



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

**基于韧性的消能柱-钢框架结构抗震
设计与性能研究**

科技部国家重点实验室基础研究项目

(SLDRCE2019-B-02)

国家重点研发计划子课题

(2017YFC0703607)

姓 名：吴雅琴

学 号：1832491

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

二〇二一年六月



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 on Resilience Based Seismic Design and Performance of Energy-Dissipative Column-Steel Frame Structure

Supported by the Basic Research of the State Key
Laboratory for Disaster Reduction in Civil
Engineering of Tongji University (Grant No.
SLDRCE2019-B-02) and National Key Research
and Development Project (2017YFC0703607)

Candidate: Wu Yaqin

Student Number: 1832491

School/Department: College of Civil Engineering

Discipline: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Tang Hesheng

June, 2021

基于韧性的消能柱钢框架结构抗震设计与性能研究

吴雅琴

同济大学

学位论文版权使用授权书

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

学位论文作者签名：

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

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

学位论文作者签名：

年 月 日

摘要

地震灾害随机性强、破坏性大、波及范围广，给人类生存和发展带来了严峻的挑战。一次较强或者巨型的地震作用，往往会造成大量人员伤亡、社会经济损失以及城市功能性破坏，同时也为震后救援、城市功能恢复以及社会恢复正常运转带来人力、物力、组织和资源等多方面需求的挑战。“可恢复”这一防灾韧性理念逐渐成为共识，提升城市和社会的防灾韧性，实现灾后“可恢复”，逐渐成为国内外防灾领域的研究目标。传统的结构多以规范中的三水准设防目标进行抗震设计，首要目的是保障生命安全，结构主要的抗侧力构件被设计允许发生塑性变形，这往往造成结构残余变形过大，进而导致结构难以修复而失去使用功能。基于韧性的抗震设计理念则以保障生命安全和结构功能可恢复为共同设计目标，针对可恢复防震功能结构，实现“小震完好，中震不坏，大震可更换或可修复，巨震不倒塌”的四水准设防目标抗震设计。框架结构应用广泛，但传统抗震设计下很难改变其变形模式控制不易、损伤部位预测难的固有特点。一种新型双臂摇摆耗能柱被提出，可用于耗能柱-框架结构体系来改善此问题，但其应用缺乏一体化基于韧性的抗震设计方法。基于此，本文针对该种耗能柱-钢框架结构体系提出相适应的基于韧性的四水准抗震设计方法。同时，针对主余震序列地震动作用间隔时间短，对结构的累积损伤可能更严重等问题，进行四水准设计下的耗能柱-钢框架结构体系在主余震序列地震动作用下的抗震性能研究。为进一步完善针对耗能柱-钢框架结构体系的抗震设计，推进其在实际中的应用提供依据。

本文主要研究工作如下：

(1) 梳理了基于性能的塑性抗震设计方法，重点对改进的 PBPD 抗震设计方法的设计原理、设计流程等进行研究，介绍了四水准抗震设计概念与目标，将四水准设计目标与改进的 PBPD 抗震设计方法相结合，形成适用于可恢复功能结构的四水准抗震设计方法，为四水准目标下耗能柱-钢框架结构抗震设计提供理论基础。

(2) 针对目前传统规范下设计的框架结构在强震作用下层间变形不均匀易形成薄弱层，耗能柱-钢框架结构缺乏四水准设防目标下一体化抗震设计方法等问题，基于四水准改进 PBPD 方法，结合以层间位移集中系数 DCF 为控制目标的耗能柱刚度初步设计，提出针对耗能柱-钢框架结构基于性能的四水准抗震设计方法。

(3) 为验证四水准抗震设防下耗能柱-钢框架结构设计方法的有效性，以一个 8 层的耗能柱-钢框架结构为设计算例，基于 OpenSEES 建立了数值模型对其

进行抗震性能分析,并与传统规范下三水准设防目标设计的纯框架结构进行了抗震性能对比。

(4)主余震序列地震作用会增大结构的位移延性需求,加剧对结构的损伤。为推进消能柱-钢框架结构这一可恢复功能结构的实际抗震设计应用,采用重复构造法构造人工主余震序列地震动,基于增量动力分析方法进行了消能柱-钢框架结构的主余震抗震性能研究,并以倒塌冗余系数为指标,与传统规范下三水准设防目标设计的纯框架结构进行了抗震韧性对比。

关键词: 消能柱-钢框架结构; 四水准抗震设计; 主余震序列地震动作用; 增量动力分析; 可恢复功能结构

ABSTRACT

Earthquake disasters are highly random, destructive, and have a wide range of impacts, which have brought severe challenges to human survival and development. A strong or huge earthquake will often cause a large number of casualties, social and economic losses, and urban functional damage. At the same time, challenges also come from multiple demands such as human resources, material resources, organization, and resources for post-earthquake rescue, urban function restoration, and social restoration to normal operations. The concept of earthquake resilience has gradually become a consensus. It has gradually become a research goal in the domestic and overseas field of disaster prevention to improve the resilience of cities and society. Traditional structures are mostly designed considering three-level seismic fortifications in the code. The primary purpose is to ensure life safety. The main lateral force members of the structure are designed to allow plastic deformation, which often results in excessive residual deformation of the structure. And it makes the structure repaired difficult to lose the function. The resilience-based seismic design concept protects life safety and the restoration of structural functions as the common design goal. That makes the earthquake resilient structure fill the four-level seismic fortifications, which realizes "small earthquakes are intact, medium earthquakes are not damaged, large earthquakes can be replaced or repaired, and large earthquakes are not collapsed. The frame structure is widely used, but it is difficult to change its inherent characteristics of deformation mode control and damage prediction difficult under traditional seismic design. A new type of energy-dissipative column is proposed, which can be used in an energy-dissipative column-frame structure system to improve this problem. But its application lacks an integrated seismic design method based on resilience. Based on that, this paper proposes a suitable four-level seismic design method based on resilience for this kind of structure. Moreover, in view of the short time interval of the mainshock-aftershock sequence, more seriously cumulative damage to the structure, etc., the seismic performance of the energy-dissipative column-steel frame structure system considering four-level seismic fortifications under the mainshock-aftershock sequence is studied, which provides a basis for further improving the seismic design of it and promoting its application in practice.

The main research work of this thesis is as follows:

(1) The performance-based plastic design(PBPD) method is sorted out, and focusing on the improved PBPD seismic design method, its design principle, design process, etc., are introduced. The concept and the goal of four-level seismic design are introduced. And the four-level seismic fortifications are combined with the improved PBPD seismic design method to form a four-level seismic design method, which is suitable for the earthquake resilient structure. It provides a theoretical basis for the seismic design of the energy-dissipative column-steel frame structure system considering four-level seismic fortifications.

(2) In view of the frame structure designed under the traditional code, its inter-story uneven drift under the action of strong earthquakes likely to form a weak layer, and the energy-dissipative column-steel frame structure lacks an integrated seismic design method under the four-level seismic fortifications. This thesis proposes a performance-based four-level seismic design method for the energy-dissipative column-steel frame structure. This method is based on the four-level improvement PBPD method, and it combines with the preliminary design of the energy-dissipative column stiffness with the inter-story displacement concentration factor DCF as the control objective.

(3) In order to verify the effectiveness of the seismic design method of the energy-dissipative column-steel frame structure under the four-level seismic fortifications, an 8-story energy-dissipative column-steel frame structure was designed as an example. And a numerical model was established based on OpenSEES to analyze its seismic performance. The seismic performance is compared with the pure frame structure designed by the traditional code considering three-level seismic fortifications.

(4) The mainshock-aftershock sequence will increase the displacement ductility demand of the structure and aggravate the damage to the structure. In order to promote the actual application of the energy-dissipative column-steel frame structure, basing on the incremental dynamic analysis method to study its seismic performance under the artificial mainshock-aftershock sequence, which was constructed by the repeated construction method. The collapse margin ratio is used as the index to compare the seismic resilience of the pure frame structure designed by the traditional code considering three-level seismic fortifications.

Key words: the energy-dissipative column-steel frame structure, four-level seismic design, mainshock-aftershock sequence, incremental dynamic analysis, earthquake resilient structure

目录

摘要.....	I
ABSTRACT.....	III
第 1 章 绪论.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 可恢复功能防震结构体系.....	2
1.2.1 摇摆结构体系.....	2
1.2.2 自复位结构体系.....	4
1.2.3 设置可更换构件的结构体系.....	5
1.2.4 复合可恢复功能防震结构体系.....	6
1.3 结构抗震设计方法.....	7
1.3.1 现有的抗震设计方法.....	7
1.3.2 适用于可恢复功能防震结构的抗震设计方法.....	8
1.4 主余震序列地震动作用下结构抗震性能研究.....	9
1.5 研究目的与意义.....	10
1.6 本文的主要研究工作.....	12
第 2 章 基于性能的塑性抗震设计方法.....	13
2.1 引言.....	13
2.2 传统的基于性能的塑性设计方法.....	13
2.2.1 设计屈服机制.....	13
2.2.2 能量平衡原理.....	14
2.2.3 设计基底剪力.....	15
2.2.4 侧向力分布方式.....	16
2.3 等效能量设计程序 (EEDP)	17
2.3.1 地震危险等级与抗震性能目标.....	18
2.3.2 能量平衡原理及设计基底剪力.....	19
2.3.3 设计基底剪力分配及侧向力分布.....	21
2.3.4 能量修正系数 γ_a 和 γ_b	22
2.4 四水准改进 PBPD 方法.....	24
2.4.1 四水准地震动与抗震性能目标.....	24
2.4.2 能量平衡原理及设计基底剪力.....	26
2.4.3 设计基底剪力分配及侧向力分布.....	28
2.4.4 能量修正系数 γ_a 和 γ_b	30
2.4.5 四水准改进 PBPD 方法实施流程.....	34
2.5 本章小结.....	36

第 3 章 耗能柱-钢框架结构基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计	37
3.1 引言.....	37
3.2 耗能柱-钢框架结构数值分析模型	37
3.2.1 基于 OpenSEES 的钢框架结构建模与验证.....	38
3.2.2 基于 OpenSEES 的耗能柱建模与验证.....	40
3.3 四水准设防目标下耗能柱-钢框架结构的抗震设计方法	43
3.3.1 耗能柱的刚度初步设计.....	43
3.3.2 钢框架构件设计.....	48
3.3.3 耗能柱构件设计.....	52
3.3.4 耗能柱-钢框架基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计流程	55
3.4 四水准设防目标下耗能柱-钢框架结构抗震设计	58
3.4.1 三水准设防目标下的钢框架结构.....	59
3.4.2 四水准耗能柱-钢框架结构抗震性能目标和设计参数	59
3.4.3 耗能柱-钢框架结构设计基底剪力及其分配	62
3.4.4 耗能柱-钢框架结构的钢框架构件设计	64
3.4.5 耗能柱-钢框架结构的耗能柱构件设计	67
3.4.6 耗能柱-钢框架结构模态分析	69
3.5 耗能柱-钢框架结构抗震性能分析	69
3.5.1 四水准地震动输入.....	69
3.5.2 层位移和层间位移角.....	72
3.5.3 残余层位移和残余层间位移角.....	76
3.5.4 结构顶点位移角响应.....	77
3.5.5 耗能连杆的滞回性能.....	79
3.6 本章小结.....	82
第 4 章 主余震序列地震动下耗能柱-钢框架结构抗震性能	83
4.1 引言.....	83
4.2 主余震地震序列.....	83
4.2.1 地震动选取.....	83
4.2.2 序列地震动构造方法.....	84
4.2.3 人工主余震地震序列构造.....	84
4.3 增量动力分析法 (IDA)	85
4.3.1 IDA 分析方法基本原理	85
4.3.2 IM 和 DM 指标选取	85
4.3.3 极限状态定义.....	85
4.3.4 IDA 分析方法基本步骤	86
4.4 主余震作用下耗能柱-钢框架结构抗震性能分析	87
4.4.1 仅主震作用下耗能主-钢框架结构 IDA 分析	87
4.4.2 主震损伤状态下耗能柱-钢框架结构余震 IDA 分析	89

4.5 主余震作用下钢框架与消能柱-钢框架结构抗震性能对比	91
4.5.1 主余震作用下钢框架与消能柱-钢框架结构 IDA 分析	91
4.5.2 基于主余震 IDA 分析的两种结构抗震性能对比	92
4.6 本章小结.....	96
第 5 章 结论与展望.....	97
5.1 结论.....	97
5.2 展望.....	98
致谢.....	99
参考文献.....	错误!未定义书签。
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	111

第1章 绪论

1.1 研究背景

地震灾害是一种随机性强、破坏性大、波及范围广的极端自然灾害，给人类生存和发展带来了严峻的挑战。一次较强或者巨型的地震作用，往往会造成大量人员伤亡、社会经济损失以及城市功能性破坏，同时也为震后救援、城市功能恢复以及社会恢复正常运转带来人力、物力、组织和资源等多方面需求的挑战^[1-3]。

工程中通过对结构进行合理的抗震设计，以实现结构抵御地震灾害的能力^[4]。我国现阶段建筑结构的抗震设计理念是以“小震不坏、中震可修复、大震不倒塌”的三水准抗震设防为目标^[5]。这一传统的抗震设计理念要求结构遭受设防烈度的地震作用后，结构没有大的损伤破坏并可以修复，遭受罕遇地震作用后结构允许有较大的破坏但不发生倒塌造成人员伤亡，总体以保护生命安全为首要目标。在传统的三水准抗震设计方法中，往往通过考虑延性放大系数的方法实现设计目标，即结构的主要抗侧力构件被设计允许发生塑性变形耗能，避免结构在地震作用下发生倒塌破坏。这一做法会导致结构的残余变形过大，造成结构损伤修复难度大或修复成本过高，进而失去正常使用功能^[6]。同时，地震作用具有不确定性和复杂性，这使得结构有可能遭受超过设防烈度更大的地震作用，从而使整体结构或构件严重受损。

历年来的震害表明，现阶段传统的三水准抗震设计方法应用较为成熟，使得绝大部分现代建筑结构能够承受强烈地震作用而不倒塌。但是，即使结构在强震作用下不倒塌，其损伤破坏仍然会使建筑的正常功能难以在震后得到快速恢复，部分损坏严重的建筑甚至不得不进行拆除重建工作，这不仅会造成巨大的经济损失，还会对震后社区恢复、社会稳定以及人类的正常生产与生活造成严重的影响^[7-10]。因此，结构的抗震设计应在满足保证生命安全的前提下，需同时同等地考虑实现结构震后功能可恢复性，从传统的抗倒塌设计转变为功能可恢复设计。

近年来，实现可恢复功能防震结构、可恢复功能系统与可恢复功能城市三个层面组成的“可恢复”防灾韧性理念逐渐成为共识，提升城市和社会的防灾韧性，实现灾后“可恢复”，逐渐成为国内外防灾领域的研究目标^[11-20]。吕西林^[21]等提出了结构抗震设计新概念，即可恢复功能防震结构，以实现结构具备在一定强度地震作用下可以快速恢复预定功能。可恢复功能防震结构考虑结构安全和功能恢复并重，同时相比传统抗倒塌结构具有更高的抗震设防目标。周颖^[22]等基于

现行规范的三水准抗震设防目标,提出可恢复功能防震结构体系实现“小震完好,中震不坏,大震可更换或可修复,巨震不倒塌”的四水准抗震设防目标。此外,建立规范的设计方法对于可恢复功能防震结构的实际应用非常重要,是保证结构安全可靠和功能恢复的基础。但是,由于摇摆技术和自复位机制的引入,以及各种可更换形式耗能构件的应用,可恢复功能防震结构往往具有不同于传统抗震结构的动力特性和构造特征,现行规范并不完全适用于可恢复防震功能结构的设计。因此,为实现结构可恢复功能设计和更高的抗震设防目标,需要研究针对可恢复功能防震结构提出相适应的四水准抗震设计方法。

由大量震害资料可知,一系列余震地震动往往会伴随于主震地震动而相继发生^[23-25]。而主余震序列作用之间的间隔时间往往较短,致使短期内可能无法对主震作用下已受损的结构进行及时的加固和修复,结构的抗余震能力降低,进而使得结构在余震作用下出现严重损伤甚至发生倒塌,引起大量的人员伤亡与经济损失^[2,26-29]。采用现有的抗震设计方法对可恢复功能防震结构进行抗震设计,通常可以实现一次地震作用下结构满足设计目标,然而序列地震动作用往往会引起结构产生累积损伤,使得结构在主余震序列地震动作用下可能发生倒塌,对结构的抗震性能有更高的要求^[30-34]。因此,有必要针对可恢复功能防震结构进行主余震序列地震动作用下的抗震性能进行研究,为进一步完善可恢复功能防震结构的抗震设计,推进其实际应用提供依据。

1.2 可恢复功能防震结构体系

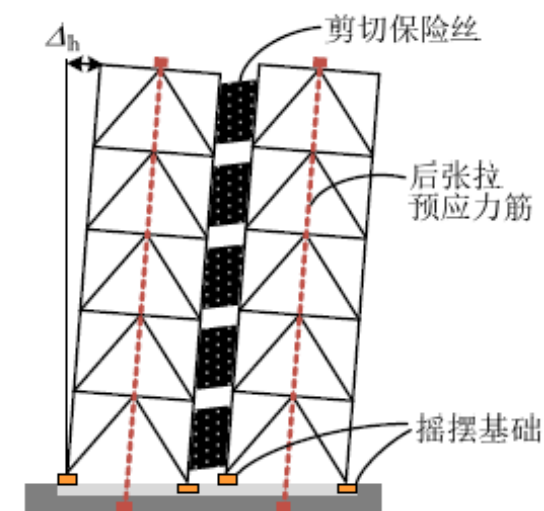
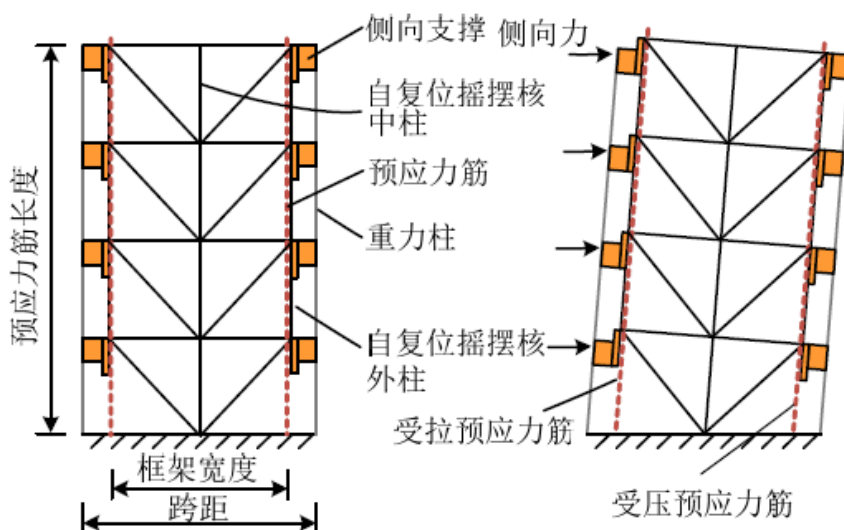
可恢复功能防震结构是指地震时结构维持正常使用功能,地震作用后无需修复或部分修复即可恢复其使用功能的一类结构,其特点是建造简单、维护方便,结构在全寿命周期中的成本效益高^[20]。可恢复结构体系从结构形式上有多种实现方法,目前,国内外相关的研究已有许多。

1.2.1 摇摆结构体系

摇摆结构体系是指结构中设置摇摆构件的一种结构形式。摇摆结构体系其摇摆变形模式一般因摇摆构件在结构与基础连接界面处的约束形式不同而不同。摇摆构件的设置使结构在一定范围内竖向抬升或发生无抬升纯转动变形。摇摆结构体系通过设计摇摆构件,使结构在地震作用下摇摆,并通过摇摆变形耗散地震输入能量,同时使上部结构的变形模式得到一定程度的控制。

摇摆结构体系通常根据摇摆构件发生竖向抬升或无抬升纯转动变形而分为两类。一类如图 1.1 所示,框架结构的整体发生刚性摇摆,同时设置特定的耗能

装置，从而结构实现无损伤抗震设计。另一类如图 1.2 所示，摇摆体在基础连接界面处铰接，结构无抬升。纯转动的摇摆变形避免了摇摆体与基础间因碰撞而造成的损伤，减少摇摆界面因抬升而带来的结构构造上的复杂性。曲哲^[35]等的研究显示，摇摆墙的应用可以有效控制结构的变形模式，从而提高结构的抗震性能。吴守君^[36]等利用分布参数模型对框架-摇摆墙结构体系的作用机理进行了阐述，并分析研究了关键参数。Qu^[37]等以摇摆技术控制结构变形模式为基础，提出了摇摆核的概念。Wu^[38]通过结构修复后再加载的实验方式，对一种填充式摇摆墙-框架结构进行了实验研究，验证了该结构体系的震后可恢复的能力。以上一系列研究表明，这类摇摆结构体系震后功能可恢复，摇摆构件的设置，提升了结构整体的抗震性能。

图 1.1 可控摇摆框架^[4]图 1.2 摇摆核结构^[4]

1.2.2 自复位结构体系

自复位结构体系基于结构摇摆技术,通过引入自复位机制消除或减小结构的残余变形,从而减少地震作用带来的结构损伤,提高结构震后可修复性。

Clayton^[39]研究指出自复位框架结构可针对性解决传统框架结构地缺点。崔晔^[40,41]等以自复位钢筋混凝土框架结构为研究对象,如图 1.3 所示,对该结构进行了振动台实验,结果表明该体系抗震性能较好,同时具备自复位能力。同时,基于结构双向自复位研究,提出了一种具有三向自复位能力的框架体系^[42],其振动台实验结果表明该体系在地震动作用下自复位效果较好并且结构无损伤。Darling^[43]提出了一种具有自复位能力的桁架式框架结构,如图 1.4 所示。在该结构体系中,框架梁采用桁架形式,下弦处框架柱与桁架梁的连接采用预应力装置,由此实现震后结构的自复位效果。自复位结构体系还有自复位支撑框架^[44,45],自复位框架-剪力墙^[46]等多种形式。



图 1.3 自复位钢筋混凝土框架结构^[40,41]

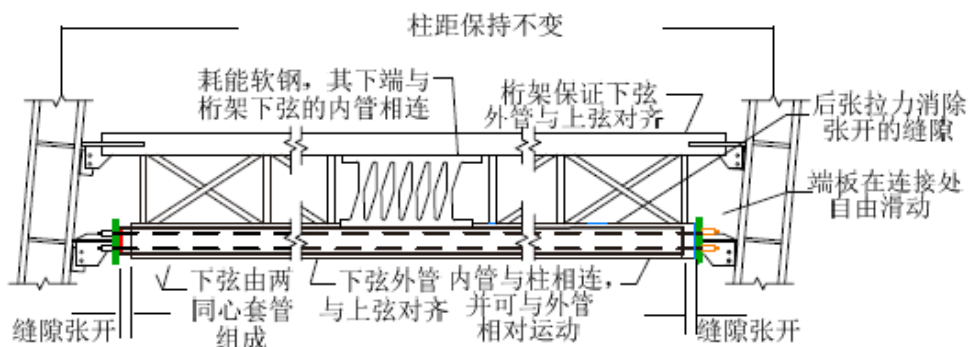


图 1.4 自复位桁架抗弯框架结构^[43]

1.2.3 设置可更换构件的结构体系

设置可更换构件的结构体系是指结构体系中应用可更换形式的耗能构件,将地震作用带来的损伤集中在设置的可更换构件上,从而避免结构主体产生损伤或损伤程度较小且可接受。

Dusicka^[47]提出了一种连接柱框架体系 (LCF), 如图 1.5 所示。该体系由可更换耗能连杆和一个次级框架组成,双柱通过剪切型屈服连杆连接,在主结构梁柱屈服之前屈服耗能,通过保护主结构免于损坏,实现结构震后快速修复。Dougka^[48,49]等提出一种带有新型可更换耗能结构体系 (FUSEIS1), 如图 1.6 所示。用于连接的栓和两端截面削减的梁在作为耗能元件,使塑性铰的发生远离梁柱节点,减少地震作用对结构主体的损害。与将钢筋混凝土连梁设计为可更换的耗能装置相似,纪晓东^[50]等提出将可更换钢连梁用于联肢剪力墙结构中。吕西林^[51,52]等进行了对比实验研究,结果表明设置可更换连梁的剪力墙结构其地震作用下结构强度退化小,整体的耗能能力更强,并且,连梁损伤的部位集中于耗能段,更换后即可实现结构震后功能可恢复,如图 1.7 所示。毛苑君^[53]等提出一种新的可更换耗能构件,即在剪力墙脚部设置叠层橡胶,试验表明其在较强地震作用下不产生损伤,变形能力更强。刘其舟^[54]等提出一种新型可更换式墙脚组件,通过在组件中设置可更换的软钢阻尼器将损伤集中,避免其余部分发生损伤破坏。

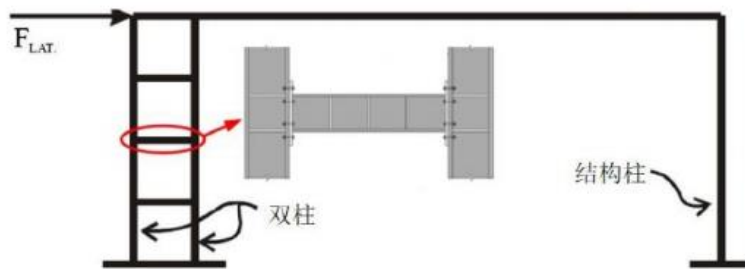


图 1.5 连接柱框架体系^[47]

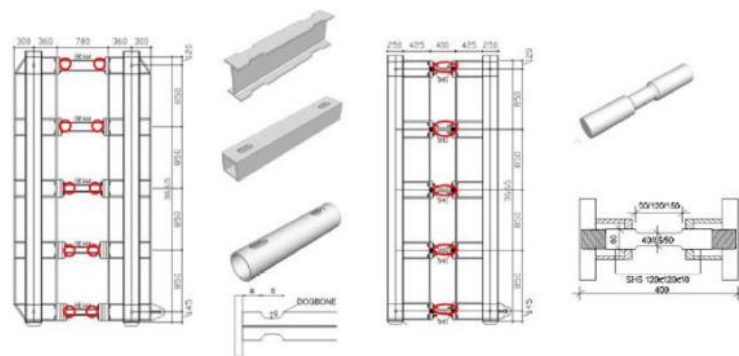


图 1.6 FUSEIS1 体系^[48,49]

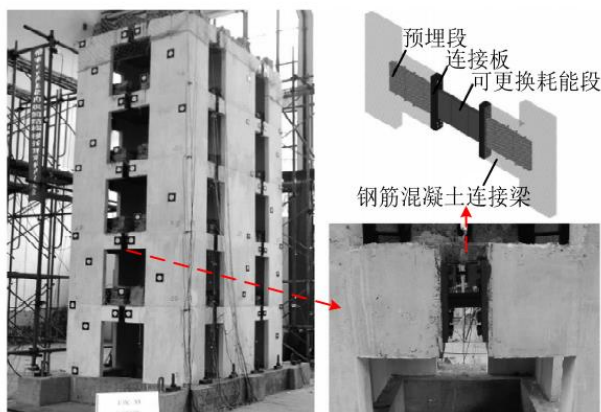
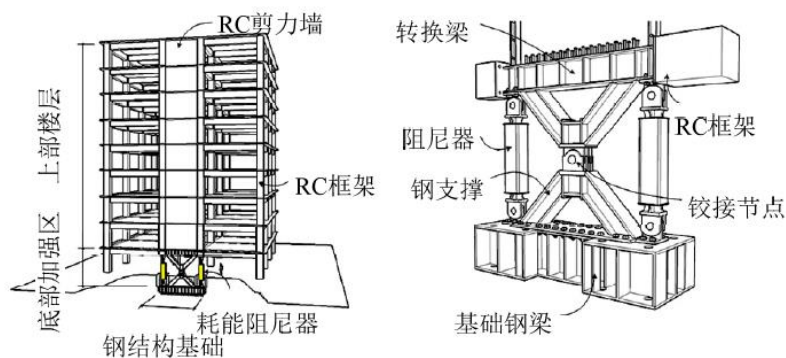
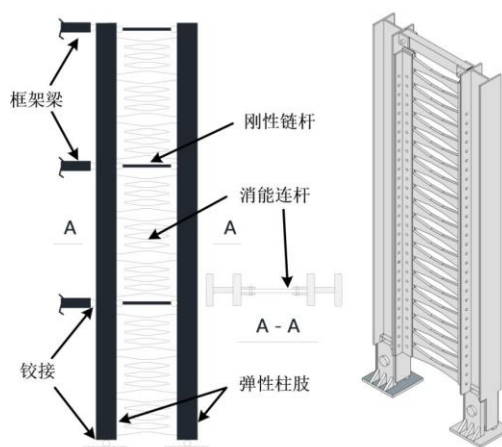


图 1.7 设置可更换连梁的双筒体混凝土结构^[51,52]

1.2.4 复合可恢复功能防震结构体系

在目前的研究中，通常采用前述几种形式的结合，组成复合形式的可恢复功能防震结构体系，从而更好地实现结构功能可恢复。

鲁亮^[55]等提出一种梁端铰接型可控摇摆 RC 框架结构，该结构地震作用下整体位移可控，设置无粘结后张预应力筋使结构具备自复位能力，同时设置可更换耗能构件耗散地震输入能量。实验研究表明，该结构体系可以使主体结构在罕遇地震作用下免于损伤。Wang^[56]等提出一种损伤可控塑性铰支墙结构，如图 1.8 所示。该摇摆墙形式降低了结构受力上抗弯和抗剪的耦合程度，分别明确了抗弯承载力需求和抗剪承载力需求，实现结构损伤模式可控，有利于结构性能满足设计要求。同时，可更换耗能装置的设置将结构地震作用下的损伤集中，实现结构震后功能可恢复。武大洋^[57,58]等，以轻型自复位消能摇摆刚架-框架复合体系为研究对象，采用联合概率密度函数进行抗震性能评估研究，结果表明，轻型自复位消能摇摆刚架的应用，降低了地震作用下结构的变形集中，减小了结构的残余变形，由此降低了结构损伤倒塌的概率。黎燕文^[59]提出一种新型的摇摆连续耗能摇摆柱系统，如图 1.9 所示。该结构由两个并排的铰支钢柱、可更换消能连杆以及层刚性链杆组成。研究表明，双肢消能柱的整体纯转动摇摆改善了结构的变形模式，层间变形更加均匀，避免了结构薄弱层的产生，同时消能连杆通过剪切屈服耗散地震输入结构的能量，地震作用下尽可能使结构损伤集中于可更换的消能连杆，从而实现结构震后可恢复功能机制。该类结构施工方便，构造形式简单，可广泛应用于中多层框架结构中形成复合可恢复功能防震结构体系。

图 1.8 损伤可控塑性铰支墙^[56]图 1.9 双肢耗能摇摆柱^[59]

1.3 结构抗震设计方法

1.3.1 现有的抗震设计方法

Paulay^[60-62]等提出的“承载力设计法”是一种基于力的抗震设计方法。承载力设计法基于结构的线弹性地震响应，通过采用延性放大系数的方式调整结构的弹性承载力需求，从而保证结构的延性需求。传统的方法主要有底部剪力法和振型分解反应谱法。虽然该方法能很方便地应用于实际工程设计中，但是仅仅满足于结构线弹性分析结果，无法较为准确地定量评估结构非线性响应状态，不能有效估计构件承载力需求。

随着基于性能抗震设计思想的发展^[63-65]，强震作用下结构的非线性响应逐渐成为影响结构抗震设计的因素。基于性能评估的抗震设计方法以静力弹塑性分析为主要手段，通过对结构进行不同强度地震作用下的非线性响应分析，以检验结构是否满足设计承载力和变形能力需求。广为设计人员所知的方法有静力推覆分

析法、能力谱法等。相比能力设计法，基于性能评估的抗震设计方法量化了不同强度地震作用下结构的非线性响应和构件非线性变形。但是该方法中，关于性能点的确定具有局限性，从而一定程度上限制了其适用性^[66]，并且可能需要多次试算才能完成设计。

目前，基于位移、基于能量和基于损伤的设计方法也是包含在内的几种常用的性能化抗震设计方法。直接基于位移的设计方法是基于位移设计方法中较为有效的一种设计方法，在直接基于位移的设计方法中，首先需要确定结构的目标位移和目标延性需求，然后计算结构及其构件的承载能力，最后对各结构构件进行满足承载力和变形能力的截面设计^[67]。与基于性能评估的抗震设计方法中先设计结构满足其刚度和承载力需求，再检验其变形能力是否满足设计目标的方式不同，直接基于位移的设计方法更需要先准确预估结构的变形模式^[68]。基于能量的设计方法^[69-71]以多自由度体系的地震输入能量与其等效单自由度体系的地震输入能量近似相等为假定进行多自由度结构系统设计，首先对结构进行弹塑性分析得到非线性响应，确定多自由度结构其等效单自由度体系的地震输入能量，计算结构的整体耗能，再将总耗能需求进行结构各层构件的合理分配，由此再进行结构构件的截面设计。基于能量的抗震设计需要明确结构屈服变形机制，否则，耗能和变形能力需求将很难在各个构件上较为准确地分配。基于损伤的设计方法^[72]是以大地震为目标确定相应损伤界限，考虑结构首次超越破坏或累积损伤破坏，以适合的容许损伤界限为性能目标进行的抗震设计。首先设定结构预期损伤机制，再在不同危险等级地震作用下分别对结构进行非线性分析，计算结构构件承载力和变形能力需求以满足不同的抗震性能目标，由此保证结构损伤变形机制如预期所设定。基于损伤的抗震设计方法依赖于对结构的预期损伤机制有明确的把握。

1.3.2 适用于可恢复功能防震结构的抗震设计方法

可恢复功能防震结构有别于传统抗震结构，满足的设计性能指标不同，同时其抗震设防目标、结构体系等方面也有所差异。因此，对于不同可恢复结构体系的设计，需要设定不同的性能目标，以及提出相适应的抗震设计方法。

结合可恢复功能防震结构自身特点，目前，基于位移的设计方法中直接基于位移的设计方法（DDBD），基于能量的设计方法中基于性能的塑性设计方法（PBPD）和等效能量设计程序（EEDP），以及基于损伤的设计方法均有在可恢复功能防震结构设计上的应用。

Gerard^[73]等基于 DDBD 方法进行了一系列偏心支撑框架结构设计，验证了该方法的适用性与鲁棒性。顾安琪^[22]基于 DDBD 方法结合四水准抗震设防目标对自复位剪力墙结构进行了抗震设计，通过弹塑性时程分析验证了该方法的有效

性。肖意^[74]等提出了自复位支撑-摇摆框架结构体系，并基于 DDBD 方法对其进行了四水准抗震设计，通过 ABAQUS 数值分析和弹塑性时程分析，验证了所提出结构体系及其相应抗震设计方法的有效性。Shoeibi^[75]等基于 PBPD 方法对连接柱-框架结构进行设计，考虑结构体系中相互作用的两个系统连接柱与框架结构分离，分不同阶段实现对该结构体系不同性能目标下的抗震设计。Qiu^[76]等基于 PBPD 方法对带 SMA 支撑的中心支撑框架结构进行设计，考虑 SMA 参数变异性，实现了结构在不同强度地震作用下满足各自性能目标。Dorian^[77]在 PBPD 方法的基础上提出 EEDP 方法，并将其应用于所提出的 BRB-桁架-抗弯矩框架结构设计中，实现了结构在不同地震强度作用下同步满足不同性能目标的抗震设计。曲哲^[78]以等代结构法为基础，提出了一种基于损伤的抗震设计方法，适用于摇摆墙-框架结构，强调对其损伤机制的控制，并以算例设计分析说明方法的有效性。

1.4 主余震序列地震动作用下结构抗震性能研究

Mahin^[79]采用 1972 年 Managua 地震的真实主余震序列地震作用对非线性单自由度系统进行了非线性动力分析，指出主余震序列地震动作用相比主震单独作用，提高结构的位移延性需求和耗能需求。

Amadio^[80]以钢框架结构为研究对象，分析其在序列地震动作用下的结构响应。结果显示，主余震序列地震动作用加大结构的损伤程度。

薛云勤^[81]一栋五层钢筋混凝土框架结构为研究对象，研究了主余震序列地震动作用对结构累积损伤的影响，并在构件层面上给出了结构余震作用下累积损伤的分布规律。研究表明，结构主震作用下损伤状态和余震地震动特性影响余震作用下的结构累积损伤。

朱凯铭^[82]以带防屈曲支撑的钢框架结构 (BRBF) 为研究对象，基于概率性能分析，通过不同组合方式人工构造主余震序列地震动，对比研究了 BRBF 结构在不同主余震作用下的抗震性能，考虑余震对 BRB 性能需求的影响，给出了供实际工程参考的建议设计值。

Guo^[83]等以一栋九层钢结构为基准模型，基于中国消能减震设计规范进行了带黏弹性阻尼器，带黏滞阻尼器以及带屈曲约束支撑 (BRB) 的三种消能减震结构的设计，并以倒塌裕度比 (CMR) 为指标对比分析了不同的消能减震结构在主余震序列地震动作用下的抗震性能。

王福明^[84]以结构地震最大响应和残余变形为指标，对两个多屈服段结构进行了多次地震作用下的抗震性能对比分析。研究结果表明，主结构和耗能构件的塑性变形，增加了结构地震最大响应和残余变形对多次地震的敏感度。

黄炜元^[34]基于 OpenSEES 对铅黏弹性阻尼减震框架结构 (LVDF) 进行了主余震序列地震动作用下的一系列研究, 对比分析了 LVDF 结构与传统的 RC 框架结构的抗震性能和抗倒塌能力, 同时研究了 LVDF 结构在主余震序列地震动作用下的耗能机制, 结构显示, 该阻尼器的应用降低主体结构中塑性铰的出铰率, 减小较低强度主余震作用带来的结构损伤, 提升了结构的抗余震性能。

Shi^[85]等以一种带有形状记忆合金 (SMA) 支撑系统的钢框架为研究对象, 进行了结构在 484 条人工构造主余震序列地震动作用下的抗倒塌性能分析, 与一栋四层钢结构抗弯矩框架 (SMRF) 结构进行对比研究, 建立了结构概率地震需求模型, 获得了不同主震破坏状态下结构峰值层间位移和残余层间位移为指标的危险曲线。研究表明, SMA 支撑的应用提高了钢结构的抗震能力, 增加了其在震后功能可修复的优势。

Qiao^[86]等对一栋五层 RC 框架结构 1/5 比例缩尺模型进行了主余震序列地震动作用下的振动台实验, 量化研究了主余震作用对结构性能的不利影响, 研究结果强调, 主震作用造成的结构损伤以及余震地震动特性与结构累积损伤密切相关。

1.5 研究目的与意义

框架结构体系是一种应用广泛的抗侧力体系, 常见于低多层结构中。框架结构的损伤破坏机制主要分为三种: “梁铰机制” (即“强柱弱梁”机制)、“柱铰机制” (即“层屈服”机制) 和“混合铰机制”。“梁铰机制”是指地震作用下框架结构通过自身发生塑性变形耗散输入能量, 塑性铰出现在结构的梁端和底层柱铰, 框架柱则保持弹性, 如图 1.10 (a) 所示。“柱铰机制”是指地震作用下框架梁保持完好, 塑性铰出现在框架柱柱端, 结构变形往往集中而产生层屈服现象, 形成“薄弱层”, 如图 1.10 (b) 所示。“混合铰机制”是指地震作用下, 框架梁梁端出现塑性铰同时允许部分楼层的柱端出现塑性铰, 如图 1.10 (c) 所示。

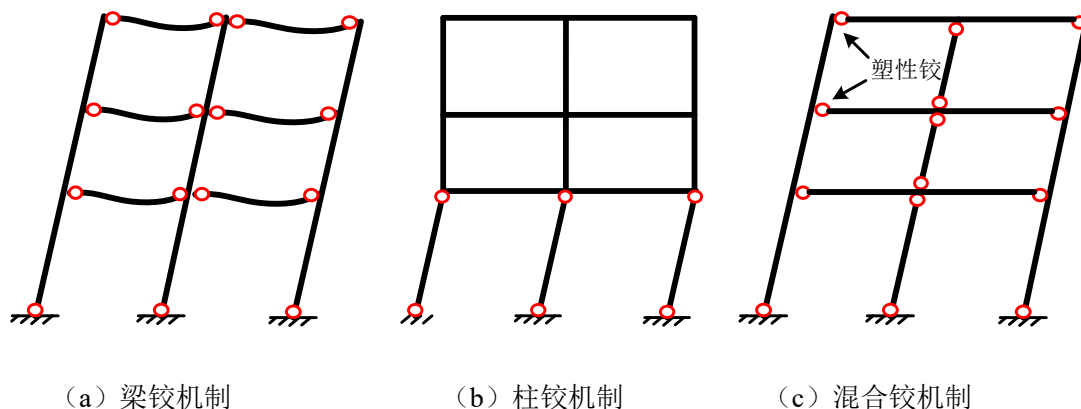


图 1.10 框架结构主要损伤破坏机制

工程实践与震害经验表明“梁铰机制”是一种框架结构的理想损伤破坏机制，“混合铰机制”则是一种尚可接受的损伤破坏机制，而对于有“薄弱层”出现的“柱铰机制”框架结构抗震设计中应该避免的一种损伤破坏机制。但是历次震害表明，在框架结构中避免“柱铰机制”的损伤破坏机制并非易事。1995年阪神地震中有大量框架结构出现“薄弱层”破坏^[87]，如图 1.11 所示。在我国 2008 年汶川地震中，也有大量按照规范设计的混凝土框架结构出现“薄弱层”，发生“柱铰机制”破坏而倒塌^[88,89]，如图 1.12 所示。



图 1.11 日本阪神地震神户市政厅结构层屈服破坏^[87]



(a) 汶川地震中混凝土框架典型破坏模式 (b) 汶川地震漩口中学教学楼倒塌

图 1.12 汶川地震中框架结构层屈服破坏^[88,89]

由前述可知，框架结构的传统设计虽然以实现“梁铰机制”为目标，但其仅在构件层次上的发挥作用，结构在地震作用下仍容易发生跨层失效，形成薄弱层。很难改变其不易控制变形模式、难以预测损伤部位的固有特点。黎燕文^[90]等提出的新型双臂摇摆消能柱可用于消能柱-框架结构体系来改善此问题，如图 1.13 所示。并且其结构简单、施工便捷、体轻量，具备震后功能可恢复性等优点，但其应用缺乏一体化设计方法。对此本文针对该种消能柱-钢框架结构体系提出相适应的四水准抗震设计方法。同时，针对主余震序列地震动作用间隔时间短，对结构的累积损伤可能更严重等问题，进行四水准设计下的消能柱-钢框架结构体系在主余震序列地震动作用下的抗震性能研究。为进一步完善针对消能柱-钢框架

结构体系的抗震设计，推进其在实际中的应用提供依据。

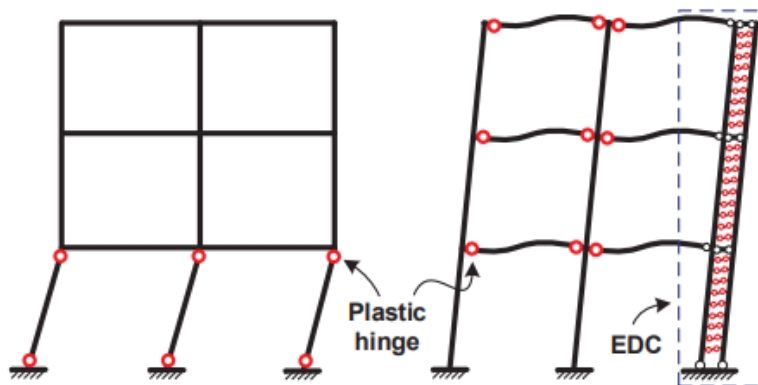


图 1.13 框架结构损伤变形与消能柱-框架结构损伤变形对比[4]

1.6 本文的主要研究工作

针对消能柱-钢框架结构缺乏基于韧性的抗震设计方法以及主余震序列地震动作用下结构损伤累积等问题，本文进行了如下的研究工作：

(1) 梳理了基于性能的塑性抗震设计方法，重点对改进的 PBPD 抗震设计方法其设计原理、设计流程等进行研究，介绍了四水准抗震设计概念与目标，将四水准设计目标与改进的 PBPD 抗震设计方法相结合，形成适用于可恢复功能结构的四水准抗震设计方法，为四水准目标下消能柱-钢框架结构抗震设计提供理论基础。

(2) 针对目前传统规范下设计的框架结构在强震作用下层间变形不均匀易形成薄弱层，消能柱-钢框架结构缺乏四水准目标下一体化抗震设计方法等问题，基于四水准改进 PBPD 方法，结合以层间位移集中系数 DCF 为控制目标的消能柱刚度初步设计，提出针对消能柱-钢框架结构基于性能的四水准抗震设计方法。

(3) 为验证四水准抗震设防下消能柱-钢框架结构设计方法的有效性，以一个 8 层的消能柱-钢框架结构为设计算例，基于 OpenSEES 建立了数值模型对其进行抗震性能分析，并与传统规范下三水准目标设计的纯框架结构进行了抗震性能对比。

(4) 主余震序列地震作用会增大结构的位移延性需求，加剧对结构的损伤。为推进消能柱-钢框架结构这一可恢复功能结构的实际抗震设计应用，采用重复构造法进行人工主余震序列地震动构造，基于增量动力分析方法进行了消能柱-钢框架结构的主余震抗震性能研究，并以倒塌冗余系数 CMR 为指标，与传统规范下三水准设防目标设计的纯框架结构进行抗震韧性对比。

第 2 章 基于性能的塑性抗震设计方法

2.1 引言

现阶段,传统的结构抗震设计通常是首先对其进行弹性分析,同时一定程度上以一种间接的方式考虑其塑性行为。在国内的抗震设计实践中,通常根据《建筑抗震设计规范》^[5]中的反应谱法或基底剪力法确定结构设计基底剪力,通过对结构的弹性分析得到各楼层的侧移,结构的非弹性变形由弹性分析所得的侧移乘以相关的放大系数予以考虑。然而,在罕遇地震作用下,该方式可能无法准确的反应结构真实的变形,所设计的结构可能发生较大的塑性变形和无法预期的非理想破坏^[91]。

基于性能的塑性抗震设计方法是一种预先确定设计结构目标位移和结构地震作用下耗能部件及耗散能量再进行结构设计的塑性抗震设计方法。本章主要梳理了基于性能的塑性抗震设计方法,结合四水准抗震设计概念与目标,提出适用于可恢复功能结构的四水准抗震设计方法,为四水准目标下消能柱-钢框架结构抗震设计提供理论基础。

2.2 传统的基于性能的塑性设计方法

传统的基于性能的塑性设计(performance-based plastic design, PBPD)方法是以预先选定的目标位移和屈服机制作为关键性能目标,利用能量平衡的原理进行抗震设计的^[92]。其中,给定地震作用下的设计基底剪力通过能量平衡方程进行计算获得。同时,采用合理的侧向力分布方式确定各楼层的侧向力分布。最后,通过塑性设计确定结构构件及节点连接,以达到预期的性能目标。

2.2.1 设计屈服机制

在基于性能的塑性设计方法中,屈服机制作为一个重要的部分,在设计最初已经被预设。Chao 和 Goel 提出的屈服机制,非弹性变形均限定发生在指定的屈服构件上^[93]。其中,框架结构体系的屈服机制如图 2.1 所示。

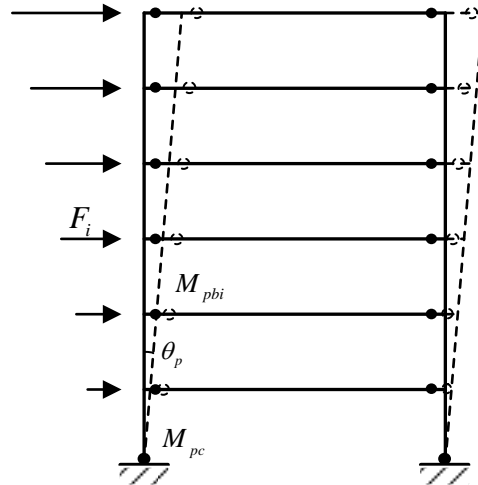


图 2.1 框架结构体系屈服机制

2.2.2 能量平衡原理

该方法假定使多自由度结构系统单调加载至目标位移所作的功与等效单自由度结构系统达到相同状态所需的能量相等，能量平衡概念如图 2.2 所示。

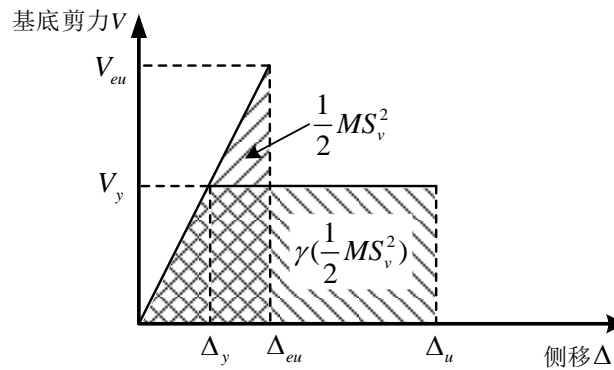


图 2.2 能量平衡原理

假定结构是理想弹塑性体系，考虑能量修正系数，能量平衡方程可表示为：

$$E_e + E_p = \gamma E = \gamma \left(\frac{1}{2} MS_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{S_a T}{2\pi} \right)^2 \quad (2.1)$$

式中：\$E_e\$ 和 \$E_p\$ 分别为结构达到目标位移所需的弹性能量和塑性能量；

\$\gamma\$ 为能量修正系数；

\$M\$ 为结构体系的总质量；

\$T\$ 为结构基本自振周期；

\$S_v\$ 为设计速度谱；

\$S_a\$ 为第一周期对应加速度谱；

\$g\$ 为重力加速度。

根据能量平衡原则，即图 2.2 中内、外功面积相等，式(2.1)可改写成：

$$\gamma \frac{1}{2} V_{eu} \Delta_{eu} = \frac{1}{2} V_y (2\Delta_u - \Delta_y) \quad (2.2)$$

又 $V_{eu} / V_y = \Delta_{eu} / \Delta_y$ ，式(2.2)可简化为：

$$\gamma \frac{\Delta_{eu}}{\Delta_y} = \frac{(2\Delta_u - \Delta_y)}{\Delta_{eu}} \quad (2.3)$$

又 $\Delta_{eu} = R_\mu \Delta_y$, $\Delta_u = \mu_s \Delta_y$ ，代入式(2.3)可得，能量修正系数 γ 表示如下：

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (2.4)$$

式中： μ_s 为延性系数；

R_μ 为延性折减系数。

Lee^[94]等给出了延性折减系数 R_μ 、能量修正系数 γ 、延性系数 μ_s 和等效弹塑性单自由度体系的周期 T 之间的关系，如图 2.3 所示：

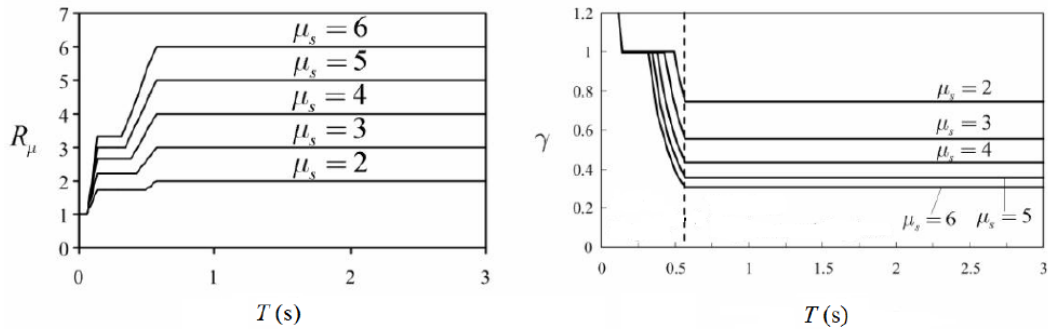


图 2.3 延性折减系数 R_μ 、能量修正系数 γ 、延性系数 μ_s 、和周期 T 的关系图^[94]

2.2.3 设计基底剪力

对于结构的等效单自由度体系，弹性能量 E_e 可表示为：

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right)^2 \quad (2.5)$$

式中： V_y 为结构设计基底剪力；

W 为结构体系的总重量。

对于选定的目标位移和屈服机制，塑性能量 E_p 可表示为：

$$E_p = V_y \sum_{i=1}^N (C_i h_i) \theta_p \quad (2.6)$$

式中： C_i 为第 i 层侧向力分布系数；

h_i 为第 i 层计算高度；

θ_p 为目标塑性位移角， $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ 。

将式(2.5)代入式(2.1)中，可得到塑性能量 E_p 为：

$$E_p = \frac{WT^2g}{8\pi^2} \left[\gamma \left(\frac{S_a}{g} \right)^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (2.7)$$

由式(2.6)和式(2.7)联立可得：

$$\left(\frac{V_y}{W} \right)^2 + \frac{V_y}{W} \left[\sum_{i=1}^N (C_i h_i) \cdot \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right] - \gamma \left(\frac{S_a}{g} \right)^2 = 0 \quad (2.8)$$

由式(2.8)可得到设计基底剪力系数 V_y / W 为：

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\lambda + \sqrt{\lambda^2 + 4\gamma(S_a/g)^2}}{2} \quad (2.9)$$

式中： λ 为无量纲参数，取值与结构周期、侧向力分布和目标塑性位移角有关。无量纲参数 λ 的表达式为：

$$\lambda = \sum_{i=1}^N (C_i h_i) \cdot \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \quad (2.10)$$

2.2.4 侧向力分布方式

当前，我国规范采用的基于多自由度结构体系弹性分析所得的楼层剪力分布方式，在结构遭受罕遇地震时，无法准确反映结构的受力和非弹性变形，并且该分布方式不能充分考虑结构高阶模态的影响。而选择合理的、符合实际的侧向力分布方式，是基于性能的塑性设计方法中最重要的步骤之一。Chao^[95]提出了一种充分考虑结构非线性的侧向力分布方式，采用该种侧向力分布方式进行设计的钢框架结构具有以下优点：（1）结构在罕遇地震作用下产生的层间位移角更均匀；（2）结构“强柱弱梁”等抗震设防理念更容易实现；（3）考虑高层框架结构的高阶模态的影响。

楼层剪力系数 β_i 与结构各层剪力及顶层剪力之间的关系表达如下式：

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} \quad (2.11)$$

式中： V_i 和 V_n 分别为第*i*层和顶部的楼层剪力；
 W_j 和 W_n 分别为第*j*层和顶层的结构总重量；
 h_j 和 h_n 分别为第*j*层和顶层距离地面的高度；
 由式(2.11)可得各层剪力与设计基底剪力的关系如下式：

$$V_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \quad (2.12)$$

$$V_n = \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \quad (2.13)$$

由此可得到各层侧向分布力如下式：

$$F_n = V_n = \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \quad (2.14)$$

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \quad (2.15)$$

式(2.14)和式(2.15)中： F_i 和 F_n 分别为第*i*层和顶层的侧向分布力；
 β_{i+1} 是第*i*+1层的楼层剪力系数，当*i*=*n*时， $\beta_{i+1} = 0$ 。

2.3 等效能量设计程序 (EEDP)

针对耗能系统与结构重力系统分离的双系统结构体系，为了实现结构在不同水平地震动强度下达到不同的性能目标，在传统的基于性能的塑性设计方法基础上，Yang^[96]等利用能量平衡原理和塑性分析，提出了等效能量设计程序 (equivalent energy design procedure, EEDP)。传统的 PBPD 方法和 EEDP 方法中，结构的力-变形曲线和性能目标对应关系如图 2.4 所示。

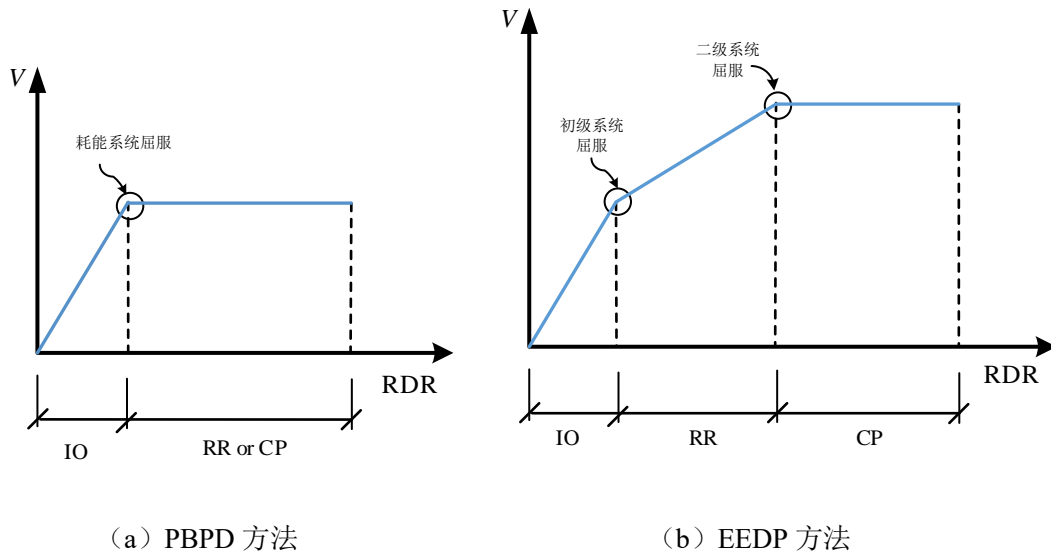


图 2.4 结构的力-变形曲线和性能目标对应关系^[96]

2.3.1 地震危险等级与抗震性能目标

EEDP 方法的能量平衡概念如图 2.5 所示，其中定义了三个不同的性能目标与目标地震危险等级有关，EEDP 的设计目的是在三个选定的地震危险等级上实现这三个性能目标。

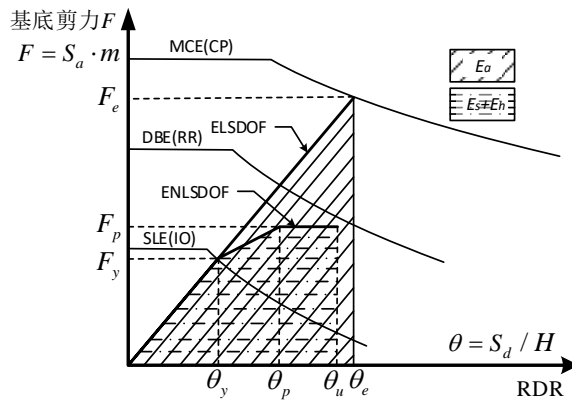


图 2.5 EEDP 方法能量平衡原理^[96]

图中三个地震危险等级分别为服务水准地震(service-level earthquake,SLE)、设计基准地震(design-based earthquake,DBE)和最大可信地震(maximum credible earthquake,MCE)，三个抗震性能目标分别为立即占用(immediate occupancy,IO)、快速修复(rapid return,RR)和防止倒塌(collapse prevention,CP)。SLE 等级下，结构处于立即投入使用状态，对应的设计性能目标为 IO，即结构在震后保持弹性，不需要修复；DBE 等级下，结构对应的设计性能目标为 RR，耗能构件被设计为

结构的“保险丝”用于耗散地震能量，可以被快速修复或者更换，剩余的主结构通过能力需求设计原则保持弹性，即结构在震后立即或短期内恢复功能；MCE 等级下，结构对应的设计性能目标为 CP，即结构在震后均进入屈服耗能阶段防止结构倒塌。

2.3.2 能量平衡原理及设计基底剪力

当地震动强度从 SLE 等级增加到 DBE 等级时,等效线性单自由度系统 (equivalent linear single degree-of-freedom,ELSDOF)和等效非线性单自由度系统 (equivalent nonlinear single degree-of-freedom,ENLSDOF)的预期性能如图 2.6 所示。

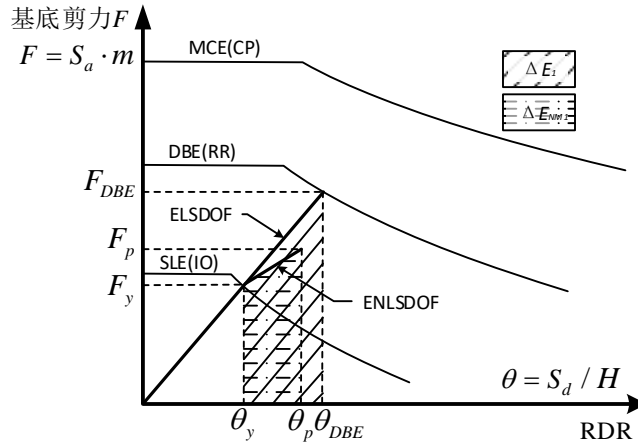


图 2.6 地震危险等级 DBE 等级下的预期性能目标 RR^[96]

将地震输入 ELSDOF 系统的能量增量定义为 ΔE_{E1} ，由图 2.6 可得其表达式为：

$$\Delta E_{E1} = \frac{mC_0}{2} [(S_a)_{DBE} + (S_a)_{SLE}] [(S_d)_{DBE} - (S_d)_{SLE}] \quad (2.16)$$

式中： $(S_a)_{SLE}$ 和 $(S_a)_{DBE}$ 分别为 ELSDOF 系统在 SLE 等级和 DBE 等级下的谱加速度；

$(S_d)_{SLE}$ 和 $(S_d)_{DBE}$ 分别为 ELSDOF 系统在 SLE 等级和 DBE 等级下的谱位移；

C_0 为谱位移修正系数，取值可参考 ASCE/SEI 41-06[8]；

m 为结构总质量。

从 SLE 等级单调推覆加载至 DBE 等级时 ENLSDOF 系统的能量增量定义为 ΔE_{NM1} ，由图 2.6 可得其表达式为：

$$\Delta E_{NM1} = \frac{mH}{2} [(S_a)_p + (S_a)_y] (\theta_p - \theta_y) \quad (2.17)$$

式中： $(S_a)_y$ 和 $(S_a)_p$ 分别为 ENLSDOF 系统在 θ_y 和 θ_p 处的谱加速度；

θ_y 为 ENLSDOF 系统屈服顶点位移角, $\theta_y = \Delta_{SLE} = C_0 \cdot (S_d)_{SLE} / H$;

θ_p 为 ENLSDOF 系统塑性顶点位移角;

H 为结构的高度。

将地震输入 ENLSDOF 系统的能量增量定义为 ΔE_{ND1} , 引入能量修正系数 γ_a , 由能量平衡原理可得下式:

$$\Delta E_{E1} = \Delta E_{ND1} = \gamma_a \Delta E_{NM1} \quad (2.18)$$

将式(2.17)代入式(2.18), 简化可得:

$$F_p = \frac{2\Delta E_{E1}}{\gamma_a H(\theta_p - \theta_y)} - F_y \quad (2.19)$$

式中: F_y 为 ENLSDOF 系统屈服基底剪力;

F_p 为 ENLSDOF 系统塑性基底剪力。

当地震动强度从 DBE 等级增加到 MCE 等级时 ELSDOF 系统和 ENLSDOF 系统的预期性能如图 2.7 所示。

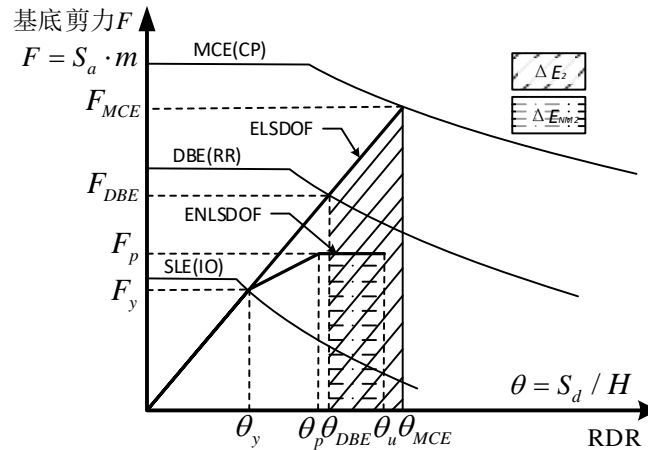


图 2.7 地震危险等级 MCE 等级下的预期性能目标 CP^[96]

将地震输入 ELSDOF 系统的能量增量定义为 ΔE_{E2} , 由图 2.7 可得其表达式为:

$$\Delta E_{E2} = \frac{mC_0}{2} [(S_a)_{MCE} + (S_a)_{DBE}] [(S_d)_{MCE} - (S_d)_{DBE}] \quad (2.20)$$

式中: $(S_a)_{MCE}$ 为 ELSDOF 系统在 MCE 等级下的伪谱加速度;

$(S_d)_{MCE}$ 为 ELSDOF 系统在 MCE 等级下的谱位移。

从 DBE 等级单调推覆加载至 MCE 等级时 ENLSDOF 系统的能量增量定义为 ΔE_{NM2} , 由图 2.7 可得其表达式为:

$$\Delta E_{NM2} = m(S_a)_p H(\theta_u - \theta_p) = F_p H(\theta_u - \theta_p) \quad (2.21)$$

式中： θ_u 为 ENLSDOF 系统极限顶点位移角。

将地震输入 ENLSDOF 系统的能量增量定义为 ΔE_{ND2} ，引入能量修正系数 γ_b ，由能量平衡原理可得下式：

$$\Delta E_{E2} = \Delta E_{ND2} = \gamma_b \Delta E_{NM2} \quad (2.22)$$

将式(2.22)代入式(2.21)，简化可得：

$$\theta_u = \frac{\Delta E_{E1}}{\gamma_b F_p H} + \theta_p \quad (2.23)$$

2.3.3 设计基底剪力分配及侧向力分布

一个双系统结构体系通常其耗能系统为初级系统，主体结构为二级系统，初级系统被设计先于二级系统进入屈服阶段。EEDP 方法中，设计整体基底剪力需要在两个子系统之间分配，各系统预设的设计基底剪力-变形响应关系如图 2.8 所示。

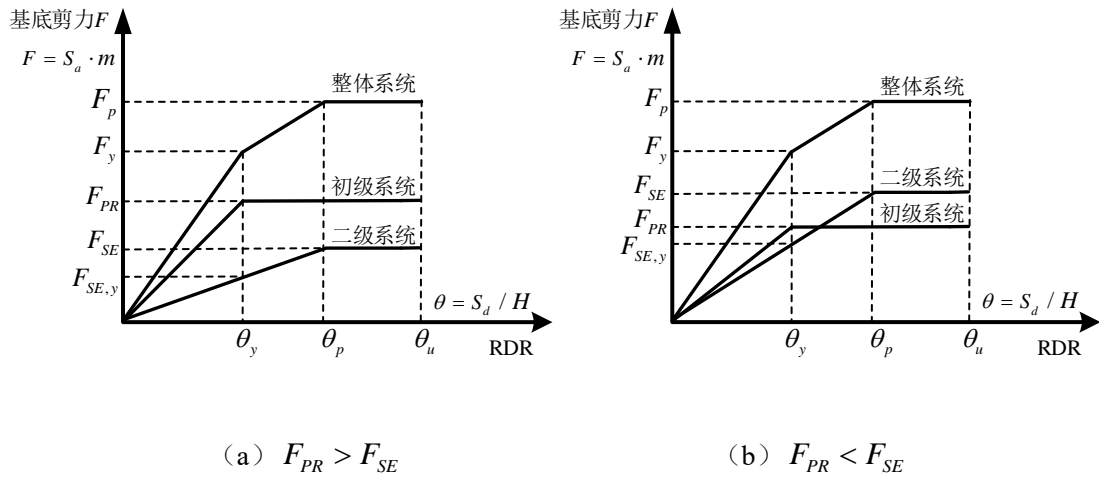


图 2.8 EEDP 方法中设计基底剪力在各级系统间的分配^[96]

由图 2.8 可知，对于预设的 θ_y ，初级系统和二级系统的屈服基底剪力满足下式：

$$F_{PR} = F_y - F_{SE,y} \quad (2.24)$$

式中： F_{PR} 为初级系统的结构屈服基底剪力；

$F_{SE,y}$ 为二级系统在 θ_y 处结构基底剪力。

定义系数 $\mu_p = \theta_p / \theta_y$ ，则二级系统的结构屈服基底剪力表达如下式：

$$F_{SE} = \mu_p F_{SE,y} \quad (2.25)$$

式中： F_{SE} 为二级系统的结构屈服基底剪力。

由图 2.8 可知，在预设的 θ_p 处，初级系统和二级系统的平衡关系满足下式：

$$F_p = F_{PR} + F_{SE} \quad (2.26)$$

定义系数 $\lambda = F_p / F_y$ ，将式(2.24)和式(2.25)代入式(2.26)，化简整理得下式：

$$F_{PR} = F_y \frac{(\mu_p - \lambda)}{(\mu_p - 1)} \quad (2.27)$$

$$F_{SE} = F_y \mu_p \frac{(\lambda - 1)}{(\mu_p - 1)} \quad (2.28)$$

一旦确定了初级系统和二级系统的结构屈服承载力及变形，即可根据选择的各系统屈服机制，对相关屈服耗能构件进行设计。与传统的基于性能的塑性设计方法类似，对于一个多自由度系统，由式(2.27)和式(2.28)得到的结构设计基底剪力需要沿结构高度进行合理分布。同样采用 Chao^[95]提出的侧向力分布方式，则初级系统和二级系统中各楼层的侧向分布力表达如下式：

$$F_{PR,i} = C_i F_{PR} \quad (2.29)$$

$$F_{SE,i} = C_i F_{SE} \quad (2.30)$$

式中： $F_{PR,i}$ 和 $F_{SE,i}$ 分别为初级系统和二级系统的各楼层剪力；

$$\text{侧向力分布系数 } C_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T-0.2}, \text{ 其中 } W_j, W_n, h_j \text{ 和 } h_n \text{ 同 2.2.4 节；}$$

$$\text{楼层剪力系数 } \beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75T-0.2}, \text{ 当 } i=n \text{ 时, } \beta_{i+1} = 0。$$

2.3.4 能量修正系数 γ_a 和 γ_b

在 EEDP 方法中，结构被设计成在不同水平地震动强度下实现不同的性能目标，根据能量平衡原理，由 2.3.1 节可知，结构满足 EEDP 设计需要确定两个能量修正系数 γ_a 和 γ_b 。其中，当地震动强度从 SLE 等级增加到 DBE 等级时，用 γ_a 来修正能量；当地震动强度从 DBE 等级增加到 MCE 等级时，用 γ_b 来修正能量。

Yang^[96]等基于大量的非线性动力时程分析，对能量修正系数 γ_a 和 γ_b 进行了量化研究。用于研究的地震动选自 PEER 地震动数据库(2011)，根据设计场地条

件，对应选取了 10 次不同地震的 20 条地震动。设计目标谱采用文献中^[97][7]的三个等级，即：MCE 等级对应于设计基准期 50 年超越概率 2% 的地震动，DBE 等级对应于设计基准期 50 年超越概率 10% 的地震动，SLE 等级对应于设计基准期 50 年超越概率 87% 的地震动。

对于预设的 θ_p ，当 γ_a 的值不同时，结构设计双线性屈服行为也不同。对应于不同的 γ_a 的取值，结构的双线性屈服行为如图 2.9 所示，其中， $(\gamma_a)_{\max}$ 对应于理想弹塑性行为， $(\gamma_a)_{\min}$ 对应于理想线弹性行为。

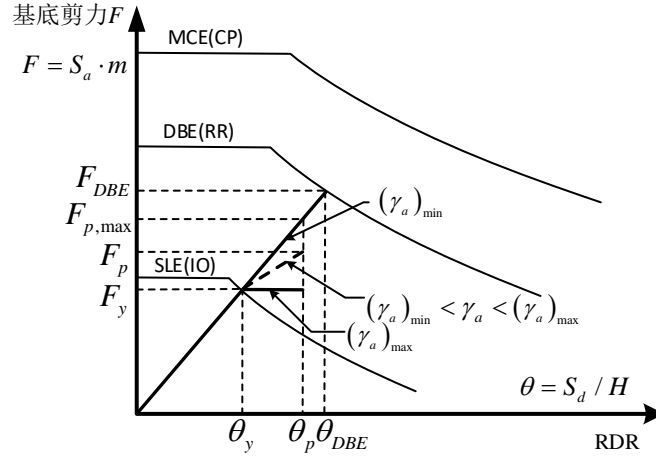


图 2.9 θ_p 处不同 γ_a 取值下结构双线性屈服行为^[96]

结构自振周期 T 不同，预设不同的 θ_p 时，对应的 γ_a 的值也不同。调节地震动强度从 SLE 等级增加到 DBE 等级，对 T 、 θ_p 不同的结构进行大量的非线性动力时程分析，能量修正系数 γ_a 的定量取值表达如下式^[96]：

$$\gamma_a = \begin{cases} 1.25, & T \leq 0.5s \\ 1.85, & 0.6s \leq T \leq 0.8s \\ 2.40, & 0.9s \leq T \leq 1.1s \\ -1.57\mu_p + 6.22, & 1.2s \leq T \leq 3.0s \end{cases} \quad (2.31)$$

调节地震动强度从 DBE 等级增加到 MCE 等级，对 T 、 θ_p 不同的结构进行大量的非线性动力时程分析可得到对应的 θ_u ，结合式(2.23)可计算得到能量修正系数 γ_b 的定量取值表达如下式^[96]：

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15, & T \leq 0.5s \\ 2.10, & 0.6s \leq T \leq 0.8s \\ 3.60, & 0.9s \leq T \leq 1.1s \\ -2.4\mu_p + 9.59, & 1.2s \leq T \leq 3.0s \end{cases} \quad (2.32)$$

2.4 四水准改进 PBPD 方法

对于具有更高抗震性能的可恢复功能结构体系，为对其实现性能化设计，四水准抗震设计理念以及与之对应的抗震设防目标被提出。在四水准抗震设计中，抗震设防目标由传统的“小震不坏、中震可修复、大震不倒塌”的三水准设防目标，转向适用于可恢复功能结构体系的“小震完好、中震不坏、大震可更换或可修复、巨震不倒塌”的四水准设防目标。

考虑主-次结构体系中，结构二级系统屈服后结构体系仍然有残余刚度，Zhai^[98]在 EEDP 方法的基础上提出将多自由度结构的力-变形关系简化为具有屈服后刚度比 α_1 和 α_{II} 的三线性模型，结合四水准抗震设计理念 and 抗震性能目标，结构力-变形曲线和性能目标对应关系如图 2.10 所示。

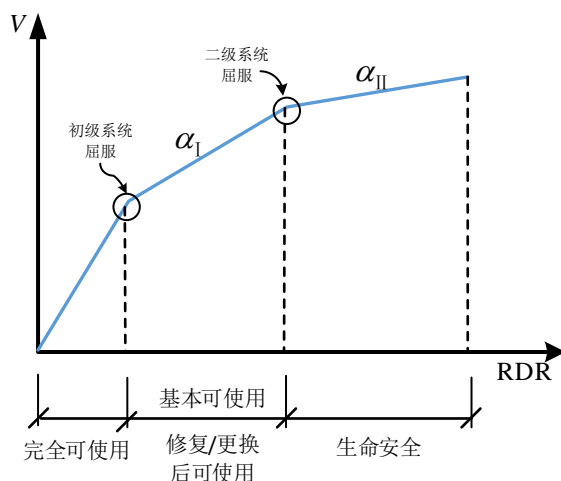


图 2.10 四水准改进 PBPD 方法的结构力-变形曲线和性能目标对应关系

2.4.1 四水准地震动与抗震性能目标

四水准改进 PBPD 方法设计目的是在四水准地震动下实现对应的抗震性能目标。采用与第五代《中国地震动参数区划图》相适应^[99]的四水准地震动，即：第一水准对应于设计基准期 50 年超越概率 63% 的地震动，第二水准对应于设计基准期 50 年超越概率 10% 的地震动，第三水准对应于设计基准期 50 年超越概率 2% 的地震动，第四水准对应于设计基准期 50 年超越概率 0.01% 的地震动^[22]。第一水准下，结构震后保持弹性，不需要修复，处于完全可使用状态；第二水准下，结构震后基本保持弹性，主体结构不需要修复，处于基本可使用状态；第三水准下，结构震后无需修复，耗能构件更换后可使用，或结构有一定损伤，但修复后可使用；第四水准下，结构震后一定程度上损伤破坏，但未发生倒塌，保证

人员生命安全。

四水准抗震设计具体对应设计参数及抗震性能目标如表 2-1 至表 2-2 表 2-3 所示。

表 2-1 四水准地震动水平地震影响系数最大值 α_{\max} [22]

抗震性能水准分级	6 度	7 度	8 度	9 度
第一水准 (多遇地震动)	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
第二水准 (设计地震动)	0.12	0.23(0.34)	0.45(0.68)	0.90
第三水准 (罕遇地震动)	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40
第四水准 (极罕遇地震动)	0.36	0.70(1.00)	1.35(2.00)	2.70

注：第一水准、第二水准、第三水准数值取自 GB50011-2010《建筑抗震设计规范》，第四水准数值取自隔震规范（征求意见稿）^[100]。

表 2-2 四水准地震动地震加速度时程的加速度最大值 a_{\max} [22]

抗震性能水准分级	6 度	7 度	8 度	9 度
第一水准 (多遇地震动)	18	35(55)	70(110)	140
第二水准 (设计地震动)	49	98(147)	196(294)	392
第三水准 (罕遇地震动)	125	220(310)	400(510)	620
第四水准 (极罕遇地震动)	147	294(441)	588(882)	1176

注：表中数据单位为 cm/s^2 。第一水准、第三水准数值取自 GB50011-2010《建筑抗震设计规范》，第二水准、第四水准数值根据隔震规范（征求意见稿）^[100]中的地震系数 k ，由公式 $a_{\max} = k \cdot g$ (g 取 9.8m/s^2) 计算得到。

表 2-3 四水准抗震性能目标^[22]

结构体系	第一水准	第二水准	第三水准	第四水准
传统防倒塌结构	完全可使用	修复后可使用	生命安全	—
可恢复功能结构	完全可使用	基本可使用	更换后使用/ 修复后使用	生命安全

2.4.2 能量平衡原理及设计基底剪力

与传统 PBPD 方法类似,四水准改进 PBPD 方法同样假定使多自由度结构系统单调加载至目标位移所作的功与等效单自由度结构系统达到相同状态所需的能量相等,能量平衡概念如图 2.11 所示,横轴为结构顶点位移角(roof drift ratio,RDR),纵轴为基底剪力。

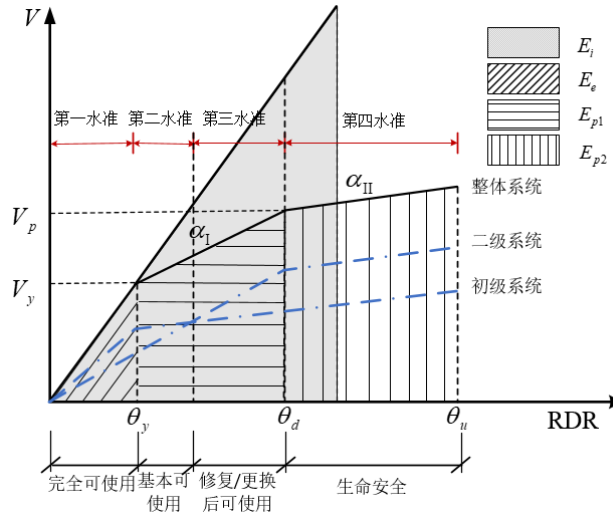


图 2.11 四水准改进 PBPD 方法能量平衡原理

对于第一水准地震动,地震输入等效单自由度系统的能量 E_i 可表达为下式:

$$E_i = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \left(\frac{S_{a1} T}{2\pi} \right)^2 \quad (2.33)$$

式中: W 为结构体系的总质量;

T 为结构基本自振周期;

S_{a1} 为第一水准地震动激励对应的第一模态谱加速度;

g 为重力加速度。

Akiyama^[69]和 Qiu^[101]通过将多自由度体系简化为等效单自由度体系来估算多自由度体系的弹性应变能。根据能量平衡原理,弹性应变能等于外力所做的功。由图 2.11 可知,对于选定目标位移,多自由度系统的弹性能量 E_e 可表达为下式:

$$E_e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (C_i V_y) (h_i \theta_y) = \frac{1}{2} V_y \theta_y \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \quad (2.34)$$

式中: V_y 为多自由度系统屈服基底剪力;

θ_y 为结构屈服顶点位移角,即结构顶部屈服位移 Δ_y 与总高度 H 之比;

h_i 为第 i 层距离地面的计算高度;

C_i 为侧向力分布系数,同 2.2.4 节和 2.3.3 节描述。

假定结构是理想弹塑性体系，由图 2.11 可知，根据能量平衡原理可得：

$$E_e = E_i \quad (2.35)$$

将式(2.33)、(2.34)代入式(2.35)，化简可得：

$$V_y = \frac{W}{g} \left(\frac{S_{a1} T}{2\pi} \right)^2 \left/ \left[\theta_y \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \right] \right. \quad (2.36)$$

对于第三水准地震动，地震输入等效单自由度系统的能量 E_i 可表达为下式：

$$E_i = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \left(\frac{S_{a3} T}{2\pi} \right)^2 \quad (2.37)$$

式中： S_{a3} 为第三水准地震动激励对应的第一模态谱加速度。

由图 2.11 可知，多自由度系统的弹性能量 E_e 可表达为下式：

$$E_e = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \left(\frac{S_{a1} T}{2\pi} \right)^2 \quad (2.38)$$

从第一水准单调推覆加载至第三水准时，多自由度系统塑性能量 E_{p1} 表达为：

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (C_i V_y + C_i V_p) (h_i \theta_{p1}) = \frac{1}{2} (V_y + V_p) \theta_{p1} \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \quad (2.39)$$

式中： V_p 为多自由度系统塑性基底剪力；

θ_{p1} 为第三水准激励对应的结构顶点位移角变化量， $\theta_{p1} = \theta_d - \theta_y$ ；

θ_d 为结构塑性顶点位移角，由设计者根据第三水准性能目标确定。

假定结构是理想弹塑性体系，引入能量修正系数 γ_a ，由能量平衡原理可得：

$$E_e + E_{p1} = \gamma_a E_i \quad (2.40)$$

将式(2.36)–(2.39)代入式(2.40)，化简可得：

$$V_p = \left\{ \frac{W}{g} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 (\gamma_a S_{a3}^2 - S_{a1}^2) \left/ \left[\theta_{p1} \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \right] \right. \right\} - V_y \quad (2.41)$$

对于第四水准地震动，地震输入等效单自由度系统的能量 E_i 可表达为下式：

$$E_i = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \left(\frac{S_{a4} T}{2\pi} \right)^2 \quad (2.42)$$

式中： S_{a4} 为第四水准地震动激励对应的第一模态谱加速度。

从第三水准单调推覆加载至第四水准时，多自由度系统塑性能量 E_{p2} 表达为：

$$E_{p2} = V_p \theta_{p2} \sum_{i=1}^n (C_i h_i) + \frac{1}{2} \alpha_{II} \frac{V_y}{\theta_y} \theta_{p2}^2 \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \quad (2.43)$$

式中： θ_{p2} 为第四水准激励对应的结构顶点位移角变化量， $\theta_{p2} = \theta_u - \theta_d$ ；
 θ_u 为结构极限顶点位移角；

α_{II} 为第四水准激励对应的结构屈服后刚度比，具体见图 2.10 所示。
 假定结构是理想弹塑性体系，引入能量修正系数 γ_b ，由能量平衡原理可得：

$$E_e + E_{p1} + E_{p2} = \gamma_b E_i \quad (2.44)$$

将式(2.38)–(2.40)、(2.42)–(2.43)代入式(2.44)，简化可得：

$$\theta_u = \theta_d + \theta_{p2} = \theta_d + \frac{-V_p + \sqrt{V_p^2 + \lambda \alpha_{II} V_y / [\theta_y \sum_{i=1}^n (C_i h_i)]}}{\alpha_{II} V_y / \theta_y} \quad (\alpha_{II} \neq 0) \quad (2.45)$$

$$\theta_u = \theta_d + \frac{\lambda}{V_p \sum_{i=1}^n (C_i h_i)} \quad (\alpha_{II} = 0) \quad (2.46)$$

其中， $\lambda = \frac{W}{g} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 (\gamma_b S_{a4}^2 - \gamma_a S_{a3}^2)$ 。

对于高层建筑设计，必要时需要考虑结构 P-Delta 效应。在现行的抗震设计规范中，如 ASCE 7-10^[102]，通过稳定系数和附加基底剪力来考虑结构 P-Delta 效应。为提高设计经济高效性及准确性，Shoebji^[103]将修正稳定系数 SC_i 定义为：

$$SC_i = \frac{\Delta_{y,i} \sum_{j=i}^n P_j}{V_{y,i} h_i} = \frac{\sum_{j=i}^n P_j}{V_{y,i}} \cdot \theta_y \quad (2.47)$$

式中： P_j 代表第 j 层重力荷载；

$\Delta_{y,i}$ 代表第 i 层层间屈服位移；

$V_{y,i}$ 代表第 i 层屈服层间剪力。

当 SC_i 小于 10%时，结构 P-Delta 效应可以忽略。否则结构设计基底剪力应加上附加基底剪力 V_a ，其中 V_a 计算如下式：

$$V_a = \theta_y \sum_{i=1}^n P_i \quad (2.48)$$

2.4.3 设计基底剪力分配及侧向力分布

与 EEDP 方法类似，在四水准改进 PBPD 方法中，结构的主要耗能系统为初级系统，主体结构为二级系统，且初级系统被设计先于二级系统进入屈服阶段。在该方法中，整个系统、初级系统和二级系统的设计基底剪力-变形响应关系如图 2.12 所示。

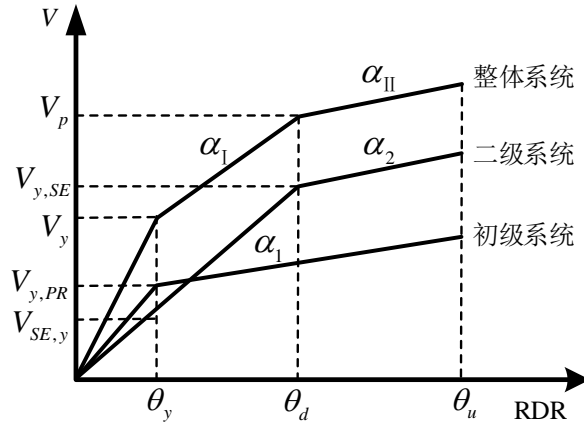


图 2.12 四水准改进 PBPD 方法中设计基底剪力在各级系统间的分配

由图 2.12 可知,初级、二级系统基底剪力之和等于整个系统基底剪力总和,根据此平衡条件可得在 θ_y 处满足下式:

$$V_{y,PR} + V_{SE,y} = V_y \quad (2.49)$$

式中: V_y 为整个系统的结构屈服基底剪力;

$V_{y,PR}$ 为初级系统的结构屈服基底剪力;

$V_{SE,y}$ 为二级系统在 θ_y 处结构基底剪力。

同样地,根据力的平衡条件,在 θ_d 处满足下式:

$$V_{PR,d} + V_{y,SE} = V_p \quad (2.50)$$

式中: V_p 为整个系统的结构塑性基底剪力;

$V_{y,SE}$ 为二级系统的结构屈服基底剪力;

$V_{PR,d}$ 为初级系统在 θ_d 处结构基底剪力。

由图 2.12 可得,对于初级系统,结构基底剪力满足下式关系:

$$V_{y,PR} + (\theta_d - \theta_y) \cdot \alpha_1 \cdot \frac{V_{y,PR}}{\theta_y} = V_{PR,d} \quad (2.51)$$

式中: α_1 为初级系统的结构屈服后刚度比。

由图 2.12 可得,对于二级系统,结构基底剪力满足下式关系:

$$\frac{V_{SE,y}}{\theta_y} = \frac{V_{y,SE}}{\theta_d} \quad (2.52)$$

定义延性系数 $\mu_d = \theta_d / \theta_y$, 则将式(2.51)、(2.52)代入式(2.49)、(2.50), 化简

可得:

$$V_{y,PR} = \frac{V_p - \mu_d V_y}{(\alpha_1 - 1)(\mu_d - 1)} \quad (2.53)$$

$$V_{y,SE} = \frac{[1 + \alpha_1(\mu_d - 1)]V_y - V_p}{(\alpha_1 - 1)(\mu_d - 1)} \mu_d \quad (2.54)$$

定义二级系统的结构屈服后刚度比为 α_2 ，则其与初级系统的结构屈服后刚度比 α_1 ，第四水准激励对应的结构屈服后刚度比 α_{II} 满足下式关系：

$$\alpha_1 \frac{V_{y,PR}}{\theta_y} + \alpha_2 \frac{V_{y,SE}}{\theta_d} = \alpha_{II} \frac{V_y}{\theta_y} \quad (2.55)$$

其中，当初级系统和二级系统使用相同的材料和元件时，有 $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_{II}$ 。

同样地，在确定了初级系统和二级系统的结构屈服承载力及变形后，即可根据各系统的屈服机制，对相关屈服耗能构件进行设计。与传统 PBPD 类似，对于一个多自由度系统，由式(2.53)和式(2.54)得到的结构设计基底剪力需要沿结构高度进行合理分布。同样采用 Chao^[95]提出的侧向力分布方式，则初级系统和二级系统中各楼层的侧向分布力表达如下式：

$$F_{PR,i} = C_i V_{y,PR} \quad (2.56)$$

$$F_{SE,i} = C_i V_{y,SE} \quad (2.57)$$

式中： $F_{PR,i}$ 和 $F_{SE,i}$ 分别为初级系统和二级系统的各楼层剪力； C_i 为侧向力分布系数，同 2.2.4 节和 2.3.3 节描述。

2.4.4 能量修正系数 γ_a 和 γ_b

与 EEDP 方法类似，由 2.4.2 节可知，结构满足四水准改进 PBPD 设计需要确定两个能量修正系数 γ_a 和 γ_b 。其中，当地震动强度从第一水准增加到第三水准时，用 γ_a 来修正能量；当地震动强度从第三水准增加到第四水准时，用 γ_b 来修正能量。同样地，该方法通过大量的多自由度系统非线性动力时程分析，对能量修正系数 γ_a 和 γ_b 进行量化研究^[98]。

为了确定能量修正系数，需要建立结构多自由度层间剪切模型。Miranda^[104]和 Xiong^[105]采用均匀质量和刚度的假定分布来估计多层和高层建筑的动力响应，得到了理想的结果。因此，本节采用均匀质量和刚度分布来建立层间剪切模型。假设每层的质量为 m ，刚度为 k ，则质量矩阵 M 和刚度矩阵 K 可以表达为下式：

$$M = \text{diag}(m_1, m_2, \dots, m_n) = m \times \text{diag}(1, 1, \dots, 1) \quad (2.58)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 \\ -k_2 & k_1+k_2 & -k_3 & & \vdots \\ 0 & \ddots & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & & -k_{n-1} & k_{n-1}+k_n & -k_n \\ 0 & \cdots & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} = k \times \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & \cdots & 0 \\ -1 & 2 & -1 & & \vdots \\ 0 & \ddots & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & & -1 & 2 & -1 \\ 0 & \cdots & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.59)$$

将式(2.58)、(2.59)代入方程 $|K - (2\pi/T)^2 \cdot M| = 0$ ，已知 m 可求解对应 k ，即可建立结构多自由度层间剪切模型。

由图 2.11 可知，第三水准激励对应的结构屈服后刚度比 α_1 ，延性系数 μ_d 以及能量修正系数 γ_a 满足下式关系：

$$\alpha_1 = \left(\frac{V_p - V_y}{\theta_d - \theta_y} \right) / \left(\frac{V_y}{\theta_y} \right) = \left(\frac{V_p}{V_y} - 1 \right) \cdot \frac{1}{\mu_d - 1} = \frac{\gamma_a S_{a2}^2 - S_{a1}^2}{(\mu_d - 1)^2 S_{a1}^2} - \frac{2}{\mu_d - 1} \quad (2.60)$$

$$\rightarrow \gamma_a = \left[\left(\alpha_1 + \frac{2}{\mu_d - 1} \right) \cdot (\mu_d - 1)^2 \cdot S_{a1}^2 + S_{a1}^2 \right] / S_{a2}^2 \quad (2.61)$$

确定能量修正系数 γ_a 的具体步骤如下：

- (1) 首先建立结构的弹性层间剪切模型，并对模型进行第一水准地震动下的弹性动力时程分析，确定各层的屈服层间剪力，屈服位移和第一水准地震动下结构顶点位移角 RDR $\theta_{r,1}$ ；
- (2) 选取 α_1 建立结构的双线性层间剪切模型，其中结构第 i 层的力-位移关系如图 2.13 所示，并对模型进行第三水准地震动下的非线性动力时程分析，确定第三水准地震动下结构顶点位移角 RDR $\theta_{r,3}$ ；
- (3) 将(1)、(2)结果代入计算式 $\mu_d = \theta_{r,3} / \theta_{r,1}$ 得到 μ_d ，再代入式(2.61)计算得到对应的 γ_a ；
- (4) 选取不同的 α_1 ，重复步骤(2)、(3)，得到关于 $\alpha_1 - \mu_d$ 和 $\alpha_1 - \gamma_a$ 的关系曲线；
- (5) 对于不同的结构，根据结构周期 T 和层数 n 的不同，重复步骤(1)—(4)，得到不同 T 和 n 对应的 $\alpha_1 - \mu_d$ 和 $\alpha_1 - \gamma_a$ 的关系曲线。

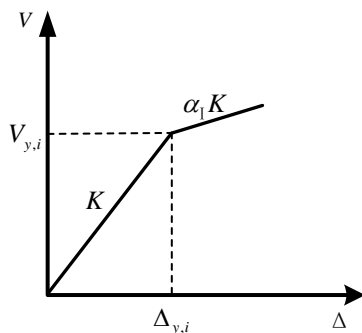


图 2.13 双线性层间剪切模型中结构第 i 层的力-位移关系曲线

确定能量修正系数 γ_a 的流程描述如图 2.14 所示：

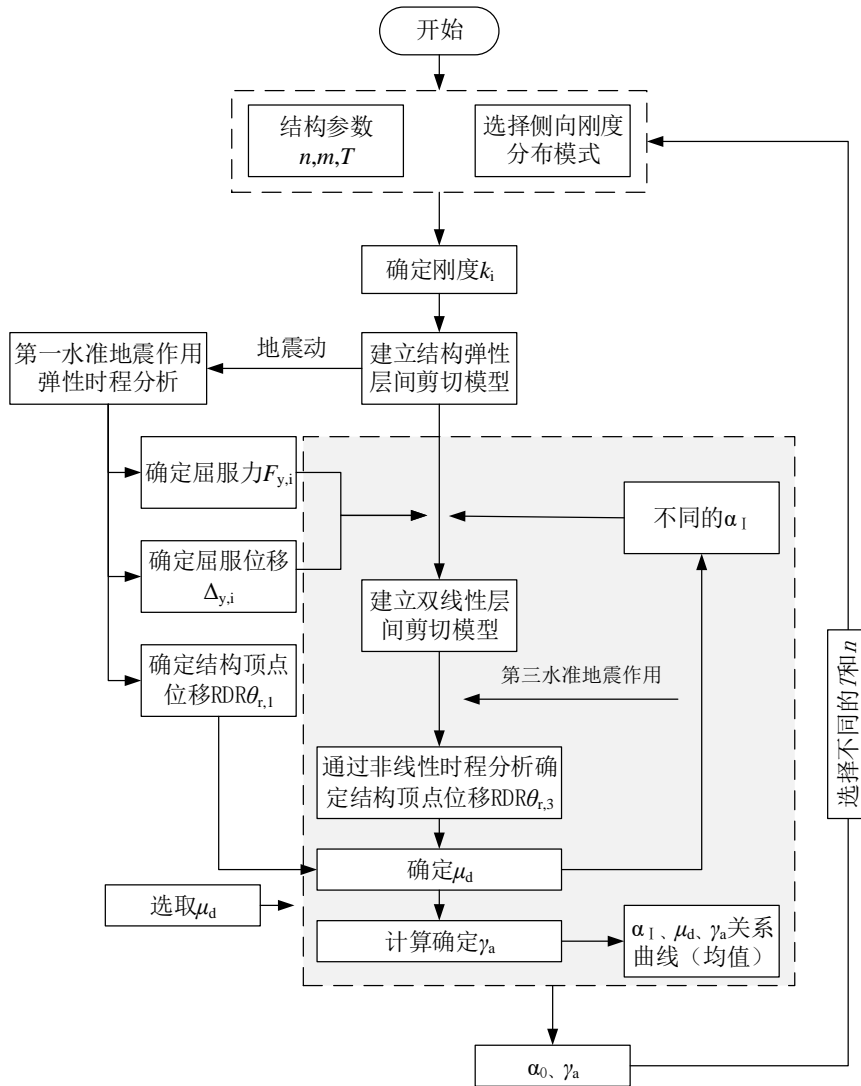


图 2.14 确定能量修正系数 γ_a 流程图

确定能量修正系数 γ_b 的具体步骤如下：

- (1) 基于前述确定 γ_a 的步骤，选取小于 α_1 的参数 α_{II} 建立结构的三线型层间剪切模型，其中结构第 i 层的力—位移关系如图 2.15 所示，并对模型进行第四水准地震动下的非线性动力时程分析，确定第四水准地震动下结构顶点位移角 $RDR\theta_{r,4}$ ；
- (2) 将基于前述弹性和双线性分析模型得到的 $RDR\theta_{r,1}$ 、 $RDR\theta_{r,3}$ 和对应基底剪力以及步骤 (1) 中的 $RDR\theta_{r,4}$ 代入式(2.45)计算得到对应的 γ_b ；
- (3) 选取不同的 α_1 ，重复步骤 (1) 和 (2)，得到关于 $\alpha_1 - \gamma_b$ 的关系曲线；
- (4) 选取不同的 α_{II} ，对于不同的结构，根据结构周期 T 和层数 n 的不同，重复步骤 (1) — (3)，得到不同 T 、 n 和 α_{II} 对应的 $\alpha_1 - \gamma_b - \alpha_{II}$ 的关系曲线。

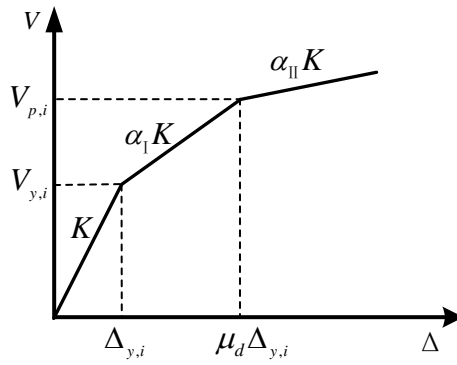


图 2.15 三线性层间剪切模型中结构第 i 层的力-位移关系曲线

确定能量修正系数 γ_b 的流程描述如图 2.16 所示：

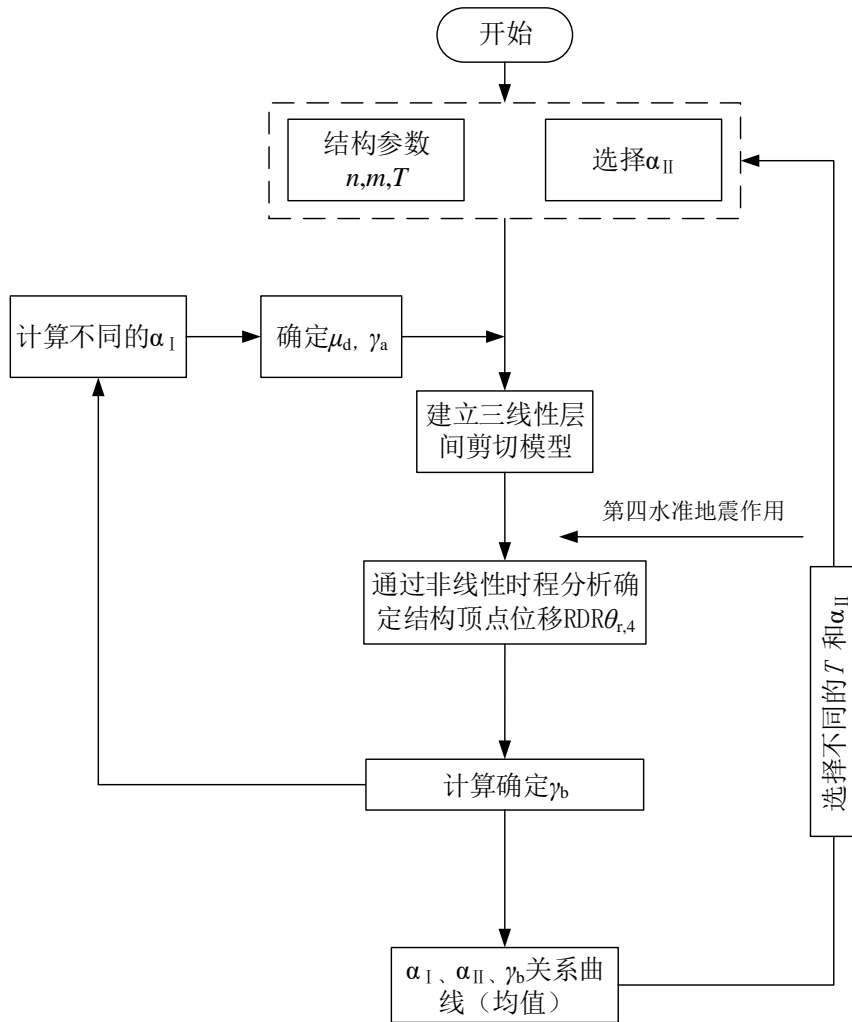


图 2.16 确定能量修正系数 γ_b 流程图

2.4.5 四水准改进 PBPD 方法实施流程

在四水准改进 PBPD 方法中, 将结构整体的设计基底剪力按照 2.4.3 节所述方式分布到初级和二级系统后, 即可进行结构中屈服耗能构件的弹塑性设计和非屈服构件的承载力设计, 最终实现结构的四水准设防目标抗震设计, 具体的步骤如下:

- (1) 指定结构参数, 包括楼层数量 n 、楼层层高 h_j 以及楼层质量 W_i 。选择结构可更换耗能构件的类型, 确定初级系统和二级系统的屈服后刚度比 α_1 和 α_2 。如果各系统屈服耗能构件所用材料相同, 则有 $\alpha_1 = \alpha_2$ 。
- (2) 根据结构参数, 由抗震规范或等效弹性位移谱法估算结构基本周期 T 。
- (3) 根据第一水准性能目标对应选择第一水准地震动和目标屈服顶点位移角 RDR θ_y 。选择考虑高阶模态的侧向力分布方式, 计算侧向力分布系数 C_i 和楼层剪力系数 β_i 。根据式(2.36)计算得到结构屈服基底剪力 V_y 。
- (4) 根据第三水准性能目标对应选择第三水准地震动和目标塑性顶点位移角 RDR θ_d 。根据计算式 $\theta_{p1} = \theta_d - \theta_y$ 和 $\mu_d = \theta_d / \theta_y$ 得到 θ_{p1} 和 μ_d 。通过 2.4.4 节描述方法确定能量修正系数 γ_a 。根据式(2.41)计算得到结构塑性基底剪力 V_p 。
- (5) 根据式(2.47)验算稳定系数 SC_i , 必要时应考虑结构 P-Delta 效应, 根据式(2.48)计算附加基底剪力。
- (6) 将结构设计基底剪力在初级系统和二级系统上进行分配, 根据式(2.53)和式(2.54)计算初级系统和二级系统的结构屈服基底剪力 $V_{y,PR}$ 和 $V_{y,SE}$ 。
- (7) 根据式(2.55)计算屈服后刚度比 α_{II} , 通过 2.4.4 节描述方法确定能量修正系数 γ_b 。根据式(2.45)计算第四水准地震动下结构极限顶点位移角 RDR θ_u 。
- (8) 根据式(2.56)和式(2.57)计算初级系统和二级系统中各层楼层剪力, 再进行构件设计。可根据现行设计规范对屈服耗能构件进行塑性设计, 对非屈服构件进行满足能力设计原则的承载力设计以保持弹性。
- (9) 检验设计后结构基本周期 T 。若与初始估算值相差大于 5%, 则返回步骤 (2), 调整结构周期初始值, 对结构重新设计; 若相差小于等于 5%, 则可完成结构设计, 并对最终设计结构进行抗震性能评估, 检查结构是否满足初始抗震性能设计目标。

具体设计流程图如图 2.17 所示：

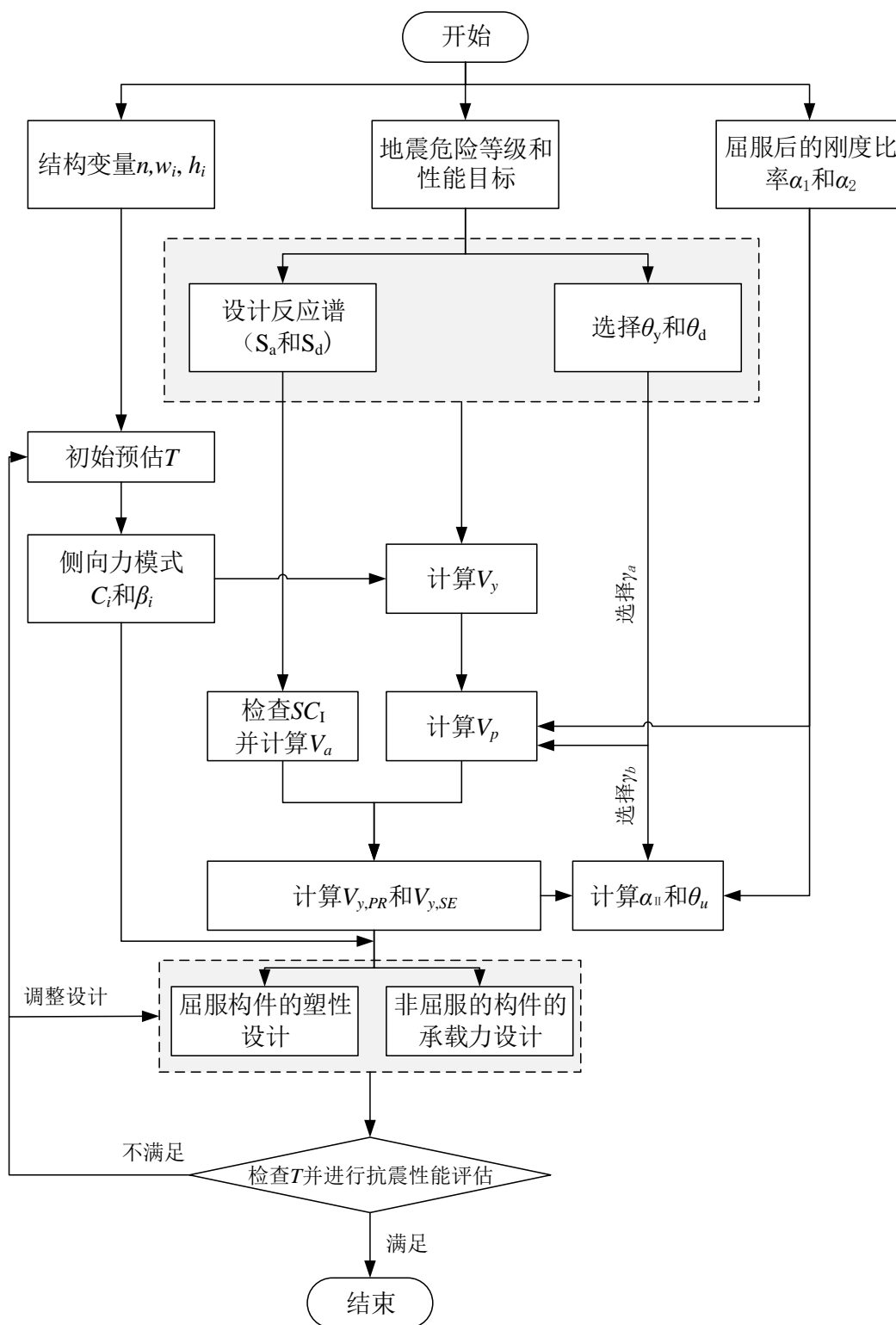


图 2.17 四水准改进 PBPD 方法设计流程图

2.5 本章小结

本章主要对基于性能的塑性抗震设计方法相关内容进行了介绍,具体介绍了传统的 PBPD 方法和 EEDP 方法的基本理论,重点对改进的 PBPD 抗震设计方法的基本概念、设计原理、设计流程等进行研究阐述。同时,具体介绍了四水准抗震设计理念与四水准抗震性能目标,将四水准抗震设计与改进的 PBPD 抗震设计方法相结合,形成适用于可恢复功能结构的四水准抗震设计方法,为四水准目标下消能柱-钢框架结构抗震设计提供理论基础。

第3章 消能柱-钢框架结构基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计

3.1 引言

在结构设计基本方法中,通常地震能量通过结构构件产生非弹性变形来吸收耗散,这意味着结构在遭受强烈地震后将产生永久性损伤。对于大多数抗震结构的抗侧力体系,其用于耗散地震能量的部分结构构件也是其重力系统的一部分,这使得在强烈地震后这些结构构件难以修复或更换。为了改善结构的灾后性能,不同类型的地震可恢复功能结构体系被大量提出。其中,消能摇摆-主结构体系通常被设计成为一个可更换摇摆耗能系统与重力系统分离的双系统结构体系。设计良好的消能摇摆-主结构体系,能够在不同的抗震设防水准下实现对应不同的抗震性能目标。同时,消能摇摆-主结构体系作为一种可恢复功能结构体系,其抗震性能目标高于传统的防倒塌结构。框架结构应用广泛,传统设计下的框架在地震作用下容易发生跨层失效,由此形成薄弱层。由前文所述可知黎燕文^[106]提出的双肢摇摆消能柱可用于消能柱-主结构体系来改善此问题。该类型消能柱-钢框架是一种可恢复功能结构,但其应用缺乏四水准目标下一体化设计方法。基于此,本章基于四水准改进 PBPD 方法,结合以层间位移集中系数 DCF 为控制目标的消能柱刚度初步设计,提出针对该类型消能柱-钢框架结构基于性能的四水准抗震设计方法,并对消能柱-钢框架结构进行四水准目标下的抗震设计,同时对其进行抗震性能分析,验证前述设计方法的有效性。

3.2 消能柱-钢框架结构数值分析模型

OpenSEES^[107,108]是由 UCB 与 PEER 共同开发的开源有限元程序,主要计算结构的地震响应和基于性能的地震工程研究。OpenSEES 适用于静力及动力的非线性分析、特征值分析等问题的求解。同时,OpenSEES 具有强大的非线性处理能力,根据不同的问题选择不同的非线性算法可以保证计算精度的前提下提高分析求解效率。此外,OpenSEES 拥有丰富的材料本构关系库,具备二次开发的便利性。因此,本文基于 OpenSEES 开展消能柱-钢框架结构数值模拟分析。

3.2.1 基于 OpenSEES 的钢框架结构建模与验证

本文基于 OpenSEES 建立图 3.1 所示的 3、6、9、12 层二维钢框架模型。结构场地类型为 8 度 II 类场地，所选跨度方向结构共 3 跨，每跨 7.2m，所选跨度垂直方向结构共 3 跨，跨度分别为 6m、2.4m、6m。楼面恒荷载 4.0N/m^2 ，楼面活荷载 2.0N/m^2 ，板厚 100mm，首层层高 3.9m，标准层层高 3.3m。根据现行规范，应用 ETABS 对结构进行设计，具体结构构件信息如表 3-1 所示。

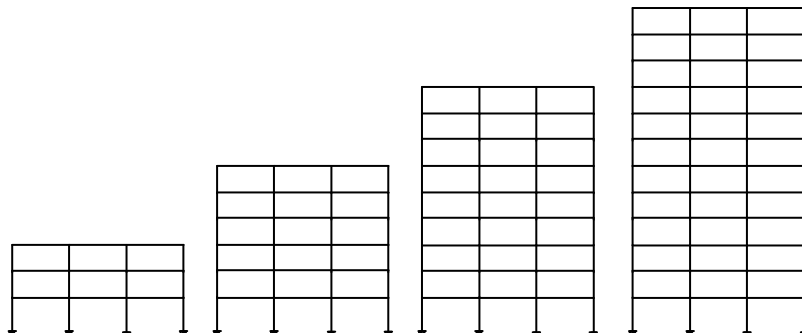


图 3.1 3、6、9、12 层钢框架模型

表 3-1 钢框架结构构件信息表

层数	楼层	柱截面	梁截面
3 层	1F-3F	HW344×348×10×16	HM300×250×9×14
6 层	1F-2F	HW400×400×24×24	HM300×250×9×14
	3F-4F	HW400×400×20×20	
	5F-6F	HW344×348×10×16	
9 层	1F	HW400×400×24×24	HM400×250×12×16
	2F-4F	HW400×400×20×20	
	5F-6F	HW350×350×18×18	
	7F-9F	HW300×300×16×16	
12 层	1F-2F	HW500×500×22×25	HM400×250×12×16
	3F-4F	HW480×480×18×23	HM400×250×9×14
	5F-7F	HW450×450×15×20	
	8F-12F	HW344×348×10×16	HM400×250×8×12

考虑钢材强度和刚度的退化，采用带有塑性铰的梁柱单元 beamWithHinges 结合单轴材料 Hysteretic 对钢框架的梁柱单元进行模拟。Hysteretic 的本构模型如图 3.2 所示，钢材材料信息如表 3-2 所示。

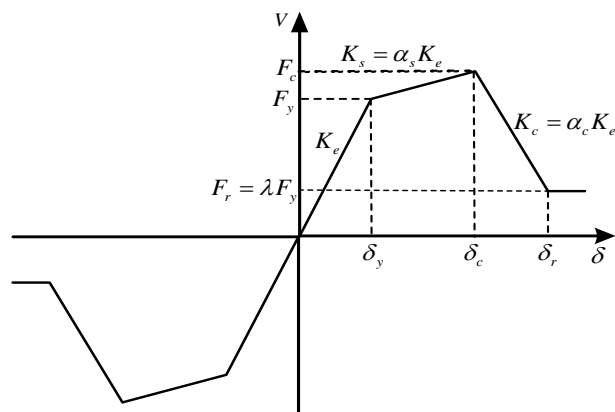


图 3.2 Hysteretic 材料本构模型

表 3-2 钢材材料信息表

钢材型号	K_e (GPa)	F_y (MPa)	α_s	δ_c/δ_y	α_c	λ
Q235	210	235	0.02	18	-0.02	0.2

对基于 OpenSEES 和 ETABS 分别建立的结构模型进行模态分析, 所得结构前三阶自振周期对比如表 3-3 所示。

表 3-3 OpenSEES 和 ETABS 结构前三阶自振周期计算结果对比

层数	Mode	OpenSEES 周期 T_{OS}	ETABS 周期 T_{ET}	T_{OS}/T_{ET}
3	1	0.707	0.732	96.5%
	2	0.196	0.203	96.9%
	3	0.095	0.098	96.4%
6	1	1.284	1.344	95.6%
	2	0.387	0.401	96.4%
	3	0.197	0.204	96.4%
9	1	1.540	1.622	95.0%
	2	0.524	0.546	96.0%
	3	0.295	0.307	96.2%
12	1	1.992	2.041	97.6%
	2	0.684	0.707	96.7%
	3	0.383	0.393	97.4%

由表 3-3 可知, 该模拟方式下建立的 OpenSEES 有限元模型可以较为准确地模拟钢框架。因此, 本文采用此方式建立基于 OpenSEES 的钢框架模型, 并应用于后续研究。

3.2.2 基于 OpenSEES 的消能柱建模与验证

本文采用黎燕文^[106]提出的等效弹塑性分析模型模拟消能柱,如图 3.3 所示。

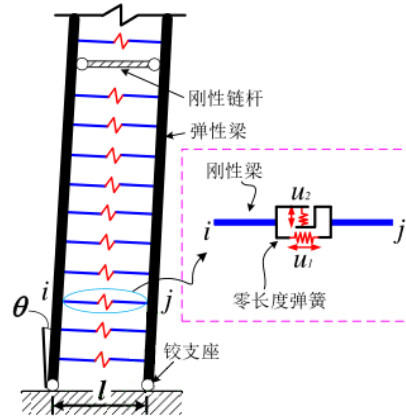


图 3.3 基于 OpenSEES 的消能柱等效弹塑性分析模型^[106]

在该分析模型中,摇摆柱肢保持弹性,采用梁柱单元 ElasticBeamColumn 结合弹性单轴材料 Elastic 进行模拟。楼层位置处双柱肢为刚性链杆连接传递侧向力,协调柱肢变形,采用 RigidLink 耦合两个柱肢节点的平动自由度进行模拟。柱肢铰接于基础,采用仅转动铰支座进行模拟。该分析模型采用每层设置 10 个等效消能连杆的方式进行建模,以保证模拟精度和数值模型建立的一致性^[109]。消能连杆滞回耗能,采用零长度单元 ZeroLength Element 和刚性梁结合进行模拟。其中,刚性链杆采用 ElasticBeamColumn 单元模拟,弹性模量取钢材弹性模量的 1000 倍,截面面积以及抗弯惯性矩的取值同单根消能连杆。零长度单元考虑为轴向自由度 u_1 和切向自由度 u_2 的组合,其中 u_1 为弹性, u_2 为弹塑性模拟连杆的滞回耗能行为。

轴向自由度 u_1 采用弹性单轴材料 Elastic, 弹性刚度取值由下式计算可得:

$$k_a = \frac{nE_s t_p h_p}{10b_p} \quad (3.1)$$

式中: n 为每层消能连杆的实际数量;

E_s 为钢材弹性模量;

b_p, h_p, t_p 分别为消能连杆的长度、高度和厚度。

考虑材料强化,切向自由度 u_2 采用单轴材料 Steel01 模拟, Steel01 材料本构模型如图 3.4 所示。Steel01 中屈服后刚度系数 b_k 取值为 0.05。

Steel01 中弹性刚度 E_s 取值由下式计算可得:

$$E_s = \frac{nk_e}{10} \quad (3.2)$$

式中： k_e 为单个消能连杆的弹性抗弯刚度，具体计算见文献^[59]

Steel01 中屈服承载力 f_y 取值由下式计算可得：

$$f_y = \frac{nQ_p}{10} \quad (3.3)$$

式中： Q_p 为单个消能连杆的理论极限承载力，具体计算见文献^[59]

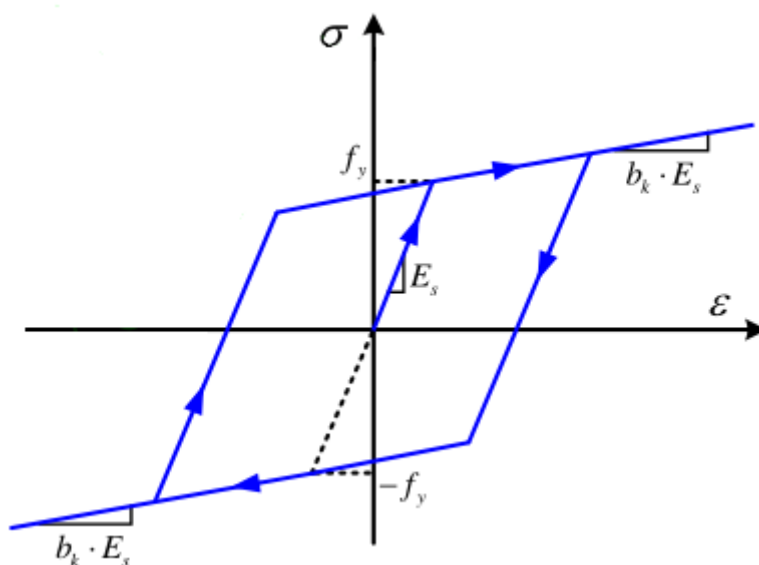
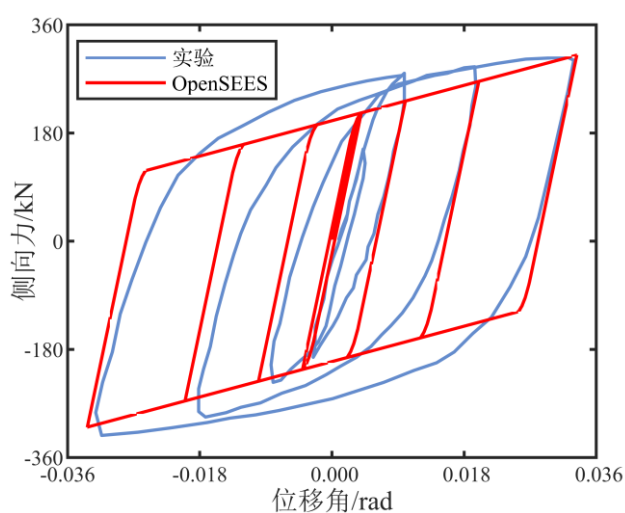
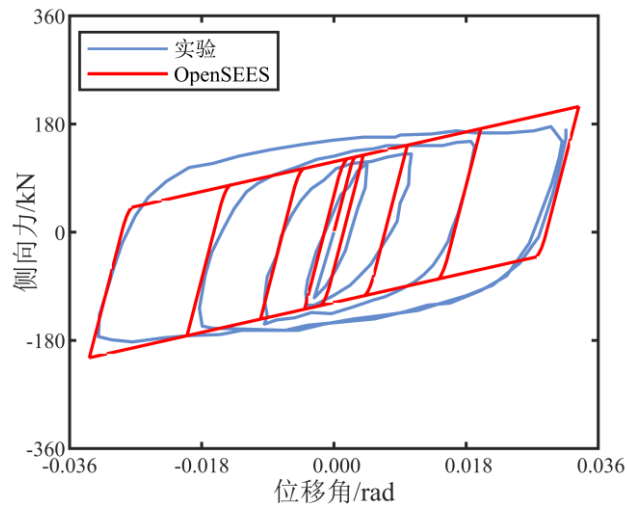


图 3.4 Steel01 材料本构模型^[59]

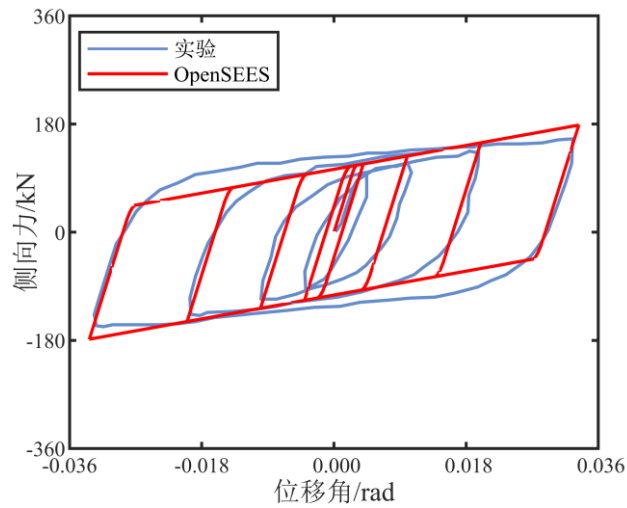
考虑消能连杆随动强化，基于 OpenSEES 的消能柱等效弹塑性分析模型模拟所得的消能柱力-位移曲线与实验结果^[110]对比如图 3.5 所示。



(a) 试件一



(b) 试件二



(c) 试件三

图 3.5 消能柱力-位移曲线模拟结果与实验结果对比

由图 3.5 可知，该分析模型模拟结果与实验结果能较好吻合。并且，该简化分析模型建模方便，模型参数相对简单，物理意义明确。同时，无需建立消能柱壳单元精细模型，模拟工作效率高，在实际工程中较为实用。基于此，本文采用此等效弹塑性分析模型模拟消能柱。

3.3 四水准设防目标下消能柱-钢框架结构的抗震设计方法

3.3.1 消能柱的刚度初步设计

在建筑结构抗震设计中,结构构件其刚度的确定通常需要满足一定的建筑功能需求、能承受预期的竖向荷载以及满足结构在第一水准地震作用下变形要求等。在消能柱-结构体系中,消能柱往往仅承受横向荷载,不承受竖向荷载,为有效控制主体结构在地震作用下的侧向变形模式,消能柱刚度的初步设计应以此为目标。

MacRae^[111]等在2004年提出了一种控制结构地震作用下变形模式的新形式,即一种铰接于基础的连续“重力柱”(Gravity Column),并以含“重力柱”的钢支撑框架结构为研究对象,对“重力柱”的刚度对结构在地震作用下侧向变形模式的控制效果进行了研究。采用层间位移集中系数 DCF 表征结构侧向变形模式的控制作用,计算表达如下:

$$DCF = \frac{\theta_{\max}}{u_r / H} \quad (3.4)$$

式中: θ_{\max} 为所有楼层层间位移角中的最大值;

u_r 为结构顶点位移;

H 为结构总高度。

MacRae^[111]等研究发现,式(3.5)定义的无量纲刚度系数 α 影响结构的 DCF 值。当 $\alpha = 0$ 时,代表钢支撑框架处于无控状态;当 $\alpha \rightarrow \infty$ 时, $DCF \rightarrow 1$ 。

$$\alpha = \frac{EI}{kh^3} \quad (3.5)$$

式中: EI 为“重力柱”的截面抗弯刚度;

k 为钢支撑框架的层剪切刚度;

h 为结构层高。

曲哲^[78]在 MacRae 等的研究基础上,对摇摆墙的刚度需求进行了初步定量分析。文中建议以框架结构保持弹性且仅按 1 阶模态振动时的 DCF 作为控制目标,给出了摇摆墙刚度需求的定量表达式。杨宁^[112]则基于 MacRae 和曲哲等的研究,对摇摆桁架的初步设计进行了研究。文中定义摇摆桁架层抗侧刚度与钢框架层抗侧刚度之比为无量纲刚度系数 α , 分析研究摇摆桁架结构 DCF 与 α 的关系,给出了摇摆桁架刚度需求的定量表达式。

本文基于上述的研究成果,对消能柱的刚度初步设计进行探索,无量纲刚度系数 α 及消能柱抗侧刚度 K_{EDC} ^[106]表达如下式:

$$\alpha = K_{EDC} / K \quad (3.6)$$

$$K_{EDC} = \frac{1}{\frac{Hl^2}{EI(k\alpha_E)^2} + \frac{k^2-1}{k^2} \cdot \frac{H^2l}{12EI_e} + \frac{k^2-1}{k^2} \cdot \frac{H^3}{3EI}} \quad (3.7)$$

其中, $\alpha_E^2 = \frac{12\sum I_c l^4}{b_p H I}$, $k^2 = 1 + \frac{AI}{A_1 A_2 l^2}$, $I_e = \frac{l^3}{12E} \sum k_i$, $I = I_1 + I_2$, $A = A_1 + A_2$

式中: K 表示主体框架层抗侧刚度, H 表示消能柱柱肢的高度, l 表示消能柱柱肢水平向中心距, E 表示弹性模量, I_1 和 I_2 分别表示消能柱双柱肢截面惯性矩, A_1 和 A_2 分别表示消能柱双柱肢截面面积, $k_i = 12EI_c/b_p^3$ 表示单根消能连杆的剪切刚度, I_c 表示消能连杆截面惯性矩, b_p 表示消能连杆宽度。

以层间位移集中系数 DCF 作为控制目标, 将 FEMA P695^[113] 建议的一组远场地震动集合用于消能柱-钢框架结构的动力弹塑性时程分析中, 地震动强度指标采用结构基本周期对应的加速度反应谱值 $Sa(T_1, 5\%)$ 。以 3 层、6 层、9 层、12 层消能柱-钢框架结构为基准结构模型, 分析不同刚度系数 α 工况下的结构地震响应结果, 拟合消能柱刚度和结构层数之间的关系, 对消能柱进行初步刚度设计。

3.3.1.1 基准结构模型

为更好地分析消能柱与钢框架刚度系数 α 与层间位移集中系数 DCF 之间的关系, 本文以 3.2.1 节中建立的 3 层、6 层、9 层、12 层钢框架结构为研究对象, 并分别针对刚度系数 α 为 0.02、0.1、0.3、0.5、0.7、1.0、3.0、5.0、7.0、10.0 等不同工况, 进行消能柱-钢框架结构设计与 OpenSEES 建模分析, 据此得到消能柱-钢框架体系的消能柱刚度需求。在消能柱-钢框架结构数值模型中, 钢框架与消能柱在各楼层位置处用刚性链杆连接, 采用 Rigid truss element 模拟, 如图 3.6 所示。

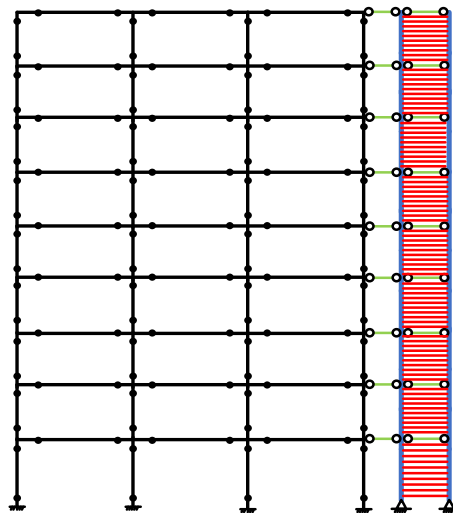


图 3.6 消能柱-钢框架体系 OpenSEES 模型 (9 层为例)

3.3.1.2 地震动记录的选取

地震动具有强烈的随机性,选取的地震动输入不同,结构的动力响应也不同,得到的结构动力弹塑性时程分析结果可能有较大的差异。因此,需要选取合适的地震动输入对结构进行动力响应分析。影响建筑结构地震响应的三个主要因素是地震动的强度、持续时间和频谱特性^[1],根据本文的研究目的,采用 FEMA P695 中推荐的一组远场地震动集合。FEMA P695 附录 A 中地震动记录选取准则如下^[113]:

- (1) 震级 $M \geq 6.5$, 地震震级越大,释放能量越大,持续时间越长,结构破坏的概率越大,受影响的建筑结构范围越大;
- (2) 断层距 $d > 10\text{km}$, 减少近场地震动的影响;
- (3) 同一次地震事件中选取的地震动记录不多于 2 条,排除选取的地震动记录对地震事件的依赖性;
- (4) $\text{PGA} > 0.2g$, $\text{PGV} > 15\text{cm/s}$, 排除对结构安全影响不大的地震动;
- (5) 台站仪器最好位于自由场地或较低建筑物的地面层,排除土与结构相互作用对地震动记录特性的影响。

本文选取 FEMA P695 推荐集合中的 22 条远场地震动记录,将与中国规范设计反应谱更为接近的水平分量作为地震输入。所采用的 22 条地震动记录基本信息如表 3-4 所示,各条地震动的加速度反应谱及所有地震动加速度反应谱的均值谱如图 3.7 所示。

表 3-4 FEMA P695 中选取的地震动记录基本信息

编号	RSN	地震事件	地震等级	PGA(g)
GM1	953	Northridge(1994)	6.7	0.42
GM2	960	Northridge(1994)	6.7	0.48
GM3	1602	Duzce,Turkey(1999)	7.1	0.73
GM4	1787	Hector Mine(1999)	7.1	0.27
GM5	169	Imperial Valley(1979)	6.5	0.24
GM6	174	Imperial Valley(1979)	6.5	0.38
GM7	1111	Kobe,Japan(1995)	6.9	0.50
GM8	1116	Kobe,Japan(1995)	6.9	0.24
GM9	1158	Kocaeli,Turkey(1999)	7.5	0.31
GM10	1148	Kocaeli,Turkey(1999)	7.5	0.15
GM11	900	Landers(1992)	7.3	0.15
GM12	848	Landers(1992)	7.3	0.42

表 3-4 (续表)

编号	RSN	地震事件	地震等级	PGA(g)
GM13	752	Loma Prieta(1989)	6.9	0.53
GM14	767	Loma Prieta(1989)	6.9	0.56
GM15	1633	MANJIL(1990)	7.4	0.50
GM16	721	Superstition Hills(1987)	6.5	0.26
GM17	725	Superstition Hills(1987)	6.5	0.45
GM18	829	Cape Mendocino(1992)	7.0	0.55
GM19	1244	Chi-Chi,Taiwan(1999)	7.6	0.44
GM20	1485	Chi-Chi,Taiwan(1999)	7.6	0.47
GM21	68	San Fernando(1971)	6.6	0.21
GM22	125	Friuli,Italy(1976)	6.5	0.31

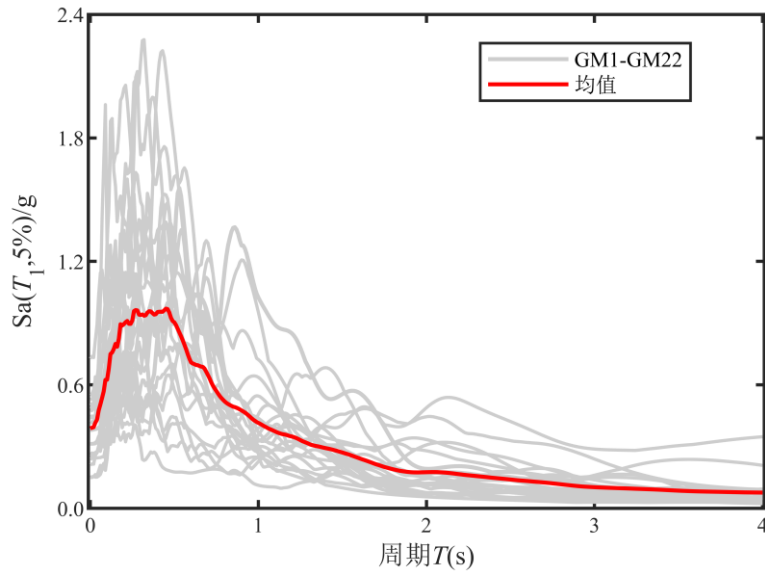
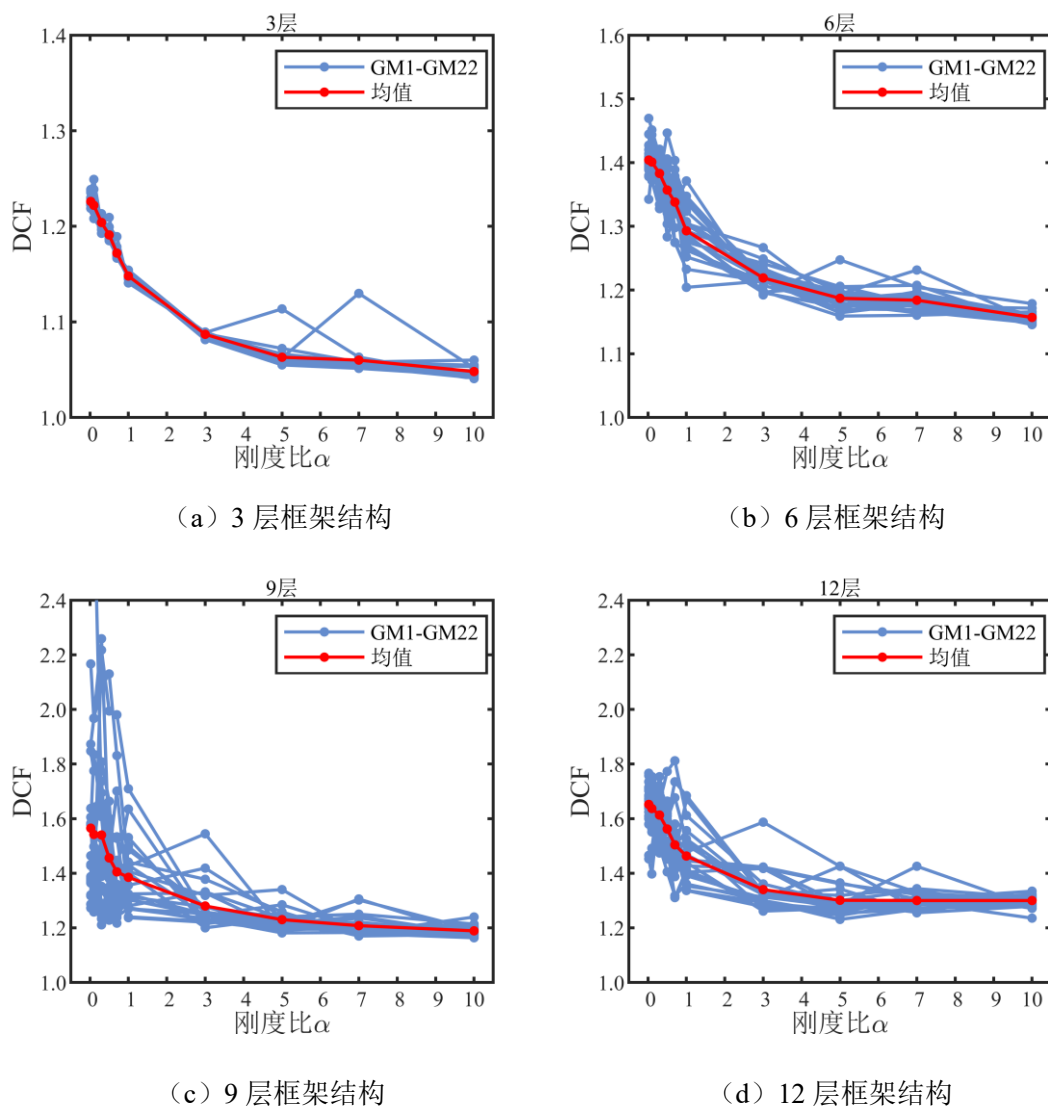


图 3.7 FEMA22 条地震动加速度反应谱及所有地震动加速度反应谱的均值谱

3.3.1.3 消能柱需求刚度分析

采用 3.3.1.2 节中选取的 22 条地震动作为地震输入, 计算时将地震动记录按结构基本周期 T_1 对应的加速度反应谱值 $Sa(T_1, 5\%)$ 进行调幅。

动力弹塑性时程分析得到的 3 层、6 层、9 层、12 层消能柱-钢框架模型的刚度系数与层间位移集中系数 DCF 的相关关系如图 3.8 所示。

图 3.8 刚度系数 α 与各层框架结构层间位移集中系数 DCF 的关系图

由图 3.8 可知,随着结构楼层层数的增加,在刚度系数 $\alpha \rightarrow 0$ 时,结构 DCF 值逐渐增大,说明钢框架结构在地震作用下的变形模式随着层数的增加而更趋于不均匀,可能出现薄弱层的屈服机制。随着 α 的增大,结构 DCF 值逐渐减小,表明消能柱对钢框架的侧向变形逐渐起到了控制作用。对于 3 层钢框架结构,不同地震作用下的结构的 DCF 值曲线更加集中,当结构层数增加时,结构模态变得复杂,不同地震作用下的分析结果离散性增大。结构 DCF 值随着刚度系数 α 的增大,先迅速减小后趋于平缓,消能柱的控制效果在刚度系数 α 为 0 到 5 之间更为明显。

由式(3.5)可知,DCF 值越趋近于 1.0,结构的层间变形越均匀。对于延性框架结构,在实际工程应用中,控制结构变形模式达到 DCF=1.0 过于苛刻且浪费材料。对于结构不同的性能需求,可以采用不同程度的变形模式作为控制目标。对于钢框架结构,控制其保持弹性且仅按 1 阶模态振动,可以有效避免结构的层屈

服机制，得到较为均匀的侧向变形^[114]，因此本文采用曲哲^[78]建议的方式选取控制目标 DCF。

对于前述 3 层、6 层、9 层、12 层钢框架结构模型的控制目标 DCF 分别为 1.216、1.331、1.362 和 1.383，其对应的刚度系数 α 分别为 0.1751、0.7522、1.3691 和 2.0371。通过最小二乘法拟合得到需求刚度系数 α_{dem} 与层数 N 之间的关系，如图 3.9 所示，拟合的需求刚度系数 α_{dem} 的公式如下式：

$$\alpha_{\text{dem}} = 0.2068N - 0.4673 \quad (3.8)$$

式中： α_{dem} 为控制目标对应的需求刚度；

N 为设计钢框架结构的层数。

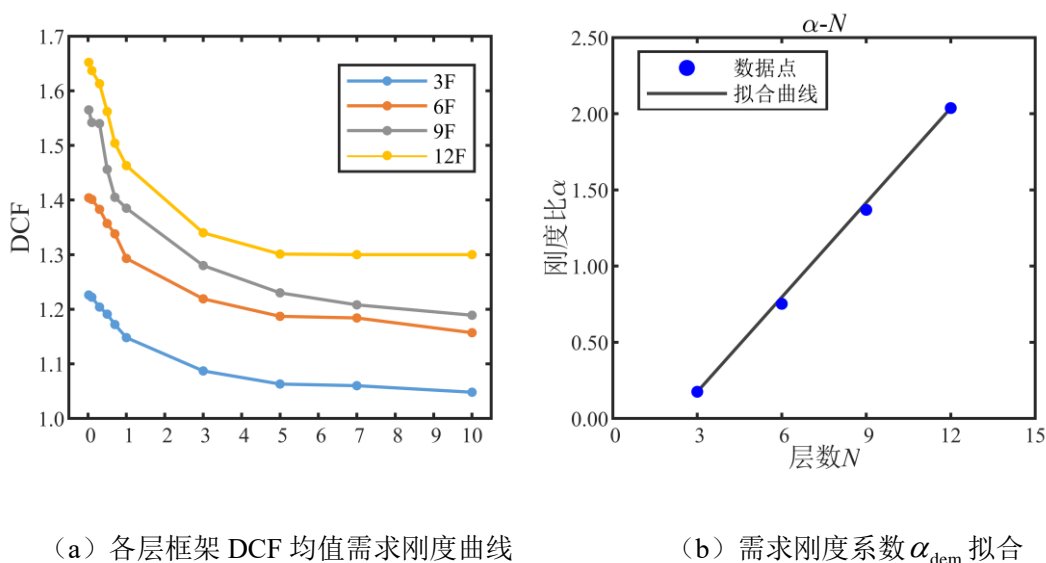


图 3.9 需求刚度系数 α_{dem} 与结构层数 N 的相关关系及其拟合曲线

需要说明的是，以上方法是在框架结构设计满足我国抗震规范基本要求，结构的质量和刚度沿高度分布比较均匀，并且结构发生剪切型变形等假设的前提下得到的，式(3.8)仅用于对中、多层框架结构的消能柱刚度需求初步设计的估计，不适用于 3 层以下或 40m 以上非剪切型变形的结构。在进一步的消能柱-框架结构设计中，应该采用更加准确的分析方法。

3.3.2 钢框架构件设计

在基于四水准改进 PBPD 抗震设计方法中，仍然需要预先选定结构的屈服机制，以保证结构在地震作用下的延性和抗震性能。同样地，对于消能柱-钢框架结构中钢框架的设计，本文沿用抗震规范中“强柱弱梁”的设计理念，选定梁耗能

的屈服机制，即强震作用下，框架梁先屈服耗能，再框架柱柱底屈服，以防止结构倒塌，如图 3.10 所示，同 2.1.1 节描述。在进行耗能柱-钢框架结构的钢框架部分设计时，先由主体框架体系分配的基底剪力确定框架结构中各层梁的需求内力，根据各层梁的需求内力选择梁截面的大小；然后基于梁的内力确定柱的需求内力，根据柱的需求内力选择柱截面的大小。

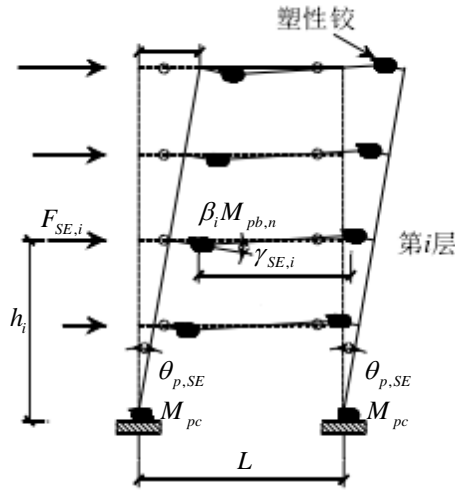


图 3.10 选定的钢框架屈服机制

3.3.2.1 钢梁的设计

在选定的如图 3.10 所示的屈服机制中，塑性铰出现在每层框架梁的两端以耗散能量，随后框架柱柱底出现塑性铰。基于功能平衡原则，所有塑性铰耗散的能量等于二级系统外力所作的功，对于 2.4 节中所述三线性模型，其方程表达式如下：

$$\frac{1}{2} \left(\alpha_2 \frac{\theta_{p,SE}}{\theta_d} + 2 \right) \sum_{i=1}^n F_{SE,i} h_i \theta_{p,SE} = \sum_{i=1}^n 2M_{pb,i} \gamma_{SE,i} + 2M_{pc} \theta_{p,SE} \quad (3.9)$$

式中： $F_{SE,i}$ 为二级系统结构第 i 层楼层分布剪力，由 2.4.3 节中式 计算可得；

α_2 为二级系统结构屈服后刚度比，详见 2.4.3 节；

$\theta_{p,SE}$ 为二级系统结构塑性位移角， $\theta_{p,SE} = \theta_u - \theta_d$ ；

$M_{pb,i}$ 为结构第 i 层梁的塑性弯矩；

M_{pc} 为结构底层柱底的塑性弯矩；

$\gamma_{SE,i}$ 为第 i 层梁变形转角， $\gamma_{SE,i} = L\theta_{p,SE} / L_i$ ；

h_i 为第 i 层距离地面的高度。

研究表明，结构强度沿高度方向的分布与楼层剪力分布相同较为合理^[65]，因此 $M_{pb,i}$ 可表达为下式：

$$M_{pb,i} = \beta_i M_{pb,n} \quad (3.10)$$

式中： $M_{pb,n}$ 为结构顶层梁的塑性弯矩；

β_i 为楼层剪力系数，同 2.2.4 节中描述。

考虑强震作用下，柱底出现塑性铰时，不影响结构整体的性能，且能耗散大量能量，为确定合适的柱底塑性弯矩 M_{pc} ，假定钢框架出现如图 3.11 所示屈服变形机制，其功能平衡方程满足下式：

$$\psi V_{eq} h_1 \theta = 4M_{pc} \theta \quad (3.11)$$

整理式(3.11)可得，柱底塑性弯矩 M_{pc} 表达如下式：

$$M_{pc} = \frac{\psi V_{eq} h_1}{4} \quad (3.12)$$

式中： V_{eq} 为等效单跨模型的基底剪力， $V_{eq} = \text{结构基底剪力} V_y / \text{跨数} n$ ；

h_1 为结构底层层高；

ψ 为结构构件超强系数，可参考规范取值 1.1。

将式(3.10)、式(3.12)代入式(3.9)，可计算得到各层梁的塑性弯矩，再按照受弯构件进行钢梁的设计，确定框架梁的截面大小。

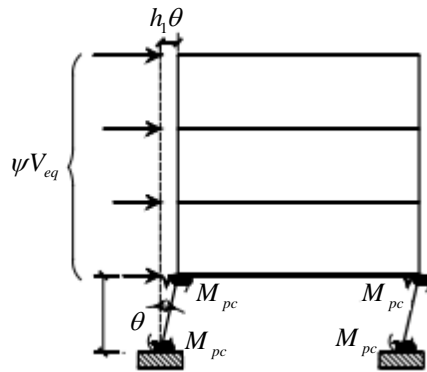


图 3.11 底层柱底出现塑性铰的等效单跨框架结构

3.3.2.2 钢柱的设计

在屈服构件钢梁设计完成后，为实现结构“强柱弱梁”的梁铰破坏屈服机制，需要对钢柱进行承载能力设计，使其在屈服构件钢梁屈服后仍然处于弹性状态。在设计钢柱时，边柱和中柱的隔离体如图 3.12 所示。钢柱需要在屈服构件所有可能产生的力下保持弹性，因此在钢柱设计中需要考虑作用于梁柱上包括重力荷载在内的最大预期荷载，同时本文引入超强系数 ζ 来考虑梁端塑性铰的材料超强。

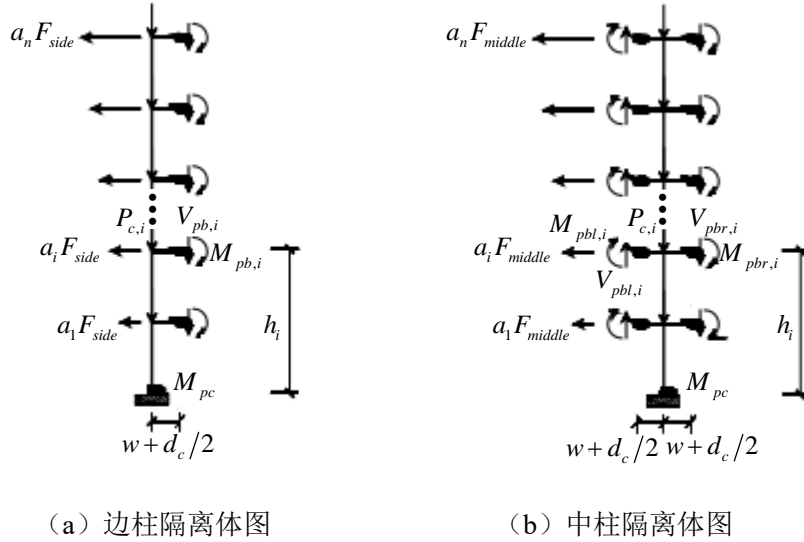


图 3.12 边柱和中柱隔离体图

假定作用在隔离体上各层的侧向力分布与 2.2.4 节中侧向力分布模式相同，对于图 3.12 (a) 所示，边柱隔离体上侧向力之和 F_{side} 表达为下式：

$$F_{side} = \frac{\sum_{i=1}^n \zeta_i M_{pb,i} + \sum_{i=1}^n V_{pb,i} (w + \frac{d_c}{2}) + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n a_i h_i} \quad (3.13)$$

式中： $M_{pb,i}$ 为第 i 层梁的塑性弯矩；

M_{pc} 为底层柱底的塑性弯矩；

$V_{pb,i}$ 为第 i 层梁的塑性剪力， $V_{pb,i} = 2M_{pb,i} / L$ ， L 为梁的长度；

w 为塑性铰至柱边缘的距离；

d_c 为柱截面的高度；

h_i 为第 i 层距离地面的高度；

ζ_i 为第 i 层梁铰采用的超强系数，建议各楼层取相同值 1.1^[115]；

a_i 为侧向力分布系数，取值见式(3.14)。

$$a_i = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} \quad (3.14)$$

式中： β_i 为楼层剪力系数，同 2.2.4 节中描述。

同样地，对于图 3.12(b) 所示，中柱隔离体上侧向力之和 F_{middle} 表达为下式：

$$F_{middle} = \frac{\sum_{i=1}^n \zeta_i (M_{pbl,i} + M_{pbr,i}) + \sum_{i=1}^n (V_{pbl,i} + V_{pbr,i}) (w + \frac{d_c}{2}) + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n a_i h_i} \quad (3.15)$$

式中： $M_{pbl,i}$ 和 $M_{pbr,i}$ 为第 i 层左端和右端梁的塑性弯矩；

$V_{pbl,i}$ 和 $V_{pbr,i}$ 为第 i 层左端和右端梁的塑性剪力。

由式(3.13)、式(3.14)和式(3.15)结合梁的塑性弯矩与塑性剪力，可以计算得到柱的各层剪力、弯矩和轴力需求，再按照压弯构件对钢柱进行设计，确定框架柱的截面大小。

3.3.3 消能柱构件设计

在基于四水准改进 PBPD 抗震设计方法中，为保证消能柱在地震作用下的抗震性能，同样需要预先选定其屈服机制，如图 3.13 所示。对于消能柱的构件设计，除了确定其刚度需求，还需要确定其承载力需求。消能柱由消能连杆剪切屈服耗能，消能柱柱肢为非耗能构件，在地震作用下保持弹性。在进行消能柱-钢框架结构的消能柱部分设计时，先根据 3.3.1 节和 3.3.2 节所述确定其刚度需求，再由消能柱体系分配的基底剪力确定各层消能连杆的需求承载力，根据消能连杆的需求承载力选择消能连杆尺寸大小；然后基于消能连杆的内力确定消能柱柱肢的需求内力，根据消能柱柱肢的需求内力选择柱肢截面的大小；最后将消能柱构件各设计参数代入式(3.7)计算消能柱的刚度，验算是否满足前述刚度需求。

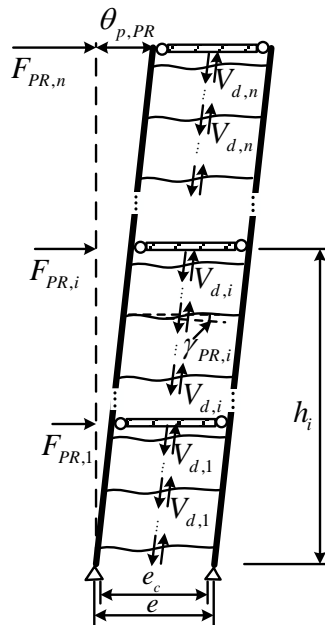


图 3.13 选定的消能柱屈服机制

3.3.3.1 消能连杆设计

在如图 3.13 所示的屈服机制中，消能连杆剪切屈服耗能，基于功能平衡原则，所有消能连杆耗散的能量等于初级系统外力所作的功，对于 2.4 节中所述三线性模型，其方程表达式如下：

$$\frac{1}{2} \left(\alpha_1 \frac{\theta_{p,PR}}{\theta_y} + 2 \right) \sum_{i=1}^n F_{PR,i} h_i \theta_{p,PR} = \sum_{i=1}^n n_{d,i} V_{d,i} e_c \gamma_{PR,i} \quad (3.16)$$

式中： $F_{PR,i}$ 为初级系统结构第 i 层楼层分布剪力，由 2.4.3 节中式 计算可得；
 $V_{d,i}$ 为第 i 层每根消能连杆的剪切承载力；

α_1 为初级系统结构屈服后刚度比，详见 2.4.3 节；

$\theta_{p,PR}$ 为初级系统结构塑性位移角， $\theta_{p,PR} = \theta_u - \theta_y$ ；

$\gamma_{PR,i}$ 为第 i 层消能连杆变形转角， $\gamma_{PR,i} = e \theta_{p,PR} / e_c$ ；

e 和 e_c 分别为消能柱柱肢中心距和消能柱柱肢净距；

$n_{d,i}$ 为第 i 层消能连杆的数量；

h_i 为第 i 层距离地面的高度。

同样地，假定每层消能连杆剪切承载力沿高度方向的分布与楼层剪力分布相同，因此 $V_{d,i}$ 可表达为下式：

$$V_{d,i} = \beta_i V_{d,n} \quad (3.17)$$

式中： $V_{d,n}$ 为结构顶层每根消能连杆的剪切承载力；

β_i 为楼层剪力系数，同 2.2.4 节中描述。

由式(3.16)和式(3.17)可计算得到各层每根消能连杆的剪切承载力，根据文献^[106]中消能连杆的屈服理论公式可确定消能连杆的尺寸，具体公式如下：

$$V_{d,i} = Q_y = \frac{4 f_y t_p h_p^2 (h_{p1} / h_p - b_{p1} / b_p) (1 - h_{p1} / h_p)}{3 (1 - b_{p1} / b_p)^2 b_p} \quad (3.18)$$

式中： b_p, b_{p1} 分别为消能连杆总宽度和中间段宽度；

h_p, h_{p1} 分别为消能连杆总高度和中间段高度；

t_p 为消能连杆的厚度；

f_y 为消能连杆的材料屈服强度。

消能连杆具体尺寸示意如图 3.14 所示，文献^[106,110]研究表明，建议 b_{p1} / b_p 和 h_{p1} / h_p 取值分别为 0.25 和 0.5。

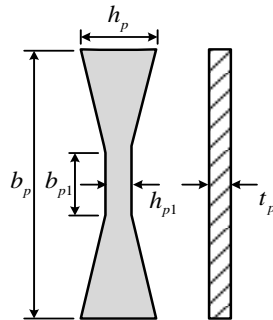


图 3.14 消能连杆尺寸示意图

3.3.3.2 消能柱柱肢设计

在屈服构件消能连杆设计完成后，为保证消能柱的抗震性能，需要对消能柱柱肢进行承载能力设计，使其在屈服构件消能连杆剪切屈服后仍然处于弹性状态。在设计消能柱柱肢时，柱肢的隔离体如图 3.15 所示，消能柱柱肢底部铰接，同样引入超强系数 ζ 来考虑消能连杆的材料超强。

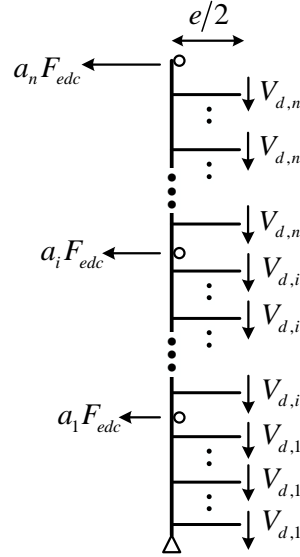


图 3.15 消能柱柱肢隔离体图

假定作用在隔离体上各层的侧向力分布与 2.2.4 节中侧向力分布模式相同，对于图 3.15 所示消能柱柱肢，柱肢隔离体上侧向力之和 F_{edc} 表达为下式：

$$F_{edc} = \frac{\sum_{i=1}^n \zeta_i (n_{d,i} V_{d,i}) \frac{e}{2}}{\sum_{i=1}^n a_i h_i} \quad (3.19)$$

式中： $V_{d,i}$ 为第 i 层每根消能连杆的剪切承载力；

$n_{d,i}$ 为第 i 层消能连杆的数量；

e 为消能柱柱肢中心距；

ζ_i 为第 i 层消能连杆采用的超强系数，建议各楼层取相同值 1.25^[17]；

a_i 为侧向力分布系数，取值见式(3.14)；

h_i 为第 i 层距离地面的高度。

由式(3.19)结合各层消能连杆剪切承载力，可以计算得到各层柱肢的剪力、弯矩和轴力，再按照压弯构件对柱肢进行设计，确定消能柱柱肢的截面大小。

3.3.4 耗能柱-钢框架基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计流程

设计良好的耗能柱-钢框架结构不仅具有良好的抗震性能，而且能够在不同的抗震设防水准下实现对应不同的抗震性能目标，最终实现结构可恢复功能目标，提高结构抗震韧性，本文提出耗能柱-钢框架基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计方法，具体步骤如下，设计流程图如图 3.16 所示：

- (1) 根据建筑设计信息和设计要求，选择给定场地条件下四水准地震强度对应的建筑结构抗震性能设计目标和结构设计性能指标。
- (2) 指定结构参数，包括楼层数量 n 、楼层层高 h 以及楼层重量 W_i 等。根据结构参数，由结构规范或等效弹性位移谱法估算结构基本周期 T 。
- (3) 设定初级系统耗能柱和二级系统钢框架的屈服后刚度比 α_1 和 α_2 ，建立耗能柱-钢框架结构体系力-变形和性能目标对应的三线型模型。基于能量平衡原则，由 2.4.4 节所述方法确定结构基本周期 T 对应的能量修正系数 γ_a 。
- (4) 选择合适的侧向力分布方式，计算结构楼层剪力系数 β_i 和侧向力分布系数 C_i ，由式(2.36)计算得到结构的设计基底剪力 V_y ，由式(2.41)计算得到结构的塑性基底剪力 V_p 。根据式(2.53)和式(2.54)分别计算得到耗能柱体系和钢框架体系分配的设计基底剪力 $V_{y,PR}$ 和 $V_{y,SE}$ 。
- (5) 由式(2.55)确定耗能柱-钢框架体系第四水准地震动下的屈服后刚度比 α_{II} ，基于能量平衡原则，由 2.4.4 节所述方法确定结构基本周期 T 对应的能量修正系数 γ_b 。由式(2.45)计算得到结构极限顶点位移角 $RDR\theta_u$ 。
- (6) 预先选取合理的钢框架结构屈服机制和侧向力分布模式，基于能量平衡原则对钢框架体系各单元进行内力分析，由钢框架体系的设计基底剪力 $V_{y,SE}$ 计算各单元内力，再对结构各层屈服构件和非屈服构件进行设计，从而确定各层梁柱单元的截面，具体流程见图 3.17。
- (7) 由式(3.8)进行耗能柱的刚度初步设计，再预先选取合理的耗能柱屈服机制和侧向力分布模式，基于能量平衡原则对耗能柱体系各单元进行内力分析，由耗能柱体系的设计基底剪力 $V_{y,PR}$ 计算各单元内力，再对结构各层屈服构件和非屈服构件进行设计，从而确定各层耗能连杆的尺寸和耗能柱柱肢单元的截面，最后验算耗能柱刚度是否满足初步刚度设计，若不满足则调整耗能柱体系各单元设计，具体流程见图 3.18。
- (8) 对设计完成后耗能柱-钢结构进行模态分析，计算结构的基本周期 T ，若与初始估算值相差大于 5%，则返回步骤 (2)，调整结构周期初始

估算值，对结构重新设计；若相差小于等于 5%，则可完成结构设计，并对最终设计结构进行抗震性能评估，检查结构是否满足初始抗震性能设计目标。

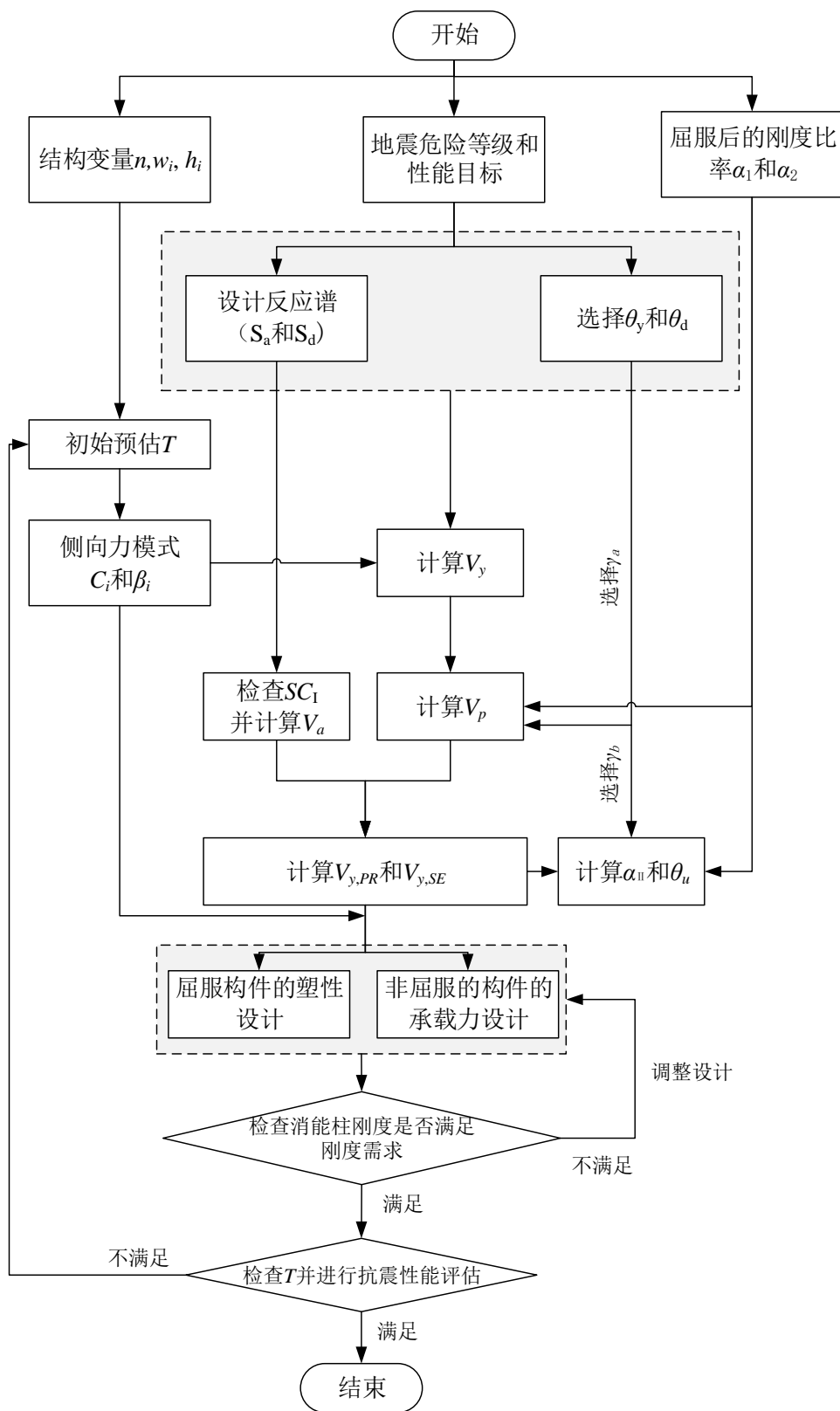


图 3.16 消能柱-钢框架基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计流程图

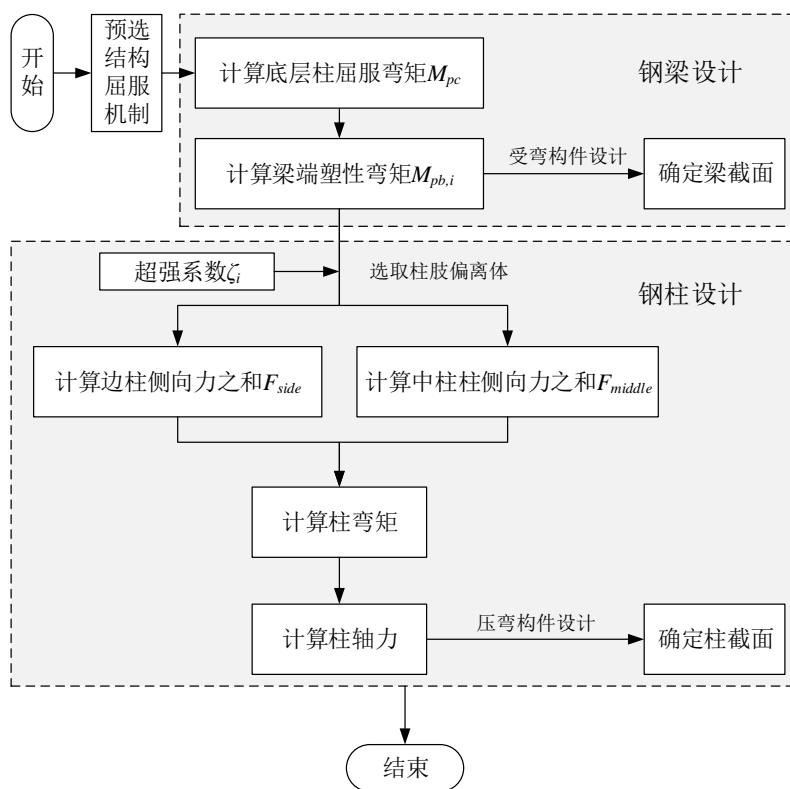


图 3.17 消能柱-钢框架体系中钢框架构件设计流程图

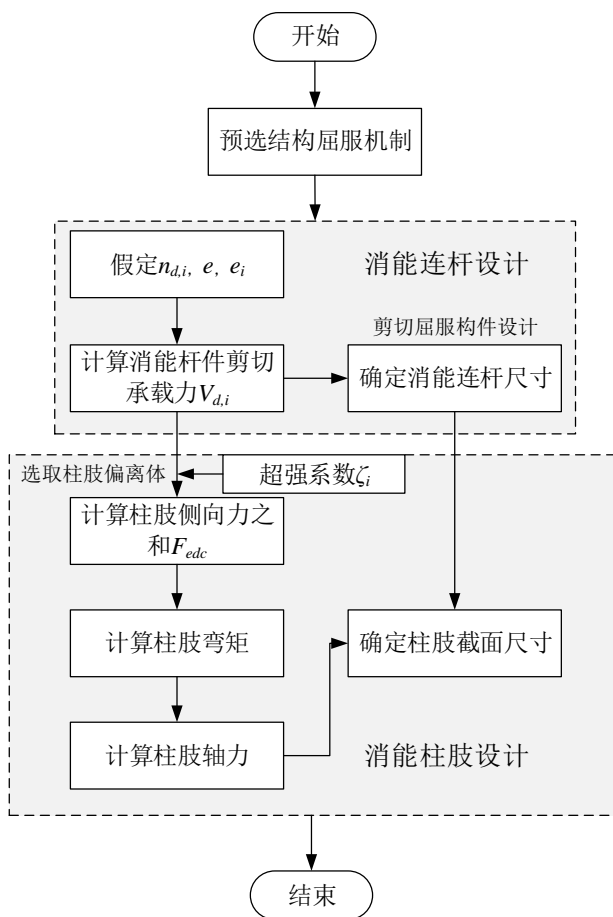


图 3.18 消能柱-钢框架体系中耗能柱构件设计流程图

3.4 四水准设防目标下消能柱-钢框架结构抗震设计

根据上述提出的消能柱-钢框架结构基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计方法进行算例设计。以验证所提出的设计方法的有效性。同时，基于传统的框架抗震设计方法在相同工程概况下进行三水准目标的钢框架结构设计，以此作为后文中消能柱-钢框架结构和钢框架结构抗震性能对比分析研究的基础。

本节设计结构为 8 层钢框架结构，首层层高 3.9m，标准层层高 3.3m，取单榀框架进行设计分析，结构平面图和结构计算简图如图 3.19 和图 3.20 所示。各楼层楼面恒荷载 5.5N/m^2 ，楼面活荷载 2.0N/m^2 ，边梁线荷载 9kN/m 。结构的抗震设防烈度为 8 度 (0.2g)，场地类型为 II 类场地，设计地震分组为第二组，场地特征周期 $T_g = 0.4\text{s}$ 。该结构梁柱采用焊接 H 型钢，钢材采用 Q235 钢。

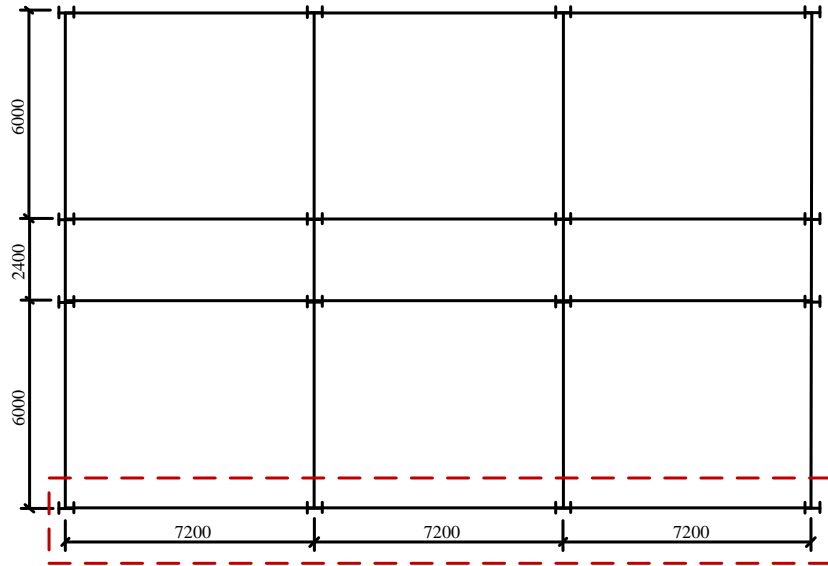


图 3.19 设计结构平面图

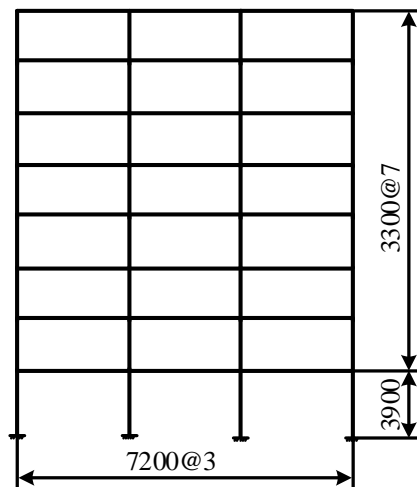


图 3.20 结构计算简图

3.4.1 三水准设防目标下的钢框架结构

基于传统抗震设计方法，根据现行建筑与抗震设计规范，应用 ETABS 对钢框架进行设计，具体钢框架结构构件信息如表 3-5 所示。

表 3-5 三水准目标下的设计钢框架梁柱截面尺寸

楼层	梁截面	边柱截面	中柱截面
8	HM400×200×8×12	HW350×350×10×16	HW350×350×10×16
7	HM400×200×8×12	HW350×350×10×16	HW350×350×10×16
6	HM400×200×8×12	HW350×350×10×16	HW350×350×10×16
5	HM400×200×8×13	HW420×420×12×18	HW420×420×12×18
4	HM400×200×8×13	HW420×420×12×18	HW420×420×12×18
3	HM400×200×8×13	HW420×420×12×18	HW420×420×12×18
2	HM400×200×9×14	HW450×450×15×20	HW450×450×15×20
1	HM400×200×9×14	HW450×450×15×20	HW450×450×15×20

3.4.2 四水准消能柱-钢框架结构抗震性能目标 and 设计参数

由 2.4.1 节可确定消能柱-钢框架结构的四水准抗震性能目标，如表 2-3 所示。为实现消能柱-钢框架结构的性能化设计，针对消能柱-钢框架结构给出了四水准下结构性能指标，如表 3-6 所示。

表 3-6 消能柱-钢框架结构性能指标

地震水准	层间位移角限值 /%	残余位移角限值 /%	消能连杆状态
第一水准 (多遇地震动)	0.2	0.2	基本保持弹性
第二水准 (设计地震动)	0.5	0.2	开始屈服耗能
第三水准 (罕遇地震动)	1.0	0.5	可更换
第四水准 (极罕遇地震动)	2.0	-	未达到变形极限

其中，对于第一水准地震动下要求结构完全完好，参考 Wen 和 Kang 对钢框架结构损伤状态研究中结构性能水平和层间位移角关系的描述^[116]，结构层间位移角限值设为 0.2%。对于第二水准地震动下要求结构基本完好，消能连杆开始屈服耗能，同样参考 Wen 和 Kang 的研究^[116]，结构层间位移角限值设为 0.5%。

对于第三水准地震动下要求结构更换后/修复后可使用, 参考 ASCE/SEI 7-10^[102]对重要类型建筑在设计地震动下结构层间位移角的规定, 结构层间位移角限值设为 1.0%。对于第四水准地震动下要求结构不倒塌, 保证生命安全, 参考《建筑抗震设计规范》^[5]对钢结构弹塑性层间位移角的规定, 结构层间位移角限值设为 2.0%。残余位移角可以反映结构损伤程度, 是结构震后功能可恢复性评价的重要指标。文献^[58]研究表明, 当结构残余位移角不超过 0.2%时, 结构无需进行修复; 当结构残余位移角超过 0.5%时, 结构进行修复的成本大于结构重新建造的成本。由此, 将第一水准、第二水准下的结构残余位移角限值设为 0.2%, 第三水准下的结构残余位移角限值设为 0.5%。

同时, 计算可得层剪切质量模型层间位移集中系数 DCF 为 1.48, 考虑框架结构层间变形不均匀性的控制目标, 可进一步确定结构顶点位移角这一设计性能指标。由此, 根据式(3.4)计算可得, 第一水准地震动下结构屈服顶点位移角 RDR θ_y 为 0.135%, 第三水准地震动下结构塑性顶点位移角 RDR θ_d 为 0.675%。

本节算例中采用规范^[117]给出的经验公式(3.20)估算结构基本周期, 将 $n = 8$ 代入得 $T = (0.8 \sim 1.2)s$, 取中值 $T = 1.0s$ 。

$$T = (0.1 \sim 0.15)n \quad (3.20)$$

式中: n 为结构总层数。

根据 1.0 倍恒载+0.5 倍活载确定结构重力荷载, 由作用在结构上的荷载工况可计算得到结构每层楼的重量 $W_i = 615.6kN$, 则计算单榀框架的结构总重量 $W = 8 \times W_i = 4924.8kN$ 。

采用《建筑抗震设计规范》^[5]中的公式, 计算设计结构基本周期对应的加速度反应谱值 S_a 。其中, 四水准地震动水平地震影响系数最大值 α_{\max} 根据设计场地条件, 参考 2.4.1 节中表 2-1 取值, 具体计算如下:

$$\text{第一水准: } Sa_1 = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} g = \left(\frac{0.4}{1.0}\right)^{0.9} \times 1 \times 0.16g = 0.07g$$

$$\text{第二水准: } Sa_2 = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} g = \left(\frac{0.4}{1.0}\right)^{0.9} \times 1 \times 0.45g = 0.197g$$

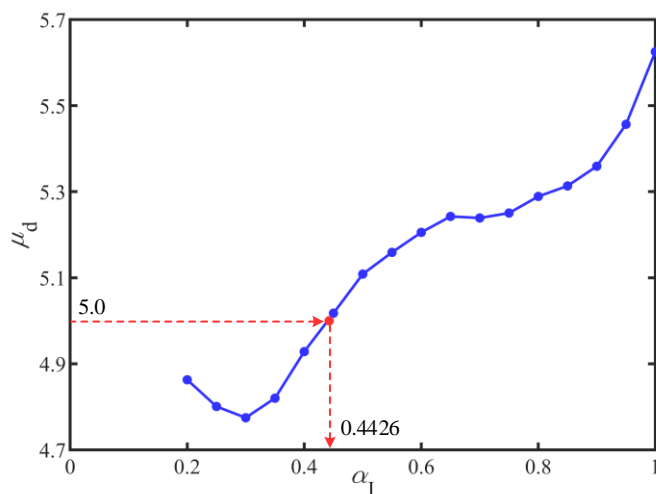
$$\text{第三水准: } Sa_3 = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} g = \left(\frac{0.4}{1.0}\right)^{0.9} \times 1 \times 0.90g = 0.395g$$

$$\text{第四水准: } Sa_4 = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} g = \left(\frac{0.4}{1.0}\right)^{0.9} \times 1 \times 1.35g = 0.592g$$

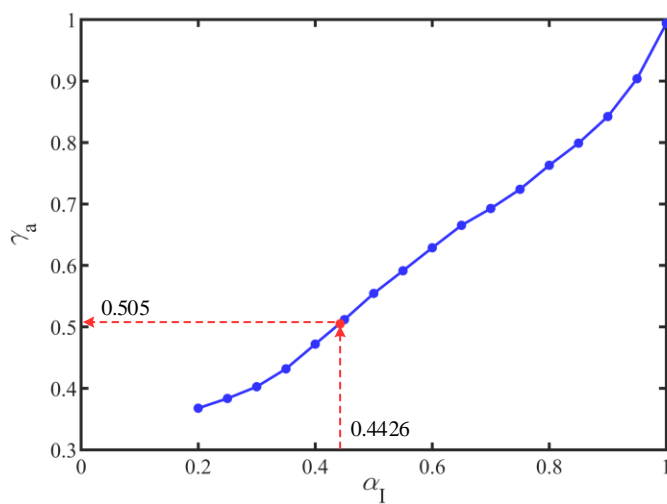
消能柱和钢框架材料相同, 本文取 $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.2$, 由 $T = 1.0s$, 根据 2.4.4 节所述方法, 假定模型瑞利阻尼比为 2.5%, 基于能量平衡原则建立 $\alpha_1 - \mu_d$ 和 $\alpha_1 - \gamma_a$

的关系曲线，如图 3.21 所示。

$$\text{延性系数: } \mu_d = \frac{\text{RDR } \theta_d}{\text{RDR } \theta_y} = \frac{0.675\%}{0.135\%} = 5.0$$



(a) $\alpha_1 - \mu_d$ 关系曲线图 ($T = 1.0\text{s}, n = 8$)



(b) $\alpha_1 - \gamma_a$ 关系曲线图 ($T = 1.0\text{s}, n = 8$)

图 3.21 $\alpha_1 - \mu_d$ 和 $\alpha_1 - \gamma_a$ 的关系曲线图

由 $\mu_d = 5.0$ ，根据图 3.21 (a) 可得 $\alpha_1 = 0.4426$ ，从而由图 3.21 (b) 可得能量修正系数 $\gamma_a = 0.505$ 。

综上，本节算例 8 层消能柱-钢框架结构基于四水准改进 PBPD 方法的设计参数如表 3-7 所示。

表 3-7 消能柱-钢框架结构基于四水准改进 PBPD 方法的设计参数

设计参数	参数值	设计参数	参数值
结构基本周期 T/s	1.0	Sa_1/g	0.07
屈服顶点位移角 RDR θ_y	0.135%	Sa_2/g	0.197
塑性顶点位移角 RDR θ_d	0.675%	Sa_3/g	0.395
延性系数 μ_d	5.0	Sa_4/g	0.592
α_1, α_2	0.2	能量修正系数 γ_a	0.5050
α_1	0.4426	结构总重量 W/kN	4294.8

3.4.3 消能柱-钢框架结构设计基底剪力及其分配

采用 2.2.4 节中描述的侧向力分布方式，通过 2.3.3 节中公式计算结构楼层剪力系数 β_i 和侧向力分布系数 C_i ，计算结果如表 3-8 所示。

表 3-8 消能柱-钢框架结构楼层剪力系数 β_i 和侧向力分布系数 C_i

楼层	计算高度 h_i/m	楼层重量 W_i/kN	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	C_i	$C_i h_i$
8	27	615.6	1.000	1.000	0.320	8.627
7	23.7	615.6	1.604	0.604	0.193	4.575
6	20.4	615.6	2.067	0.463	0.148	3.019
5	17.1	615.6	2.430	0.363	0.116	1.982
4	13.8	615.6	2.710	0.280	0.089	1.234
3	10.5	615.6	2.916	0.207	0.066	0.693
2	7.2	615.6	3.055	0.139	0.044	0.320
1	3.9	615.6	3.130	0.074	0.024	0.093
Σ		4924.8	18.912	3.130	1.000	20.542

将各设计参数代入式(2.36)可得到结构的设计基底剪力 V_y ，具体计算如下：

$$\begin{aligned} V_y &= \frac{W}{g} \left(\frac{S_{a1} T}{2\pi} \right)^2 \left/ \left[\theta_y \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \right] \right. \\ &= \frac{W}{9.8} \left(\frac{0.07 \times 9.8 \times 1.0}{2\pi} \right)^2 \left/ [0.135\% \times 20.542] \right. \\ &= 0.044W \end{aligned}$$

同样地，代入式(2.41)可得到结构的塑性基底剪力 V_p ，具体计算如下：

$$\begin{aligned} V_p &= \left\{ \frac{W}{g} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 (\gamma_a S_{a3}^2 - S_{a1}^2) \left/ \left[\theta_{p1} \sum_{i=1}^n (C_i h_i) \right] \right\} - V_y \\ &= \frac{\frac{W}{9.8} \left(\frac{1.0}{2\pi} \right)^2 [0.505 \times (0.395 \times 9.8)^2 - (0.07 \times 9.8)^2]}{(0.675\% - 0.135\%) \times 20.542} - 0.044W \\ &= 0.121W \end{aligned}$$

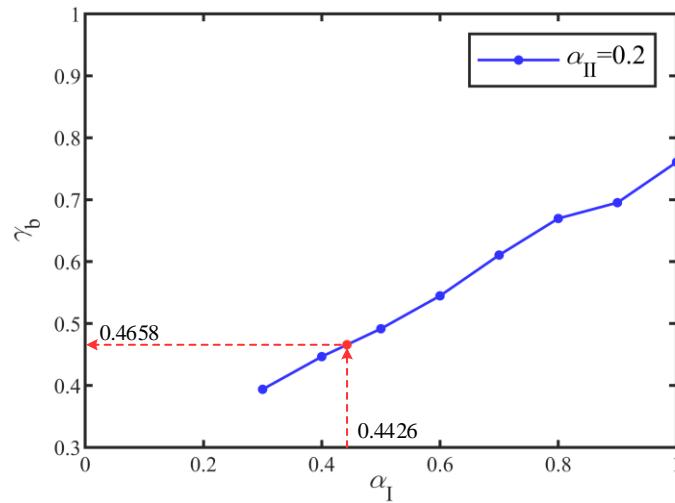
由 $\alpha_1 = 0.2, \mu_d = 5.0, V_y = 0.044W, V_p = 0.121W$ ，代入式(2.53)可得到初级系统消能柱体系分配的设计基底剪力 $V_{y,PR}$ ，具体计算如下：

$$\begin{aligned} V_{y,PR} &= \frac{V_p - \mu_d V_y}{(\alpha_1 - 1)(\mu_d - 1)} \\ &= \frac{0.121W - 5.0 \times 0.044W}{(0.2 - 1) \times (5.0 - 1)} \\ &= 0.031W \end{aligned}$$

同样地，代入式(2.54)可得到二级系统钢框架体系分配的设计基底剪力 $V_{y,SE}$ ，具体计算如下：

$$\begin{aligned} V_{y,SE} &= \frac{[1 + \alpha_1(\mu_d - 1)]V_y - V_p}{(\alpha_1 - 1)(\mu_d - 1)} \mu_d \\ &= \frac{[1 + 0.2 \times (5.0 - 1)] \times 0.044W - 0.121W}{(0.2 - 1)(5.0 - 1)} \times 5.0 \\ &= 0.065W \end{aligned}$$

根据 2.4.4 节所述方法，假定模型瑞利阻尼比为 2.5%，基于能量平衡原则建立 $\alpha_1 - \gamma_b - \alpha_{II}$ 的关系曲线，如图 3.21 (a) 所示。又 $\alpha_1 = 0.4426$ ，可由图 3.22 确定能量修正系数 $\gamma_b = 0.4658$ 。


 图 3.22 $\alpha_1 - \gamma_b - \alpha_{II}$ 的关系曲线图

由 $\alpha_1 = 0.2, \alpha_2 = 0.2, V_{y,PR} = 0.031W, V_{y,SE} = 0.065W$ ，代入式(2.55)计算得到 $\alpha_{II} = 0.2$ 。则代入式(2.45)可得结构极限顶点位移角 RDR θ_u ，具体计算如下：

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{W}{g} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 (\gamma_b S_{a4}^2 - \gamma_a S_{a3}^2) \\ &= \frac{W}{9.8} \left(\frac{1.0}{2\pi} \right)^2 [0.4658 \times (0.592 \times 9.8)^2 - 0.505 \times (0.395 \times 9.8)^2] = 0.021W \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{RDR } \theta_u &= \theta_d + \frac{-V_p + \sqrt{V_p^2 + \lambda \alpha_{II} V_y / [\theta_y \sum_{i=1}^n (C_i h_i)]}}{\alpha_{II} V_y / \theta_y} \\ &= 0.675\% + \frac{-0.121W + \sqrt{(0.121W)^2 + 0.021W \times 0.2 \times 0.044W / [0.135\% \times 20.542]}}{0.2 \times 0.044W / 0.135\%} \\ &= 1.394\% \end{aligned}$$

3.4.4 消能柱-钢框架结构的钢框架构件设计

3.4.4.1 钢梁的设计

由 3.4.3 节可得消能柱-钢框架结构中钢框架体系分配的设计基底剪力 $V_{y,SE} = 0.065W = 0.065 \times 4924.8\text{kN} = 320.11\text{kN}$ ，结合表 3-8 计算的结构楼层剪力系数 β_i 和侧向力分布系数 C_i ，根据式(2.57)计算钢框架结构侧向力分布如表 3-9 钢框架侧向力分布所示。

表 3-9 钢框架侧向力分布

楼层	计算高度 h_i /m	β_i	C_i	$F_{SE,i}$ /kN	$F_{SE,i}h_i$ /(kN·m)
8	27	1.000	0.320	102.28	2761.69
7	23.7	1.604	0.193	61.79	1464.44
6	20.4	2.067	0.148	47.37	966.26
5	17.1	2.430	0.116	37.09	634.32
4	13.8	2.710	0.089	28.63	395.08
3	10.5	2.916	0.066	21.13	221.91
2	7.2	3.055	0.044	14.21	102.29
1	3.9	3.130	0.024	7.61	29.66
Σ		18.912	1.000	320.11	6575.66

由式(3.12)可得到等效单跨框架的柱底塑性弯矩 M_{pc} ，具体计算如下：

$$M_{pc} = \frac{\psi V_{eq} h_1}{4} = \frac{1.1 \times (320.11/3) \times 3.9}{4} = 114.44 \text{ kN}$$

选取 3.3.2 中图 3.10 所示钢框架屈服机制，假定梁端塑性铰至柱边缘的距离 $w = 0.05L = 0.05 \times 7.2 \text{ m} = 0.36 \text{ m}$ ，由式(3.9)、式(3.10)和式(3.12)可计算得到钢梁的设计内力需求，从而确定钢梁的截面尺寸大小，如表 3-10 所示。

表 3-10 钢梁的设计内力需求及设计截面

楼层	计算高度		梁的塑性弯矩		塑性截面模量需求 $W_{p,i}/\text{mm}^3$	梁设计截面
	h_i /m	β_i	$M_{pb,i}$ /(kN)			
8	27	1.000	167.68		713545.3	H300×170×8×12
7	23.7	1.604	268.98		1144602.4	H350×210×10×12
6	20.4	2.067	346.63		1475030.2	H350×260×10×14
5	17.1	2.430	407.44		1733804.5	H350×300×10×15
4	13.8	2.710	454.38		1933520.7	H400×250×12×16
3	10.5	2.916	489.02		2080956.9	H400×280×12×16
2	7.2	3.055	512.32		2180064.3	H400×290×12×16
1	3.9	3.130	524.78		2233122.5	H400×300×12×16
Σ		18.912			713545.3	

3.4.4.2 钢柱的设计

根据经验假定边柱截面高度为 0.4m，中柱截面高度为 0.5m，各层梁的超强系数 ζ_i 均取值 1.1。由式(3.13)–(3.15)计算结构的边柱侧向力之和 F_{side} 和中柱侧向力之和 F_{middle} ，计算得到 $F_{side} = 201.81\text{kN}$ ， $F_{middle} = 402.76\text{kN}$ 。结合 3.4.4.1 节中各层梁的设计内力，可得到各层边柱和中柱的设计剪力、弯矩和轴力，如表 3-11 和表 3-12 所示，由此可以确定各层边柱和中柱的截面尺寸大小，如表 3-13 所示。

表 3-11 边柱的设计内力需求

楼层	计算高度		$a_i F_{side}$ /kN	$\zeta_i M_{pb,i}$ /(kN·m)	$V_{side,i}$ /kN	$M_{side,i}$ /(kN·m)	$P_{side,i}$ /kN
	h_i /m	a_i					
8	27	0.320	64.48	184.45	64.48	213.14	153.84
7	23.7	0.193	38.95	295.88	103.44	342.26	338.63
6	20.4	0.148	29.86	381.30	133.30	441.52	547.14
5	17.1	0.116	23.39	448.19	156.68	519.55	774.24
4	13.8	0.089	18.05	499.82	174.73	580.06	1015.68
3	10.5	0.066	13.32	537.93	188.05	625.05	1267.70
2	7.2	0.044	8.96	563.55	197.01	655.68	1526.84
1	3.9	0.024	4.79	577.26	201.81	672.60	1789.79
Σ		1.000	201.81				

表 3-12 中柱的设计内力需求

楼层	计算高度		$a_i F_{middle}$ /kN	$\zeta_i M_{pb,i}$ /(kN·m)	$V_{middle,i}$ /kN	$M_{middle,i}$ /(kN·m)	$P_{middle,i}$ /kN
	h_i /m	a_i					
8	27	0.320	128.69	184.45	128.69	431.41	256.44
7	23.7	0.193	77.74	295.88	206.44	698.76	543.83
6	20.4	0.148	59.59	381.30	266.03	909.32	854.94
5	17.1	0.116	46.67	448.19	312.70	1079.69	1184.64
4	13.8	0.089	36.02	499.82	348.72	1216.78	1528.68
3	10.5	0.066	26.59	537.93	375.31	1324.15	1883.30
2	7.2	0.044	17.87	563.55	393.19	1403.68	2245.04
1	3.9	0.024	9.57	577.26	402.76	1456.31	2610.59
Σ		1.000	402.76				

表 3-13 钢柱的设计截面

楼层	边柱设计截面	中柱设计截面
8	HW320×320×12×14	HW350×350×20×25
7	HW350×350×12×16	HW380×380×20×30
6	HW350×350×14×20	HW420×420×20×30
5	HW380×380×14×20	HW450×450×20×30
4	HW400×400×14×20	HW480×480×25×30
3	HW400×400×15×23	HW480×480×25×35
2	HW400×400×25×25	HW500×500×25×35
1	HW400×400×25×25	HW500×500×25×35

3.4.5 消能柱-钢框架结构的消能柱构件设计

由式(3.8)计算可初步得到设计 8 层消能柱-钢框架结构的消能柱刚度需求 $\alpha_{\text{dem}} = 0.2068 \times 8 - 0.4673 = 1.18$ 。

3.4.5.1 消能连杆设计

由 3.4.3 节可得消能柱-钢框架结构中消能柱体系分配的设计基底剪力 $V_{y,PR} = 0.031W = 0.031 \times 4924.8\text{kN} = 152.67\text{kN}$ ，结合表 3-8 计算的结构楼层剪力系数 β_i 和侧向力分布系数 C_i ，根据式(2.56)计算消能柱侧向力分布如表 3-14 所示。

表 3-14 消能柱侧向力分布

楼层	计算高度 h_i/m	β_i	C_i	$F_{PR,i}/\text{kN}$	$F_{PR,i}h_i/(\text{kN}\cdot\text{m})$
8	27	1.000	0.320	48.78	1317.11
7	23.7	1.604	0.193	29.47	698.43
6	20.4	2.067	0.148	22.59	460.83
5	17.1	2.430	0.116	17.69	302.52
4	13.8	2.710	0.089	13.65	188.42
3	10.5	2.916	0.066	10.08	105.84
2	7.2	3.055	0.044	6.78	48.78
1	3.9	3.130	0.024	3.63	14.15
Σ		18.912	1.000	152.67	3136.08

选取 3.3.3 中图 3.13 所示消能柱屈服机制，假定每层消能连杆数量 $n_{d,i} = 25$ ，由式(3.16)—(3.18)可计算得到消能连杆的设计内力需求，从而确定消能连杆尺寸，如表 3-15 消能连杆设计内力需求及设计尺寸所示。

表 3-15 消能连杆设计内力需求及设计尺寸

楼层	计算高度		剪切承载力		设计尺寸/m
	h_i /m	β_i	$V_{d,i}$ /(kN)	$b_p \times t_p \times h_p$	
8	27	1.000	12.82	0.45×0.025×0.055	
7	23.7	1.604	20.56	0.45×0.025×0.070	
6	20.4	2.067	26.50	0.45×0.025×0.080	
5	17.1	2.430	31.15	0.45×0.025×0.086	
4	13.8	2.710	34.74	0.45×0.025×0.091	
3	10.5	2.916	37.38	0.45×0.025×0.094	
2	7.2	3.055	39.16	0.45×0.025×0.096	
1	3.9	3.130	40.12	0.45×0.025×0.125	
Σ		18.912			

3.4.5.2 消能柱柱肢设计

各层消能连杆的超强系数 ζ_i 均取值 1.25，由式(3.19)计算得到柱肢隔离体上侧向力之和 $F_{edc} = 147.52\text{kN}$ 。结合 3.4.5.1 节中各层消能连杆的设计内力，可得到各层柱肢的设计剪力、弯矩和轴力，如表 3-16 所示，由此可以消能柱柱肢的截面尺寸大小。

表 3-16 消能柱柱肢的设计内力需求

楼层	计算高度		$a_i F_{edc}$ /kN	$\zeta_i V_{d,i}$ /(kN·m)	$V_{edc,i}$ /kN	$M_{edc,i}$ /(kN·m)	$P_{edc,i}$ /kN
	h_i /m	a_i					
8	27	0.320	47.14	16.02	47.14	0.00	400.59
7	23.7	0.193	28.48	25.70	75.61	44.74	1043.17
6	20.4	0.148	21.83	33.12	97.44	116.51	1871.26
5	17.1	0.116	17.10	38.93	114.54	208.99	2844.63
4	13.8	0.089	13.19	43.42	127.73	317.70	3930.12
3	10.5	0.066	9.74	46.73	137.47	438.93	5098.38
2	7.2	0.044	6.55	48.96	144.02	569.40	6322.27
1	3.9	0.024	3.51	50.15	147.52	706.09	7575.96
Σ		1.000	147.52				

考虑消能柱整体性、柱肢截面稳定和施工便利,本文设计结构中消能柱各层的双柱柱肢截面均相同,截面尺寸取 HW550×550×25×35。

根据 3.4.4 节中钢框架构件尺寸可计算得到钢框架的抗侧刚度 K , 根据上述消能柱构件尺寸代入式(3.7)可计算得到消能柱的抗侧刚度 K_{EDC} 。再由式(3.6)可计算得到设计 8 层消能柱-钢框架结构的无量纲刚度系数 $\alpha = 1.2 > 1.18$, 满足刚度需求, 可进一步进行结构模态分析, 检验结构基本周期是否满足要求。

3.4.6 消能柱-钢框架结构模态分析

基于 OpenSEES 建立上述四水准设防下设计的 8 层消能柱-钢框架结构的数值模型, 并对其进行结构模态分析, 计算得到结构的基本周期 $T_1 = 0.956s$ 。

$$\left| \frac{T_1 - T}{T} \right| \times 100\% = \left| \frac{0.956s - 1.0s}{1.0s} \right| \times 100\% = 4.4\% < 5\%$$

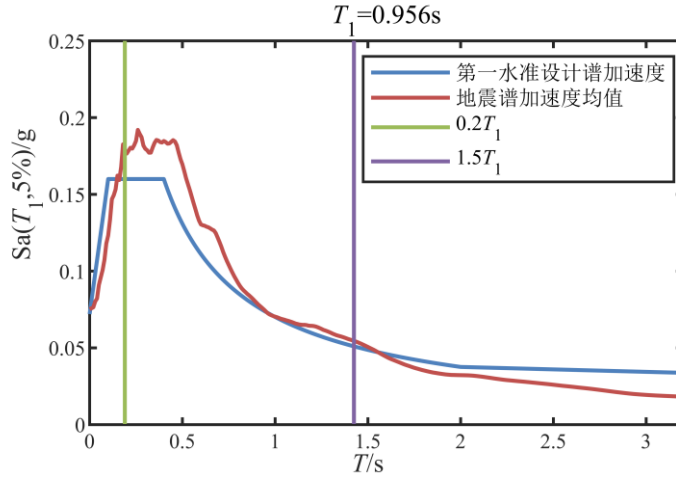
由上式可知结构周期满足要求, 结构无需重新进行设计。

3.5 消能柱-钢框架结构抗震性能分析

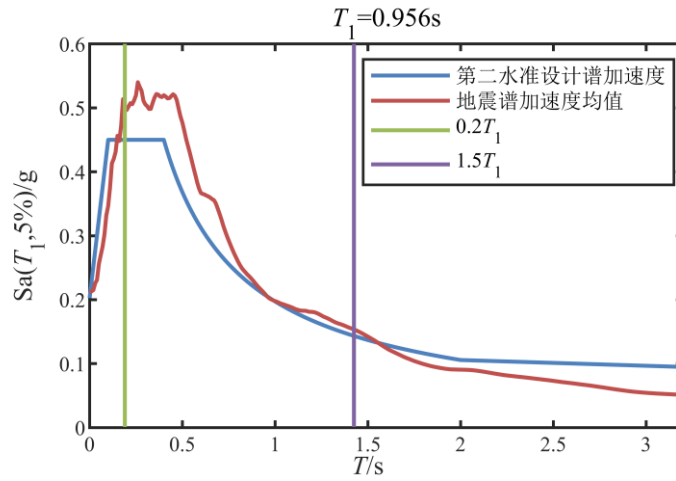
本文以 3.4 节中设计的 8 层消能柱-钢框架结构和 8 层钢框架结构为研究对象, 通过非线性动力时程分析进行不同地震水准下结构的抗震性能研究。基于结构层位移、层间位移角、残余层位移和残余层间位移角四个指标对结构进行抗震性能评估, 同时验证前述四水准消能柱-钢框架结构抗震设计方法的有效性。

3.5.1 四水准地震动输入

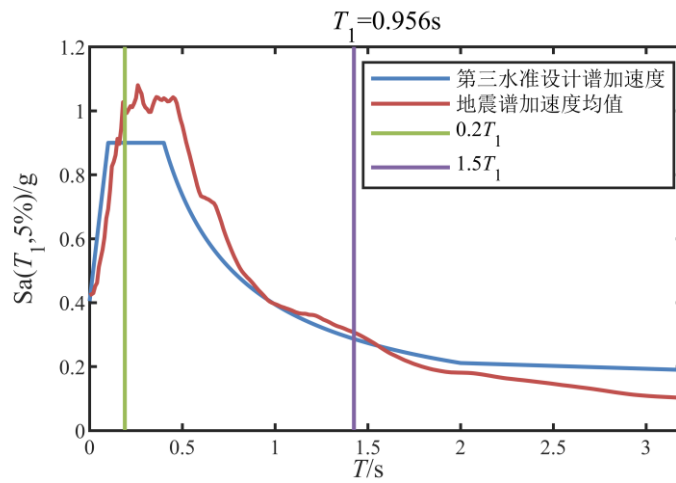
本节同样采用 FEMA P695 附录 A 中推荐的一组远场地震动集合作为结构非线性动力时程分析的地震动输入, 选取其中 22 条地震动记录, 具体地震动信息如 3.3.1.2 节中表 3-4 所示。采用谱加速度值 $S_a(T_1)$ 为地震动强度指标进行调幅, 以匹配四个水准目标谱, 参考文献^[96]选取周期范围为 $0.2T_1 \sim 1.5T_1$ 。对于消能柱-钢框架结构和钢框架结构, 调幅后的各个水准地震加速度谱如图 3.23 和图 3.24 所示。



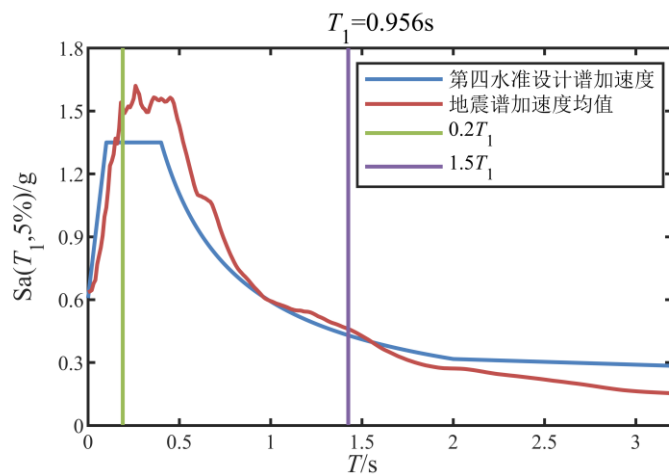
(a) 第一水准 Sa-T 图



(b) 第二水准 Sa-T 图

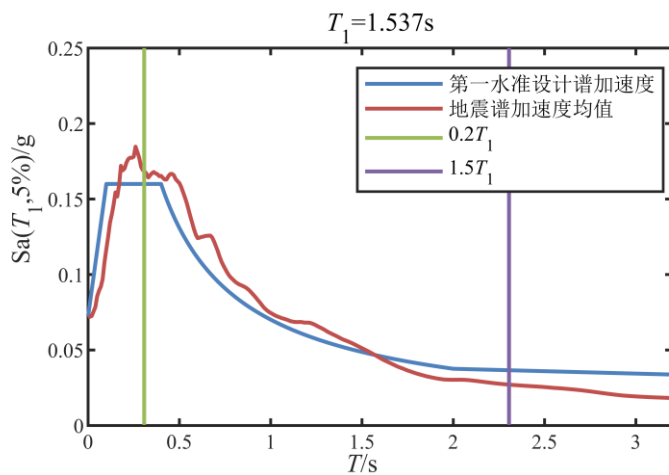


(c) 第三水准 Sa-T 图

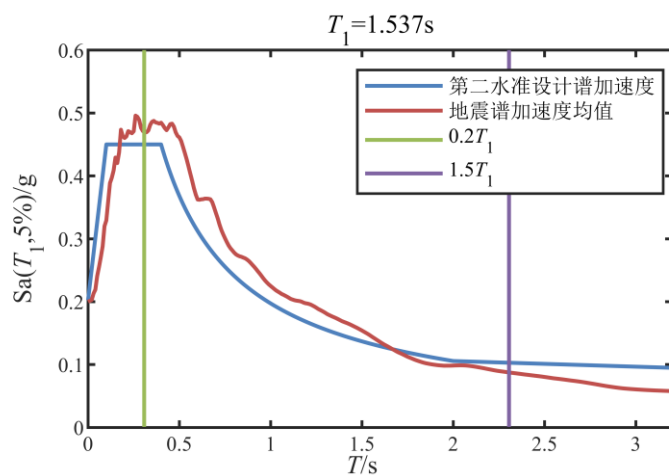


(d) 第四水准 Sa-T 图

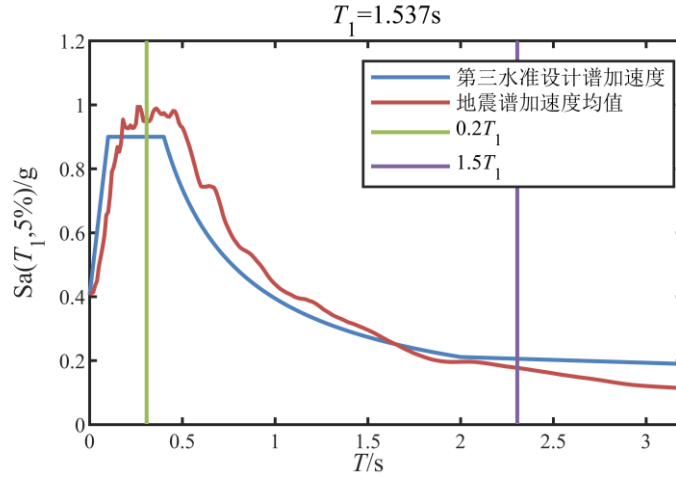
图 3.23 消能柱-钢框架结构的地震动加速度谱



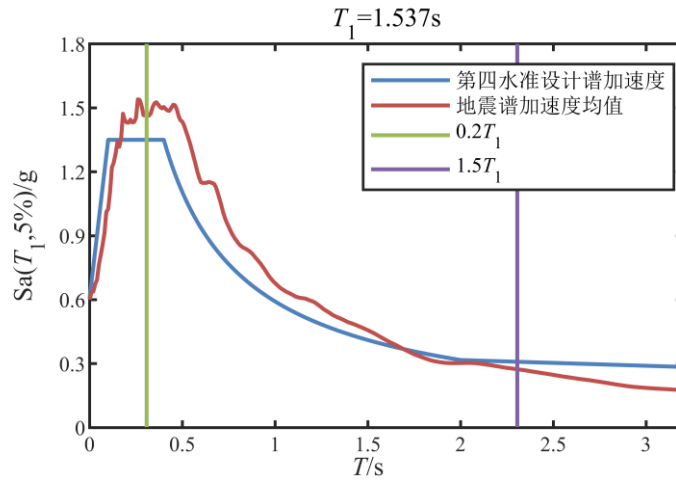
(a) 第一水准 Sa-T 图



(b) 第二水准 Sa-T 图



(c) 第三水准 Sa-T 图

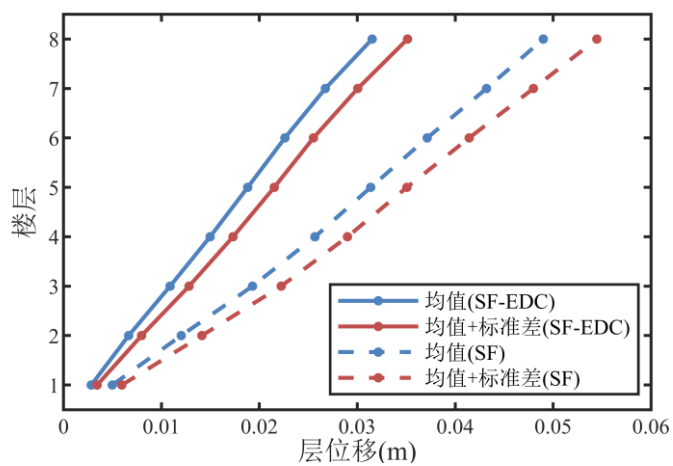


(d) 第四水准 Sa-T 图

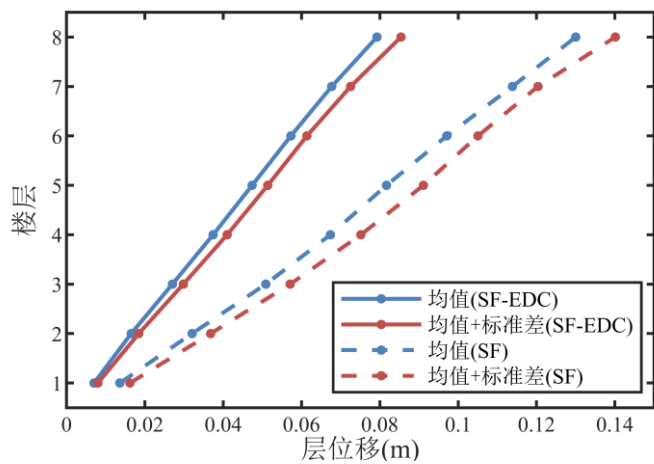
图 3.24 钢框架结构的地震动加速度谱

3.5.2 层位移和层间位移角

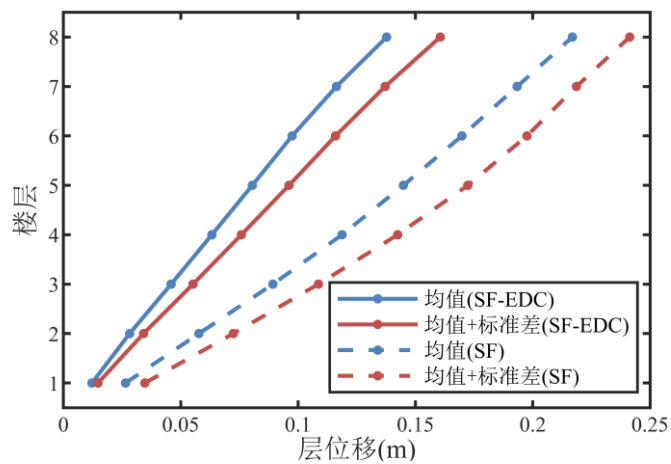
四水准地震动作用下，设计 8 层消能柱-钢框架结构 (Steel Frame with Energy-Dissipative Column, SF-EDC) 和 8 层钢框架结构 (Steel Frame, SF) 的层位移响应和层间位移角响应对比分别如图 3.25 和图 3.26 所示。



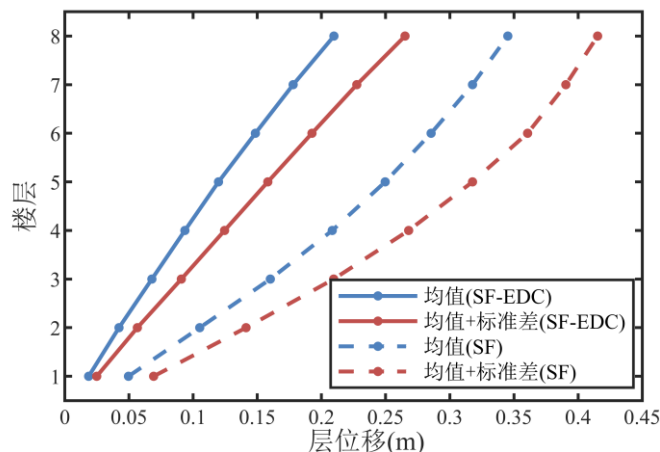
(a) 第一水准下结构层位移曲线



(b) 第二水准下结构层位移曲线



(c) 第三水准下结构层位移曲线



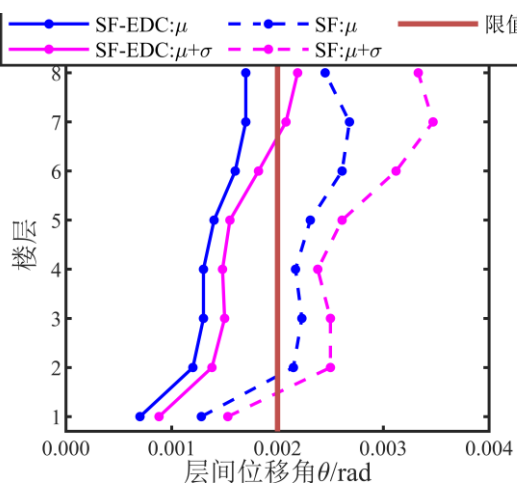
(d) 第四水准下结构层位移曲线

图 3.25 结构层位移响应图

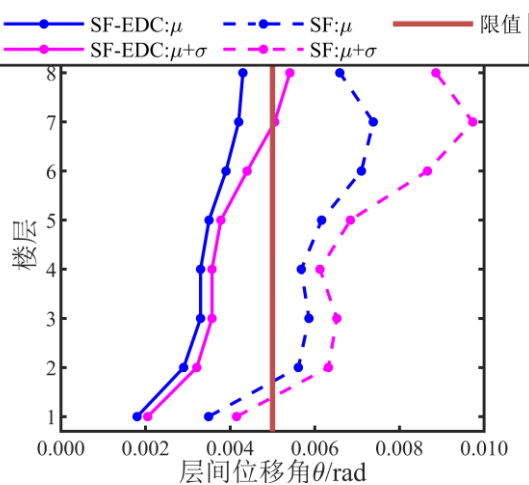
由图 3.25 可知，结构第 2 层和第 3 层的层位移响应变化相对较大。消能柱-钢框架结构与钢框架结构在各个水准地震动作用下，结构第 2 层和第 3 层的层位移响应值及降幅如表 3-17 所示。

表 3-17 消能柱-钢框架结构与钢框架结构第 2 层和第 3 层层位移响应及降幅

地震水准	第 2 层层位移(mm)						第 3 层层位移(mm)					
	均值			均值+标准差			均值			均值+标准差		
	SF-EDC	SF	降幅 (%)	SF-EDC	SF	降幅 (%)	SF-EDC	SF	降幅 (%)	SF-EDC	SF	降幅 (%)
第一水准	6.7	12.0	44.2	8.0	14.1	43.3	10.9	19.3	43.5	12.8	22.2	42.3
第二水准	16.5	32.1	48.6	18.4	36.8	50.0	27.0	50.9	47.0	29.8	57.1	47.8
第三水准	28.2	57.7	51.1	34.1	72.4	52.9	45.9	89.3	48.6	55.2	108.7	49.2
第四水准	42.2	105.1	59.8	56.5	141.2	60.0	67.8	160.1	57.7	90.8	209.5	56.7



(a) 第一水准下结构层间位移角曲线



(b) 第二水准下结构层间位移角曲线

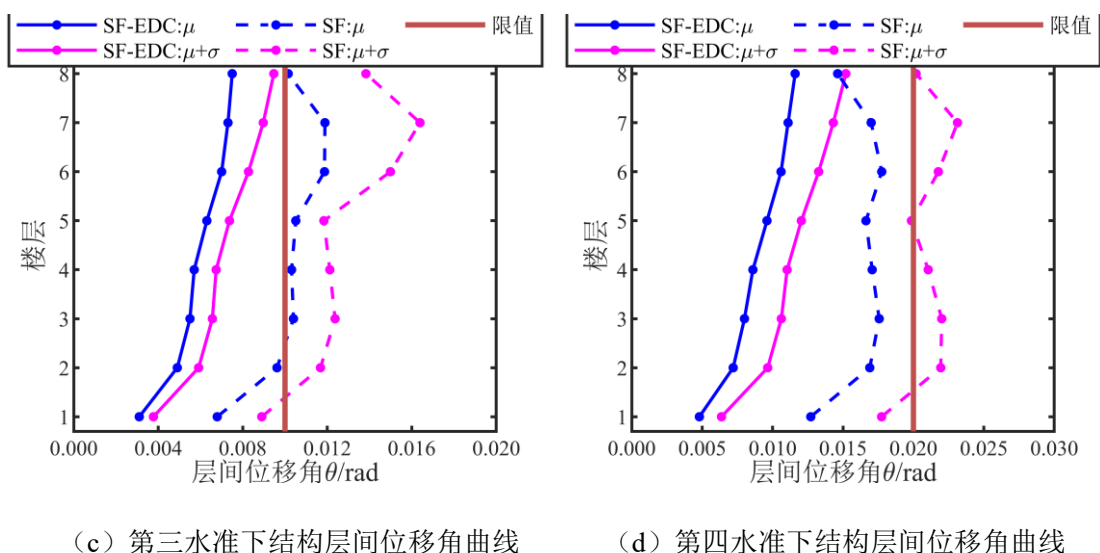


图 3.26 结构层间位移角响应图

由图 3.26 可知，四水准地震动作用下，设计 8 层消能柱-钢框架结构其层间位移角的均值均未超过目标设计值，均值+标准差仅第一水准和第二水准下顶部两层少量超过目标设计值。其中，第一水准下顶层层间位移角均值+标准差为 0.00219，超过目标值 9.5%，第 7 层为 0.00208，超过目标值 4.0%；第二水准下顶层层间位移角均值+标准差为 0.00541，超过目标值 8.2%，第 7 层为 0.00505，超过目标值 1.0%，均小于 10%，基本满足初始设计目标。

由图 3.26 (b) 可知，第二水准地震动作用下，钢框架结构绝大部分层间位移角均值和均值+标准差均大于 0.004，结构进入塑性，而消能柱-钢框架结构基本保持弹性状态，部分层开始进入屈服耗能阶段。由图 3.26 (c) 可知，第三水准地震动作用下，钢框架结构绝大部分层间位移角均值和均值+标准差均大于 0.01，结构有较大的损伤，而消能柱-钢框架结构均小于 0.01，结构具有可修复性。由图 3.26 (d) 可知，第四水准地震动作用下，钢框架结构层间位移角均值小于 0.02，但均值+标准差大部分大于 0.02，结构仍然可能出现薄弱层，有倒塌风险，而消能柱-钢框架结构均小于 0.02，结构不发生倒塌。

由上述分析可知，消能柱-钢框架结构具有较好的消能减震效果，能实现更高的抗震性能目标。与此同时，值得一提的是，相比传统三水准设计的 8 层钢框架，设计 8 层消能柱-钢框架结构在各水准地震动作用下，结构的层间变形更加趋于均匀，消能柱的应用具有明显的框架结构层间变形模式控制效果，防止结构发生跨层失效，降低结构薄弱层出现的可能性，同时尽可能地耗散地震输入能量，结构损伤均匀化。

3.5.3 残余层位移和残余层间位移角

FEAM 调查研究表明,大量钢结构在美国北岭地震后由于结构残余变形过大而暂时失去使用功能,这增加了结构的修复成本^[14]。因此,结构残余变形可作为衡量结构可修复性的重要指标。第三水准地震动作用下,设计 8 层消能柱-钢框架结构和 8 层钢框架结构的残余层位移响应和残余层间位移角响应对比如图 3.27 所示。第三水准地震动作用下,设计 8 层消能柱-钢框架结构残余层间位移角如图 3.28 所示。

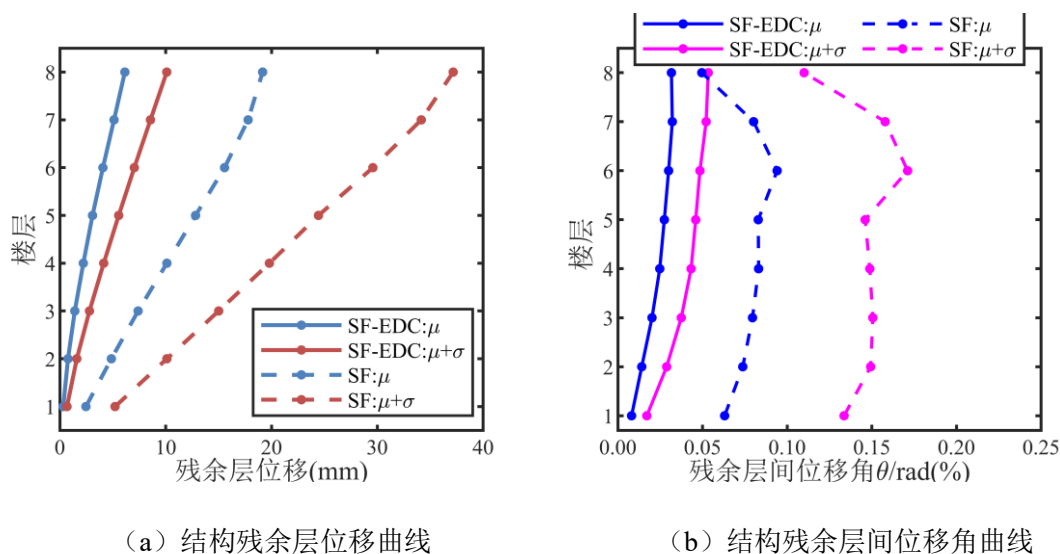
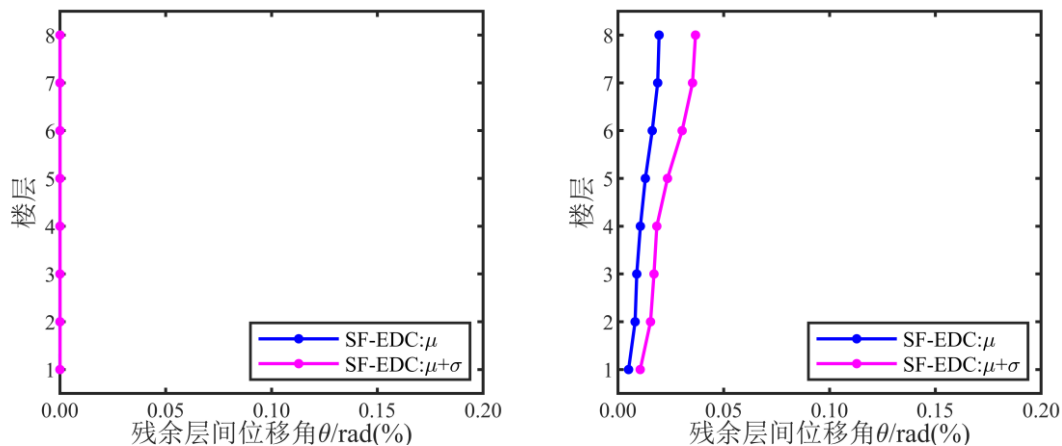
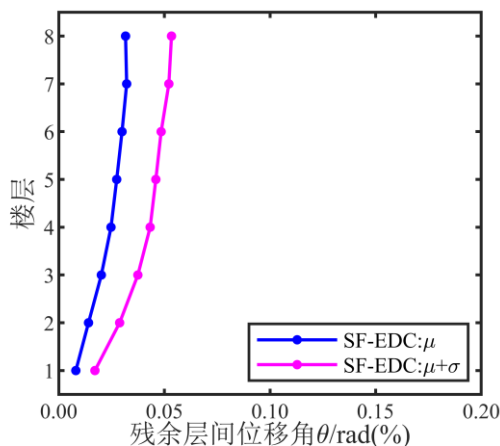


图 3.27 第三水准下两种结构的残余变形

由图 3.27 和图 3.28 可知,在第三水准地震动作用下,消能柱-钢框架结构与钢框架结构相比,结构顶层残余位移均值由 19.2mm 降低至 6.1mm,降低了 68.2%;结构顶层残余位移均值+标准差降幅更大,由 37.2mm 降低至 10.1mm,降低了 72.8%。结构底层残余层间位移角均值由 0.063%降低至 0.008%,降低了 87.2%;均值+标准差由 0.134%降低至 0.017%,降低了 87.3%。结构第 2 层残余层间位移角均值由 0.073%降低至 0.014%,降低了 80.9%;均值+标准差由 0.149%降低至 0.029%,降低了 80.5%。同时,由图 3.27 可知,相比钢框架结构,消能柱-钢框架结构在强震作用后结构损伤更小且损伤分布更均匀,更具有可恢复性。



(a) 第一水准下结构残余层间位移角曲线 (b) 第二水准下结构残余层间位移角曲线



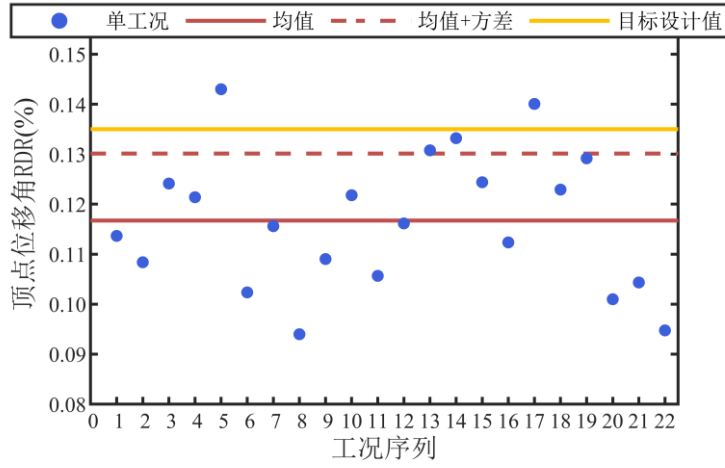
(c) 第三水准下结构残余层间位移角曲线

图 3.28 三水准地震动作用下消能柱-钢框架结构残余层间位移角响应图

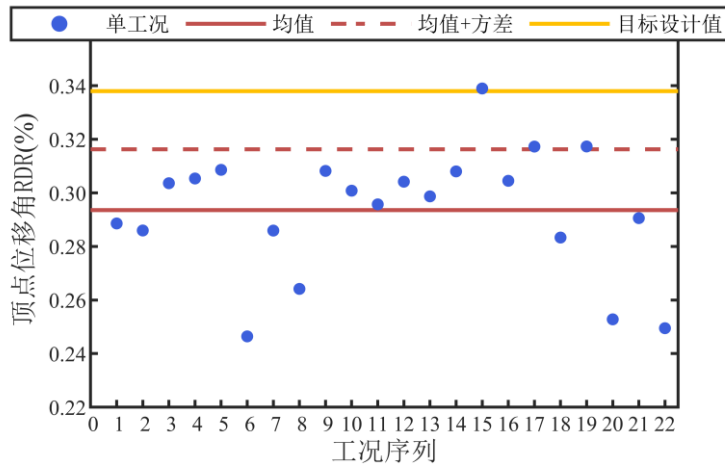
由图 3.28 可知，三水准地震动作用下，设计 8 层消能柱-钢框架结构其结构残余层间位移角的均值和均值+标准差均未超过目标设计值，满足初始设计目标。

3.5.4 结构顶点位移角响应

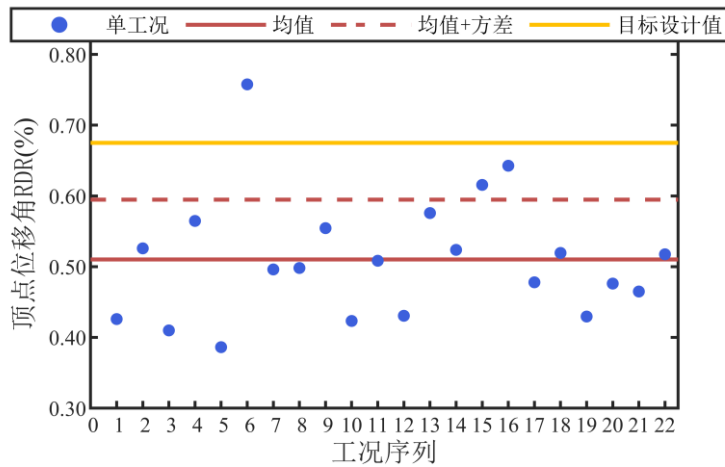
四水准地震动作用下，设计 8 层消能柱-钢框架结构的结构顶点位移角响应结果如图 3.29 所示。



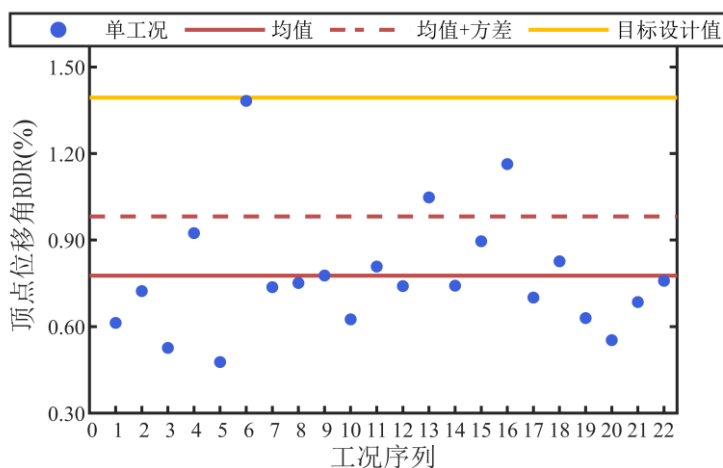
(a) 第一水准下结构顶点位移角



(b) 第二水准下结构顶点位移角



(c) 第三水准下结构顶点位移角



(d) 第四水准下结构顶点位移角

图 3.29 四水准地震动作用下结构顶点位移角

由图 3.29 可知，第一水准地震动作用下，设计 8 层消能柱-钢框架结构顶点位移角响应的均值 $\mu = 0.117\% < 0.135\%$ ，均值+标准差 $\mu + \sigma = 0.130\% < 0.135\%$ ；第二水准地震动作用下，结构顶点位移角响应的均值 $\mu = 0.294\% < 0.338\%$ ，均值+标准差 $\mu + \sigma = 0.316\% < 0.338\%$ ；第三水准地震动作用下，结构顶点位移角响应的均值 $\mu = 0.510\% < 0.675\%$ ，均值+标准差 $\mu + \sigma = 0.595\% < 0.675\%$ ；第四水准地震动作用下，结构顶点位移角响应的均值 $\mu = 0.777\% < 1.394\%$ ，均值+标准差 $\mu + \sigma = 0.982\% < 1.394\%$ 。由此可见，四水准地震动作用下，设计 8 层消能柱-钢框架结构其结构顶点位移角响应的均值和均值+标准差均未超过目标设计值，满足初始设计目标，进一步验证了前述四水准下消能柱-钢框架结构抗震设计方法的有效性。

3.5.5 消能连杆的滞回性能

在 3.4.2 节中提出的结构设计性能指标中关于消能连杆状态的描述为：第一水准下保持弹性，第二水准下开始屈服耗能，第三水准下可修复，第四水准下未达到极限变形。选取一条地震动 GM16 为代表绘制了 2 层消能连杆和 8 层消能连杆在四水准地震动作用下的滞回曲线，如图 3.30—图 3.33 所示。

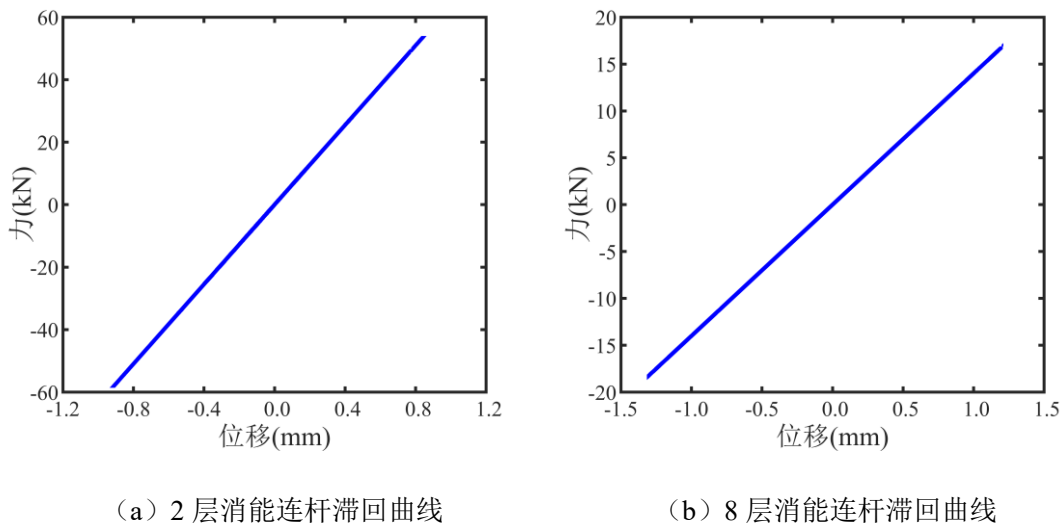


图 3.30 第一水准下消能连杆滞回曲线

由图 3.30 可知第一水准下，2 层消能连杆和 8 层消能连杆均未达到屈服耗能点，消能连杆保持弹性。

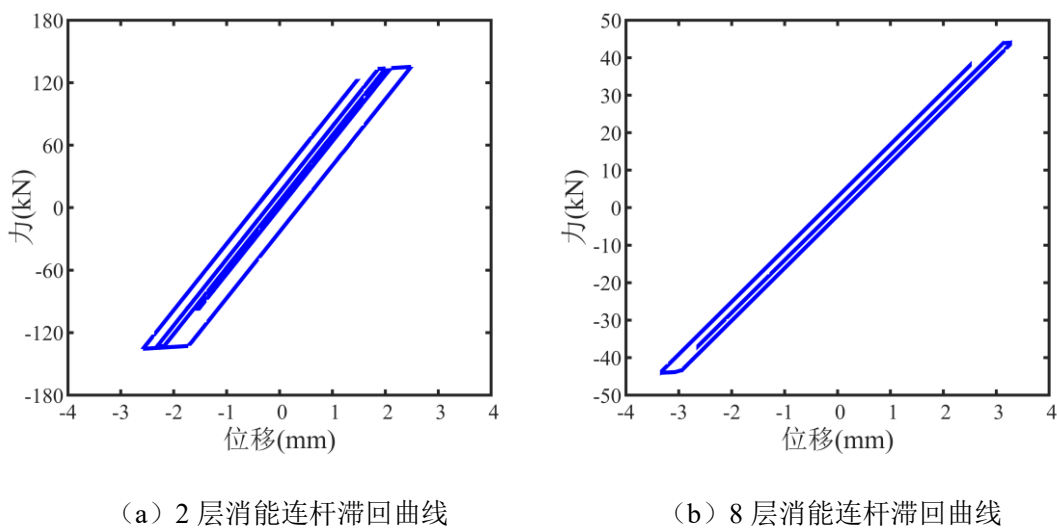


图 3.31 第二水准下消能连杆滞回曲线

由图 3.31 可知第二水准下，2 层消能连杆和 8 层消能连杆均达到屈服耗能点，消能连杆开始剪切屈服耗能。

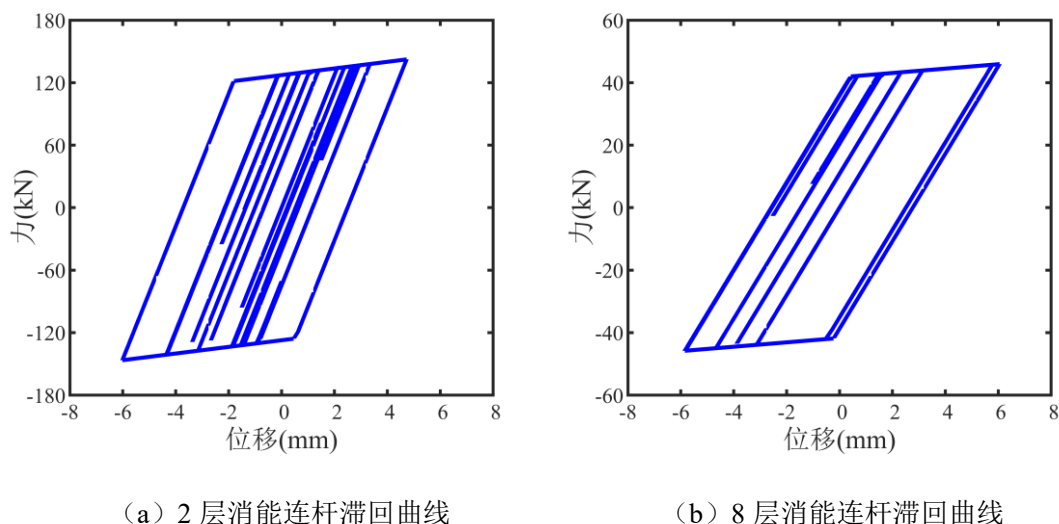


图 3.32 第三水准下消能连杆滞回曲线

由图 3.32 可知第三水准下，2 层消能连杆和 8 层消能连杆均处于剪切耗能阶段，滞回环形状为双线性滞回。其中，双线性滞回的面积代表消能连杆的耗散的能量。2 层消能连杆相比 8 层消能连杆，滞回次数更多，滞回面积更大，消能连杆耗散的地震输入能量更大。由图可知消能连杆有少许残余变形，更换消能连杆即可实现结构功能可修复。

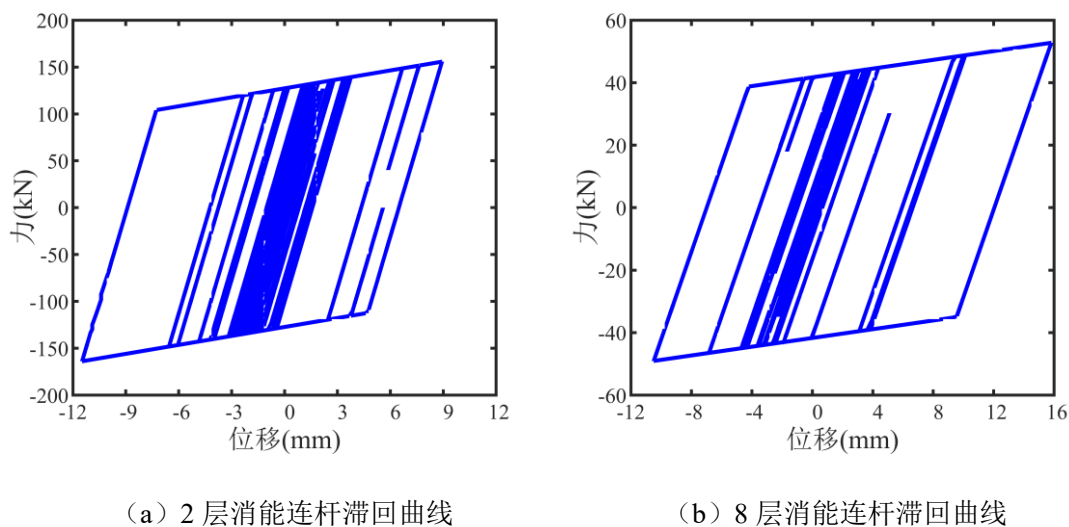


图 3.33 第四水准下消能连杆滞回曲线

由图 3.33 可知第四水准下，消能连杆多次滞回耗能，耗散大量地震输入能量。本文中消能连杆为剪切屈服耗能，由图可以看出滞回曲线稳定，并无明显损伤退化，由此可得消能连杆并未达到极限变形。综上，消能柱满足初始设计性能目标。

3.6 本章小结

本章对消能柱-钢框架结构基于四水准改进 PBPD 方法的抗震设计进行了研究，主要完成的工作内容如下：

(1) 以结构层间位移集中系数 (DCF) 作为控制目标，采用 FEMA P695 远场地震动集合中的 22 条地震动记录，以结构基本周期对应的加速度反应谱值 $Sa(T_1, 5\%)$ 作为地震动强度指标，对消能柱-钢框架结构进行动力弹塑性时程分析。通过分析 3 层、6 层、9 层、12 层消能柱-钢框架结构在不同刚度系数 α 工况下的动力弹塑性时程分析结果，对于钢框架结构以控制其保持弹性并按 1 阶模态振动为控制目标选取 DCF 值，拟合得到了消能柱刚度和结构层数之间的关系，由此作为对消能柱进行初步刚度设计的基础。

(2) 基于四水准改进 PBPD 方法，结合以结构 DCF 值为控制目标的消能柱刚度初步设计，提出了针对该类型消能柱-钢框架结构基于性能的四水准抗震设计方法，并进行了消能柱-钢框架结构四水准设防目标下的抗震设计。

(3) 基于传统结构抗震设计方法，在相同工程概况下进行了钢框架结构三水准设防目标下的抗震设计。以设计消能柱-钢框架结构和钢框架结构为研究对象，通过非线性动力时程分析进行不同地震水准下结构的抗震性能研究，以验证前述四水准消能柱-钢框架结构抗震设计方法的有效性。

基于本章的工作，得到的主要结论如下：

(1) 随着结构楼层层数的增加，钢框架结构在地震作用下的变形更趋于不均匀，可能出现薄弱层的屈服机制。随着刚度系数 α 的增大，结构 DCF 值逐渐减小，钢框架结构的变形模式得到了控制。对于 3 层钢框架结构，不同地震作用下的分析结果更为集中，离散性更小，当结构层数增加时，结构模态变得复杂，不同地震作用下结构的 DCF 值曲线离散性增大。结构 DCF 值随着刚度系数 α 的增大，先迅速减小后趋于平缓，消能柱的控制效果在刚度系数 α 为 0 到 5 之间更为明显。另外，拟合得到的消能柱刚度需求公式仅用于结构初步设计。

(2) 四水准地震动作用下，相比传统三水准设计钢框架结构，消能柱-钢框架结构的层间变形更加趋于均匀，消能柱的应用具有明显的框架结构层间变形模式控制效果，防止结构发生跨层失效，降低结构薄弱层出现的可能性，使结构损伤均匀化。同时，消能柱-钢框架结构有较好的消能减震效果，更具有可恢复性，能够实现更高的抗震性能目标。

(3) 四水准地震动作用下，设计消能柱-钢框架结构的层间位移角、残余位移角、顶点位移角、消能连杆状态均基本满足初始设计目标，验证了所提四水准消能柱-钢框架结构抗震设计方法的有效性。

第4章 主余震序列地震动下消能柱-钢框架结构抗震性能

4.1 引言

实际地震作用不仅具有随机性,在一次大地震发生之后通常还伴有余震发生。序列地震作用往往会增大结构的位移延性需求,增加结构的损伤。为推进消能柱-钢框架结构这一可恢复功能结构的实际抗震设计应用,本文以3.4节中四水准设计的8层消能柱-钢框架结构为研究对象,基于增量动力分析方法,进行主余震序列地震动作用下消能柱-钢框架结构的抗震性能分析。同时,为合理分析消能柱-钢框架结构的抗震韧性,对传统规范下三水准目标设计的8层钢框架结构和四水准目标下设计的8层消能柱-钢框架结构的主余震抗震性能进行对比研究。

4.2 主余震地震序列

地震序列是指,在某一时间段内,于同一震源区域发生的,地震发生机制相似或构造相同的一系列强度幅值不同的地震作用的总称^[118]。地震序列的类型一般分为主震型、震群型和孤立型三种。不同类型的地震序列中,不同强度地震动之间的比例关系、其释放的能量等特性各不相同。其中,主余震序列地震动是一种常见的地震序列。

为研究主余震序列地震动作用下,四水准设计的消能柱-钢框架结构的抗震性能,以及与三水准设计的纯钢框架结构抗震性能的对比,需要进行一定数量工况下的结构动力时程分析。然而在实际地震中,同一台站记录的多条不同特性的余震地震动记录较少,无法满足大量工况分析的要求,为得到足够数量的主余震序列地震动记录,本文将采用人工构造的方式获取多条不同的主余震地震序列。

4.2.1 地震动选取

地震动的随机性很大程度影响对结构的抗震性能分析,为合理考虑地震动的不确定性对结构非线性动力响应的影响,本节同样采用FEMA P695附录A中推荐的一组远场地震动集合作为地震动输入,具体地震动记录信息如3.3.1.2节中表3-4所示。

4.2.2 序列地震动构造方法

对于主余震序列地震动作用下结构响应的分析,可以选用真实地震记录和人工构造地震记录的方式进行。由于主余震真实地震动记录较少,国内外学者多采用人工合成的方法构造主余震序列地震动,主要的方式有以下三种:

(1) 重复式构造法。重复主震记录一次或多次作为余震记录来构造主余震序列地震动,假定主震和余震的地震动特征相同。

(2) 随机式构造法。从主震记录集合中随机选取一条地震动作为余震记录,考虑地震动特征的差异。

(3) 衰减式构造法。考虑地震动衰减关系,根据震级衰减公式确定余震记录的加速度峰值,根据余震加速度峰值要求再选取一条真实地震动记录或直接将主震记录相应调幅后作为余震记录。

4.2.3 人工主余震地震序列构造

本文采用重复构造法对所选 22 条地震动进行人工主余震地震序列构造,主余震序列的形式采用“主震地震动+主余震时间间隔+余震地震动+余震自由振动时间”,具体如图 4.1 所示。其中,考虑为得到地震作用后较为稳定的结构响应,给予结构充分自由振动的时间,取主余震时间间隔为 30s,期间加速度时程为 0 m/s^2 ; 同样地,余震自由振动时间取 30s,加速度时程为 0 m/s^2 。

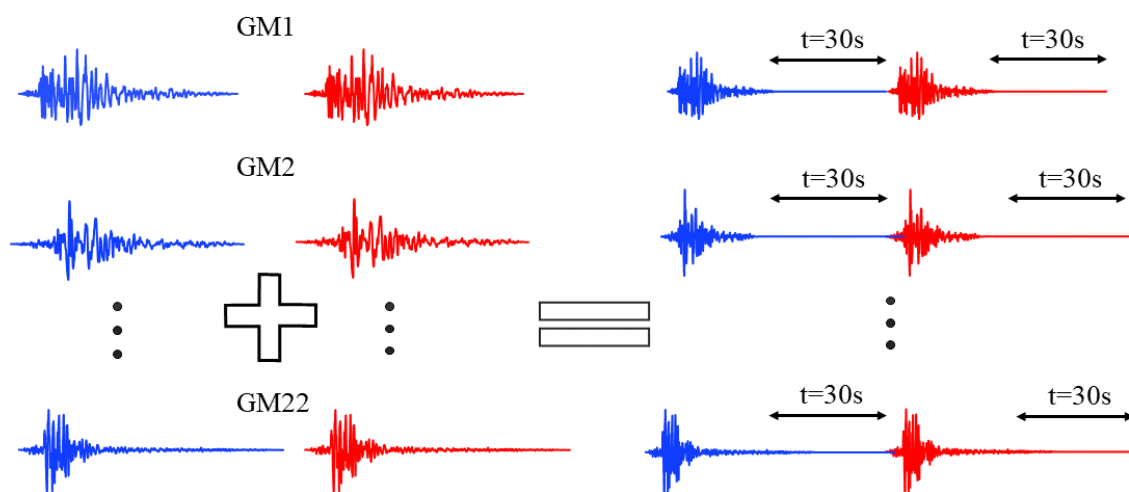


图 4.1 22 条人工主余震地震序列构造示意图

4.3 增量动力分析法 (IDA)

增量动力分析方法 (Incremental Dynamic Analysis, IDA) 是一种基于非线性动力时程分析的结构性能分析方法, 考虑不同强度地震作用以及地震需求的不确定性, 通过增量动力时程分析, 得到不同风险地震下的结构动力响应和抗震性能。

4.3.1 IDA 分析方法基本原理

IDA 分析方法是一种有效的分析方法, 其基本原理是: 通过对结构模型输入一系列通过比例系数调幅后的不同强度地震动, 进行结构非线性动力时程分析, 得到一系列结构动力响应。选取适当的地震动强度指标 (Intensity Measure, IM) 和结构损伤指标 (Damage Measure, DM) 或工程需求参数 (Engineering Demand Parameter, EDP) 对结构动力响应进行分析处理得到 IM 与 DM 或 IM 与 EDP 之间的关系曲线, 即 IDA 曲线。通过对一系列 IDA 曲线进行统计分析, 可从概率意义上分析结构不同风险地震下的抗震性能^[119]。

4.3.2 IM 和 DM 指标选取

合理选取 IDA 分析参数指标, 能够更好地反映地震动特性和结构的动力特性, 同时更为准确地分析结构的抗震性能。目前基于 IDA 分析方法的研究中常用的地震动强度指标 IM 有峰值地面加速度 (Peak Ground Accelerate, PGA) 和 $Sa(T_1, 5\%)$, 本文选取 $Sa(T_1, 5\%)$ 作为 IM 指标进行地震动记录调幅。常用的结构损伤指标 DM 有最大层间位移角 (Maximum Inter-story Drift Ratio, MIDR)、残余最大层间位移角、结构顶点位移、结构最大基底剪力等。MIDR 体现结构楼层变形能力, 常作为结构抗震性能评价的整体性指标, 本文选取 MIDR 作为 DM 指标, 与我国现行抗震规范保持一致。

4.3.3 极限状态定义

为进行合理的结构抗震性能评估, 通常需要在 IDA 曲线上定义结构各个性能水平对应的极限状态。目前, 不同研究给出的各个极限状态的定量取值不同, 本文以 MIDR 为 DM 指标进行结构不同损伤状态定义, 具体如表 所示。关于钢框架结构倒塌极限状态的定义, 基于 FEMA273^[120]对钢结构地震破坏的研究和总结, 结合 IM 准则和 DM 准则作出如下规定: (1) 当 MIDR 小于 5% 时, 以 IDA 曲线斜率小于初始斜率的 20% 时认为结构倒塌, 此时 IDA 曲线开始变得平缓, 近似平台段, 结构达到动力不稳定状态; (2) 当 MIDR 大于 5% 时, 以 5% 对应

的 IDA 曲线上的点作为倒塌点。本文参考 FEMA273^[120]和文献^[112,121]，以 MIDR 达到 5%或 OpenSEES 分析不收敛时认为结构倒塌，结构损伤量化如表 4-1 所示。

表 4-1 结构损伤状态量化

损伤状态	描述	层间位移角限值 /%
DS ₁	结构基本完好	0.4
DS ₂	结构中等损坏	1.0
DS ₃	结构严重破坏	2.0
DS ₄	结构基本倒塌	5.0

4.3.4 IDA 分析方法基本步骤

IDA 分析方法的基本实施步骤如下^[122]：

- (1) 建立用于结构弹性和弹塑性分析的数值计算模型，模型合理反映结构质量和刚度的分布以及结构的非线性行为。
- (2) 根据场地类别和设计地震分组选取符合要求的一系列地震动记录。研究表明 10~20 条地震动记录可满足评估精度要求^[123]。
- (3) 选取地震动强度指标 IM 和结构损伤指标 DM 或工程需求参数 EDP。
- (4) 根据 (3) 种选取的 IM 指标，对每一条地震动均进行地震强度幅值单调调整，得到一系列调幅后的地震动记录。本文主余震 IDA 分析中采用等步长法对地震动记录进行调幅。
- (5) 进行结构在调幅后地震动作用下的非线性动力时程分析，得到结构动力响应，获取与调幅后 IM 值对应的 DM 值或 EDP 值。通过合理的插值方法得到 IM-DM 或 IM-EDP 关系曲线，即单条地震动记录的 IDA 曲线。一般取地震动调幅至 IDA 曲线斜率小于初始斜率的 0.2 倍时作为结构动力失稳点，本文取地震动调幅至 DM 值（EDP 值）大于等于极限值 5%，或 OpenSEES 计算分析不收敛时，认为结构到达倒塌极限状态，停止计算。
- (6) 更换地震动记录，重复步骤 (4) 和步骤 (5)，得到一系列地震动记录的 IDA 曲线簇。

4.4 主余震作用下消能柱-钢框架结构抗震性能分析

结构在主余震序列地震动作用下,会产生结构主震损伤后周期变化、结构累积损伤导致抗震性能下降等问题,结构的地震响应分析较为复杂。为合理进行主余震地震动作用下消能柱-钢框架结构的抗震性能分析,首先对 3.4 节中设计的 8 层消能柱-钢框架进行主震 IDA 分析,得到结构在主震作用后进入不同损伤状态时对应的地震动强度,再在此基础上对主震损伤状态下的结构进行余震 IDA 分析,由此得到消能柱-钢框架结构主余震作用下的抗震性能。

4.4.1 仅主震作用下消能柱-钢框架结构 IDA 分析

以 4.2.1 节中所选 22 条地震动记录作为主震地震动输入,按照 4.3.4 节中所述 IDA 分析方法基本步骤,对设计 8 层消能柱-钢框架结构进行仅主震作用下的 IDA 分析,结构最大层间位移角 MIDR 的 IDA 曲线簇如图 4.2 所示。

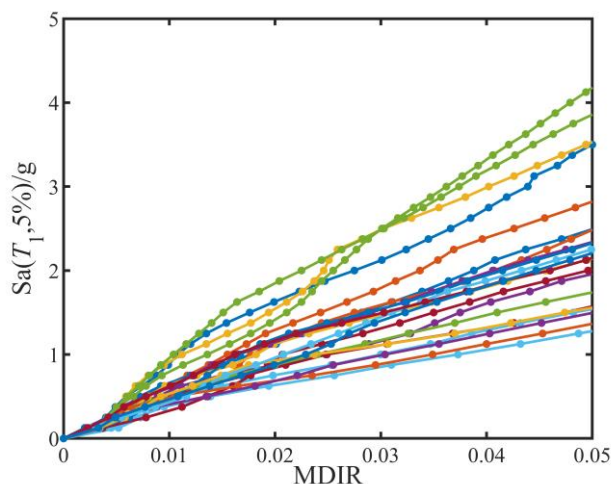


图 4.2 仅主震作用下消能柱-钢框架结构 MIDR 的 IDA 曲线簇

由图 4.2 可知,不同的地震动对应着不同的 IDA 曲线,其形状与地震动的选取相关,地震动的随机性造成了 IDA 曲线的离散性。在结构最大层间位移角 MIDR 达到 0.004 之前,消能柱-钢框架结构的各条 IDA 曲线斜率基本保持不变,即地震动强度与结构 MIDR 基本呈线性关系,表明此时消能柱-钢框架结构在不同主震作用下基本处于弹性状态。随着地震动强度的增大,结构部分进入弹塑性变形耗能阶段,部分 IDA 曲线进入非线性后出现“硬化”现象,即随着地震动强度的增大,结构 MIDR 的 IDA 曲线的斜率增大,局部向 IM 坐标轴靠拢,或者较高地震动强度下结构 MIDR 值反而小于较小地震动强度下结构 MIDR 值,表明结构反向累积损伤或在另一方向的塑性变形对结构非线性动力响应的影响较大。

当结构 MIDR 达到限值 0.05 时，虽然 IDA 曲线未出现明显进入水平段，但基于 FEMA273^[120]的建议以及 Wen^[116]等对钢结构损伤状态的研究表明，当钢框架结构最大层间位移角超过 5%时，即可认为结构基本倒塌，因此本文仅截取 IDA 曲线中 MIDR 不超过 0.05 的部分进行后续分析。

基于消能柱-钢框架结构仅主震作用下的 IDA 分析结果，提取消能柱-钢框架结构在四个不同损伤状态下 22 条地震动记录对应的 $S_a(T_1, 5\%)$ 进行统计分析，结果如图 4.3 所示。图中，各损伤状态对应箱型图上、下界为统计数据的最大值和最小值，箱型图的箱型区域上、下端部分别为统计数据 75%分位值和 25%分位值，箱型图内部水平线为统计数据的中位值。

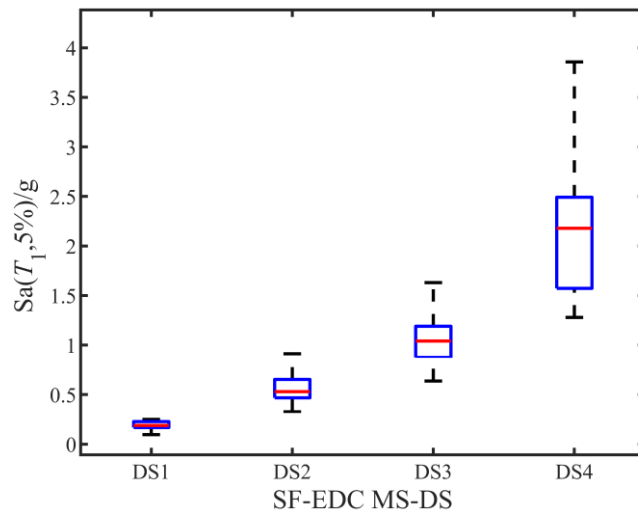


图 4.3 仅主震作用下消能柱-钢框架结构各损伤状态的 $S_a(T_1, 5\%)$ 箱型图

消能柱-钢框架结构在仅主震作用下，各损伤状态的 22 条地震动记录对应的 $S_a(T_1, 5\%)$ 平均值、中位值及其标准差统计结果如表 4-2 所示。

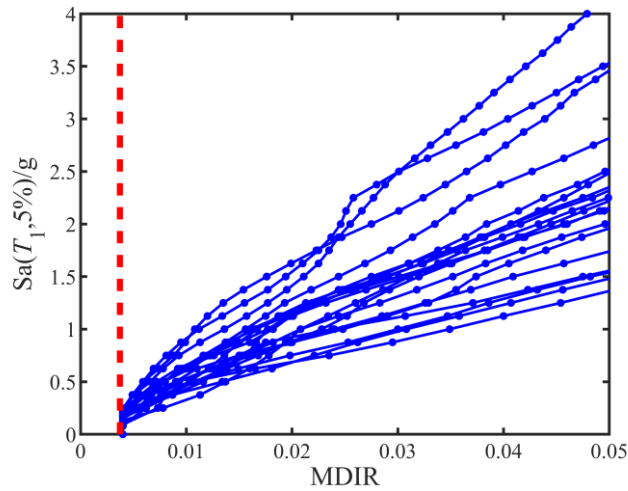
表 4-2 仅主震作用下消能柱-钢框架结构各损伤状态的 $S_a(T_1, 5\%)$ 统计结果

损伤状态	SF-EDC		标准差
	$S_a(T_1, 5\%) / g$		
	平均值	中位值	
DS ₁	0.191	0.189	0.0423
DS ₂	0.581	0.530	0.1695
DS ₃	1.077	1.041	0.3126
DS ₄	2.309	2.178	0.7991

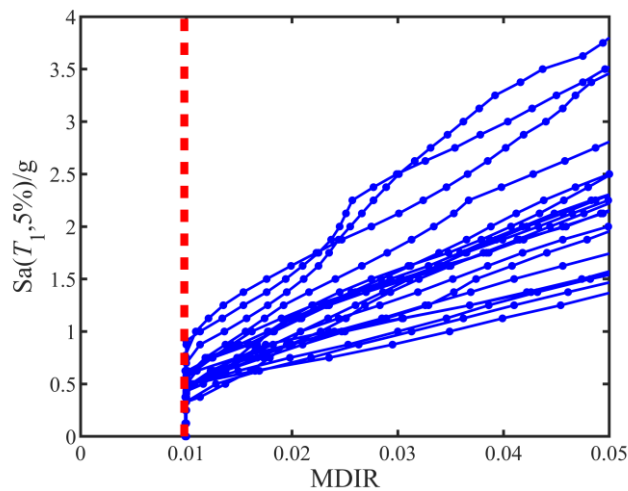
由图 4.2、图 4.3 和表 4-2 可知,主震作用下损伤越严重,对应的结构地震强度需求越大。同时,对于本文设计的 8 层消能柱-钢框架结构,DS₃ 对应的 $Sa(T_1,5\%)$ 均值为 1.077g,中位值为 1.041g,第四水准地震动对应的 $Sa(T_1,5\%)$ 为 0.616g。由此可得,结构达到 MIDR 为 2% 的地震动强度需求均值增大 0.75 倍,中位值增大 0.69 倍,说明四水准下消能柱-钢框架结构具有良好的主震抗震性能。

4.4.2 主震损伤状态下消能柱-钢框架结构余震 IDA 分析

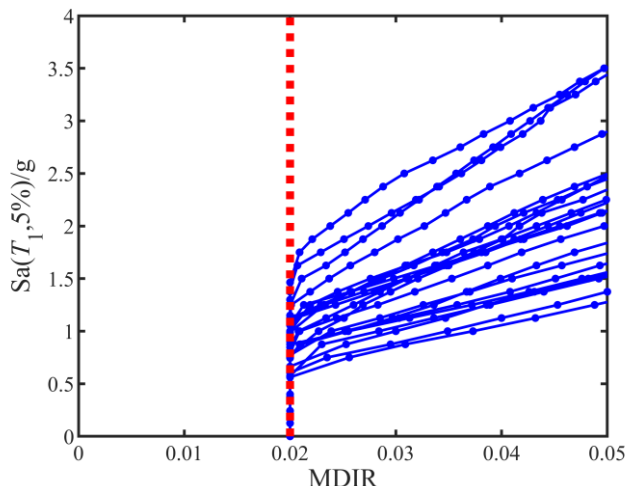
将 4.4.1 节中消能柱-钢框架结构主震 IDA 分析结果作为基础,通过对主震地震动进行调幅而使结构达到预定主震损伤状态 DS₁、DS₂ 和 DS₃,再以所选的 22 条地震动记录作为余震作用输入,考虑主震损伤,对结构进行余震 IDA 分析。结构各主震损伤状态下,最大层间位移角 MIDR 的 IDA 曲线簇如图 4.4 所示。



(a) 主震 DS₁ 状态下结构 MIDR 的余震 IDA 曲线



(b) 主震 DS₂ 状态下结构 MIDR 的余震 IDA 曲线



(c) 主震 DS₃ 状态下结构 MIDR 的余震 IDA 曲线

图 4.4 主余震作用下各主震损伤状态的消能柱-钢框架结构 MIDR 的余震 IDA 曲线簇

为更好地反映在主余震序列地震动作用下结构的动力响应特性,各主震损伤状态的消能柱-钢框架结构 MIDR 的 IDA 曲线簇对应的 50%分位值 IDA 曲线如图 4.5 所示。

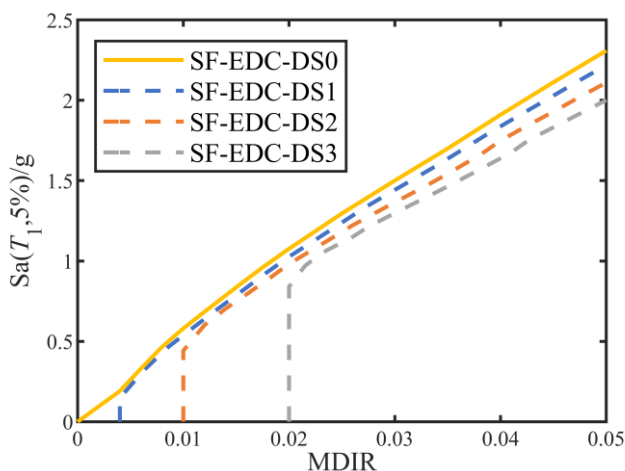


图 4.5 消能柱-钢框架结构 MIDR 的 50%分位值 IDA 曲线

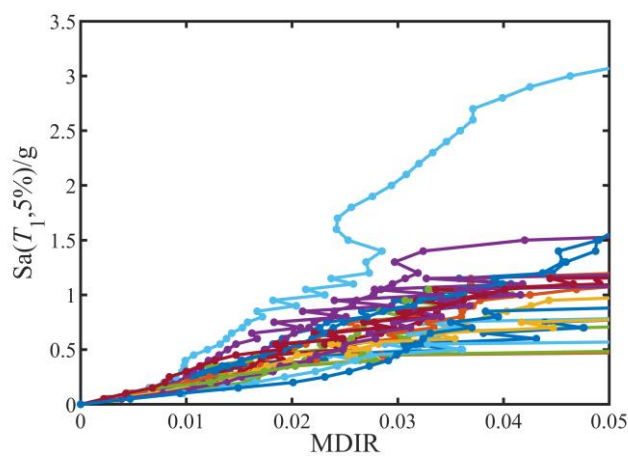
由图 4.4 和图 4.5 可知,结构主震作用下损伤越严重,余震抗震性能越低,由此说明消能柱-钢框架结构的二次抗震设计需要考虑主震损伤的影响。另外,《建筑抗震设计规范》^[5]中多、高层钢结构弹塑性位移角限值为 2%,由图 4.5 可知,对于本文设计的 8 层消能柱-钢框架结构,当主震损伤状态为 DS₁、DS₂ 时,结构 MIDR 等于 2%时对应的地震动强度 $Sa(T_1, 5\%)$ 均大于第四水准地震动对应的 $Sa(T_1, 5\%)$,说明当消能柱-钢框架结构处于可修复状态时,仍具有一定的余震抗震性能。

4.5 主余震作用下钢框架与消能柱-钢框架结构抗震性能对比

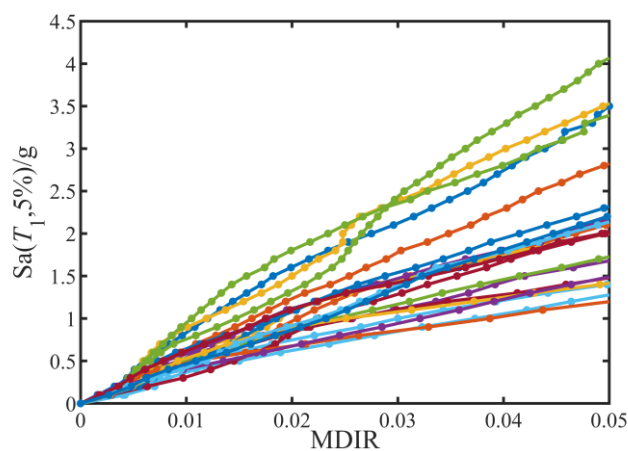
为进一步评价设计结构的抗震韧性水平,对 3.4 节中传统规范下三水准目标设计的 8 层钢框架结构和四水准目标下设计的 8 层消能柱-钢框架结构进行了主余震 IDA 分析,对比研究了主余震序列地震动作用下钢框架结构和消能柱-钢框架结构的抗震性能。

4.5.1 主余震作用下钢框架与消能柱-钢框架结构 IDA 分析

以 4.2.1 节中所选 22 条地震动记录,按照 4.2.3 节中所述方式构造人工主余震序列地震动作为地震动输入,对设计 8 层钢框架结构和设计 8 层消能柱-钢框架结构分别进行主余震作用下的 IDA 分析,得到两种结构最大层间位移角 MIDR 的 IDA 曲线簇,如图 4.6 所示。



(a) 钢框架



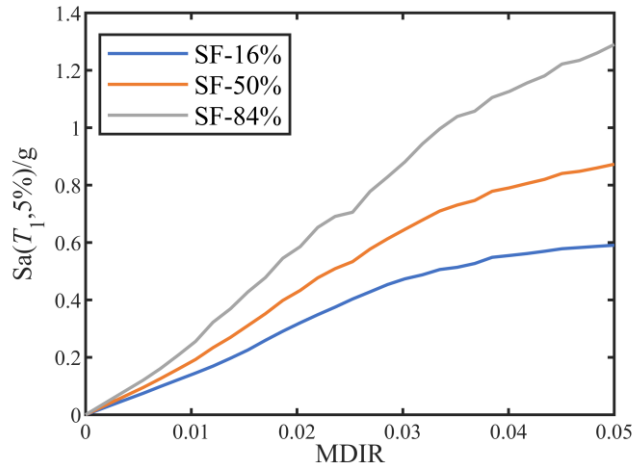
(b) 消能柱-钢框架

图 4.6 主余震作用下钢框架和消能柱-钢框架结构 MIDR 的 IDA 曲线簇

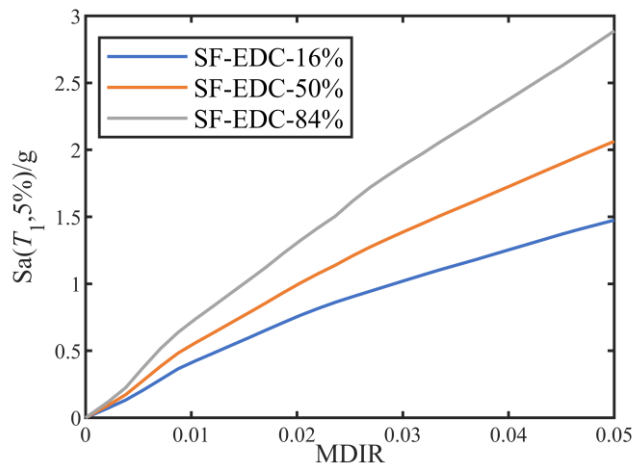
由图 4.6 可知，不同的地震动对应不同的 IDA 曲线，在主余震序列地震动作用下，对于传统钢框架结构，大多数 IDA 曲线在 MIDR 达到 5% 时已经趋于平缓，即结构达到倒塌极限状态；而对于消能柱-钢框架结构，部分 IDA 曲线斜率有所下降，但绝大部分 IDA 曲线尚未进入平直阶段。由此说明，消能柱-钢框架结构相比传统钢框架具有更强的变形能力，主余震作用下结构损伤破坏也小很多。

4.5.2 基于主余震 IDA 分析的两种结构抗震性能对比

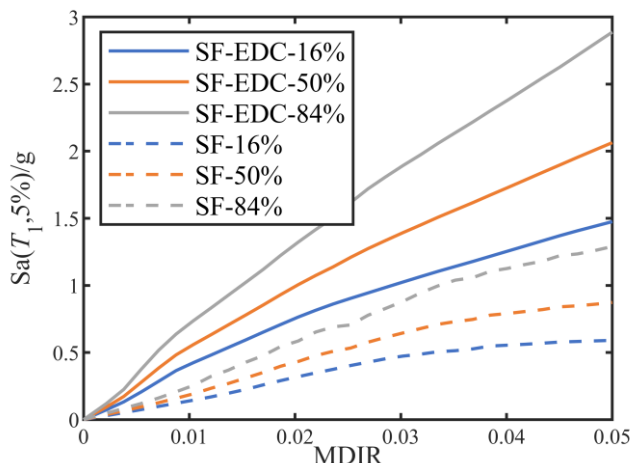
为更直观合理地对钢框架结构和消能柱-钢框架结构进行主余震抗震性能对比，本文基于 4.5.1 节中结构主余震 IDA 分析结果，参考文献^[124-126]研究，假定 IDA 曲线服从对数正态分布，计算得到两种结构 MIDR 的 16%、50% 和 84% 分位值 IDA 曲线，结果如图 4.7 所示



(a) 钢框架 MIDR 各分位值 IDA 曲线



(b) 消能柱-钢框架 MIDR 各分位值 IDA 曲线



(c) 两种结构 MIDR 的 16%、50%和 84%分位值 IDA 曲线对比图

图 4.7 钢框架和消能柱-钢框架结构 MIDR 的 16%、50%和 84%分位值 IDA 曲线

由图 4.7 (c) 可知, 消能柱-钢框架结构的各条分位值 IDA 曲线均在钢框架对应的分位值 IDA 曲线之上, 即各分位值 IDA 曲线中相同地震动强度下, 消能柱-钢框架结构的最大层间位移角均小于钢框架结构。这是由于钢框架结构主要依靠自身构件塑性变形耗散地震输入能量, 而对于消能柱-钢框架结构, 其消能柱具有良好的耗能效果, 消能柱的应用使结构地震响应减小。同时, 消能柱底部铰接, 使地震作用下结构变形趋于均匀, 主余震序列地震动作用下结构损伤更小。

为进一步分析主余震序列地震动作用下, 钢框架和消能柱-钢框架结构的抗倒塌性能, 基于 FEAMP695 建议的分析方法, 首先需要获得结构倒塌概率曲线。结构倒塌概率曲线被认为服从对数正态分布^[123], 计算公式如下:

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \ln \eta}{\beta}\right) \quad (4.1)$$

$$\ln \eta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(\text{Sa}(T_1, 5\%)_i) \quad (4.2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [\ln(\text{Sa}(T_1, 5\%)_i) - \ln \eta]^2} \quad (4.3)$$

式中: $P(C|IM = x)$ 是 $\text{Sa}(T_1, 5\%) = x$ 条件下结构的倒塌概率;

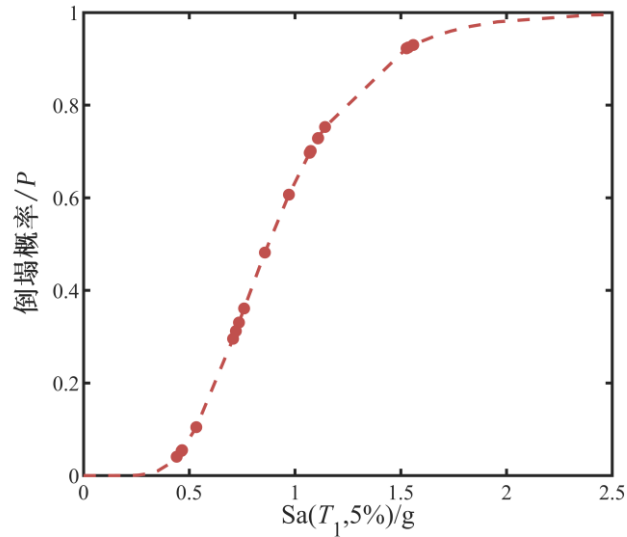
$\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布累积概率分布函数;

$\ln \eta$ 和 β 分别是正态分布中的均值和标准差;

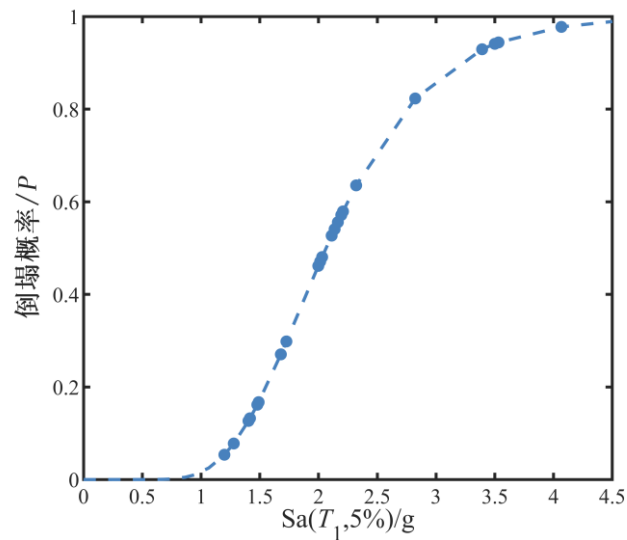
N 为分布中的样本数量;

$\text{Sa}(T_1, 5\%)_i$ 为使结构发生倒塌的第 i 个地震动对应的 $\text{Sa}(T_1, 5\%)$ 值。

本文认为结构的最大层间位移角 MIDR 达到 5% 时，结构进入倒塌状态。根据 4.5.1 节中图 4.6 钢框架和消能柱-钢框架结构 MIDR 的 IDA 曲线获得结构倒塌极限状态对应的 $Sa(T_1, 5\%)$ 值，对其进行对数正态拟合可得到该两种结构的倒塌概率曲线，如图 4.8 所示。



(a) 钢框架结构倒塌概率曲线图



(b) 消能柱-钢框架结构倒塌概率曲线图

图 4.8 钢框架和消能柱-钢框架结构倒塌概率曲线图

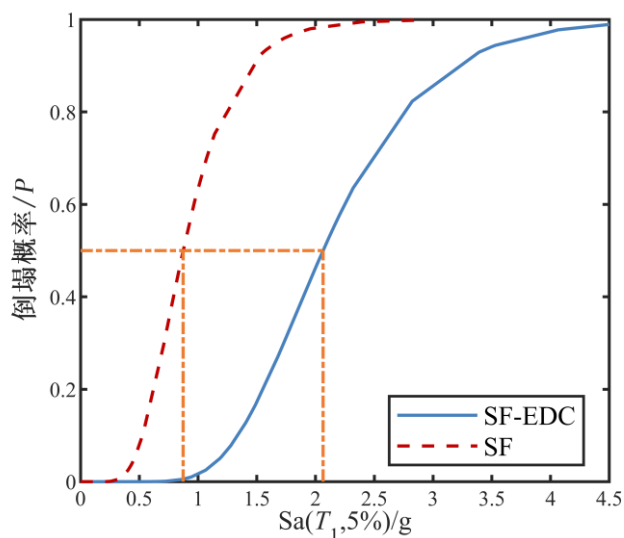


图 4.9 钢框架和消能柱-钢框架结构倒塌概率曲线对比图

由图 4.9 可知，在同一地震强度作用下，消能柱-钢框架结构的倒塌概率均低于钢框架结构，说明相同强度主余震序列地震动作用下，消能柱-钢框架结构的抗倒塌能力更强。

ATC-63 推荐采用倒塌冗余系数（Collapse Margin Ratio, CMR）作为结构抗倒塌能力和抗震设防需求之间关系的表征，本文在倒塌概率曲线的基础上，通过计算结构的 CMR，对主余震序列地震动作用下四水准设防设计的消能柱-钢框架结构和三水准设防设计的钢框架结构的抗倒塌能力进行对比说明，计算公式如下：

$$CMR = \frac{IM_{50\%,collapse}}{IM_{MCE}} \quad (4.4)$$

式中： $IM_{50\%,collapse}$ 指使结构发生倒塌的概率为 50% 时的地震动强度；

IM_{MCE} 指结构最大设防地震（Maximum Considered Earthquake, MCE）的地震动强度，钢框架对应三水准地震动，消能柱-钢框架对应四水准地震动；

结合图 4.9 和式(4.4)计算设计 8 层消能柱-钢框架结构和设计 8 层钢框架结构的 CMR，计算结果如表 4-3 所示。

表 4-3 消能柱-钢框架结构和钢框架结构 CMR 计算结果

IM	SF	SF-EDC
$Sa(T_1, 5\%)_{50\%} / g$	0.873	2.064
$Sa(T_1, 5\%)_{MCE} / g$	0.268	0.616
CMR	3.257	3.351

由表 4-3 可知, 四水准目标设计消能柱-钢框架结构的 CMR 值高于三水准目标设计钢框架结构的 CMR 值, 说明四水准目标下设计的消能柱-钢框架结构具有更高的抗震韧性。

4.6 本章小结

本章基于增量动力分析法 (IDA) 对四水准设计消能柱-钢框架结构在主余震序列地震动作用下的抗震性能进行了研究。本章的工作内容主要包含如下几个方面:

(1) 首先采用 FEMA P695 推荐的一组远场地震动中的 22 条地震动记录作为主震输入, 对四水准设计消能柱-钢框架结构进行仅主震 IDA 分析, 得到了结构在主震作用下不同损伤状态对应的地震动强度。

(2) 基于消能柱-钢框架结构仅主震 IDA 分析的结果, 对不同损伤状态的结构进行余震 IDA 分析, 得到结构的余震抗震性能。

(3) 采用重复构造法进行人工主余震序列地震动构造, 对四水准设计消能柱-钢框架结构和三水准设计钢框架结构进行主余震 IDA 分析, 得到两种结构在主余震序列地震动作用下的结构层间最大位移角 IDA 曲线簇, 并对 IDA 曲线簇进行统计分析, 得到结构在主余震序列地震动作用下的概率抗震性能对比。

(4) 采用 FEMA P965 建议方法, 基于消能柱-钢框架结构和钢框架结构的主余震 IDA 分析的结果, 获取两种结构的倒塌概率曲线, 计算其倒塌冗余系数 (CMR), 以 CMR 为指标对比分析两种结构在主余震序列地震动作用下的抗震韧性水平。

基于本章的工作, 得到的主要结论如下:

(1) 四水准设防下设计的消能柱-钢框架结构具有良好的抗主震性能。主震作用下结构损伤越严重, 对应的结构地震强度需求越大, 结构的余震抗震性能越低, 消能柱-钢框架结构的二次抗震设计需要考虑主震损伤的影响。当消能柱-钢框架结构处于可修复状态时, 仍然具有一定的余震抗震性能。

(2) 四水准设防下设计的消能柱-钢框架结构相比传统三水准设防下设计的钢框架结构具有更强的变形耗能能力, 在主余震序列地震动作用下, 结构的损伤破坏更小。同时, 在相同强度的主余震序列地震动作用下, 消能柱-钢框架结构的倒塌概率低于钢框架结构, 消能柱-钢框架结构的抗倒塌能力更强, 具有更高的抗震韧性。

第5章 结论与展望

5.1 结论

框架结构应用广泛,传统抗震设计虽然以实现“梁铰机制”为目标,但其仅在构件层次上的发挥作用,结构在地震作用下仍容易发生跨层失效,形成薄弱层。一种新型双臂摇摆消能柱被提出,可用于消能柱-框架结构体系来改善此问题,但其应用缺乏一体化基于韧性的抗震设计方法。基于此,本文针对该种消能柱-钢框架结构体系提出相适应的基于韧性的四水准抗震设计方法。同时,针对主余震序列地震动作用间隔时间短,对结构的累积损伤可能更严重等问题,进行四水准设计下的消能柱-钢框架结构体系在主余震序列地震动作用下的抗震性能研究。本文研究工作的主要结论如下:

(1) 本文基于四水准改进 PBPD 方法,结合以层间位移集中系数 DCF 为控制目标的消能刚度初步设计,提出的针对消能柱-钢框架结构基于性能的四水准抗震设计方法有效可行,设计消能柱-钢框架结构的层间位移角、残余位移角、顶点位移角、消能连杆状态均基本满足初始设计目标。

(2) 随着结构楼层层数的增加,钢框架结构在地震作用下的变形更趋于不均匀,可能出现薄弱层的屈服机制。随着刚度系数的增大,结构 DCF 值逐渐减小,钢框架结构的变形模式得到了控制。随着刚度系数的增大,结构 DCF 值曲线先迅速减小后趋于平缓,消能柱的控制效果在刚度系数为 0 到 5 之间更为明显。以控制结构保持弹性且按一阶模态振动的变形模式选取结构控制 DCF 目标值,拟合得到了消能柱初步设计刚度需求公式,该公式仅用于结构初步设计。

(3) 四水准地震动作用下,相比传统三水准设计钢框架结构,消能柱-钢框架结构的层间变形更加趋于均匀,消能柱的应用具有明显的框架结构层间变形模式控制效果,防止结构发生层屈服失效,降低结构薄弱层出现的可能性,使结构损伤均匀化。同时,消能柱-钢框架结构有较好的消能减震效果,更具有可恢复性,能实现更高的抗震性能目标。

(4) 四水准设防下设计的消能柱-钢框架结构具有良好的抗主震性能。主震作用下结构损伤越严重,对应的结构地震强度需求越大,结构的余震抗震性能越低,消能柱-钢框架结构的二次抗震设计需要考虑主震损伤的影响。当消能柱-钢框架结构主震损伤状态为 DS1、DS2 时,结构 MIDR 等于 2% 时对应的地震动强度均大于第四水准地震动对应的值,即当消能柱-钢框架结构处于可修复状态时,

仍然具有一定的余震抗震性能。

(5) 主余震序列地震动作用下, 消能柱-钢框架结构的各条分位值 IDA 曲线均在钢框架对应的分位值 IDA 曲线之上, 相同地震动强度下, 消能柱-钢框架结构的最大层间位移角均小于钢框架结构。基于韧性的四水准设计的消能柱-钢框架结构相比传统三水准设计的钢框架结构, 具有更强的变形耗能能力, 结构的损伤破坏更小。同时, 在相同强度的主余震序列地震动作用下, 消能柱-钢框架结构的倒塌概率低于钢框架结构, 分别计算其结构倒塌冗余系数 CMR, 消能柱-钢框架结构的 CMR 值高于钢框架结构的 CMR 值, 基于韧性的四水准设计消能柱-钢框架结构的抗倒塌能力更强, 具有更高的抗震韧性。

5.2 展望

本文提出了基于韧性的消能柱-钢框架结构四水准抗震设计, 并以一个 8 层的消能柱-钢框架结构为设计算例, 进行了主余震序列地震动作用下的消能柱-钢框架结构抗震性能分析, 获得了一些初步的成果。对于进一步的理论分析和实际应用问题, 目前还存在以下几点有待研究:

(1) 本文以二维平面消能柱-钢框架为研究对象进行数值模拟, 未考虑双向地震动带来的结构扭转问题, 对于消能柱布置的优化设计以及双向地震动作用的在抗震设计上的影响有待进一步研究。

(2) 本文所提基于韧性的消能柱-钢框架结构设计方法, 其有效性在于结构四水准地震动作用下满足初始设计目标, 在消能柱构件参数设计层面上未具体考虑消能连杆的耗能机制与损伤退化机制对结构刚度和承载力的影响, 因此有必要将其考虑在内深化该设计方法。

(3) 本文研究得到基于韧性设计的消能柱-钢框架结构虽然具有一定的抗余震能力, 但主震作用后的结构损伤会影响结构抗余震性能, 在实际设计应用中, 需要进一步明确消能柱损伤退化机制, 进行考虑结构损伤的二次抗震设计研究。

(4) 本文对于消能柱-钢框架结构在主余震序列地震作用下的抗震性能分析是基于人工构造的主余震序列作用, 且分析研究尚浅, 在后续研究中可以考虑采用真实地震动记录, 进行消能柱-钢框架结构易损性分析, 进行考虑结构损伤的抗震韧性评估研究。

致谢

时光飞逝，研究生阶段的漫漫求学生涯随着本文的成稿即将划上句号。回首三年，百感交集，当初自己携通知书至校门口报道，对未来满怀期待的模样，还历历在目。历时三年的锤炼，让我在品格、学识、为人处世等方方面面都得到了完善和提升，感恩、感激、感谢在同济的一切际遇。

离别之际，首先感谢我的导师唐和生副教授，老师的治学之严谨与要求之严格都深深影响着我。从科研课题的选题至研究工作的开展，再到课题论文的撰写，每个环节都倾注了唐老师的心血。期间的每一次汇报交流，唐老师总是不厌其烦地进行着指导与教诲，将严谨、细致、认真做学问的态度一贯到底。唐老师三年来的言传身教，将成为我今后人生宝贵的财富，向老师致以深深的感谢与敬意。

感谢研究室薛松涛教授，身为日本工程院外籍院士，老师声名远扬却为人低调和蔼，无论是复杂的科学问题还是深刻的人生道理，都能进行深入浅出的阐释，并予人以启发，令我深深折服与钦佩。薛老师总是为学生的发展考虑，在学期间提供了去日本学习交流的机会。每一次有幸与薛老师的相聚畅谈，我总是受益良多，对于能够进入和泉研究室我倍感荣幸。同时，还要感谢研究室谢丽宇副教授，谢老师平易近人、儒雅随和、视野广博，无论是在学习和生活上，还是在我的求职过程中，都提供了宝贵的意见和帮助。研究生期间，有幸与谢老师搭档混双，组队征战校内外羽毛球赛，拿下一金三银的优秀成绩，这也将成为我一段宝贵的回忆。

感谢博士李大伟师兄、杨朋超师兄和仝运佳师姐，感谢你们在我课题研究中给予的指点与帮助，让我的研究工作开展地更加顺利。感谢宋琛琛师兄、陈杉杉师兄、徐康乾师兄、张睿师兄、陈实师兄、王云骞师兄和管帅师兄，感谢你们的帮助与鼓励，让我在初为研究生之时亦能勇往直前。

感谢陈依珂师姐，你的自信与果敢一直鼓舞着我，感谢你在生活上的点滴照顾和工作上的帮助；感谢郭雪媛师姐，无论是学习还是生活，你总会耐心倾听我的烦恼，总能给出中肯的意见或解决办法，感谢在我无数个迷茫困惑之际给予的鼓励与支持；感谢班鑫磊师姐，感谢你于生活里每一次体贴入微的关心与帮助；感谢薛智奇师姐，感谢你带来的阳光向上正能量；感谢陈子旻师兄，你扎实的专业基础是我努力的方向，感谢你在课题及工作等方面为我答疑解惑；感谢赵涛涛师兄，感谢你在生活上的关心和求职过程中给予的建议与帮助。感谢杨虎师弟，你的积极洒脱一直感染着我，感谢你带来的快乐……谢谢你们一直以来，给予我如家人一般的关怀。

感谢同门康健飞，感谢三年来在我学习和课题上的帮助，你求真务实的态度与认真钻研的精神也影响着我，希望你能一直坚持本我，祝博士求学之路顺利。感谢同门易卓然，向你学习积极进取的精神，祝未来能如愿以偿，实现目标。感谢同门冉凌霄，感谢一直以来的关心，人远在海外，但在疫情期间以及我过年留校的特殊日子也能收到你的惦念，倍感温暖与感动，祝在国外的学习和工作一切顺利。感谢同门陈豪、曾璟琳、濮昱，我们为了同一个目标奋斗着，感谢一路以来互相的支持与鼓励，终于我们迎来了最后的冲刺。

感谢研究室的博士师兄李宪之、张力，师姐谢雅娟，感谢你们对我的关心、帮助和鼓励；师弟郭泰昆、姜康、郑志泉、曹跃辉，师妹黎思维、龚玲，感谢你们为研究室营造了良好的氛围；师弟何展朋、王泽宇、夏子涵、车兴儒，感谢你们为研究室注入了新的活力。

感谢 2018 级防灾系硕士一、二班的各位同学，十分有幸与大家在同济相遇并相伴学习，祝大家学业顺利，前程似锦。

感谢防灾系学工办、教务办的各位老师以及各位辅导员老师，感谢你们的辛勤付出与帮助，祝老师们工作顺利。

感谢我的好朋友谭迪，研究生我们成为同学，羽毛球赛的契机让我们成为朋友，随性豁达、幽默风趣是你独特的人格魅力。你总是能理解我，让我可以无条件信任你，并分享我的快乐和悲伤，感谢三年的聆听与陪伴，愿友谊长存。

感谢我的室友邹瑾颖，在拼网速随机抢房的机制下，是缘分让我们相遇。感谢三年来对我的包容、关心和鼓励，记得一起奋战去备考、写论文的日日夜夜，记得一起跨年、过圣诞的特别假期，记得一起压过的上海老街、逛过的古着店、打卡的美食美景……，感谢你给我研究生生活增添的风采与乐趣。

感谢我的死党叶柏利，自初中相识我们成为同窗、密友已经近十三年，虽然一直以来我们分隔两地，走着不一样的人生之路，但是你依旧在我每个或迷茫、或低谷、或关键的时期，给予我精神支持与慰藉，感谢你给予的力量。

感谢我的父母，你们是最坚实的后盾和依靠，感恩你们无私的付出。

最后，对所有帮助、支持、关心、鼓励过我的人致以最诚挚的感谢，祝心想事成，万事胜意。

寥寥数语无法表达所有，句点不是终点是下一段旅程的起点。“纵有疾风起，人生不言弃”，希望在未来的日子仍能不忘初心。

吴雅琴

2021 年 6 月于彰武 1 号楼 1314 室

参考文献

- [1]胡聿贤. 地震工程学(第2版): 地震出版社, 2006
- [2]清华大学土木工程结构专家组, 西南交通大学土木工程结构专家组, 北京交通大学土木工程结构专家组. 汶川地震建筑震害分析, 2008, 1-9
- [3]中日联合考察团. 东日本大地震灾害考察报告. 建筑结构, 2012, Vol.42(4): 1-20
- [4]周颖, 吴浩, 顾安琪. 地震工程:从抗震、减隔震到可恢复性. 工程力学, 2019, Vol.36(6): 1-12
- [5]中华人民共和国建设部. 建筑抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [6]武大洋. 可恢复功能防震复合体系基于层间位移角谱的设计方法: [博士学位论文]: 同济大学, 2019
- [7] Zealand Standard New. Structural design actions, Part 5: Earthquake actions. NZS1170. 5, 2004
- [8] Zhao Bin, Taucer Fabio, Rossetto Tiziana. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. Engineering Structures, 2009, Vol.31(8): 1707-1723
- [9] Miranda E., Ramirez C. M. Enhanced loss estimation for buildings with explicit incorporation of residual deformation demands., 2012
- [10] Hamburger R. O., Rojahn C., Heintz J., Mahoney M. G. FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology., 2012
- [11] Consortium NIED And NEES. Report of the Seventh Joint Planning Meeting of NEES/E: Defense Collaborative Research on Earthquake Engineering: PEER 2010/109. Berkeley, CA: University of California at Berkeley,
- [12] Australian Earthquake Engineering Society. Australian Earthquake Engineering Society.Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering: Building an Earthquake-Resilient Pacific[EB/OL]., 2015
- [13] Pacific Earthquake Engineering Research Center. 2016 PEER Annual Meeting[EB/OL]., 2016
- [14] European Commission's Joint Research Centre. The 1st International Workshop on Resilience in Torino[EB/OL]., 2016
- [15] Southeast University. Tongji University. The 2nd International Workshop on Resilience in Nanjing and Shanghai [EB/OL]., 2018
- [16] New Zealand Society For Earthquake, Anti-Seismic Systems International Society. The 15th

- World Conference on Seismic Isolation Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures [EB/OL]., 2017
- [17] National Research Council. National Earthquake Resilience: Research, Implementation, and Outreach: National Academies Press, 2011
- [18] Natural Hazards Engineering Research Infrastructure. Multi-hazard research to make a more resilient world., 2017
- [19] 杨静, 李大鹏, 翟长海, 周颖, 陆新征, 刘威, 李钢, 赵密, 温卫平. 城市抗震韧性的研究现状及关键科学问题. 中国科学基金, 2019, Vol.v.33;No.154(05): 111-118
- [20] 吕西林, 武大洋, 周颖. 可恢复功能防震结构研究进展. 建筑结构学报, 2019, Vol.40(02): 5-19
- [21] 吕西林, 陈云, 毛苑君. 结构抗震设计的新概念——可恢复功能结构. 同济大学学报:自然科学版, 2011, Vol.39(7): 941-948
- [22] 周颖, 顾安琪. 自复位剪力墙结构四水准抗震设防下基于位移抗震设计方法. 建筑结构学报, 2019, Vol.40(3): 118-126
- [23] Liu Y., Teng T. L., Ben-Zion Y. Systematic Analysis of Shear-Wave Splitting in the Aftershock Zone of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake: Shallow Crustal Anisotropy and Lack of Precursory Variations. Bulletin of the Seismological Society of America, 2004, Vol.94(6): 2330-2347
- [24] Yuan H., Wu J. P., Zhang T. Z., Zhang D. N. Relocation of the M8.0 Wenchuan earthquake and its aftershock sequence. Science in China Series D: Earth Sciences, 2008, Vol.51(12): 1703-1711
- [25] Hirose F., Miyaoka K., Hayashimoto N., Yamazaki T., Nakamura M. Outline of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake (M w 9.0) —Seismicity: foreshocks, mainshock, aftershocks, and induced activity—. Earth Planets & Space, 2011, Vol.63(7): 513-518
- [26] Jing L., Liang H., Li Y., Liu C. Characteristics and factors that influenced damage to dams in the M_s 8.0 Wenchuan earthquake. 地震工程与工程振动(英文版), 2011, Vol.10(3): 349-358
- [27] Elnashai A. S., Cleveland L. J., Jefferson T., Harrald J. Impact of New Madrid Seismic Zone Earthquakes on the Central USA, Vol. 1 and 2, 2009
- [28] Augenti N., Parisi F. Learning from Construction Failures due to the 2009 L'Aquila, Italy, Earthquake. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2010, Vol.24(6): 536-555
- [29] Ceci A. M., Contento A., Fanale L., Galeota D., Gattulli V., Lepidi M., Potenza F. Structural

- performance of the historic and modern buildings of the University of L'Aquila during the seismic events of April 2009. *Engineering Structures*, 2010, Vol.32(7): 1899-1924
- [30] Ruiz-Garcia Jorge. Mainshock-Aftershock Ground Motion Features and Their Influence in Building's Seismic Response. *Journal of Earthquake Engineering*, 2012, Vol.16(5-6): 719-737
- [31] 瞿长海, 谢礼立, 温卫平, 等. 主余震地震动特征及结构损伤分析. 北京: 科学出版社, 2017
- [32] Zhai Chang Hai, Wen Wei Ping, Li Shuang, Chen Zhi Qiang, Chang Zhiwang, Xie Li Li. The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock - aftershock sequence-type ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, Vol.59(59): 30-41
- [33] Li Q., Ellingwood B. R. Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock - aftershock earthquake sequences. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2010, Vol.36(3): 405-427
- [34] 黄炜元. 主余震作用下铅黏弹性阻尼减震结构抗震性能研究: [硕士学位论文]: 广州大学, 2020
- [35] 曲哲, 和田章, 叶列平. 摇摆墙在框架结构抗震加固中的应用. *建筑结构学报*, 2011, Vol.32(9): 11-19
- [36] 吴守君, 潘鹏, 张鑫. 框架-摇摆墙结构受力特点分析及其在抗震加固中的应用. *工程力学*, 2016, Vol.33(006): 54-60
- [37] Bing Q., Sanchez-Zamora F., Pollino M. Mitigation of inter-story drift concentration in multi-story steel Concentrically Braced Frames through implementation of Rocking Cores. *Engineering Structures*, 2014, Vol.70(jul.1): 208-217
- [38] Wu S., Pan P., Nie X., Wang H., Shen S. Experimental investigation on reparability of an infilled rocking wall frame structure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017, Vol.46(15): 2777-2792
- [39] Clayton P. M., Berman J. W., Lowes L. N. Subassembly testing and modeling of self-centering steel plate shear walls. *Engineering Structures*, 2013, Vol.56(nov.): 1848-1857
- [40] 吕西林, 崔晔, 刘兢兢. 自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究. *建筑结构学报*, 2014, Vol.035(001): 19-26
- [41] Lu X., Cui Y., Liu J., Gao W. Shaking table test and numerical simulation of a 1/2-scale self-centering reinforced concrete frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015, Vol.44(12): 1899-1917
- [42] Cui Y., Lu X., Jiang C. Experimental investigation of tri-axial self-centering reinforced

- concrete frame structures through shaking table tests. *Engineering Structures*, 2017, Vol.132(FEB.1): 684-694
- [43] Darling Scott Christian. *Seismic Response of Short Period Structures and the Development of a Self-Centering Truss Moment Frame with Energy Dissipating Elements for Improved Performance*: Virginia Tech, 2012
- [44] Eatherton M. R., Hajjar J. F. Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2014, Vol.43(11)
- [45] Zhu S., Zhang Y. Seismic behaviour of self - centring braced frame buildings with reusable hysteretic damping brace. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2007, Vol.36(10): 1329-1346
- [46] Lu X., Yang B., Zhao B. Shake-table testing of a self-centering precast reinforced concrete frame with shear walls. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2018, Vol.17(002): 221-233
- [47] Dusicka P., Iwai R. Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads: *Structural engineering research frontiers*, 2007, 1-13
- [48] Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I. Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, Vol.96(may): 69-80
- [49] Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I. Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2). *Engineering Structures*, 2015, Vol.90(may 1): 83-95
- [50] Ji X., Liu D., Sun Y., Hutt C. M. Seismic performance assessment of a hybrid coupled wall system with replaceable steel coupling beams versus traditional RC coupling beams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017, Vol.46(4): 517-535
- [51] 吕西林, 陈云, 蒋欢军. 带可更换连梁的双肢剪力墙抗震性能试验研究. *同济大学学报(自然科学版)*, 2014, Vol.42(2): 175-182
- [52] 吕西林, 陈聪. 设置可更换连梁的双筒体混凝土结构振动台试验研究. *建筑结构学报*, 2017, Vol.38(8): 45-54
- [53] 毛苑君, 吕西林. 带可更换墙脚构件剪力墙的低周反复加载试验. *中南大学学报(自然科学版)*, 2014, Vol.45(6): 2029-2040
- [54] 刘其舟. 新型可更换墙脚部件剪力墙设计方法及分析. *同济大学学报(自然科学版)*, 2016(44): 37-44
- [55] 鲁亮, 李鸿, 刘霞, 吕西林. 梁端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能振动台试验

- 研究. 建筑结构学报, 2016, Vol.37(3): 59-66
- [56] Wang X., Tao W., Zhe Q. An experimental study of a damage - controllable plastic - hinge - supported wall structure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2018, Vol.47(3)
- [57] 杜永峰, 武大洋. 基于刚度需求设计的轻型消能摇摆架减震性态分析. *土木工程学报*, 2014, Vol.47(1): 24-35
- [58] 武大洋, 吕西林. 复合自复位结构基于概率的性能评估. *建筑结构学报*, 2017, Vol.38(8): 14-24
- [59] 黎燕文, 李国强. 双肢消能减震摇摆柱受力性能及其在RC框架结构中的应用. *建筑结构学报*, 2020: 1-13
- [60] Paulay T. Deterministic design procedure for ductile frames in seismic areas. *Special Publication*, 1980, Vol.63: 357-382
- [61] Paulay T. Deterministic seismic design procedures for reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 1983, Vol.5(1): 79-86
- [62] Paulay T., Priestley M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings: A Wiley Interscience Publication*, 1992
- [63] FEMA. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273)*, 1997
- [64] Emergency F., Agency M. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Report FEMA-356, Washington, DC*, 2000
- [65] FEMA. *Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines(FEMA 445)*. Redwood City, 2006
- [66] Chopra A. K., Goel R. K. Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF Systems. *Journal of Structural Engineering*, 2000, Vol.126(4): 482-490
- [67] Chopra A. K., Goel R. K. Direct Displacement - Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra. *Earthquake Spectra*, 2001, Vol.17(1): 47-64
- [68] 马宏旺. 一种直接基于位移的抗震设计方法. *地震工程与工程振动*, 2007, Vol.27(2): 45-50
- [69] Akiyama H. *Earthquake-resistant limit-state design for buildings: University of Tokyo Press*, 1985
- [70] Akbas B., Shen J., Hao H. Energy approach in performance-based seismic design of steel moment resisting frames for basic safety objective. *Structural Design of Tall Buildings*, 2001, Vol.10(3): 193-217

- [71]叶列平, 缪志伟, 程光煜, 马千里, 陆新征. 建筑结构基于能量抗震设计方法研究. 工程力学, 2014, Vol.31(6): 1-12
- [72]和田章, 岩田卫, 清水敬三, 曲哲, 裴星洙. 建筑结构损伤控制设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014
- [73] O Reilly Gerard J., Sullivan Timothy J. Direct displacement-based seismic design of eccentrically braced steel frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 2016, Vol.20(2): 243-278
- [74]周颖, 肖意, 顾安琪. 自复位支撑-摇摆框架结构体系及其基于位移抗震设计方法. 建筑结构学报, 2019, Vol.40(10): 17-26
- [75] Shoeibi S., Kafi M. A., Gholhaki M. New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. *Engineering Structures*, 2017, Vol.132: 745-760
- [76] Qiu Can-Xing, Zhu Songye. Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces. *Engineering Structures*, 2017, Vol.130: 67-82
- [77] Dorian P. T. Design and validation of innovative earthquake resilient fused structures: University of British Columbia, 2017
- [78]曲哲. 摇摆墙—框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究: [博士学位论文]: 清华大学, 2010
- [79] Mahin S. A. Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. *The Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1980(5): 677-680
- [80] Amadio C., Fragiaco M., Rajgelj S. The effects of repeated earthquake ground motions on the non - linear response of SDOF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2010, Vol.32(2): 291-308
- [81]薛云勤. 主余震序列型地震动作用下RC框架结构累积附加损伤研究: [硕士学位论文]: 中国地震局工程力学研究所, 2016
- [82]朱凯铭. 主余震序列作用下防屈曲支撑钢框架结构性能分析: [硕士学位论文]: 湖南大学, 2018
- [83] Guo W., Wu J., Hu Y., Li Y., Yang T. Y. Seismic performance evaluation of typical dampers designed by Chinese building code. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2019, Vol.2(18): 200-213
- [84]王福明. 多屈服段钢结构多次地震下的抗震性能与分析方法研究: [博士学位论文]: 湖南大学, 2019
- [85] Shi Fei, Saygili Gokhan, Ozbulut Osman E., Zhou Yun. Risk-based mainshock-aftershock

- performance assessment of SMA braced steel frames. *Engineering Structures*, 2020, Vol.212(1): 110506
- [86] Qiao Yu Meng, Lu Da Gang, Yu Xiao Hui. Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Frame Subjected to Mainshock-Aftershock Sequences. *Journal of Earthquake Engineering*, 2020(5): 1-30
- [87] Wada A., Zhe Q., Motoyui S., Sakata H. Seismic retrofit of existing SRC frames using rocking walls and steel dampers. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 2011, Vol.5(3): 259-266
- [88] Li Y. W., Li G. Q., Jian J., Sun F. F. Mitigating seismic response of RC moment resisting frames using steel energy-dissipative columns. *Engineering Structures*, 2018, Vol.174: 586-600
- [89] 叶列平, 陆新征, 赵世春, 李易. 框架结构抗地震倒塌能力的研究——汶川地震极震区几个框架结构震害案例分析. *建筑结构学报*, 2009(6): 67-76
- [90] Li Y. W., Li G. Q., Jiang J., Wang Y. B. Use of energy-dissipative rocking columns to enhance seismic performance of buckling-restrained braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, Vol.159(AUG.): 548-559
- [91] 胡淑军, 王湛. 钢框架结构基于能量的塑性设计方法. *中南大学学报(自然科学版)*, 2016, Vol.47(7): 2476-2484
- [92] Goel Subhash C., Liao Wen Cheng, Bayat M. Reza, Chao Shih Ho. Performance - based plastic design (PBPD) method for earthquake - resistant structures: an overview. *Structural Design of Tall & Special Buildings*, 2010, Vol.19(1-2): 115-137
- [93] Chao Shih Ho, Goel Subhash C. Performance-based plastic design of special truss moment frames. *Engineering Journal (New York)*, 2008, Vol.45(2): 127-150
- [94] Lee S. S. Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism.: University of Michigan., 2002
- [95] Chao S. H., Goel S. C., Lee S. S. A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures. *Earthquake Spectra*, 2015, Vol.23(3): 547-569
- [96] Yang T. Y., EERI M., Dorian P. T., Li Y. J. Equivalent Energy Design Procedure for Earthquake Resilient Fused Structures. *Earthquake Spectra*, 2017, Vol.34(2): 795-815
- [97] Yang T. Y., Moehle J. P., Bozorgnia Y., Zareian F., Wallace J. W. Performance assessment of tall concrete core - wall building designed using two alternative approaches. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2012, Vol.41(11): 1515-1531

- [98] Zhai Zhipeng, Guo Wei, Li Yaozhuang, Yu Zhiwu, Cao Hongpeng, Bu Dan. An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings. *Engineering Structures*, 2019, Vol.199: 109650
- [99]国家市场监督管理总局. 中国地震动参数区划图:GB 18306-2015. 北京: 中国标准出版社
- [100]广州大学. 建筑隔震设计标准 (征求意见稿). 广州: 国家标准《建筑抗震设计标准》编制组
- [101] Qiu Can Xing, Zhu S. Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces. *Engineering Structures*, 2017, Vol.130: 67-82
- [102] ASCE. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10). American Society of Civil Engineers, 2014, Vol.559(3): 996
- [103] Shoeibi S., Kafi M. A., Gholhaki M. New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. *Engineering Structures*, 2017, Vol.132: 745-760
- [104] Miranda, Eduardo. Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 1999, Vol.125(4): 417-425
- [105] Xiong C., Lu X., Guan H., Xu Z. A nonlinear computational model for regional seismic simulation of tall buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2016, Vol.14(4): 1047-1069
- [106] Li Y. W., Li G. Q., Jiang J., Sun F. F. Modeling of Behavior of Continuous Energy-Dissipative Steel Columns Under Cyclic Loads. *Journal of Earthquake Engineering*, 2017, Vol.23(9): 1-24
- [107]陈学伟, 林哲. 结构弹塑性分析程序OPENSEES原理与实例: 中国建筑工业出版社, 2014
- [108]陈学伟. 剪力墙结构构件变形指标的研究及计算平台开发: [博士学位论文]: 华南理工大学, 2011
- [109]黎燕文. 双臂消能摇摆柱-框架结构地震损伤控制与设计方法研究: [博士学位论文]: 同济大学, 2019
- [110] Li Yan-Wen, Li Guo-Qiang, Sun Fei-Fei, Jiang Jian. Experimental study on continuous energy-dissipative steel columns under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, Vol.141: 104-117
- [111] MacRae Gregory A., Kimura Yoshihiro, Roeder Charles. Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior. *Journal of Structural Engineering*, 2004, Vol.130(3): 381-391
- [112]贾明明, 周洲, 吕大刚, 杨宁. 摇摆桁架-钢框架结构的刚度比需求及地震响应分析. *工程力学*, 2018, Vol.35(10): 66-74

- [113] FEMA. Quantification of building seismic performance factors:FEMA P695. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2009
- [114]杨宁. 采用摇摆桁架和BRB的钢框架结构地震失效模式优化与控制: [硕士学位论文]: 哈尔滨工业大学
- [115] Leelataviwat S., Goel S. C., Stojadinović B. Toward Performance - Based Seismic Design of Structures. *Earthquake Spectra*, 1999, Vol.15(3): 435-461
- [116] Wen Y. K., Kang Y. J. Minimum Building Life-Cycle Cost Design Criteria. II: Applications. *Journal of Structural Engineering*, 2001, Vol.127(3): 338-346
- [117]中华人民共和国建设部. 建筑结构荷载规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006
- [118]张一. 序列型地震作用下钢框架抗震性能研究: [硕士学位论文]: 东南大学
- [119]王磊. 摩擦耗能自定心混凝土墙的地震易损性与生命周期成本研究: [硕士学位论文]: 东南大学, 2017
- [120] FEMA. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency,
- [121]信卓. 基于振动台试验的高层剪力墙结构增量动力分析研究: [硕士学位论文]: 西安建筑科技大学
- [122] Vamvatsikos Dimitrios, Cornell C. Allin. Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2002, Vol.31(3): 491-514
- [123] Baker Jack W. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 2015, Vol.31(1): 579-599
- [124] Luco Nicolas, Cornell C. Allin. Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure. *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, 1998, Vol.244: 1-12
- [125] Jalayer Fatemeh, Cornell C. Allin. A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004
- [126] Cornell C. Allin, Vamvatsikos Dimitrios, Jalayer Fatemeh, Luco Nicolas. Seismic reliability of steel frames. Ann Arbor, 2000

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

吴雅琴, 女, 1996年7月生。

2018年6月毕业于长沙理工大学土木工程专业, 获学士学位。

2018年9月进入同济大学攻读硕士学位。

已发表论文:

[1] Tang H S, Wu Y Q, Lin Z H. Seismic Performance of Steel Frame Structure with Energy-dissipative Column. [C]//The 2019 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM19). Int'l Association of Structural Engineering & Mechanics (IASSEM), 2019.