



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

## 流体惯容系统与基础隔震的混合控制研究

资助项目：国家重点研发计划

(编号：2017YFC0703607)

科技部国家重点实验室项目

(编号：SLDRCE19-B-02)

姓 名： 王云骞

学 号： 1732343

所在院系： 土木工程学院

学科门类： 工 程

学科专业： 建筑与土木工程

指导教师： 唐和生

二〇二〇年六月





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 Hybrid Vibration Control Using Base Isolation and Fluid Inerter System**

Project Supported by the National Key R&D Program  
(Grant No. 2017YFC0703607)  
Ministry of Science and Technology of China  
(Grant No. SLDRCE19-B-02)

Candidate: Wang Yunqian

Student Number: 1732343

College/Department: College of Civil Engineering

Discipline Category: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Tang Hesheng

June, 2020



流体惯容系统与基础隔震的混合控制研究

王云筹

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；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

年 月 日



## 同济大学学位论文原创性声明

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

学位论文作者签名：

年 月 日



## 摘要

隔震技术是现代结构工程中最常见且有效的减震方式之一，它通过设置刚度较小的隔震层，以减轻地震作用对上部结构的影响。但同时结构变形将会集中于隔震层，而过大的水平位移可能会导致隔震装置损伤。惯容是一种两节点惯性质量元件，具有质量放大作用，可以摆脱传统悬挂质量单元的单节点连接方式，并与弹簧和阻尼元件协同工作构成完整的振动控制系统。流体惯容器则是满足这一机制的新型减振装置，可以借助液体流动实现惯性质量的放大。

目前，国内外研究者对于流体惯容系统及其在结构振动控制中的应用已进行了一定研究，但是既有研究很少对流体惯容器实际装置的设计参数进行讨论，对非线性寄生阻尼产生机理的讨论还尚不充分，在参数优化时也多局限于平稳随机激励下结构响应均方根等整体统计指标。因此，本文对一种新型混合控制系统进行分析研究，该混合控制系统将隔震技术和流体惯容装置相结合，并通过对流体惯容系统的参数研究，以及非平稳随机激励下的结构可靠度分析与优化，以更好地解决隔震结构在近断层脉冲型地震动作用下位移响应超限的问题。本文的主要研究内容如下：

(1) 对流体惯容系统进行了系统的参数化分析，讨论了流体惯容系统惯性力、阻尼力及弹性恢复力的构成，根据其力学特性进行数学建模，确定了主要模型参数和设计参数，并对流体惯容系统的理论分析和工程设计方法进行了探讨。

(2) 针对流体惯容器寄生阻尼非线性问题，利用统计线性化的方法求解混合控制体系的随机地震响应，开展混合控制体系的参数分析和能量响应分析，并对平稳激励下的混合控制结构进行多目标优化设计。

(3) 结合虚拟激励法和统计线性化技术，基于首次超越破坏准则，对混合控制体系在非平稳随机激励作用下的动力可靠性进行分析，并开展非平稳激励下的混合控制结构的优化设计。进行非线性响应时程分析，验证了混合控制系统在近断层脉冲型地震动及远场地震动下的有效性。

**关键词：**隔震技术、惯容系统、流体惯容装置、混合控制、优化设计



## ABSTRACT

The strategy of seismic isolation is one of the most popular and effective methods of seismic protection in modern structural engineering. It reduces the impact of earthquake on the superstructure by setting isolators with small stiffness. But at the same time, most of the earthquake-induced displacement demand is concentrated at the level of the isolators, which causes instability and damage to the isolation bearings. The inerter is a two-node inertial mass element with mass amplification function, which can get rid of the single-node connection mode of the traditional suspension mass element, and work together with the spring and damping elements to form a complete vibration control system. The fluid inerter is a new kind of inerter device, which realizes the inertial mass amplification by the use of the liquid flow.

At present, researchers have carried out some studies on fluid inerter system and its application in structural vibration control. But few existing studies have discussed the design parameters of actual devices of fluid inerter. Meantime, the mechanism of nonlinear parasitic damping is not fully discussed, and the parameter optimization is mostly limited to the RMS of structural response and other general statistical indexes. Therefore, a new hybrid control system is analyzed in this paper, which combines seismic isolation technology and fluid inerter device. By the parameter study of the fluid inerter system and the analysis and optimization of structural reliability, the displacement response of isolators under the action of near-fault pulsed ground motion is better solved.

(1) The mechanical properties of a fluid inerter were studied. The constitution of inerter force, damping force and spring force are discussed, and the main model parameters and design parameters are determined. The theoretical analysis and engineering design methods of the fluid inerter system are discussed.

(2) In order to solve the nonlinear problem of parasitic damping in fluid inerter, stochastic response of the base isolation and liquid inerter hybrid control system is calculated through the statistical linearisation technique. The parameter analysis and energy response analysis of the hybrid control system are carried out.

(3) Combined with the pseudo excitation method and statistical linearisation technique, the dynamic reliability of hybrid control system under non-stationary random excitation is analyzed based on the first excursion failure criterion, and the optimal design of hybrid control structure under non-stationary excitation is carried out. The effectiveness of the hybrid control system under near-fault impulsed ground motion

and far-field ground motion is verified by nonlinear response history analysis.

**Key Words:** seismic isolation technology, inerter system, fluid inerter, hybrid control, optimal design.

## 目录

第 1 章 绪论.....	7
1.1 隔震技术.....	7
1.1.1 隔震技术及其发展.....	7
1.1.2 近断层地震作用下隔震结构响应研究.....	8
1.1.3 隔震层位移受控研究.....	9
1.2 惯容系统.....	11
1.2.1 惯容的提出.....	11
1.2.2 惯容器的实现机制.....	11
1.2.3 惯容系统的研究进展.....	13
1.3 本文研究内容.....	14
第 2 章 流体惯容系统的工作原理.....	17
2.1 流体惯容器的基本构造.....	17
2.2 流体惯容器的力学模型.....	18
2.2.1 流体惯容器惯性力构成.....	19
2.2.2 流体惯容器阻尼力构成.....	21
2.2.3 流体惯容器的力学模型.....	27
2.2.4 流体惯容器中液体的可压缩性.....	30
2.3 流体惯容系统的简化模型.....	31
第 3 章 平稳随机地震作用下混合控制结构的参数分析与优化设计.....	35
3.1 混合控制体系简化模型及运动方程.....	35
3.2 随机地震动输入模型.....	36
3.3 统计线性化方法.....	38
3.4 混合控制体系随机地震响应计算.....	42
3.5 混合控制体系位移、加速度响应分析.....	43
3.5.1 惯容系统参数分析.....	45
3.5.2 隔震结构参数分析.....	46
3.5.3 地震动输入参数分析.....	47
3.6 混合控制体系能量响应分析.....	49
3.7 平稳随机激励下混合控制结构优化设计.....	54
3.7.1 优化问题.....	54
3.7.2 优化结果.....	55
3.7.3 时程分析验证.....	57
第 4 章 非平稳随机地震作用下混合控制结构的可靠度分析与优化设计.....	61
4.1 非平稳随机过程.....	61

4.2 虚拟激励法.....	62
4.3 非平稳随机振动求解流程.....	64
4.4 基于首次超越破坏准则的动力可靠性.....	66
4.5 非平稳随机激励下混合控制结构优化设计.....	68
4.5.1 优化问题.....	68
4.5.2 优化结果.....	69
4.6 非线性响应时程分析.....	70
4.6.1 流体惯容装置设计.....	70
4.6.2 地震动记录选取.....	71
4.6.3 非线性时程分析结果.....	74
第 5 章 结论与展望.....	81
5.1 结论.....	81
5.2 展望.....	82
致谢.....	83
参考文献.....	85
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	90

# 第 1 章 绪论

## 1.1 隔震技术

### 1.1.1 隔震技术及其发展

隔震技术发展到今天已经成为一种重要的结构振动控制技术, 并经受过了多次实际地震的考验, 已成为保护建筑物免受地震灾害的重要手段之一。通过在隔震层中设置一定数量的隔震支座和阻尼器等隔震装置以组成隔震系统, 其中隔震支座能够稳定可靠地承载上部结构的重量、跟随上部结构发生的水平变形、并且具有适当弹性恢复力, 而阻尼器能够用于吸收地震输入的能量<sup>[1]</sup>。

隔震技术依靠限制而非抵抗地震作用来保护结构免受地震破坏, 这与常规的抗震设计方法有所不同。按照常规抗震设计方法进行设计的抗震结构通常具有足够的强度、刚度和延性, 以抵抗地震作用, 此时结构的峰值加速度响应通常大于地面运动的峰值加速度。而在隔震结构中, 柔性基础的设置在很大程度上解除了上部主体结构与水平地面运动之间的耦联关系, 结构的加速度响应一般要比地面加速度小, 并且同时具有阻尼装置消耗输入地震动的能量, 从而使传递到上部结构的地震作用进一步减小。

通常, 典型地震动加速度记录的特征周期一般出现在  $0.1\text{s} \sim 1\text{s}$ , 而对于传统抗震结构, 例如多层房屋, 其结构的自振周期与场地的特征周期值较为接近。在地震发生时, 传统抗震结构虽然已按照抗震设计规范的要求进行设计, 但仍可能因为处于场地特征周期值附近而发生共振, 并由此引发结构损伤和破坏, 这是导致传统抗震结构体系不安全的重要因素。而隔震技术在依靠结构自有强度和刚度来抵抗地震作用的传统设计方法之外, 提供了另一条确保建筑安全的新途径。隔震结构最重要的特性就在于它减小了结构刚度, 因而使结构自振周期增大。由于结构自振周期增大到超过了地震动卓越周期, 避免了共振和接近共振现象的发生, 减小了上部结构的地震加速度响应<sup>[2]</sup>。

与传统的抗震结构体系相比, 隔震体系具有诸多优越性, 通过现有振动台试验结果和已建造隔震建筑在地震中的实际强震记录数据表明, 隔震体系上部结构的加速度响应只相当于传统抗震体系加速度响应的  $1/4 \sim 1/12$ , 从而有效保护了上部结构及内部人员和设备在地震作用下免遭损伤; 同时, 由于地震作用对隔震建筑上部结构的影响大幅减小, 可以使结构构件的断面尺寸、配筋数量降低, 从而节省房屋造价<sup>[3]</sup>。

自 20 世纪 90 年代以来, 关于隔震结构的分析理论已日渐成熟, 分析模型

也已经由简单的单质点模型、多质点模型发展到三维空间模型。新西兰学者 Skinner<sup>[2]</sup>、美国学者 Kelly<sup>[4]</sup>等都相继写出了关于橡胶隔震体系理论研究及应用的专著，系统地总结了隔震元件和体系的构成、各种分析模型、设计标准和工程应用方面的成果。同时，美国、日本、新西兰等国都相继推出了自己更为详尽和严格的隔震建筑设计规范和叠层橡胶支座的质量和验收标准，以保证其在大规模应用时的可靠性。

### 1.1.2 近断层地震作用下隔震结构响应研究

近年来全球各地多次灾害性地震的发生，如 1994 年美国南加州 Northridge 地震、1995 年日本 Kobe 地震、1999 年我国台湾的集集地震等，均产生了具有长周期大幅值的脉冲型近断层地震波。近断层地震动或称近场地震动，虽然具体定义并不统一，但一般情况下通常是指到断层距离不超过 20km 场地上的地震动<sup>[5]</sup>。与中远场地震动相比，由于震源机制、断层破裂方向与场地的关系、断裂面相对滑动方向等因素的影响，近断层地震动往往表现出明显不同的性质，一般具有强地震动集中性、上盘效应、方向性效应、滑冲效应以及长周期脉冲等特点<sup>[6]</sup>。这些特点使得结构在近断层地震动作用下的地震动响应也将与远场地震动有所不同。

对于隔震结构，在近断层地震动作用下可能会面临更为严重的挑战，隔震结构的稳定性和安全性都受很大的影响。Bertero 等<sup>[8]</sup>从 San Fernando 地震中受震结构的分析发现，由于近断层记录包含了强烈的、长时间的加速度脉冲，可能对柔性结构具有破坏作用，而且地震动位移反应谱长周期谱值的增加会使长周期结构的位移反应有所增大。Anderson 和 Bertero<sup>[9]</sup>对地震加速度脉冲持时与结构自振周期的关系进行了研究，发现当地震动脉冲持时大于结构自振周期时，结构将面临更为严重的损伤。Hall 等<sup>[10]</sup>指出，在脉冲型近断层地震动作用下，诸如高层建筑、隔震结构等长周期柔性结构的抗震性能可能无法满足实际需求。Jangid 等<sup>[11]</sup>的分析表明，隔震结构在近断层地震动作用下，隔震层位移主要是由近断层地震动的法相分量所引起的，增大隔震支座的阻尼可以使隔震层位移减小，但当阻尼增大到一定程度后，会在隔震层位移减少的同时也导致了上部结构加速度的增大。江辉等<sup>[12]</sup>认为，近场地震动相对集中的能量输入会导致更高的位移变形需求，因而有必要考虑增强结构瞬时耗能能力以减小其变形。杨迪雄等<sup>[13]</sup>通过对一具体隔震建筑进行时程分析，发现在近断层地震动下，隔震层位移远大于非脉冲型地震动作用下的隔震层位移，最大层间位移角较为接近，结构顶层最大加速度小于非脉冲型地震动的相应值。包华等<sup>[14]</sup>分析了基础隔震结构在近断层水平-竖向地震分量共同作用下的动力响应以及隔震支座的受力状态，发现地震波的频谱分

布与最大脉冲周期均是影响基础隔震结构动力响应的重要因素，而近断层地震波由于具有丰富的长周期频谱特性，将会对受其作用的基础隔震结构动力响应产生重要影响。

### 1.1.3 隔震层位移受控研究

隔震结构通过设置刚度减小的隔震层，使上部结构的地震响应减小，但需要以隔震层产生较大位移为代价。当隔震结构遭受强烈地震时，由于隔震层的刚度小于上部结构的层间刚度，结构变形将会集中发生于隔震层，因而隔震层可能会产生不可恢复的过大位移，甚至导致隔震装置失稳，或与周围围护结构发生碰撞。

关于隔震结构在强震中可能发生隔震层位移超限的问题，国内外已经开展了诸多研究，并提出了一些应对方案。其中，设置限位装置是一种便于实现的位移约束方法。根据是否仅在发生大地震时才发挥限位作用，限位装置可分为消能限位装置和固定限位装置，其中消能限位装置可以在任何程度的地震作用下都处于工作状态，一旦发生结构变形，限位装置即随之发挥作用，通过变形耗能达到限位的目的；相对之下，固定限位装置仅在大地震发生时，当结构与限位装置碰撞接触后才进入工作状态，并开始起到限位的作用<sup>[15]</sup>。

Constantinou 等<sup>[16]</sup>在一个 6 层滑移隔震结构的 1/4 模型振动台实验中，在隔震层与地面之间加入了钢制螺旋弹簧作为限位装置，认为作为限位装置的钢制弹簧能有效地减少隔震支座的位移，尤其是减小永久位移。Guerreiro 等<sup>[17]</sup>研究了限位装置在工作时因发生碰撞而引起的结构扰动，研究中的粘弹性限位装置由弹簧单元与阻尼单元并联组成，结果表明，当结构与限位装置发生碰撞时，由碰撞引发的结构加速度扰动是不可避免的，因此当建筑或设备是加速度高敏感结构时，限位装置的使用将受到限制。Tsai<sup>[18]</sup>将隔震结构模拟为弹性或弹塑性剪切梁，将周围维护结构模拟为弹性或弹塑性限位装置，对隔震结构与其周围维护结构在强震作用下的碰撞现象进行了研究，并对限位装置强度、刚度、间距等因素对隔震结构地震响应的影响进行了分析。Malhotra<sup>[19]</sup>的研究认为，对于弹性体系，由于限位装置发生碰撞而产生的冲击力，可能大于建筑物的重量，且随限位装置刚度、主体结构刚度和隔震层质量的增加而增加；同时系统初始动能很大一部分也因碰撞而损失，且能量损失随限位装置刚度、系统阻尼和隔震层质量的增大而增大。Nagarajaiah 等<sup>[20]</sup>根据实测数据分析了 1994 年 Northridge 地震中一基础隔震建筑的碰撞问题，评估了碰撞对结构响应的影响，结果表明，由于碰撞的发生，高模态响应的参与系数有所增大，同时结构层间位移和剪力也有所增大。Matsagar 等<sup>[21]</sup>研究了采用不同基础隔震体系的结构在与周围围护结构发生碰撞时，顶层加速度和隔震层位移的变化情况，对不同隔震体系的碰撞行为及其性能进行对比，

并讨论了在间隙尺寸、限位装置刚度、上部结构柔度、结构层数等系统参数变化情况下的冲击响应。

国内也有关于限位装置的诸多研究。韩淼等<sup>[22]</sup>针对隔震结构在近断层地震作用下隔震层位移过大的问题,提出了软限位保护隔震支座方案,该方案将缓冲限位保护装置设置在隔震层中。另外开展了该限位保护隔震结构在远场强震激励下的振动台实验,并对限位装置设计参数的选取方法进行了研究。樊剑等<sup>[25]</sup>研究了摩擦型隔震结构在近断层地震作用下,当与限位装置发生碰撞时的结构动态响应特性,结果表明地震中隔震结构若发生碰撞将大大增加结构的层间剪力和加速度响应,且激起结构的高阶振型,同时上部结构的非线性对碰撞反应有很大影响。赵桂峰等<sup>[26]</sup>针对弹塑性缓冲限位与滞变-摩擦并联隔震体系进行了研究,分析了缓冲限位装置的弹性刚度、屈服位移、缓冲限位距离等关键参数对隔震体系的影响,并建议限位装置刚度宜选为隔震装置刚度的 1/2。

通过上述研究表明,通过限位装置的合理设置,可以将隔震层变形控制在允许范围内,但也随之导致了上部结构的层间剪力和加速度响应的增大,因此在对隔震层位移有效控制的同时可能会牺牲隔震系统对上部结构的控制效果。

作为另一种隔震层位移控制方案,部分研究者提出了将传统的隔震技术与其他主动或被动控制技术相结合的控制策略,即对结构进行混合控制。其中最为常见和有效的是隔震系统与 TMD 系统的混合控制,由于隔震结构的位移响应集中发生于隔震层,因此在进行混合控制时通常将 TMD 连接于隔震层与上部结构或地面之间。Taniguchi 等<sup>[27]</sup>确定了在最大程度上减小隔震层位移目标下的 TMD 最优参数,分析表明,在地震动白噪声激励下,安装 TMD 可以使隔震层的位移响应降低 15% ~ 25%,在近场地震动下 TMD 的有效性会有所降低。Tsai<sup>[28]</sup>发现,由于 TMD 是一种无源装置,需要主结构的运动来带动 TMD,因此 TMD 在激励刚发生时对隔震层几乎没有控制效果,而隔震层的最大位移又很可能发生在地震开始后的几秒内,如果响应最大值发生在地震动早期时对 TMD 的控制效果不利。Xiang 等<sup>[29]</sup>将 TMD 布置于地面而非隔震层之上,与传统 TMD 布置方案相比,在近场长周期地震作用下,经优化设计的 TMD 控制效果有所改善,行程长度得到缩短。Hoang 等<sup>[30]</sup>在日本某大跨度桁架桥的抗震改造中,实现了隔震系统与 TMD 系统的混合控制。

以上隔震系统与 TMD 的混合控制策略,证明可以有效减小地震作用下隔震层的位移响应,但同时也存在着一定的局限性。一是 TMD 的控制效果很大程度上取决于其附加质量的大小,为了实现有效的位移控制,TMD 系统将需要在结构中额外布置非常大的附加质量,这在实际应用中降低了这种混合控制策略的可行性和成本效益;二是与 TMD 的工作行程相关,通常需要在建筑物内预留足够

大的空间，以容纳 TMD 及其工作时产生的位移，而该位移在某些情况下甚至会大于隔震层的允许位移<sup>[31]</sup>。

## 1.2 惯容系统

### 1.2.1 惯容的提出

惯性减振概念出现的最早萌芽可以追溯到 1973 年，日本学者 Kawamata<sup>[32]</sup>曾开发过一种液体质量泵，该装置两端的惯性力与质量泵中液体质量的相对加速度成比例，其特性基本满足两节点惯性质量的特征，但在当时并未作为惯容元件开展进一步的研究。1999 年，Arakaki 等<sup>[35]</sup>利用滚珠丝杠机制开发了一种减振设备，可以将直线运动转化为高速旋转，对黏滞阻尼器的耗能能力进行放大。随后，Saito、Ikago 等针对两节点惯性质量元件进行了一系列更为系统的研究<sup>[37]</sup>，揭示了其质量增效和阻尼增效的性质。Zhang 等<sup>[43]</sup>通过惯容系统耗能增效方程，对惯容系统的耗能增效机制进行了更清晰的阐述。

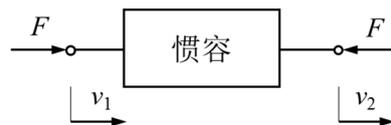


图 1.1 惯容示意图

与传统质量元件不同，惯容元件的惯性力与元件两端点间的相对加速度成正比，如图 1.1 所示，即：

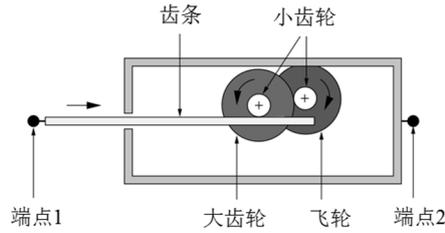
$$F = b \frac{d(v_2 - v_1)}{dt} = b(\dot{v}_2 - \dot{v}_1) \quad (1.1)$$

其中比例常数  $b$  即为惯性质量，单位为  $\text{kg}$ 。与传统的单节点质量元件不同，惯容为双节点元件，而且所具有的惯性质量通常可远小于其自身实际质量。

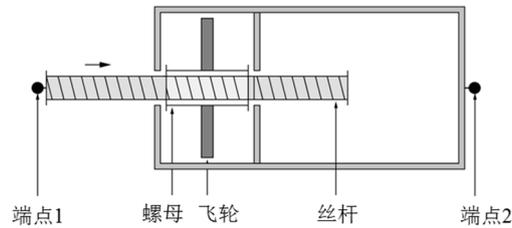
惯容元件作为一种两节点惯性质量元件，使其具有了更加灵活的结构布局模式，不再局限于如传统悬挂质量单元的单节点连接方式，还可以采用与普通耗能器相同的层间安装方式。而且，惯容元件所产生的惯性质量可远大于其实际物理质量，因此可以在尽量不增加结构物理质量的条件下实现对结构惯性的调整。另外，惯容元件具有质量元件的特性，可以在结构中起到储存能量的作用，但其自身无法耗能，所以通常需与阻尼装置协同工作以起到消能减震的作用。

### 1.2.2 惯容器的实现机制

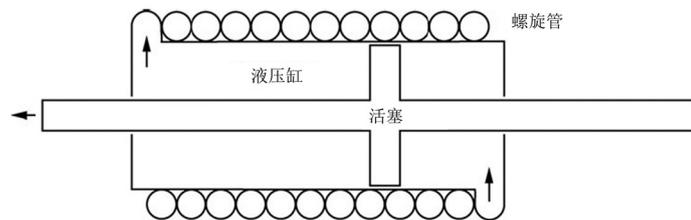
满足上述惯容元件力学性能的实际装置可被称作惯容器。自惯容的概念提出以来，经过多年的研究与发展，各种不同实现形式的惯容器实物被提出和开发。


 图 1.2 齿轮齿条式惯容器示意图<sup>[45]</sup>

惯容元件可以通过齿轮齿条机制实现<sup>[44]</sup>，其原理如图 1.2 所示。齿轮齿条式惯容器通过齿条带动齿轮，将两端点间的直线运动转化为旋转运动，并驱动飞轮转动，从而实现转动惯量的放大。但是齿轮齿条式的机械连接方式，在装配时会存在齿轮背隙问题，使得在改变运动方向时出现响应延迟；同时反向间隙导致的撞击，也会使零部件产生损伤，减少装置的使用寿命。


 图 1.3 滚珠丝杠式惯容器示意图<sup>[45]</sup>

另一种更为常见的形式是滚珠丝杠式惯容器<sup>[38][42]</sup>，其原理如图 1.2 所示。滚珠丝杠式惯容器是通过滚珠丝杠装置，将两端点间丝杠的直线运动转化为螺母的旋转运动，并驱动飞轮放大转动惯量。滚珠丝杠式惯容器的机械连接较为合理，可以避免齿轮齿条式惯容器的背隙问题，在高速转换运动方向时减少撞击和响应延迟。并且传动比相对较大，只需要一级传动即可实现关系质量的放大要求。


 图 1.4 流体惯容器示意图<sup>[46]</sup>

惯容元件还可以通过流体液压机制实现，这一机制可以追溯到 1973 年 Kawamata<sup>[32]</sup>提出的液体质量泵，利用流体在薄管中的惯性阻力控制结构振动。2013 年，Swift 等<sup>[46]</sup>提出了一种流体惯容器实现方式，其原理如图 1.4 所示，由液压缸、活塞和螺旋管路等部分组成。在外力作用下活塞在液压缸内运动，驱动流体通过螺旋管路流动，并最终回流至液压缸。由于在此封闭系统中液压缸内流

体流量与螺旋管内流量相等，而螺旋管管径远小于液压缸内径，所以导致流速的放大，进而实现较大的惯性质量。流体惯容器完全借助液体流动实现，不存在机械式惯容器的缺陷，结构简单耐用，且能够通过其固有的寄生阻尼实现更紧凑的装置设计。

### 1.2.3 惯容系统的研究进展

自“惯容”概念提出以来，惯容器已经成为一个逐渐受到关注的振动控制装置，相关研究也不断深入。在早期的有关研究中<sup>[47]</sup>，曾将惯容装置称为旋转惯性质量。Saito 等<sup>[49]</sup>率先对这种利用旋转惯性质量进行减振控制的实际机理进行了分析，并利用定点理论给出了用于设计的优化参数。Ikago 等<sup>[42]</sup>提出了调谐粘性质量阻尼器 (TVMD)，基于 TMD 系统的不动点法最优调谐准则，推导了简谐激励下单自由度结构中 TVMD 参数的最优解，将其与粘滞阻尼器 (VD)、粘性质量阻尼器 (VMD) 进行了对比 (VMD 由惯容与阻尼单元并联组成，而 TVMD 由一个附加弹簧元件与 VMD 串联组成)，并通过小型振动台试验，验证了 TVMD 在地震激励下的性能优于传统阻尼器系统。在文献<sup>[50]</sup>中，Ikago 等通过一个在各层间安装有 TVMD 系统的分析实例，说明了多自由度结构在 TVMDs 控制下的模态响应特性。Kida 等<sup>[41]</sup>在 TVMD 中加入传力约束装置，并称之为 FRTVMD，通过在飞轮与滚珠丝杠间加入滑动摩擦装置，防止过大的惯性和阻尼力传递到滚珠丝杠上，使得阻尼器产生的作用力被限制在一个指定的载荷下，避免阻尼器及主体结构产生过大的应力。2011 年，基于上述设计思路和不动点理论的优化方法，TVMD 系统已经在日本的一个钢结构建筑中得到了实际应用，该建筑由较低楼层间的传统粘滞阻尼器和较高楼层间的 TVMD 系统进行共同控制<sup>[51]</sup>。惯容系统在放大表现质量的同时，通过连接弹簧的调谐也可以实现阻尼耗能的增效<sup>[42]</sup>。Zhang 等<sup>[43]</sup>通过惯容系统耗能增效方程，在理论上更清晰地揭示了惯容系统耗能增效的本质原理。Lazar 等<sup>[52]</sup>提出并研究了调谐惯容阻尼器 (TID)，采用类似于 TMD 的布局形式将惯容与弹簧和阻尼元件串联，并安装于建筑物的相邻楼层之间，通过采用类似于 TMD 的优化调谐准则进行优化，表明在更小的装置质量和尺寸的条件下，TID 系统可以达到 TMD 系统同等的减振控制效果；并将 TID 应用于拉索的振动控制，在相同的布置位置下表现出优于粘滞阻尼器的控制优势。Wen 等<sup>[53]</sup>在多自由度结构中通过最小化目标响应的  $H_2$  性能，优化了分布在结构各层的 TVMD 和 TID 参数，并将其与粘滞阻尼器 (VD) 和粘性质量阻尼器 (VMD) 的控制效果进行了对比。Garrido 等<sup>[54]</sup>提出了一种与 TMD 相结合的惯容系统组成方案，该方案用 TVMD 替代传统 TMD 系统中的粘滞阻尼单元，称之为 RIDTMD，并通过在单自由度结构中的优化分析，说明了在同样的质量比及质量

块行程基本相同条件下，具有比传统 TMD 更好的减振效果和控制带宽范围。Marian 和 Giaralis<sup>[55]</sup>提出了另一种与 TMD 相结合的惯容系统组成方案，该方案将一惯容单元连接于 TMD 附加质量与地面之间，称之为 TMDI，并通过数值分析与优化得出，在传统 TMD 系统中加入惯容单元，既可以替代部分附加质量从而实现轻量化的被动控制方案，也可以在给定 TMD 质量的条件下实现更好的控制效果。并将 TMDI 应用于减少高层建筑的风致振动控制，以降低结构顶层的加速度响应，且大大减小了 TMD 的行程<sup>[56]</sup>。

对于隔震结构的振动控制，De Domenico 针对 TMDI 惯容系统在隔震结构中的应用进行了一系列的研究<sup>[57]</sup>。分析表示，通过在隔震层上加装 TMDI，不仅可以显著降低基础隔震层的位移需求，还可以降低隔震上部结构的响应。在考虑隔震层非线性基础上，建立了反映隔震结构和惯容系统的三自由度简化模型，得到了该体系的最优参数。并对六种不同的控制策略进行了比较研究，六种控制策略既包括传统的 TMD 系统，也包括 TMD 与惯容单元进行不同形式串联后的组合系统<sup>[61]</sup>。

### 1.3 本文研究内容

隔震技术是现代结构工程中最常见且有效的减震方式之一，它通过设置刚度较小的隔震层，以减小上部结构的加速度响应，减轻地震作用对上部结构的影响。但是另一方面，隔震层本身会发生较大程度的位移响应，而过大的水平位移会使隔震橡胶垫失稳而破坏，甚至导致隔震结构与周围维护结构发生碰撞，这是隔震结构设计时所面临的一个问题。为了解决这一问题，现有的工程中一般会采用设置限位器，或是提供附加阻尼，来满足设计规范的要求，但这有可能会反过来增大上部结构的加速度响应。也有研究采用 TMD 等装置与隔震结构进行混合控制，但是 TMD 的质量和行程常受到结构限制，使其在隔震建筑中的应用存在着一定的局限性。

传统减震体系主要通过质量块、弹簧、阻尼这三种基本的力学元件来控制结构的动力响应，而惯容概念的提出则进一步拓宽了振动控制体系的研究空间。依据这一概念而提出的诸多机械装置，能够以较小的质量通过惯容器的放大效应获得极大的表观质量，同时也不会给结构带来较大的承载力负担，避免了传统 TMD 因附加质量所引起额外荷载，便于设备安装使用，并且对结构有良好的振动控制及能量耗散作用。流体惯容器是一种新型的惯容器实现方式，它完全借助液体流动实现惯性质量放大，不存在机械式惯容器的缺陷，结构简单耐用，且能够通过其固有的寄生阻尼实现更紧凑的装置设计。

本文对一种新型混合控制系统进行分析研究，该混合控制系统将隔震技术和

流体惯容装置相结合，一方面通过隔震技术减轻上部结构的地震响应，另一方面通过流体惯容装置对隔震层位移进行有效控制，两者协同工作以获得更好的振动控制效果。

本文的主要内容及章节安排如下：

第一章为绪论。主要阐述了本课题的研究背景，介绍了隔震技术的基本原理和在地震中的实际表现，以及惯容系统的实现形式和研究现状。

第二章为流体惯容系统的工作原理。介绍了流体惯容器的基本构造，对流体惯容器各部分受力组成进行系统研究，讨论了其惯性力、阻尼力的构成和流体可压缩性的影响，根据其力学特性进行数学建模，确定其主要模型参数和设计参数，并对流体惯容系统的理论分析和工程设计方法进行了探讨。

第三章为平稳随机地震作用下基础隔震与惯容系统混合控制体系的参数分析和优化。建立了混合控制体系的简化模型，针对流体惯容器寄生阻尼非线性的问题，利用统计线性化的方法求解混合控制体系的随机地震响应，开展混合控制体系的参数分析和能量响应分析，并对平稳激励下的混合控制体系进行多目标优化设计。

第四章为非平稳随机地震作用下基础隔震与惯容系统混合控制体系的可靠度分析和优化。结合虚拟激励法和统计线性化技术，求解了混合控制体系的非平稳随机地震响应，基于首次超越破坏准则计算了混合控制结构在非平稳随机激励作用下的动力可靠性，开展非平稳激励下的混合控制结构的优化设计，并进行非线性响应时程分析，验证了混合控制系统在近断层脉冲型地震动及远场地震动下的有效性。

第五章为结论与展望。总结归纳了全文的研究成果，并指出今后有待进一步研究的内容。



## 第2章 流体惯容系统的工作原理

自惯容的概念提出以来，经过十几年的研究与发展，已经有多种满足惯容元件力学性能的实际机械装置被研发和制造，并已应用于赛车、火车、建筑等实际领域，这些符合惯容机制的减振装置也被称作惯容器。目前惯容器的常见形式有齿轮齿条式惯容器、滚珠丝杆式惯容器等。流体式惯容器是一种较为新颖的惯容器构型，结构简洁形式紧凑，集惯容和阻尼元件于一体，具有良好的控制性能。本章介绍流体惯容器的基本构造，根据其力学特性进行数学建模，确定其主要模型参数和设计参数，探讨流体惯容系统的理论分析和工程设计问题。

### 2.1 流体惯容器的基本构造

流体惯容器存在多种设计形式，其中螺旋管布置是较为常见的一种。它以在细长螺旋管中流动的液体取代了机械式惯容器中的旋转飞轮，通过螺旋管中液体的高速流动产生足够大的惯性力，从而实现惯容元件质量放大的效果<sup>[46]</sup>。

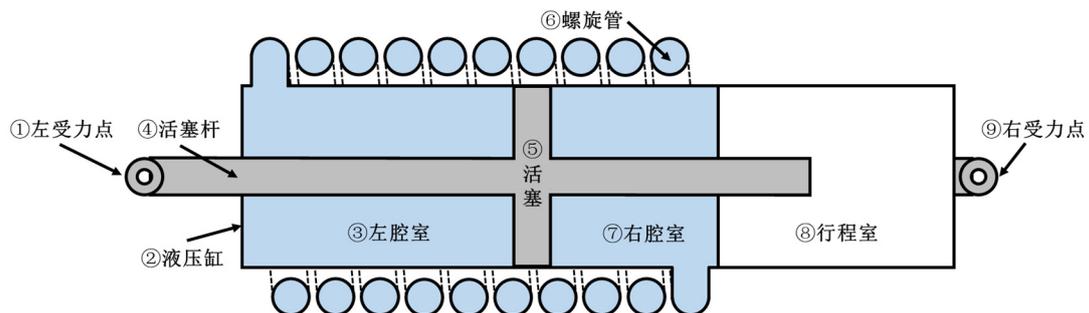


图 2.1 外置螺旋管式流体惯容器

一种外置螺旋管式流体惯容器具有如图 2.1 所示的基本构造，细长管路在液压缸体外部螺旋环绕布置，并且螺旋管的两侧端口与液压缸外侧的油液进出口相连。其主要结构包括：①左受力点、②液压缸体、③左腔室、④活塞杆、⑤活塞、⑥螺旋管、⑦右腔室、⑧行程室、⑨右受力点。工作时，活塞杆在外力的作用下沿受力方向带动活塞向一侧运动，此时一侧腔室内液压升高，另一侧腔室内液压降低，在左右两侧腔室压力差的作用下，流体从一侧腔室内流入环绕在液压缸外部的螺旋管路中，并经由螺旋管重新流入另一侧的腔室，从而构成了封闭式的液压系统。

在这一过程中，液压缸内的油液经活塞驱动通过螺旋管在两侧腔体中往复运动。由于在此封闭系统中液压缸内流体流量与螺旋管内流量相等，而螺旋管的管径远小于液压缸内径，所以导致流速的放大。螺旋管中快速流动的液体中储存了大量动能，充当了动能的存储器，并根据液体本身质量产生足够的惯性力，该惯性力与两端点间的相对加速度成正比。

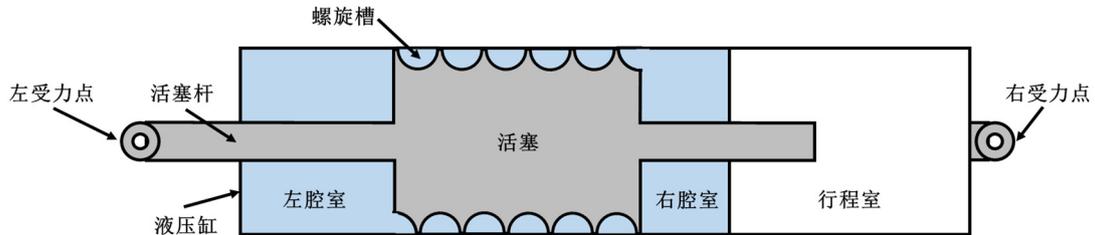


图 2.2 内置螺旋管式流体惯容器

根据螺旋管布置形式的不同，流体惯容器还可以分为外置螺旋管式和内置螺旋管式两种。内置螺旋管式流体惯容器的结构简图见图 2.2，与外置螺旋管式的工作原理基本相同。外置螺旋管式惯容器由于需要在液压缸外侧布置一定高度的螺旋管道，装置体积相对较大。相比之下，内置螺旋管式惯容器通过在活塞侧面机械加工螺旋槽口，将流体通道集中布置于液压缸内部，可以减小一部分设备空间，较适用于车辆悬架等狭小的安装空间。但同时，内置螺旋管布置需要保证活塞上的螺旋管槽能够与液压缸内壁紧密接触，否则将导致惯性作用失效，所以其机械加工精度要求较高，不适于建筑物等大尺度结构控制中。

## 2.2 流体惯容器的力学模型

为分析流体惯容器装置的力学性能，确定其控制机理和关键参数，需要对其建立数学模型。流体惯容器的结构简图以图 2.3 示意，其几何尺寸及物理特性的数学符号按表 2.1 命名。

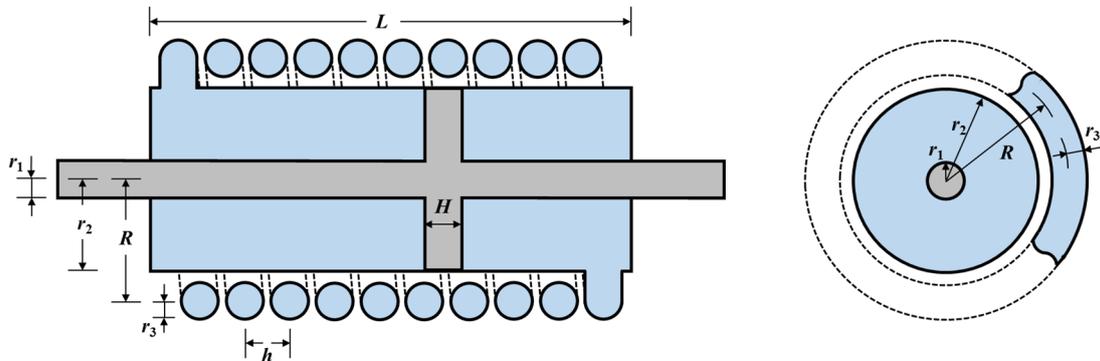


图 2.3 流体惯容器结构简图

表 2.1 数学符号含义

符号	意义	符号	意义
$r_1$	活塞杆半径	$l$	螺旋管总长度
$r_2$	液压缸内半径	$L$	液压缸长度
$r_3$	螺旋管内半径	$h$	螺旋管旋转螺距
$R$	螺旋管旋转半径	$H$	活塞厚度
$A_1$	液压缸有效面积	$\rho$	流体密度
$A_2$	螺旋管内截面积	$\mu$	流体粘度系数

对流体惯容器进行受力分析，当活塞在外力作用下沿一侧发生移动时，会受到与之相平衡的惯性力  $F_b$  和阻尼力  $F_c$ ，下面依次对其进行分析。

### 2.2.1 流体惯容器惯性力构成

流体惯容器工作时，产生的惯性力包括：螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$ 、液压缸内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{cylinder}}$ 、活塞运动产生的惯性力  $F_b^{\text{piston}}$ 。

#### 2.2.1.1 螺旋管内液体流动产生的惯性力 $F_b^{\text{channel}}$

当流体惯容器两端发生相对位移  $x$  时，螺旋管内液体流动形成的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  取决于流体等效惯性系数，即惯质  $b$  的大小：

$$F_b^{\text{channel}} = b\ddot{x} \quad (2.1)$$

根据图 2.3 所示，液压缸的有效截面积为：

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

螺旋管的有效截面积为：

$$A_2 = \pi r_3^2 \quad (2.3)$$

螺旋管以  $R$  的旋转半径环绕液压缸外部  $n$  圈，总长度为：

$$l = n\sqrt{h^2 + (2\pi R)^2} \quad (2.4)$$

螺旋管中的液体总质量为：

$$m = \rho l A_2 \quad (2.5)$$

活塞及液压缸内液体做直线运动，其运动距离为  $x$ ；螺旋管中的液体沿管轴线做圆周运动，其运动弧度为  $\theta$ 。由于装置整体密封且容积恒定，流出液压缸的液体体积与流入螺旋管中的液体体积相等，根据体积守恒，有：

$$A_1 x = A_2 \cdot \frac{\theta}{2\pi} \sqrt{h^2 + (2\pi R)^2} \quad (2.6)$$

可求得螺旋管中液体的角位移  $\theta$  为：

$$\theta = \frac{2\pi}{\sqrt{h^2 + (2\pi R)^2}} \frac{A_1}{A_2} x \quad (2.7)$$

螺旋管中的液体沿管路中心轴线流动，形成的转动惯量  $J$  近似为：

$$J = mR^2 \quad (2.8)$$

惯容器中储存的惯性能量即为螺旋管中液体流动储存的动能，故有：

$$\frac{1}{2} b \dot{x}^2 = \frac{1}{2} J \dot{\theta}^2 \quad (2.9)$$

由此，可以解得流体流动的等效惯性系数，即惯质  $b$  为：

$$b = \frac{\rho l A_2}{1 + \left(\frac{h}{2\pi R}\right)^2} \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \quad (2.10)$$

通常情况下，螺旋管旋转螺距  $h$  远小于旋转周长  $2\pi R$ ，即  $[h/(2\pi R)]^2$  远小于 1。因此，惯质  $b$  近似有下式：

$$b = \rho l \frac{A_1^2}{A_2} = \pi \rho l \cdot \frac{(r_2^2 - r_1^2)^2}{r_3^2} \quad (2.11)$$

由上式可知流体惯容器的惯性系数  $b$  与流体密度  $\rho$ 、液压缸有效截面积  $A_1$ 、螺旋管截面积  $A_2$  和螺旋管总长度  $l$  有关。对上式进行改写，有：

$$b = \rho l \frac{A_1^2}{A_2} = \rho L' A_1 \cdot \frac{l}{L'} \cdot \frac{A_1}{A_2} = M \cdot \frac{l}{L'} \cdot \frac{A_1}{A_2} \quad (2.12)$$

该式右侧可视作是液压缸内流体质量  $M$  乘以两个无量纲的放大系数。其中，第一个放大系数是螺旋管总长度  $l$  与液压缸有效长度  $L'$  的比值，通常情况下  $l/L' \approx 10 \sim 100$ ；第二个放大系数是液压缸有效截面积  $A_1$  与螺旋管截面积  $A_2$  的比值，通常情况下  $A_1/A_2 \approx 10 \sim 100$ 。因此，惯质  $b$  的实际大小可以达到液压缸内液体质量  $M$  的 100~10000 倍，说明流体惯容器具有十分出色的质量放大效应。

### 2.2.1.2 液压缸内液体流动产生的惯性力 $F_{b, \text{cylinder}}$

液压缸内空间的有效长度为：

$$L' = L - H \quad (2.13)$$

其中， $L$  为液压缸的实际长度， $H$  为活塞厚度。

液压缸中流动液体的总质量为：

$$M = \rho L' A_1 \quad (2.14)$$

则液压缸内液体流动产生的惯性力为：

$$F_b^{\text{cylinder}} = M\ddot{x} = \rho(L-H)A_1\ddot{x} \quad (2.15)$$

将上式与螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  相比较，有

$$\frac{F_b^{\text{cylinder}}}{F_b^{\text{channel}}} = \frac{\rho L' A_2}{\rho l A_1} \quad (2.16)$$

由于液压缸有效长度  $L'$  远小于螺旋管总长度  $l$ ，同时螺旋管截面积  $A_2$  也远小于液压缸有效截面积  $A_1$ ，所以液压缸内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{cylinder}}$  与螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  相比可以近似忽略不计。

### 2.2.1.3 活塞运动产生的惯性力 $F_b^{\text{piston}}$

活塞运动产生的惯性力为：

$$F_b^{\text{piston}} = m_{\text{piston}}\ddot{x} \quad (2.17)$$

其中， $m_{\text{piston}}$  为活塞及活塞杆的总质量。

将上式与螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  相比较，有

$$\frac{F_b^{\text{piston}}}{F_b^{\text{channel}}} = \frac{m_{\text{piston}}}{m} \left( \frac{A_2}{A_1} \right)^2 \quad (2.18)$$

由于螺旋管截面积  $A_2$  远小于液压缸有效截面积  $A_1$ ，所以活塞运动产生的惯性力  $F_b^{\text{cylinder}}$  与螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  相比可以近似忽略不计。

## 2.2.2 流体惯容器阻尼力构成

螺旋管路内的液体流动时会表现出粘性，所以当液体在液压缸与螺旋管之间往复流动时，必然会产生摩擦阻力损失。这类由于惯容器机械构造而固有的系统阻尼，被称为惯容器的寄生阻尼。流体惯容器中寄生阻尼力产生的主要原因，是由于流体的摩擦阻力导致的压降损失，包括液体在螺旋管内流动导致的沿程压力损失  $\Delta p^{\text{channel}}$ ，螺旋管进出口的局部压力损失  $\Delta p^{\text{inlet}}$  与  $\Delta p^{\text{outlet}}$ ，以及由于活塞与液压缸内壁之间的剪切摩擦导致的压力损失  $\Delta p^{\text{shear}}$ 。

以上压力损失与液体的实际流动状态有关。粘性液体的流动存在着层流与湍流两种流动状态，通常液体的流动状态由雷诺数（Reynolds number）决定，如式 2.19 所示。雷诺数  $Re$  的物理含义是指液体的惯性力与粘性力的量级比，反映了液体在管道流动时其惯性力与粘性力对管道摩擦阻力的影响程度：

$$\text{Re} = \frac{\rho v d}{\mu} \quad (2.19)$$

式中,  $\rho$  为液体密度,  $\mu$  为液体粘度系数,  $v$  为液体流速,  $d$  为管路特征长度。

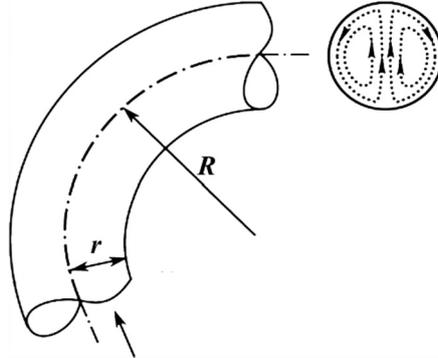


图 2.4 圆截面曲管二次流

当流体沿弯曲管道流动时会受到离心力的影响, 流体在离心力的作用下会产生偏离流体主流方向的流动或移动, 形成一种称为二次流的运动模式, 这与流体在直管道中的流动状况有所不同<sup>[62]</sup>。在粘性流体的管流中, 典型的二次流是流体在管道逐渐转弯时形成的两个旋转方向相反的漩涡, 如图 2.4 所示。这在一定程度上是由迪恩数<sup>[63]</sup> (Dean number) 决定的, 它取决于流体的惯性和粘度以及弯曲管道的曲率比:

$$\text{De} = \text{Re} \left( \frac{r}{R} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.20)$$

式中,  $\text{Re}$  为雷诺数,  $r$  为螺旋管截面半径,  $R$  为螺旋管旋转半径。

管路的截面形状会影响寄生阻尼力的计算。一般在计算管流液体的雷诺数时, 对于圆形管道取直径作为其特征长度, 对于非圆形的管道通常采用水力直径计算雷诺数。非圆形管道的截面面积与圆周的比值与圆形管道相比较小, 会使寄生阻尼力增大。在分析时, 对于不同截面形状的管道就需要分别建立模型计算。根据实际情况, 本文采用横截面为圆形的螺旋管道, 其特征长度即为螺旋管道的直径  $d$ 。

由层流向湍流转变的雷诺数称为临界雷诺数  $\text{Re}_{cr}$ , 对于圆截面直管流动, 临界雷诺数  $\text{Re}_{cr} = 2100 \sim 2300$ 。事实上, 精确判断湍流的发生十分困难。当实际雷诺数在临界雷诺数  $\text{Re}_{cr}$  以下时, 即使水流受到强烈扰动, 但由于流体粘性的存在, 扰动会逐渐衰减, 流动仍然继续保持层流状态。而当实际雷诺数大于临界雷诺数  $\text{Re}_{cr}$  时, 流动中的扰动会不断放大, 层流会由于扰动而转变为湍流。在湍流情况下, 由于湍流中动量的横向扩散和传递, 会导致水头损失增加, 从而增大能耗。

对于螺旋管流动中从层流到湍流的转变,其临界雷诺数会高于直管流动<sup>[64][65]</sup>。不同研究者对于弯管流动的临界雷诺数有不同的预测<sup>[66]</sup>(见表2.2)。从表2.2中可以看出,弯曲管道的临界雷诺数  $Re_{cr}$  并非常数,而是随半径比  $r/R$  变化:半径比  $r/R$  越小,临界雷诺数越低,即越接近圆截面直管流动,反之则越高。

表2.2 弯曲管道的临界雷诺数  $Re_{cr}$ 

出处	临界雷诺数	条件
Ito <sup>[67]</sup>	$Re_{cr} = 20000 (r/R)^{-0.32}$	$15 < r/R < 860$
Kubair & Varrier <sup>[68]</sup>	$Re_{cr} = 12730 (r/R)^{-0.32}$	$10 < r/R < 2000$
Schmidt <sup>[69]</sup>	$Re_{cr} = 2300[1+8.6(r/R)^{-0.32}]$	$r/R < 200$
Srinivasan <sup>[70]</sup>	$Re_{cr} = 2100[1+12(r/R)^{-0.25}]$	$r/R < 200$

### 2.2.2.1 螺旋管内液体流动导致的阻尼力 $F_c^{\text{channel}}$

流体在流动过程中,在流体边界沿程无变化的均匀流流段上,由于流体粘性而产生的流动阻力称为沿程阻力。由于沿程阻力的影响造成流体流动过程中压力的损失,称为沿程压力损失。对于流体惯容器,螺旋管内液体流动导致的阻尼力为:

$$F_c^{\text{channel}} = \Delta p^{\text{channel}} A_1 \quad (2.21)$$

其中,  $\Delta p^{\text{channel}}$  为液体在螺旋管内流动导致的沿程压力损失,  $A_1$  为液压缸有效截面积。

沿程压力损失可根据达西(Darcy)公式进行近似估计:

$$\Delta p = 4f_F \frac{l}{d} \frac{\rho v^2}{2} \quad (2.22)$$

其中,  $f_F$  为范宁摩擦因数(与摩擦系数  $\lambda$  的关系为  $\lambda = 4f_F$ ),  $l$  为螺旋管长度,  $d$  为螺旋管水力直径,  $\rho$  为流体密度系数,  $v$  为流体平均流速。

对于不同流动状态,压力损失计算的区别在于范宁摩擦因数的不同,范宁摩擦因数  $f_F$  通常由试验测定。对于直管流动状态,范宁摩擦因数仅与雷诺数有关:在层流条件下,范宁摩擦因数  $f_F = 16/Re$ ;在湍流条件下,范宁摩擦因数  $f_F = 0.079Re^{-1/4}$ 。

对于弯曲管流动状态,其压力损失的机理非常复杂,与直管流动有所不同,范宁摩擦因数  $f_F$  的取值一般依照与雷诺数  $Re$ (或迪恩数  $De$ )及比值  $r/R$  的关系描述。对此,已有诸多研究者通过理论分析或试验研究的手段,总结得出了不同的经验公式。表2.3总结了弯曲管流动时范宁摩擦因数的一些有代表性的理论或

实验计算模型<sup>[71]</sup>。

表 2.3 范宁摩擦因数  $f_F$

提出者	范宁摩擦因数	条件
White <sup>[72]</sup>	$f_F = 0.08 \text{Re}^{-1/4} + 0.012\sqrt{r/R}$	$15000 < \text{Re} < 100000$
Ito <sup>[67]</sup>	$f_F = \frac{1}{4}(r/R)^{1/2} \left\{ 0.029 + 0.304 \left[ \text{Re}(r/R)^2 \right]^{-1/4} \right\}$	$0.034 < \text{Re}(r/R)^2 < 300$
Kubair & Varrier <sup>[68]</sup>	$f_F = 0.003538 \text{Re}^{0.09} \exp(1.887r/R)$	$9000 < \text{Re} < 25000,$ $10 < R/r < 27$
Mishra & Gupta <sup>[73]</sup>	$f_F = 0.0791 \text{Re}^{-1/4} + 0.0075\sqrt{r/R}$	$4500 < \text{Re} < 10^5,$ $6.7 < R/r < 346$
Rodman & Trenc <sup>[74]</sup>	$f_F = (0.03426\text{De} + 17.54) \text{Re}^{-1}$	$100 < \text{De} < 800$

值得指出的是，由于活塞处于往复运动中，螺旋管中流体的流速也处在不断转向振荡的过程，因此实际流动状态是在层流与湍流状态之间不断转换。这意味着在真实情况中，上述所有对弯曲管中流动损失的描述模型都可能是不准确的，实际流动状态将表现地更为复杂多变，无法通过单一的简化解析公式进行全面描述，需要更为复杂的流体阻尼拟合方法。在本研究中，考虑到分析及优化可能遇到的困难，仅针对上述计算模型进行讨论。

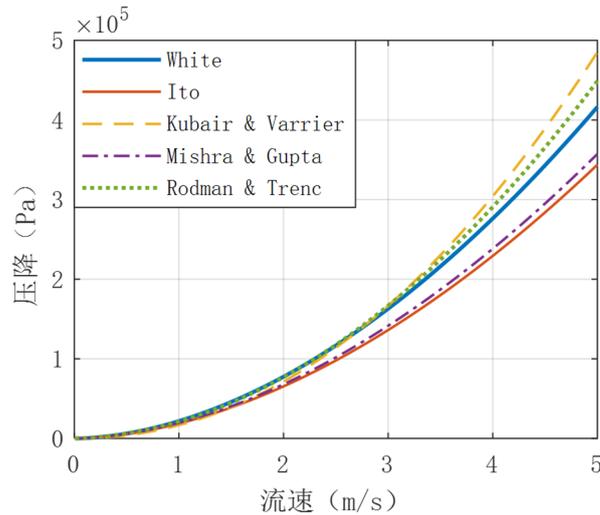


图 2.5 不同范宁摩擦因数计算模型的理论压降

采用式 2.22 计算了对于不同范宁摩擦因数计算模型的理论压降，图 2.5 描述了理论压降与流体流速的关系，可以看出根据不同学者提出的范宁摩擦因数计算方法，求得的理论压降存在一定的差异，这种差异在低流速条件下相对较小，随

着弯曲管中流体流速的提高可能逐渐增大。其中，White 模型与其他模型曲线之间的误差相对较小，文献[75]中的实验也表明，White 模型与实际测试结果最为吻合。因此本文采用该模型对螺旋管中由于液体流动引起的压降进行建模，该模型可以表示为：

$$f_F = 0.08 \text{Re}^{-1/4} + 0.012 \sqrt{\frac{r}{R}} \quad (2.23)$$

将式 2.23 代入式 2.22，可以求得螺旋管内液体流动引起的压降为：

$$\Delta p^{\text{channel}} = 0.08 \frac{2\mu^{0.25} \rho^{0.75} l}{(2r_3)^{1.25}} v^{1.25} + 0.012 \frac{\rho l}{R^{0.5} r_3^{0.5}} v^2 \quad (2.24)$$

其中， $v$  为螺旋管内流体流速，其余参数含义见表 2.1。根据流体在液压缸与螺旋管内的流量守恒，有：

$$A_1 \dot{x} = A_2 v \quad (2.25)$$

由上式可知，螺旋管中液体流速  $v$  与惯容器两端点间相对位移  $x$  的关系为：

$$v = \frac{A_1}{A_2} \dot{x} = \frac{r_2^2 - r_1^2}{r_3^2} \dot{x} \quad (2.26)$$

将式 2.24 和式 2.26 代入式 2.21，即可求得螺旋管内液体流动产生的阻尼力：

$$F_c^{\text{channel}} = 0.0160 \frac{\rho l}{R^{0.5}} \frac{A_1^3}{A_2^{2.25}} \dot{x}^2 + 0.1376 \mu^{0.25} \rho^{0.75} l \frac{A_1^{2.75}}{A_2^{2.375}} \dot{x}^{1.75} \quad (2.27)$$

该阻尼力的表达式是关于  $\dot{x}$  的幂函数之和，可以简写为：

$$F_c^{\text{channel}} = c_1 \dot{x}^2 + c_2 \dot{x}^{1.75} \quad (2.28)$$

说明该阻尼力与速度呈非线性关系，非线性阻尼系数  $c_1$  和  $c_2$  分别为：

$$\begin{cases} c_1 = 0.0160 \frac{\rho l}{R^{0.5}} \frac{A_1^3}{A_2^{2.25}} \\ c_2 = 0.1376 \mu^{0.25} \rho^{0.75} l \frac{A_1^{2.75}}{A_2^{2.375}} \end{cases} \quad (2.29)$$

#### 2.2.2.2 螺旋管进出口导致的阻尼力 $F_c^{\text{inlet}}$ 、 $F_c^{\text{outlet}}$

在螺旋管两端与液压缸相连接的地方，即螺旋管的进出口处，液体流速的大小和方向将发生突然改变，产生旋涡和强烈的湍动现象，导致局部压力损失，该压力损失取决于进出口位置的形状。根据经验公式，进口处的压力损失系数通常取 0.5，从而得到进口处的局部压力损失：

$$\Delta p^{\text{inlet}} = 0.5 \frac{\rho v^2}{2} \quad (2.30)$$

因此螺旋管进口处压降导致的活塞所受阻尼力为：

$$F_c^{\text{inlet}} = \Delta p^{\text{inlet}} A_1 = 0.25 \rho A_1 \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \dot{x}^2 \quad (2.31)$$

而液体自管道流出时的损失一般就是动能损失，则出口处的局部压力损失为：

$$\Delta p^{\text{outlet}} = \frac{\rho v^2}{2} \quad (2.32)$$

因此螺旋管出口处压降导致的活塞所受阻尼力为：

$$F_c^{\text{outlet}} = \Delta p^{\text{outlet}} A_1 = 0.5 \rho A_1 \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \dot{x}^2 \quad (2.33)$$

将上式与螺旋管内液体流动导致阻尼力  $F_c^{\text{channel}}$  的第一项相比较，有

$$\frac{F_c^{\text{inlet}} + F_c^{\text{outlet}}}{F_{c1}^{\text{channel}}} = 62.41 \frac{\sqrt{r_3 R}}{l} \quad (2.34)$$

由于螺旋管内半径与螺旋管旋转半径的乘积  $r_3 R$  远小于螺旋管总长度  $l$ ，螺旋管进出口导致的阻尼力  $F_c^{\text{inlet}}$ 、 $F_c^{\text{outlet}}$  与螺旋管内液体流动导致的阻尼力  $F_c^{\text{channel}}$  相比可以近似忽略不计。

### 2.2.2.3 活塞与液压缸内壁间的剪切摩擦导致的阻尼力 $F_c^{\text{shear}}$

活塞与液压缸内壁间的摩擦为剪切摩擦，可按式计算：

$$F_c^{\text{shear}} = \frac{\mu A_{\text{shear}}}{\Delta r} \dot{x} = \frac{\mu \cdot 2\pi r_2 H}{\Delta r} \dot{x} \quad (2.35)$$

式中， $A_{\text{shear}}$  为活塞与液压缸接触面积， $H$  为活塞与液压缸接触长度（即活塞厚度）， $\Delta r$  为活塞与液压缸之间的间隙。通常情况下，活塞与液压缸之间的间隙  $\Delta r \approx 0.1\text{mm}$ 。

该阻尼力在惯容器两端速度较低时的贡献很小，在工作速度处于  $0.1 \sim 1 \text{ m/s}$  的范围时可以忽略不计<sup>[46]</sup>。螺旋管内置式结构的活塞厚度  $H$  会明显比螺旋管外置式的大，即剪切面积相对较大，但在这两种情况下，使用中等粘度的流体均不会产生明显的阻尼力。

### 2.2.3 流体惯容器的力学模型

流体惯容器不同于传统机械惯容器，通过液体在螺旋管路中的快速流动，不仅引起了显著的惯性效应，能够起到惯容单元的作用，而且会随之产生不可忽视的寄生阻尼，使其力学性能具有明显的非线性特征。

流体惯容器在工作时，产生的惯性力包括：螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$ 、液压缸内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{cylinder}}$ 、活塞运动产生的惯性力  $F_b^{\text{piston}}$ ；同时，产生的阻尼力包括：螺旋管内液体流动导致的阻尼力  $F_c^{\text{channel}}$ 、螺旋管进出口导致的阻尼力  $F_c^{\text{inlet}}$  和  $F_c^{\text{outlet}}$ 、活塞与液压缸内壁间的剪切摩擦导致的阻尼力  $F_c^{\text{shear}}$ 。

为了更好地了解流体惯容器工作时的受力情况，对采用表 2.4 参数设置的流体惯容器进行具体分析。

表 2.4 流体惯容器参数设置

参数	数值	参数	数值
活塞杆半径 $r_1$	0.015 m	螺旋管旋转圈数 $n$	15
液压缸半径 $r_2$	0.050 m	液压缸长度 $L$	0.300 m
螺旋管内半径 $r_3$	0.010 m	活塞厚度 $H$	0.010 m
螺旋管旋转半径 $R$	0.100 m	流体密度 $\rho$	800 kg/m <sup>3</sup>
螺旋管旋转螺距 $h$	0.012 m	流体粘度系数 $\mu$	0.027 Pa·s

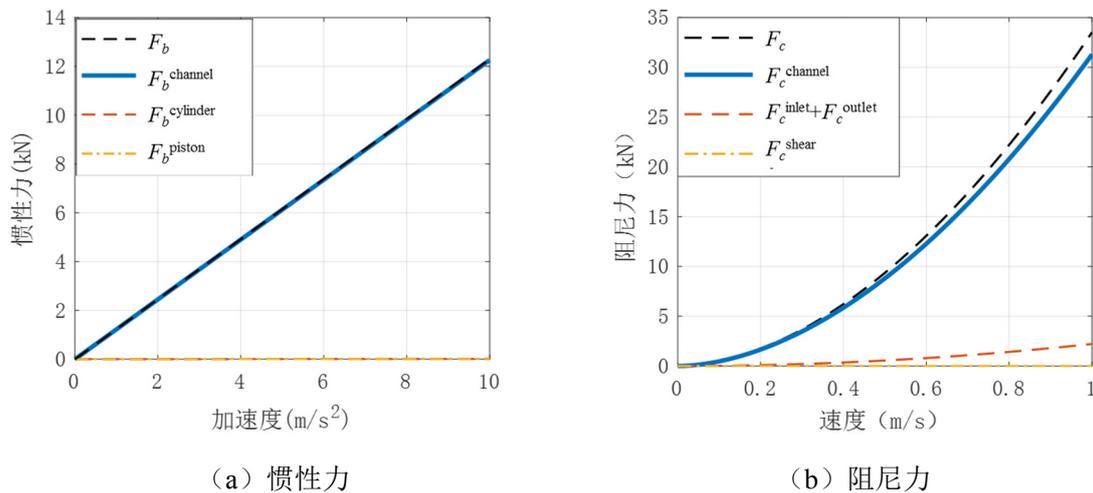
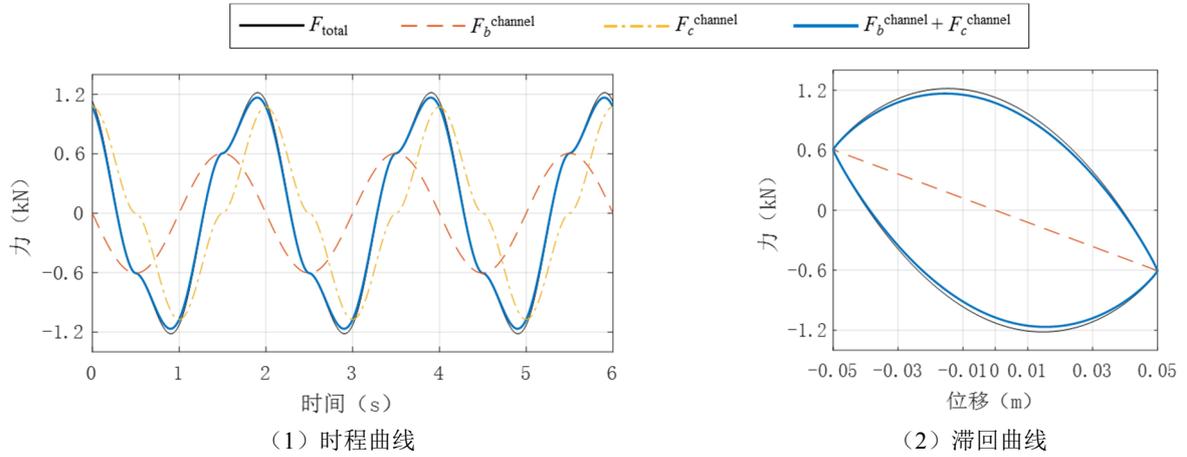


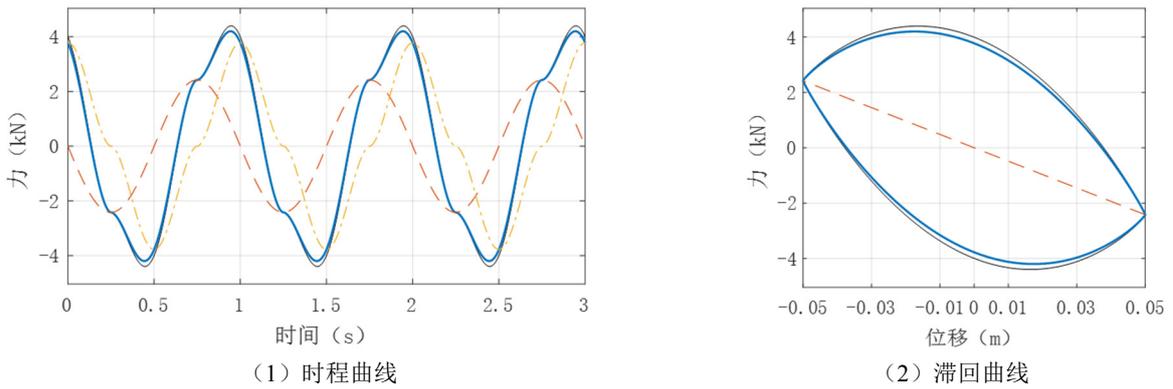
图 2.6 流体惯容器的惯性力和阻尼力

当输入速度或加速度变化时，流体惯容器产生的惯性力和阻尼力变化情况如图 2.6 所示。从图中可以看出，惯性力与加速度呈线性关系，而阻尼力则表现出明显的非线性。在惯性力中，螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  占绝大部分，液压缸内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{cylinder}}$  和活塞运动产生的惯性力  $F_b^{\text{piston}}$  可

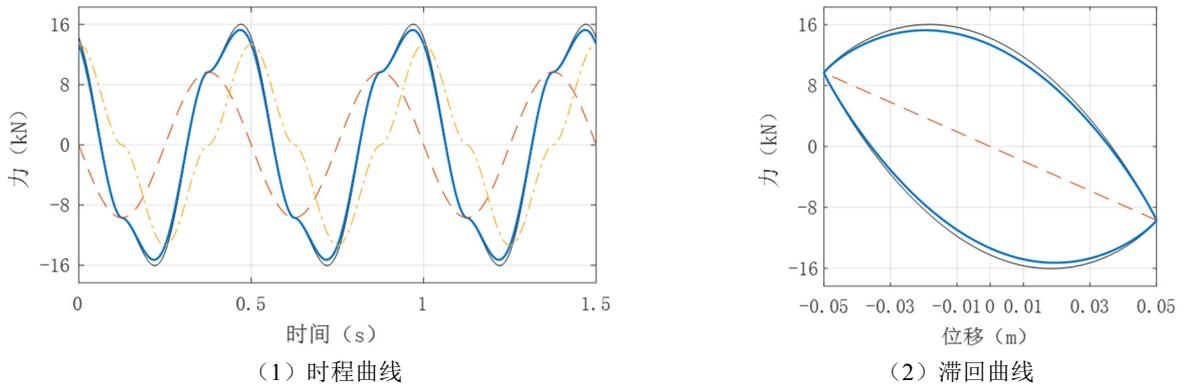
以忽略不计。在阻尼力中，活塞与液压缸内壁间的剪切摩擦导致的阻尼力  $F_c^{\text{shear}}$  可以忽略不计，螺旋管进出口导致的阻尼力  $F_c^{\text{inlet}}$  和  $F_c^{\text{outlet}}$  则明显小于螺旋管内液体流动导致的阻尼力  $F_c^{\text{channel}}$ ，在输入速度较小的情况下，螺旋管进出口阻尼力的影响很小，且随着输入速度的增大而有所增加，整体上可作近似忽略不计。



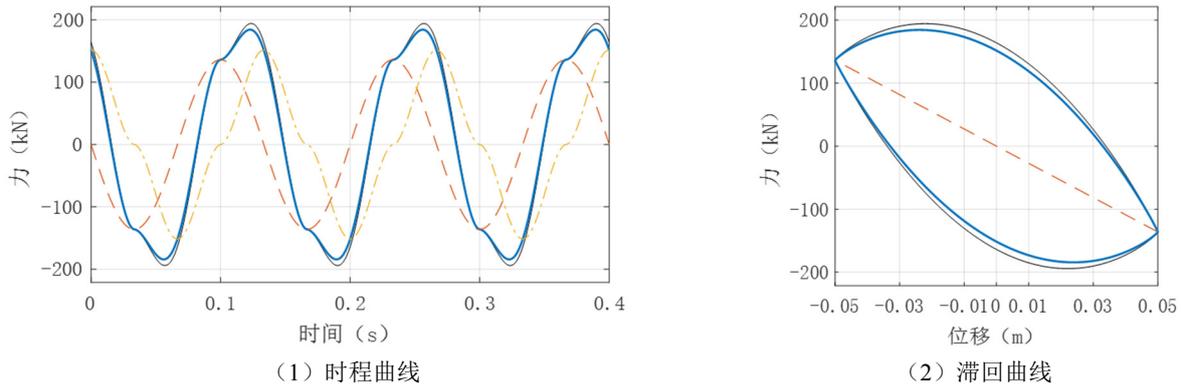
(a) 激振频率 0.5 Hz, 振幅 50 mm



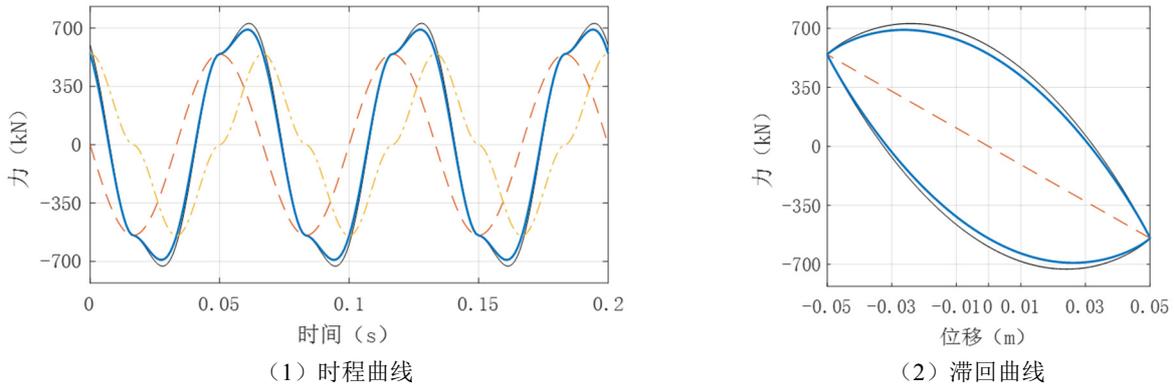
(b) 激振频率 1.0 Hz, 振幅 50 mm



(c) 激振频率 2.0 Hz, 振幅 50 mm



(d) 激振频率 7.5 Hz, 振幅 50 mm



(e) 激振频率 15 Hz, 振幅 50 mm

图 2.7 流体惯容器滞回特性

为了反映流体惯容器的滞回特性,以振幅为 50 mm,频率为 0.5 Hz、1Hz、2Hz、7.5Hz、15Hz 的正弦波作为位移输入,图 2.7 分别是流体惯容器在此输入下的时程曲线和滞回曲线。图中显示了流体惯容器的力学特性受到惯性力和阻尼力共同影响,且流体惯容器的全部出力  $F_{\text{total}} \approx F_b^{\text{channel}} + F_c^{\text{channel}}$ ,这说明在对流体惯容器进行简化分析时,可以仅考虑螺旋管内液体流动产生的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  和螺旋管内液体流动导致的阻尼力  $F_c^{\text{channel}}$  的影响。

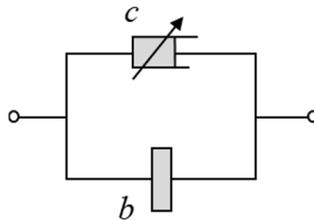


图 2.8 流体惯容器力学模型

由此,可以采用图 2.8 所示的力学模型对流体惯容器进行初步描述,包括并联布置的惯容单元  $b$  和非线性阻尼单元  $c$ ,分别代表螺旋管中流体流动产生的惯性质量及寄生阻尼,模型两节点间的相对运动即代表了活塞与液压缸之间的相对运动。

### 2.2.4 流体惯容器中液体的可压缩性

液压缸内的液体在受到活塞压力时会表现出一定的可压缩性，因此还需要考虑流体可压缩性对惯容装置刚度的影响，可以根据流体的体积弹性模量和活塞的尺寸及位置来计算。体积弹性模量  $K$  代表单位体积流体的体积对压力的变化率，表示为：

$$K = \frac{\Delta p}{\Delta V/V_0} \quad (2.36)$$

式中， $\Delta p$  为压强的变化， $V_0$  为流体原始体积， $\Delta V$  为流体体积的变化。

对于长度为  $L$  的液压缸，其活塞位移  $x$  的可变范围处于  $[-L/2, L/2]$ 。当活塞在其位置上发生微小位移时  $\delta x$  时，活塞两侧腔室内的压力变化可以分别表示为：

$$\delta p_1 = K \frac{-\delta V_1}{V_1} = K \frac{-\delta x}{L/2 - x} \quad (2.37)$$

$$\delta p_2 = K \frac{\delta V_2}{V_2} = K \frac{\delta x}{L/2 + x} \quad (2.38)$$

此时活塞相应受到的压力为：

$$\delta F = A_1 (\delta p_2 - \delta p_1) \quad (2.39)$$

由此得到流体等效刚度的表达式如下：

$$k_e(x) = KA_1 \left( \frac{1}{L/2 - x} + \frac{1}{L/2 + x} \right) \quad (2.40)$$

该等效刚度是位移  $x$  的函数，说明当活塞处在液压缸体内的不同位置时，因流体可压缩性导致的压力也有所不同。

虽然流体惯容器为一封闭的流体环境，但考虑实际制造条件等因素，液压缸体内不可避免地会存在一定量的空气。假设空气占液压缸缸体体积的  $1/100$ ，则气液混合后的体积弹性模量可以近似计算为：

$$K_{\text{equal}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{liquid}}} + \frac{1}{100} \frac{1}{K_{\text{air}}}} \quad (2.41)$$

式中， $K_{\text{liquid}}$  为液体的体积弹性模量， $K_{\text{air}}$  为空气的体积弹性模量。若采用水作为流体惯容器中的循环液体，根据  $K_{\text{liquid}} = K_{\text{water}} = 2.18 \times 10^9 \text{ Pa}$ ， $K_{\text{air}} = 1.01 \times 10^5 \text{ Pa}$ ，可以求得  $K_{\text{equal}} = 1.0 \times 10^7 \text{ Pa}$ 。取活塞有效面积  $A_1 = 0.4 \text{ m}^2$ ，液压缸长度  $L = 1 \text{ m}$ 。在这种情况下，且当活塞处于液压缸内中心位置时 ( $x = 0$ )，根据式 2.40 可以求得此时的等效刚度  $k_e \approx 1.6 \times 10^7 \text{ N/m}$ ；当活塞向左右两侧运动时，流体等效刚度小

于该值。因此，液体等效刚度与结构支撑刚度处于可比较的数量级范围内，在分析设计惯容系统时应加以考虑。

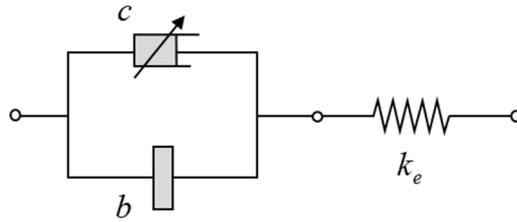


图 2.9 流体惯容器的力学模型

考虑流体的可压缩性产生的刚度，流体惯容器的力学模型可以进一步表示为图 2.9 的形式。图中在并联的流体惯容单元和寄生阻尼单元之外，还串联了一个等效弹簧单元，该等效弹簧的刚度等于液压缸内流体因可压缩性而具有的刚度。

### 2.3 流体惯容系统的简化模型

本文在建立流体惯容系统的力学模型时，为研究流体惯容器的关键性能，尚忽略了一些次要因素，现进行以下补充假设：

- (1) 假设流体惯容器密封性良好，不存在流体泄漏情况，流入与流出液压缸体的流体总量保持恒定。
- (2) 假设工作温度保持恒定，忽略流体温度变化对惯容器力学特性的影响，认为工作时流体的温度和粘度均不发生变化。
- (3) 假设流体惯容器液压缸内工作液体的压力处处相等。

在流体惯容器与受控结构相连时，为了使惯容系统具备更好的调谐作用，往往在惯容器与结构之间设置一连接弹簧作为弹性调谐单元，该单元可以用以描述惯容器与结构间支撑构件的刚度。同时，通过发挥附加弹性单元的调谐作用，可以放大惯容器两端的相对位移，从而增加惯容系统的能量耗散，使惯容系统具有更好的减振性能<sup>[42]</sup>。

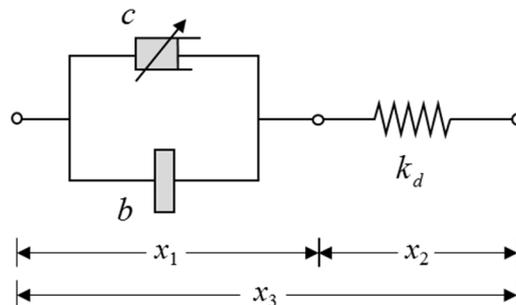


图 2.10 流体惯容系统简化模型

在流体惯容器一端设置连接弹簧后,可以得到图 2.10 所示的惯容系统简化模型。该模型包括流体惯容单元  $b$ , 寄生阻尼单元  $c$ , 以及弹性调谐单元  $ka$ 。该弹性调谐单元的刚度等于流体可压缩性等效弹簧与附加调谐弹簧串联后的总刚度。

假设惯容单元  $b$  两端的位移为  $x_1$ , 弹簧单元  $b$  两端的位移为  $x_2$ , 惯容系统两端的总位移为  $x_3$ 。则图 2.10 所示的流体惯容系统主要受力包括:

$$\text{惯性力:} \quad F_b = b\ddot{x}_1 \quad (2.42)$$

$$\text{阻尼力:} \quad F_c = c_1\dot{x}_1^2 + c_2\dot{x}_1^{1.75} \quad (2.43)$$

$$\text{弹性力:} \quad F_k = kx_2 \quad (2.44)$$

根据图 2.10 所示的各元件串并联关系可知:  $x_1 = x_3 - x_2$ ,  $F_b + F_c = F_k$ 。

该流体惯容系统简化模型具有 4 个主要的模型参数: 惯性质量  $b$ 、非线性阻尼系数  $c_1$  和  $c_2$ 、调谐刚度  $ka$ 。根据 2.2.1.1 节螺旋管内液体流动导致的惯性力  $F_b^{\text{channel}}$  和 2.2.2.1 节螺旋管内液体流动导致的阻尼力  $F_c^{\text{channel}}$  的计算公式, 上述模型参数可根据以下关系进行计算:

$$b = \rho l \frac{A_1^2}{A_2} = \pi \rho l \frac{(r_2^2 - r_1^2)^2}{r_3^2} \quad (2.45)$$

$$c_1 = 0.0160 \frac{\rho l}{R^{0.5}} \frac{A_1^3}{A_2^{2.25}} = 0.0160 \pi^{0.75} \frac{\rho l}{R^{0.5}} \frac{(r_2^2 - r_1^2)^3}{r_3^{4.5}} \quad (2.46)$$

$$c_2 = 0.1376 \mu^{0.25} \rho^{0.75} l \frac{A_1^{2.75}}{A_2^{2.375}} = 0.1376 \pi^{0.375} \mu^{0.25} \rho^{0.75} l \frac{(r_2^2 - r_1^2)^{2.75}}{r_3^{4.75}} \quad (2.47)$$

式中包括以下几个与实际设计有关的参数:  $\rho$  为流体密度,  $\mu$  为流体粘度系数,  $l$  为螺旋管总长度,  $r_1$  为活塞杆半径,  $r_2$  为液压缸内半径,  $r_3$  为螺旋管内半径,  $R$  为螺旋管旋转半径。在惯容系统设计时, 确定了上述设计参数的取值, 也就确定了惯容系统的模型参数。

在实际分析与设计过程中, 同时分析以上多个设计参数较为困难, 可以考虑进行一定程度的简化:

(1) 一般情况下, 流体密度  $\rho$  和流体粘度系数  $\mu$  均取决于流体惯容器内受压工作液体的情况, 当工作液体确定时, 二者即为确定参数, 取值不可变化, 因此可将其视为次要设计参数;

(2) 根据流体惯容器的实际结构关系, 螺旋管大多采用外置式的布置方式, 且在考虑装置整体安置空间大小、装置组装布置难度等实际设计条件后, 螺旋管往往与液压缸之间贴合布置, 即沿螺旋轨迹紧密环绕于液压缸外部, 此时螺旋管

旋转半径  $R$  可进行简化分析, 取值采用以下关系:

$$R \approx r_2 + r_3 + r_d \quad (2.48)$$

其中,  $r_2$  为液压缸半径,  $r_3$  为螺旋管半径,  $r_d$  为螺旋管与液压缸之间的间隙以及螺旋管和液压缸外壁厚度之总和。因此可将螺旋管旋转半径  $R$  视为次要设计参数;

(3) 在设计时, 采用半径等长度参数, 比采用面积参数更为直观。定义液压缸有效半径  $r_{12}$ , 满足:

$$r_{12} = \sqrt{\frac{A_1}{\pi}} \quad (2.49)$$

其中,  $A_1$  为液压缸有效截面积, 且  $A_1 = \pi r_2^2 - \pi r_1^2$ , 故  $r_{12} = \sqrt{r_2^2 - r_1^2}$ 。活塞杆半径  $r_1$  在设计时, 为保证活塞杆在工作压力下免于受压屈服, 通常根据活塞杆的抗压强度及其实际受力情况进行取值, 所以液压缸有效半径  $r_{12}$  主要与液压缸内半径  $r_2$  有关。

因此, 在考虑流体惯容系统实际工作情况后, 在分析设计时需考虑以下 4 个主要设计参数: 液压缸有效半径  $r_{12}$ , 螺旋管内半径  $r_3$ , 螺旋管总长度  $l$  以及调谐弹簧刚度  $k_d$ 。

流体惯容系统模型参数和主要设计参数之间关系总结于表 2.5 中。

表 2.5 流体惯容系统模型参数和主要设计参数

模型参数	计算关系	主要设计参数
惯性质量 $b$	$b = \pi \rho \cdot l \frac{r_{12}^4}{r_3^2}$	液压缸有效半径 $r_{12}$
阻尼系数 $c_1$	$c_1 = 0.0160 \pi^{0.75} \rho R^{-0.5} \cdot l \frac{r_{12}^6}{r_3^{4.5}}$	螺旋管内半径 $r_3$
阻尼系数 $c_2$	$c_2 = 0.1376 \pi^{0.375} \mu^{0.25} \rho^{0.75} \cdot l \frac{r_{12}^{5.5}}{r_3^{4.75}}$	螺旋管总长度 $l$
调谐刚度 $k_d$	$k_d = k_d$	调谐刚度 $k_d$

由上述关系可知, 惯性质量  $b$  和非线性阻尼系数  $c_1$ 、 $c_2$  均与  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$  三个主要设计参数的不同次幂的乘积有关, 因此  $b$ 、 $c_1$ 、 $c_2$  三者相互关联, 取值上存在一定程度的耦合。

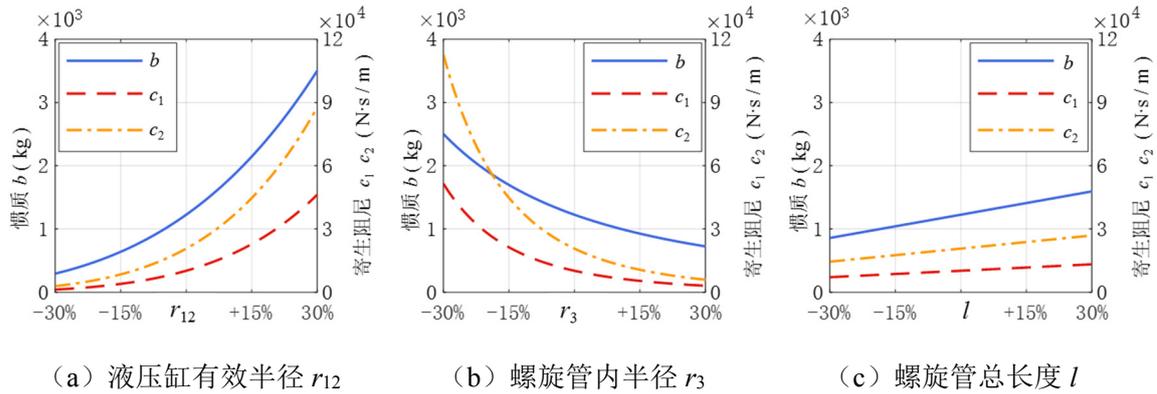


图 2.11 流体惯容系统模型参数和主要设计参数关系

图 2.11 是当  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$  三个主要设计参数变化时模型参数  $b$ 、 $c_1$  和  $c_2$  的情况（其余参数按照表 2.4 取值）。从图中可以看出，模型参数和主要设计参数之间的关系具有如下特征：模型参数  $b$ 、 $c_1$ 、 $c_2$  随液压缸有效半径  $r_{12}$  的增大而增大，随螺旋管内半径  $r_3$  的增大而减小，且均呈非线性关系； $b$ 、 $c_1$ 、 $c_2$  随螺旋管总长度  $l$  的增大而增大，且呈线性关系。另外，惯性质量  $b$  对  $r_{12}$  的变化更为敏感，而阻尼系数  $c_1$ 、 $c_2$  对  $r_3$  的变化更为敏感，因此，液压缸尺寸对惯性质量  $b$  的影响相对较大，而螺旋管尺寸对非线性阻尼系数  $c_1$ 、 $c_2$  的影响相对较大，在设计时应根据需要进行针对性的尺寸安排。

## 第3章 平稳随机地震作用下混合控制结构的参数分析与优化设计

流体惯容系统的减振效果取决于其设计参数的选择，不同的设计参数会导致流体惯容系统在与隔震结构进行混合控制时，发挥不同的控制性能。在进行混合控制系统的优化设计之前，开展有针对性的参数分析，可以明确流体惯容系统的控制特点，厘清各参数变化对混合控制体系减震效果的具体影响。本章对基础隔震与流体惯容混合控制体系进行参数分析，并以其在平稳随机激励下的均方响应作为优化目标进行多目标优化，为混合控制结构的实际设计提供依据。

### 3.1 混合控制体系简化模型及运动方程

为了便于进行隔震结构中惯容系统的参数分析与优化设计，需要建立基础隔震-惯容系统（BIS-IS）混合控制体系的简化分析模型。

对于基础隔震结构，通常适用于三十层以下、高宽比较小、上部结构水平刚度较大的建筑结构中。由于隔震装置的水平刚度远远小于上部结构的层间刚度，在地震中上部结构的层间位移相对较小，结构体系的水平位移主要集中于隔震层处，上部结构在地震中仅发生水平整体平动<sup>[3]</sup>。而且，由于隔震结构的基本周期通常会远大于相应固定基础结构的基本周期，高阶振型对结构的影响相对较小，因此对于对称且规则的大多数多层建筑而言，在采用隔震方案进行初步设计时，可以只考虑其基本振型对上部结构的影响，忽略不太重要的振型形状因素和高阶振型的贡献<sup>[2]</sup>。在本章中，为了简化分析，上部结构可以近似视做一刚体质量，并忽略在地震作用下可能发生的倾复、扭转等的影响。

进行混合控制时，为了更好地控制隔震层在大震作用下可能发生的巨大位移，可以将惯容系统置于隔震层与地面之间，其中惯容系统由流体惯容器及调谐弹簧串联组成，惯容系统两端点间的相对位移与隔震层相对于地面发生的位移相同。

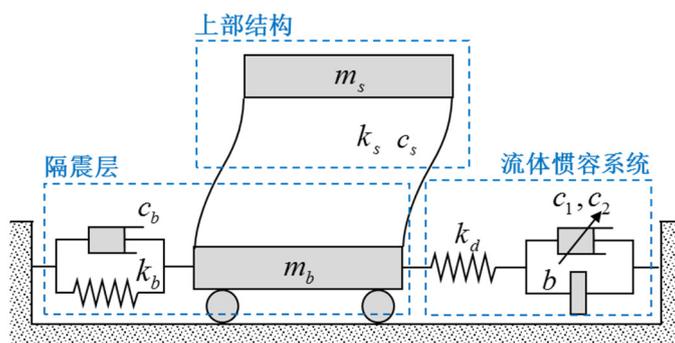


图 3.1 基础隔震与惯容系统混合控制体系简化模型

由此，可以对基础隔震与流体惯容的混合控制体系做如图 3.1 所示的模型简化，包括上部主体结构、基础隔震层、流体惯容系统三个部分：将隔震层和上部结构分别简化成两个单质量振子，其中  $m_s$ 、 $c_s$ 、 $k_s$  分别为上部结构的质量、阻尼和刚度， $m_b$ 、 $c_b$ 、 $k_b$  分别为隔震层的质量、阻尼和刚度。同时，惯容系统两个端点分别连接于隔震层和地面之上，其中  $b$ 、 $c_1$ 、 $c_2$ 、 $k_d$  分别为惯容系统中的流体惯性质量、非线性阻尼系数和等效弹簧刚度。该简化模型形式简单、结构明确，能够有效反映流体惯容系统和基础隔震结构的主要参数，基本满足参数分析及优化设计的需要。

设上部结构、隔震层相对于地面的位移分别为  $x_s$ 、 $x_b$ ，惯容单元两端的相对位移为  $x_d$ ，地震动输入为  $x_g$ 。由图 3.1 可知，基础隔震与惯容系统混合控制体系在地震激励下的运动方程如下所示：

$$\begin{cases} m_s \ddot{x}_s + c_s (\dot{x}_s - \dot{x}_b) + k_s (x_s - x_b) = -m_s \ddot{x}_g \\ m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b - [c_s (\dot{x}_s - \dot{x}_b) + k_s (x_s - x_b)] - k_d (x_d - x_b) = -m_b \ddot{x}_g \\ b \ddot{x}_d + c_1 |\dot{x}_d|^2 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + c_2 |\dot{x}_d|^{1.75} \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + k_d (x_d - x_b) = 0 \end{cases} \quad (3.1)$$

最后一式代表流体惯容系统的运动方程，其中  $b \ddot{x}_d$  为惯性力项， $c_1 |\dot{x}_d|^2 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + c_2 |\dot{x}_d|^{1.75} \operatorname{sgn}(\dot{x}_d)$  为非线性阻尼力项， $k_d (x_d - x_b)$  为弹性力项，引入符号函数  $\operatorname{sgn}(\cdot)$  的目的是保证阻尼力方向始终与速度方向相反。

### 3.2 随机地震动输入模型

采用随机振动理论计算随机地震动下的结构响应，首先需要选择一个能够准确描述地震地面运动的功率谱函数模型。功率谱密度函数是研究随机过程的一种重要统计特征，可以描述地震地面运动过程中能量的频域分布规律，是表征地震动频率特性的重要指标。

Housner<sup>[76]</sup>最早采用随机过程模拟地震地面运动，提出了地震地面加速度的平稳白噪声模型，白噪声模型是一种功率谱密度为常数的随机过程，这种模型表示的地震地面加速度的谱密度函数为：

$$S_g(\omega) = S_0 \quad (3.2)$$

白噪声模型是最简单的地震动模型，在频域范围内是一个常数，是一种无频率特性的平稳地震动模型。虽然用此模型进行结构随机地震动分析十分方便，但由于假定了地震动频率在正负无穷大范围内均匀分布，这与实际的地震动加速度纪录有较大的差异，不能很好地满足实际情况。

日本学者 Kanai 和 Tajimi 提出的过滤白噪声模型<sup>[77]</sup>，在地震工程分析中的应

用最为广泛。该模型假设基岩输入谱密度为  $S_0$  的白噪声过程，将基岩上的覆盖土层视作单自由度线性滤波器，经过土层滤波后得到地震动的功率谱密度函数（简称 K-T 谱）：

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad (3.3)$$

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

Kanai-Tajimi 谱是一种单峰值功率谱模型，具有物理意义明确的模型参数，能够反映场地的滤波作用，体现了场地特征对地震动的影响规律。但同时，K-T 谱也存在一定的不足之处<sup>[78]</sup>：K-T 谱忽略了地震动速度和位移在频率为零处是有限的条件，由该模型导出的地震动速度功率谱在频率等于零时出现明显的奇异点；另外，K-T 谱过分夸大了地震动的低频分量，该过程的能量被视为无限大，在对长周期结构（如隔震结构）进行地震反应分析时，可能会得到不合理的结果。因此，K-T 谱模型仅适用于中高频结构体系的随机地震响应分析，不适用于低频结构体系的地震响应分析。

由于 Kanai-Tajimi 模型存在上述缺点，为了更好地满足工程抗震分析的需要，许多学者对过滤白噪声模型进行了修正，如胡聿贤<sup>[79]</sup>、欧进萍<sup>[80]</sup>和 Clough 与 Penzien<sup>[81]</sup>等，本文选用 Clough 与 Penzien 提出的修正过滤白噪声模型，其地面加速度功率谱密度函数为（简称 C-P 谱）：

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \cdot S_0 \quad (3.4)$$

式中， $\omega_f$ 、 $\xi_f$  分别为附加滤波器的频率和阻尼参数，通过这两个参数的配合设置，可模拟地震动低频能量的变化，通常取  $\xi_f = \xi_g$ 、 $\omega_f = (0.1 \sim 0.2) \omega_g$ ；谱强度因子  $S_0$  与设计分组、场地类别和地震烈度等因素有关，计算时可以近似取为<sup>[82]</sup>：

$$S_0 = \frac{0.141 \xi_g A_g^2}{\omega_g \sqrt{1 + 4\xi_g^2}} \quad (3.5)$$

式中， $A_g$  为地震动峰值加速度（PGA）。

Clough-Penzien 模型是在 Kanai-Tajimi 模型的过滤白噪声基础上,进行了二次滤波,从而修正了低频振动分量,能更好地反映地震动低频能量的变化,对大跨结构、高耸结构、隔震结构等长周期结构具有一定安全储备作用,更符合实际地震动情况。因此,本文选用了 C-P 谱作为随机地震动输入的功率谱,以更好地满足文中隔震结构随机地震响应分析的需要。

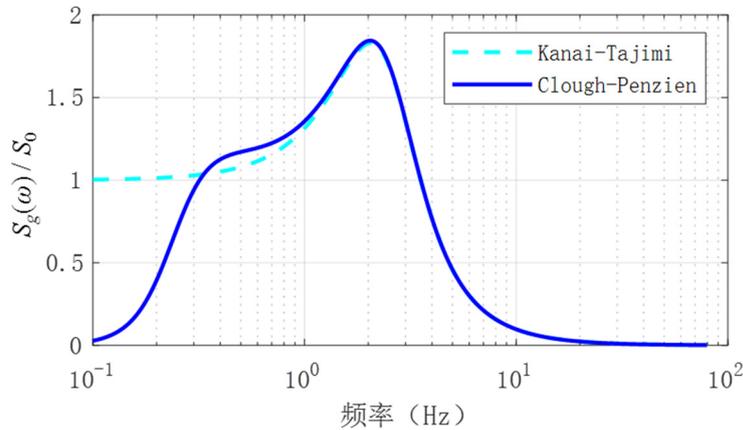


图 3.2 Clough-Penzien 模型与 Kanai-Tajimi 模型

### 3.3 统计线性化方法

式 3.1 所示的基础隔震与惯容系统混合控制体系的运动方程是非线性的,由于在非线性系统中叠加原理不再成立,以叠加原理为基础的杜哈梅积分和傅里叶变换将不再适用,由此求得的激励与响应之间的频域关系也就不存在了,此时线性随机振动理论将无法应用。如果直接求解该非线性系统的随机振动响应将是十分困难的,对于非线性随机振动的求解,除去有限的问题可以求得精确解之外,大量的实际问题通常采用近似解法来处理。

统计线性化方法是非线性确定性振动的等价线性化方法推广到随机振动领域的一种近似方法,其基本思想是以线性函数等效替代非线性函数,使得非线性随机微分方程按照统计意义上误差最小的原则,变为形式上是线性的随机微分方程,然后便可以按照线性随机振动理论处理<sup>[83]</sup>。

假设在平稳随机激励作用下,某一具有非线性阻尼元件的结构系统,现采用线性元件代替系统中的非线性元件,并根据统计线性化的方法使此种替换所产生的均方误差最小,由此求得线性等效阻尼系数,就可以将该非线性系统的随机振动问题转化为线性系统的随机振动问题。

考虑受平稳随机激励  $f(t)$  作用下的单自由度非线性系统,具有非线性的阻尼元件:

$$m\ddot{x} + F(\dot{x}) + kx = f(t) \quad (3.6)$$

其中,  $F(\dot{x})$ 是关于速度  $\dot{x}$  的非线性函数, 可表示非线性阻尼力;  $f(t)$ 是系统受到的平稳随机激励,  $E[f(t)] = 0$ 。

现在用线性元件来代替系统中的非线性元件, 可以建立与之等效的线性化系统:

$$m\ddot{x} + c_{eq}\dot{x} + kx = f(t) \quad (3.7)$$

也就是用线性函数  $c_{eq}\dot{x}$  代替非线性函数  $F(\dot{x})$ 。其中,  $c_{eq}$  是线性等效阻尼系数。根据统计线性化方法的要求, 应使该等效替换所产生的均方误差最小, 设  $\varepsilon$  是由替换产生的误差,  $\varepsilon$  是随机函数:

$$\varepsilon = F(\dot{x}) - c_{eq}\dot{x} \quad (3.8)$$

当误差  $\varepsilon$  的方差  $E[\varepsilon^2]$  满足最小条件时, 即可得到统计线性化后的等效阻尼系数  $c_{eq}$ 。

当系统作平稳随机振动时, 误差  $\varepsilon$  的方差为:

$$E[\varepsilon^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} [F(\dot{x}) - c_{eq}\dot{x}]^2 p(\dot{x}) d\dot{x} \quad (3.9)$$

其中,  $p(\dot{x})$ 为原非线性系统的平稳响应  $\dot{x}$  的概率密度函数。

根据线性化后的等效阻尼系数  $c_{eq}$  应使方差  $E[\varepsilon^2]$  取得极小值的要求, 有

$$\frac{dE[\varepsilon^2]}{dc_{eq}} = 2 \int_{-\infty}^{+\infty} (-\dot{x}) [F(\dot{x}) - c_{eq}\dot{x}] p(\dot{x}) d\dot{x} = 0 \quad (3.10)$$

由式 3.10 可得:

$$c_{eq} = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} \dot{x} F(\dot{x}) p(\dot{x}) d\dot{x}}{\int_{-\infty}^{+\infty} \dot{x}^2 p(\dot{x}) d\dot{x}} \quad (3.11)$$

式 3.11 可表示为:

$$c_{eq} = \frac{E[\dot{x} \cdot F(\dot{x})]}{E[\dot{x}^2]} \quad (3.12)$$

式中,  $E[\cdot]$ 表示数学期望,  $E[\dot{x}^2]$ 即速度  $\dot{x}$  的方差。

从以上的结果可以看出, 如果已知系统响应  $\dot{x}$  的概率分布, 而且  $F(\dot{x})$ 可以写出明确的表达式, 那么就可以方便地求出其统计线性化后的等效参数  $c_{eq}$ 。由于在实际工程中, 常见的随机变量一般大多符合正态分布, 可以假设系统响应  $\dot{x}$  近似服从于正态分布。

对于流体惯容器，在第 2 章中得到了其非线性阻尼力的表达式：

$$F_c(\dot{x}_d) = c_1 |\dot{x}_d|^2 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + c_2 |\dot{x}_d|^{1.75} \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) \quad (3.13)$$

其中， $\dot{x}_d$  为惯容单元两端点间的速度。引入了符号函数  $\operatorname{sgn}(\cdot)$ ，以保证阻尼力方向始终与速度方向相反。

采用统计线性化的方法，求解等效线性阻尼系数  $c_{eq}$ 。根据式 3.12，等效线性阻尼系数  $c_{eq} = E[\dot{x}_d \cdot F_c(\dot{x}_d)] / E[\dot{x}_d^2]$ 。假设  $\dot{x}_d$  服从期望为 0 的正态分布  $N(0, \sigma_{\dot{x}_d}^2)$ ，中心位置为静平衡位置，其分布的概率密度表达式为：

$$p(\dot{x}_d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\dot{x}_d}} \exp\left(-\frac{\dot{x}_d^2}{2\sigma_{\dot{x}_d}^2}\right) \quad (3.14)$$

式中  $\sigma_{\dot{x}_d}^2$  为速度  $\dot{x}$  的方差。根据数学期望的计算方法，可以得到：

$$\begin{aligned} E[\dot{x}_d \cdot F_c(\dot{x}_d)] &= E\left[c_1 |\dot{x}_d|^2 \dot{x}_d \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + c_2 |\dot{x}_d|^{1.75} \dot{x}_d \operatorname{sgn}(\dot{x}_d)\right] \\ &= c_1 \cdot E\left[|\dot{x}_d|^3\right] + c_2 \cdot E\left[|\dot{x}_d|^{2.75}\right] \\ &= 2c_1 \int_0^{+\infty} \dot{x}_d^3 p(\dot{x}_d) d\dot{x}_d + 2c_2 \int_0^{+\infty} \dot{x}_d^{2.75} p(\dot{x}_d) d\dot{x}_d \\ &= \frac{2c_1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\dot{x}_d}} \int_0^{+\infty} \dot{x}_d^3 \exp\left(-\frac{\dot{x}_d^2}{2\sigma_{\dot{x}_d}^2}\right) d\dot{x}_d + \frac{2c_2}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\dot{x}_d}} \int_0^{+\infty} \dot{x}_d^{2.75} \exp\left(-\frac{\dot{x}_d^2}{2\sigma_{\dot{x}_d}^2}\right) d\dot{x}_d \\ &= c_1 \sigma_{\dot{x}_d}^3 \frac{(\sqrt{2})^3}{\sqrt{\pi}} \Gamma\left(\frac{3+1}{2}\right) + c_2 \sigma_{\dot{x}_d}^{2.75} \frac{(\sqrt{2})^{2.75}}{\sqrt{\pi}} \Gamma\left(\frac{2.75+1}{2}\right) \\ &= 1.5958c_1 \sigma_{\dot{x}_d}^3 + 1.3952c_2 \sigma_{\dot{x}_d}^{2.75} \end{aligned} \quad (3.15)$$

式中， $\Gamma[\cdot]$  表示 Gamma 函数：

$$\Gamma[\alpha] = \int_0^{+\infty} x^{\alpha-1} \exp(-x) dx = 2 \int_0^{+\infty} x^{2\alpha-1} \exp(-x^2) dx \quad (3.16)$$

另外， $E[\dot{x}_d^2]$  即速度  $\dot{x}_d$  的方差  $\sigma_{\dot{x}_d}^2$

从而求得统计线性化后流体惯容器的等效阻尼系数为：

$$c_{eq} = \frac{E[\dot{x}_d \cdot F_c(\dot{x}_d)]}{E[\dot{x}_d^2]} = \frac{1.5958c_1 \sigma_{\dot{x}_d}^3 + 1.3952c_2 \sigma_{\dot{x}_d}^{2.75}}{\sigma_{\dot{x}_d}^2} = 1.5958 \sigma_{\dot{x}_d} \cdot c_1 + 1.3952 \sigma_{\dot{x}_d}^{0.75} \cdot c_2 \quad (3.17)$$

由式 3.17 可知，等效阻尼系数  $c_{eq}$  不仅与原始非线性阻尼系数  $c_1$ 、 $c_2$  有关，而且还与惯容单元两端点间相对速度的均方根值  $\sigma_{\dot{x}_d}$  有关。在任意给定的惯容系

统中，都有一组确定的非线性阻尼系数  $c_1$ 、 $c_2$ ，因此也可以计算出一个与之相对应的线性等效阻尼系数  $c_{eq}$ ，此时等效阻尼系数  $c_{eq}$  只与惯容单元两端点间相对速度的均方根值  $\sigma_{\dot{x}_d}$  有关，用  $g_1$  表示这一函数关系，即：

$$c_{eq} = g_1(\sigma_{\dot{x}_d}) \quad (3.18)$$

同时，惯容单元两端点间相对速度的均方根值  $\sigma_{\dot{x}_d}$  只有在解出随机振动方程式 3.1 后才能得出结果，该结果取决于所求系统中包括等效阻尼系数  $c_{eq}$  在内的所有力学参数，对于任意给定的惯容系统，其他力学参数均为已知，所以此时惯容单元两端点间相对速度的均方根值  $\sigma_{\dot{x}_d}$  将与等效阻尼系数  $c_{eq}$  有关，用  $g_2$  表示这一函数关系，即：

$$\sigma_{\dot{x}_d} = g_2(c_{eq}) \quad (3.19)$$

所以等效阻尼系数  $c_{eq}$  的求解是一个迭代过程，包括式 3.18 和式 3.19 两个部分。该迭代过程可以描述为以下计算步骤：

- ① 向等效阻尼系数  $c_{eq}$  赋予初始值  $c_{eq}^0$ ；
- ② 将非线性阻尼力  $F_c = c_1 |\dot{x}_d|^2 \text{sgn}(\dot{x}_d) + c_2 |\dot{x}_d|^{1.75} \text{sgn}(\dot{x}_d)$  替换为线性等效阻尼力  $F_c' = c_{eq} \dot{x}$ ，代入随机振动方程组 3.1；
- ③ 根据统计线性化后的方程组求解系统响应，获得惯容器两端点间相对速度的均方根值  $\sigma_{\dot{x}_d}$ ；
- ④ 将得到的均方根值  $\sigma_{\dot{x}_d}$  带回式 3.17，求解第  $i$  次迭代运算中的等效阻尼系数  $c_{eq}^i$ 。
- ⑤ 计算相对误差  $\delta = |c_{eq}^i - c_{eq}^{i-1}| / c_{eq}^i$ ；
- ⑥ 判断相对误差值  $\delta$  是否满足精度，若满足精度则获得等效阻尼系数  $c_{eq} = c_{eq}^i$ ，结束迭代，否则返回步骤①继续反复迭代，直到相对误差达到需要的精度为止。

上述迭代运算流程图如图 3.3 所示。

通过迭代运算，可以得到统计线性化后的等效阻尼系数  $c_{eq}$ ，并将系统运动方程组中的非线性阻尼力  $c_1 |\dot{x}_d|^2 \text{sgn}(\dot{x}_d) + c_2 |\dot{x}_d|^{1.75} \text{sgn}(\dot{x}_d)$  替换为等效线性阻尼力  $c_{eq} \dot{x}$ ，使原非线性方程组改写为以下等效线性方程组：

$$\begin{cases} m_s \ddot{x}_s + c_s (\dot{x}_s - \dot{x}_b) + k_s (x_s - x_b) = -m_s \ddot{x}_g \\ m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b - [c_s (\dot{x}_s - \dot{x}_b) + k_s (x_s - x_b)] - k_d (x_d - x_b) = -m_b \ddot{x}_g \\ b \ddot{x}_d + c_{eq} \dot{x}_d + k_d (x_d - x_b) = 0 \end{cases} \quad (3.20)$$

利用该等效线性方程组，可以进一步求得系统的随机振动响应。

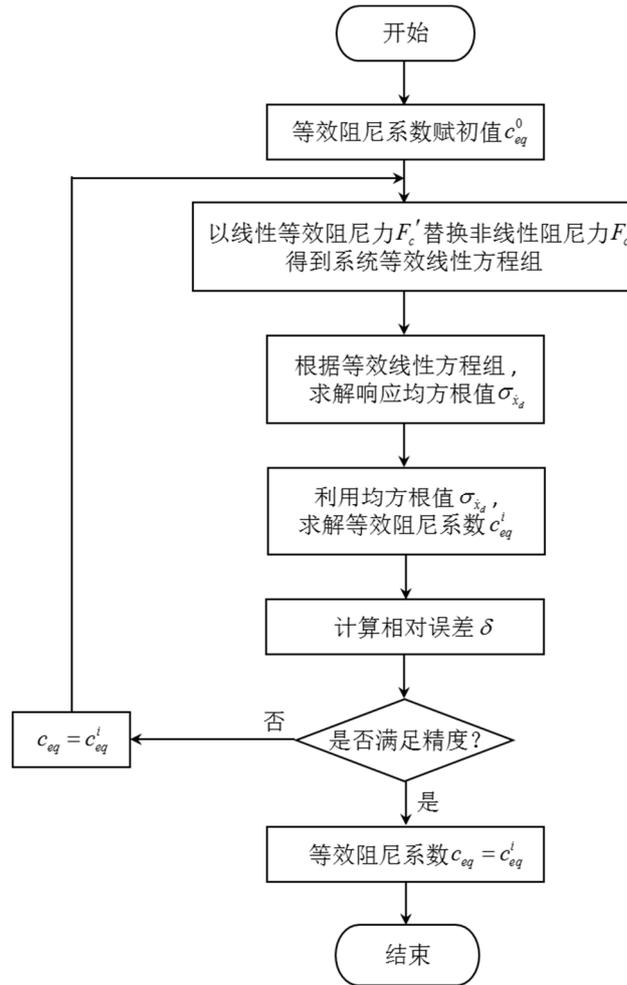


图 3.3 统计线性化计算流程图

### 3.4 混合控制体系随机地震响应计算

基础隔震与惯容系统混合控制体系的非线性运动方程，经过等效线性化后可以变为式 3.20 所示的线性运动方程，该方程可以改写为以下矩阵形式：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = -\mathbf{M}\boldsymbol{\gamma}\ddot{x}_g(t) \quad (3.21)$$

其中， $\mathbf{x}(t)^T = [x_s, x_b, x_d]$  为位移向量； $\ddot{x}_g(t)$  为地面加速度输入；向量  $\boldsymbol{\gamma}^T = [1, 1, 0]$ ； $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$  为体系的质量、阻尼和刚度矩阵，分别为：

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 \\ 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & m_d \end{bmatrix}; \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_s & -c_s & 0 \\ -c_s & c_b + c_s & 0 \\ 0 & 0 & c_{eq} \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_s & -k_s & 0 \\ -k_s & k_b + k_s + k_d & -k_d \\ 0 & -k_d & k_d \end{bmatrix}.$$

对式 3.21 进行拉普拉斯变化，可以得到：

$$(\mathbf{M}s^2 + \mathbf{C}s + \mathbf{K})\mathbf{U}(s) = -\mathbf{M}\boldsymbol{\gamma}A_g(s) \quad (3.22)$$

其中， $\mathbf{U}(s)$ 、 $A_g(s)$  分别表示  $\mathbf{x}(t)$ 、 $\ddot{x}_g(t)$  的拉普拉斯变换，复变量  $s = i\omega$ 。

根据上式可以求得体系的位移频响应函数向量  $\mathbf{H}_x(\omega)$ 、速度频响应函数向量  $\mathbf{H}_v(\omega)$  和加速度频响应函数向量  $\mathbf{H}_a(\omega)$  分别为:

$$\mathbf{H}_x(\omega) = \left. \frac{\mathbf{U}(s)}{A_g(s)} \right|_{s=i\omega} = -[-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K}]^{-1} \mathbf{M} \boldsymbol{\gamma} \quad (3.23)$$

$$\mathbf{H}_v(\omega) = \left. \frac{s \cdot \mathbf{U}(s)}{A_g(s)} \right|_{s=i\omega} = i\omega \mathbf{H}_x(\omega) \quad (3.24)$$

$$\mathbf{H}_a(\omega) = \left. \frac{s^2 \cdot \mathbf{U}(s) + \gamma A_g(s)}{A_g(s)} \right|_{s=i\omega} = -\omega^2 \mathbf{H}_x(\omega) + \boldsymbol{\gamma} \quad (3.25)$$

根据随机振动理论,可以得到混合控制系统位移响应、速度响应和加速度响应的协方差矩阵:

$$\Sigma_x = E[\mathbf{xx}^T] = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{H}_x(\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_x(\omega)^H d\omega \quad (3.26)$$

$$\Sigma_v = E[\dot{\mathbf{x}}\dot{\mathbf{x}}^T] = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{H}_v(\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_v(\omega)^H d\omega \quad (3.27)$$

$$\Sigma_a = E[\ddot{\mathbf{x}}_A \ddot{\mathbf{x}}_A^T] = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{H}_a(\omega) S_g(\omega) \mathbf{H}_a(\omega)^H d\omega \quad (3.28)$$

式中,  $S_g(\omega)$  为地震地面加速度的功率谱密度函数,  $[\cdot]^H$  表示矩阵的复共轭转置。加速度向量  $\ddot{\mathbf{x}}_A^T = [\ddot{x}_{sA}, \ddot{x}_{bA}, \ddot{x}_d]$ ,  $\ddot{x}_{sA}$  和  $\ddot{x}_{bA}$  分别为上部结构和隔震层的绝对加速度,  $\ddot{x}_d$  为惯容单元两端点间的相对加速度。以上协方差矩阵由零均值随机地震动输入下的均方响应量所组成:

$$\Sigma_x = \begin{bmatrix} \sigma_{x_s}^2 & \sigma_{x_s x_b} & \sigma_{x_s x_d} \\ \sigma_{x_s x_b} & \sigma_{x_b}^2 & \sigma_{x_b x_d} \\ \sigma_{x_s x_d} & \sigma_{x_b x_d} & \sigma_{x_d}^2 \end{bmatrix}; \Sigma_v = \begin{bmatrix} \sigma_{\dot{x}_s}^2 & \sigma_{\dot{x}_s \dot{x}_b} & \sigma_{\dot{x}_s \dot{x}_d} \\ \sigma_{\dot{x}_s \dot{x}_b} & \sigma_{\dot{x}_b}^2 & \sigma_{\dot{x}_b \dot{x}_d} \\ \sigma_{\dot{x}_s \dot{x}_d} & \sigma_{\dot{x}_b \dot{x}_d} & \sigma_{\dot{x}_d}^2 \end{bmatrix}; \Sigma_a = \begin{bmatrix} \sigma_{\ddot{x}_{sA}}^2 & \sigma_{\ddot{x}_{sA} \ddot{x}_{bA}} & \sigma_{\ddot{x}_{sA} \ddot{x}_d} \\ \sigma_{\ddot{x}_{sA} \ddot{x}_{bA}} & \sigma_{\ddot{x}_{bA}}^2 & \sigma_{\ddot{x}_{bA} \ddot{x}_d} \\ \sigma_{\ddot{x}_{sA} \ddot{x}_d} & \sigma_{\ddot{x}_{bA} \ddot{x}_d} & \sigma_{\ddot{x}_d}^2 \end{bmatrix}.$$

### 3.5 混合控制体系位移、加速度响应分析

在进行地震响应分析时,通常会定义以下无量纲参数:

$$\text{质量比: } \mu_s = \frac{m_s}{M}; \mu_b = \frac{m_b}{M}; \mu_d = \frac{b}{M}.$$

$$\text{阻尼比: } \xi_s = \frac{c_s}{2m_s \omega_s}; \xi_b = \frac{c_b}{2M \omega_b}; \xi_{d,eq} = \frac{c_{eq}}{c_b}; \xi_{d,1} = \frac{c_1}{c_b}; \xi_{d,2} = \frac{c_2}{c_b}.$$

$$\text{刚度比: } \eta_s = \frac{k_b}{k_s}; \eta_d = \frac{k_d}{k_b}.$$

其中,  $M = m_s + m_b$  是原始隔震建筑的总质量。

由于流体惯容器具有惯容单元和阻尼单元的共生性, 流体惯容器设计参数的变化将导致其惯容和阻尼特性同时发生变化。根据第 3 章中流体惯容系统的模型分析可知, 惯容系统的模型参数  $b$ 、 $c_1$ 、 $c_2$  三者存在关联, 均与液压缸有效半径  $r_{12}$ 、螺旋管半径  $r_3$ 、螺旋管长度  $l$  等主要设计参数有关, 取值上存在一定程度的耦合。如果对模型参数直接进行分析和优化, 计算得到的模型参数理论组合 ( $b$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ ) 可能并不具有实际意义, 没有可行的设计参数组合 ( $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ ) 与其相对应, 无法获得与之匹配的真实流体惯容器结构, 这样的参数分析将会是没有实际价值的。为了避免这一问题, 考虑流体惯容器的实际设计情况, 本文直接对流体惯容系统的设计参数进行分析, 根据 2.3 节中的讨论, 分析的主要设计参数包括: 液压缸有效半径  $r_{12}$ 、螺旋管半径  $r_3$ 、螺旋管长度  $l$  和惯容系统刚度比  $\eta_d$ 。

对于隔震建筑来说, 建筑物顶层加速度和隔震层相对位移是描述其振动情况的重要指标。故定义系统控制位移性能指标  $J_x$  和加速度性能指标  $J_a$ , 分别表示为:

$$J_x = \frac{\sigma_{x_b}}{\sigma_{x_{b0}}}; J_a = \frac{\sigma_{\ddot{x}_{s4}}}{\sigma_{\ddot{x}_{s40}}} \quad (3.29)$$

式中,  $\sigma_{x_b}$ 、 $\sigma_{\ddot{x}_{s4}}$  分别表示已设置惯容系统的隔震结构中, 隔震层的位移响应和上部结构的绝对加速度响应;  $\sigma_{x_{b0}}$ 、 $\sigma_{\ddot{x}_{s40}}$  分别表示未设置惯容系统的隔震结构中, 隔震层的位移响应和上部结构的绝对加速度响应。

指标  $J_x$  和  $J_a$  均为无量纲形式, 通过未设置流体惯容器的隔震结构相应的均方响应进行标准化, 以便清楚地评估流体惯容系统所带来的有益影响。 $J_x$  和  $J_a$  取值小于 1 时, 即表示与未受控制的隔震建筑相比, 在惯容系统控制下混合控制结构的性能有所改善;  $J_x$  和  $J_a$  取值越小, 说明惯容系统在隔震结构中的控制效果越好。

选定基本工况如下:

表 3.1 基本工况

地震动输入		隔震结构			流体惯容系统			
地面加速度峰值 PGA	场地特征周期 $T_g$	总质量 $M$	阻尼比 $\zeta_b$	自振周期 $T_b$	螺旋管长度 $l$	液压缸有效半径 $r_{12}$	螺旋管内半径 $r_3$	刚度比 $\eta_d$
0.1g	0.4 s	$3 \times 10^5$ kg	0.1	3 s	10 m	0.3 m	0.05 m	1

在流体惯容器液压缸体内, 选用水作为工作液体, 液体密度  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ , 液体粘度系数  $\mu = 0.001 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ 。

## 3.5.1 惯容系统参数分析

分别改变流体惯容系统的主要设计参数 $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ 、 $\eta_d$ ，其他参数按照基本工况选取，依次分析流体惯容系统主要设计参数发生变化时，控制性能指标 $J_x$ 和 $J_a$ 的变化情况，结果如下图所示：

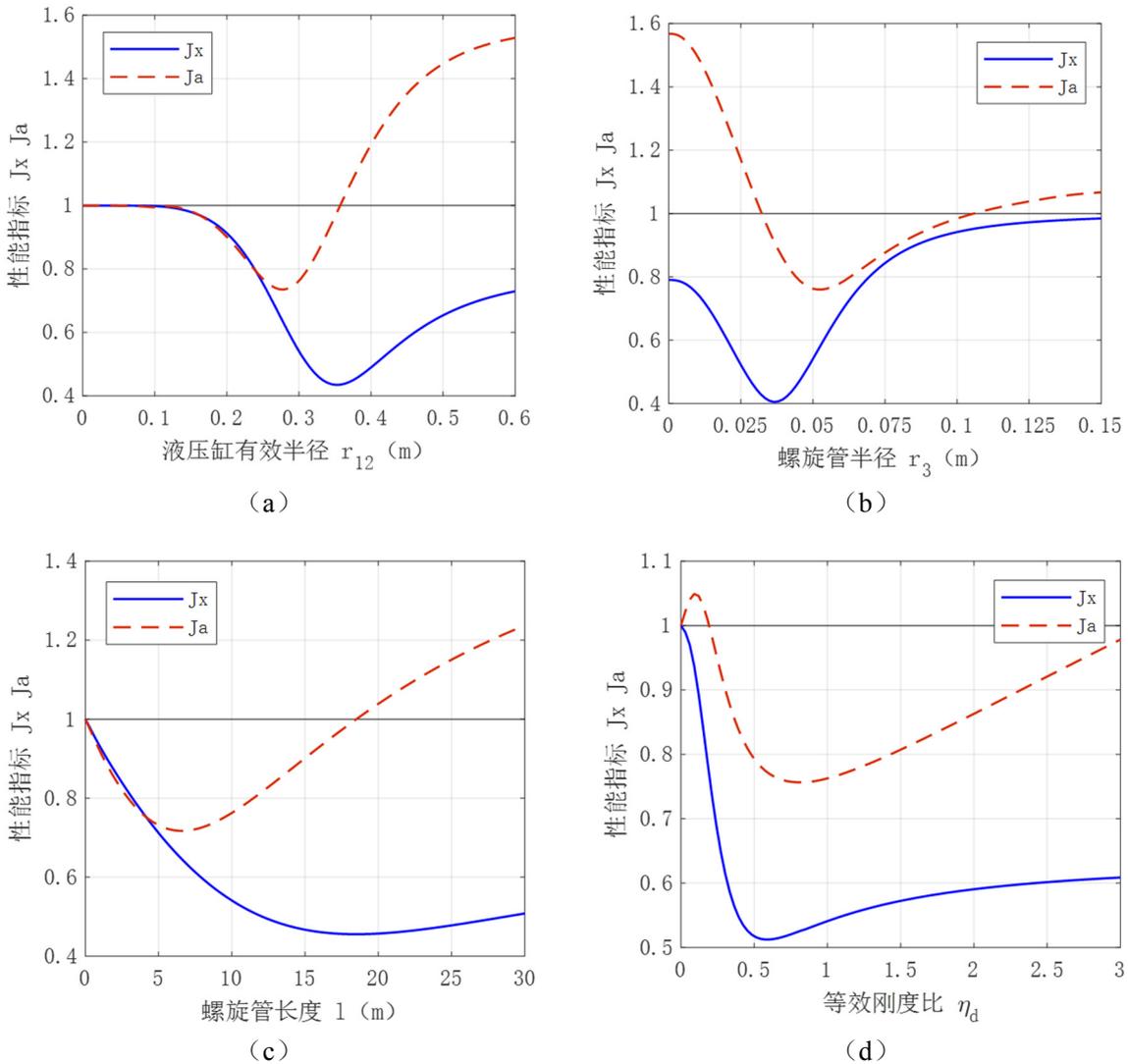


图 3.4 惯容系统设计参数与性能指标的关系

当流体惯容系统主要设计参数发生变化时，性能指标 $J_x$ 和 $J_a$ 也随之变化，即结构顶层绝对加速度响应和隔震层相对位移响应的控制程度发生变化。在图中， $J_x(J_a)=1$ 处的实线表示惯容系统有效性的分界线，当曲线位于该实线之下时，表示惯容系统可以发挥减震效果，而当曲线位于该实线之上时，则表示结构响应将被放大，此时流体惯容系统将会失效。位移性能指标 $J_x$ 相对较小，最低可接近0.4，说明流体惯容系统对隔震层位移有很好的控制效果，且隔震层位移响应在受控后最多降至受控前的40%左右；加速度性能指标 $J_a$ 基本均大于位移性能指标

$J_x$ , 说明惯容系统对隔震结构加速度响应的控制效果不及对位移响应的控制效果, 但指标  $J_a$  最低仍可接近 0.7, 说明流体惯容系统对上部结构加速度也具有一定的控制效果, 且上部结构加速度响应在受控后最多降至受控前的 70%左右。另外, 当惯容系统主要设计参数过小或过大时, 反而有可能会放大上部结构的加速度响应。对于 4 个主要设计参数  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ 、 $\eta_d$ , 性能指标曲线均存在最低点, 说明在参数变化范围内,  $J_x$  和  $J_a$  均具有最小值, 最小值所对应的设计参数值, 即为该情况下相应的设计参数最优值。加速度响应最小时对应的设计参数与位移响应最小的设计参数并不相等, 说明在进行流体惯容系统优化设计时, 针对上部结构加速度响应的优化结果将不同于针对隔震层位移响应的优化结果。但是, 通过适当的取值, 仍可以实现在隔震层位移响应有效减小的同时, 上部结构加速度响应也保持在合理范围内。

### 3.5.2 隔震结构参数分析

隔震结构的阻尼主要由隔震装置提供, 隔震装置的阻尼性能对隔震结构地震加速度响应的衰减效果和位移响应的控制发挥了关键作用。同时, 隔震装置的阻尼比作为隔震结构的重要参数, 也对惯容系统在隔震结构中的控制效果具有重要影响。隔震结构的阻尼比定义为:  $\xi_b = c_b / (2M\omega_b)$ , 它的大小取决于隔震支座的阻尼  $c_b$ 、隔震结构的总质量  $M$  以及隔震结构的自振频率  $\omega_b$ 。改变隔震结构的阻尼比, 其他参数按照基本工况选取, 分析在不同阻尼性能的隔震结构中, 流体惯容系统控制性能指标  $J_x$  和  $J_a$  的变化情况, 结果如下图所示:

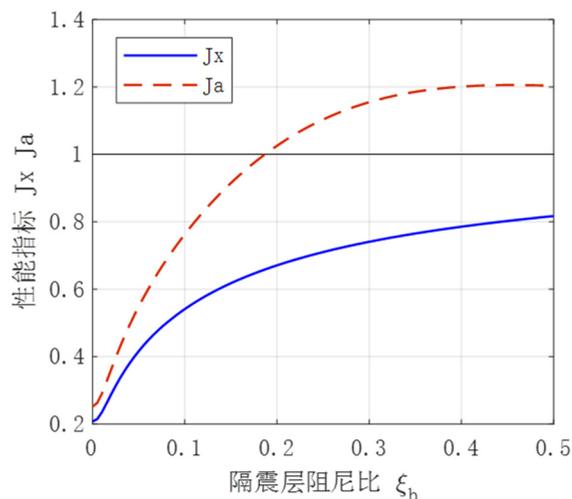


图 3.5 隔震结构阻尼比与性能指标的关系

随着隔震结构阻尼比  $\xi_b$  的增大, 位移性能指标  $J_x$  和加速度性能指标  $J_a$  均随之增大, 说明惯容系统在低阻尼隔震结构中的控制效果更好, 而在采用高阻尼隔震支座的隔震建筑中, 惯容系统的控制效果可能会受到限制。

### 3.5.3 地震动输入参数分析

隔震结构的振动情况不仅取决于自身的振动特性，而且也受到地震动特性和场地特性的影响，比如在具有长周期大幅值特点的近断层地震动作用下，隔震结构的位移响应会得到增强<sup>[10]</sup>。下面分析峰值地面加速度 PGA 和场地特征周期  $T_g$  对隔震结构中惯容系统控制性能的影响。

#### 3.5.3.1 关于峰值地面加速度的分析

采用 Clough-Penzien 谱作为输入地震动的功率谱函数模型，改变输入地震动的峰值地面加速度 PGA，其他参数按照基本工况选取，分析在不同峰值地面加速度的地震动输入下，隔震结构中流体惯容系统控制性能指标  $J_x$  和  $J_a$  的变化情况，结果如下图所示（图中  $g$  表示重力加速度）：

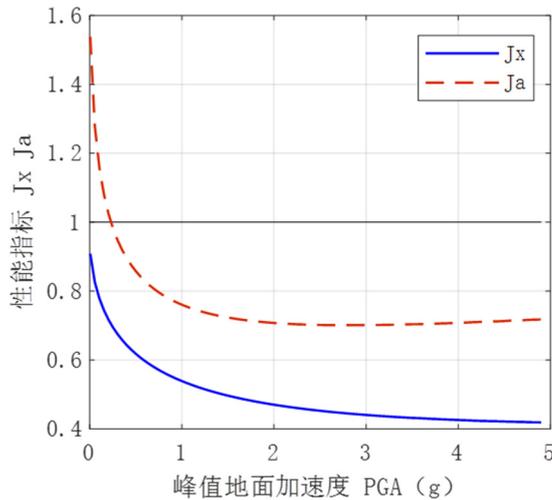


图 3.6 峰值地面加速度与性能指标的关系

随着峰值地面加速度 PGA 的增大，位移性能指标  $J_x$  和加速度性能指标  $J_a$  均随之减小，说明流体惯容系统在高强地震作用下的控制性能更为突出，这与一般线性振动控制系统有所不同。对于一般线性控制系统，其控制性能通常与地震动输入的强度无关，在等比增大的地震动输入下，其振动响应也等比例增大。而流体惯容系统具有非线性的阻尼单元，其控制效果也具有非线性的特点，由于叠加原理在非线性系统中并不适用，所以当地震动输入等比例增大时，在流体惯容系统控制下结构的振动响应  $\sigma_{x_b}$  ( $\sigma_{\dot{x}_{s,d}}$ ) 与无控结构的振动响应  $\sigma_{x_{b0}}$  ( $\sigma_{\dot{x}_{s,d0}}$ ) 将不再成原始比例，即性能指标  $J_x$  和  $J_a$  将发生变化。导致在不同地震动强度下，流体惯容系统的减震效果不同。

### 3.5.3.2 关于场地特征周期的分析

场地特征周期是反映场地动力特性的重要参数，一般场地特征周期  $T_g$  在 0.2~1 s，即场地的特征频率在 1~5 Hz。对于隔震建筑而言，由于隔震支座的水平刚度很小，其自振周期通常为 2~3 s，从而远离地震动的特征周期，使结构响应明显衰减。而对于一般抗震结构，其结构的自振周期与场地卓越周期较为接近，虽然满足抗震设计规范的要求，但仍可能处于或接近共振状态。

为了突出显示场地特征周期变化的影响，选择一自振周期较小的传统抗震结构进行分析，结构自振周期  $T_s=0.7$  s。改变场地特征周期  $T_g$ ，其他参数按照基本工况选取，分析在不同峰值地面加速度的地震动输入下，流体惯容系统控制性能指标  $J_x$  和  $J_a$  的变化情况，结果如下图所示：

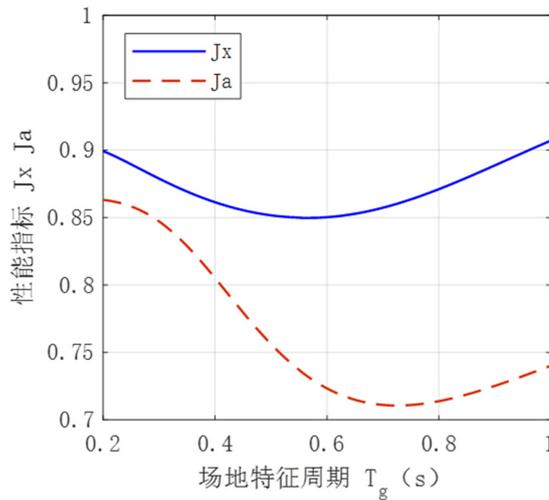


图 3.7 场地特征周期与性能指标的关系

随着场地特征周期  $T_g$  的变化，位移性能指标  $J_x$  和加速度性能指标  $J_a$  均随之变化，且在结构自振周期 ( $T_s=0.7$  s，但安置惯容装置后实际自振周期大于 0.7s) 附近，流体惯容系统反而更有优势，减震控制更为有效。需要指出的是，当场地特征周期  $T_g$  接近结构自振周期  $T_s$  时，指标  $J_x$  和  $J_a$  变小，代表在流体惯容系统控制下结构振动响应  $\sigma_{x_b}$  ( $\sigma_{\ddot{x}_A}$ ) 与无控结构振动响应  $\sigma_{x_{b0}}$  ( $\sigma_{\ddot{x}_{A0}}$ ) 的比值有所减小，而非上述结构响应值的减小。相反，此时由于接近结构的共振状态，结构响应反而会有所放大。图 3.8 是对这一现象的补充说明，分别是无控结构位移和加速度响应  $\sigma_{x_{b0}}$  ( $\sigma_{\ddot{x}_{A0}}$ ) 以及受控结构位移和加速度响应  $\sigma_{x_b}$  ( $\sigma_{\ddot{x}_A}$ ) 随地震动场地特征周期的变化，二者的比值即为上图中的  $J_x = \sigma_{x_b} / \sigma_{x_{b0}}$  ( $J_a = \sigma_{\ddot{x}_A} / \sigma_{\ddot{x}_{A0}}$ )。可以看到，在结构自振周期  $T_s = 0.7$  s 附近，结构响应最大，同时的减震效果 (指标  $J_x$ 、 $J_a$ ) 反而更好。

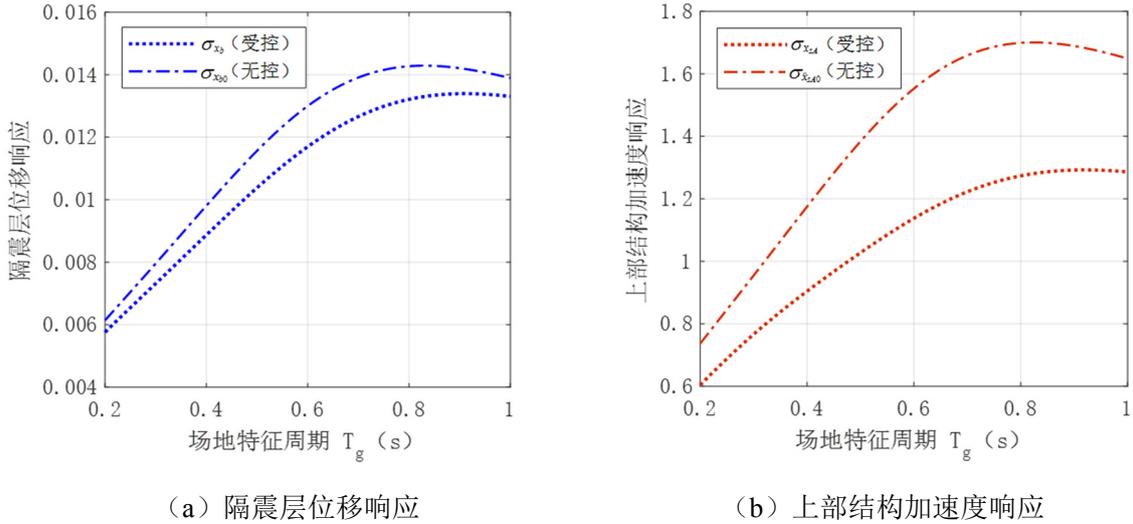


图 3.8 场地特征周期与均方响应的关系

### 3.6 混合控制体系能量响应分析

对地震作用下的受控结构进行能量响应分析，可以在一定程度上反映结构在地面运动作用下的非线性特性以及地震动特性等对结构减隔震性能影响。当建筑物受到地震作用时，地震动的能量通过基础不断地输入到结构当中，其中一部分能量会暂时以动能和可恢复的弹性应变能的方式储存起来，而另一部分能量则被结构自身的阻尼和产生的非弹性变形所消耗。因此，建筑结构在地震作用下发生振动的过程，实质上是一种能量的传递、转换与消耗过程。若假定结构在地震动持续过程中不发生倒塌，则结构耗散的总能量  $E_d$  将与地震动输入的总能量  $E_{in}$  相平衡，而结构的动能  $E_k$  和弹性应变能  $E_e$  只发生能量间的相互转化，并不参与能量的消耗，所以结构的破坏程度主要取决于其自身及消能减震装置耗能能力的大小。

对于隔震结构与惯容系统混合控制体系，运动方程式 3.1 经过改写后可以表达为以下形式：

$$\begin{cases} m_s \ddot{x}_s = -m_s \ddot{x}_g - f_{sb} \\ m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b = -m_b \ddot{x}_g + f_{sb} + f_{db} \\ b \ddot{x}_d + c_{eq} \dot{x}_d = -f_{db} \end{cases} \quad (3.30)$$

其中， $f_{sb}$  为上部结构与隔震层之间的相互作用力， $f_{db}$  为惯容系统与隔震层之间的相互作用力。设上部结构与隔震层之间相对位移  $x_{sb} = x_s - x_b$ ，惯质与隔震层之间的相对位移  $x_{db} = x_d - x_b$ ，则有  $f_{sb} = c_s \dot{x}_{sb} + k_s x_{sb}$ 、 $f_{db} = k_d x_{db}$ 。

将关于上部结构运动的第一式两端同乘以  $\dot{x}_s$  并对时间  $t$  进行积分，有

$$\int_0^t m_s \ddot{x}_s \dot{x}_s dt = -\int_0^t m_s \ddot{x}_g \dot{x}_s dt - \int_0^t f_{sb} \dot{x}_s dt \quad (3.31)$$

其中，对于最后一积分项，根据位移关系  $x_{sb} = x_s - x_b$ ，有

$$\int_0^t f_{sb} \dot{x}_s dt = \int_0^t f_{sb} (\dot{x}_{sb} + \dot{x}_b) dt = \int_0^t c_s \dot{x}_{sb}^2 dt + \int_0^t k_s x_{sb} \dot{x}_{sb} dt + \int_0^t f_{sb} \dot{x}_b dt \quad (3.32)$$

将式 3.31 和式 3.32 合并和积分运算，即可得到关于上部结构的能量平衡方程：

$$E_{k,s}(t) = E_{in,s}(t) - E_{d,s}(t) - E_{e,s}(t) - E_{f, sb}(t) \quad (3.33)$$

式中， $E_{k,s}$ 、 $E_{d,s}$  和  $E_{e,s}$  分别为上部结构的动能、自身阻尼耗能和弹性应变能，

$E_{in,s} = -\int_0^t m_s \ddot{x}_g \dot{x}_s dt$  表示输入到上部结构的地震动总能量， $E_{f, sb}(t) = \int_0^t f_{sb} \dot{x}_b dt$  表示从上部结构流入隔震层的能量。当发生时间增量  $\Delta t$  时，上式可以改写为：

$$\Delta E_{in,s} = \Delta E_{d,s} + \Delta E_{f, sb} \quad (3.34)$$

其中，考虑到了机械能守恒原理有  $\Delta E_{k,s} + \Delta E_{e,s} = 0$ 。

同理，将关于隔震层运动的第二式两端同乘以  $\dot{x}_b$  并对时间  $t$  进行积分，有

$$\int_0^t m_b \ddot{x}_b \dot{x}_b dt + \int_0^t c_b \dot{x}_b^2 dt + \int_0^t k_b x_b \dot{x}_b dt = -\int_0^t m_b \ddot{x}_g \dot{x}_b dt + \int_0^t f_{sb} \dot{x}_b dt + \int_0^t f_{db} \dot{x}_b dt \quad (3.35)$$

积分后，可以得到关于隔震层的能量平衡方程：

$$E_{k,b}(t) + E_{d,b}(t) + E_{e,b}(t) = E_{in,b}(t) + E_{f, sb}(t) + E_{f, db}(t) \quad (3.36)$$

式中， $E_{f, db}(t) = \int_0^t f_{db} \dot{x}_b dt$  表示从惯容系统流入隔震层的能量。当发生时间增量  $\Delta t$  时，考虑到机械能守恒原理有  $\Delta E_{k,b} + \Delta E_{e,b} = 0$ ，上式可以改写为：

$$\Delta E_{in,b} = \Delta E_{d,b} - \Delta E_{f, sb} - \Delta E_{f, db} \quad (3.37)$$

最后，将关于惯容系统运动的第三式两端同乘以  $\dot{x}_d$  并对时间  $t$  进行积分，有

$$\int_0^t b \ddot{x}_d \dot{x}_d dt + \int_0^t c_{eq} \dot{x}_d^2 dt = -\int_0^t f_{db} \dot{x}_d dt = -\int_0^t k_d x_{db} \dot{x}_{db} dt - \int_0^t f_{db} \dot{x}_b dt \quad (3.38)$$

积分后，可以得到关于惯容系统的能量平衡方程：

$$E_{k,d}(t) + E_{d,d}(t) = -E_{e,d}(t) - E_{f, db}(t) \quad (3.39)$$

当发生时间增量  $\Delta t$  时，考虑到机械能守恒原理有  $\Delta E_{k,d} + \Delta E_{e,d} = 0$ ，上式可以改写为：

$$\Delta E_{d,b} + \Delta E_{f, db} = 0 \quad (3.40)$$

定义能耗比 DEI<sup>[84]</sup>，它表示在时间  $\Delta t$  内，惯容系统耗散的能量占地震动总输入能量的比值，可以反映惯容系统耗能能力的大小。因此，比值 DEI 可以表示为：

$$\text{DEI} = \frac{\Delta E_{d,d}}{\Delta E_{in,s} + \Delta E_{in,b}} \quad (3.41)$$

根据式 3.34、式 3.37 和式 3.40，可以得到以下关系：

$$\Delta E_{in,s} + \Delta E_{in,b} = \Delta E_{d,s} + \Delta E_{d,b} + \Delta E_{d,d} \quad (3.42)$$

所以，能耗比 DEI 还可以表示为：

$$\text{DEI} = \frac{\Delta E_{d,d}}{\Delta E_{d,s} + \Delta E_{d,b} + \Delta E_{d,d}} \quad (3.43)$$

为了分析结构在随机振动输入下的能量响应，在随机振动的条件下，对能耗比进行期望运算：

$$\begin{aligned} E[\text{DEI}] &= \frac{E[\Delta E_{d,d}]}{E[\Delta E_{d,s}] + E[\Delta E_{d,b}] + E[\Delta E_{d,d}]} \\ &= \frac{c_{eq} E[\dot{x}_d^2] \Delta t}{c_s E[(\dot{x}_s - \dot{x}_b)^2] \Delta t + c_b E[\dot{x}_b^2] \Delta t + c_{eq} E[\dot{x}_d^2] \Delta t} \end{aligned} \quad (3.44)$$

式中， $E[\cdot]$  表示期望运算。根据零均值输入的假设，对式中期望值可进行如下计算：

$$\begin{aligned} E[(\dot{x}_s - \dot{x}_b)^2] &= E[\dot{x}_s^2] + E[\dot{x}_b^2] - E[2\dot{x}_s \dot{x}_b] = \sigma_{\dot{x}_s}^2 + \sigma_{\dot{x}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{x}_s} \sigma_{\dot{x}_b} ; \\ E[\dot{x}_b^2] &= \sigma_{\dot{x}_b}^2 ; \quad E[\dot{x}_d^2] = \sigma_{\dot{x}_d}^2 . \end{aligned}$$

因此，继续对能耗比进行化简，得到：

$$E[\text{DEI}] = \frac{c_{eq} \sigma_{\dot{x}_d}^2}{c_s (\sigma_{\dot{x}_s}^2 + \sigma_{\dot{x}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{x}_s} \sigma_{\dot{x}_b}) + c_b \sigma_{\dot{x}_b}^2 + c_{eq} \sigma_{\dot{x}_d}^2} \quad (3.45)$$

为了使性能参数规范化，对于隔震结构与惯容系统混合控制体系，重新定义能耗性能指标  $J_E$ ，具体表示为：

$$J_E = 1 - E[\text{DEI}] = 1 - \frac{c_{eq} \sigma_{\dot{x}_d}^2}{c_s (\sigma_{\dot{x}_s}^2 + \sigma_{\dot{x}_b}^2 - 2\sigma_{\dot{x}_s} \sigma_{\dot{x}_b}) + c_b \sigma_{\dot{x}_b}^2 + c_{eq} \sigma_{\dot{x}_d}^2} \quad (3.46)$$

能耗性能指标  $J_E$  代表未被惯容系统消耗而传入隔震建筑内的能量占地震动总输入能量的比值，与性能指标  $J_x$  和  $J_a$  相似，都是无量纲的参数，其数值介于 0 到 1 之间。当  $J_E$  的参数取值越小时，说明地震动输入总能量中只有较少能量渗入到隔震建筑中，大部分将被惯容系统所消耗，此时流体惯容系统的控制效果越好。

分别改变流体惯容系统的主要设计参数  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ 、 $\eta_d$ ，其他参数按照基本工况选取，依次分析流体惯容系统主要设计参数发生变化时，能耗性能指标  $J_E$  的变化情况，结果如下图所示：

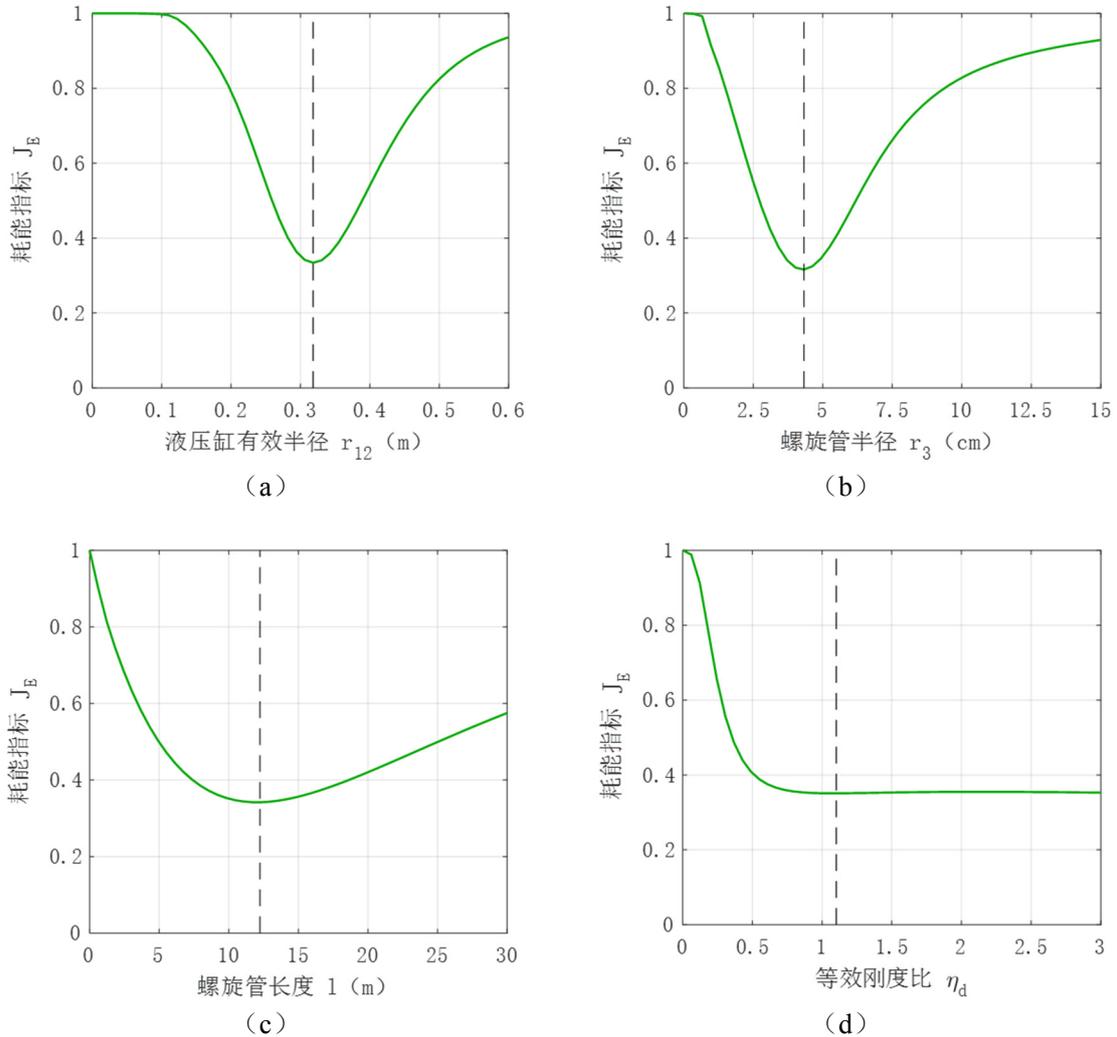


图 3.9 惯容系统设计参数与能耗指标的关系

当流体惯容系统主要设计参数发生变化时，能耗指标  $J_E$  也随之变化，即惯容系统耗散的能量占地震动总输入能量的比值发生变化。对于主要设计参数  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ ，能耗指标曲线均存在最低点（图中用虚线标出），说明在参数变化范围内， $J_E$  具有最小值，最小值所对应的设计参数值，即为该情况下相应的设计参数最优值。在参数变化范围内， $J_E$  最低可接近 0.4，说明此时流入隔震建筑的能量相对较少，而惯容系统可以耗散地震动输入的能量最多可达 60% 左右。与图 3.4 进行对比，可以看到能耗最优值对应的设计参数与位移和加速度最优值对应的设计参数并非同一数值，但相差不大。

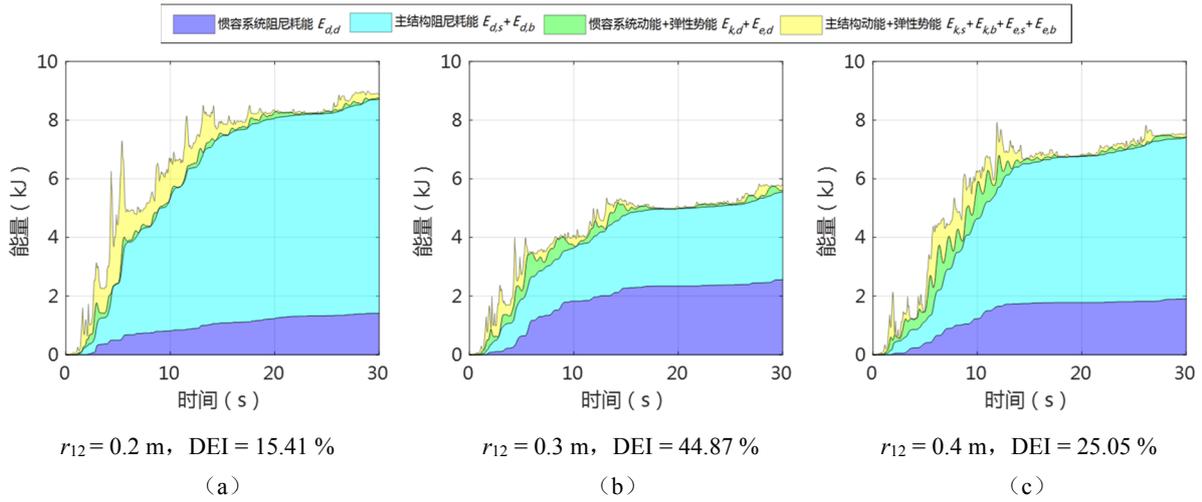


图 3.10 不同液压缸有效半径下的能量时程累计图

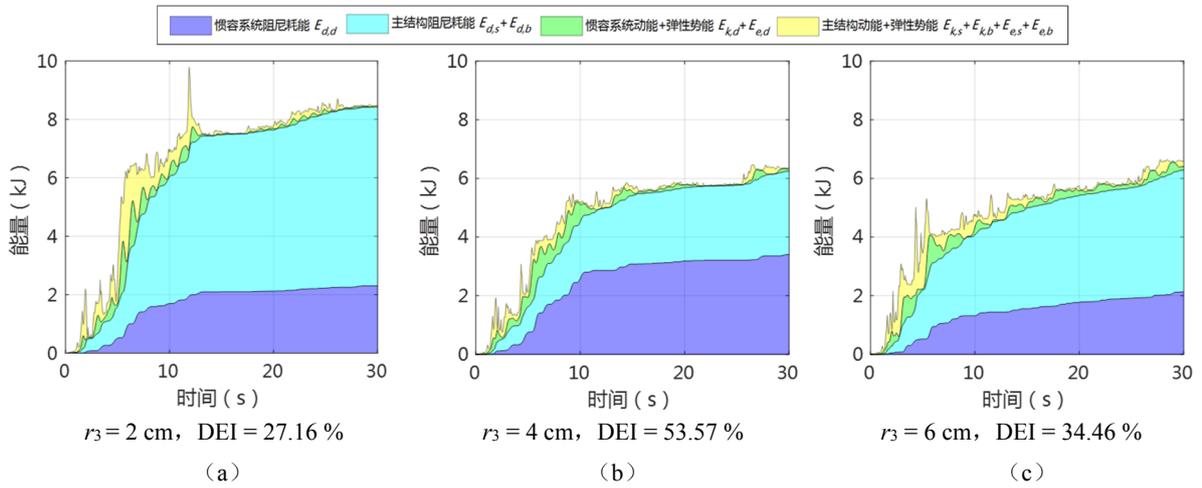


图 3.11 不同螺旋管半径下的能量时程累计图

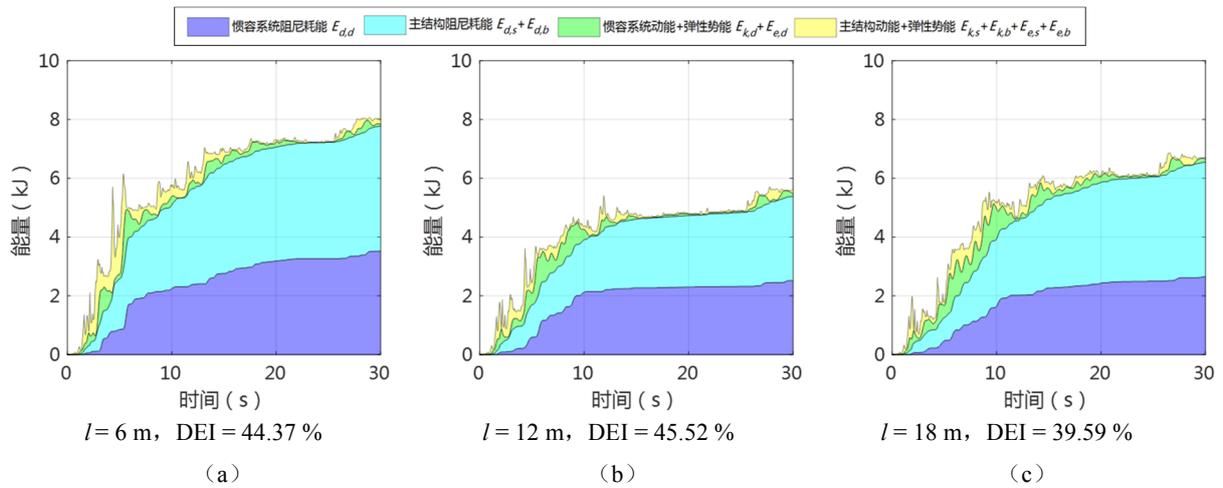


图 3.12 不同螺旋管总长度下的能量时程累计图

为了证明上述分析的合理性,可以对隔震结构与惯容系统混合控制体系进行能量时程分析。选用 El-Centro 地震波为作用于结构基底的地震输入,持时 30 s,峰值为 0.1g。分别使主要设计参数  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$  按照上述能耗指标  $J_E$  分析的结果,取偏小、最优、偏大三个值,其余结构参数按照基本工况选取。采用 Runge-Kutta 方法计算混合控制体系的地震动时程响应,得到体系的能量时程累计图(见图 3.10、图 3.11、图 3.12)。

以图 3.10 为例,图中分别取液压缸有效半径  $r_{12} = 0.2 \text{ m}$ 、 $r_{12} = 0.3 \text{ m}$ 、 $r_{12} = 0.4 \text{ m}$ ,其中  $r_{12} = 0.3 \text{ m}$  对应于图 3.9 中能耗指标  $J_E$  最小值处的  $r_{12}$  取值,其余参数按照基本工况取值。经时程计算后,可得到以上三张能量时程累计图。从图中可以看出,该能量时程计算的结果与之前能耗指标  $J_E$  的分析结果相吻合,在  $r_{12} = 0.3 \text{ m}$  时惯容系统耗能占比 DEI 最大,此时惯容系统的能耗(蓝色区域)占总地震动输入总能量的 43.55%。另外还可以看到,图 3.10 (b) 中全部地震动输入能量总和的最终累计值在三幅图中最小,说明此时输入到混合控制系统中的地震动总能量也是最小的。因此,合理的惯容系统设计参数不仅减少了流入隔震结构的能量,而且可以减少输入整个混合控制体系的地震动总能量。图 3.11 和图 3.12 为螺旋管半径  $r_3$  和螺旋管长度  $l$  在不同取值下的能量时程累计图,与上述  $r_{12}$  分析过程类似,不再赘述。

## 3.7 平稳随机激励下混合控制结构优化设计

### 3.7.1 优化问题

结构优化设计的目的是通过调整结构设计参数,改善结构的动力特性,从而控制结构的目标响应,使结构在动力荷载作用下处于更理想的工作状态。

为了使流体惯容系统能够在基础隔震结构中发挥更好的减震效果,需要对混合控制体系进行优化设计。上一节中已经引入了标准化的隔震层位移响应  $J_x$  和上部结构加速度响应  $J_a$  作为减震性能指标,该减震性能指标可以清楚地评估流体惯容系统所带来的有益影响。本节仍以  $J_x$ 、 $J_a$  两性能指标作为目标函数,对流体惯容系统的设计参数  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ 、 $\eta_d$  进行优化设计。

采用图 3.1 所示的混合控制体系简化模型,上部结构基础固结时,基本周期为  $T_s = 0.5 \text{ s}$ ,进行基础隔震后,结构自振周期为  $T_b = 3.0 \text{ s}$ 。上部结构总质量  $m_s = 3.3 \times 10^6 \text{ kg}$ ,阻尼比  $\xi_s = 0.05$ ,隔震层总质量  $m_b = 6 \times 10^5 \text{ kg}$ ,阻尼比  $\xi_b = 0.10$ 。考虑平稳随机地震动激励,功率谱模型采用 Clough-Penzien 模型,模型参数取值如下:  $\omega_g = 15.7$ 、 $\xi_g = 0.6$ 、 $\omega_f = 1.57$ 、 $\xi_f = 0.6$ ,峰值地面加速度  $\text{PGA} = 0.3 \text{ g}$ 。

隔震层的位移响应与上部结构的加速度响应存在一定的制衡关系,当其中一指标取在最优值时,另一指标并非处于最优情况,甚至可能存在放大的风险。若只追求惯容系统对隔震层位移的控制效果,可能会导致在隔震层位移有效减小的同时,上部结构加速度响应随之放大,这会使隔震建筑的地震响应控制在整体上得不偿失。要使性能指标  $J_x$ 、 $J_a$  同时达到最优值是不可能的,而只能在两者之间进行协调、折中处理,使各个性能指标都尽可能地达到最优化。

因此,需要考虑针对性能指标  $J_x$ 、 $J_a$  的双目标优化,这与单目标优化问题有所不同,多目标优化的解并非唯一解,而是存在一组由众多 Pareto 最优解组成的最优解集合,集合中的各个元素称为 Pareto 最优解或非劣最优解。由于隔震层位移指标与上部结构加速度指标之间相互冲突,不存在同时满足两者最优的解,因此需要寻求一系列的 Pareto 最优解,使得任一指标在不损害另一指标的前提下达到最优,由这些最优设计点组成的曲线即构成 Pareto 前沿。

由前述参数分析可知,液压缸有效半径  $r_{12}$ ,螺旋管内半径  $r_3$ ,螺旋管总长度  $l$  以及等效刚度比  $\eta_d$  均会对流体惯容系统的减震效果有不同程度的影响。为了寻找基础隔震结构中流体惯容系统的最优设计参数,可以将此优化问题表述为以下数学优化问题:

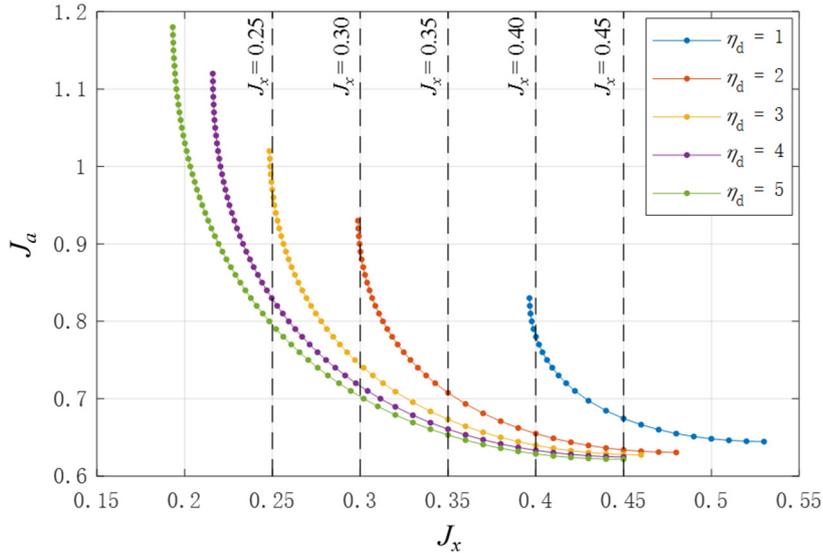
$$\begin{aligned} & \underset{\boldsymbol{\theta}}{\text{minimize}} && [J_x(\boldsymbol{\theta}), J_a(\boldsymbol{\theta})] \\ & \text{subject to} && \boldsymbol{\theta}_{lb} \leq \boldsymbol{\theta} \leq \boldsymbol{\theta}_{ub} \end{aligned} \quad (3.47)$$

式中,  $\boldsymbol{\theta}=[r_{12}, r_3, l, \eta_d]$  为设计变量构成的向量,优化目标  $J_x$ 、 $J_a$  为隔震层位移和上部结构加速度性能指标,  $\boldsymbol{\theta}_{lb}$ 、 $\boldsymbol{\theta}_{ub}$  分别为设计变量  $\boldsymbol{\theta}$  的下界和上界。

另外值得说明的是,由于流体惯容器的非线性特性,以上优化过程相比一般线性系统的优化要更为复杂,需要将阻尼系数的统计线性化计算流程加入最优解的数值搜索程序中,这意味着在优化算法中隐含了一系列迭代过程。

### 3.7.2 优化结果

图 3.13 是在不同等效刚度比  $\eta_d$  下,关于性能指标  $J_x$  与  $J_a$  的 Pareto 前沿。这些 Pareto 前沿可以对流体惯容系统在隔震层位移控制和上部结构加速度控制两者之间提供一个全面的权衡方案,以针对不同的实际控制需要选择合适的最优设计参数。


 图 3.13 平稳随机激励下关于性能指标  $J_x$  与  $J_a$  的 Pareto 前沿

从图 3.13 中可以看出隔震层位移响应与上部结构加速度响应之间存在制约关系,当追求其中一个性能指标最优时,会使另一性能指标有所损失。总体而言,流体惯容系统对隔震层位移的减震效果要优于对上部结构的减震效果,可以使隔震层的位移响应减小 50%~80%,这说明流体惯容系统能够在混合控制体系中发挥其优势。在隔震系统对上部结构加速度起到控制作用的同时,可以利用惯容系统有效减小隔震层的位移响应。但是盲目追求隔震层位移响应的最优化也是不可取的,由于指标  $J_x$  与  $J_a$  之间的制约关系,可以看到当指标  $J_x$  尽量减小的同时,会导致指标  $J_a$  不断增大,可能会使  $J_a > 1$ ,即在一定程度上放大了上部结构的加速度响应,当指标  $J_a$  过大时,甚至可能会损害隔震系统对上部结构加速度响应的控制效果,这对整个混合控制体系来说将会是不利的。

等效刚度比  $\eta_d$  的增大可以使流体惯容系统有能力达到更优的减震效果,因此适当地选择较大刚度的连接弹簧是有益的。但流体惯容系统的等效刚度并非可以无限制的放大,其取值还应考虑到流体可压缩性导致的系统刚度的制约。

图 3.13 中还标注出了一系列隔震层位移性能指标  $J_x$  的控制线 ( $J_x = 0.20$ 、 $0.25$ 、 $0.30$ 、 $0.35$ 、 $0.40$ 、 $0.45$ ),在决定最优设计参数取值方案时,可以根据实际性能需要选择不同的隔震层位移控制标准。图 3.14 和图 3.15 表示了不同隔震层位移控制标准下,相对应的最优设计参数取值及模型参数取值的变化情况。隔震层位移性能指标  $J_x$  的控制标准越严格,对应的液压缸有效半径  $r_{12}$ 、螺旋管内半径  $r_3$  和螺旋管总长度  $l$  的取值也越大,这意味着将需要更大的流体惯容系统制造成本。因此,在进行惯容系统设计时,应综合考虑实际减震性能需求和制造成本,选择适当的性能指标控制标准。

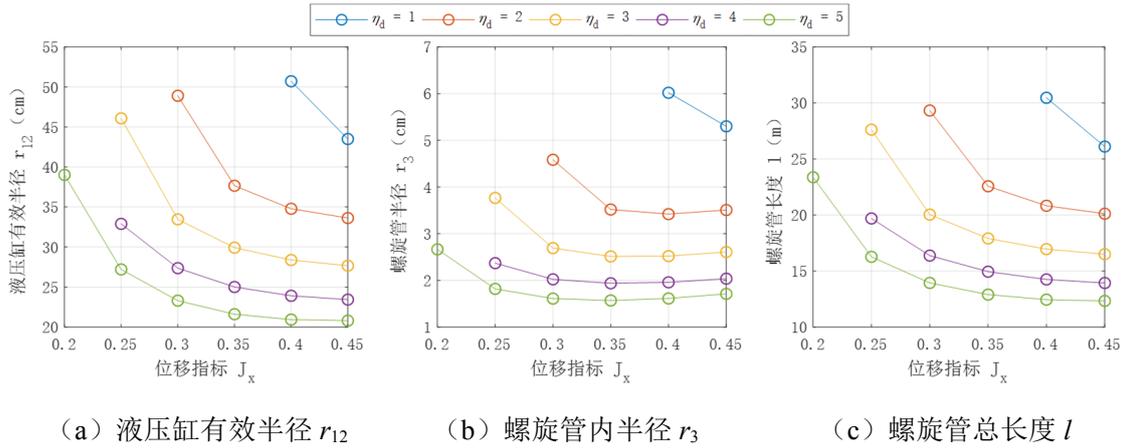


图 3.14 不同控制标准下的最优设计参数

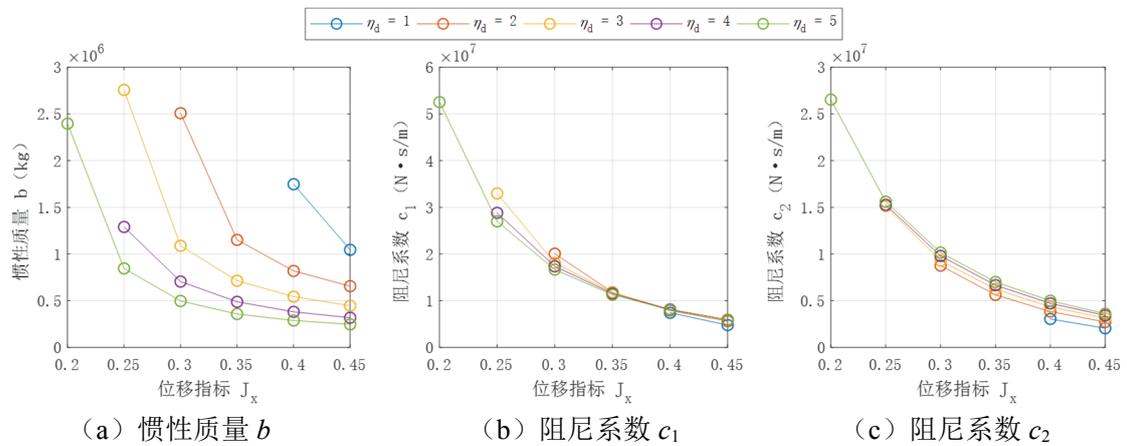


图 3.15 不同控制标准下的最优模型参数

### 3.7.3 时程分析验证

为了对以上优化结果进行验证,体现流体惯容与基础隔震混合控制体系的实际有效性,现将上述优化结果应用到一多层建筑结构中,并开展非线性时程分析计算。

表 3.2 原始结构质量和刚度信息

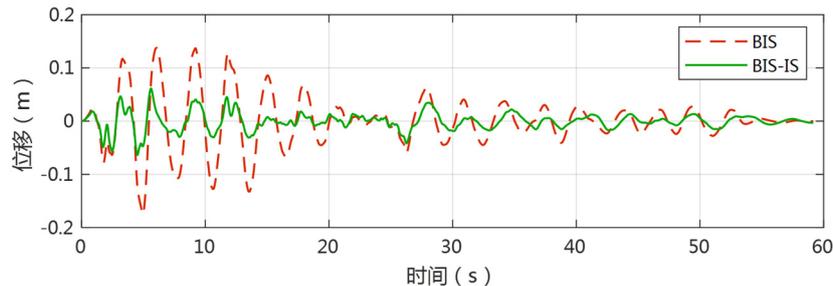
楼层	质量 (ton)	刚度 (MN/m)	层高 (m)
6	539	1357.28	3.5
5	546	1432.16	3.5
4	548	1461.52	3.5
3	550	1481.80	3.5
2	552	1486.92	3.5
1	560	1507.68	3.5

以某 6 层钢筋混凝土结构房屋为原始研究对象,房屋各层的质量和刚度信息见表 3.2。上部结构基础固定时对应的基本周期为  $T_s = 0.5s$ , 上部结构的阻尼比

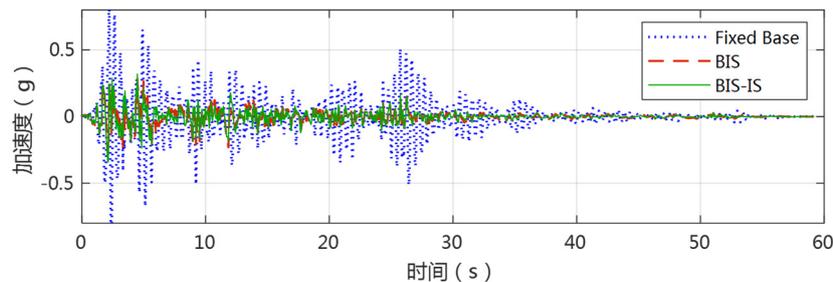
为 0.05。基础隔震层质量为  $613 \times 10^3 \text{ kg}$ ，采用隔震措施后，隔震结构的自振周期变为  $T_b = 3 \text{ s}$ ，隔震层的阻尼比为 0.1。

根据之前的优化结果，综合考虑顶层加速度和隔震层位移两项指标的控制需求。由于上部结构加速度主要由隔震系统进行控制，通过设置刚度较小的隔震层，已经使上部结构加速度得到一定程度的减小，此时流体惯容装置的主要控制目标为尽量减小软弱隔震层处放大的位移响应，同时保证顶层加速度在原有隔震系统控制效果的基础上不发生放大。考虑流体惯容装置中液体可压缩性及连接弹簧的合理取值，取其等效刚度比为  $\eta_d = 3$ 。可以将隔震层位移控制指标  $J_d$  取为 0.25，即理论位移减幅 75%。根据图 3.13 所示的 Pareto 前沿，此时对应的上部结构加速度控制指标  $J_a \approx 1$ ，即上部结构加速度响应在原有隔震系统控制的基础上不发生放大。查找 3.7.2 节的优化结果，可以得到此时的流体惯容装置的最优设计参数为：液压缸有效半径  $r_{12} = 47.8 \text{ cm}$ 、螺旋管内半径  $r_3 = 4.0 \text{ cm}$ 、螺旋管总长度  $l = 28.7 \text{ m}$ 。由表 2.5 中的参数关系，可以计算得到此时的流体惯容模型参数为：惯性质量  $b = 3.03 \times 10^6 \text{ kg}$ 、阻尼系数  $c_1 = 3.42 \times 10^7 \text{ N} \cdot (\text{s} / \text{m})^2$ 、阻尼系数  $c_2 = 1.55 \times 10^7 \text{ N} \cdot (\text{s} / \text{m})^{1.75}$ 。

选用 El-Centro 地震波为作用于结构基底的地震输入，持时 60 s，峰值为 0.3g。采用 Runge-Kutta 方法计算原始基础固定抗震结构（Fixed Base）、无控隔震结构（BIS）和流体惯容与基础隔震混合控制结构（BIS-IS）的非线性地震动时程响应，其中关键响应为隔振层位移响应和顶层加速度响应，见图 3.16。并计算各楼层位移和绝对加速度的最大值（MAX）和均方根值（RMS），以评价混合控制体系减震性能，见图 3.17。



(a) 隔震层位移时程



(b) 顶层加速度时程

图 3.16 非线性时程响应

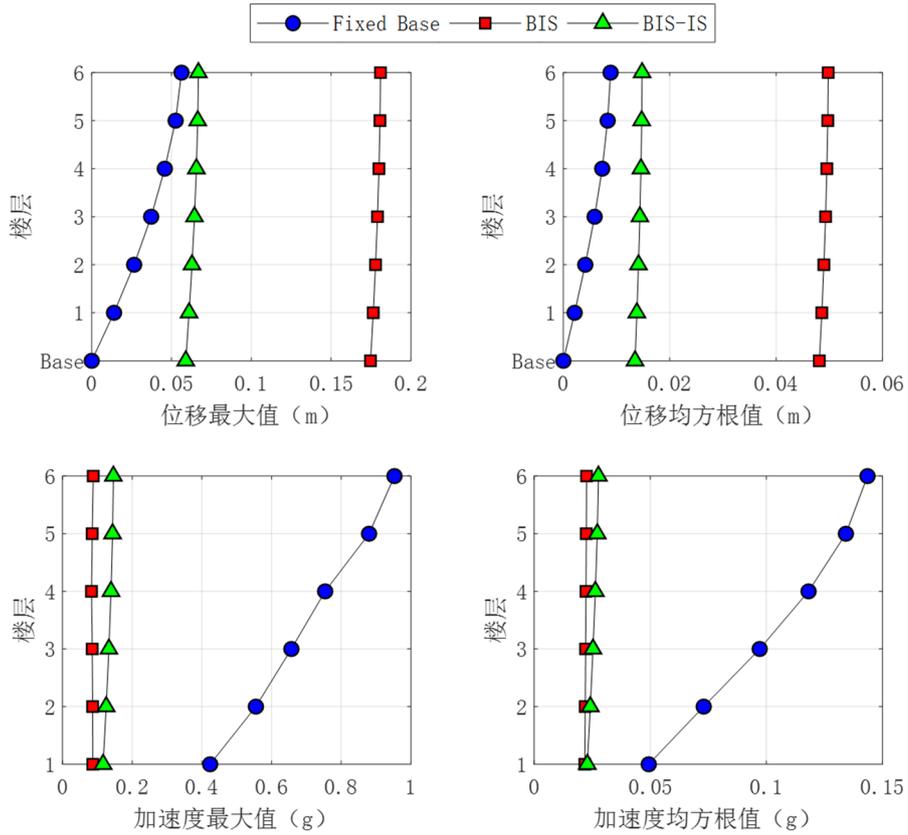


图 3.17 各楼层结构响应

从图中可以看出，相比于原始抗震结构（蓝色线）的地震响应，隔震结构（红色线）的上部结构加速度响应明显降低，层间位移响应也明显减小，但同时在隔震层（Base）处集中了很大的位移响应（最大值达到 24 cm）。采用流体惯容系统与基础隔震系统进行混合控制后（绿色线），隔震层的位移响应获得明显减轻，均方根减幅达到 28%左右。同时，混合控制结构的加速度响应也控制在合理水平，其中加速度响应均方值基本与无控隔震结构保持不变，而加速度响应最大值有少量增加，但对于原始抗震结构来说仍控制在合理范围内。说明基础隔震与流体惯容混合控制体系达到了其预期目标，一方面通过隔震系统减轻了上部结构加速度响应，另一方面通过流体惯容系统减轻了隔震层位移响应。



## 第4章 非平稳随机地震作用下混合控制结构的可靠度分析与优化设计

在地震过程中,其振动强度以及能量的频域分布会表现出非平稳的特征,这在混合控制结构的分析与优化过程中也应进行考虑。本章采用虚拟激励法和统计线性化技术,对基础隔震与流体惯容混合控制体系的非平稳随机振动响应进行计算分析。基于首次超越破坏准则求解结构动力可靠度,进行混合控制体系优化设计,对隔震层在近断层地震动作用下的可靠性能进行综合评定。并开展实际地震动记录下的非线性时程响应分析,验证了混合控制体系的有效性。

### 4.1 非平稳随机过程

一般说来,从地震发生到结束的整个过程中,其统计特征会在持续时间内发生一定程度的变化,通过对实际地震记录的分析发现,通常可以把一次地面运动的发生划分为三个阶段<sup>[85]</sup>:第一阶段从静止开始逐渐增强,具有小振幅与小周期的特征,主要反映地震纵波的作用;第二阶段具有大振幅的特征,振动周期与第一阶段相似或稍大,主要反映地震横波的作用;第三阶段仍具有长周期的特征,振幅衰减至零。因此整个地震动过程应视为非平稳随机过程,其振动强度以及能量的频域分布均表现出明显的非平稳性。但非平稳随机过程不具有各态历经性,往往在计算上较为困难,因此为了计算分析上的方便,通常会把非平稳的地震动随机过程简化为平稳随机过程。但是这种简化增加了分析过程的不准确性,甚至会使分析结果产生显著的误差。有时建筑物受到的地震动随机作用仅持续很短的时间,在这种情况下激励的平稳性假定便将不再成立。所以,有必要考虑对基础隔震与惯容系统的混合控制结构进行非平稳随机振动分析。

非平稳随机过程可以用非平稳的功率谱密度函数来描述其统计信息。如果只考虑地震动强度的非平稳性,而不考虑其在频域上的非平稳性,可以把非平稳的地震动随机过程表示为确定性的强度调制函数与平稳随机过程乘积的形式:

$$f(t) = g(t)x(t) \quad (4.1)$$

式中,  $x(t)$  为平稳随机过程,  $g(t)$  为调制函数,  $f(t)$  为非平稳随机过程,其功率谱密度函数可以表示为:

$$S_{ff}(\omega) = g(t)^2 S_{xx}(\omega) \quad (4.2)$$

式中,  $S_{xx}(\omega)$  为平稳随机过程功率谱密度函数,  $S_{ff}(\omega)$  为非平稳随机过程功率谱密度函数,这样的功率谱模型称之为均匀调制非平稳模型。

调制函数  $g(t)$  为随时间变化的确定性函数, 实际上是地震动波形的振幅包络函数, 体现了地震动非平稳的特点。常见的均匀调制函数一般有以下几种形式 [86][87]。

$$g(t) = \begin{cases} 1 & t \geq 0 \\ 0 & t \leq 0 \end{cases} \quad (4.3)$$

$$g(t) = \left[ \frac{t}{c} \exp\left(1 - \frac{t}{c}\right) \right]^d \quad (4.4)$$

$$g(t) = \begin{cases} (t-t_a) & 0 \leq t \leq t_a \\ 1 & t_a < t < t_b \\ \exp[-c(t-t_b)] & t_b \leq t \leq t_d \end{cases} \quad (4.5)$$

本文采用式 4.5 的调制函数形式。式中,  $t_1$  是地震动从开始至平稳段的时间,  $t_2$  是平稳段的终止时间,  $t_d$  是地震动整个持续时间,  $c$  是下降段的衰减控制参数。这些参数与震级、震中距和场地条件等许多因素有关, 可以参考表 4.1 进行取值 [88][89]。不同场地条件下调制函数曲线如图 4.1 所示。

表 4.1 调制函数控制参数表

场地条件	$t_1$ (s)	$t_2$ (s)	$c$	$t_d$ (s)
I	0.5	5.5	0.9	11
II	0.8	7.0	0.7	15.5
III	1.2	9.0	0.5	20
IV	1.6	12.0	0.3	29

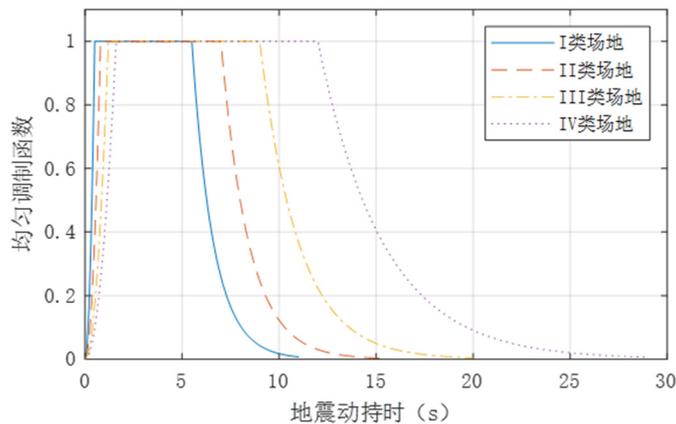


图 4.1 不同场地条件下调制函数曲线

## 4.2 虚拟激励法

虚拟激励法可以将非平稳随机振动分析转化为确定性时间历程分析, 将非平稳随机振动计算转化为普通逐步积分计算, 从而使计算步骤大大简化, 却仍保持

了理论上的精确性,是求解结构非平稳地震随机响应的强有力工具<sup>[90][91]</sup>。虚拟激励法在线性系统中具有普遍的适用性,它不仅适用于时不变系统,也适用于时变系统。而对于非线性系统,可以采用统计线性化技术,先将非线性问题转化为线性问题,再通过虚拟激励法进行求解。

如前所述,均匀调制非平稳随机激励可以表达为以下形式:

$$f(t) = g(t)x(t) \quad (4.6)$$

式中,  $x(t)$  为零均值平稳随机过程,  $g(t)$  为调制函数。对于初始静止的线性时不变体系,在外力  $f(t)$  的作用下,任意一种线性响应可以表示为如下的杜哈梅积分形式:

$$y(t) = \int_0^t h(t-\tau)f(\tau)d\tau \quad (4.7)$$

若外力  $f(t)$  采用式 4.6 中的零均值随机激励形式,响应  $y(t)$  的自相关函数可以计算为:

$$\begin{aligned} R_{yy}(t_1, t_2) &= E[y(t_1)y(t_2)] \\ &= \int_0^{t_1} \int_0^{t_2} h(t_1-\tau_1)h(t_2-\tau_2)E[f(\tau_1)f(\tau_2)]d\tau_1d\tau_2 \\ &= \int_0^{t_1} \int_0^{t_2} h(t_1-\tau_1)h(t_2-\tau_2)g(\tau_1)g(\tau_2)E[x(\tau_1)x(\tau_2)]d\tau_1d\tau_2 \end{aligned} \quad (4.8)$$

注意到式中  $E[x(\tau_1)x(\tau_2)]$  即为平稳随机过程  $x(t)$  的自相关函数  $R_{xx}(\tau)$ , 其中  $\tau = \tau_2 - \tau_1$ 。利用维纳-辛钦关系:

$$E[x(\tau_1)x(\tau_2)] = R_{xx}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(\omega)e^{i\omega(\tau_2-\tau_1)}d\omega \quad (4.9)$$

式中,  $S_{xx}(\omega)$  为平稳随机激励  $x(t)$  的自功率谱密度函数。将式 4.9 代入式 4.8 可得:

$$R_{yy}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(\omega)I^*(\omega, t_1)I(\omega, t_2)d\omega \quad (4.10)$$

如果令  $t_1 = t_2 = t$ , 则式 4.10 即为非平稳随机激励下响应  $y(t)$  的方差:

$$\sigma_y^2(t) = R_{yy}(t, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(\omega)I^*(\omega, t)I(\omega, t)d\omega \quad (4.11)$$

该积分式中的被积函数即为响应  $y(t)$  的功率谱密度函数:

$$S_{yy}(\omega, t) = S_{xx}(\omega)I^*(\omega, t)I(\omega, t) \quad (4.12)$$

其中,  $I^*(\omega, t)$  与  $I(\omega, t)$  是共轭函数, 且

$$I(\omega, t) = \int_0^t h(t-\tau)g(\tau)e^{i\omega\tau}d\tau \quad (4.13)$$

在此杜哈梅积分中,  $I(\omega, t)$  实际上可以视作由确定性激励  $g(t)e^{i\omega t}$  对初始静止体系在  $t$  时刻所产生的响应。所以可以构造虚拟激励:

$$\tilde{f}(t) = \sqrt{S_{xx}(\omega)} g(t) e^{i\omega t} \quad (4.14)$$

则该虚拟激励  $\tilde{f}(t)$  在  $t$  时刻所产生的响应为:

$$\tilde{y}(\omega, t) = \sqrt{S_{xx}(\omega)} I(\omega, t) \quad (4.15)$$

从而有:

$$\tilde{y}^*(\omega, t) \tilde{y}(\omega, t) = S_{xx}(\omega) I^*(\omega, t) I(\omega, t) \quad (4.16)$$

由式 4.12 和式 4.16 可以将非平稳随机激励下响应  $y(t)$  的功率谱密度函数进一步计算为:

$$S_{yy}(\omega, t) = \tilde{y}^*(\omega, t) \tilde{y}(\omega, t) = |\tilde{y}(\omega, t)|^2 \quad (4.17)$$

式中  $\tilde{y}(\omega, t)$  为虚拟激励  $\tilde{f}(t)$  在  $t$  时刻的响应, 可以通过求解虚拟激励作用下运动方程的瞬态解而获得。因此, 非平稳随机响应的功率谱密度函数的计算就可以转化为确定性外载 (虚拟激励) 作用下的时间历程响应分析。非平稳随机响应也可由其功率谱密度函数求得:

$$\sigma_y^2(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{yy}(\omega, t) d\omega = \int_{-\infty}^{+\infty} |\tilde{y}(\omega, t)|^2 d\omega \quad (4.18)$$

### 4.3 非平稳随机振动求解流程

考虑输入地震动的非平稳性, 采用虚拟激励法求解混合控制体系的非平稳随机振动响应, 并采用统计线性化技术, 将非线性的流体惯容系统转化为虚拟激励法所适用的线性系统进行求解。具体分析流程可以总结为以下几个步骤:

- (1) 在  $t=0$  时刻, 向流体惯容系统等效阻尼系数  $c_{eq}$  赋初值;
- (2) 在  $t=t_k$  时刻, 构造虚拟激励:

$$\ddot{\tilde{x}}_g(\omega, t_k) = \sqrt{S_{\ddot{x}_g \ddot{x}_g}(\omega, t_k)} \exp(i\omega t_k) \quad (4.19)$$

式中,  $i = \sqrt{-1}$  是虚数单位;  $S_{\ddot{x}_g \ddot{x}_g}(\omega, t_k)$  为  $t_k$  时刻下非平稳地震动功率谱密度函数值, 采用均匀调制非平稳随机过程进行描述, 均匀调制函数采用公式 4.5, 参数取值如下:  $t_a = 0.8$ 、 $t_b = 7.0$ 、 $c = 0.7$ 、 $t_d = 15.5$ ; 平稳随机地震动功率谱模型采用 Clough-Penzien 谱, 参数取值:  $\omega_g = 15.71$ 、 $\xi_g = 0.6$ 、 $\omega_f = 0.1\omega_g$ 、 $\xi_f = \xi_g$ 。

(3) 根据统计线性化后的运动方程组 3.20, 利用逐步积分法, 求解对于一系列频点  $\omega = \omega_j (j=1, 2, \dots, N_\omega)$  在  $t=t_k$  时刻下结构的虚拟响应值  $\tilde{\mathbf{x}}|_{\omega=\omega_j, t=t_k}$ , 其中  $N_\omega$  为频域内所取频点总数, 虚拟响应值  $\tilde{\mathbf{x}}|_{\omega=\omega_j, t=t_k}$  中包括惯容单元节点相对速度的虚拟响应  $\dot{\tilde{x}}_d$ 。

(4) 利用虚拟激励法, 求解  $t=t_k$  时刻结构响应的统计值。其中, 惯容单元节点相对速度在  $t_k$  时刻的实际均方响应值应为:

$$\sigma_{\dot{x}_d}^2 = 2 \int_0^{+\infty} S_{\dot{x}_d \dot{x}_d}(\omega, t_k) d\omega \approx 2\Delta\omega \sum_{j=1}^{N_\omega} \dot{x}_d^*(\omega, t_k) \dot{x}_d(\omega, t_k) \quad (4.20)$$

(5) 根据统计线性化计算方法, 将得到的均方响应值  $\sigma_{\dot{x}_d}$  代入式 3.17 计算等效阻尼系数  $c_{eq}$ , 并把  $c_{eq}$  代回运动方程 3.20, 重复步骤 (3) ~ (5) 进行迭代计算, 直到等效阻尼系数  $c_{eq}$  收敛。当计算收敛后, 可以同时确定  $t=t_k$  时刻不同频点  $\omega_j (j=1, 2, \dots, N_\omega)$  下系统最终的虚拟响应值  $\tilde{\mathbf{x}}|_{\omega=\omega_j, t=t_k}$ , 并根据式 4.18 计算此刻的系统随机响应  $\sigma_{\mathbf{x}}|_{t=t_k}$ 。

(6) 令  $t=t_{k+1}$ , 按照步骤 (2) ~ (5) 计算下一时刻的统计线性化阻尼系数  $c_{eq}$ , 以及系统的随机振动响应  $\sigma_{\mathbf{x}}$ , 直至时间结束。

利用统计线性化技术和虚拟激励法, 求解非平稳随机地震动下非线性系统振动响应的流程图, 如图 4.2 所示。

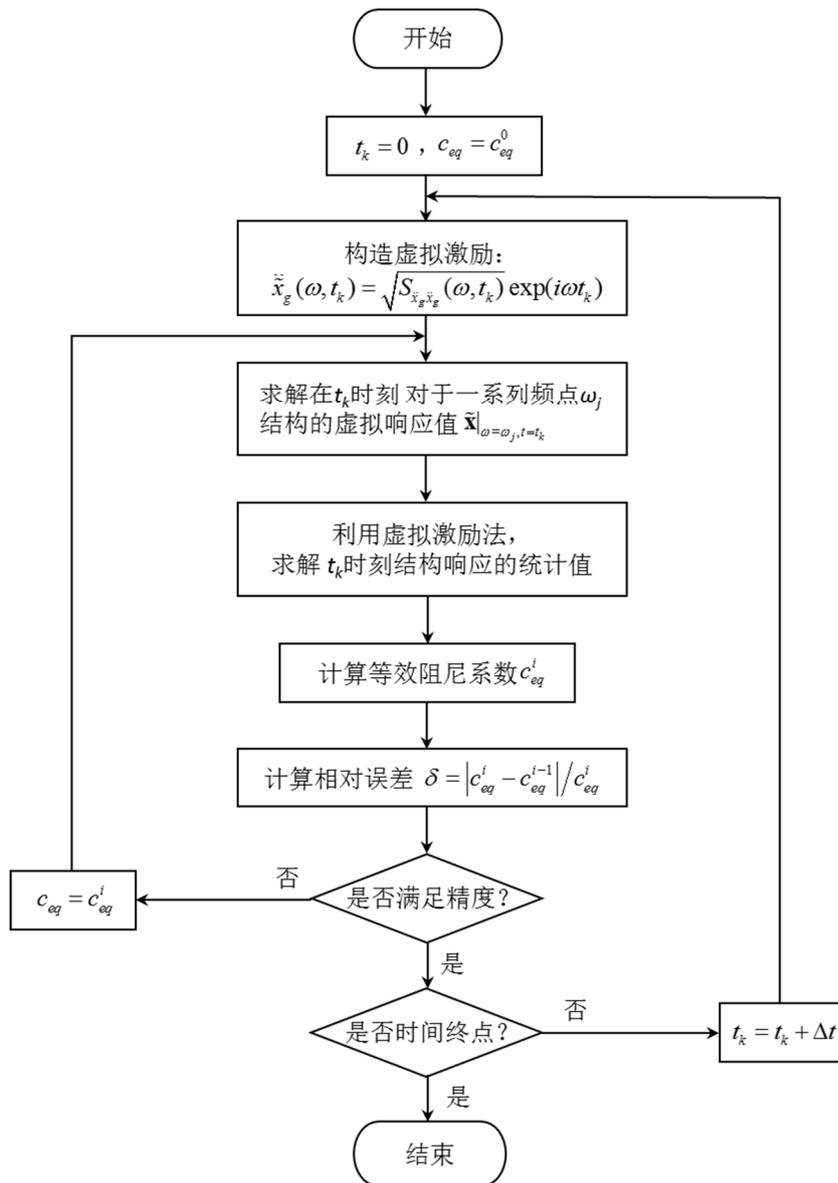


图 4.2 非平稳随机激励下非线性结构响应计算流程图

#### 4.4 基于首次超越破坏准则的动力可靠性

结构随机振动的可靠性是指在随机振动荷载作用下,在给定的一段时间内不发生破坏或失效的概率。结构随机振动分析的最终目的是要定量地评价结构的可靠性,即在概率的意义上定量地评价结构的安全程度。

要进行结构的动力可靠性分析首先要给出结构安全与破坏准则。目前,结构动力可靠性分析所采用的破坏准则一般有两种:一种是首次超越破坏准则,另一种是疲劳破坏准则,它又包括高周和低周疲劳破坏准则<sup>[92]</sup>。

其中,首次超越破坏准则是指假定结构的动力反应(如控制层的位移等)首次超越临界值或安全界限时,结构就会发生破坏。因此,在首次超越破坏准则下,由单个响应  $y(t)$  控制的结构动力可靠性就是响应  $y(t)$  在给定的时段  $[0, T]$  内,一次也不超过给定的界限  $\beta$  的概率。这个概率的计算通常无法获得精确解,只能在一定假设条件下得到其相应的近似解。其中假设条件主要是对随机反应  $y(t)$  与界限  $\beta$  的交差过程进行假定,常见的假设条件有 Poisson 过程假设和 Markov 过程假设。

当反应  $y(t)$  的安全界限  $\beta$  较高时,  $y(t)$  和  $\beta$  发生相交的机会很小,一般可以认为任意两次的相交是相互独立事件,即假定响应  $y(t)$  在给定时间段  $[0, T]$  内超越界限  $\beta$  的总次数  $n(\beta, T)$  服从 Poisson 分布。

如果令  $n_{\beta}^{+}(T)$  表示随机反应  $y(t)$  在  $[0, T]$  时间内以正斜率与超越界限  $x = \beta$  的总次数,并假设其服从 Poisson 过程,则超越总次数  $n_{\beta}^{+}(T)$  等于  $i$  次的概率可以表示为:

$$P\{n_{\beta}^{+}(T) = i\} = \frac{1}{i!} \left[ \int_0^T v_{\beta}^{+}(t) dt \right]^i \exp \left[ - \int_0^T v_{\beta}^{+}(t) dt \right] \quad (4.21)$$

式中,  $v_{\beta}^{+}(t)$  是在单位时间内反应  $y(t)$  以正斜率与界限  $\beta$  相交次数的期望值,也可称交差速率,可以按下式计算<sup>[86]</sup>:

$$v_{\beta}^{+} = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_y}{\sigma_y} \exp \left( - \frac{\beta^2}{2\sigma_y^2} \right) \quad (4.22)$$

当  $i = 0$  时,即可得到反应  $y(t)$  不超过界限  $\beta$  的概率。如果令反应  $y(t)$  为结构响应,由式 4.21 计算得到  $i = 0$  时的概率就代表了结构在  $[0, T]$  时间内的动力可靠性。因此,在考虑单侧界限时,结构的动力可靠度可以表示为:

$$P_{s_1}(T) = P\{n_{\beta}^{+}(T) = 0\} = \exp \left[ - \int_0^T v_{\beta}^{+}(t) dt \right] \quad (4.23)$$

假设结构响应服从平稳随机过程,那么  $n_{\beta}^{+}(T)$  也是平稳 Poisson 过程,即交差速率与时间  $t$  无关,此时有:

$$P_{s_1}(T) = \exp(-v_{\beta}^+ T) = \exp\left(-\frac{T}{2\pi} \frac{\sigma_y}{\sigma_y} \exp\left(-\frac{\beta^2}{2\sigma_y^2}\right)\right) \quad (4.24)$$

对于结构反应为非平稳随机过程的情况， $n_{\beta}^+(T)$  则不同于平稳的 Poisson 过程，此时交差速率与时间  $t$  有关，若忽略非平稳过程  $y(t)$  和其导数过程  $\dot{y}(t)$  的相关性，结构动力可靠度可以近似表示为：

$$P_{s_1}(T) = \exp\left(-\int_0^T v_{\beta}^+(t) dt\right) = \exp\left(-\frac{1}{2\pi} \int_0^T \frac{\sigma_y(t)}{\sigma_y(t)} \exp\left(-\frac{\beta^2}{2\sigma_y^2(t)}\right) dt\right) \quad (4.25)$$

对于双侧界限范围  $[-\beta_2, \beta_1]$  而言，结构的动力可靠度为：

$$\begin{aligned} P_{s_2} &= P\{\max y(t) < \beta_1 \cap \min y(t) > -\beta_2\} \\ &= \exp\left[-\int_0^T v_{\beta_1}^+(t) dt\right] \exp\left[-\int_0^T v_{\beta_2}^-(t) dt\right] \\ &= \exp\left\{-\int_0^T [v_{\beta_1}^+(t) + v_{\beta_2}^-(t)] dt\right\} \end{aligned} \quad (4.26)$$

当  $\beta_2 = \beta_1 = \beta$  时，有

$$\begin{aligned} P_{s_2}(T) &= \exp\left(-\frac{1}{2\pi} \int_0^T \frac{\sigma_y(t)}{\sigma_y(t)} \left[\exp\left(-\frac{\beta_1^2}{2\sigma_y^2(t)}\right) + \exp\left(-\frac{\beta_2^2}{2\sigma_y^2(t)}\right)\right] dt\right) \\ &= \exp\left(-\frac{1}{\pi} \int_0^T \frac{\sigma_y(t)}{\sigma_y(t)} \exp\left(-\frac{\beta^2}{2\sigma_y^2(t)}\right) dt\right) \end{aligned} \quad (4.27)$$

Poisson 过程假定认为反应  $y(t)$  与界限  $\beta$  发生相交的事件之间是相互独立的，但对于窄带过程的情况来说，若在一次循环中已发生超越界限事件，则在下一次循环中再次发生超越界限的可能性将会很大。Vanmarcke 等<sup>[93]</sup>基于首次超越破坏准则，并且假定交差次数服从 Markov 过程，提出了如下的界限超越概率修正公式：

$$P_s(T) = \exp\left\{-\frac{1}{\pi} \int_0^T \frac{\sigma_y(t)}{\sigma_y(t)} \exp\left[-\frac{\beta^2}{2\sigma_y^2(t)}\right] \frac{1 - \exp\left[-\sqrt{\frac{\pi}{2}} q(t) \frac{\beta}{\sigma_y(t)}\right]}{1 - \exp\left[-\frac{\beta}{2\sigma_y(t)}\right]} dt\right\} \quad (4.28)$$

式中， $q(t) = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2(t)}{\lambda_0(t)\lambda_2(t)}}$ ， $\lambda_j(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \omega^j S_{yy}(\omega, t) d\omega$  ( $j = 0, 1, 2$ )。

一般来说，对于高界限值的情况，无论结构反应  $y(t)$  是服从宽带过程还是服从窄带过程，结构反应发生界限交差的概率一直是非常小的。所以 Poisson 过程假定在大多数情况下是可以接受的，而且基于 Poisson 过程假定的计算得出的可

可靠性结果更偏于安全<sup>[86]</sup>，故本文采用基于 Poisson 过程假定的结构动力可靠度进行分析。

## 4.5 非平稳随机激励下混合控制结构优化设计

### 4.5.1 优化问题

为了针对基础隔震与流体惯容混合控制结构在非平稳随机激励作用下的振动响应进行优化分析，将隔震层位移响应的失效概率作为优化目标函数，同时考虑上部结构的加速度均方响应，使上部结构加速度保持减振水平的同时，控制隔震层位移在一定的可靠度范围内。

将隔震层位移响应的失效概率  $P_f$  定义为可靠度性能指标  $J_P$ ：

$$J_P = P_f \quad (4.29)$$

其中，失效概率  $P_f$  表示隔震层位移响应  $x_b$  在时间  $[0, T]$  内超过可接受阈值  $\beta$  的概率，可以通过隔震层位移响应的可靠度进行计算：

$$P_f = 1 - P_s(\boldsymbol{\theta} | \beta, T) = 1 - P[x_b(\tau) > \beta, \tau \in [0, T]] \quad (4.30)$$

式中， $\boldsymbol{\theta} = [r_{12}, r_3, l, \eta_d]$  为设计变量构成的向量。

采用图 3.1 所示的混合控制体系简化模型，上部结构采用基础固结时，基本周期为  $T_s = 0.5$  s，基础隔震后结构自振周期为  $T_b = 3.0$  s，上部结构总质量  $m_s = 3.3 \times 10^6$  kg，阻尼比  $\zeta_s = 0.05$ ，隔震层总质量  $m_b = 6 \times 10^5$  kg，阻尼比  $\zeta_b = 0.10$ 。考虑非平稳随机地震动激励，功率谱模型采用 Clough-Penzien 模型，模型参数取值如下： $\omega_g = 15.7$ 、 $\xi_g = 0.6$ 、 $\omega_f = 1.57$ 、 $\xi_f = 0.6$ ，峰值地面加速度  $\text{PGA} = 0.3g$ ；均匀调制函数采用公式 4.5，参数取值如下： $t_a = 0.8$ 、 $t_b = 7.0$ 、 $c = 0.7$ 、 $t_d = 15.5$ 。隔震层位移响应阈值  $\beta$  取 0.2 m。

同时考虑上部结构的加速响应性能指标  $J_a$ ，以  $J_P$ 、 $J_a$  两性能指标作为目标函数，对流体惯容系统设计参数  $r_{12}$ 、 $r_3$ 、 $l$ 、 $\eta_d$  进行优化设计，可以将此优化问题表述为以下数学优化问题：

$$\begin{aligned} & \min_{\boldsymbol{\theta}} [J_P(\boldsymbol{\theta}), J_a(\boldsymbol{\theta})] \\ & \text{subject to } \boldsymbol{\theta}_{lb} \leq \boldsymbol{\theta} \leq \boldsymbol{\theta}_{ub} \end{aligned} \quad (4.31)$$

式中， $\boldsymbol{\theta} = [r_{12}, r_3, l, \eta_d]$  为设计变量构成的向量，优化目标  $J_P$ 、 $J_a$  为隔震层可靠度和上部结构加速度性能指标， $\boldsymbol{\theta}_{lb}$ 、 $\boldsymbol{\theta}_{ub}$  分别为设计变量  $\boldsymbol{\theta}$  的下界和上界。

这一优化过程将随机激励的非平稳因素考虑其中，更符合真实地震动情况，但同时由于优化过程中将包含虚拟激励法的时间历程计算和统计线性化技术的迭代计算，计算成本将会更高。

### 4.5.2 优化结果

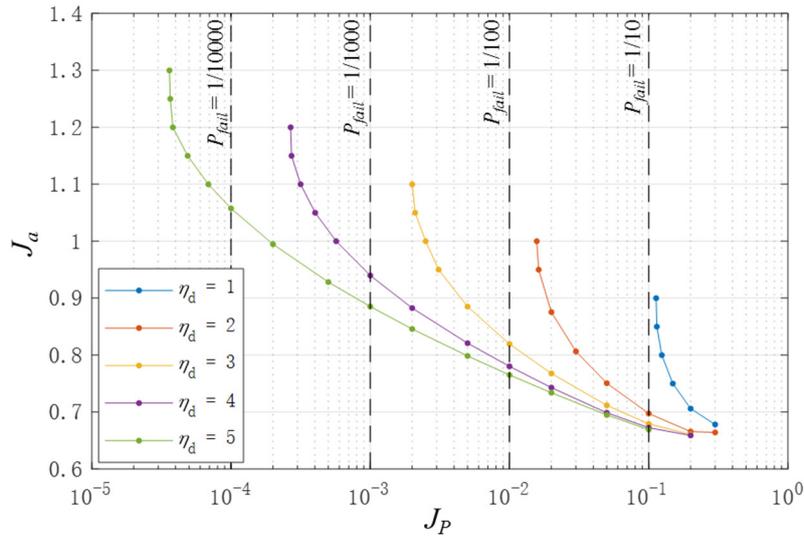


图 4.3 非平稳随机激励下关于性能指标  $J_P$  与  $J_a$  的 Pareto 前沿

图 4.3 是在不同等效刚度比  $\eta_d$  下，关于性能指标  $J_P$  与  $J_a$  的 Pareto 前沿。从图中可以看出，在阈值  $\beta = 0.20m$  的条件下，通过优化可以使隔震层的失效概率降至  $1/10 \sim 1/10^4$  不等的水平。隔震层的失效概率与上部结构加速度响应两者之间存在相互制约的关系，在不放大上部结构加速度 ( $J_a < 1$ ) 的条件下，可以保证隔震层控制在合理的可靠度范围内。

图 4.3 中还标注出了一系列隔震层可靠性指标  $J_P$  的控制线（失效概率  $P_{fail} = 1/10, 1/100, 1/1000, 1/10000$ ），在决定最优设计参数取值方案时，可以根据实际性能需要选择不同的隔震层可靠度控制标准。图 4.4 和图 4.5 表示了不同隔震层失效概率控制标准下，相对应的最优设计参数取值及模型参数取值的变化情况。隔震层可靠性指标  $J_P$  的控制标准越严格（失效概率越低），对应的液压缸有效半径  $r_{12}$ 、螺旋管内半径  $r_3$  和螺旋管总长度  $l$  的取值也越大，这意味着将需要更大的流体惯容系统制造成本。因此，在进行惯容系统设计时，应综合考虑实际减震性能需求和制造成本，选择适当的性能指标控制标准。

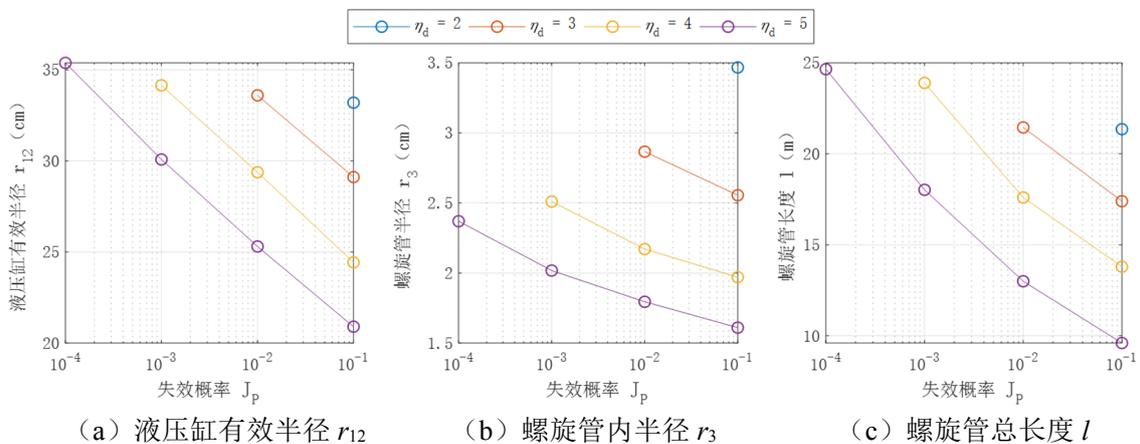


图 4.4 不同控制标准下的最优设计参数

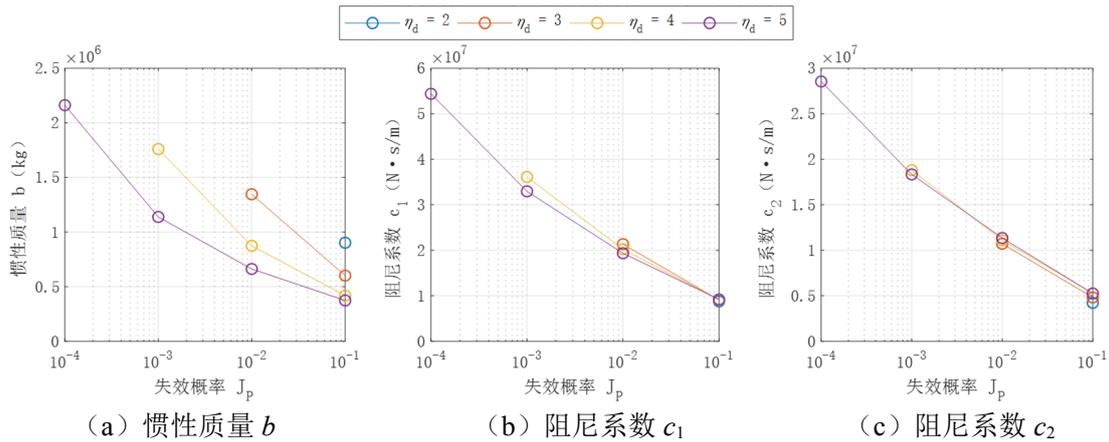


图 4.5 不同控制标准下的最优模型参数

## 4.6 非线性响应时程分析

将上述优化结果应用到一多层建筑结构中,通过在一系列实际地震动记录下开展非线性时程分析,对基础隔震与流体惯容混合控制体系的实际减震性能进行检验。该结构信息与 3.7.3 节相同,详见表 3.2。

### 4.6.1 流体惯容装置设计

根据之前的优化结果,综合考虑顶层加速度和隔震层可靠度两项指标的控制需求。由于上部结构加速度主要隔震系统进行控制,通过设置刚度较小的隔震层,已经使上部结构加速度得到一定程度的减小,此时流体惯容装置的主要控制目标为减小软弱隔震层处放大的位移响应,同时保证顶层加速度在原有隔震系统控制效果的基础上不发生放大,因此对于加速度性能指标的控制需求可以适当放宽,指标  $J_a$  (即受控隔震结构与未受控隔震结构的顶层加速度响应比) 取值不大于 1 即可。在隔震层位移阈值  $\beta = 0.20$  m 的情况下,为避免在强震作用下发生可能导致隔震层失效的过大位移,隔震层可靠度应达到 99%,可以将失效概率指标  $J_p$  取为 0.01。考虑流体惯容装置中液体可压缩性及连接弹簧的合理取值,取其等效刚度比为  $\eta_d = 3$ 。查找 4.5.2 节的优化结果,可以得到此时的流体惯容装置的最优设计参数为:液压缸有效半径  $r_2 = 35.8$  cm、螺旋管内半径  $r_3 = 2.6$  cm、螺旋管总长度  $l = 21.3$  m。由表 2.5 中的参数关系,可以计算得到此时的流体惯容模型参数为:惯性质量  $b = 1.35 \times 10^6$  kg、阻尼系数  $c_1 = 2.13 \times 10^7$   $N \cdot (s/m)^2$ 、阻尼系数  $c_2 = 1.07 \times 10^7$   $N \cdot (s/m)^{1.75}$ 。

针对以上流体惯容装置主要设计参数的最优取值,根据第 2 章中惯容系统的设计方法,可以设计流体惯容装置采用表 4.2 中的详细设计参数。其中活塞杆半径  $r_1$  的取值应使活塞杆满足在工作最大压应力下不发生屈服。

表 4.2 流体惯容装置参数设计

参数	数值	参数	数值
活塞杆半径 $r_1$	0.125 m	螺旋管旋转圈数 $n$	7.5
液压缸半径 $r_2$	0.380 m	液压缸长度 $L$	1.000 m
螺旋管内半径 $r_3$	0.026 m	活塞厚度 $H$	0.150 m
螺旋管旋转半径 $R$	0.450 m	流体密度 $\rho$	1000 kg/m <sup>3</sup>
螺旋管旋转螺距 $h$	0.100 m	流体粘度系数 $\mu$	0.001 Pa·s

#### 4.6.2 地震动记录选取

为验证以上优化结果的有效性,并考虑近断层地震动可能对基础隔震结构动力响应起到的不利影响,下文将分别选取近断层地震动和远场地震动进行分类综合研究。

从美国太平洋地震工程研究中心 NGA-West2 数据库中选取 3 组共计 60 条强震记录用于混合控制结构的时程分析。其中,第一组为断层距在 20 km 以下、速度时程具有脉冲波形的地震记录,即近断层脉冲型地震波,简称 NF-P 型,记录信息如表 4.3 所示;第二组为断层距在 20 km 以下、速度时程没有脉冲波形的地震记录,即近断层无脉冲型地震波,简称 NF-NP 型,记录信息如表 4.4 所示;第三组为断层距大于 20 km 的远场地震动记录,简称 FF 型,记录信息如表 4.5 所示。三组记录中,每组均按照以上规则选取 20 条震级 5.5 以上的强震记录。并且每组地震波均包含了来自世界范围内多个台站的强震记录,使其组合具有足够的统计代表性。

表 4.3 所选近断层脉冲型地震记录

序号	地震事件	台站	震级	断层距 (km)	速度脉冲周期 (s)	序号	地震事件	台站	震级	断层距 (km)	速度脉冲周期 (s)
1	Tabas, Iran	Tabas	7.35	2.05	6.188	11	Chi-Chi, Taiwan	CHY006	7.62	9.76	2.570
2	Irpinia, Italy-01	Bagnoli Irpinio	6.90	8.18	1.713	12	Denali, Alaska	TAPS Pump Station #10	7.90	2.74	3.157
3	Westmorland	Parachute Test Site	5.90	16.66	4.389	13	Cape Mendocino	Centerville Beach, Naval Fac	7.01	18.31	1.967
4	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	6.54	0.95	2.394	14	Parkfield-02, CA	Parkfield-Fault Zone 9	6.00	2.85	1.134
5	Loma Prieta	Gilroy-Historic Bldg.	6.93	10.97	1.638	15	Niigata, Japan	NIGH11	6.63	8.93	1.799
6	Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.93	12.82	2.639	16	Montenegro, Yugoslavia	Bar-Skupstina Opstine	7.10	6.98	1.442
7	Cape Mendocino	Petrolia	7.01	8.18	2.996	17	Montenegro, Yugoslavia	Ulcinj-Hotel Olympic	7.10	5.76	1.974
8	Northridge-01	Jensen Filter Plant Administrative Building	6.69	5.43	3.157	18	L'Aquila, Italy	L'Aquila-Parking	6.30	5.38	1.981
9	Northridge-01	Pacoima Kagel Canyon	6.69	7.26	0.728	19	Chuetsu-oki, Japan	Joetsu Kakizakiku Kakizaki	6.80	11.94	1.400
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	7.51	13.49	7.791	20	Darfield, New Zealand	GDLC	7.00	1.22	6.230

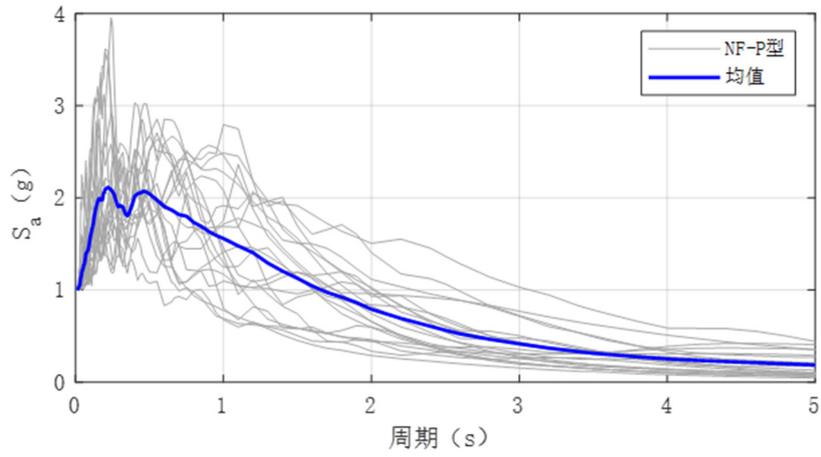
表 4.4 所选近断层无脉冲型地震记录

序号	地震事件	台站	震级	断层距 (km)	序号	地震事件	台站	震级	断层距 (km)
1	Parkfield	Cholame - Shandon Array #12	6.19	17.64	11	Mammoth Lakes-01	Long Valley Dam (Upr L Abut)	6.06	15.46
2	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route	6.61	19.63	12	Irpinia, Italy-01	Auletta	6.90	9.55
3	San Fernando	Lake Hughes #12	6.61	19.30	13	Corinth, Greece	Corinth	6.60	10.27
4	Friuli, Italy-03	Buia	5.50	11.98	14	Westmorland	Superstition Mtn Camera	5.90	19.37
5	Tabas, Iran	Dayhook	7.35	13.94	15	Coalinga-05	Sulphur Baths (temp)	5.77	11.42
6	Coyote Lake	San Juan Bautista, 24 Polk St	5.74	19.70	16	New Zealand-01	Turangi Telephone Exchange	5.50	8.84
7	Norcia, Italy	Spoletto	5.90	13.28	17	Morgan Hill	Gilroy Array #3	6.19	13.02
8	Imperial Valley-06	Cerro Prieto	6.53	15.19	18	N. Palm Springs	Fun Valley	6.06	14.24
9	Imperial Valley-06	Parachute Test Site	6.53	12.69	19	Chalfant Valley-01	Bishop - Paradise Lodge	5.77	15.13
10	Livermore-01	Antioch - 510 G St	5.80	15.13	20	Whittier Narrows-01	Arcadia - Campus Dr	5.99	17.42

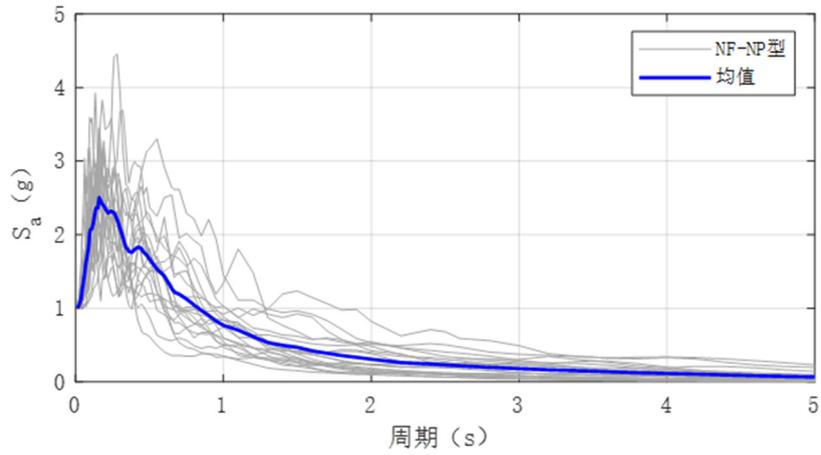
表 4.5 所选远场地震记录

序号	地震事件	台站	震级	断层距 (km)	序号	地震事件	台站	震级	断层距 (km)
1	Kern County	Santa Barbara Courthouse	7.36	82.19	11	Tabas, Iran	Boshrooyeh	7.35	28.79
2	Kern County	Taft Lincoln School	7.36	38.89	12	Tabas, Iran	Ferdows	7.35	91.14
3	Southern Calif	San Luis Obispo	6.00	73.41	13	Norcia, Italy	Bevagna	5.90	31.45
4	Parkfield	San Luis Obispo	6.19	63.34	14	Imperial Valley-06	Coachella Canal #4	6.53	50.10
5	San Fernando	Cedar Springs Pumphouse	6.61	92.59	15	Imperial Valley-06	Plaster City	6.53	30.33
6	San Fernando	Cedar Springs, Allen Ranch	6.61	89.72	16	Imperial Valley-06	Superstition Mtn Camera	6.53	24.61
7	San Fernando	Fairmont Dam	6.61	30.19	17	Livermore-01	APEEL 3E Hayward CSUH	5.80	30.59
8	San Fernando	LA-Hollywood Stor FF	6.61	22.77	18	Livermore-01	Del Valle Dam (Toe)	5.80	24.95
9	Friuli, Italy-01	Barcis	6.50	49.38	19	Livermore-01	Fremont-Mission San Jose	5.80	35.68
10	Friuli, Italy-01	Conegliano	6.50	80.41	20	Livermore-01	Tracy-Sewage Treatm Plant	5.80	53.82

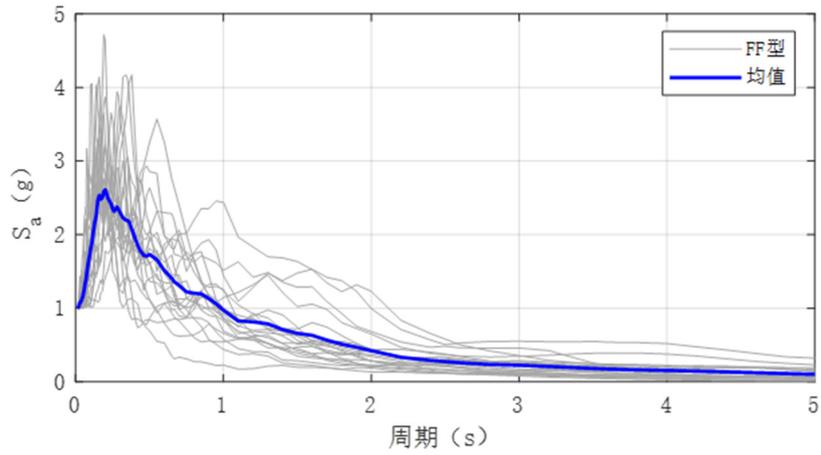
三组地震波的归一化反应谱及相应的均值反应谱如图 4.6 所示。对比分析各组地震动记录的频谱特性，对于具有速度脉冲的近断层地震动记录（NF-P），可以看到其反应谱具有更多的长周期的成分，这与无脉冲型近断层地震记录（NF-NP）和远场地震记录（FF）的反应谱形态具有明显区别。所以对于中长周期的隔震结构来说，在近断层脉冲型地震波作用下将十分不利，因此应重点关注此类地震作用下混合控制结构的减震效果。



(a) 近断层脉冲型地震波反应谱



(b) 近断层无脉冲型地震波反应谱



(c) 远场地震波反应谱

图4.6 所选三组地震波反应谱均值对比

为了表明所选地震动记录具有足够的代表性，图 4.7 给出了各组地震动记录的地震事件中，震级与断层距之间的关系。从图 4.7 的实际分布情况可以看出，所选取的地震动记录在震级 5.5 至 8.0 之间均匀分布，并且对于不同断层距的地震波均有选取。观察近断层脉冲型地震波与无脉冲型地震波的分布情况可以发现，脉冲型地震波更易在震级更大、断层距较近的台站记录到；而无脉冲型记录更易在震级稍小，断层距较远的台站记录到。

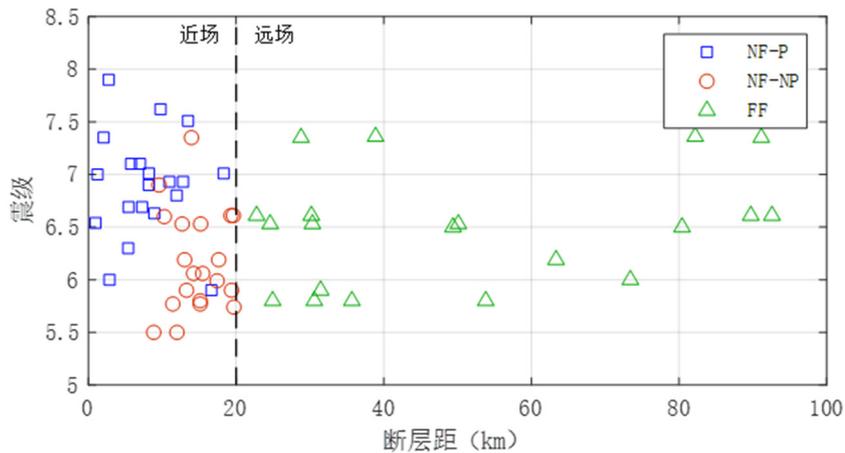
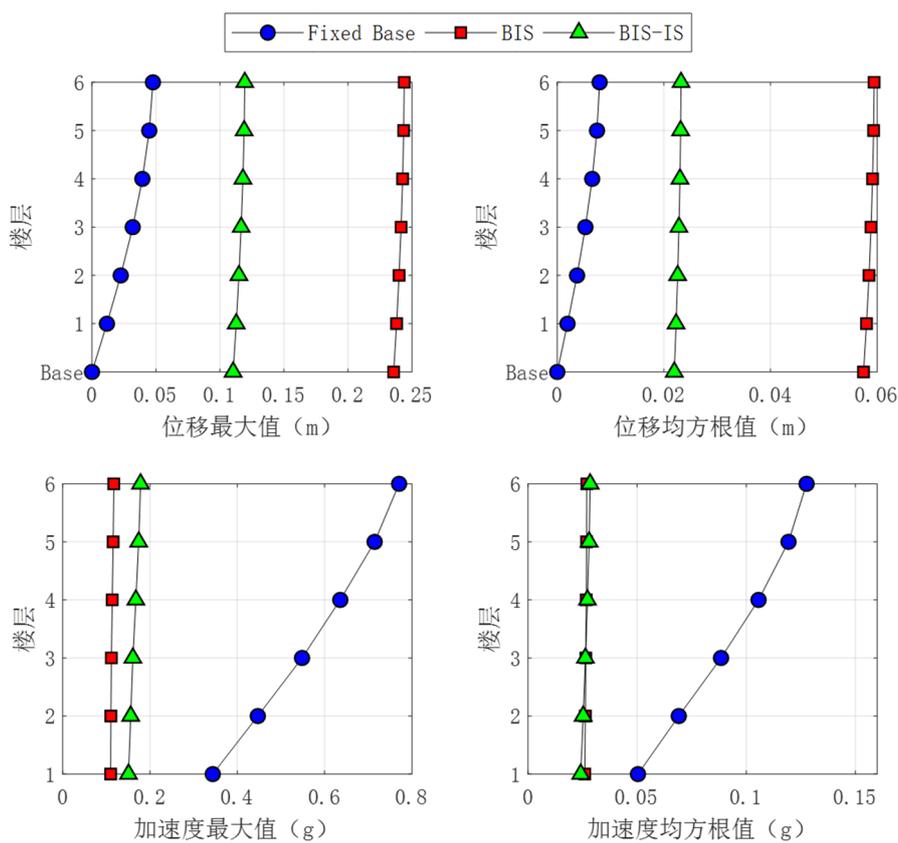


图 4.7 所选地震记录的震级与断层距的关系

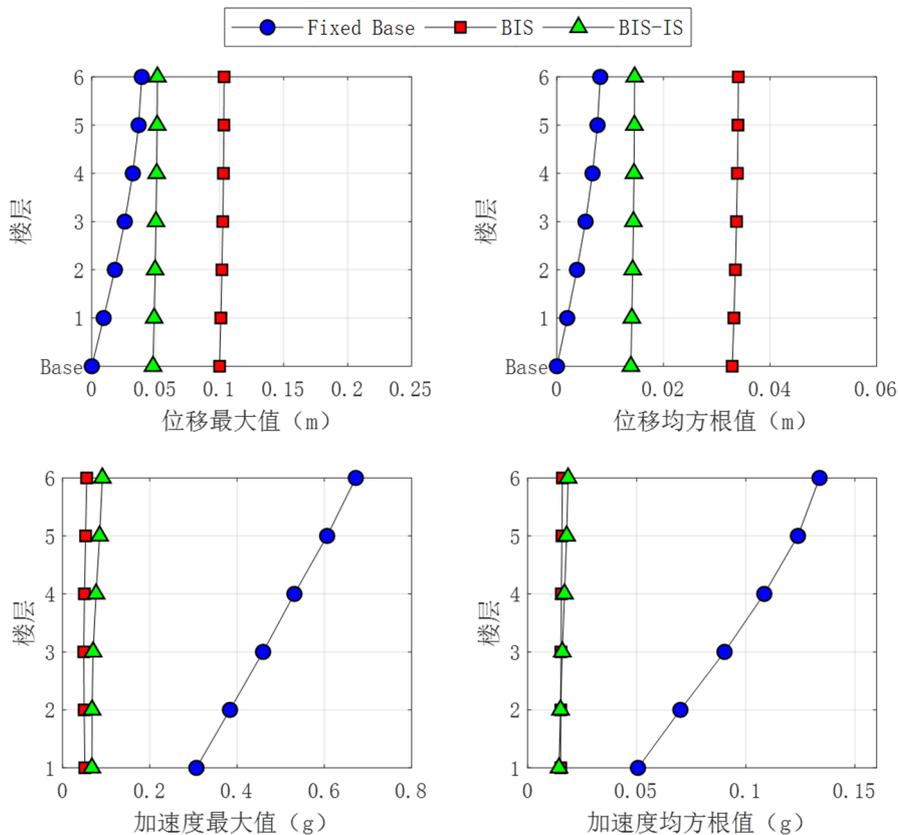
### 4.6.3 非线性时程分析结果

将所有地震动记录按照峰值加速度归一化处理，取统一峰值加速度  $PGA = 0.3g$ ，从而将输入强度的不确定性与频谱特性的不确定性分离开来，以更好地反映不同地震动频谱特性对隔震结构的影响。采用四阶 Runge-Kutta 法，计算原始基础固定抗震结构 (Fixed Base)、无控隔震结构 (BIS) 和流体惯容与基础隔震混合控制结构 (BIS-IS) 在各类地震作用下的时程响应。对混合控制结构各楼层位移和楼层绝对加速度进行统计分析，并计算以上响应指标在每组 20 条地震波下的平均最大值 (MAX) 和平均均方根值 (RMS)，以评价混合控制体系在不同类地震激励下的减震性能。

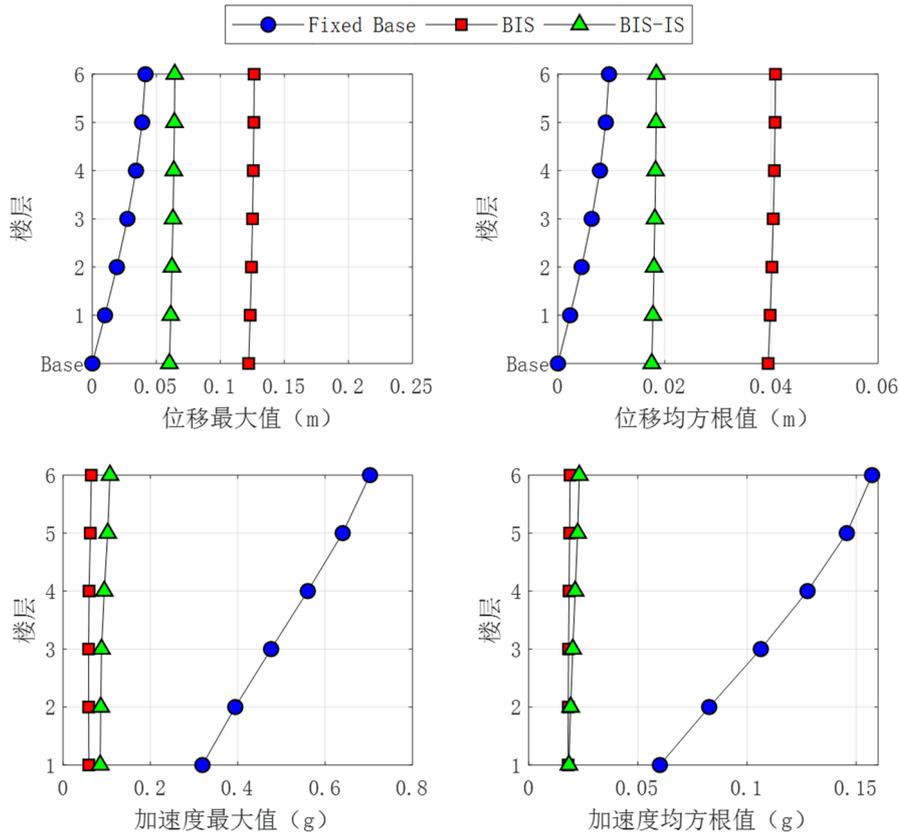
图 4.8 是时程计算的统计结果。其中，图 4.8 (a)、(b)、(c) 分别是近断层脉冲型地震波、近断层无脉冲型地震波和远场地地震波作用下的结构振动响应情况。



(a) 近断层脉冲型地震波



(b) 近断层无脉冲型地震波



(c) 远场地震波

图 4.8 时程计算统计结果

从图中可以看到，相比于原始抗震结构（蓝色线）的地震响应，隔震结构（红色线）的上部结构加速度响应明显降低，层间位移响应也明显减小，但同时隔震层（Base）处集中了很大的位移响应，在近断层脉冲型地震波下最大可达 24 cm。采用流体惯容系统与基础隔震系统进行混合控制后（绿色线），隔震层的位移响应获得明显减轻，基本减幅可以达到 50%以上。同时，混合控制结构的加速度响应也控制在合理水平，其中加速度响应均方值基本与无控隔震结构保持不变，而加速度响应最大值有少量增加，但对于原始抗震结构来说仍控制在合理范围内。说明基础隔震与流体惯容混合控制体系达到了其预期目标，一方面通过隔震系统减轻了上部结构加速度响应，另一方面通过流体惯容系统减轻了隔震层位移响应。

另外，对比图 4.8 (a) ~ (c) 可知，基础隔震结构在近断层脉冲型地震波下的响应远大于其在非脉冲地震波及远场地地震波作用下的响应，这与原始抗震结构的地震表现有明显差异，验证了近断层脉冲型地震波对基础隔震结构的不利影响。而采用混合控制后，流体惯容系统在近断层地震和远场地地震作用下的减震性能表现稳定，在近断层脉冲地震波下位移均方根值减幅达到 61.97%，甚至大于在远场地地震波下的减幅（55.36%），说明流体惯容装置可以有效改善隔震结构在近断层脉冲型地震下的振动性能。

为了对上述结果进行更具体地分析说明,在每组地震动记录时程分析结果中,分别选取3条有代表性的地震响应时程。图4.9、图4.10和图4.11分别是近断层脉冲型地震波、近断层无脉冲型地震波和远场地地震波作用下的响应时程曲线与力-位移滞回曲线。对于近断层脉冲型地震作用,从图4.9中可以清楚地观察到脉冲响应,由于强烈的地震激励集中发生在短时间内,结构响应也在短时间内集中发生。同时可以看到,隔震结构(BIS)的顶层加速度响应比原始基础固定结构(Fixed Base)有明显减轻,并且采用流体惯容系统进行混合控制(BIS-IS)后,隔震层位移响应也得到了有效控制。对于其余未画出的地震时程计算结果,也具有上述类似的情况。

另外,图中的力-位移滞回曲线也更好地体现了3.6节中关于混合控制体系能量响应分析的结果。该滞回曲线表示隔震层出力(包括阻尼力与恢复力)随隔震层位移的变化情况。隔震结构的耗能主要集中于隔震层,隔震层位移响应越大,相应的滞回环也就越大。可以看出,在相同的地震动激励下,BIS-IS混合控制系统的滞回环要比传统隔震结构(BIS)的滞回环小得多。这证实了流体惯容系统可以使隔震结构的能量响应分布得到改善,部分地震输入能量将被流体惯容系统有效地耗散。通常情况下,较小的滞回环代表了在隔震结构中可以使用数量更少、尺寸更小的隔震支座,这意味着隔震装置的成本需求有所降低,从而弥补了因设置流体惯容装置而导致的额外成本。

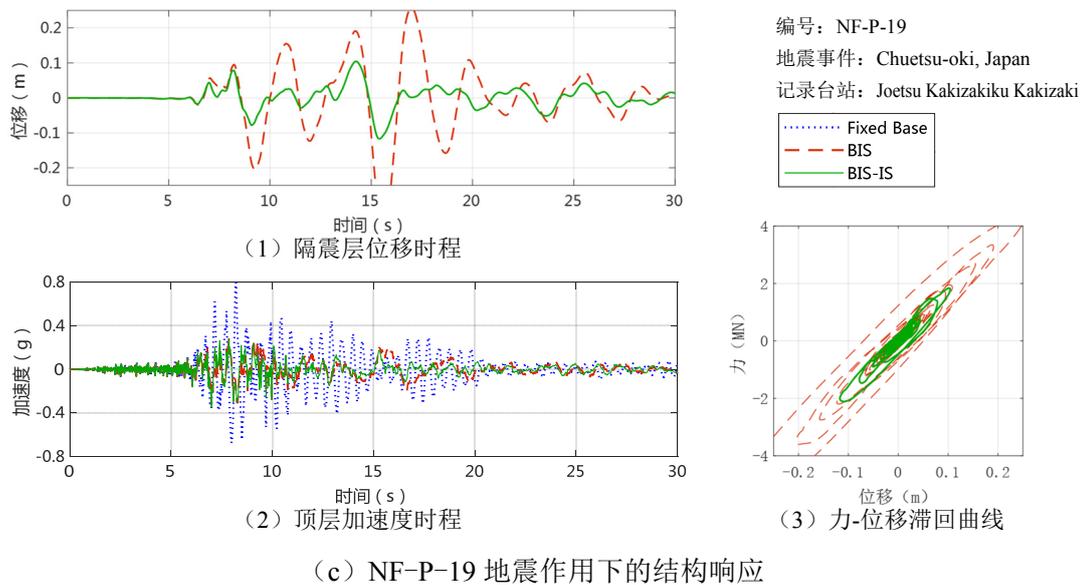
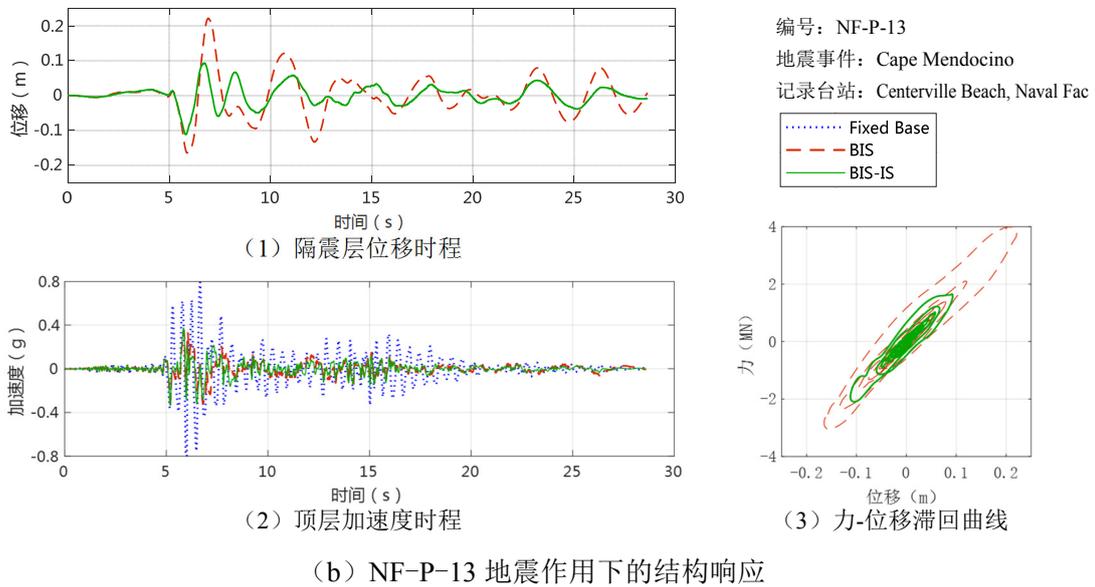
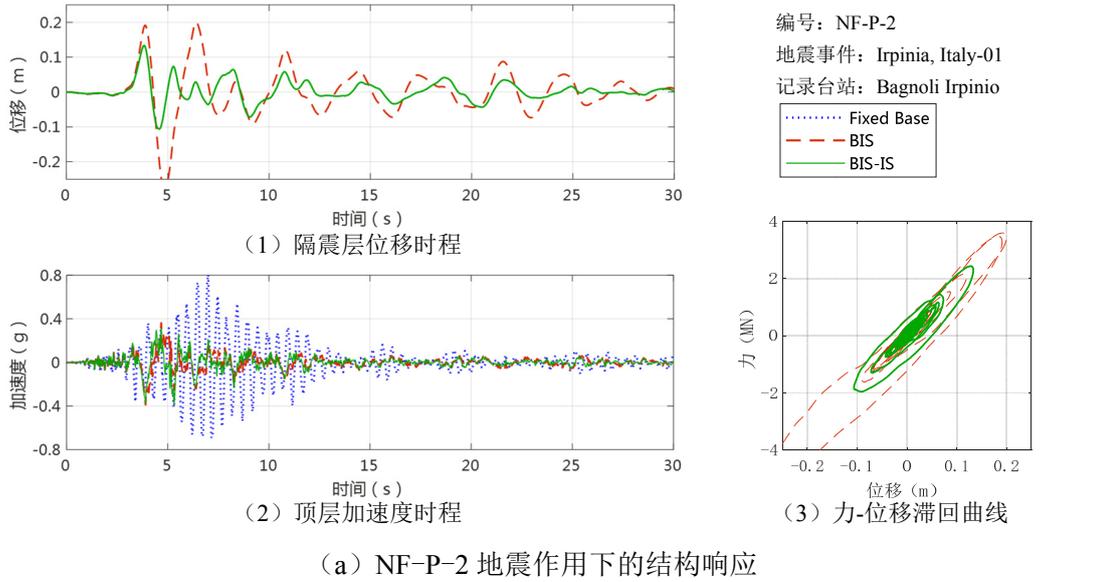


图 4.9 近断层脉冲型地震动下的结构响应

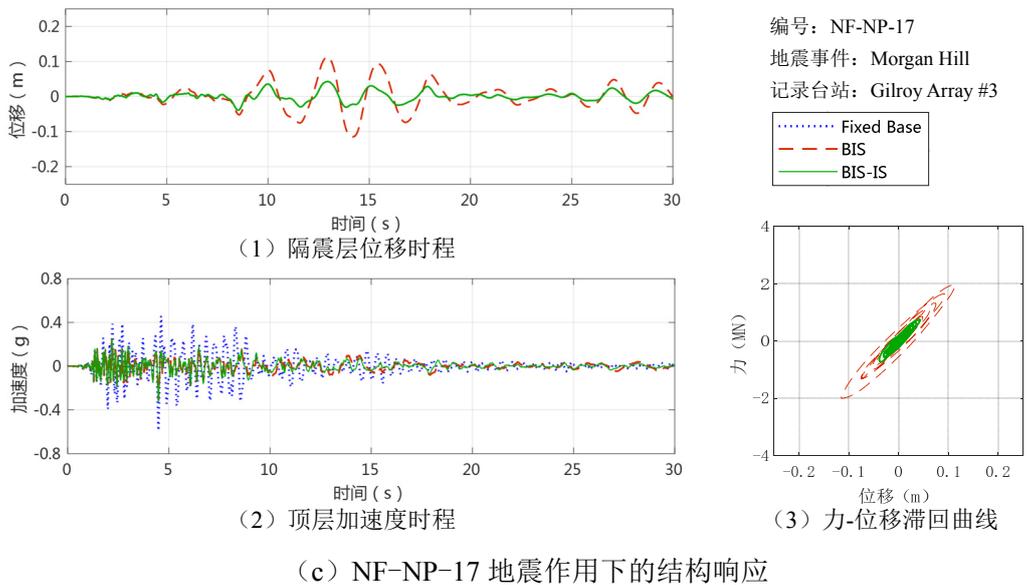
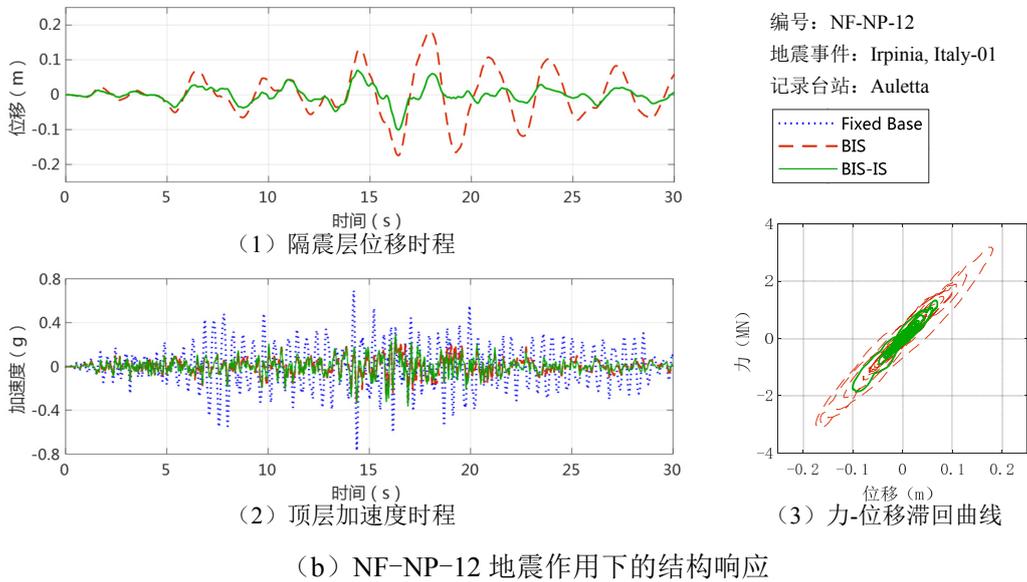
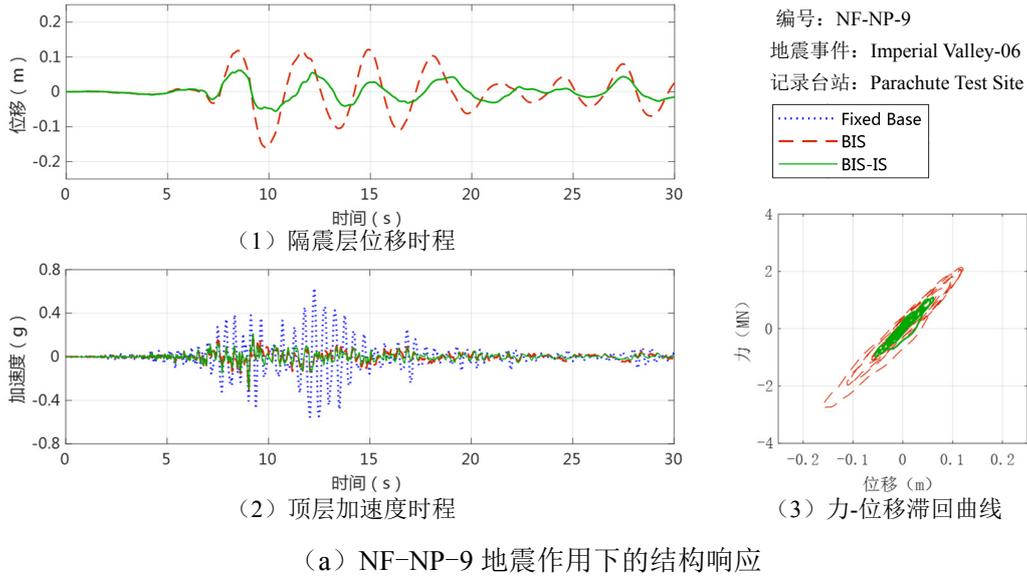


图 4.10 近断层非脉冲型地震动下的结构响应

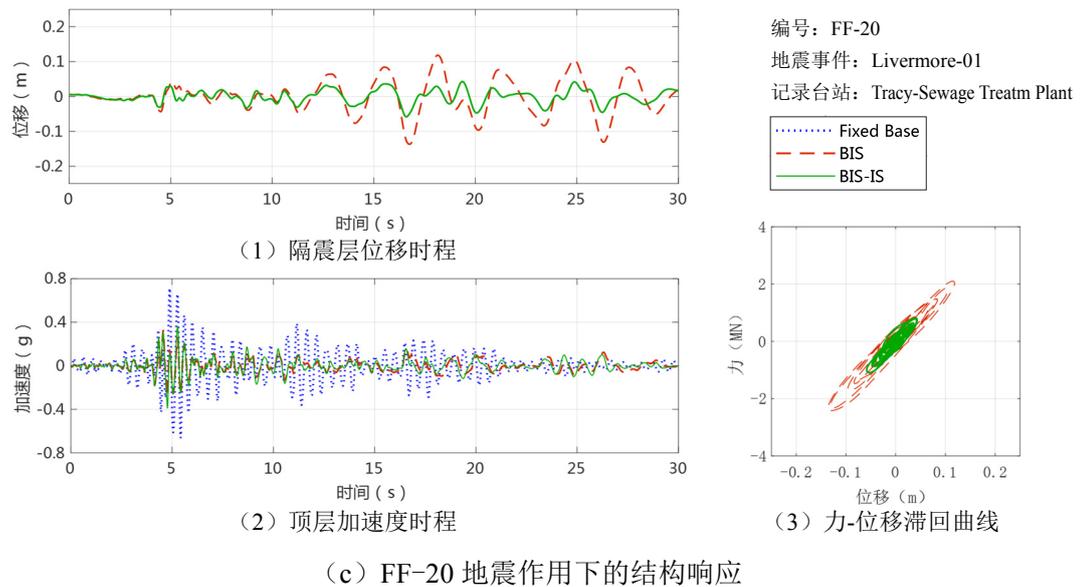
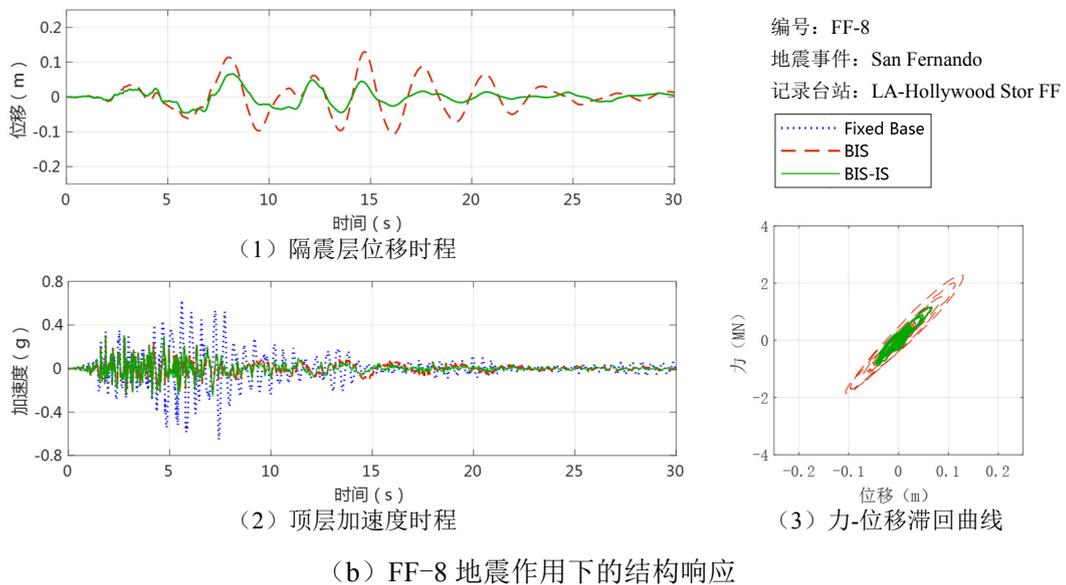
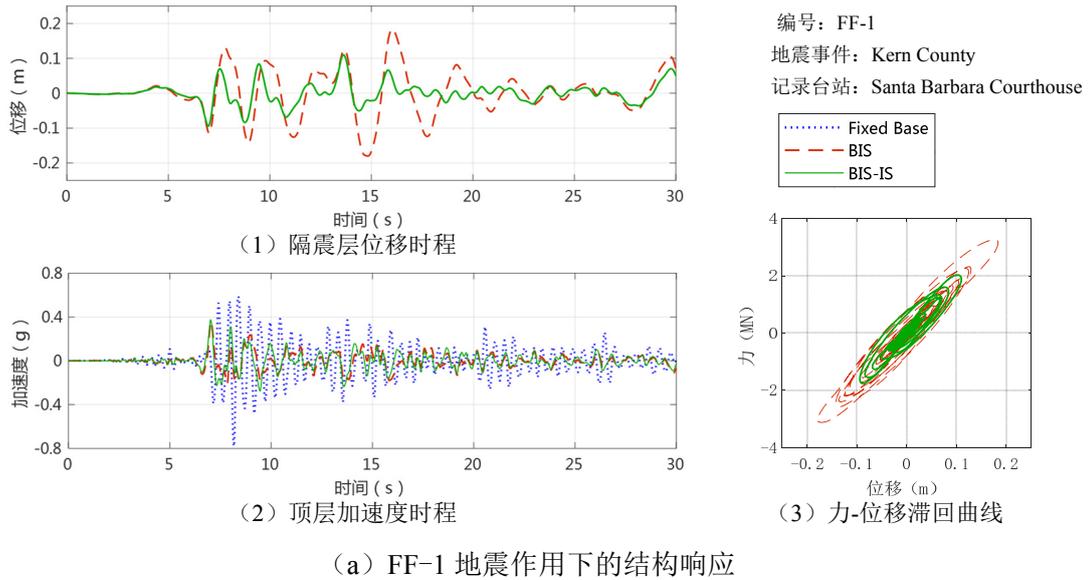


图 4.11 远场地震动下的结构响应

## 第5章 结论与展望

### 5.1 结论

隔震技术作为一种实用有效的振动控制方式,可以有效延长结构自振周期,减轻地震作用对上部结构的影响,但同时需要对隔震层在强震下的水平位移进行限制。本文将隔震结构与流体惯容装置相结合,针对二者振动特性进行合理优化,有效避免了强震作用下隔震层位移超限问题的发生。文章的主要研究工作及其相关结论可以归纳如下:

(1) 流体惯容器不仅具有十分可观的质量放大效应,而且因装置内流体流动而具有寄生阻尼,该阻尼具有明显的非线性特征。其流体惯性力和寄生阻尼力同时受到装置尺寸构造和油液物理特性等诸多因素影响,且二者之间相互耦合。在实际工作时,因油液在螺旋管中流动而具有的惯性力及其与管壁摩擦造成的阻尼力,是流体惯容器出力的主要来源。螺旋管中的寄生阻尼力会受到二次流效应的影响,在分析时可通过范宁摩擦因数计算模型加以体现。同时,因液体可压缩性导致的装置刚度,在分析设计惯容系统时也应加以考虑。实际分析时,流体惯容系统可以归纳为简明清晰的力学模型,并根据参数的重要性的分析的有效性,将关键设计参数归纳为液压缸有效半径 $r_2$ 、螺旋管内半径 $r_3$ 、螺旋管总长度 $l$ 以及调谐弹簧刚度 $k_d$ 。

(2) 上部结构加速度和隔震层位移响应是评价隔震系统减震效果和隔震层安全性的关键指标,通过对基础隔震与流体惯容混合控制系统进行参数分析,发现二者均可有效减轻,但并非同时达到最优值。在低阻尼隔震结构中惯容系统的控制效果更好。而且由于流体惯容系统的非线性特征,结构响应会受峰值地面加速度影响。另外,通过能量响应分析发现,在位移、加速度响应优化的同时也可以使能量响应降低,合理的惯容设计参数不仅减少了流入隔震结构的能量,而且可以减少输入整个混合控制体系的地震动总能量。

(3) 采用了首次超越破坏准则的动力可靠性对混合控制结构进行分析和优化,并对输入地震动的非平稳特性加以考虑,利用虚拟激励法,将非平稳随机振动分析转化为确定性时间历程分析。将隔震层位移响应的失效概率作为优化目标函数,同时考虑上部结构的加速度均方响应,使上部结构加速度保持减振水平的同时,控制隔震层位移在一定的可靠度范围内。通过优化计算,得到一系列相互制约的非劣最优解,并同时得到相应的惯容系统最优设计参数的取值。表明在不放大上部结构加速度的条件下,可以保证隔震层控制在合理的可靠度范围内。

(4) 通过对一采用基础隔震与流体惯容混合控制的实际结构进行非线性时

程分析,对该混合控制体系的实际减震性能进行了检验。并针对近断层脉冲型地震动作用下可能出现的隔震层位移超限问题进行了重点分析。结果表明,相比于原始抗震结构的地震响应,隔震结构的上部结构加速度响应明显降低,层间位移响应也明显减小,但同时隔震层处集中了很大的位移响应。采用流体惯容系统与基础隔震系统进行混合控制后,隔震层的位移响应获得明显减轻。同时,混合控制结构的加速度响应也控制在合理水平,其中加速度响应均方根值基本与无控隔震结构保持不变。说明基础隔震与流体惯容混合控制体系达到了其预期目标,一方面通过隔震系统减轻了上部结构加速度响应,另一方面通过流体惯容系统避免了强震下隔震层位移超限的问题。并且,在近断层脉冲型地震作用下,混合控制体系仍然保持了很好的振动控制性能。

## 5.2 展望

本文对基础隔震与流体惯容混合控制系统进行了理论分析和数值优化,证明了该混合控制体系的理论可行性和有效性,显著减轻了结构在地震作用下的振动响应,提高了结构的可靠性和经济性。对于进一步的理论分析和实际应用问题,目前还存在以下几方面问题有待研究:

(1) 流体惯容装置的力学性能复杂,具有明显的非线性特征,在工作时管路内流体的流动状态持续变化,寄生阻尼仅基于现有经验公式计算;惯性力与阻尼力相互耦合,二者的关系需要进一步分析。因此有待开展流体惯容装置的性能试验,获得流体惯容装置在实际工作状态下的真实力学表现,为本文的理论分析结果提供佐证。

(2) 本文采用统计线性化的方法,使非线性随机微分方程按照统计意义上误差最小的原则变为形式上是线性的随机微分方程,解决了混合控制体系非线性随机振动响应的计算问题。如何评估近似计算的误差,并对流体惯容装置非线性特性对结构控制效果的具体影响进行讨论,尚待进一步研究。

(3) 本文采用了非平稳的随机地震动输入模型进行分析计算和优化,经时程分析验证,隔震层位移在近断层脉冲地震动下的响应得到明显减轻,但仍高于远场地震动下的位移水平。可以在后续优化过程中进一步考量脉冲型地震动对隔震结构的不利影响,有针对性的避免近断层脉冲型地震动下隔震层位移放大的问题。

## 致谢

同济本硕的求学时光即将随本文一同收笔，时光荏苒，樱花七年开复谢，转眼又将步入新的旅程，感谢在同济相遇的一切。

特别感谢我的导师唐和生老师，唐老师治学严谨，在学术研究和未来规划上给予了我关键的支持和照顾，自我入学以来在研究中的每一点进步都离不开导师的鼓励和教诲。感谢唐老师的悉心教导，使我能够开拓视野，在这几年的学术研究中不断探索，顺利完成硕士学位论文。

感谢研究室薛松涛老师，薛老师学识渊博、和蔼谦逊，传道受业解惑，在研究和生活中对我们十分关怀。感谢研究室谢丽宇老师，对我的学习生活亦有诸多指导和帮助。

感谢班鑫磊师姐、郭雪媛师姐，以及陈实、张睿、徐康乾师兄和陈依珂、林庄慧师姐，在我求学和求职过程中提供帮助；感谢我的同门赵涛涛、管帅、陈子旸和薛智奇，以及师弟康建飞、易卓然、濮昱、陈豪，师妹曾璟琳、吴雅琴、冉凌霄，感谢与你们共同经历的美好时光。

感谢我的父母和家人，在我漫漫学业生涯里始终支持与鼓励，在居家完成论文时期不断照顾与包容。

感谢所有曾经帮助、关心和支持我的人。



## 参考文献

- [1] 日本建筑学会. 隔震结构设计[M]. 地震出版社, 2006.
- [2] Skinner R I, Robinson W H, McVerry G H. An introduction to seismic isolation[M]. John Wiley & Sons, 1993.
- [3] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 地震出版社, 1997.
- [4] Kelly J M. Aseismic base isolation: review and bibliography[J]. *Soil Dynamics and earthquake engineering*, 1986, 5(4): 202-216.
- [5] 李爽, 谢礼立. 近场问题的研究现状与发展方向[J]. *地震学报*, 2007, 029(001):102-111.
- [6] 刘启方, 袁一凡, 金星, 等. 近断层地震动的基本特征[J]. *地震工程与工程振动*, 2006, 026(001):1-10.
- [7] 王海云, 谢礼立. 近断层强地震动的特点[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2006, 38(12):2070-2072.
- [8] Bertero V V, Mahin S A, Herrera R A. Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 1978, 6(1): 31-42.
- [9] Anderson J C, Bertero V V. Uncertainties in establishing design earthquakes[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1987, 113(8): 1709-1724.
- [10] Hall J F, Heaton T H, Halling M W, et al. Near-source ground motion and its effects on flexible buildings[J]. *Earthquake spectra*, 1995, 11(4): 569-605.
- [11] Jangid R S, Kelly J M. Base isolation for near-fault motions[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2001, 30(5): 691-707.
- [12] 江辉, 朱晞. 近断层地震地面运动的能量与位移延性需求[J]. *工程抗震与加固改造*, 2005, 027(004):58-63.
- [13] 杨迪雄, 赵岩, 李刚. 近断层地震动运动特征对长周期结构地震响应的影响分析[J]. *防灾减灾工程学报*, 2007(02):11-18.
- [14] 包华, 洪俊青. 近断层地震作用下基础隔震结构的振动分析[J]. *工程抗震与加固改造*, 2011(06):41-47.
- [15] 韩淼, 王秀梅. 基础隔震技术的研究现状[J]. *北京建筑工程学院学报*, 2004(02):14-17.
- [16] Constantinou M C, Mokha A S, Reinhorn A M. Study of sliding bearing and helical-steel-spring isolation system[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1991, 117(4): 1257-1275.
- [17] Guerrero L, Azevedo J. Impact problems on base-isolated structures[C]. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering (Paper 1339)*. 1996.
- [18] Tsai H C. Dynamic analysis of base-isolated shear beams bumping against stops[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 1997, 26(5): 515-528.
- [19] Malhotra P K. Dynamics of seismic impacts in base-isolated buildings[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 1997, 26(8): 797-813.
- [20] Nagarajaiah S, Sun X. Base-isolated FCC building: impact response in Northridge earthquake[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(9): 1063-1075.
- [21] Matsagar V A, Jangid R S. Seismic response of base-isolated structures during impact with adjacent structures[J]. *Engineering Structures*, 2003, 25(10): 1311-1323.
- [22] 韩淼, 周锡元. 基础隔震建筑软碰撞保护分析[J]. *建筑科学*, 1999(1).

- [23] 韩淼, 杜红凯, 李仙华. 基础隔震层软碰撞限位实验研究[J]. 工程力学, 2008, 025(A01):P.124-128.
- [24] 韩淼, 韩蓉, 孟令帅, 等. 近断层地震作用下软限位对层间隔震结构动力响应影响分析[J]. 振动与冲击, 2019(15).
- [25] 樊剑, 刘铁, 魏俊杰. 近断层地震下摩擦型隔震结构与限位装置碰撞反应及防护研究[J]. 土木工程学报, 2007(5).
- [26] 赵桂峰, 马玉宏, 张永山. 弹塑性缓冲限位与滞变-摩擦并联隔震体系参数分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(1).
- [27] Taniguchi T, Der Kiureghian A, Melkumyan M. Effect of tuned mass damper on displacement demand of base-isolated structures[J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3478-3488.
- [28] Tsai H C. The effect of tuned-mass dampers on the seismic response of base-isolated structures[J]. International journal of solids and structures, 1995, 32(8-9): 1195-1210.
- [29] Xiang P, Nishitani A. Optimum design for more effective tuned mass damper system and its application to base-isolated buildings[J]. Structural Control and Health Monitoring, 2014, 21(1): 98-114.
- [30] Hoang N, Fujino Y, Warnitchai P. Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas[J]. Engineering structures, 2008, 30(3): 707-715.
- [31] Wang J F, Lin C C, Lian C H. Two-stage optimum design of tuned mass dampers with consideration of stroke[J]. Structural Control and Health Monitoring, 2009, 16(1): 55-72.
- [32] Kawamata S. Development of a vibration control system of structures by means of mass pumps[R]. Institute of Industrial Science, Tokyo: University of Tokyo, 1973.
- [33] Kawamata S. Liquid type mass damper with elongated discharge tube[P]. United States Patent, 4872649, 1989.
- [34] Kawamata S, Funaki N, Itoh Y. Passive control of building frames by means of liquid dampers sealed by viscoelastic material[C]. The 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, Newzealand, 2000.
- [35] 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]. AIJ Journal of Technology and Design, 1999, 5(8): 239-244.
- [36] Arakaki T, Kuroda H, Arima F, et al. Development of seismic devices applied to ball screw: Part 2 performance test and evaluation of RD-series[J]. AIJ Journal of Technology and Design, 1999, 5(9): 265-270.
- [37] Saito K, Toyota K, Nagae K, et al. Dynamic loading test and its application to a high-rise building of viscous damping devices with amplification system[C]. Como, Italy, 2002.
- [38] Saito K, Inoue N. A study on optimum response control of passive control systems using viscous damper with inertial mass: substituting equivalent nonlinear viscous elements for linear viscous elements in optimum control systems[J]. AIJ Journal of Technology and Design, 2007, 13(26): 457-462.
- [39] 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, 2007, 53B: 53-66.
- [40] Ikago K, Saito K, Sugimura Y, et al. Optimum seismic response control of multiple degree of freedom structures using tuned viscous mass dampers[C]. Proceedings of the 10th International

- Conference on Computational Structures Technology. Valencia, Spain, 2010.
- [41] Kida H, Watanabe Y, Nakaminami S, et al. Full-scale dynamic tests of tuned viscous mass damper with force restriction mechanism and its analytical verification[J]. *Journal of Structural & Construction Engineering*, 2011, 76(665): 1271-1280.
- [42] 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.
- [43] Zhang R F, Zhao Z P, Pan C, et al. Damping enhancement of inerter system [J]. *Structural Control & Health Monitoring*, 2020: e2523.
- [44] Smith M C. Synthesis of mechanical networks: the inerter[J]. *IEEE Transactions on automatic control*, 2002, 47(10): 1648-1662.
- [45] Papageorgiou C, Houghton N E, Smith M C, et al. Experimental Testing and Analysis of Inerter Devices[J]. *Journal of Dynamic Systems Measurement and Control-transactions of The Asme*, 2009, 131(1).
- [46] Swift S J, Smith M C, Glover A R, et al. Design and modelling of a fluid inerter[J]. *International Journal of Control*, 2013, 86(11): 2035-2051.
- [47] Kuroda H, Arima F, Baba K, et al. Principles and characteristics of viscous damping devices (gyro-damper), the damping forces which are highly amplified by converting the axial movement to rotary one[C]. 12th world conference on earthquake engineering. 2000.
- [48] Furuhashi T, Ishimaru S. Mode isolation by inertia mass: Study on response control by inertial mass No.1[J]. *Journal of Structural & Construction Engineering*, 2004, 69(576):55-62.
- [49] Saito K, Yogo K, Sugimura Y, et al. Application of rotary inertia to displacement reduction for vibration control system[C]. 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004, 13.
- [50] Ikago K, Sugimura Y, Saito K, et al. 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.
- [51] Sugimura Y, Goto W, Tanizawa H, et al. Response control effect of steel building structure using tuned viscous mass damper[C]. *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*. 2012: 24-28.
- [52] 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.
- [53] Wen Y, Chen Z, Hua X. Design and evaluation of tuned inerter-based dampers for the seismic control of MDOF structures[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2017, 143(4): 04016207.
- [54] 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.
- [55] 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.
- [56] Giaralis A, Petrini F. Wind-induced vibration mitigation in tall buildings using the tuned mass-damper-inerter[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2017, 143(9): 04017127.
- [57] 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.

- [58] 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.
- [59] De Domenico D, Ricciardi G. Earthquake protection of existing structures with limited seismic joint: base isolation with supplemental damping versus rotational inertia[J]. *Advances in Civil Engineering*, 2018, 2018.
- [60] 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.
- [61] 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.
- [62] 湛含辉. 二次流原理[M]. 中南大学出版社, 2006.
- [63] Dean W R. Fluid motion in a curved channel[J]. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character*, 1928, 121(787): 402-420.
- [64] White C M. Streamline flow through curved pipes[J]. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character*, 1929, 123(792): 645-663.
- [65] Taylor G I. The criterion for turbulence in curved pipes[J]. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character*, 1929, 124(794): 243-249.
- [66] Vashisth S, Kumar V, Nigam K D P. A review on the potential applications of curved geometries in process industry[J]. *Industrial & Engineering Chemistry Research*, 2008, 47(10): 3291-3337.
- [67] Itō H. Friction factors for turbulent flow in curved pipes[J]. *Journal of Basic Engineering*, 1959, 81(2): 123-132.
- [68] Kubair V, Varrier C B S. Pressure drop for liquid flow in helical coils[J]. *Trans. Indian Inst. Chem. Eng.*, 1962, 14: 93-97.
- [69] Schmidt E F. Wärmeübergang und druckverlust in rohrschlangen[J]. *Chemie Ingenieur Technik*, 1967, 39(13): 781-789.
- [70] Srinivasan P S. Pressure drop and heat transfer in coils[J]. *Chem. Eng.*, 1968, 218: CE113-CE119.
- [71] Ali S. Pressure drop correlations for flow through regular helical coil tubes[J]. *Fluid dynamics research*, 2001, 28(4): 295.
- [72] White C M. Fluid friction and its relation to heat transfer[J]. *Trans. Inst. Chem. Eng.(London)*, 1932, 10: 66-86.
- [73] 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.
- [74] 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.
- [75] Liu X. Fluid inerter based vibration suppression: modelling methodology[D]. University of Bristol, 2019.
- [76] Housner G W, Martel R R, Alford J L. Spectrum analysis of strong-motion earthquakes[J].

- Bulletin of the Seismological Society of America, 1953, 43(2): 97-119.
- [77] Kanai K. Semi-empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground Motion[J]. Bulletin of Earthquake Research Institute University of Tokyo Japan.1957, 35: 309-325.
- [78] 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.
- [79] 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.
- [80] 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.
- [81] Clough R W, Penzien J. Dynamics of structures[M]. New York, McGraw-Hill, 1975.
- [82] Buchholdt H A. Structural dynamics for engineers[M]. London, 1997.
- [83] 庄表中, 陈乃立, 高瞻. 非线性随机振动理论及其应用[M]. 浙江大学出版社, 1986.
- [84] Reggio A, Angelis M D. Optimal energy-based seismic design of non-conventional Tuned Mass Damper (TMD) implemented via inter-story isolation[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015, 44(10): 1623-1642.
- [85] 胡聿贤. 地震工程学. 地震工程学[M]. 地震出版社, 1988.
- [86] 欧进萍, 王光远. 结构随机振动[M]. 高等教育出版社, 1998.
- [87] Amin M, Ang A H S. Nonstationary stochastic models of earthquake motions[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1968, 94(2): 559-584.
- [88] 张治勇, 孙柏涛. 新抗震规范地震动力功率谱模型参数的研究[J]. 世界地震工程, 2000, 16(3):33-38.
- [89] 孙景江, 江近仁. 与规范反应谱相对应的金井清谱的谱参数[J]. 世界地震工程, 1990(01):44-50.
- [90] 林家浩, 张亚辉. 随机振动的虚拟激励法[M]. 科学出版社, 2004.
- [91] 林家浩. 非平稳随机地震响应的精确度效算法[J]. 地震工程与工程振动, 1993, 13(1):24-29.
- [92] 朱位秋, 随机振动[M]. 科学出版社, 1998.
- [93] Vanmarcke E H. Properties of spectral moments with applications to random vibration[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1972, 98(2): 425-446.

## 个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

### 个人简历:

王云骞，男，1995年3月生。

2017年6月毕业于同济大学 土木工程专业 获学士学位。

2017年9月入同济大学 土木工程学院 攻读硕士学位。

### 已发表论文:

[1] 王云骞, 唐和生. 惯性减振和基础隔震混合控制研究[J]. 建筑结构, 2017(S2):321-324.