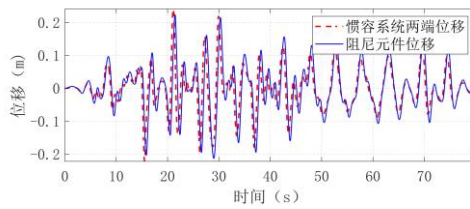
(b) RSN737(PGA=0.05g)



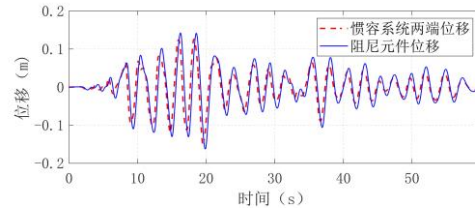
(c) RSN36(PGA=0.1g)



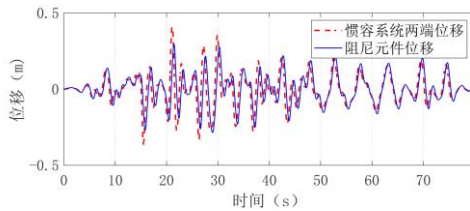
(d) RSN737(PGA=0.1g)



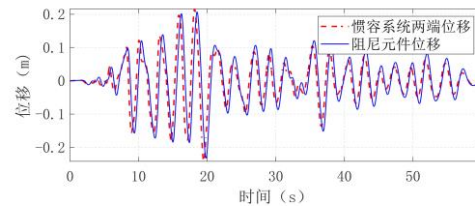
(e) RSN36(PGA=0.3g)



(f) RSN737(PGA=0.3g)



(g) RSN36(PGA=0.5g)



(h) RSN737(PGA=0.5g)

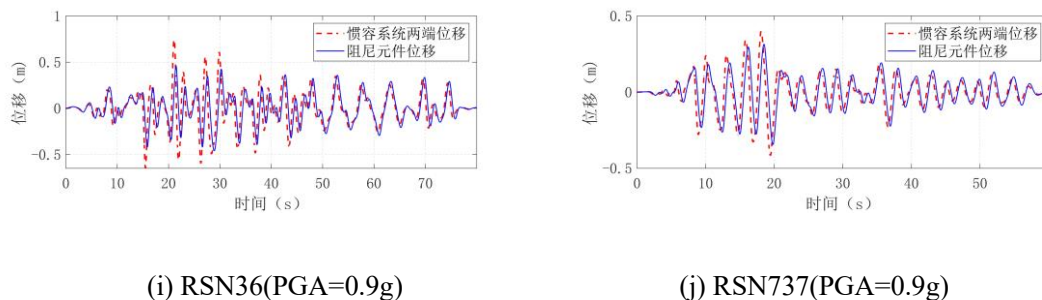


图 5.25 不同地震动加速度峰值下惯容系统变形时程曲线

从表 5.8 以及图 5.25 中我们可以看到对于 TVSFID 系统，当地震动加速度较小时，耗能增效系数较大，证明在小震作用下阻尼元件的位移明显大于系统两端（即隔震层）的位移。而当地震动峰值加速度增大时，可以看到耗能增效系数逐渐变小，当 PGA 超过 0.3g 时，耗能增效系数小于 1，即阻尼元件的位移小于系统两端（即隔震层）的位移。上述现象的原因在于分离式流体惯容器中的阻尼是随着响应改变的非线性阻尼，当激励峰值增大时，产生的非线性等效阻尼同时增大，根据 Zhang 等<sup>[45]</sup>的研究，惯容系统的阻尼增大会导致耗能增效系数下降，因此地震加速度峰值增大时，TVSFID 系统的耗能增效系数会降低。这一特征是传统的线性惯容系统所没有的，在基础隔震结构中这也是分离式流体惯容系统的优势，因为在大震作用下，隔震层的位移较大，而如果耗能增效系数仍然大于 1，意味着惯容器会产生更大位移，则在安装以及设计过程中需要预留更大的空间和更长的预留行程，会带来更大的安装以及制作成本。而分离式流体惯容系统能够在小震中充分利用惯容系统的耗能增效原理，节约其控制成本，在大震中限制其耗能增效，减少惯容器的位移避免过大的行程，这是分离式流体惯容系统在基础隔震结构中应用的优势之一。

为了说明分离式流体惯容系统相比于线性机械式惯容系统的优势，在图 5.26 中显示了在同样表观质量以及等效阻尼的线性机械式 TVMID（调谐粘滞质量惯性阻尼器）系统在 RSN1760 地震动下对于不同地震动峰值与 TVSFID 的隔震层位移时程曲线。可以看出在地震加速度峰值较小时，两个系统的控制效果几乎一致，TVMID 在地震动峰值小于 0.1g 的情况下，隔震层位移控制效果略好于 TVSFID，而在地震动峰值大于 0.1g 时候，TVSFID 对于隔震层位移的控制效果明显好于 TVMID，并且随着地震动峰值的增大，差距越来越明显，当地震动峰值为 0.5g 时，TVSFID 相比于 TVMID 改善了 18.8%。

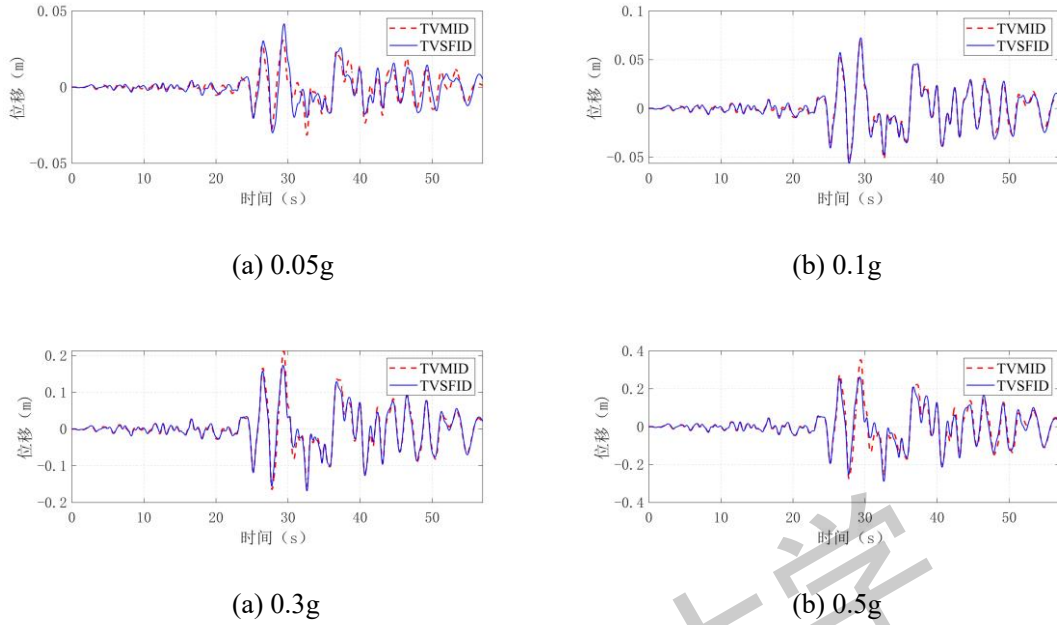


图 5.26 TVSFID 与 TVMID 系统隔震层位移时程曲线

为了进一步说明支撑系统中的阻尼元件的作用，在图 5.27 中显示了在同样表现质量以及等效阻尼的 TSFID 系统和 TVSFID 系统在 PGA=0.3g 的 RSN36 和 RSN1768 地震动下隔震层位移以及上部结构顶层加速度的时程曲线。可以看出通过在 TSFID 系统中增加一个阻尼比  $\xi_t = 0.05$  支撑阻尼元件能够在 RSN36 和 RSN1768 下分别改善了上部加速度最大值 22.2%和 17.1%，在隔震层位移方面同样小幅度改善，分别为 4.7%和 9.1%，证明了第 4.4 节中的结论，TVSFID 系统在基础隔震结构中能够实现更好的结构控制性能。

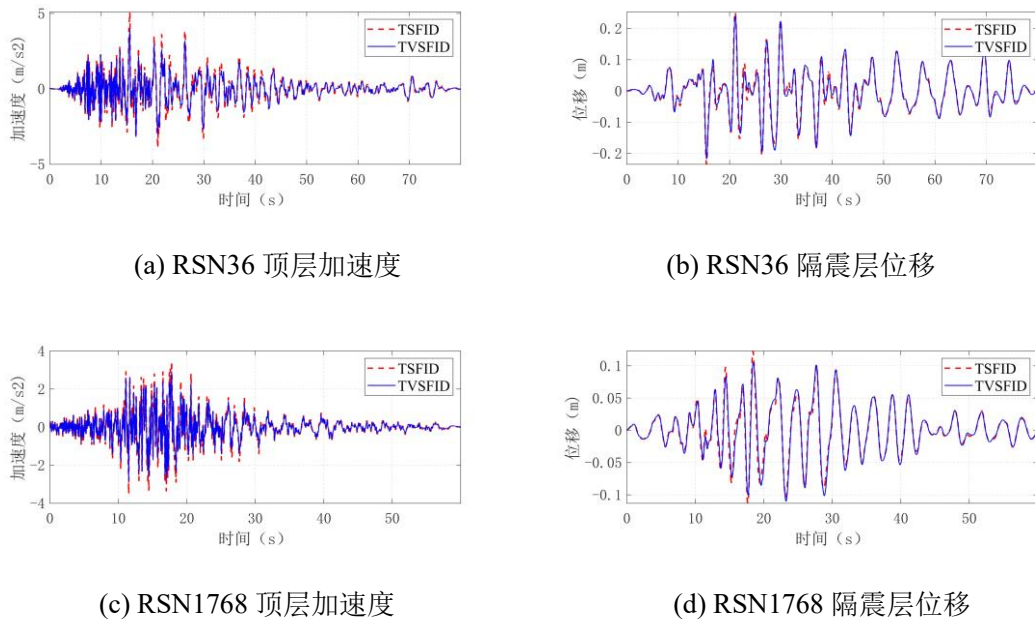


图 5.27 TVSFID 与 TSFID 系统隔震层位移和顶层加速度时程曲线



以上分析说明了基于流体惯容器的 TVSFID 系统在对于基础隔震结构的隔震层位移以及顶部加速度的减震性能,并且比较了与线性阻尼的机械式 TVMID 以及无支撑阻尼的 TSFID 系统的减震效果,证明了其在基础隔震结构中的优越性。在图 5.28 中显示了无 TVSFID 的基础隔震结构与添加了 TVSFID 的结构的各层的最大层间位移以及楼层的最大加速度。可以看出 TVSFID 不仅减少了隔震层的位移,同时也进一步减少了上部结构的层间位移和楼层最大加速度。

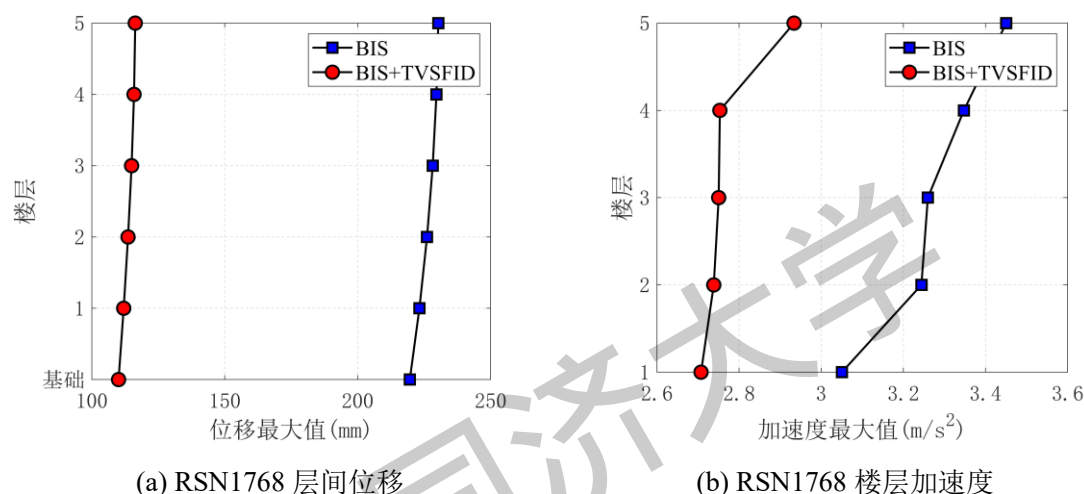


图 5.28 RSN1768 (PGA=0.3g) 结构楼层最大响应

除了对隔震层位移减震指标与上部结构加速度减震指标外,根据第 5.5 节中所描述的能量响应也是衡量惯容系统有效性的重要指标之一,在表 5.9 汇总了在不同地震动加速度峰值情况下惯容系统的如等式 (5.31) 所示的能量指标。在图 5.29 中显示了在 RSN737 地震动的不同峰值的能量响应图。

表 5.9 不同地震动加速度峰值能量指标  $J_e$  汇总

地震动记录	指标 $J_e$				
	0.05g	0.1g	0.3g	0.5g	0.9g
RSN36	0.35	0.29	0.23	0.21	0.2
RSN737	0.33	0.27	0.22	0.2	0.19
RSN1760	0.28	0.24	0.22	0.21	0.21
RSN1768	0.3	0.26	0.22	0.21	0.21
RSN8134	0.31	0.27	0.22	0.21	0.21
AW1	0.37	0.32	0.25	0.24	0.22
AW2	0.38	0.32	0.26	0.23	0.22
平均值	0.33	0.28	0.23	0.22	0.21

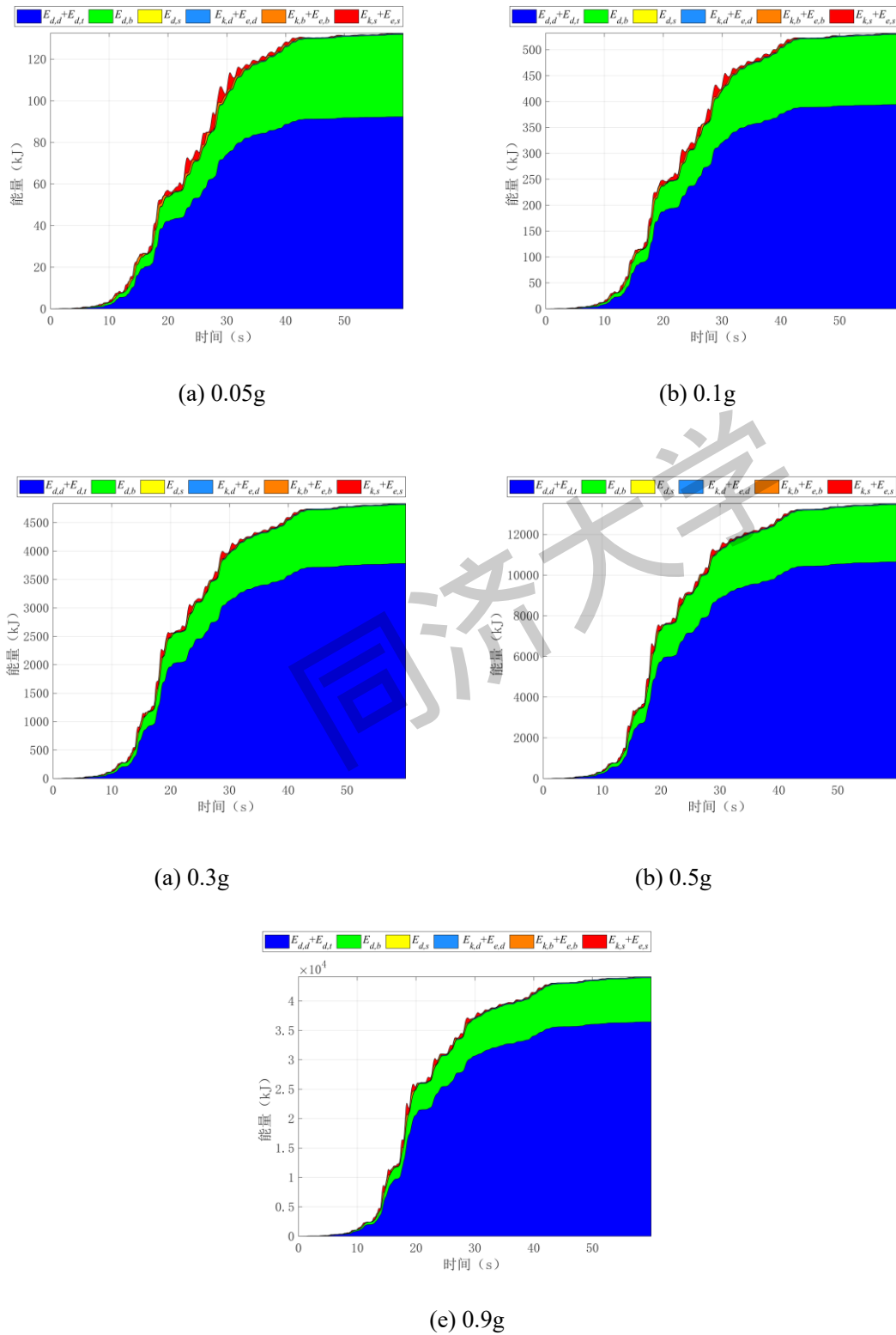


图 5.29 不同地震动加速度峰值下能量响应

从表 5.9 中我们可以看到能量指标  $J_e$  在 0.19 到 0.38 之间，证明了在性能指标优化参数情况下的 TVSFID 系统能够耗散绝大部分地震能量。随着地震动加速度峰值的增大，可以看出能量耗散效果越好，这是由于随着地震动峰值的增加，

TVSFID 系统中分离式流体惯容器的非线性阻尼增大, 进一步抑制了隔震层的位移, 从而使耗散能量占比提高。从下降趋势可以看出, 随着地震动峰值的增加, 下降越来越缓慢, 这是由于随着地震动峰值增加, 虽然从控制效果来说会有提升, 但是隔震层位移的绝对值还是会显著增加, 即隔震层的耗能也在显著提升。会存在一个临界值, 即惯容耗能增加与隔震层耗能增加按照占比速度持平, 则此时增加地震动加速度峰值, TVSFID 系统的能量指标会有所下降。从图 5.28 可以看出, 地震动传入结构的大部分能量被 TVSFID 系统阻尼 (蓝色) 以及隔震层阻尼 (绿色) 耗散, 仅有 0.3% 到 1.2% 的能量传入到上部结构 (红色与橙色) 中, 验证了上部结构响应减小原因。而 TVSFID 系统能够在地震过程中吸收大部分地震, 并通过自身阻尼进行耗散, 从而实现对隔震层位移的控制, 从能量角度印证了上述分析的结论。

## 5.7 近场地震动减震性能分析

根据第 4 章试验结果可以发现在基础隔震结构中, 在近断层脉冲型地震动下, 隔震层位移响应会显著增大, 增加了基础隔震结构发生损伤的风险<sup>[109]</sup>。因此在本节中, 本节研究了分离式流体惯容系统对于基础隔震结构在近场脉冲型地震动下减震性能, 通过近场地震动模拟, 利用虚拟激励法对分离式流体惯容系统进行优化设计, 并通过非线性时程分析证明了分离式流体惯容系统对于基础隔震结构在近场脉冲型地震动下的有效性。

### 5.7.1 近场脉冲型地震动模拟

在前文的分析中我们是通过 C-P 谱模拟地震动的加速度功率谱从而对结构进行随机动力学分析, 但是本质上是将地震看做一个平稳过程, 忽略了地震动非平稳特征。而对于近场脉冲型地震动, 因为其较大的速度脉冲效应, 因此相比于其他类型地震动, 地震强度以及频率均呈现较大的非平稳特征, 因此对于近场地震动模拟通常将其考虑为一个非平稳过程。

对于近场脉冲型的非平稳过程, 通常采用一个非平稳的确定性函数乘以一个平稳的随机过程模拟:

$$S_x = g^2(t)S_g \quad (5.33)$$

其中  $g(t)$  代表一个包络曲线, 是一个随时间变化的非平稳的确定性函数,  $S_g$  是一个平稳随机过程, 代表地震动的平稳功率谱模型, 而  $S_x$  则代表非平稳随机过程。在工程结构中包络曲线  $g(t)$  通常设为<sup>[110]</sup>:

$$g(t) = \begin{cases} (t-t_1) & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1 & t_1 < t < t_2 \\ \exp[-c(t-t_2)] & t_2 \leq t \end{cases} \quad (5.34)$$

其中  $t_1$  和  $t_2$  代表地震动平稳段的首、末时间，而  $c$  则代表下降段的衰减系数。从等式(5.34)可以看出该函数能够反映出实际地震动从开始到结束的上升、平稳以及衰减的三个阶段，是在工程结构领域应用较为广泛的一种调制函数。对于近场脉冲型地震动的加速度功率模型，参考周继磊等<sup>[111]</sup>的研究，将其设置为：

$$S_g(\omega) = \frac{\omega^2}{\omega^2 + \left(\frac{1}{\Gamma}\right)^2} \frac{1 + 4\xi_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right)^2 + 4\xi_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}} S_0 \quad (5.35)$$

其中  $\Gamma$  代表 Brune 震源参数，其余符号与第 3.2 节中一致，其参数取值为[]： $S_0 = 3.51$ ， $\Gamma = 3.1289$ ， $\omega_g = 1.4494$ ， $\xi_g = 3.2122$ 。因此根据等式(5.34)以及等式(5.35)则可以得到近场脉冲型地震动的非平稳功率谱模型。

## 5.7.2 近断层脉冲地震动结构响应

由于近断层脉冲激励存在一个时域过程  $g(t)$ ，因此无法应用前文所采用的随机动力学研究方法。在本文采用了虚拟激励法<sup>[112]</sup>，通过将非平稳过程转化为一个分隔成若干端的时域过程，通过求解每段的响应得到结构在非平稳随机振动下的响应。根据前文所述，近断层脉冲型地震动激励可以表示为：

$$A_g(t) = g(t)u(t) \quad (5.36)$$

根据虚拟激励法原理可以虚拟激励：

$$\tilde{A}_g(t) = \sqrt{S_{uu}(\omega)} g(t) e^{i\omega t} \quad (5.37)$$

其中  $S_{uu}(\omega)$  代表平稳随机过程  $u(t)$  的自功率谱密度函数，根据杜哈梅积分可以得到结构在虚拟激励下的响应  $\tilde{x}(\omega, t)$  为：

$$\tilde{x}(\omega, t) = \sqrt{S_{uu}(\omega)} \int_0^t h(t-\tau) g(\tau) e^{i\omega\tau} d\tau = \sqrt{S_{uu}(\omega)} H(\omega, t) \quad (5.38)$$

结构均方响应可以表示为：

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(\omega, t) d\omega = S_{uu}(\omega) H^*(\omega, t) H(\omega, t) \quad (5.39)$$

根据上述分析可以得到在近断层脉冲非平稳激励下的结构响应。针对近断层脉冲地震动，往往是由于脉冲作用导致基础隔震结构隔震层位移峰值过大从而引

起结构的破坏。因此本节中考虑了利用首次超越理论考虑结构在近断层脉冲地震动下的安全性。

首次超越理论认为结构的某个响应首次超过限定值时，结构就会发生破坏，而结构可靠度则是在某个时间内，结构响应均不超过限定值的概率。我们以隔震层位移响应作为限定值，假设其结构响应为 Poisson 过程，其隔震层位移范围线性为 $[-B,+B]$ 。因此可以得到隔震层位移不超过限定值的概率为：

$$P_s(T) = \exp\left(-\frac{1}{\pi} \int_0^T \frac{\sigma_x(t)}{\sigma_x(t)} \exp\left(-\frac{B^2}{2\sigma_x^2(t)}\right) dt\right) \quad (5.40)$$

结构的损坏概率可以表示为：

$$P_f = 1 - \exp\left(-\frac{1}{\pi} \int_0^T \frac{\sigma_x(t)}{\sigma_x(t)} \exp\left(-\frac{B^2}{2\sigma_x^2(t)}\right) dt\right) \quad (5.41)$$

根据上述分析可知当损坏概率  $P_f$  越小时，意味着隔震层位移超过限定值概率越小，结构永不容易发生破坏。因此对于基础隔震结构在近场脉冲型地震动下的优化，可以通过限定隔震层位移峰值以及结构可靠度  $P_f$  来实现对于结构的性能需求优化设计，其优化问题可以描述为：

$$\begin{aligned} & \underset{\theta}{\text{minimize}} && J_a(\mu_d, \xi_d) \\ & && P_f \leq P_{f,\text{lim}} \\ & \text{subject to} && u_b = [-B, +B] \\ & && \mu_{d,\text{min}} \leq \mu_d \leq \mu_{d,\text{max}} \\ & && \xi_{d,\text{min}} \leq \xi_d \leq \xi_{d,\text{max}} \end{aligned} \quad (5.42)$$

上述优化问题能够通过限制隔震层的位移峰值以及可靠度，来实现对基础隔震结构隔震层位移响应的控制，同时在满足隔震层位移条件同时，对上部结构加速度响应进行优化，从而避免追求单一指标最优解，过分牺牲其他性能参数。

### 5.7.3 算例分析

为了说明上述优化方法的有效性，将其应用到了一个多层框架基础隔震结构中，其结构信息如表 5.2 所示。为了说明在近场地震动下的减震效果，选取了 15 条近场脉冲型地震动如表 5.10 所示，其中选取依据为地震动峰值速度与峰值加速度之比  $PGV / PGA \geq 0.2$ 。

表 5.10 地震脉冲型地震

序号	地震	记录	断层距 (km)	震级	PGV/PGA
1	Chi-Chi	RSN1193	9.62	7.62	0.27
2	Chi-Chi	RSN1244	9.94	7.62	0.20

3	Chi-Chi	RSN1475	56.12	7.62	0.33
4	Chi-Chi	RSN1480	19.83	7.62	0.43
5	Chi-Chi	RSN1491	6.64	7.62	0.34
6	Chi-Chi	RSN1493	5.95	7.62	0.35
7	Chi-Chi	RSN1496	10.48	7.62	0.28
8	Imperial Valley	RSN161	10.42	6.53	0.23
9	Imperial Valley	RSN170	7.31	6.53	0.32
10	Imperial Valley	RSN179	7.05	6.53	0.22
11	Imperial Valley	RSN180	3.95	6.53	0.26
12	Imperial Valley	RSN184	5.09	6.53	0.22
13	Northridge	RSN982	5.43	6.69	0.28
14	Northridge	RSN1045	5.48	6.69	0.29
15	Superstition Hills	RSN723	0.95	6.54	0.32

将上述地震动带入到基础隔震结构中发现, 当  $PGA=0.5g$  时, 隔震层位移峰值最大已经超过  $0.8m$ , 意味着在设计过程中需要较大的支座尺寸以及较大的安装空间才能够避免结构在实际地震动过程当中的倾覆以及碰撞风险, 因此有必要对近场脉冲型地震动下的基础隔震结构进行减震控制, 从而避免破坏以及隔震系统安装成本的过分增加。

设定当地震动加速度峰值  $PGA=0.5g$  时, 隔震层位移限值  $B=0.4m$ , 根据前文的优化设计方法, 对于算例结构的得到的结构损坏概率  $P_f$  与顶层加速度减震比  $J_a$  的 Pareto 曲线如图 5.30 所示。在本节中, 设定  $P_f = 0.01$  即结构可靠度为 99%, 根据图中所示可以得到在选取最优点情况下  $J_a=0.88$ , 即在满足隔震层位移目标情况下顶层加速度响应由轻微改善。选取 TVSFID 系统支撑系统参数为  $\kappa=0.9, \xi_i=0.05$ , 根据上述优化方法, 可以得到 TVSFID 的最优表观质量  $\mu_{d,opt}=0.46$ , 最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}=0.62$ 。将上述参数带入到选取 15 条近场脉冲型地震动中, 隔震层位移响应如表 5.11 所示。

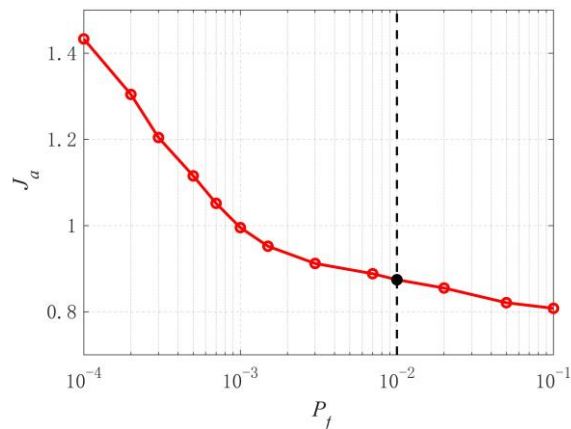
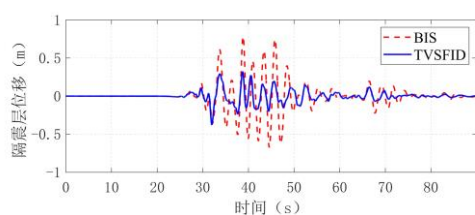


图 5.30  $P_f$ 与  $J_a$ 的 Pareto 曲线

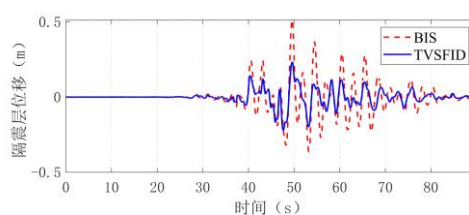
表 5.11 地震脉冲型地震隔震层位移响应

序号	记录	隔震层位移峰值响应 (cm)			隔震层位移均方值响应 (cm)		
		BIS	TVSFID	减震比	BIS	TVSFID	减震比
1	RSN1193	78.3	37.8	48.3%	18.3	9.4	51.6%
2	RSN1244	66.4	27.0	40.7%	12.6	5.3	42.0%
3	RSN1475	51.3	23.3	45.5%	10.2	5.3	51.3%
4	RSN1480	82.0	38.6	47.2%	20.0	10.4	52.1%
5	RSN1491	61.2	26.3	43.0%	12.7	5.9	46.5%
6	RSN1493	62.3	32.7	52.4%	13.3	7.1	53.2%
7	RSN1496	57.2	23.4	40.9%	12.3	5.8	47.6%
8	RSN161	66.0	33.0	50.0%	17.3	8.8	50.8%
9	RSN170	71.4	31.8	44.5%	16.2	7.2	44.6%
10	RSN179	62.1	31.4	50.6%	13.3	7.2	54.5%
11	RSN180	80.2	36.5	45.5%	19.5	9.0	46.0%
12	RSN184	48.6	23.5	48.3%	12.0	5.9	49.0%
13	RSN982	81.8	38.3	46.8%	22.0	10.0	45.4%
14	RSN1045	78.4	33.7	43.1%	21.9	9.7	44.2%
15	RSN723	83.6	38.3	45.8%	24.9	12.0	48.4%
16	平均值	68.7	31.7	46.2%	16.4	7.9	48.5%

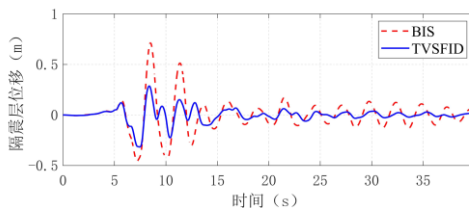
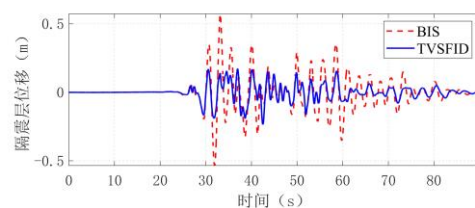
从表 5.11 可以看出在选取的 15 条近场脉冲型地震动下, 添加了优化后的 TVSFID 隔震层位移均在隔震层位移限值  $B=0.4\text{m}$  的单位以内, 证明了优化设计方法对于基础隔震结构的有效性, 选取上述 8 条地震动, 在图 5.31 中列出了隔震层位移的时程曲线。从隔震层位移峰值以及均方值减震比可以看出, 隔震层位移峰值减震比效果比均方值减震比效果更佳, 这是与第 5.6 节中的结论不一致, 这是由于在本节中优化设计指标针对的隔震层位移峰值而上文是对隔震层均方值进行优化, 因此两者对于隔震层位移指标的控制效果有所差距。



(a) RSN1193



(b) RSN1475



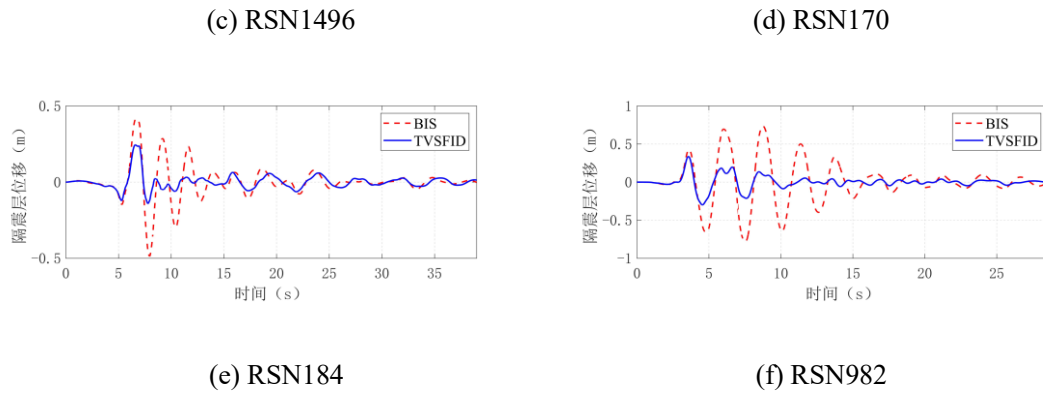


图 5.31 近断层地震动下隔震层位移响应

由前文分析可知隔震层位移控制效果往往与上部结构加速度控制效果相互制约,因此为了说明优化参数的 TVSFID 对于基础隔震结构在近断层脉冲型地震动下上部结构加速度响应的控制效果,在表 5.12 中汇总了顶层加速度的峰值和均方值响应。从表中可以看出除了在少数地震动下,结构顶层加速度峰值均实现了 10%左右的改善,均方值响应实现了 20%左右的改善,符合图 5.30 中在 Pareto 曲线中选取的最优点理论值,其中在个别地震动下顶层加速度响应由轻微放大,这是由于选取的近场脉冲型地震功率谱与优化设计选用的拟合谱存在较大差距,导致优化与实际结果存在一定差异,但是从总体上看响应范围仍在可接受误差内。在图 5.32 中选取了 6 条地震动列出了其顶部加速度时程曲线,通过上述分析说明优化参数的 TVSFID 在满足隔震层位移需求的同时不会放大上部结构加速度响应,符合优化过程中考虑的性能设计方法。

表 5.12 地震脉冲型地震顶层加速度响应

序号	记录	顶层加速度峰值响应 ( $\text{m/s}^2$ )			顶层加速度均方值响应 ( $\text{m/s}^2$ )		
		BIS	TVSFID	减震比	BIS	TVSFID	减震比
1	RSN1193	8.84	9.01	101.9%	1.49	1.05	70.6%
2	RSN1244	5.80	5.81	100.2%	0.91	0.69	75.7%
3	RSN1475	6.15	5.59	90.9%	0.81	0.64	78.4%
4	RSN1480	6.35	6.27	98.7%	1.13	0.98	86.6%
5	RSN1491	7.83	7.87	100.5%	1.25	1.13	90.4%
6	RSN1493	6.47	6.14	94.9%	1.06	0.89	84.1%
7	RSN1496	7.25	5.73	79.0%	1.15	1.01	88.1%
8	RSN161	6.48	5.15	79.4%	1.24	0.81	65.7%
9	RSN170	6.21	5.04	81.2%	1.19	0.99	83.2%
10	RSN179	5.60	5.40	96.5%	0.84	0.61	72.7%
11	RSN180	6.55	5.73	87.5%	1.25	0.78	62.0%
12	RSN184	7.28	6.39	87.7%	1.03	0.83	80.9%
13	RSN982	7.39	5.86	79.3%	1.95	1.21	62.2%
14	RSN1045	7.42	5.86	79.0%	1.71	1.17	68.3%



15	RSN723	8.13	8.29	102.0%	2.21	1.78	80.7%
16	平均值	6.9	6.3	90.6%	1.3	1.0	76.6%

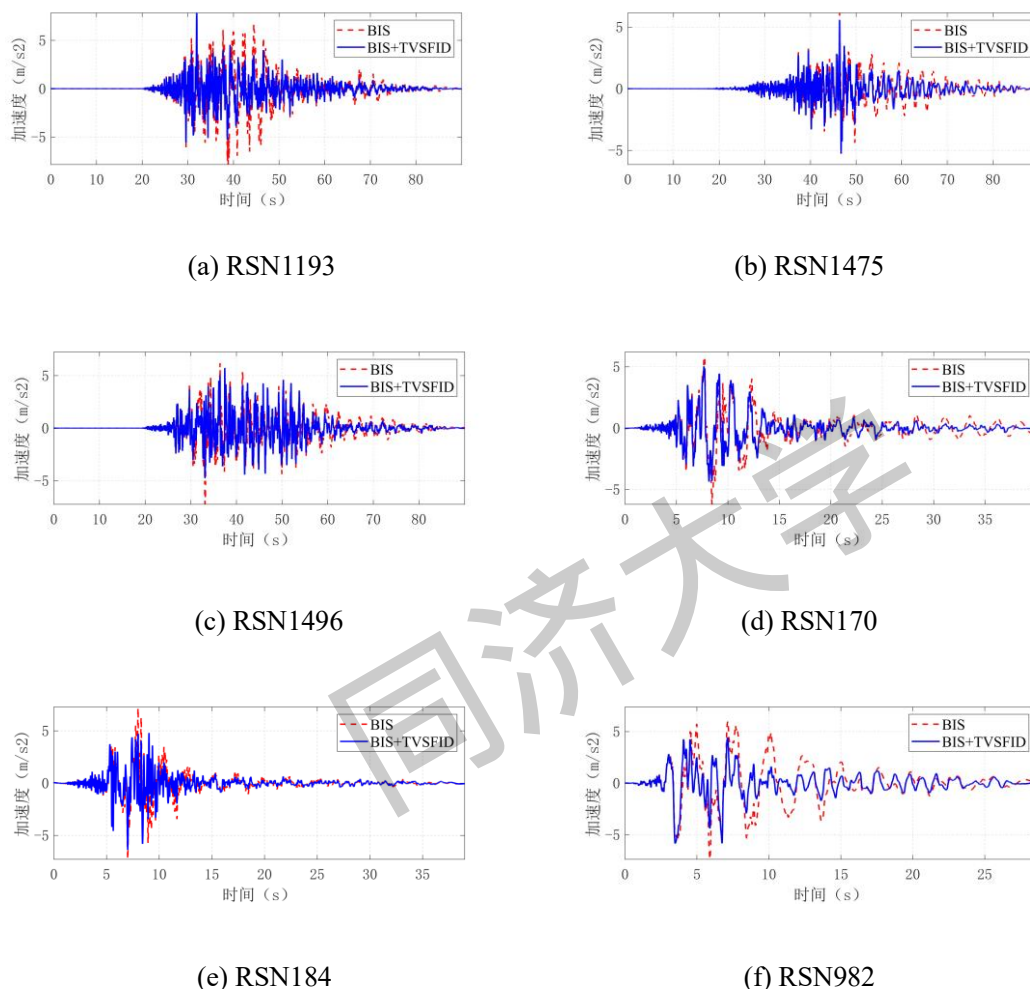


图 5.32 近断层地震动下顶层加速度响应

通过对比在近断层脉冲型地震动（非平稳过程）下的优化结果和第 5.6 节中在远场地震动（平稳过程）对比发现，在近断层脉冲型地震动优化结果的最优表观质量比  $\mu_{d,opt}$  和最优非线性阻尼比  $\xi_{d,opt}$  均大于远场地震动优化结果，特别是最优表观质量比  $\mu_{d,opt}$  显著增大。说明了对于近断层脉冲型地震动的 TVSFID 需要更大的等效质量才能实现隔震层位移控制效果。

## 5.8 本章小结

本章在第 4 章试验基础上，对不同拓扑形式的分离式流体惯容系统对基础隔震结构的减震效果进行了分析，分析了不同参数对分离式流体惯容减震效果影响，并针对远场以及近场地震动分别得到了以下结论：

(1) 建立了三种不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统与基础隔震结构的混合控制模型,通过频域分析说明了 TVSFID 系统相比于其他两种力学拓扑形式对于隔震结构在保障隔震层位移减震效果的情况下,对上部结构加速度响应有更好的控制效果。

(2) 通过随机动力学分析说明了支撑系统以及隔震层参数对分离式流体惯容系统的最优参数以及减震性能的影响。综合考虑减震性能以及控制成本,对于 TVSFID 的支撑系统参数在基础隔震结构中建议值为  $\kappa=0.7\sim 1.5$  和  $\xi_r=0.05\sim 0.2$ , 并且 TVSFID 对于低阻尼长周期的基础结构控制效果更好。在随机动力学参数分析的基础上,研究了一种对于基础隔震结构基于性能的 TVSFID 优化设计方法,能够在满足隔震层位移性能指标的情况下尽量减少控制成本以及上部结构响应。

(3) 对 TVSFID 在基础隔震结构中的能量响应进行了分析,发现 TVSFID 能够耗散结构振动过程中 60%以上的能量,并且通过对比基于能量耗散和基于性能需求的优化结构发现基于性能需求的 TVSFID 虽然在能量耗散性能上略低,但是使地震动传入结构的总能量有所下降,因此能够实现更好的上部结构加速度响应控制以及更低的控制成本。通过对 TVSFID、隔震层参数等变化导致的结构减震性能变化发现,TVSFID 在基础隔震结构中有较好的鲁棒性,当各项参数发生 20%左右变化时,结构性能恶化不到 10%。

(4) 选取了五条天然地震动以及两条人工地震动对 TVSFID 系统应用到一个上部结构为五层钢框架的基础隔震系统中,通过基于性能的优化方法得到 TVSFID 的最优参数,通过非线性时程分析证明了优化方法的准确性,并通过与 TVSFID 系统对比验证了 TVSFID 系统对于上部结构加速度响应的优越性。通过对比在不同地震动峰值加速度 TVSFID 的减震效果以及耗能增效系数发现,随着 PGA 的增大,TVSFID 对于隔震层位移控制效果增加,对于上部结构加速度响应控制效果略有降低,并与线性化阻尼的 TVMID 比较发现,TVSFID 具有更好的隔震层位移控制效果。

(5) 针对基础隔震结构在近断层脉冲地震动可能存在的风险,提出了 TVSFID 在近断层脉冲地震动下非平稳过程的优化设计方法。选取了 15 条地震动进行时程分析验证了提出方法的准确性。并通过与远场平稳过程的优化结构对比发现,对于近断层脉冲型地震动,TVSFID 需要更大的表观质量比  $\mu_d$  和更大的非线性阻尼比  $\xi_d$ 。

## 第6章 结论与展望

### 6.1 结论

本文围绕流体惯容系统在土木工程结构中的减震性能,提出了一种分离式流体惯容系统,建立了其理论模型并通过构件实验验证了其理论模型;随后研究了三种不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统的减震效果,通过随机动力学分析以及时程分析说明了分离式流体惯容系统对于单自由度以及多自由度框架结构的减震性能;接着设计了一个将分离式流体惯容系统应用到基础隔震结构中的振动台试验,说明了分离式流体惯容系统对基础隔震结构振动控制的有效应以及验证了理论模型的准确性;最后在试验基础上通过对不同形式的分离式流体惯容系统优化设计,系统性说明了分离式流体惯容系统在基础隔震结构中的减震性能。基于以上研究可以得到以下结论:

(1) 确定了分离式流体惯容器的力学简化模型以及理论公式,提出了有力学参数到几何参数的设计方法。通过理论推导确立了分离式流体惯容器是由一个惯性元件以及一个非线性阻尼元件并联的简化力学模型,并通过一个构件试验明确了其表观质量和非线性阻尼的理论公式,再次基础上通过分析不同几何参数对力学性能的影响,利用表观质量和非线性阻尼对不同几何参数敏感性不同,提出了一个由力学参数到几何参数的解析设计方法。

(2) 明确了三种力学拓扑形式的分离式流体惯容系统在框架结构中的设计方法以及减震性能。通过随机动力学分析说明了调谐分离式流体惯容系统(TSFID)在基于成本和减震性能的综合考虑下是最适用于基础固定的框架结构的分离式流体惯容系统,通过一个基于性能优化设计方法说明了TSFID能够实现良好的层间位移以及加速度响应控制效果,并实现明显的阻尼增强效应,从而节约控制成本。通过模态分析研究了一种多自由度结构层间布置的分离式流体惯容系统减震效果,证明在考虑结构一阶模态情况下优化TSFID能够实现良好的控制效果。

(3) 通过将分离式流体惯容系统(SFID)应用到基础隔震结构中的振动台试验,说明了SFID对于基础隔震结构地震响应的控制效果。设计了一个上部结构为三层钢框架的基础隔震与SFID的混合控制振动台试验,通过对四种不同型号的SFID进行近场与远场各一条地震激励发现,当SFID的表观质量比以及非线性阻尼比越大时,隔震层控制效果越好,但是上部结构加速度响应会增大,并且随着地震动激励峰值加速度增加,隔震层位移效果越好,上部结构响应会有所

增加。通过试验结果与理论模型的对比,验证了理论模型的准确性,为后文进一步分析分离式流体惯容系统在基础隔震结构中的减震性能提供依据。

(4) 基于第 4 章试验结果,分析了三种不同拓扑形式的分离式流体惯容系统对于基础隔震结构中的减震性能。通过随机动力学以及频域分析说明了调谐粘滞分离式流体惯容系统 (TVSFID) 对于基础隔震结构具有更好的控制性能,提出了在远场以及近场地震动下 TVSFID 的优化设计方法,并通过时程分析说明了优化的 TVSFID 在控制隔震层位移以及上部结构加速度响应的有效性。

## 6.2 展望

本文基于数值模拟和试验测试两个方面说明了分离式流体惯容系统对于土木工程结构的减震性能,但受限于时间因素,尚有以下问题在未来的研究中值得进一步深入:

(1) 分离式流体惯容系统力学参数解析设计方法。本文虽然针对分离式流体惯容系统力学参数到几何参数提出了一种解析设计方法,但由于分离式流体惯容系统阻尼的非线性,在力学参数优化设计过程中仍是采用的数值优化方法,因此对于其非线性阻尼可以通过考虑不同参数的影响建立一个等效线性阻尼的解析表达式,从而使设计流程更加简单。

(2) 分离式流体惯容系统在基础固定的多自由度框架结构中优化设计问题。本文仅考虑了将多自由度框架简化为剪切模型,并仅考虑了其对第一阶模态控制,而在实际结构中其力学模型更加复杂,并且对于高层结构高阶模态对地震响应有加大影响,基于此分离式流体惯容系统在更精确的多层结构模型以及考虑高阶模态的多模态控制方面有待进一步研究。

(3) 不同力学拓扑形式的分离式流体惯容系统的试验研究。本文仅对 SFID 一种拓扑形式的分离式流体惯容系统进行了振动台试验研究。在后续研究中可以考虑对 TSFID 以及 TVSFID 进行振动台试验,从而进一步明确其减震效果以及阻尼增强效应。

(4) 对于分离式流体惯容系统在基础隔震结构中的应用可以采用更多的连接方式以及拓扑形式。在后续研究中可以进一步拓展其连接方式。

## 参考文献

- [1] 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): 897-971.
- [2] Ibrahim R A. Recent advances in nonlinear passive vibration isolators[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2008, 314(3-5): 371-452.
- [3] Talacitaba S B, Safaie M, Zamani R. Development and application of a new base isolation system in low-rise buildings[J]. *Structures*, 2021, 34: 1684-1709.
- [4] 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): 3-21.
- [5] 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: 734-745.
- [6] Zhang Y, Liu H. Experimental study of vibration mitigation of mast arm signal structures with particle-thrust damping based tuned mass damper[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2019, 18(1): 219-231.
- [7] 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): e2326..
- [8] 日本建筑学会. 隔震结构设计[M]. 隔震结构设计, 2006.
- [9] Amjadian M, Agrawal A K, Silva C E, Dyke S J. Experimental testing and validation of the dynamic model of a magneto-solid damper for vibration control[J]. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2022, 166: 108479.
- [10] Ye J, Yan G, Liu R, Xue P, Wang D. Hysteretic behavior of replaceable steel plate damper for prefabricated joint with earthquake resilience[J]. *Journal of Building Engineering*, 2022, 46: 103714
- [11] Kang Y-J, Peng L-Y, Pan P, Xiao G-Q, Wang H-S. Shaking table test and numerical analysis of a coal-fired power plant equipped with large mass ratio multiple tuned mass damper (LMTMD)[J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, 43.
- [12] Zhang T-J, Li L-Y. Analytical analysis for optimizing mass ratio of nonlinear tuned mass dampers[J]. *Nonlinear Dynamics*, 2021, 106(3): 1955-1974.
- [13] Xiang P, Nishitani A. Optimum design for more effective tuned mass damper system and its application to base-isolated buildings[J]. *Structural Control & Health Monitoring*, 2014, 21(1): 98-114.
- [14] Kang Y-J, Peng L-Y. Optimisation Design and Damping Effect Analysis of Large Mass Ratio Tuned Mass Dampers[J]. *Shock and Vibration*, 2019, 2019: 8376781.
- [15] 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.
- [16] 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
- [17] 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
- [18] 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.
- [19] 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: 53-66.
- [20] Zhang R, Zhao Z, Pan C, Ikago K, Xue S. Damping enhancement principle of inerter system[J]. Structural Control & Health Monitoring, 2020, 27(5):e2523.
- [21] 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): 453-474.
- [22] 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): 375-382.
- [23] 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.
- [24] 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.
- [25] 康剑飞, 拉索式惯容系统的性能分析及其优化布置研究 [D].同济大学 2020.
- [26] 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.
- [27] 畑中友, 船木尚己. 慣性質量効果を有する液流ダンパーを用いた1層フレーム試験体の振動応答特性[D]., 2017.
- [28] 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, 2010, 225(1): 66-72.
- [29] 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): 2035-2051.
- [30] Arakaki T, Kuroda H, Arima F, et al. Development of seismic devices applied to ball screw : Part 1 Basic performance test of RD-series [J]. Journal of Architecture and Building Science, 1999, 5(8): 239-244.
- [31] 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): 1201-1208.
- [32] 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.
- [33] 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): 1129-1147.
- [34] Lazar I F, Neild S A, Wagg D J. Performance Analysis of Cables with Attached Tuned-Inerter-Dampers[C]. 33rd Conference and Exposition on Balancing Simulation and Testing (IMAC). Orlando, FL, 2015.
- [35] Lazar I F, Neild S A, Wagg D J. Vibration suppression of cables using tuned inerter dampers[J]. *Engineering Structures*, 2016, 122: 62-71.
- [36] 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: 2149-2153.
- [37] 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: 156-164.
- [38] Wang Q, Qiao H, De Domenico D, Zhu Z, Xie Z. Wind-Induced Response Control of High-Rise Buildings Using Inerter-Based Vibration Absorbers[J]. *Applied Sciences*, 2019, 9(23): 5045.
- [39] Di Matteo A, Masnata C, Adam C, Pirrotta A. Optimal design of tuned liquid column damper inerter for vibration control[J]. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2022, 167: 108553.
- [40] Hojat Jalali H, Fahimi Farzam M. Inerter-Connected Double Tuned Mass Damper for Passive Control of Buildings under Seismic Excitation[J]. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 2022, 66(2): 421-432
- [41] 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: 29-39.
- [42] 张瑞甫, 曹嫣如, 潘超, 胡岫岩. 典型激励下调谐质量惯容系统 TMIS 的轻量化结构控制[J]. *工程力学*, 2021, 39: 1-14.
- [43] Jiang Y, Zhao Z, Zhang R, De Domenico D, Pan C. Optimal design based on analytical solution for storage tank with inerter isolation system[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, 129: 105924.
- [44] 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): 507-527.
- [45] Jia Y, Li L, Wang C, Lu Z, Zhang R. A novel shape memory alloy damping inerter for vibration mitigation[J]. *Smart Materials and Structures*, 2019, 28(11): 115002.
- [46] Tiwari N D, Gogoi A, Hazra B, Wang Q. A shape memory alloy-tuned mass damper inerter system for passive control of linked-SDOF structural systems under seismic excitation[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2021, 494: 115893.
- [47] Zhang R, Jiang J, Jia Y, Wang C. Influence of mechanical layout of shape memory alloy damping inerter (SDI) systems for vibration control[J]. *Smart Materials and Structures*, 2021, 30(8): 085021.
- [48] Zhao Z, Zhang R, Jiang Y, Pan C. A tuned liquid inerter system for vibration control[J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2019, 164: 05171.

- [49] 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: 143-157.
- [50] Hua X-G, Tai Y-J, Huang Z-W, Chen Z-Q. Optimal design and performance evaluation of a novel hysteretic friction tuned inerter damper for vibration control systems[J]. *Structural Control & Health Monitoring*, 2021, 28(8): e2775.
- [51] 阎武通,韩冰,文永奎.新型调谐黏滞质量阻尼器对斜拉桥的减震控制分析[J].*土木工程学报*,2016,49(S1):66-71.
- [52] 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 & Health Monitoring*, 2018, 25(1): e2051.
- [53] 潘超, 张瑞甫, 王超, 逯静洲. 单自由度混联II型惯容减震体系的随机地震响应与参数设计[J]. *工程力学*, 2019, 36(01): 129-137+145.
- [54] Pan C, Zhang R. Design of structure with inerter system based on stochastic response mitigation ratio[J]. *Structural Control & Health Monitoring*, 2018, 25(6): e2169..
- [55] 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-Engineering and Applied Mathematics*, 2019, 356(14): 7754-7784.
- [56] Zhang R, Wu M, Ren X, Pan C. Seismic response reduction of elastoplastic structures with inerter systems[J]. *Engineering Structures*, 2021, 230: 111661.
- [57] 潘超, 韩笑, 张瑞甫, 张雪, 逯静洲. 耗能增效惯容系统的自适应权重粒子群优化[J]. *振动工程学报*, 2021: 1-10.
- [58] Shen W, Long Z, Wang H, Zhu H. Power Analysis of SDOF Structures With Tuned Inerter Dampers Subjected to Earthquake Ground Motions[J]. *Asce-Asme Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems Part B-Mechanical Engineering*, 2021, 7(1): 4049212.
- [59] 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): 8-27.
- [60] Ma R, Bi K, Hao H. Inerter-based structural vibration control: A state-of-the-art review[J]. *Engineering Structures*, 2021, 243: 112655.
- [61] Shen Y, Chen L, Liu Y, Zhang X. Modeling and Optimization of Vehicle Suspension Employing a Nonlinear Fluid Inerter[J]. *Shock and Vibration*, 2016, 2016: 2623017.
- [62] Shen Y, Chen L, Liu Y, Zhang X, Yang X. Optimized modeling and experiment test of a fluid inerter[J]. *Journal of Vibroengineering*, 2016, 18(5): 2789-2800.
- [63] Shen Y, Chen L, Liu Y, Zhang X. Influence of fluid inerter nonlinearities on vehicle suspension performance[J]. *Advances in Mechanical Engineering*, 2017, 9(11): 1687814017737257.
- [64] 沈钰杰, 陈龙, 刘雁玲, 杨晓峰, 张孝良, 汪若尘. 基于非线性流体惯容的车辆悬架隔振性能分析[J]. *汽车工程*, 2017, 39(07): 789-795.
- [65] . Smith , D. Wagg , A fluid inerter with variable inertance properties[C]. 6th European Conference on Structural Control, Sheffield, 2016 .
- [66] 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(05): 897-902+1076.
- [67] 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(08): 146-152.



- [68] Liu X, Jiang J Z, Titurus B, Harrison A J L, McBryde D. Testing and modelling of the damping effects for fluid-based inerters[C]. 10th International Conference on Structural Dynamics (EURODYN). Sapienza Univ Rome, Fac Civil & Ind Engn, Rome, Italy, 2017.
- [69] Liu X, Jiang J Z, Titurus B, Harrison A. Model identification methodology for fluid-based inerters[J]. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2018, 106: 479-494.
- [70] Liu X, Titurus B, Jiang J Z. Generalisable model development for fluid-inerter integrated damping devices[J]. *Mechanism and Machine Theory*, 2019, 137: 1-22.
- [71] Deastra P, Wagg D J, Sims N D. The Realisation of an Inerter-Based System Using Fluid Inerter[C]. 36th International Modal Analysis Conference and Exposition (IMAC) on Structural Dynamics. Orlando, FL, 2018.
- [72] Liu C, Chen L, Zhang X, Yang Y, Nie J. Design and Tests of a Controllable Inerter With Fluid-Air Mixture Condition[J]. *Ieee Access*, 2020, 8: 125620-125629.
- [73] Zhang X-L, Gao Q, Nie J. The mem-inerter: A new mechanical element with memory[J]. *Advances in Mechanical Engineering*, 2018, 10(6): 1687814018778428.
- [74] 张孝良, 耿灿, 聂佳梅, 高乔. 液力忆惯容器装置建模与特性试验[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2021, 55(03): 430-440.
- [75] 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.
- [76] Chen Z, Junya K, Masahiro I, Kohju I, Norio I. Viscoelastically Supported Viscous Mass Damper Incorporated into a Seismic Isolation System[J]. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 2016, 10(03): 1640009.
- [77] De Domenico D, Ricciardi G. An enhanced base isolation system equipped with optimal tuned mass damper inerter (TMDI)[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2018, 47(5): 1169-1192.
- [78] 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: 37-53.
- [79] 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): e2234.
- [80] De Domenico D, Ricciardi G. Optimal design and seismic performance of tuned mass damper inerter (TMDI) for structures with nonlinear base isolation systems[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2018, 47(12): 2539-2560.
- [81] Sun H, Zuo L, Wang X, Peng J, Wang W. Exact H2 optimal solutions to inerter-based isolation systems for building structures[J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2019, 26(6): e2357.
- [82] 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: 106337.
- [83] Masnata C, Di Matteo A, Adam C, Pirrotta A. Smart structures through nontraditional design of Tuned Mass Damper Inerter for higher control of base isolated systems[J]. *Mechanics Research Communications*, 2020, 105: 103513.
- [84] Li C, Chang K, Cao L, Huang Y. Performance of a nonlinear hybrid base isolation system

- under the ground motions[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2021, 143: 106589.
- [85] Li Y, Li S, Chen Z. Optimal design and effectiveness evaluation for inerter-based devices on mitigating seismic responses of base isolated structures[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2021, 20(4): 1021-1032.
- [86] Nyangi P, Ye K. Optimal design of dual isolated structure with supplemental tuned inerter damper based on performance requirements[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2021, 149: 106830.
- [87] 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*, 2021, 27(17-18): 1991-2003.
- [88] Pan C, Jiang J, Zhang R, Xia Y. Closed-form design formulae for seismically isolated structure with a damping enhanced inerter system[J]. *Structural Control & Health Monitoring*, 2021, 28(12): e2840.
- [89] Wang H, Shen W, Li Y, Zhu H, Zhu S. Dynamic behavior and seismic performance of base-isolated structures with electromagnetic inertial mass dampers: Analytical solutions and simulations[J]. *Engineering Structures*, 2021, 246: 113072.
- [90] Morales C A. Inerter-added transmissibility to control base displacement in isolated structures[J]. *Engineering Structures*, 2022, 251: 113564.
- [91] De Domenico D, Deastra P, Ricciardi G, Sims N D, Wagg D J. Novel fluid inerter based tuned mass dampers for optimised structural control of base-isolated buildings[J]. *Journal of the Franklin Institute-Engineering and Applied Mathematics*, 2019, 356(14): 7626-7649.
- [92] 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: 106099.
- [93] 王云骞, 流体惯容系统与基础隔震的混合控制研究 [D]. 同济大学 2020.
- [94] 曾璟琳, 液式惯容与防倾覆滚动隔震混合控制研究 [D]. 同济大学 2021.
- [95] Massey B.S. Ward-Smith J. (2012). *Mechanics of Fluids* (9th ed.). CRC Press.
- [96] Rodman S, Trenc F. Pressure drop of laminar oil-flow in curved rectangular channels[J]. *Experimental Thermal and Fluid Science*, 2002, 26(1): 25-32.
- [97] White C M. Fluid friction and its relation to heat transfer[J]. *Trans. Inst. Chem. Eng.(London)*, 1932, 10: 66-86.
- [98] Itō H. Friction factors for turbulent flow in curved pipes[J]. *Journal of Basic Engineering*, 1959, 81(2): 123-132.
- [99] Kubair V, Varrier C B S. Pressure drop for liquid flow in helical coils[J]. *Trans. Indian Inst. Chem. Eng.*, 1962, 14: 93-97.
- [100] Mishra P, Gupta S N. Momentum transfer in curved pipes. 1. Newtonian fluids[J]. *Industrial & Engineering Chemistry Process Design and Development*, 1979, 18(1): 130-137.
- [101] 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): 97-119.
- [102] Kanai K, Semi-empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground [J]. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 1957. 35: 305-325.
- [103] 李英民, 刘立平, 赖明. 工程地震动随机功率谱模型的分析与改进[J]. *工程力学*, 2008,

25(3):43-48.

- [104] 胡聿贤, 周锡元. 弹性体在平稳和平稳化地面运动下的反应[C]. 地震工程研究报告集第一集. 北京科学出版社,1962 33-50.
- [105] 欧进萍, 牛荻涛. 地震地面运动随机过程模型的参数的其结构效应[J]. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1990, 23(2):24-34.
- [106] Clough R W, Penzien J. Dynamics of structures[M]. New York, McGraw-Hill, 1975.
- [107] 杜修力, 陈厚群. 地震动随机模拟及其参数确定方法[J]. 地震工程与工程振动, 1994,014(004): 1-5.
- [108] 袁菁穗. 差分演化算法研究综述[J]. 科技信息, 2010 (26): 130-131.
- [109] Mazza F, Vulcano A. Effects of near-fault ground motions on the nonlinear dynamic response of base-isolated r.c. framed buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(2): 211-232.
- [110] 欧进萍,牛荻涛,杜修力.设计用随机地震动的模型及其参数确定[J].地震工程与工程振动,1991(03):45-54
- [111] 周继磊, 近断层强震作用下结构随机抗震分析和力学系统混沌控制 [D].大连理工大学 2014.
- [112] Lin J H, Zhang Y H, Li Q S, Williams F W. Seismic spatial effects for long-span bridges, using the pseudo excitation method[J]. Engineering Structures, 2004, 26(9): 1207-1216.

## 致谢

行文至此，百感交集。三年研究生时光随着本文的完稿也即将画上句号。三年时间其中两年半在新冠肺炎疫情中度过，这给研究生阶段带来了更多的挑战以及更难忘的回忆。回顾三年来的点点滴滴，有欢喜、有悲伤、有遗憾、有……但是更多的是心中的感激，感恩这三年来帮助、关心我的人，因为有你们才能让我更加坚定的前行，才能铸就现在的我。

令公桃李满天下，何用堂前更种花。感谢三年来给予我帮助与关心的各位老师。首先，感谢我的导师唐和生老师，自2018年暑期第一次见到老师起，在三年多来唐老师在学术、生活上都给予了我莫大的帮助。在学术上，唐老师态度严谨、认真负责，在课题方向、试验设计以及论文撰写过程中都给予了我耐心的指导，得益于老师的耐心指导，也让我在疫情校园封闭的情况下论文撰写工作开展顺利。在生活上，唐老师为人正直，充分为学生着想，给予了我充分的选择空间为未来打算。值此论文完稿之际，老师的教诲历历在目，感谢老师三年来的关心与帮助，在未来的工作生活中我也将铭记于心。此外，感谢和泉研究室的薛松涛教授，虽因疫情原因无法与薛老师时常见面，但是在每次交流过程中薛老师严谨认真的科研态度以及乐观豁达的人格魅力都令我受益良多。同时感谢研究室的谢丽宇副教授，谢老师平易近人、儒雅随和，在日常生活与学习过程中都提供了宝贵的支持与建议。庆幸我能够进入和泉研究室，研究室良好的学术氛围、老师同门之间融洽的相处模式都让我度过了一段难忘的时光。

同心而共济，始终如一。感谢陪我共同奋斗、成长的研究室的各位同门。感谢李大伟师兄、班鑫磊师姐、郭雪媛师姐、张力师兄、康剑飞师兄在我的课题研究以及论文撰写过程中提供的宝贵建议；感谢陈子旸师兄在我初到学校时对我的关心与帮助，让我能够有机会加入到和泉大家庭中；感谢李宪之师兄、谢亚娟师姐，一起度过的研究室“娱乐时光”是我珍贵的回忆；感谢杨朋超师兄、仝运佳师姐、赵涛涛师兄、王云骞师兄、管帅师兄、薛智奇师姐、冉凌霄师姐、易卓然师兄、濮昱师兄、陈豪师兄在研究室生活中给予的支持与帮助；感谢廖洋洋师兄、吴雅琴师姐在充满挑战与困难的学习生涯中给我的不断鼓励与关心；感谢曾璟琳师姐在共同研究课题时一起不断努力，攻坚克难，度过了艰难而又难忘的峥嵘岁月；感谢何展鹏、王泽宇、夏子涵、车兴儒师弟两年来对我这个“不正经”师兄的包容与理解；感谢新加入研究室的龙盼、赵锦桐、杜宇坤、范永瑞琛、史钦豪、吴通海师弟和丁宁、张文静、庞琳师妹，你们的加入让研究室更加丰富与温暖。最后，我要感谢我的同门杨虎、黎思维、龚玲、郑志泉、曹跃辉、姜康，和你们

一同面对DDL的奋斗，一同在研究室嬉笑都是我人生宝贵的回忆。三年来感谢教研室的每一位对我无厘头的一些话语的包容和支持，也很荣幸能为教研室带来一点欢声笑语，愿我们“春风得意马蹄疾，一日看尽长安花”。

相知无远近，万里尚为邻。感谢我在千里之外的好友陈聪、刘佳城、张昊龙、郭李紫荆、李瑜祥、蒋浩等等，无比庆幸能与你们相交十余载，无比感动在每次回到重庆的热情相迎，无比感激你们在我生命中若干个重要时刻给予的支持与鼓励。因为你们让我更加爱上家乡重庆，坚定了回去建设家乡的决心，在未来我也会继续麻烦你们，“昔日不足夸，今朝旷荡恩无涯”。

哀哀父母，生我劬劳。我最感谢的是我的年事已高的父母。感谢你们从小对我无微不至的关心与充分的信任，我无比庆幸能够成为你们的孩子，在成长路上给予了我充分选择的权利以及自由发展的空间。从小到大我不算一个听话的孩子，可以说从我出生到现在的20余年无时无刻你们不在为我担忧，在小学初中阶段因为经常在学校表现不佳，让你们操碎了心，但是你们仍然充分尊重我自己的意愿，让我能够在学习之余自由玩耍、野蛮生长，才能铸就现在的我。在这读研的三年时光，父亲那已经蹒跚的步伐和母亲不在矫健的身手都在提醒着我父母的老去。现在你们的孩子长大了，希望你们能身体健康、希望你们能平安喜乐，希望你们能……愿天下最美的祝愿都能在你们身上实现。我想感谢在天堂的奶奶，我无时无刻不在想着您，想您在高中住校每周离家时公交车下挥手的身影、想您再向家人谈起我时慈祥的笑容、想您……希望您能在另一个世界能够开心顺遂。

最后，对在百忙之中参与我论文进行评阅、审核以及毕业答辩的各位专家评审表示诚挚的感谢与崇高的敬意。

及时当勉励，岁月不待人。前路漫漫未可知，希望我能够不负韶华，不畏艰难，用自己的努力去奋斗明天，用自己勤奋去开拓未来，成就完善的自己同时也能够帮助身边的人，成为一个为国家、为社会有用之人。

郭泰昆

2022年6月于重庆家中

## 个人简历、在读期间发表的学术成果

### 个人简历:

2019年6月毕业于重庆大学土木工程专业获学士学位。

2019年9月推荐免试进入同济大学土木学院攻读硕士学位。

### 已发表论文:

[1] 郭泰昆, 唐和生. 流体惯容与滚动隔震结构的混合控制研究. 同济大学土木工程学院全日制专业学位硕士研究生论文集 2022

同济大学

## 同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的学位论文《分离式流体惯容系统减震性能研究》，是本人在导师指导下，独立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：郭嘉昆

日期：2022年06月14日

## 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；学校有权保留学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；允许论文被查阅和借阅。学校有权将本学位论文的全部或部分内 容授权编入有关数据库出版传播，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于（在以下方框内打“√”）：

保密，在\_\_\_\_\_年解密后适用本授权书。

不保密。

学位论文作者签名：郭嘉昆

指导教师签名：唐初生

日期：2022年06月14日

日期：2022年06月14日

## 七、学位论文答辩委员会决议

姓 名	郭泰昆	学 号	1932454	所在学科/专业	建筑与土木工程
指导教师	唐和生	答辩日期	2022.06.11	答辩地点	腾讯会议 656848399
论文题目	流体惯容系统减震性能研究				
<p>郭泰昆同学的申请工程硕士学位论文《流体惯容系统减震性能研究》，系统研究了流体惯容系统的力学性能以及减震效果。论文选题紧密结合基于性能抗震设计的研究热点，具有重要的理论意义和工程应用价值。</p> <p>论文主要内容及成果如下：</p> <p>1) 建立了分离式流体惯容装置的理论模型，提出了参数优化设计方法。</p> <p>2) 建立了三种不同力学拓扑连接形式的分离式流体惯容系统模型，开展了振动台试验对其有效性进行了验证。</p> <p>3) 将所提出的惯容系统应用于框架结构以及基础隔震结构中，并对其减震性能进行了比较分析，提出了分离式流体惯容系统优化设计方法。</p> <p>论文写作规范，表述清晰。论文技术路线正确，分析模型合理可靠，研究结论可信，论文水平达到工程硕士学位论文要求。</p> <p>论文工作表明作者理论基础扎实，相关专业知识丰富，文献查阅及综述能力强，具备一定的从事本专业领域研究工作的能力。答辩委员会对其陈述和回答问题满意，经答辩委员会不记名投票，<u>4</u>位答辩专家委员中，<u>4</u>位同意建议授予工程硕士学位，并建议推荐为校级优秀硕士学位论文。</p> <p style="text-align: right;">答辩委员会主席签名：谢强 2022年06月11日</p>					
<p>答辩委员会共<u>4</u>人，经表决，<u>4</u>人建议授予申请人硕士学位。根据《同济大学学位授予工作细则》<sup>[注]</sup>（在□内划“√”）：  <input checked="" type="checkbox"/> 建议授予申请人硕士学位。  <input type="checkbox"/> 建议不授予申请人硕士学位。</p> <p><input type="checkbox"/> 申请人可在一年内修改论文，申请重新答辩一次。  <input type="checkbox"/> 建议不授予申请人硕士学位。</p>					
<input checked="" type="checkbox"/> 推荐为同济大学优秀硕士学位论文。					
答辩委员会成员签名	职 务	姓 名	职 称	单 位	签 名
	主 席	谢强	教授	同济大学	谢强
	委 员	唐和生	副教授	同济大学	唐和生
		张瑞甫	副教授	同济大学	张瑞甫
		谢丽宇	副教授	同济大学	谢丽宇
	秘 书	和留生	助理研究员	同济大学	和留生

注：根据《同济大学学位授予工作细则》第十一条规定：

1. 申请人获得全体答辩委员会成员三分之二以上（含）同意票，为建议授予申请人硕士学位；
2. 申请人获得全体答辩委员会成员二分之一以上（含）、三分之二以下（不含）同意票，申请人可在一年内修改论文，申请重新答辩一次；
3. 申请人获得全体答辩委员会成员二分之一以下（不含）同意票，为建议不授予申请人硕士学位。