

学校代号 10731

学 号 112081402016

分 类 号 TU398

密 级 公开



硕士学位论文

钢管混凝土混合结构体系弹塑性 分析研究

学位申请人姓名 杨全全

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达 教授 尧国皇 高工

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2014年5月

学校代号：10731

学 号：112081402016

密 级：保密

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土混合结构体系弹塑性分析 研究

学位申请人姓名：杨全全

导师姓名及职称：王文达 教授 尧国皇 高工

培 养 单 位：兰州理工大学

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2014年5月

论文答辩日期：2014年6月6日

答辩委员会主席：黎海南 教授级高工

**Research on Elastic-plastic Analysis of the Hybrid Structural
System with Concrete-filled Steel Tubular**

By

Yang Quanquan

B.E. (Lanzhou University of Technology) 2011

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda and Senior Engineer Yao Guohuang

May, 2014

目 录

摘 要.....	I
Abstract.....	II
第 1 章 绪 论	1
1.1 钢管混凝土结构的特点及发展.....	1
1.1.1 钢管混凝土结构的特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土结构的发展.....	1
1.2 混合结构的简介及发展.....	2
1.2.1 混合结构的简介.....	2
1.2.2 混合结构的发展.....	4
1.3 课题背景及研究意义.....	5
1.4 相关课题的研究现状.....	5
1.4.1 钢筋混凝土框架-剪力墙/核心筒混合结构弹塑性分析研究现状.....	5
1.4.2 钢框架-核心筒混合结构弹塑性分析研究现状.....	6
1.4.3 型钢混凝土框架-核心筒混合结构弹塑性分析研究现状.....	8
1.4.4 钢管混凝土框架混合结构弹塑性分析研究现状.....	9
1.5 本文的主要研究目的及内容.....	11
第 2 章 基于纤维梁单元的钢管混凝土框架拟静力试验模拟	13
2.1 概述.....	13
2.1.1 纤维梁单元介绍.....	13
2.1.2 纤维梁单元在钢管混凝土框架弹塑性分析中的应用.....	13
2.2 钢材与混凝土的本构关系模型.....	14
2.2.1 钢材的本构模型.....	14
2.2.2 混凝土的本构模型.....	15
2.3 有限元模型验证.....	16
2.3.1 钢管混凝土构件数值模拟.....	16
2.3.2 钢管混凝土平面框架拟静力试验数值模拟.....	18
2.4 本章小结.....	22
第 3 章 基于分层壳单元和纤维梁单元的组合剪力墙试验模拟	23
3.1 概述.....	23
3.1.1 分层壳模型介绍.....	23
3.1.2 组合剪力墙建模方法简述.....	24
3.2 钢材与混凝土的本构关系模型.....	24
3.2.1 钢材的本构模型.....	24
3.2.2 混凝土的本构模型.....	25

3.3 模型建立及验证.....	27
3.3.1 带有钢筋混凝土暗柱剪力墙数值模拟.....	27
3.3.2 带有钢管混凝土边框柱剪力墙滞回曲线计算.....	29
3.3.3 带有型钢混凝土边框柱剪力墙滞回曲线计算.....	35
3.3.4 组合剪力墙破坏形态对比分析.....	38
3.3.5 两层两跨钢管混凝土框架-组合剪力墙弹塑性分析.....	40
3.4 本章小结.....	50
第 4 章 钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系动力弹塑性时程分析	52
4.1 概述.....	52
4.1.1 动力弹塑性时程分析方法基本原理.....	52
4.1.2 动力弹塑性时程分析方法目的.....	53
4.2 基于 Midas 软件混合结构体系的设计和分析.....	53
4.2.1 前言.....	53
4.2.2 结构模型概况.....	53
4.2.3 混合结构体系的模态分析和线弹性时程分析.....	56
4.3 基于 ABAQUS 软件混合结构体系的弹性及弹塑性时程分析.....	65
4.3.1 ABAQUS 有限元模型建立.....	66
4.3.2 模态分析.....	67
4.3.3 多遇地震下钢管混凝土框架-核心筒结构体系弹性时程分析.....	69
4.3.4 罕遇地震下钢管混凝土框架-核心筒结构体系弹塑性时程分析.....	76
4.4 本章小结.....	86
结论与展望	87
参 考 文 献	88
致谢	93
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文	94
附录 B 攻读硕士学位期间参加的科研项目	95

摘要

钢与混凝土组合框架-钢筋混凝土剪力墙混合结构体系因其良好的承载能力和抗震性能，已经在高层及超高层建筑中得到广泛的应用。而钢管混凝土框架-钢筋混凝土核心筒结构体系作为混合结构体系的主要形式之一，对其抗震性能进行研究具有重要理论及现实意义。

本文拟采用数值模拟方法对钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系的抗震性能进行分析研究，并探索对其进行弹塑性分析的方法，明晰其破坏机理，为合理评估其抗震性能提供参考。具体进行了以下几方面的工作：

(1) 基于有限元软件 ABAQUS，本文采用非线性纤维梁单元对该混合结构体系的重要组成部分—钢管混凝土柱及框架进行了数值模拟，并通过将计算结果与试验结果进行对比，验证了建模方法以及本构模型选取的合理性。

(2) 基于有限元软件 ABAQUS，本文采用分层壳单元对该混合结构的另一重要组成部分—剪力墙进行了数值模拟。分别进行了钢筋混凝土剪力墙单向推覆试验、带有钢管混凝土边框柱剪力墙低周往复试验、带有型钢混凝土边框柱剪力墙低周往复试验以及两层两跨钢管混凝土框架-组合剪力墙混合结构拟静力试验的数值模拟。得到水平承载力(P)-位移(Δ)骨架曲线和滞回曲线。并对两层两跨混合结构的拟动力试验进行了模拟，得到结构的加速度时程曲线。将计算结果与试验结果进行对比，分析了剪力墙结构的破坏形态，得到墙板在典型时刻的裂缝分布。以此验证模拟剪力墙结构时建模方法以及本构模型选取的有效性和合理性。

(3) 本文采用北京迈达斯公司开发的结构设计和分析软件 Midas Building 设计一栋 30 层方钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系，验算钢构件和组合构件的强度，得到钢筋混凝土结构的配筋信息，并对其进行了模态分析和弹性时程分析。然后依据 Midas 软件设计信息，建立 ABAQUS 精细有限元分析模型进行模态分析、多遇地震下弹性时程分析以及罕遇地震作用下的弹塑性时程分析。计算得到结构的振型模态和地震动作用下的动力响应（加速度、速度以及位移时程曲线）以及结构体系的最大层间位移角曲线。系统地分析了结构体系各组成部分在不同强度、不同种类的地震波作用下弹塑性发展过程，尤其对剪力墙的破坏形态及其损伤演化过程进行了研究。

关键字：钢管混凝土框架；核心筒；纤维梁单元；分层壳单元；弹塑性时程分析

Abstract

Because of its excellent bearing capacity and seismic performance, the mixed structural system with steel and concrete composite frames and reinforced concrete (RC) shear walls has been widely used in high-rise and super high-rise building. However, the concrete-filled steel tubular (CFST) frame - reinforced concrete core wall structure system as one of the main form of hybrid structural system and its seismic performance research has important theoretical and practical significance.

The article adopted the numerical simulation method to analyze and research the seismic performance of the Concrete-filled steel tubular frame - reinforced concrete core wall structure system, explored the elastic-plastic analysis method, cleared its failure mechanism, and provided reference for reasonable evaluate the seismic performance. The following several aspects had been done:

(1) Based on the finite element software ABAQUS, the paper used the nonlinear fiber beam element in the numerical calculation of concrete-filled steel tubular column and frame, which is an important part of the hybrid structure system. Furthermore, the paper compared the calculated results and experimental results to verify the rationality of the modeling method and the constitutive model selection.

(2) Based on the finite element software ABAQUS, the paper used the layered shell element in the numerical calculation of reinforced concrete (RC) shear walls, which is another important part of the hybrid structure system. The numerical simulation was carried out to simulate the one-way pushover tests of RC shear walls, the low-frequency cyclic loading tests of RC shear walls with CFST columns or steel reinforced concrete (SRC) columns and the pseudo static test of a two-layers and two-span mixed structure with CFST frame and composite shear walls, respectively. The horizontal bearing capacity (P) - displacement (Δ) skeleton curve and hysteretic curve had been obtained. The paper simulated the pseudo dynamic test of the two-layers and two-span mixed structure and got the acceleration time history curve. What's more, the paper compared the calculated results and experimental results, analyzed the failure modes of the composite shear walls, obtained the tested typical crack distribution of walls, and verify the effectiveness and rationality of the modeling method and the constitutive model selection while simulating the composite shear walls.

(3) This paper designed a 30 storeys CFST frame - RC core wall hybrid structural system through the structural design and analysis software Midas Building developed by Beijing Midas company, calculated the steel components and composite components, obtained reinforcement information of reinforced concrete components, and carried out the modal analysis and the elastic time history analysis. Then, according to the design information of Midas, the paper established the fine finite element analysis model by ABAQUS software and

carried out the modal analysis, the elastic time history analysis in frequent earthquakes and the elastic-plastic time history analysis in rare earthquakes. Furthermore, the paper obtained the structure's vibration modes, the dynamic response under ground motions (acceleration, velocity and displacement time history curves), and the maximum story displacement angle curves. Finally, the paper systematically analyzed the elastic-plastic development process of each component in different intensity and different kinds of seismic waves, especially the failure pattern and the damage development process of shear wall were studied.

Key words: Concrete-filled steel tubular (CFST) frame; Core wall; Fiber beam element; Layered shell element; Elastic-plastic time history analysis

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有，仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

第1章 绪论

1.1 钢管混凝土结构的特点及发展

1.1.1 钢管混凝土结构的特点

钢管混凝土是指在钢管中填充普通混凝土而形成两种不同性质的材料共同承受外荷载作用的组合构件(韩林海, 2007^[1])。常见的截面形式有圆形、方形和矩形。本文中钢管混凝土构件主要用于混合结构的框架柱。对于钢管混凝土柱,根据钢管作用的差异,可以分为两种形式:一是钢管和混凝土共同承受外荷载的钢管混凝土柱;二是纵向的外荷载只作用在核心混凝土上,而钢管只起对其核心混凝土的约束作用,即所谓的钢管约束混凝土柱(韩林海, 2007^[1])。

钢管混凝土构件在受力过程中,钢管对混凝土起到一定的约束作用,混凝土处于复杂应力状态,从而使混凝土的强度得以提高,塑性和韧性性能得以改善。也正是因为这种约束作用,很大程度上防止了混凝土的脆性破坏,为采用高强混凝土提供了条件(蔡益燕和钟善桐, 1999^[2]);而混凝土处于钢管内部,使得钢管发生局部屈曲,以至于能够充分发挥其材料性能。正是因为钢管和混凝土两种材料之间存在这样的相互作用,使得钢管混凝土具备承载力高、塑性和韧性好、施工方便、耐火性能较好、经济效果好等特点(韩林海, 2007^[1])。且有试验表明,圆钢管混凝土柱的强度要比空钢管柱提高60%左右(Muhammad等, 2006^[3])。

1.1.2 钢管混凝土结构的发展

钢管混凝土最早出现在19世纪80年代,是在劲性钢筋混凝土及螺旋配筋混凝土的基础上演变和发展起来的。英国在1879年建造的赛文铁路桥采用了钢管混凝土桥墩,在钢管内填充混凝土以防止钢管内部锈蚀及承受压力。1907年美国的Lally公司首次给出了圆钢管混凝土柱的承载力计算公式;它在很多单层、多层厂房中得到了应用。20世纪30年代,前苏联将钢管混凝土成功应用在桥梁方面(陈卓和段小雨, 2005^[4])。但在早期的应用中不考虑由于组成钢管混凝土的钢管及其核心混凝土间相互作用对承载力的提高。

我国从50年代开始将钢管混凝土应用于桥梁工程。60年代,钢管混凝土在一些工业厂房柱和地铁工程中得到应用。80年代后期,在解决了现场管内浇灌混凝土工艺问题以后,掀起了钢管混凝土结构的应用热潮。从90年代至今,随着对大跨、高耸、重载结构需求的提高,钢管混凝土结构在高层和超高层建筑中得到广泛应用。

目前国内外许多高层建筑采用了钢管混凝土柱,这不仅仅是因为与传统的钢筋混凝土柱相比,钢管混凝土柱在同等荷载条件下所需截面面积较小,节约使用空间,同时还因为其具有较好的延性、施工工期短、施工方便等优点,可以取得很好的经济效益和社会效益。

1.2 混合结构的简介及发展

1.2.1 混合结构的简介

近年来,无论是国内还是国外,一幢幢超高层建筑不断刷新着建筑高度的记录,结构形式也愈加复杂。然而,以往普通的结构体系形式(如混凝土框架结构、钢结构框架结构、组合框架结构等)再也无法满足建筑师对高度的不断追求。因此,混合结构体系被大量的应用于高层建筑尤其是超高层建筑中。

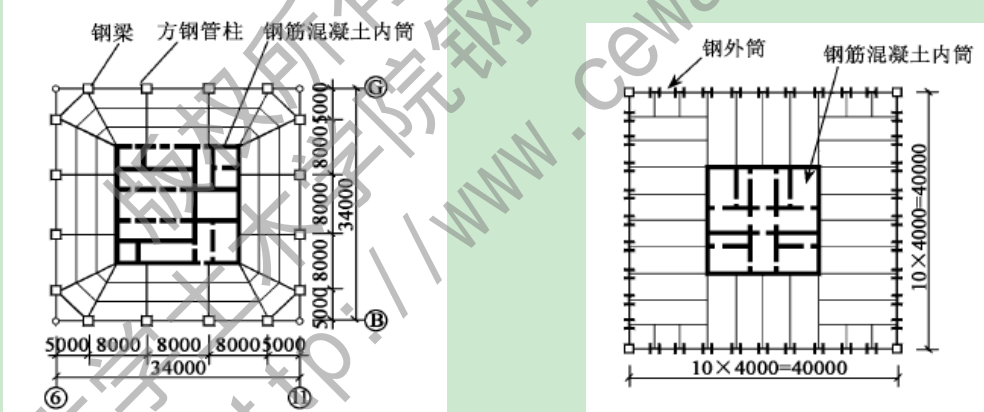
1.2.1.1 混合结构的定义

按照目前国内外的一般认识,广义的混合结构(Mixed or Hybrid structures)系指组合异种材料构成结构构件,且由这些构件形成至少两种不同类型的结构(或子结构)复合而成的结构体系(白国良等, 2006^[5])。混合的目的是希望得到单一结构不具有的结构性能或发挥多种结构合理、有序地“混合”之后结构体系的综合性能(白国良等, 2006^[5])。

1.2.1.2 混合结构的类型

由上述的定义可以看出,混合结构是由两种以上不同类型的单一结构(包括混凝土结构、纯钢结构、型钢结构、钢管混凝土结构等)复合而成的,因此所构成的混合结构体系也是多种多样的。常见的混合结构体系有以下几种(白国良等, 2006^[5]):

- (1) 钢框架/钢外筒+钢筋混凝土核心筒混合结构体系(如图 1.1)

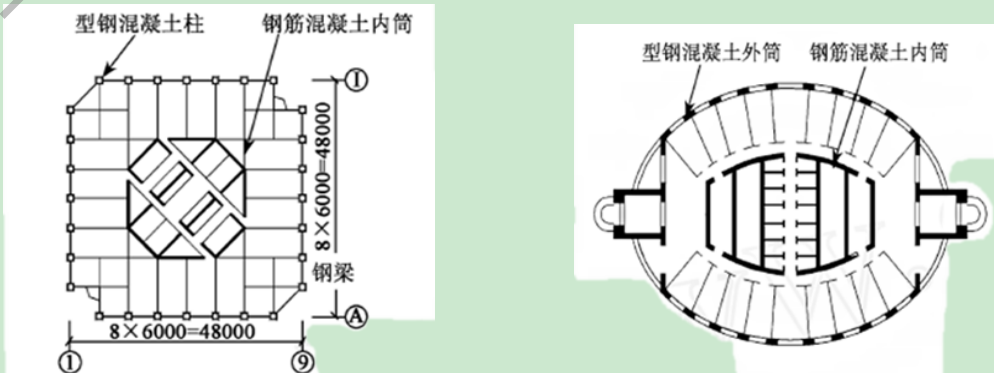


钢框架+钢筋混凝土核心筒混合结构平面图

钢外筒+钢筋混凝土核心筒混合结构平面图

图 1.1 混合结构体系类型一

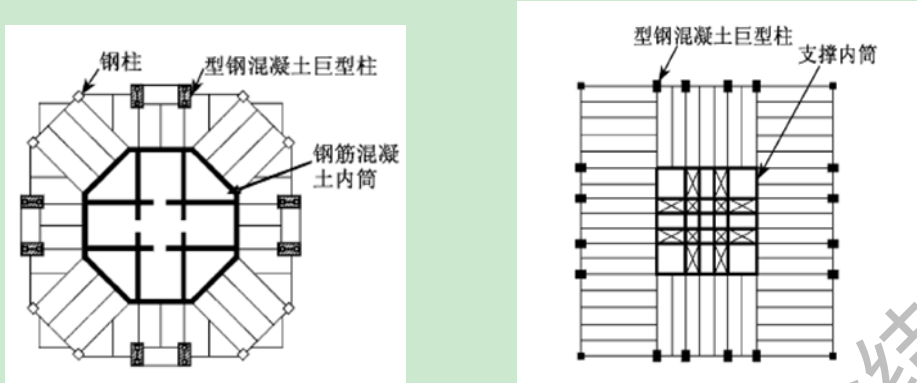
- (2) 型钢混凝土框架/型钢混凝土外筒+钢筋混凝土核心筒混合结构体系(如图 1.2)



型钢混凝土框架+钢筋混凝土核心筒混合结构平面图（浦东国际金融大厦）
 型钢混凝土外筒+钢筋混凝土核心筒混合结构平面图（陕西信息大厦）

图 1.2 混合结构体系类型二

(3) 巨型型钢混凝土柱+核心筒混合结构体系（如图 1.3）

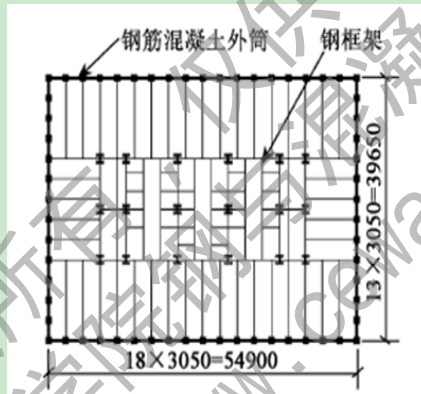


巨型型钢混凝土柱+核心筒混合结构平面图（上海金茂大厦）

巨型型钢混凝土柱+核心筒混合结构平面图（台北国际金融中心大厦）

图 1.3 混合结构体系类型三

(4) 钢筋混凝土外筒/型钢混凝土外筒+钢框架混合结构体系



钢筋混凝土外筒+钢框架混合结构平面图（贝壳广场大厦）

图 1.4 混合结构体系类型四

以上几种混合结构体系都属于水平向的混合，而对于超高层建筑来讲，竖向混合也是普遍存在的。比如下部采用钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱或型钢混凝土柱，上部采用钢柱，等等。

1.2.1.3 混合结构的特点

混合结构的特点可归纳如下几点(韩林海, 2009^[6]):

- (1) 施工方便，例如钢筋混凝土筒体和外围钢或组合框架可分别施工，筒体可采用爬模工艺，而钢框架或组合框架在施工阶段可作为支撑结构，因此可提高施工效率；
- (2) 同钢筋混凝土结构相比，可减少构件截面尺寸，降低结构自重；同钢结构相比，整体刚度好，结构的防火和腐蚀性能也得到改善；
- (3) 抗震性能好；
- (4) 超高层建筑采用钢-混凝土混合结构，可抵消一部分因采用钢结构而增加的材料费用，进而使工程整体成本明显降低(黄用军, 2007^[7])。

1.2.2 混合结构的发展

钢-混凝土混合结构作为一种新型结构体系，主要用于高层及超高层建筑结构中。最早采用这种结构体系的是芝加哥的 Gateway Center III Building（36层、137m）（李国强，2002^[8]），如图 1.5 所示。上世纪 80 年代初期，美国建造了一批以外混凝土-内钢柱结构形式为主的混合结构高层建筑，日本也于 1992 年建成了两幢钢-混凝土混合结构。分别是札幌的 α -Tomani 饭店（36层、121m）和东京的某银行办公楼（20层、78m）（蔡益燕和钟善桐，1999^[2]，赵西安，2000^[9]）。紧接着其他一些国家和地区也相继建成了许多采用混合结构体系的高层建筑。



图 1.5 Gateway Center III Building



图 1.6 上海静安希尔顿饭店

近二十年来，高层及超高层建筑在我国的发展令世人瞩目，建筑高度不断增加，体型也越来越复杂。因此，钢-混凝土结构体系也被逐渐引入中国，迅速发展起来。在我国，混合结构体系最早应用于上海静安希尔顿饭店（汪大绥和周建龙，2010^[10]），如图 1.6 所示。



图 1.7 上海中心大厦

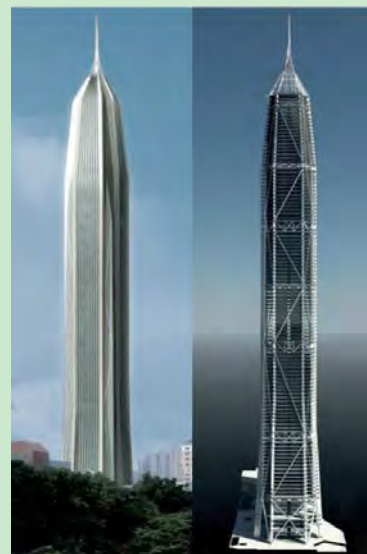


图 1.8 深圳平安国际金融中心大厦

据不完全统计，目前中国已建成的 150m 以上的高层建筑中，混合、组合结构约占 22.3%；200m 以上的高层建筑中，混合结构约占 43.8%；300m 以上的高层建筑中，混合、组合结构约占 66.7%(王翠坤, 2011^[11])。正在建设中的上海中心大厦(总高度 632m)和深圳平安国际金融中心大厦(塔顶高度 646m)也采用了混合结构，如图 1.7-1.8 所示。

1.3 课题背景及研究意义

高层建筑钢-混凝土混合结构的主要形式之一是钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构。这种结构是指框架梁采用钢梁、框架柱采用钢管混凝土柱、核心筒采用钢筋混凝土的结构。“鉴于钢管混凝土结构既具有一系列优越性能特别是极好的抗震性能，又可实现低造价和低钢耗，是符合我国国情的理想结构体系”(蔡益燕和钟善桐, 1999^[2])，再加上钢筋混凝土核心筒可以作为主要的抗侧力结构单元，钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构必然会被应用于大量的工程实际中。

从已有的资料显示，只有 1964 年美国阿拉斯加地震和 1995 年日本阪神地震的震害资料对混合结构震害调查分析有所记录(汪大绥和周建龙, 2010^[10])。从这些震害资料中可以看出，水平地震作用主要由混合结构中的钢筋混凝土剪力墙或筒体承担，在地震中首先破坏，然而分担了一部分水平地震剪力的外钢框架(或者型钢混凝土框架)未能成为第二道抗震防线。在我国，虽然钢框架-混凝土核心筒结构、型钢混凝土框架-混凝土核心筒结构以及钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构等混合结构体系被大量应用于实际工程中，但还没有经历过实际地震的考验。因此，工程界对混合结构能否有效地抵抗地震作用还存在质疑。

于是，随着钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构体系在现代高层或超高层建筑中应用越来越多，其抗震性能研究具有重要理论及现实意义，本课题拟采用精细有限元分析钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系的抗震性能，尤其探索进行该类体系弹塑性时程分析的方法，明晰其破坏机理，为合理评估其抗震性能提供参考。

1.4 相关课题的研究现状

为了更加准确地对钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构体系进行弹塑性分析，本着了解分析过程的目的，阅读了相关课题的文献，并进行了分析和综述，主要包括钢筋混凝土框架-剪力墙/核心筒混合结构弹塑性分析研究、钢框架-核心筒混合结构弹塑性分析研究、型钢混凝土框架-核心筒混合结构弹塑性分析研究以及钢管混凝土框架混合结构弹塑性分析研究四个方面的内容。

1.4.1 钢筋混凝土框架-剪力墙/核心筒混合结构弹塑性分析研究现状

目前钢筋混凝土框架-剪力墙/核心筒混合结构工程应用较少，因此对其弹塑性分析的文献也比较少。

李国强等(2000)^[12]首先介绍了钢筋混凝土剪力墙的非线性动力分析模型的两大类：微观模型和宏观模型，并对实际结构分析中较常用的几种宏观模型做了简单介绍。最后讨论了模型中涉及到的轴向弹簧、弯曲弹簧和剪切弹簧的滞回特性。

伍永飞和周德源(2005)^[13]通过采用弹塑性纤维模型模拟梁柱单元, 对一个钢筋混凝土平面框架进行了单向推覆和低周反复荷载下的滞回性能分析。在分析过程中, 通过截面假定由纤维的刚度得到截面刚度, 再基于杆端力和截面力的平衡, 采用柔度法获得杆件刚度, 最后在框架结构与梁柱单元之间运用刚度法, 由杆件刚度得到结构刚度。

Su 和 Wong(2007)^[14]为了研究悬臂剪力墙的抗震性能, 分别对三个采用高强混凝土、高纵向配筋率以及高宽比为 4 的悬臂剪力墙进行了模拟地震作用试验, 对其同时施加轴压、剪力和弯矩作用。分析了轴压比和钢筋约束作用对剪力墙的破坏模式、延性能力、强度和刚度退化、能量耗散能力以及轴向承载能力的影响。

张琳和李晶(2008)^[15]对一个结构形式为钢筋混凝土框架-核心筒的工程实例进行了静力弹塑性分析。介绍了弹塑性计算分析的模型和分析方法。得出结论: 弹塑性分析能够求得性能控制点; 采取有针对性的加强措施可以实现“大震不倒”的设防目标。

缪志伟等(2008)^[16]首先对 Pushover 方法和逐步增量弹塑性时程分析方法 (IDA) 做了简单的介绍, 并采用这两种方法分别对一个 6 层 RC 框架结构和一个 18 层 RC 框架-剪力墙结构进行了弹塑性分析。通过对比 Pushover 分析与 IDA 分析的结果, 评价了 Pushover 方法的准确性。根据 Pushover 方法的分析结果表明, Pushover 方法仅适用于以第一振型为主的高度不大的结构, 且应采用两种以上的侧力模式。

缪志伟等(2008)^[17]以一个 18 层钢筋混凝土框架-剪力墙结构为研究对象, 分别采用定侧力模式静力弹塑性分析方法 (简称“Pushover”方法)、模态推覆分析方法 (简称“MPA”方法) 及逐步增量时程分析方法 (简称“IDA”方法) 对其进行了弹塑性分析。并以 IDA 分析结果为基准, 与其他两种方法的结果分别进行了对比, 得到结论: MPA 方法的结果比传统的定侧力 Pushover 方法更接近于时程分析结果; 模态推覆分析中, 应采用“集中质量模型”。

刘飞等(2011)^[18]通过创建一个混凝土核心筒模型, 介绍了采用有限元软件 MSC.MARC 模拟钢筋混凝土剪力墙和核心筒时如何应用分层壳单元以及建立核心筒模型的详细步骤和注意事项。

尧国皇等(2013)^[19]基于 ABAQUS 软件对一钢筋混凝土框架-核心筒超高层结构体系进行了罕遇地震作用下的弹塑性时程分析, 得到结构体系的动力响应、层间位移角以及核心筒的损伤演化。

解琳琳等(2014)^[20]基于开源有限元程序 OpenSees 对一钢框架-核心筒超高层结构体系进行了弹塑性分析, 并分别于试验结果和 MSC.Marc 软件模拟结果进行了对比, 依次验证有限元模型和计算方法的正确性。

1.4.2 钢框架-核心筒混合结构弹塑性分析研究现状

外钢框架-混凝土剪力墙/核心筒结构综合了钢结构和钢筋混凝土结构各自的优点, 能够同时满足结构和经济两方面的要求, 广泛应用于我国高层建筑中(钱稼茹等, 2006^[21])。

李国强等(2001)^[22]通过对一典型的钢框架-混凝土核心筒混合结构进行了 1:20 的缩

尺模型模拟地震振动台试验，详细介绍了模型创建过程，并研究分析了该混合结构的破坏过程和破坏特征、自振特性、加速度反应和位移反应等抗震性能。

储德文等(2005)^[23]以 1/10 的缩尺比例对一个抗震设防烈度为 8 度的钢框架-混凝土筒体结构进行了振动台试验。从结构的动力反应、破坏情况以及外框架与筒体之间的地震剪力分配几个方面分析了试验结果，得出结论：该结构体系的破坏集中于筒体，外钢框架基本上处于弹性，整体结构表现出较好的延性性能；地震作用下，筒体起主要抗侧力作用；并提出了改善整体结构延性的建议。

赵成文等(2006)^[24]利用同济大学 MTS 多高层钢结构设计系统，采用时程分析法对一栋外钢框架-内混凝土核心筒混合结构进行了地震反应分析，研究了影响高层钢-混凝土混合结构抗震性能的因素。结果表明：结构的最大位移限值、阻尼比、地震波的输入方向等因素对高层钢-混凝土混合结构的抗震性能均有较大影响。可以通过设置阻尼器来有效地减小建筑物的地震反应。

钱稼茹等(2006)^[21]为了研究混合结构体系中外钢框架与核心筒的协同受力性能，对 4 个外钢框架-钢骨混凝土核心筒和 16 个外钢框架-混凝土核心筒计算模型进行了静力弹塑性分析。对核心筒剪力墙模型和各构件的塑性铰设置做了详细的介绍。从受力全过程、塑性铰发展、结构变形特点、外框架与核心筒协同工作时剪力和刚度的改变及其影响因素几个方面分析了二者的协同受力性能。

杨志勇等(2006)^[25]介绍了对结构进行罕遇地震下的非线性静、动力分析的益处和必要性。给出了钢-混凝土混合结构有限单元模型、材料本构关系模型以及非线性静、动力方程求解方法。在此基础上，对一钢-混凝土竖向混合结构进行了 9 度大震下的弹塑性静力、动力分析，介绍了弹塑性分析时的选波原则、薄弱楼层判断原则，并将静力与动力的分析结果进行了对比。

杜修力等(2007)^[26]通过考虑钢框架和混凝土核心筒之间的横向钢梁的竖向空间约束作用，将以往的框架-剪力墙平面二维分析模型修正为拟三维弹塑性地震反应分析模型，并对拟三维模型中各种构件的模拟作了详细介绍。以一个典型的外钢框架-内混凝土核心筒混合结构为例，分别建立了二维和拟三维模型，经过比较得知，两种方法所得的位移反应相差不大，也验证了拟三维弹塑性地震反应分析方法的合理性。

缪志伟等(2008)^[27]介绍了能够更加准确模拟框架和剪力墙的杆系纤维模型和分层壳剪力墙模型。并采用这两种新模型，通过有限元软件 MSC. MARC 模拟了一栋外钢框架偏心核心筒结构，对其分别进行了静力弹塑性分析和动力弹塑性时程分析，表明这些模型可以较好的模拟各种弹塑性行为。

林旭川等(2009)^[28]首先对分层壳单元以及分层壳模型的材料本构关系做了简单介绍；并基于分层壳单元，运用 MSC. MARC 软件对两个钢筋混凝土核心筒抗震性能试验进行了有限元分析，经过与试验结果的对比，说明了核心筒中采用分层壳单元的合理性；最后通过模拟一个钢框架-混凝土核心筒混合结构说明了模型的实用性。

尧国皇等(2012)^[29]以一个 40 层钢框架-混凝土核心筒结构的超高层办公楼为例，基于有限元软件 ABAQUS，对其进行了罕遇地震作用下的弹塑性时程分析，获得了核心

筒剪力墙和钢筋混凝土楼板的损伤演化过程、钢框架的应力状态、顶点位移时程曲线、基底剪力时程曲线、楼层位移角包络曲线以及地震作用下整体结构的能量反应规律。

周颖等(2012)^[30]以一个 20 层的钢框架-混凝土核心筒混合结构为例,建立了缩尺比例为 1/15 的地震振动台试验模型,详细介绍了结构在整个试验过程中的破坏现象,并从模型的动力特性、加速度反应、位移反应以及应变反应等几个方面对试验结果进行了分析。根据相似关系推算出原型结构的动力特性、位移反应等抗震性能。结果表明,该结构体系具有良好的延性和变形能力,能够满足“小震不坏,大震不倒”的抗震设防标准,并提出适当加强节点构造的建议。

1.4.3 型钢混凝土框架-核心筒混合结构弹塑性分析研究现状

型钢混凝土框架-核心筒混合结构具有良好的经济性,其抗风、抗震能力也较好,广泛应用于我国的高层和超高层建筑中。

武敏刚和吕西林(2004)^[31]以北京 LG 大厦这一典型的外钢骨框架-混凝土核心筒混合结构为原型,建立了 1/20 的缩尺模型,对其进行了振动台试验。并利用基于材料应力-应变关系的纤维模型计算程序 CANNY99 进行整体结构的弹塑性时程分析,且从多遇地震、基本烈度和罕遇地震三种工况对试验结果与理论计算结果进行了对比,结果表明:该结构体系具有较好的抗震性能。

吕西林等(2005)^[32]对上海环球金融中心大厦进行了缩尺比例为 1:50 整体结构模型振动台试验。在制作试验模型时,采用每隔一层抽去一层楼板的方法对整体结构进行简化,通过 ANSYS 软件验证了简化结构的可行性。以保留主要抗侧构件的原则对试验模型进行第二次简化,并运用自编的弹塑性时程分析程序(TBNLDA)对其进行了时程分析。

徐培福等(2005)^[33]按照 1/10 的缩尺比例设计一个 30 层型钢混凝土框架-核心筒结构模型,并对其进行拟静力试验。结果表明:该混合结构有较高的承载力,也具有一定的延性,抗震性能较好;底部破坏较严重,但未发生整层剪切破坏模式;结构最终表现为底部核心筒受拉墙肢及受拉侧外框架柱拉断而破坏。

候光瑜等(2006)^[34]对北京 LG 大厦这一钢-混凝土组合框架-核心筒混合结构分别进行了多遇地震作用下的弹性分析和罕遇地震作用下的弹塑性动力时程分析。分析结果表明,该结构体系具有抵御 8 度设防地区罕遇地震作用的能力。并将弹塑性时程分析结果与振动台试验结果作了对比,结果非常吻合。最后详细介绍了该结构体系中关键节点处的设计要点。

张杰和吕西林(2007)^[35]结合 5 项混合结构工程的振动台试验和有限元模拟的结果,研究了平面混合结构中的核心筒、连梁和外框架柱的抗震性能以及破坏规律。并对竖向混合结构的抗震性能和发展现状作了简单的介绍。

黄吉锋等(2008)^[36]对一个 30 层型钢混凝土框筒混合结构缩尺模型的拟静力加载试验过程进行了数值模拟。介绍了各基本部件的有限元模拟方法、网格划分、钢梁与剪力墙交接的半刚接处理以及楼板的考虑方式。通过与试验数据的对比可知,有限元数值模拟可以使结构的骨架曲线和变形情况较为符合实际。

张淑云等(2009)^[37]通过建立一个 30 层型钢混凝土框架-混凝土筒体混合结构有限元模型,对其进行了动力性能研究。结果表明:外框架与筒体之间采用不同连接方式对该结构的自振周期和振型有较大的影响;该结构低阶振型为整体振动,高阶振型中各子结构沿不同方式振动;外框架承担的倾覆弯矩较大;侧移曲线为弯剪型,沿结构高度楼层加速度极值的分布有两个极值区。

张淑云等(2009)^[38]通过建立一个 30 层型钢混凝土框架-混凝土筒体混合结构有限元模型,研究了其静力性能,并分析了外框架与筒体之间的连接方式、楼板厚度对结构变形与内力的影响。结果表明:该结构在水平荷载作用下的位移曲线为弯剪型,外框架存在一定剪力滞后现象;外框架与筒体之间的连接方式采用铰接时,可以增加框架承担的剪力比例,而由框架柱轴力形成的抗倾覆弯矩减小;随着楼板厚度的增加,框架与筒体分担的剪力随结构高度有所变化。

缪志伟等(2009)^[39]通过对一个实际工程中的框架-核心筒高层混合结构进行静力弹塑性分析和弹塑性动力时程分析,从结构荷载-位移关系、构件弹塑性发展状况、结构层间位移角分布以及外框架和核心筒间的地震剪力分配四个方面对该体系的抗震性能作了详细的研究,结果表明:该结构满足规范相关抗震要求,可以通过合理设计使结构具备连梁、子筒和框架三道抗震防线。

缪志伟等(2009)^[40]对纤维杆模型和分层壳模型做了简单的介绍,并采用这两个模型在有限元分析软件 MSC.MARC 中对一个往复荷载作用下钢管混凝土压弯柱试件和一个具有不同受力特性的剪力墙试件进行了模型验证,结果与试验结果吻合。在此基础上,对一个型钢混凝土框架-核心筒混合结构进行了弹塑性时程分析,验证了模型的可行性,并得出结论:该结构满足设防目标,并具有三道抗震防线。

舒兴平等(2010)^[41]采用有限元分析、设计软件 ETABS 对一个高度为 109.5m 的型钢混凝土框支框架-混凝土核心筒结构进行了有限元分析。从中总结出在地震作用下,一些高层建筑中转换层设置高度及转换层上、下等效侧向刚度比改变时结构地震反应的一般规律。

楚留声等(2011)^[42]选取核心筒高宽比 H/b 和结构刚度特征值 λ 为计算参数,采用 SAP2000 建立 20 多个型钢混凝土框架-钢筋混凝土核心筒混合结构模型,对其进行了静力弹塑性分析。从结构破坏模式、框架与核心筒协同受力情况以及核心筒底层墙体、外框架柱的受力状态和截面设计几个方面对结果进行了分析。并对混合结构核心筒高宽比、结构刚度特征值、剪力墙肢和框架柱的轴压比以及框架剪力分担率等主要设计指标提出取值建议。

1.4.4 钢管混凝土框架混合结构弹塑性分析研究现状

1.4.4.1 钢管混凝土框架弹塑性分析研究

王来等(2003)^[43]通过对一榀以方钢管混凝土为柱、工字钢为梁、1/3 比例缩尺的三层两跨组合框架进行低周反复荷载试验,研究了方钢管混凝土组合框架的滞回性能、延性、耗能能力和刚度退化等抗震性能,并得到结论:方钢管混凝土组合框架具有较好的

延性和耗能能力,抗震性能优于钢筋混凝土结构。

Nie 等(2006)^[44]采用有限元软件 SAP2000 对一个十层方钢管混凝土-钢梁平面框架进行了静力弹塑性分析 (Push-Over 分析),介绍了如何选取梁和柱的单元类型、塑性铰类型以及侧向荷载模式,并从荷载-变形关系、层间位移和塑性铰分布几个方面分析了计算结果。并分别与等强度、等刚度、等截面尺寸的混凝土框架以及具有相同含钢率的圆钢管混凝土框架进行了对比分析。得出结论:重力二阶效应对该结构体系的抗震性能有较大的影响;方钢管混凝土结构的抗震性能优于混凝土和圆钢管混凝土结构。

Han 等(2008)^[45]对六个方钢管混凝土柱-钢梁组合框架分别进行了低周往复荷载试验,并基于 ABAQUS 软件对其进行有限元模拟。从试验结果研究分析了柱轴压比和梁柱线刚度比这两个参数对结构的水平向承载力、耗能能力、延性系数以及阻尼系数的影响。最后将实验结果与有限元模拟结果进行了对比,结果吻合良好,验证了采用有限元模拟该类框架结构的准确性和可行性。

Wang 等(2009)^[46]基于 ABAQUS 对方钢管混凝土柱-型钢梁平面框架进行了数值模拟,详细分析了钢梁与柱中的应力发展过程,得到框架水平荷载-水平位移滞回曲线,并与试验结果进行了对比。

王军等(2011)^[47]基于非线性梁柱单元,采用 Opensees 计算软件,对一个按照 1/10 缩尺比例设计制作的单跨两开间的 8 层圆钢管混凝土柱-钢梁框架结构进行了动力时程反应分析,并将其结果与地震振动台试验结果作了对比。结果表明,数值模拟结果与试验结果吻合较好。

Denavit 和 Hajjar(2012)^[48]提出了在抗震结构体系的非线性静力和动力分析中,用来模拟圆形钢管混凝土构件的三维分布塑性梁单元模型。基于单轴循环本构模型,这一模型分别考虑了核心混凝土和钢管两种材料的主要特性、钢管对混凝土的约束作用以及钢管的局部屈曲。将采用了该模型的钢管混凝土构件和框架的计算结果与试验结果进行了对比,结果吻合良好,验证了该模型的准确性。

1.4.4.2 钢管混凝土框架-剪力墙弹塑性分析研究

孙力等(2009)^[49]采用有限元软件 ANSYS 分别对一个外包钢管混凝土框架剪力墙和普通混凝土剪力墙的滞回性能进行了分析,从滞回曲线、骨架曲线、刚度退化曲线以及破坏模式几个方面对两种剪力墙的性能进行了对比,结果表明:外包钢管混凝土框架提高了剪力墙的耗能能力和强度;在外包钢管混凝土柱与剪力墙之间设缝不仅可以提高剪力墙抗震性能,而且避免了剪力墙对柱竖向承载力的削弱。

Liao 等(2009)^[50]对四个带有圆钢管混凝土柱-型钢混凝土梁框架的钢筋混凝土剪力墙进行了低周往复荷载试验,研究其抗震性能。通过观察试验现象和分析试验数据,得出结论:该混合结构以剪切破坏为主,破坏过程可以分为开裂、主对角线裂缝形成、极限承载力和破坏四个阶段;钢管混凝土柱与剪力墙之间具有可靠的连接;轴压比和剪力墙高宽比对结构的水平向承载力、延性和耗能能力有比较明显的影响。并提出建议:通过在剪力墙顶角处配置构造钢筋来防止混凝土局部压碎,减小强度退化。

Liao 等(2012)^[51]基于 ABAQUS 软件对带有型钢混凝土边框柱的钢筋混凝土剪力墙

的力学性能进行了模拟，并通过与试验结果的对比，验证有限元模型的合理性。

1.4.4.3 钢管混凝土框架-核心筒弹塑性分析研究

龚治国等(2004)^[52]对一混合结构体系复杂超高层建筑—上海世茂国际广场进行 1/35 缩尺模型的模拟地震振动台试验，分析了模型结构在 7 度多遇地震、基本烈度、罕遇地震三种工况下的动力特性和地震反应，并根据相似关系推算出原型结构的动力特性与地震反应。研究了各水平地震作用下的破坏机理和破坏形式，并对设计提出几点意见。

屠永清等(2007)^[53]以一平立面较规则、建筑高度为 120m 左右、层数为 31 层的钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构为例，采用推覆分析 (Push-over) 方法对其在罕遇地震下的抗震性能进行了分析，得出结论：此种结构具有良好的延性和耗能能力，外钢管混凝土框架在核心筒进入弹塑性阶段后可承担更多的地震剪力，能有效地起到第二道防线的作用。

Han 等(2009)^[54]按 1:20 的缩尺比例对两个 30 层钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构进行了振动台模拟试验。通过对比两个模型的动力特性、阻尼比、加速度响应系数、层间位移、层间剪力以及层间加速度随地震强度增加而发生的变化，对试验结果进行了分析，总结出该结构体系的破坏模式，并得出结论：不同截面的钢管混凝土柱对混合结构体系的整体性能有一定的影响，但总体上该结构体系表现出较好的延性和较大的整体刚度，具有良好的抗震性能。

田淑明等(2010)^[55]为了评估结构在大震下的抗震性能，采用 CANNY09 软件对一个建筑高度约为 265m 的钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构进行了整体弹塑性分析，并对设计结果进行了校核。结果表明：目前所采用的中震或大震设计方法能有效增加结构抗震性能的可靠性。

肖嘉等(2011)^[56]运用弹塑性动力时程分析软件 EPDA 对一个结构形式为钢管混凝土柱和型钢混凝土柱梁框架-混凝土核心筒的混合结构进行了弹塑性时程分析。结果表明该结构体系具有较好的抗震性能。并通过大量计算分析了地震波选取、阻尼比取值、钢筋强度等级等因素对计算结果的影响。

吕西林等(2012)^[57]对一个新型抗侧力组合结构体系—北京财富中心二期写字楼工程进行了抗震性能分析。该结构体系由钢管混凝土外框架、钢板混凝土组合剪力墙核心筒和伸臂桁架组成。首先对该结构进行了 1/30 缩尺模型模拟地震振动台试验，从模型的破坏现象、动力特性、加速度放大系数以及应变反应几个方面对结果进行了分析。然后根据相似关系推算出原型结构的动力性能，并与有限元软件 ANSYS 和 ETABS 分析结果进行了对比，结果表明模型试验可以很好地反映结构的动力性能。

1.5 本文的主要研究目的及内容

目前国内外研究者对钢框架-核心筒结构和型钢混凝土-核心筒结构抗震性能的研究比较多，也有了大量的试验和理论分析。而钢管混凝土结构方面的研究还是以构件、节点以及平面框架为主，对于钢管混凝土框架-核心筒混合结构的研究还比较少。考虑到地震振动台试验成本比较高，本课题拟采用非线性有限元分析的方法来进行钢管混凝土

框架-核心筒混合结构体系的弹塑性研究。具体的研究内容包含以下三个方面：

(1) 基于 ABAQUS 软件，选用合理的材料本构模型，采用纤维梁单元对钢管混凝土-钢梁框架的滞回性能试验进行模拟；

(2) 采用纤维梁单元和分层壳单元对带有钢管混凝土边框柱剪力墙的拟静力以及拟动力试验进行模拟；

(3) 基于 Midas 软件设计一栋钢管混凝土框架-核心筒超高层混合结构体系，并采用 ABAQUS 软件对其分别进行多遇地震下的弹性时程分析和罕遇地震下的弹塑性时程分析。

版权所有，仅供参考
兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
<http://www.cewangwd.com>

第 2 章 基于纤维梁单元的钢管混凝土框架拟静力试验模拟

2.1 概述

钢管混凝土框架结构由于其承载力较大、抗震性能优越，近年来在多高层建筑结构中得到了广泛的应用。但由于试验技术和条件的约束，国内对组合结构的试验主要处于梁和柱的基本力学性能研究范围。对于地震作用下的结构体系反应的研究手段主要为建立有限元模型，采用合理的材料本构模型，然后进行弹塑性分析。

本章将基于纤维梁单元，采用通用有限元软件 ABAQUS 分别对钢管混凝土柱以及平面框架进行数值模拟，验证有限元模型的准确性。

2.1.1 纤维梁单元介绍

在有限元模拟钢管混凝土结构的过程中，可采用三维实体有限元模型和纤维模型。三维实体单元可以较准确的模拟一些重要构件的微观非线性行为，但是由于计算成本较高，对于整体结构的分析并不适用。而纤维模型作为一种宏观模型，计算量较小，可以分析结构的宏观性能(杜柯等, 2012^[58])。

所谓纤维梁模型，其基本原理是：将构件沿纵向划分成若干段，以每一段上某一截面的变形代表该段的变形(胥开军, 2010^[59])，在此截面上，根据截面不同部分的材料受力性能差别按一定规则进行分区，再分别将这些区域沿两个主轴方向划分成若干纤维，每个纤维均为单轴受力，并用材料单轴应力应变关系来描述该纤维材料的受力特性，最终通过积分得到截面合内力。

纤维模型的特点是：(1) 构件的恢复力特性为截面上纤维本构关系的积分结果，因此该模型可以适用于任意截面特性的构件(胥开军, 2010^[59])；(2) 可以准确考虑轴力和(单向和双向)弯矩的相互作用；(3) 由于纤维模型将截面分割成若干纤维，因而同一截面的不同纤维可以采用不同的单轴本构关系，这样就可以更加准确地模拟构件的实际受力状态(叶列平, 2006^[60])。

2.1.2 纤维梁单元在钢管混凝土框架弹塑性分析中的应用

2.1.2.1 纤维梁单元的基本假定

在弹塑性分析中，纤维梁单元的基本假定^[61]：

- (1) 基于几何线性小变形假定；
- (2) 满足平截面假定；
- (3) 一个梁单元划分为若干个积分段，在每段内，其截面形式以及截面上各个纤维的本构关系保持一致；
- (4) 忽略粘结滑移和剪切滑移影响；
- (5) 认为扭转是弹性的且与弯矩、轴力不耦合。

2.1.2.2 ABAQUS 梁单元介绍以及组合构件的实现

通用有限元软件 ABAQUS 中提供了 6 种常用的梁单元,包括铁木辛柯梁单元(B21、B31、B22 和 B32)及 Euler-Bernoulli 梁单元 (B23 和 B33)。其中 B31、B32 和 B33 均为空间梁单元。但需注意的是,对一些大型工程结构进行模拟时,因为梁、柱构件划分的单元数不多,则使用三维一阶 Timoshenko 梁单元 B31 会使结构刚度显著增大,影响结构的动力特性。而 B33 梁单元在考虑几何非线性的分析中不容易收敛(陆新征等, 2009^[62])。

当模拟组合构件时,在程序中可以通过*rebar 关键字来定义钢纤维,以此来模拟组合构件中的钢管、型钢或者钢筋。截面上每添加一根钢纤维就相当于增加一个材料积分点(聂建国和王宇航, 2012^[63])。例如,模拟钢管混凝土构件时,可以采用图 2.1 所示的 16 根钢纤维(实心圆点)模拟钢管,同时通过调整混凝土本构关系,以此来近似模拟钢管对核心混凝土的约束作用(陆新征等, 2009^[62])。

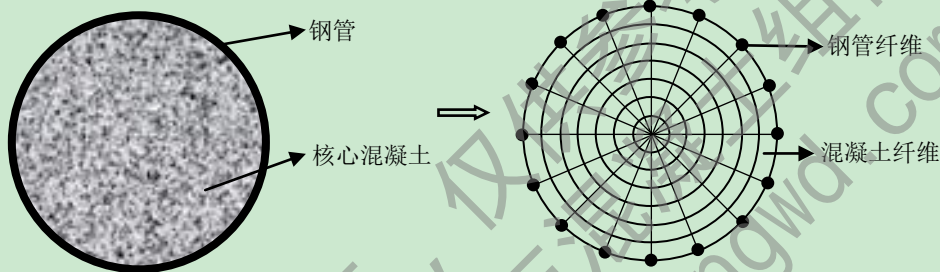
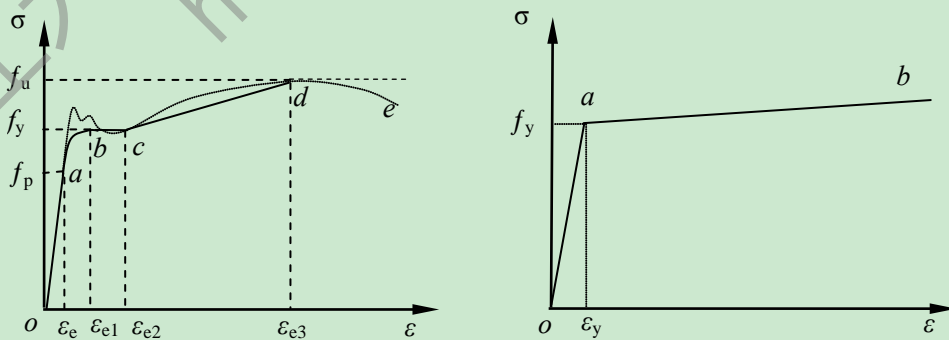


图 2.1 钢管混凝土构件纤维划分

2.2 钢材与混凝土的本构关系模型

2.2.1 钢材的本构模型

采用纤维梁单元模拟钢管混凝土框架的梁与柱时,对于建筑工程中常用的低碳软钢及低合金结构钢,钢材的应力-应变关系模型一般采用二次塑流模型,如图 2.2(a),可分为弹性段、弹塑性段、塑性段、强化段和二次塑流等五个阶段(韩林海, 2007^[1]),该模型能够很好的反映钢材单调加载时的屈服和硬化现象。



(a) 低碳软钢

(b) 高强钢材

图 2.2 低碳钢与高强钢材的材料本构关系曲线图

$$\text{具体表达式: } \sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C & \varepsilon_e < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y \left[1 + 0.6 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}} \right] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (2-1)$$

式中: $\varepsilon_e=0.8f_y/E_s$, $\varepsilon_{e1}=1.5\varepsilon_e$, $\varepsilon_{e2}=10\varepsilon_{e1}$, $\varepsilon_{e3}=100\varepsilon_{e1}$;

$$A=0.2f_y/(\varepsilon_{e1}-\varepsilon_e)^2, B=2A\varepsilon_{e1}, C=0.8f_y+A\varepsilon_e^2-B\varepsilon_e$$

对于高强钢材, 一般采用图 2.2(b)所示的双线性模型, 即弹性段(oa)和强化段(ab)。 f_y 为钢材的屈服强度, E_s 为钢材初始弹性模量; 强化段的模量可取 $0.01E_s$ (韩林海, 2007^[1])。

2.2.2 混凝土的本构模型

在考虑了钢管对核心混凝土的约束效应后, 基于纤维梁单元模拟核心混凝土时采用如下的混凝土应力-应变关系模型(韩林海, 2007^[1]):

(1) 对于圆钢管混凝土

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1)$$

$$y = \begin{cases} 1 + q \cdot (x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (2-2)$$

式中:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi) \cdot \left(\frac{24}{f_c'} \right)^{0.45} \right] \cdot f_c'$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1400 + 800 \left(\frac{f_c'}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cc} = (1300 + 12.5 f_c') \times 10^{-6}$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi}$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} \cdot f_c' \cdot 3.51 \times 10^{-4}$$

(2) 对于方、矩形钢管混凝土

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} & (x \geq 1) \end{cases} \quad (2-3)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = \left[1 + (-0.0135\xi^2 + 0.1\xi) \cdot \left(\frac{24}{f_c'} \right)^{0.45} \right] \cdot f_c'$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1330 + 760 \left(\frac{f_c'}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cc} = (1300 + 12.5 f_c') \times 10^{-6}$$

$$\eta = 1.6 + 1.5/x$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f_c')^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f_c')^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi \cdot (\xi - 2)^2}} & (\xi > 3.0) \end{cases}$$

其中， f_c' 为混凝土圆柱体轴心抗压强度。以上公式的适用范围是 $\xi=0.2\sim 5$ ，且 $f_y=200\sim 700\text{MPa}$ ， $f_{cu}=30\sim 120\text{MPa}$ ， $\alpha=0.03\sim 0.2$ 。对于矩形钢管混凝土，其截面高宽比 $D/B=1\sim 2$ 。

2.3 有限元模型验证

2.3.1 钢管混凝土构件数值模拟

2.3.1.1 轴心受压短柱数值模拟

分别采用三维实体单元和纤维梁单元对韩林海(2007)^[1]中的四个圆钢管混凝土轴心受压短柱进行了模拟，构件参数见表 2.1。并与试验结果进行了对比，结果比较吻合，如图 2.3 所示。

表 2.1 圆钢管混凝土压弯构件参数

试件编号	$D \times t(\text{mm})$	$H(\text{mm})$	$f_y(\text{MPa})$	$f_{cu}(\text{MPa})$
CU-022	140×6.5	602	313	23.8
CU-040	200×5	840	265.8	27.15
CU-047	140×3	602	285	28.18
CU-070	280×4	840	272.6	31.15

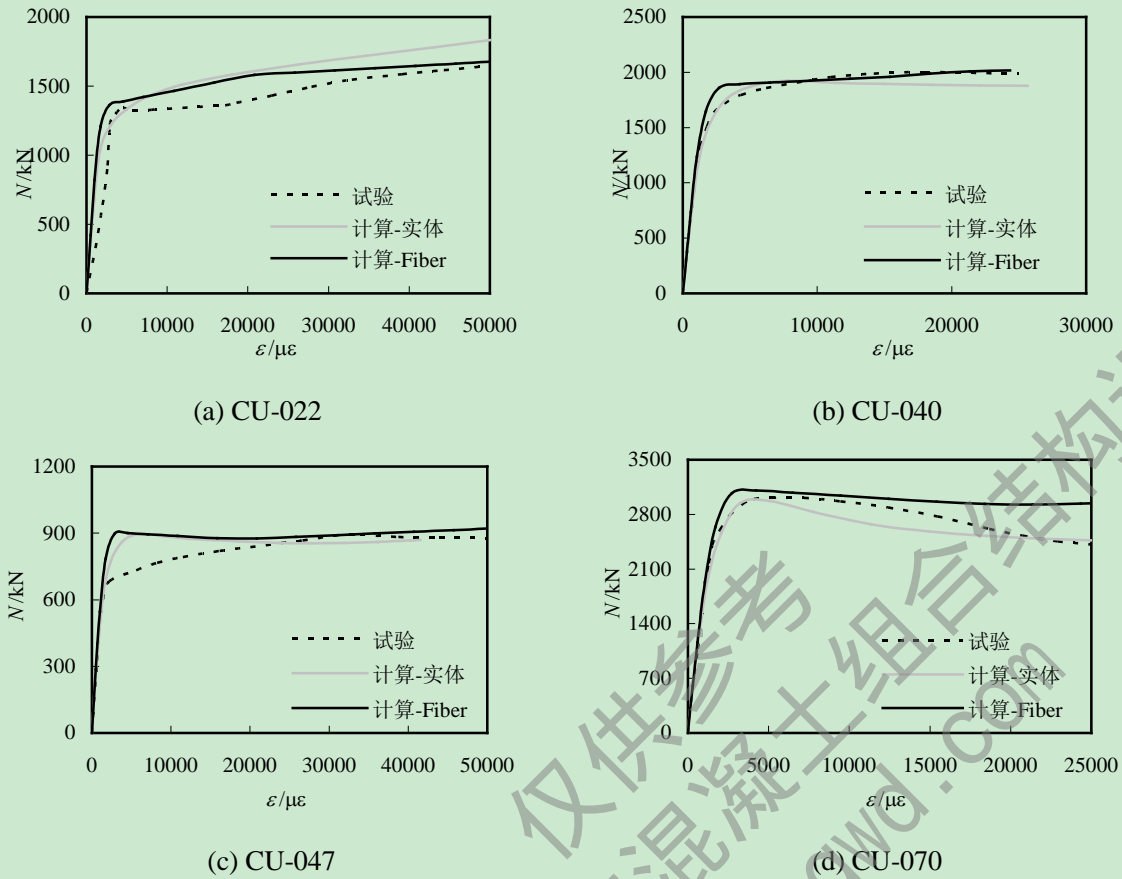


图 2.3 圆钢管混凝土轴心受压柱轴力(N)-轴向应变(ϵ)曲线

2.3.1.2 压弯构件滞回性能数值模拟

基于纤维梁单元，本文对韩林海(2007)^[1]中两个圆钢管混凝土压弯构件滞回性能试验进行了模拟，试件几何与材料参数见表 2.2，与试验的曲线对比如图 2.4 所示。

表 2.2 圆钢管混凝土压弯构件参数

试件编号	$D \times t(\text{mm})$	$H(\text{mm})$	$f_y(\text{MPa})$	$f_{cu}(\text{MPa})$	$N_0(\text{kN})$	$P_{uc}(\text{kN})$
C108-1	108×4	1500	356	22	0	45.46
C108-2	108×4	1500	356	22	203	39.71

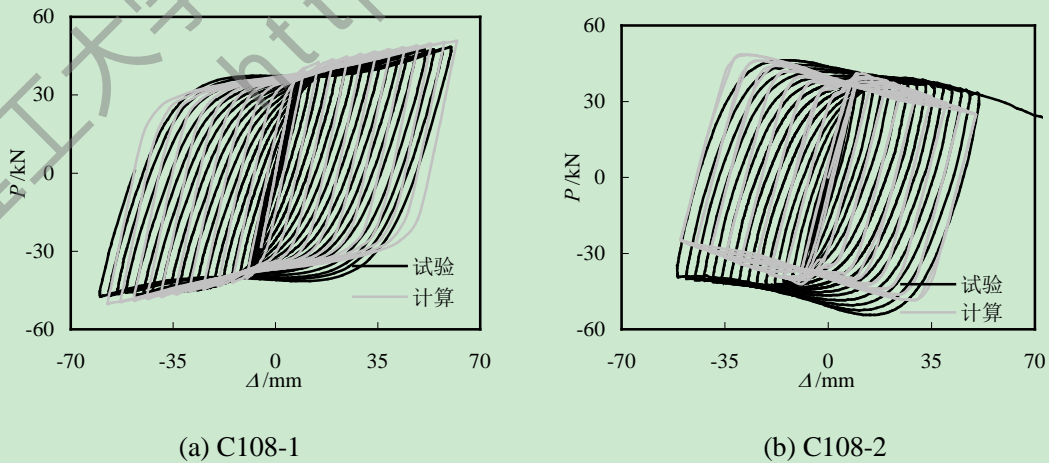


图 2.4 圆形钢管混凝土 P - Δ 滞回关系曲线

2.3.2 钢管混凝土平面框架拟静力试验数值模拟

2.3.2.1 一层一跨平面框架数值模拟

本文基于纤维梁单元对王文达等(2006)^[64]中 4 榀单层单跨钢管混凝土柱-钢梁平面框架在水平往复荷载作用下的试验结果进行模拟, 试件具体参数见文献[64], 计算得到荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线与试验曲线的对比如图 2.5 所示。

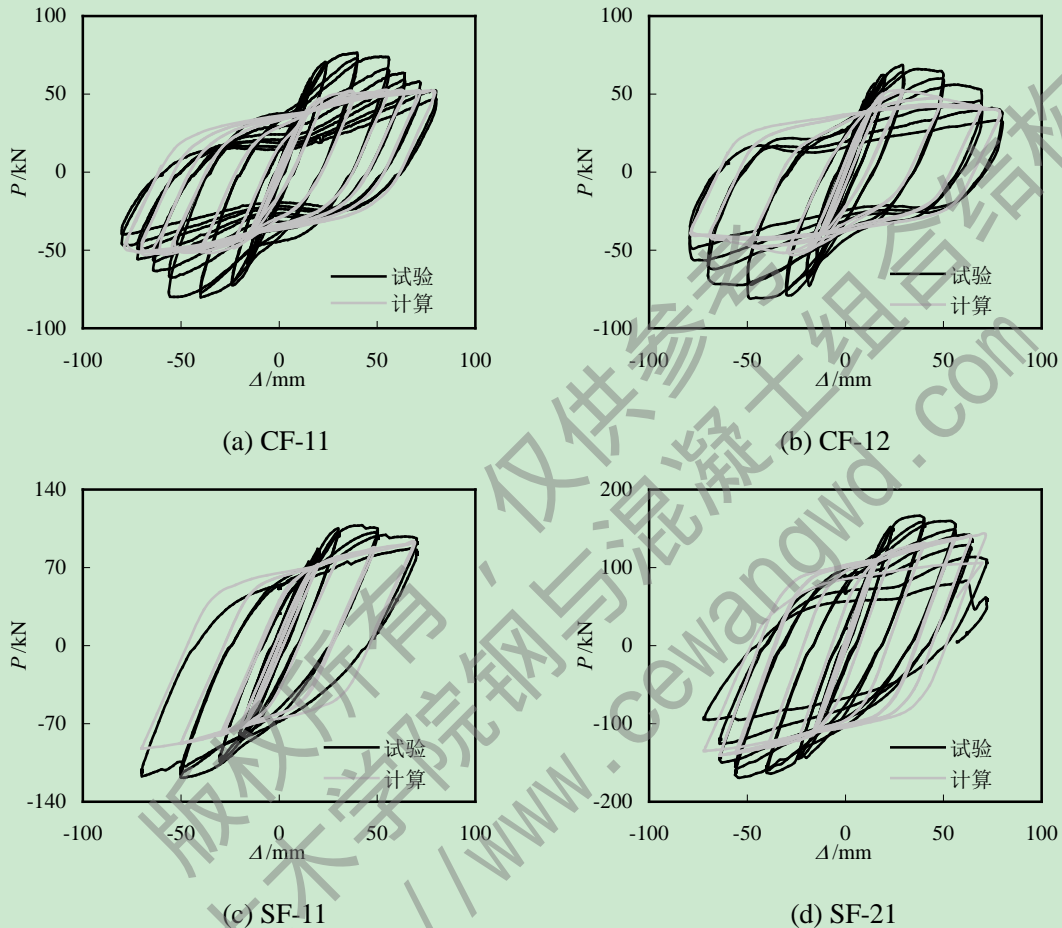


图 2.5 钢管混凝土框架计算与试验荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线对比

由图可见计算结果在刚度退化和捏缩效应方面都与试验结果吻合较好, 但是计算得到的承载力略低于试验结果, 这主要是由于采用梁单元模拟框架时, 不能考虑如同试验中采取大的加强构造措施 (如柱脚加劲板), 且在通过添加钢纤维的方式模拟钢管时不能考虑与钢梁的节点刚域。总体上采用纤维梁单元模拟钢管混凝土框架滞回性能效果较好。

2.3.2.2 两层两跨平面框架数值模拟

王先铁等(2010)^[65]对一榀两层两跨方钢管混凝土柱-钢梁框架进行了低周水平往复荷载和竖向荷载作用下的抗震性能试验, 试件尺寸如图 2.6。边柱和中柱的轴压比分别为 0.25 和 0.5, 具体材料参数见文献[65]。

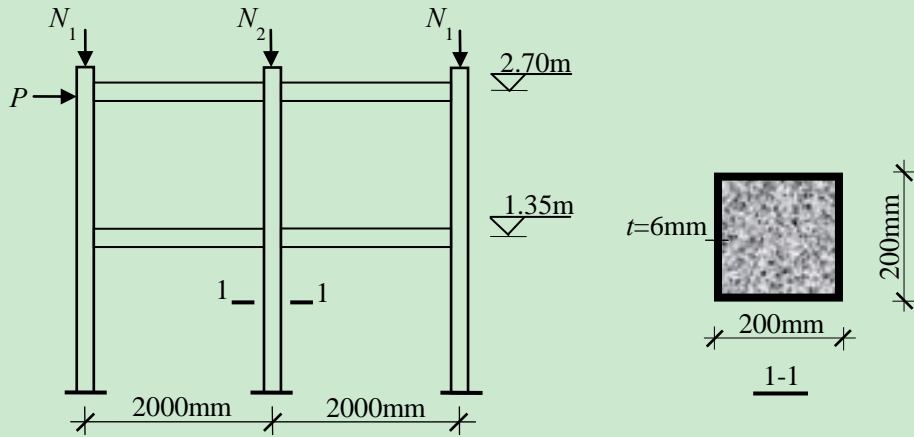
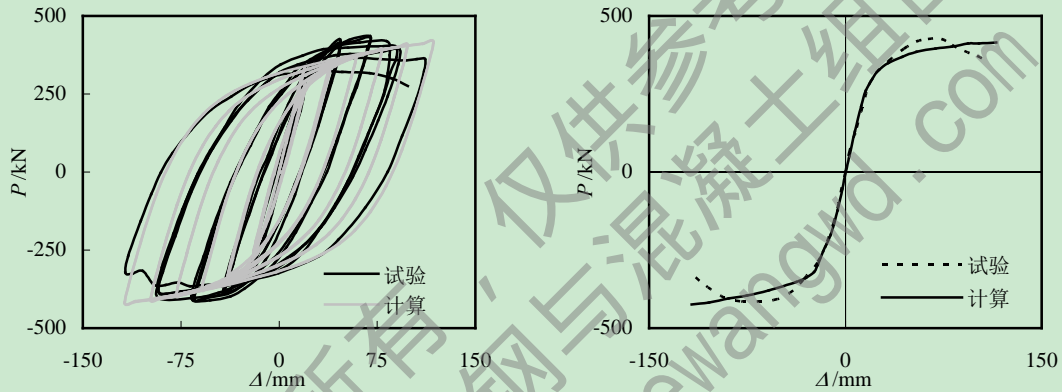


图 2.6 方钢管混凝土框架试件加载及边界条件示意图

本文基于纤维梁单元对该试验进行数值模拟，计算得到荷载(P)-位移(Δ)曲线与试验曲线的对比如图 2.7 所示。



(a) 滞回曲线对比

(b) 骨架曲线对比

图 2.7 计算所得基底剪力(P)-顶层位移(Δ)曲线与试验曲线的对比

2.3.2.3 三层两跨平面框架数值模拟

对李忠献等(2004)^[66]中一榀三层两跨圆钢管混凝土组合平面框架在低周反复荷载作用下的试验进行模拟，试件几何尺寸及边界条件示意图如图 2.8 所示，具体参数见文献[66]，计算得到荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线、骨架曲线与试验曲线的对比如图 2.9 所示。

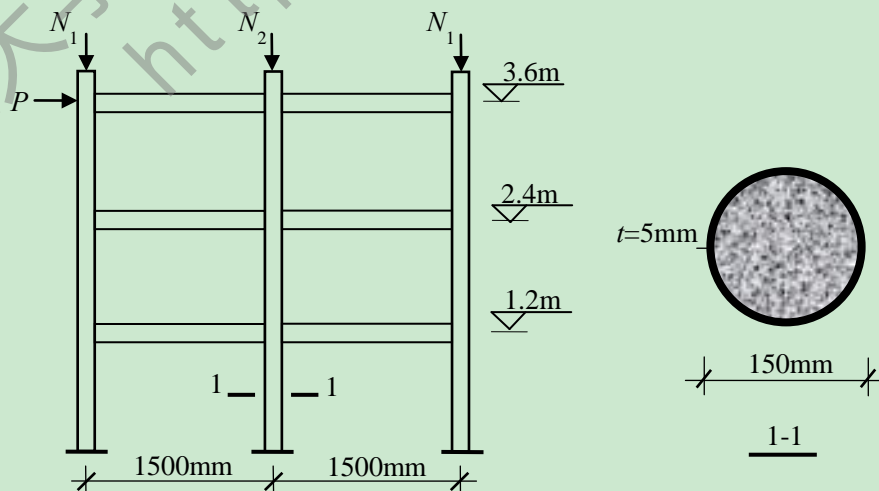
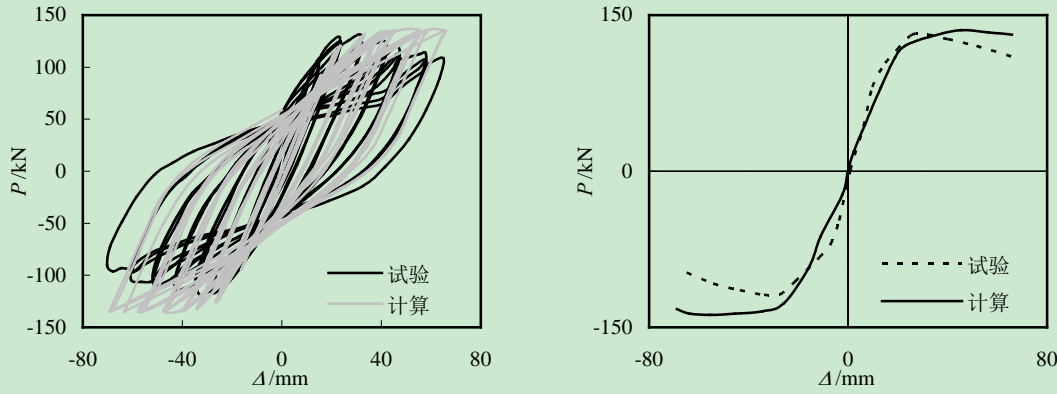


图 2.8 钢管混凝土框架几何尺寸及边界条件示意图



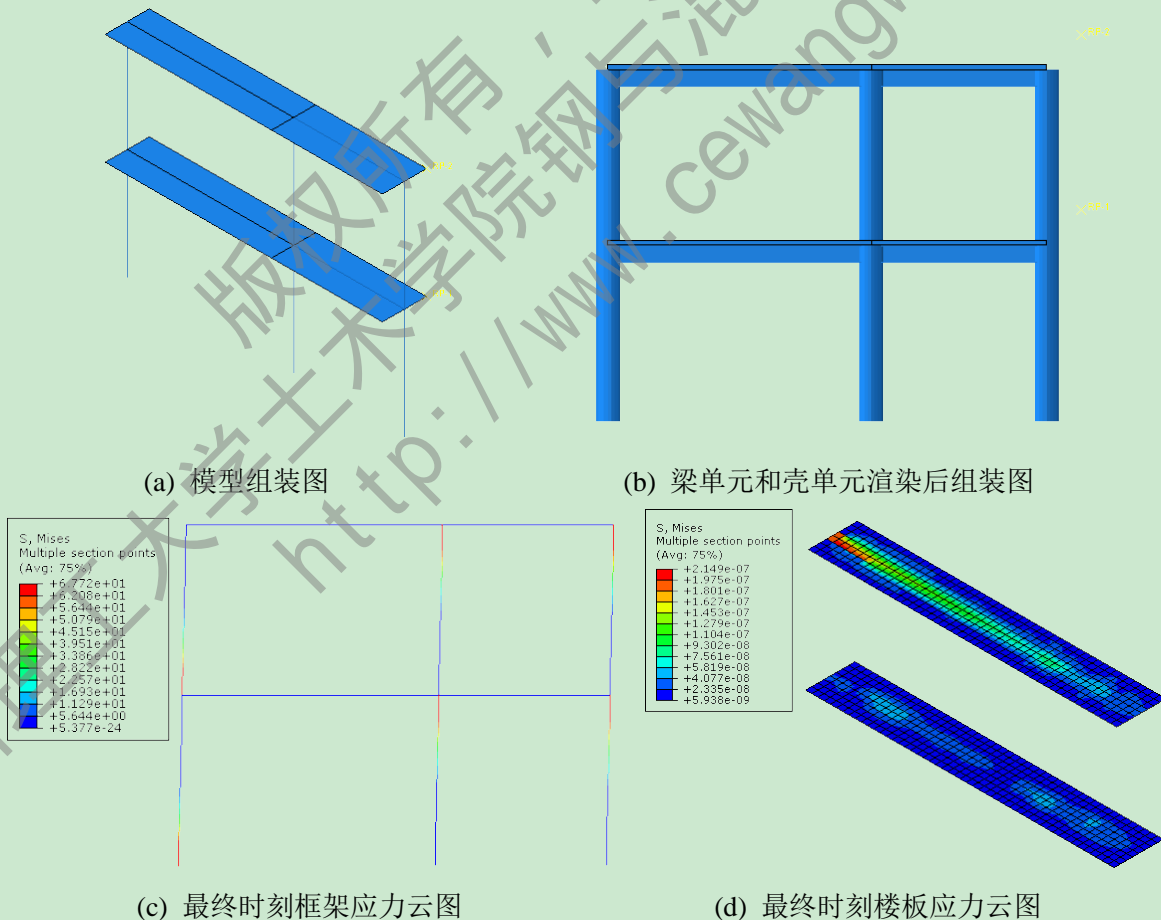
(a) 滞回曲线对比

(b) 骨架曲线对比

图 2.9 计算所得基底剪力(P)-顶层位移(Δ)曲线与试验曲线的对比

2.3.2.4 考虑楼板约束的两层两跨平面框架数值模拟

为了考虑楼板对钢管混凝土平面框架滞回性能的影响，本文对郑建忠(2011)^[67]硕士学位论文中完成的两层两跨钢管混凝土框架拟静力试验进行了数值模拟。该试验模型相关信息详见文献[67]。该模型中采用纤维梁单元模拟框架的钢管混凝土柱和型钢梁，采用分层壳单元模拟楼板，如图 2.10 所示。通过模型计算得到滞回曲线，并与试验曲线进行了对比，如图 2.11 所示。



(a) 模型组装图

(b) 梁单元和壳单元渲染后组装图

(c) 最终时刻框架应力云图

(d) 最终时刻楼板应力云图

图 2.10 ABAQUS 计算模型图

分别对计算得到的基底剪力-顶层位移、顶层剪力-顶层层间位移以及基底剪力-底层

层间位移滞回曲线与试验曲线进行了对比, 曲线吻合较好, 因此验证了采用梁单元和壳单元模拟带有楼板的钢管混凝土平面框架的准确性与有效性。并对计算得到的骨架曲线与试验曲线进行了对比, 如图 2.11 所示。从曲线对比可以看出, 有限元模拟能够较准确地模拟带有楼板的钢管混凝土框架的延性及水平承载力等抗震性能。

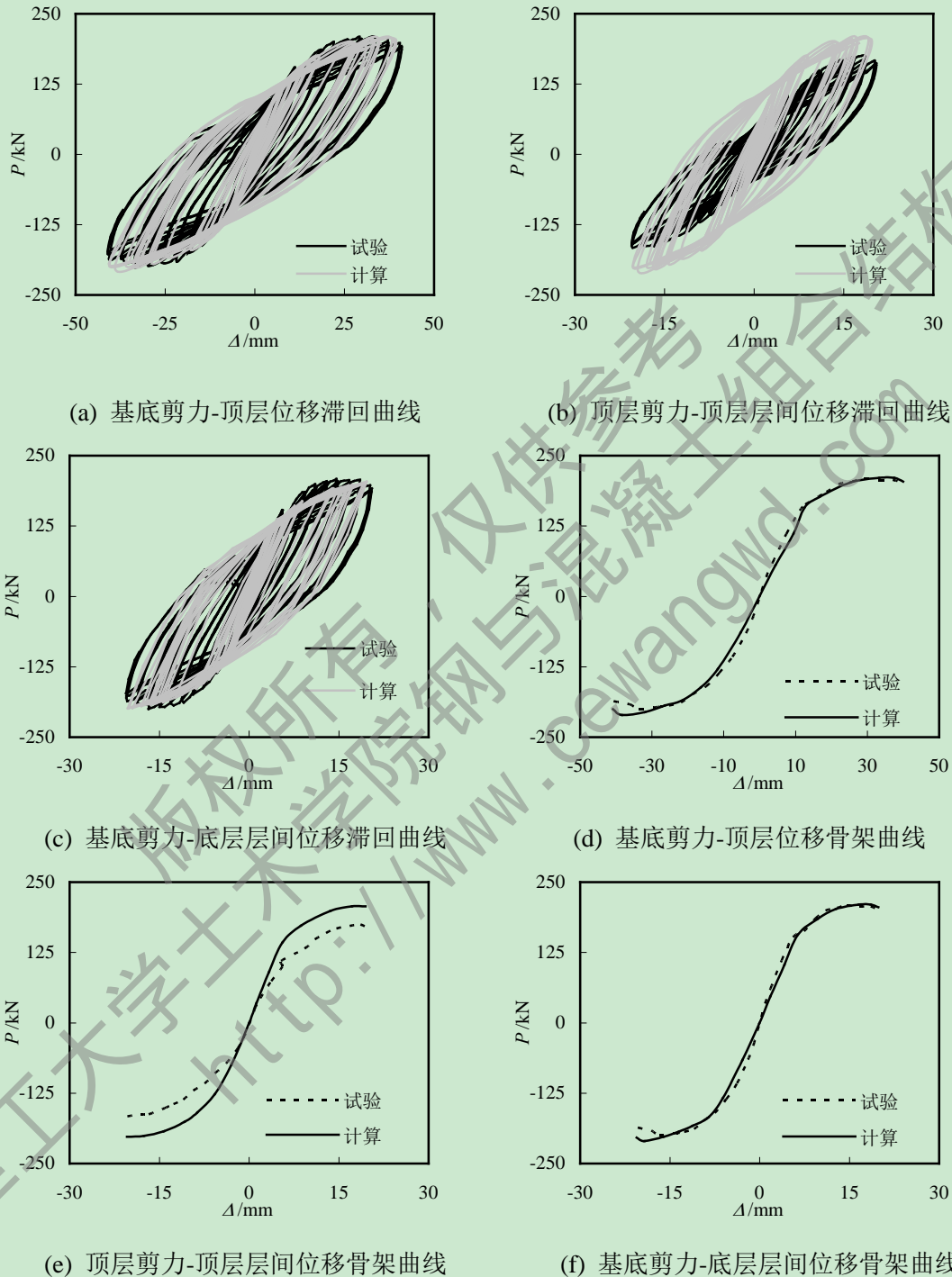


图 2.11 ABAQUS 计算的荷载(P)-位移(Δ)曲线与试验实测滞回曲线及骨架曲线比较

以上通过对多层多跨钢管混凝土框架的拟静力试验模拟, 从曲线的对比可以看出, 计算所得结果在耗能能力、刚度退化、承载力以及延性等方面与试验结果较吻合。因此, 基于纤维梁单元能够较准确且有效地模拟钢管混凝土框架的滞回性能。

2.4 本章小结

为了研究钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系的弹塑性时程分析，本章首先对该体系的一个重要组成部分—钢管混凝土框架的有限元模型进行了研究，并详细介绍了模型的建立过程和材料本构的选取。

通过以上钢管混凝土轴压短柱试验和压弯柱、钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行的拟静力试验的数值模拟可以得出以下结论：

(1) 基于有限元软件 ABAQUS，选用梁单元和添加钢纤维模拟外围钢管的建模方法，能够较好地模拟钢管混凝土构件或平面框架的抗剪承载力、刚度退化、延性以及捏缩效应等抗震性能。

(2) 采用纤维梁单元模拟组合构件或平面框架的滞回性能，提高了计算效率，为实现钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系的弹塑性时程分析提供有效且可靠的依据。

第3章 基于分层壳单元和纤维梁单元的组合剪力墙试验模拟

3.1 概述

随着现代建筑向超高层和复杂功能的发展，钢与混凝土混合结构体系的应用越来越广泛。传统混合结构体系中，如外钢框架-钢筋混凝土核心筒体系中钢筋混凝土剪力墙或筒体是主要的抗侧力构件，在地震发生时由于钢筋混凝土结构延性较差，随着裂缝的不断开展，混凝土剪力墙会渐渐地退出工作，而外围框架可能需要承担更多的水平荷载，整个体系也因此而破坏。考虑到钢筋混凝土剪力墙构件受力的特点，可通过将钢筋混凝土剪力墙设计成带边框柱的钢-混凝土组合剪力墙的方法来提高剪力墙的延性(韩林海等, 2009^[6])。带边框柱的钢-混凝土组合剪力墙体系中，墙板一般采用钢筋混凝土结构，而边柱常采用钢管混凝土或型钢混凝土等组合柱的形式，从而提高对剪力墙的约束效果，增强整体结构体系的抗震性能。

本章将基于分层壳单元和纤维梁单元，通过有限元软件 ABAQUS 分别对带有钢筋混凝土暗柱剪力墙、带有钢管混凝土边框柱剪力墙、带有型钢混凝土边框柱剪力墙以及钢管混凝土框架-组合剪力墙混合结构的拟静力试验或拟动力试验进行模拟。

3.1.1 分层壳模型介绍

3.1.1.1 分层壳模型在剪力墙计算中的应用

在剪力墙的模拟计算中，研究人员提出了多种非线性模型，如墙柱单元模型、桁架模型、三垂直杆单元模型、多垂直杆单元模型以及纤维墙元模型等宏观模型^[60]。但是这些宏观模型由于简化较多，对剪力墙破坏行为的模拟都不够准确，且难以考虑轴力、墙面内和墙面外弯矩的耦合力学行为，在分析中可能引起较大的误差。因此，基于混凝土和钢材的材料本构关系而建立的微观模型日益发展起来。随着计算机能力的提高，对于微观模型计算量大这一问题也得以解决。

所谓的剪力墙分层壳模型，就是首先将一个壳单元划分成若干层（如图 3.1 所示），

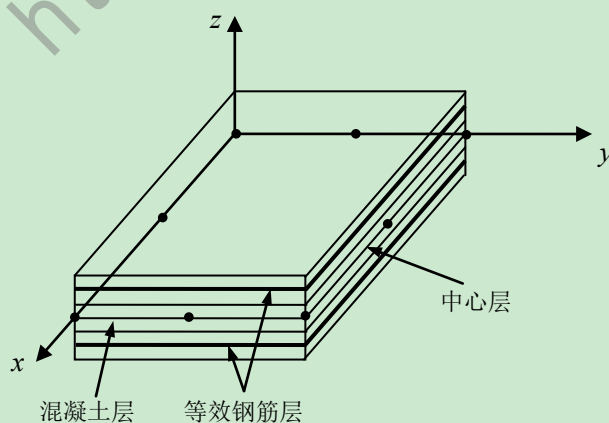


图 3.1 分层壳单元模型

再根据剪力墙的实际情况对每层的厚度和材料性质（混凝土或钢筋）进行设置。在有限元计算时，首先得到壳单元中心层的应变和曲率，然后根据各层材料之间满足平截面假定，可以由中心层应变和曲率得到各混凝土层和钢筋层的应变，再由各自的材料本构方程得到各层相应的应力，并采用积分得到整个壳单元的内力^[60]。分层壳单元的优点是考虑了剪力墙的面内弯矩-面内剪切-面外弯曲之间的耦合，且适用于模拟剪力墙或楼板在大震作用下进入塑性的状态，因此可以更加准确地模拟剪力墙实际的复杂非线性行为。

3.1.1.2 ABAQUS 中剪力墙分层壳单元的实现

在 ABAQUS 中，对于剪力墙结构的模拟，二维问题中可以采用平面应力单元，三维问题中一般采用壳单元^[62]。对于材料本构模型的选取，混凝土可以选用 ABAQUS 自带的塑性损伤模型（Concrete Damaged Plasticity）或弥散裂缝模型（Concrete Smeared Cracking），钢筋可以采用软件自带的弹塑性本构关系。

剪力墙有限元模型创建的关键之处在于钢筋的模拟。在 ABAQUS 中有两种方式可以实现钢筋的模拟，包括分离式和组合式。所谓分离式就是将剪力墙中的每根钢筋单独建模，再通过软件中的节点耦合或嵌入（Embed）等功能使钢筋网片与墙体共同工作。而组合式就是将钢筋弥散于墙体内，主要适用于钢筋分布均匀的区域。对于墙端配筋较密的钢筋则采用分离式较方便。

3.1.2 组合剪力墙建模方法简述

在 ABAQUS 中采用 B31 梁单元创建边框柱部件，并赋予混凝土材性，再通过*rebar 关键字将钢纤维添加进去，给出每根纤维的材料属性、截面名称、截面面积以及截面相对坐标。采用 S4R 壳单元创建墙板部件，并创建截面属性 Section-wall。在“Creat Section”对话框中选择“Shell”→“Composite”，建立复合截面。在“Section Manager”中点击“Edit...”，对该截面属性进行编辑，分别定义截面的材料、厚度等信息。在“Rebar Layers”中定义各层钢筋的属性，包括材料名称、单根钢筋的面积、钢筋间距、排列角度以及在壳单元厚度方向上的相对位置。然后通过共节点绑定的方式将边框柱梁单元与墙板壳单元连接到一起，使二者能够协同作用来抵抗水平荷载。

3.2 钢材与混凝土的本构关系模型

3.2.1 钢材的本构模型

钢管混凝土边框柱或型钢混凝土边框柱组合剪力墙中钢管、型钢和钢筋采用可以考虑包辛格效应的 Menegotto-Pinto 修正模型^[68]，如图 3.2 所示。具体表达式如下：

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (3-1)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}$$

$$R = R_0 - \frac{R_1 \xi}{R_2 + \xi}$$

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right|$$

式中： σ_0 、 ε_0 分别是两条渐近线交点（B 或 D）处的应力和应变； σ_r 、 ε_r 分别是应变逆转点（A 或 C）处的应力和应变； R 是曲线过渡参数，计算 R 时参数建议值： $R_0=20$ ， $R_1=18.5$ ， $R_2=0.15$ ； ε_y 、 ε_m 分别代表屈服应变和历史最大应变。

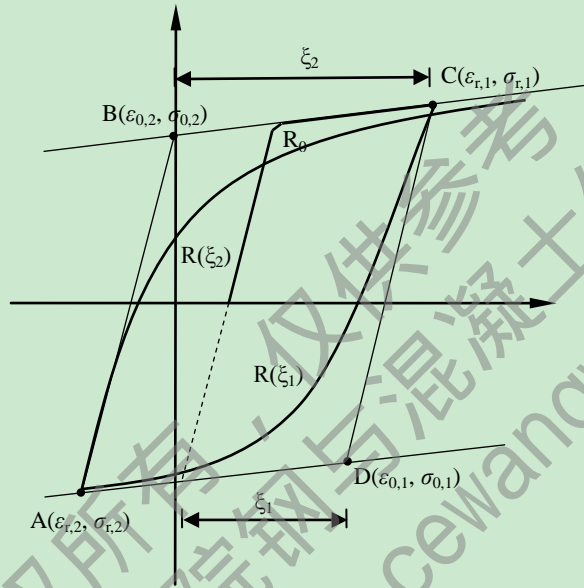


图3.2 Menegotto-Pinto钢材本构模型

3.2.2 混凝土的本构模型

3.2.2.1 剪力墙混凝土本构模型

采用 ABAQUS 模拟剪力墙时，混凝土部分选用塑性损伤模型（Concrete Damaged Plasticity）。在确定该模型的各个参数时，需要提供混凝土单轴应力-应变关系。其中，受压性能采用《混凝土结构设计规范》（GB 50010-2010）^[69]附录 C 提供的单轴受压应力-应变关系，具体表达式如下：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \tag{3-2}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases}$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}}$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}}$$

式中： α_c —混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数值，按表 C.2.4 取用^[65]；

$f_{c,r}$ —混凝土单轴抗压强度代表值，其值可根据实际结构分析的需要分别取 f_c 、 f_{ck} 或 f_{cm} ；

$\varepsilon_{c,r}$ —与单轴抗压强度 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变；

d_c —混凝土单轴受压损伤演化参数。

考虑到 ABAQUS 中采用能量准则定义混凝土的受拉软化性能时计算收敛性较好，因此采用开裂应力-断裂能关系来考虑受拉性能。断裂能 G_f 是指每单位面积内产生一条连续裂缝所需的能量，对于 C20 混凝土， G_f 取为 40N/m；对于 C40 混凝土， G_f 取为 120N/m，中间插值计算。建议开裂应力通过公式 $\sigma_{t0} = 0.26 \times (1.25f_c')^{2/3}$ 近似计算(沈聚敏, 1993^[70])。

3.2.2.2 钢管混凝土柱中核心混凝土本构模型

钢管混凝土边框柱中的核心混凝土受压骨架曲线采用韩林海等(2007)^[11]提出的考虑钢管约束效应的单轴应力-应变关系。受压加卸载准则采用 Mander 等(1988)^[71]提出的加载和再卸载原则，如图 3.3 所示，在受压段卸载至残余应变后，应力值一直保持为 0，直至进入受拉段。再加载时按照原来的卸载路径进行再加载，直至回到受压骨架线。受压卸载的残余应变 ε_z 的计算式如下式所示：

$$\begin{cases} \varepsilon_{z,i} = \varepsilon_{cun,i} - \frac{(\varepsilon_{cun,i} + \varepsilon_{ca})\sigma_{cun,i}}{\sigma_{cun,i} + E_{c0}\varepsilon_{ca}} \\ \varepsilon_{ca} = \max\left(\frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cun,i}}, \frac{0.09\varepsilon_{cun,i}}{\varepsilon_{c0}}\right) \sqrt{\varepsilon_{c0}\varepsilon_{cun,i}} \end{cases} \quad (3-3)$$

式中： E_{c0} 为混凝土初始弹性模量； ε_{c0} 为峰值应力； $\sigma_{cun,i}$ 、 $\varepsilon_{cun,i}$ 分别为第 i 次卸载处的应力和应变； ε_{ca} 为计算过渡量。

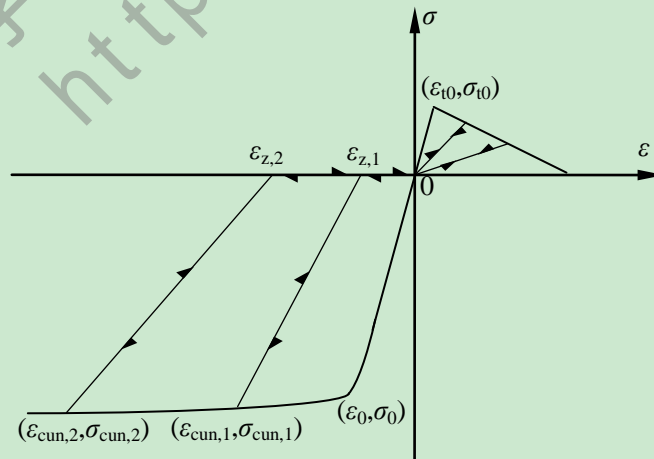


图 3.3 核心混凝土单轴本构模型

混凝土受拉骨架线采用双折线模型，其中受拉开裂应力采用沈聚敏等(1993)^[70]提出

的计算公式。在受拉侧卸载时指向原点，再加载时按照卸载路径回到受拉骨架曲线。

3.2.2.3 型钢混凝土柱中混凝土本构模型

型钢混凝土边框柱中的混凝土采用修正的 Kent-Park 模型^[72]，该模型能够考虑型钢混凝土柱中箍筋对混凝土的约束效应。受压骨架线和加卸载准则如图 3.4 所示，具体表达式如下：

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{0.2Kf'_c - E_{20}\varepsilon_{20}}{E_c - E_{20}} \\ \sigma_r &= E_c \varepsilon_r \\ E_c &= \frac{2Kf'_c}{\varepsilon_0} \end{aligned} \quad (3-4)$$

式中： σ_r 和 ε_r 分别是虚拟点 R 处的应力和应变； ε_0 是对应于应力峰值点 A 处的应变； ε_{20} 是对应于 0.2 倍应力峰值点 B 处的应变； f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度； E_c 是骨架线上升段初始弹性模量； K 是箍筋约束效应系数； $\sigma_{m,i}$ 、 $\varepsilon_{m,i}$ 分别是第 i 次卸载处的应力和应变； $E_{r,i}$ 是第 i 次卸载时的卸载刚度。

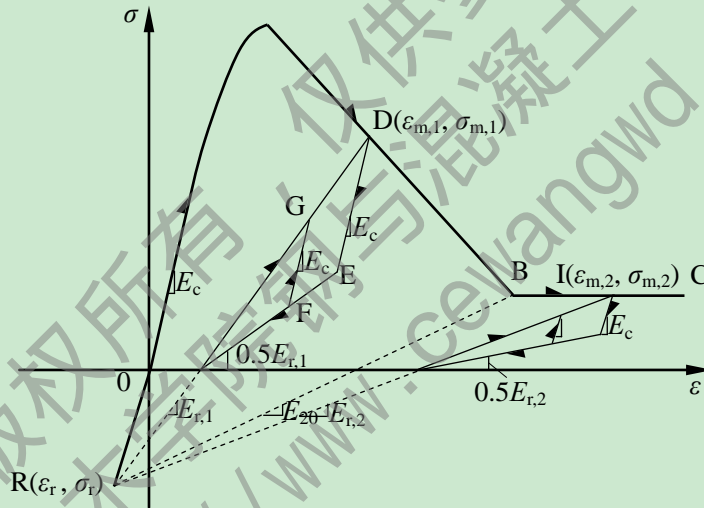


图 3.4 Kent-Park 混凝土单轴本构模型

3.3 模型建立及验证

3.3.1 带有钢筋混凝土暗柱剪力墙数值模拟

为了验证前面介绍的建模方法的正确性，对郑万仁(2004)^[73]中的 3 榀和章红梅等(2007)^[74]中的 2 榀带有钢筋混凝土暗柱的剪力墙进行了单向推覆试验的数值模拟，试件具体几何参数和材料参数见表 3.1、3.2 以及图 3.5，并与试验结果进行了对比，结果吻合较好，单调加载骨架曲线与试验曲线的对比如图 3.6 所示。

建模过程中，采用梁单元模拟钢筋混凝土暗柱，分层壳单元模拟剪力墙墙体。暗柱中的钢筋采用关键字*rebar 添加，壳单元中的钢筋层布置采用前面介绍的方法进行定义。暗柱部件和剪力墙部件通过 Tie 绑定共同工作，在墙顶定义耦合点，并在其上施加集中竖向荷载和水平位移荷载，墙底完全固结。

表 3.1 试件几何参数与材料参数

试验人	试件编号	柱截面尺寸 $h \times b$ (mm)	高宽比	墙板高度 \times 宽度 \times 厚度 (mm)	钢材屈服强度 f_y /MPa	混凝土强度 f_{cu} /MPa	轴压比
郑万仁 ^[73]	SW1-1	140 \times 70	1.0	750 \times 750 \times 70	465	51.4	0.09
	SW1-2	140 \times 70	1.0	750 \times 750 \times 70	465	55.1	0.20
	SW1-3	140 \times 70	1.0	750 \times 750 \times 70	465	56.1	0.31
章红梅 ^[74]	SW-2	188 \times 125	2.0	1600 \times 850 \times 125	352	34.33	0.16
	SW-3	188 \times 125	2.0	1600 \times 850 \times 125	352	34.33	0.16

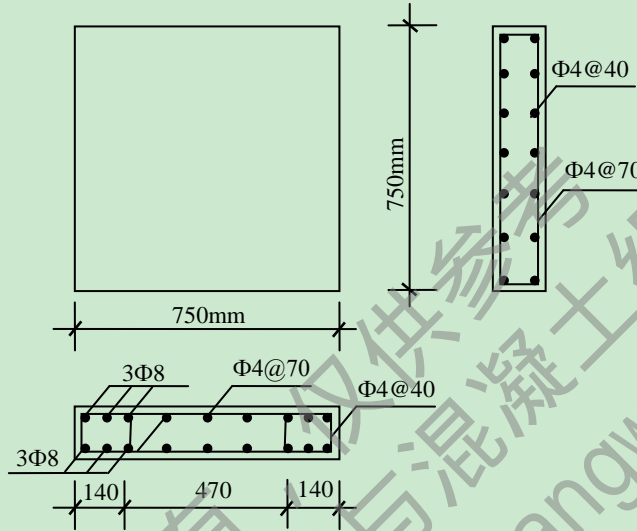
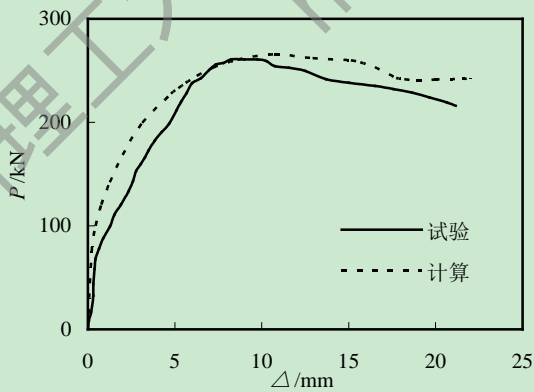


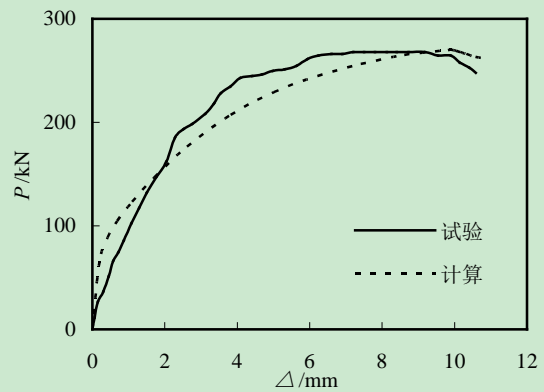
图 3.5 郑万仁试验剪力墙试件配筋图

表 3.2 章红梅试验剪力墙试件截面参数及配筋表

试件编号	试件尺寸/mm	墙体配筋	边缘约束情况	暗柱配筋	轴压力	水平位移荷载
SW-2	1600 \times 850 \times 125	纵向 $\Phi 6 @ 120$	边缘约束长度为 188mm	纵筋 $4\Phi 10$	550kN	40mm
		横向 $\Phi 6 @ 125$		箍筋 $\Phi 6 @ 83$		
SW-3	1600 \times 850 \times 125	纵向 $\Phi 6 @ 120$	边缘约束长度为 188mm	纵筋 $4\Phi 10$	550kN	40mm
		横向 $\Phi 6 @ 125$		箍筋 $\Phi 6 @ 63$		



(a) SW1-1^[73]



(b) SW1-2^[73]

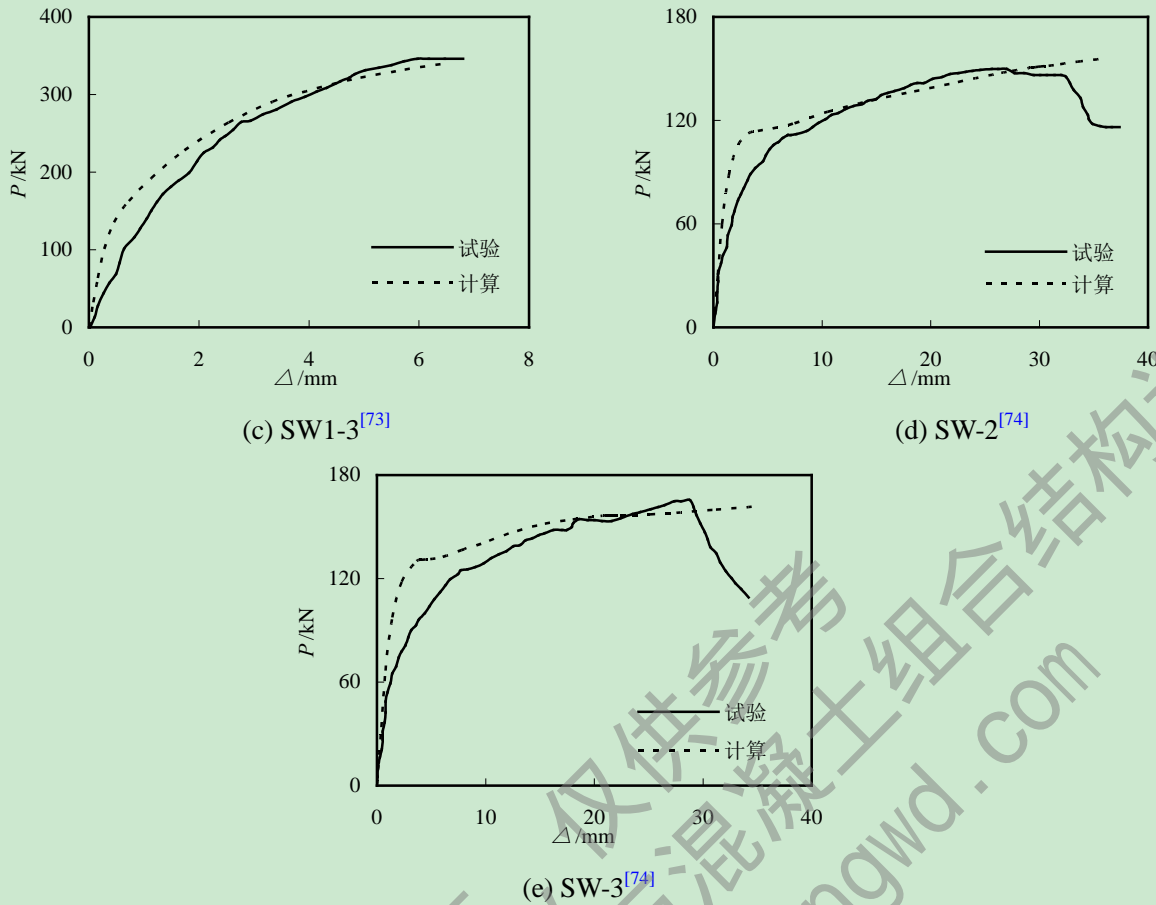


图 3.6 钢筋混凝土暗柱剪力墙计算与试验荷载(P)-位移(Δ)骨架曲线对比

结果分析：从以上两组试验的 $P-\Delta$ 曲线看出，与试验曲线对比，模拟结果中初始刚度偏大，主要是因为分层壳模型未考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移现象，可能过高估计构件的刚度。

3.3.2 带有钢管混凝土边框柱剪力墙滞回曲线计算

本文采用前面所述的建模方法对廖飞宇(2007)^[75]中 8 榀和王敏(2007)^[76]中 2 榀带有钢管混凝土边框柱剪力墙的低周往复加载试验进行了数值模拟。各剪力墙的几何尺寸、配筋信息及参数见表 3.3-3.4 与图 3.7-3.8 所示：

表 3.3 剪力墙试件几何参数

试验人	试件编号	边柱截面尺寸(mm)	组合梁中型钢尺寸(mm)	高宽比	墙板尺寸 $H \times B \times t$ (mm)	轴压比
廖飞宇 ^[75]	CFST-C-S1	○140×2	90×65×3×3	0.82	820×860×85	0.29
	CFST-C-S2	○140×2	90×65×3×3	0.82	820×860×85	0.58
	CFST-C-L1	○140×2	90×65×3×3	0.56	820×860×85	0.29
	CFST-C-L2	○140×2	90×65×3×3	0.56	820×860×85	0.58
	CFST-S-S1	□120×3	90×65×3×3	0.82	820×860×85	0.31
	CFST-S-S2	□120×3	90×65×3×3	0.82	820×860×85	0.62
	CFST-S-L1	□120×3	90×65×3×3	0.56	820×860×85	0.3
	CFST-S-L2	□120×3	90×65×3×3	0.56	820×860×85	0.6

王敏 ^[76]	SW1	□175×4	—	1.5	1388×575×175	0.35
	SW2	□175×4	—	1.5	1388×575×175	0.65

表 3.4 剪力墙试件材料参数

试验人	钢材类型		钢管(板)厚度(mm)	屈服强度 f_y (MPa)	弹性模量 E_s (MPa)	泊松比	
廖飞宇 ^[75]	钢管	圆钢管	2	515	203000	0.277	
		方钢管	3	307	209000	0.284	
		工字钢	3	263	206000	0.270	
	钢筋	$d=6\text{mm}$	—	397	209000	0.290	
		$d=16\text{mm}$	—	387	190000	0.287	
	混凝土	墙板和边框柱			$E_c=30783\text{MPa}$	$f_{cu}=49.2\text{MPa}$	
边框梁				$E_c=29936\text{MPa}$	$f_{cu}=48.0\text{MPa}$		
王敏 ^[76]	钢管	方钢管	4	320.85	196000	0.3	
	冷拔	$d=4\text{mm}$	—	674.5	206000	0.3	
	混凝土	墙体			$E_c=30000\text{MPa}$	$f_{cu}=34.0\text{MPa}$	
		钢管混凝土					

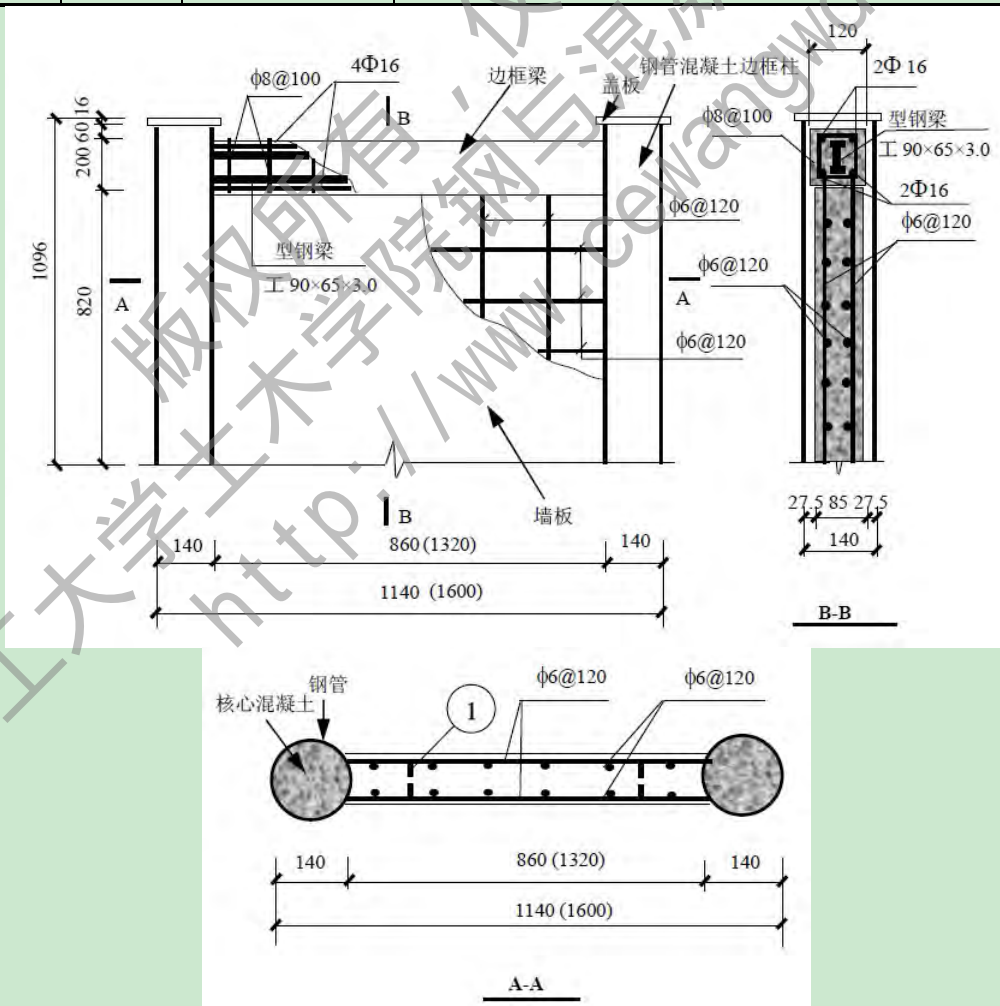


图 3.7 廖飞宇^[75]试验圆钢管混凝土边框柱剪力墙配筋详图 (单位: mm)

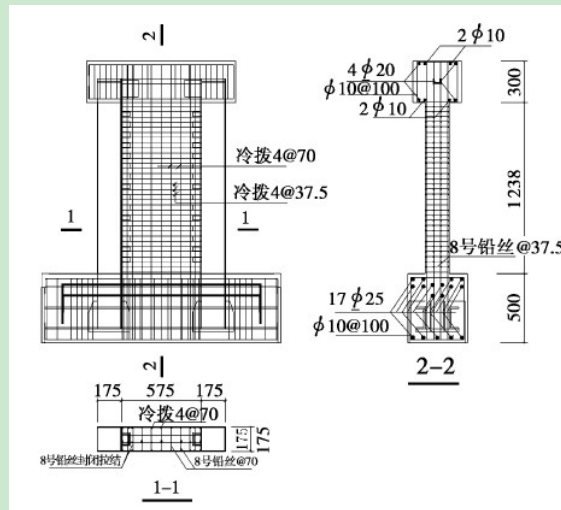


图 3.8 王敏^[76]试验方钢管混凝土边框柱剪力墙配筋详图 (单位: mm)

1、有限元模拟过程

采用三维梁单元 B31 模拟外框架 (包括钢管混凝土边框柱和型钢混凝土梁), 壳单元模拟剪力墙。其余建模过程与前面介绍的相同。

2、低周往复加载模拟时材料本构模型的选取

为了准确模拟钢管混凝土剪力墙的滞回性能, 本文所创建的有限元模型中, 剪力墙墙体的混凝土选用塑性损伤模型, 且选用《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[69]中提供的单轴受压应力-应变关系, 采用开裂应力-断裂能关系来考虑受拉性能。由于纤维梁单元中无法使用塑性损伤模型, 因此选用本课题组开发的材料单轴滞回本构模型子程序 iFiberLUT (基于前文所介绍的材料本构模型) 所提供的混凝土本构模型来定义外框架 (包括钢管混凝土柱和型钢混凝土梁) 中的混凝土材性, 其中分别调用 iConcrete01、iConcrete02 和 iConcrete05 定义圆形钢管混凝土柱、方形钢管混凝土柱中的核心混凝土和型钢混凝土柱或梁中的普通混凝土。所有钢材 (包括钢筋、钢管以及型钢) 均调用 iFiberLUT 中可以考虑包辛格效应的 iSteel05 钢材本构模型。

3、加载制度

廖飞宇(2007)^[75]试验的加载制度: 在试件达到名义屈服位移前采用 $0.5\theta_{ym}$ 、 $0.75\theta_{ym}$ 进行加载; 在试件屈服后采用 $1\theta_{ym}$ 、 $2\theta_{ym}$ 、 $3\theta_{ym}$ 、 $4\theta_{ym}$ 、 $5\theta_{ym}$ 、 $6\theta_{ym}$ 、.....进行加载。在 $5\theta_{ym}$ 前每级荷载循环 3 圈, 在 $5\theta_{ym}$ 及其之后每级荷载循环 2 圈。根据《钢-混凝土混合结构技术规程 DBJ13-61-2004》^[77]中规定钢-混凝土混合结构中楼层内最大弹性层间位移角限值为 $[\theta_y]=1/500=0.002$, 这样取名义屈服位移角 $\theta_{ym}=[\theta_y]=0.002$ 。

在本文的有限元模拟中, 将位移角转化为墙体顶部的水平位移 Δ 并进行加载, 加载制度如图 3.9 所示。

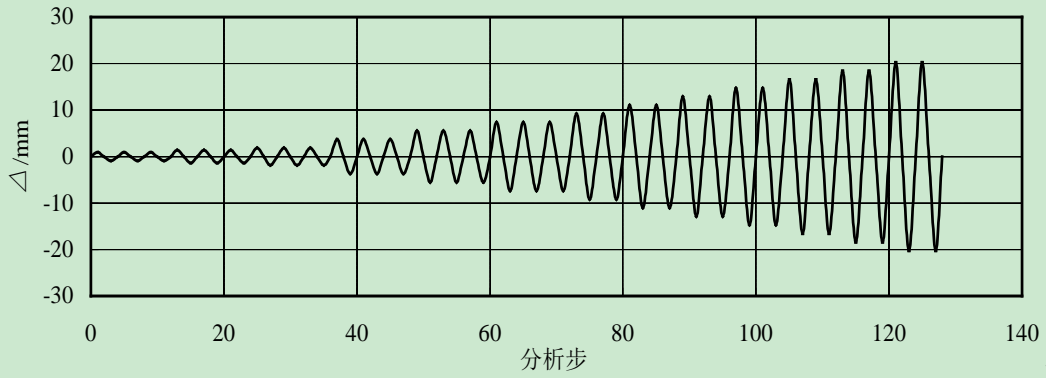


图 3.9 加载制度示意图

4、损伤因子定义

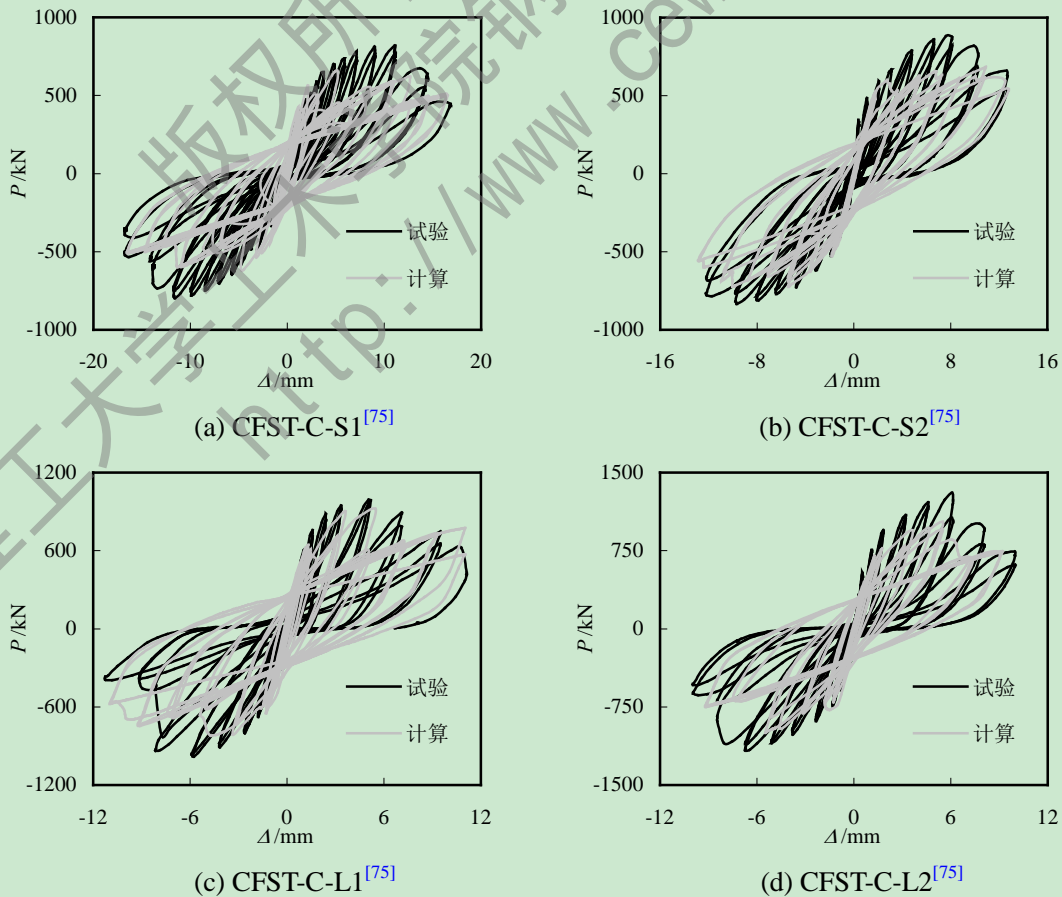
在混凝土的受压性能中定义了损伤因子，采用文献[78]中基于规范[79]中的应力应变关系，通过 Sidiroff 能量等价原理推导出来的公式，具体表达式如下所示[78]：

$$d_c = \begin{cases} 1 - \sqrt{k_c[\alpha_a + (3 - 2\alpha_a)x + (\alpha_a - 2)x^2]} & x \leq 1 \\ 1 - \sqrt{\frac{k_c}{\alpha_d(x-1)^2 + x}} & x > 1 \end{cases} \quad (3-5)$$

式中： $k_c = f_c^* / (\epsilon_c E_0)$ ，具体计算取值见《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)[79]。

5、计算所得的荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线与试验曲线对比

将计算得到的滞回曲线与试验结果曲线进行对比，如图 3.10 所示。



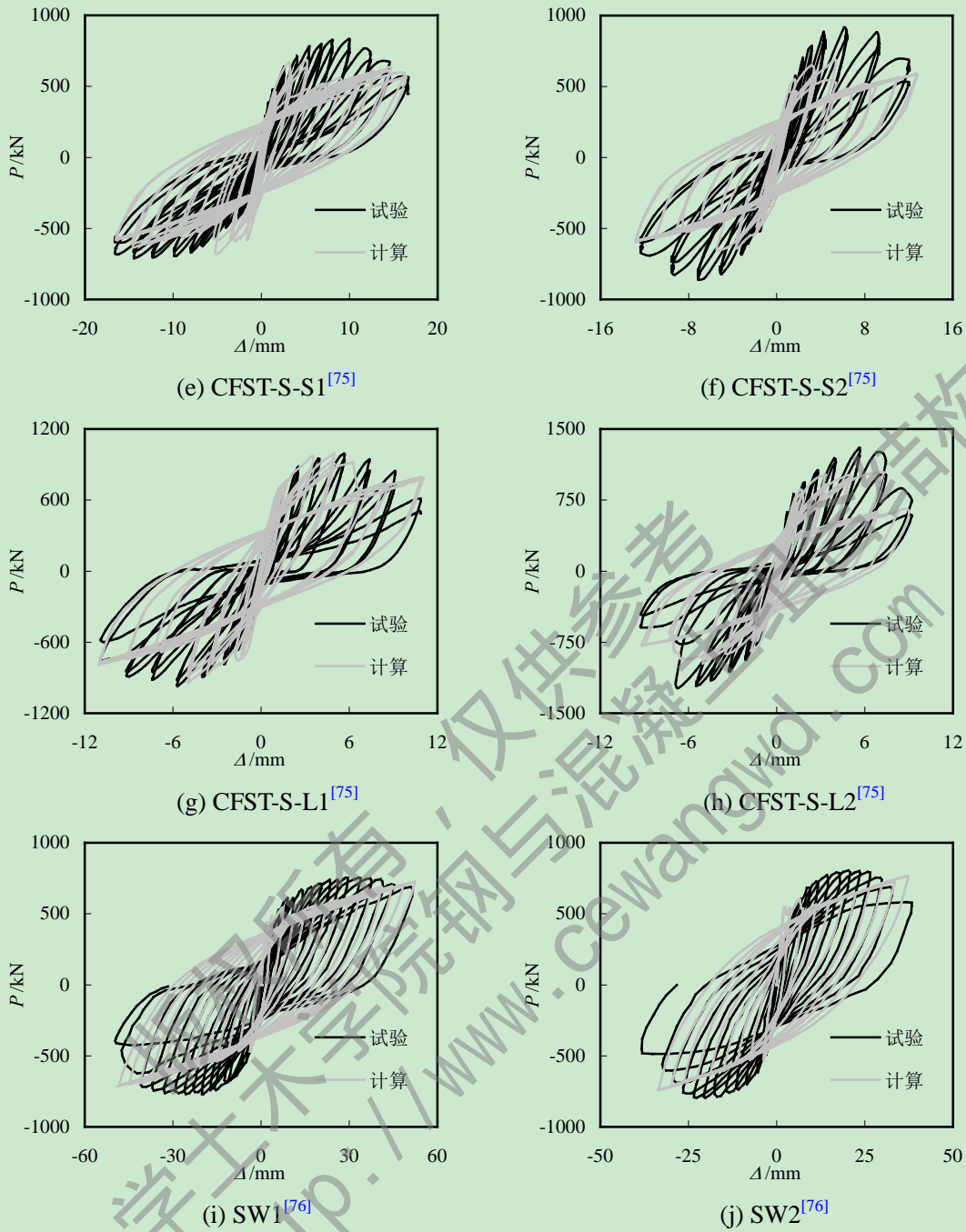
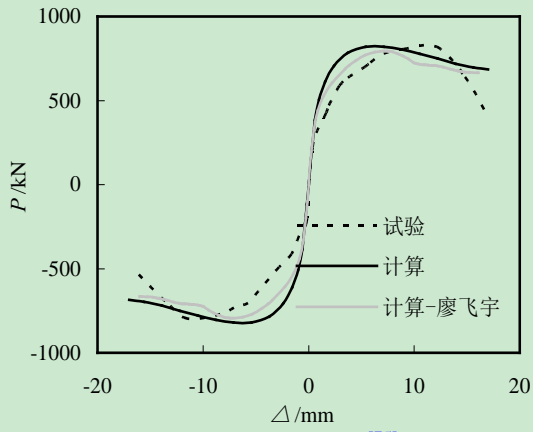


图 3.10 ABAQUS 计算的荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线与试验曲线比较

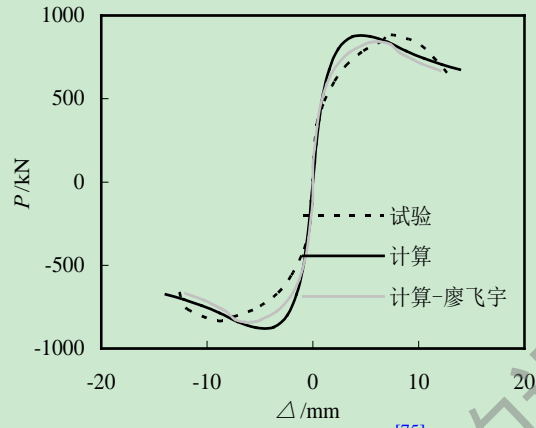
从以上滞回曲线的对比可以看出, 10 个试件在加载初期, 模拟计算刚度稍大于试验刚度, 分析其原因主要有两个方面: 一是采用分层壳单元模拟剪力墙时没有考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移现象; 二是有限元模拟中墙体底部假定为完全固结, 而实际试验中可能达不到完全固结的效果, 使得在施加相同水平荷载后试验中的水平位移大于计算所得到的水平位移, 相应地导致计算刚度偏大。

6、计算所得的荷载(P)-位移(Δ)骨架曲线与试验曲线对比

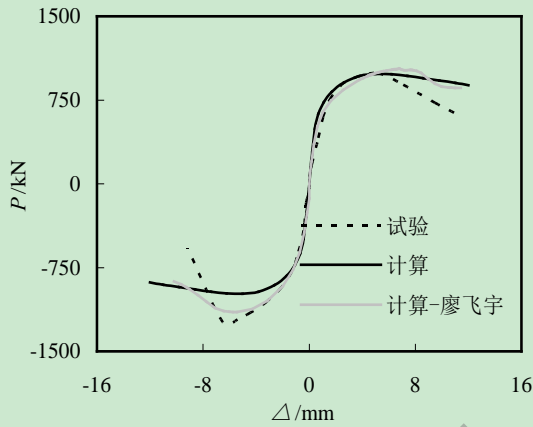
将计算得到的骨架曲线分别与试验以及试验人基于有限元软件 ABAQUS 的三维实体单元模拟的结果进行对比, 如图 3.11 所示。



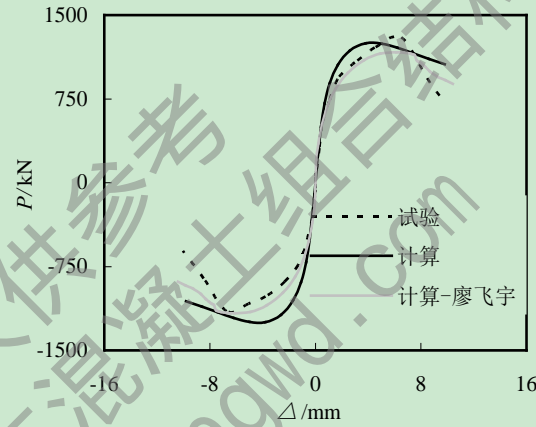
(a) CFST-C-S1^[75]



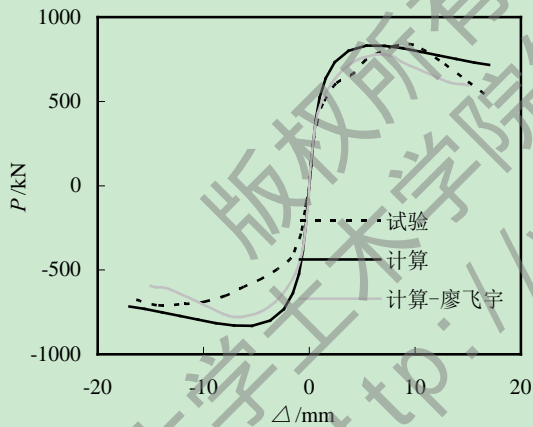
(b) CFST-C-S2^[75]



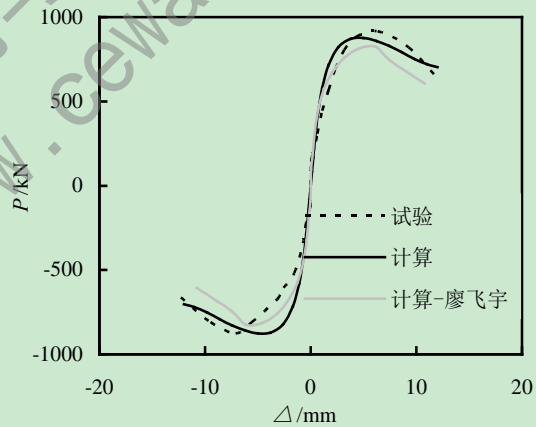
(c) CFST-C-L1^[75]



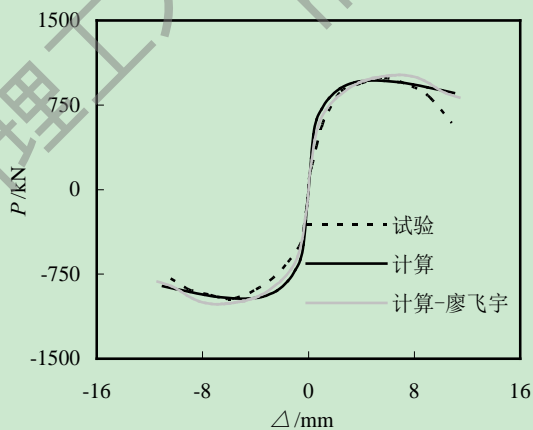
(d) CFST-C-L2^[75]



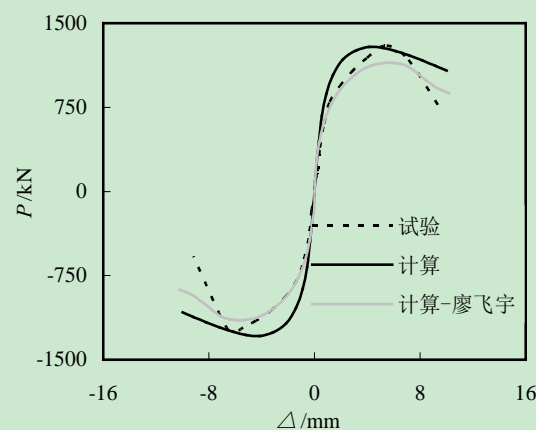
(e) CFST-S-S1^[75]



(f) CFST-S-S2^[75]



(g) CFST-S-L1^[75]



(h) CFST-S-L2^[75]

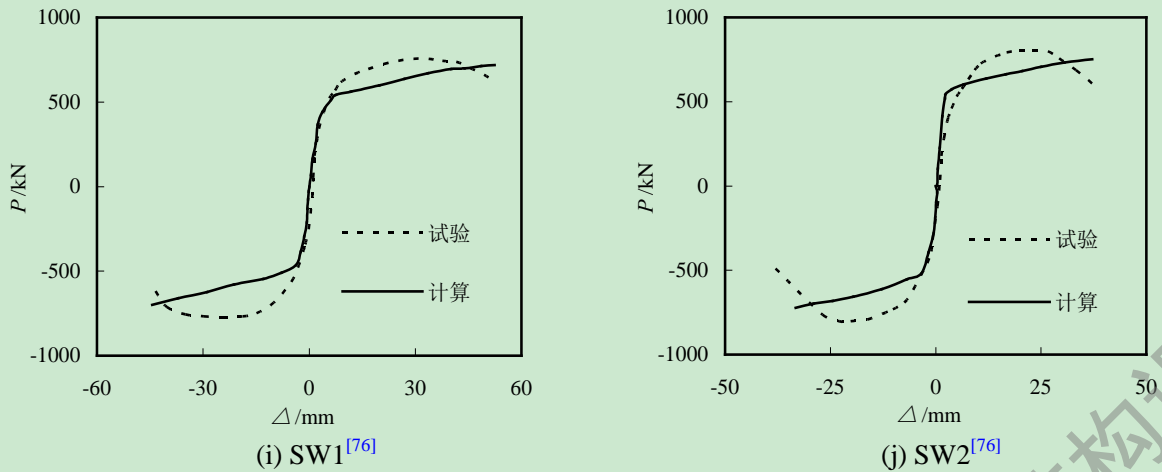


图 3.11 ABAQUS 计算的荷载(P)-位移(Δ)曲线与试验实测骨架线比较

从以上骨架线对比可以看出, 计算得到的抗剪承载力与试验基本吻合。

分析结果表明, 采用前面介绍的建模方法和本构模型能够较好地模拟带有钢管混凝土边框柱剪力墙的滞回性能。

3.3.3 带有型钢混凝土边框柱剪力墙滞回曲线计算

本文采用前面所述的建模方法对廖飞宇(2007)^[75]中 3 榀和梁兴文(2011)^[80]中 3 榀带有型钢混凝土边框柱剪力墙的低周往复加载试验进行了数值模拟。剪力墙的几何尺寸、配筋信息及相关参数见表 3.5-3.6 与图 3.12 所示:

表 3.5 剪力墙试件几何参数

试验人	试件编号	边柱截面尺寸(mm)	组合梁中型钢尺寸(mm)	高宽比	墙板尺寸 $H \times B \times t$ (mm)	轴压比
廖飞宇 ^[75]	SRC-S-S1	160×160	90×65×3×3	0.82	820×860×85	0.3
	SRC-S-L1	160×160	90×65×3×3	0.56	820×860×85	0.3
	SRC-S-L2	160×160	90×65×3×3	0.56	820×860×85	0.6
梁兴文 ^[80]	SHSCW-1	200×100	80×50×5.4×5.4	2.5	2000×800×100	0.2
	SHSCW-2	250×100	80×50×5.4×5.4	2.5	2000×800×100	0.25
	SHSCW-3	200×100	80×50×5.4×7.4	2.5	2000×800×100	0.2

表 3.6 剪力墙试件材料参数

试验人	钢材类型	钢板厚度 (mm)	屈服强度 f_y (MPa)	弹性模量 E_s (MPa)	泊松比	
廖飞宇 ^[75]	工字钢	3	263	206000	0.270	
	钢筋	$d=6\text{mm}$	—	397	209000	0.290
		$d=14\text{mm}$	—	357	195000	0.283
		$d=16\text{mm}$	—	387	190000	0.287
	混凝土	墙板和边框柱	$E_c=30783\text{MPa}$		$f_{cu}=49.2\text{MPa}$	
边框梁		$E_c=29936\text{MPa}$		$f_{cu}=48.0\text{MPa}$		

梁兴文 ^[80]	工字钢		5.4	434.5	206000	0.3
			7.4	435.6	206000	0.3
			10	402.6	206000	0.3
	钢筋	$d=6\text{mm}$	—	587.8	206000	0.3
		$d=10\text{mm}$	—	470.6	206000	0.3
混凝土		$E_c=38000\text{MPa}$		$f_{cu}=82.7\text{MPa}$		

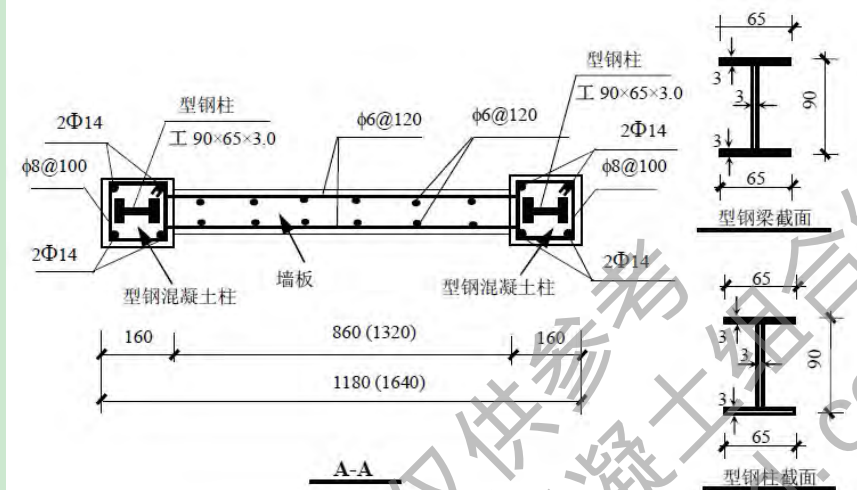
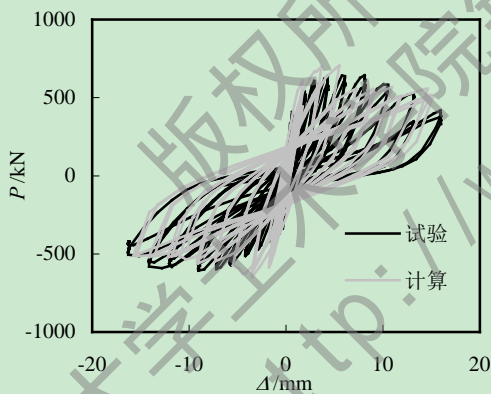


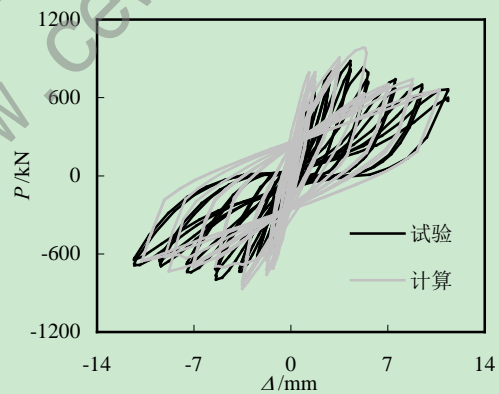
图 3.12 廖飞宇^[75]试验型钢混凝土边框柱剪力墙配筋详图

1、计算所得的荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线与试验曲线对比

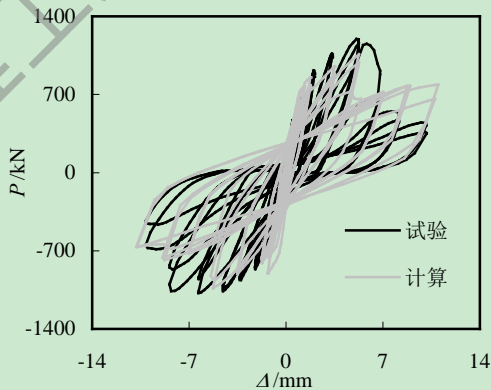
将计算得到的滞回曲线与试验结果曲线进行对比，如图 3.13 所示。



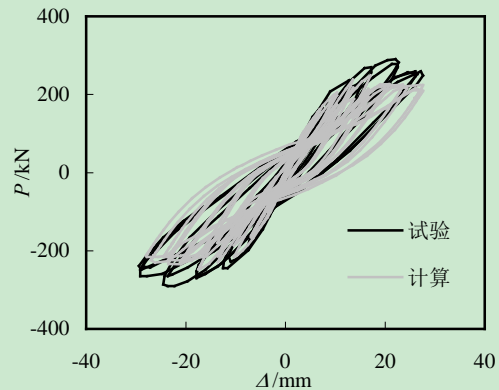
(a) SRC-S-S1^[75]



(b) SRC-S-L1^[75]



(c) SRC-S-L2^[75]



(d) SHSCW-1^[80]

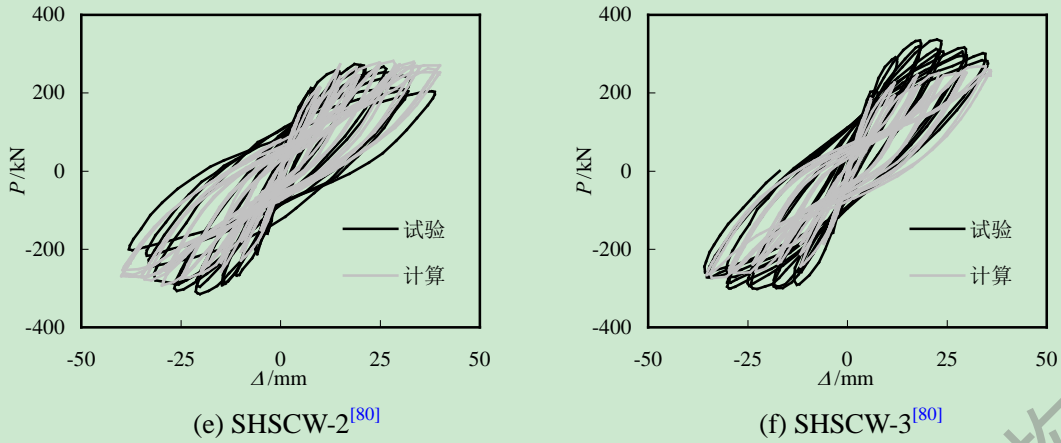
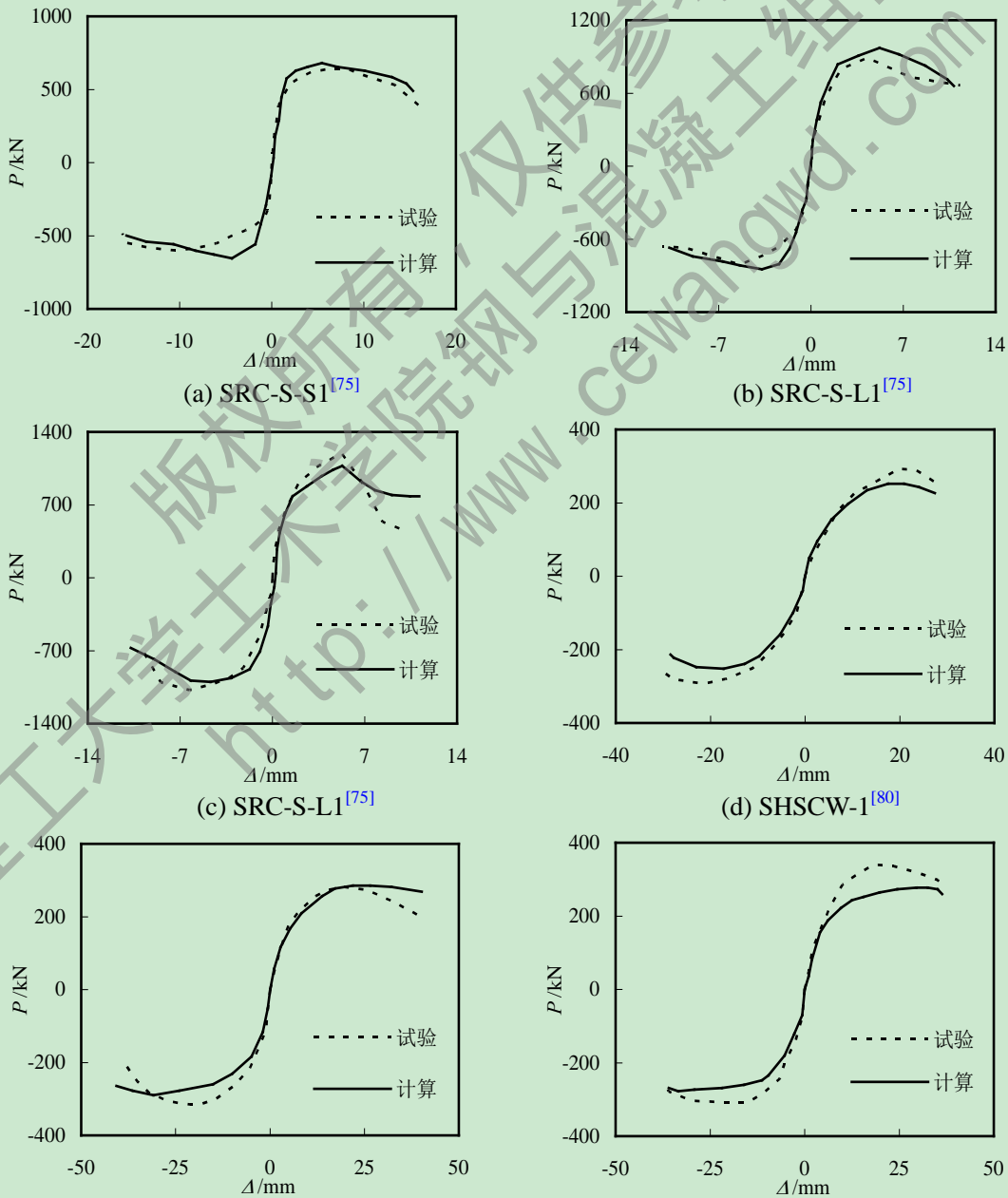


图 3.13 ABAQUS 计算的荷载(P)-位移(Δ)滞回曲线与试验曲线比较

2、计算所得的荷载(P)-位移(Δ)骨架曲线与试验曲线对比

将计算得到的骨架曲线与试验结果曲线进行对比，如图 3.14 所示。



(e) SHSCW-2^[80]

(f) SHSCW-3^[80]

图 3.14 ABAQUS 计算的荷载(P)-位移(Δ)曲线与试验实测骨架线比较

由以上两种曲线对比可见，计算所得曲线在抗剪承载力、捏缩效应、刚度退化和延性方面都与试验结果比较吻合。因此，采用前面介绍的建模方法和本构模型能够较好的模拟带有型钢混凝土边框柱剪力墙的滞回性能。

3.3.4 组合剪力墙破坏形态对比分析

以剪力墙试件 CFST-S-L1^[75]（高宽比为 0.56）和 SHSCW-2^[80]（高宽比为 2.5）为例分别对钢管混凝土边框柱剪力墙和型钢混凝土边框柱剪力墙计算得到的破坏形态与试验实测图片进行了对比分析。

3.3.4.1 钢管混凝土边框柱剪力墙破坏形态分析

在 ABAQUS 软件中，采用塑性损伤模型的混凝土出现主拉塑性应变时表示该混凝土已经开裂，因此本文将墙板的主拉塑性应变矢量图与试验实测的裂缝模式进行对比，大体上反映了墙板混凝土的开裂状况。再者，墙板的主拉塑性应变云图中应变较大的区域表示其裂缝宽度较大，因此本文给出墙板的主拉塑性应变云图，用于反映墙板混凝土裂缝宽度的大小。

以钢管混凝土边框柱剪力墙 CFST-S-L1^[75]作为典型试件，选择三个典型时刻对应的特征点进行分析，三个峰值点分别选取：墙板出现初始裂缝的点；组合剪力墙达到峰值荷载时的点；荷载下降到 85%的极限荷载时（最终破坏时刻）的点。对于每个特征点，分别给出主拉塑性应变矢量图、主拉塑性应变云图以及实测的裂缝模式。

(1) 墙板出现初始裂缝时刻：试验过程中，水平荷载 $P=594\text{kN}$ 时，墙板出现第一条剪切斜裂缝，裂缝宽度达到 0.18mm ，与水平方向夹角约 37° ^[75]；在计算分析中， $P=494.3\text{kN}$ 时，墙板的右下方混凝土单元达到其抗拉强度而开裂，裂缝方向近似于 45° 。图 3.15 给出了墙板出现初始裂缝时墙板混凝土的裂缝分布情况。在主塑性应变矢量图中，裂缝方向（垂直于箭头方向）近似于 45° ，与试验结果较为接近。

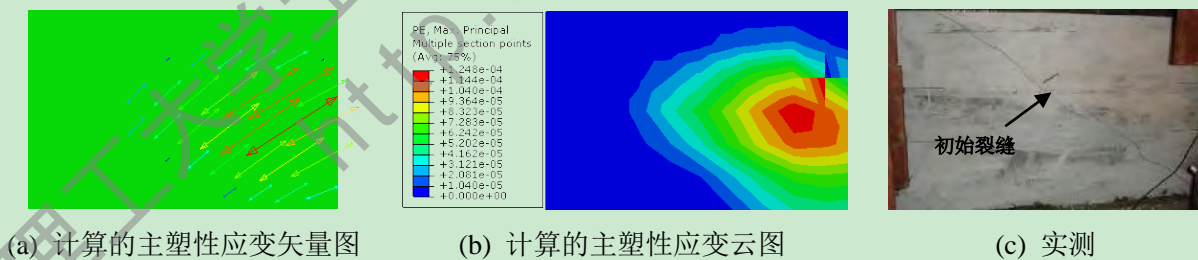


图 3.15 墙板初始裂缝图

(2) 组合剪力墙达到峰值荷载时刻：试验过程中，在水平荷载达到 $P=967.9\text{kN}$ 时试件达到了峰值荷载，计算模拟中峰值荷载达到 989.5kN 。图 3.16 给出了组合剪力墙达到峰值荷载时墙板混凝土的裂缝分布情况。从主塑性应变矢量图中可以看出，在峰值荷载时刻裂缝贯穿整个墙体，沿 45° 方向开展，且在墙体中部裂缝宽度较大，接近于实测结果。

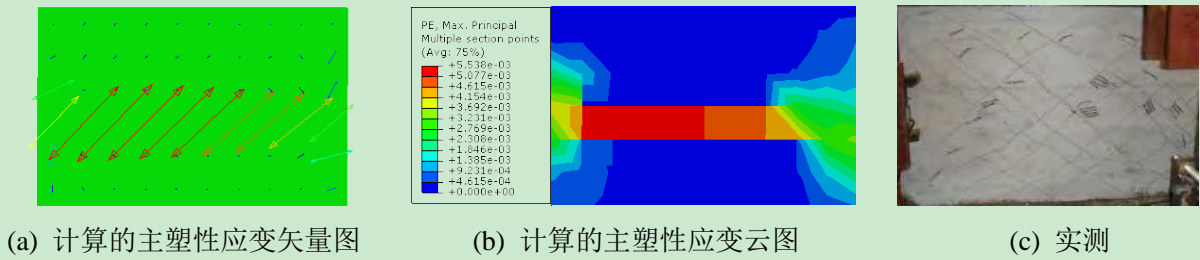


图 3.16 峰值荷载时刻裂缝分布图

(3) 85%极限荷载时刻：试件最终破坏时，墙板上由斜裂缝分割形成的混凝土斜压小柱体达到抗压强度而碎裂。图 3.17 给出了最终破坏时刻墙板混凝土的裂缝分布情况。从计算得到的主塑性应变云图可以看出，最终破坏时刻，墙体的左下部破坏比较严重，裂缝宽度较大，与实测结果较接近。

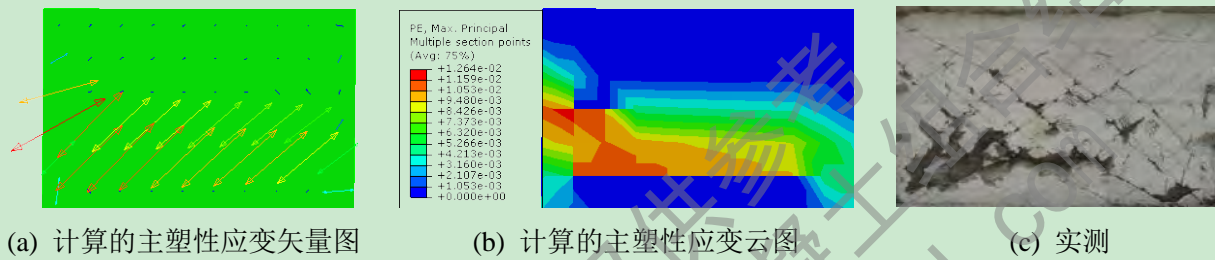
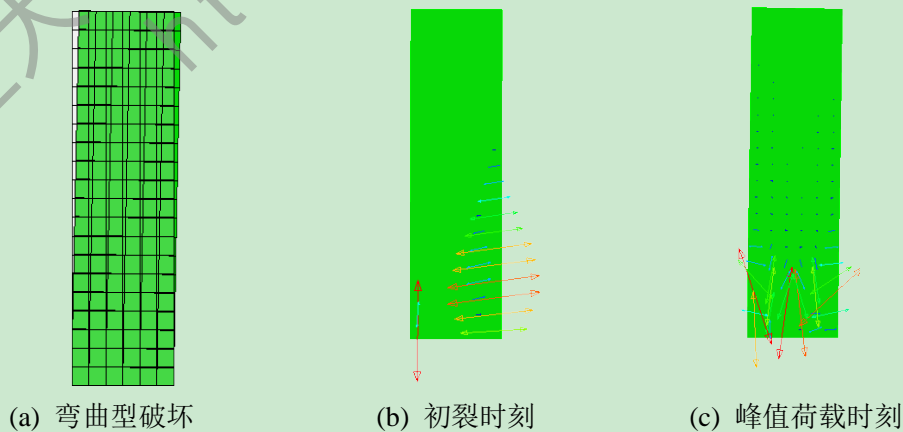


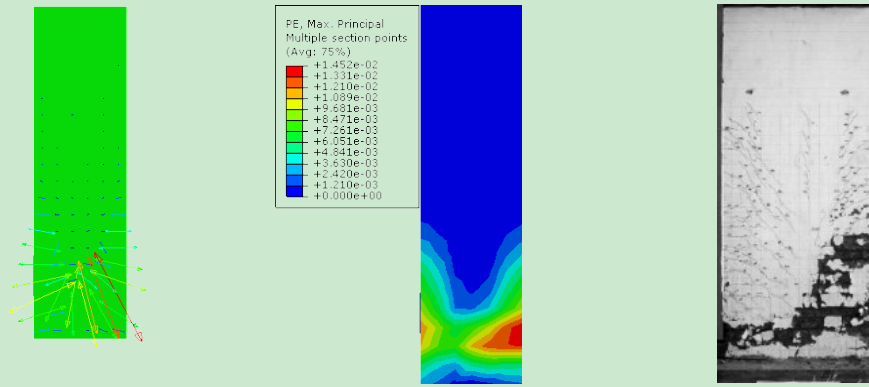
图 3.17 最终破坏时刻裂缝分布图

3.3.4.2 型钢混凝土边框柱剪力墙破坏形态分析

SHSCW-2^[80]是高宽比较大的型钢混凝土边框柱剪力墙，在水平荷载作用下，最终在平面内发生弯曲破坏，如图 3.18(a)所示。在水平荷载 $P=131.4\text{kN}$ 时，在墙板右下侧出现裂缝，底部出现水平弯曲裂缝，该时刻主塑性应变矢量图如图 3.18(b) 所示。随着荷载的增大，开裂范围逐渐扩大，出现一些交叉斜裂缝，剪力墙底部形成变形集中的塑性铰区域。当 $P=282.2\text{kN}$ 时，剪力墙达到峰值荷载，裂缝分布情况如图 3.18(c)所示。

当水平荷载下降到 85%的峰值荷载时，由于底部混凝土达到抗压强度而碎裂，试件破坏。试件最终破坏时刻的主塑性应变矢量图、主塑性应变云图以及实测破坏形态和裂缝分布情况如图 3.18(d)~(f)。从最终破坏时刻的计算主塑性应变矢量图以及云图可以看出，主要在剪力墙的底部破坏较严重，与实测结果的破坏情况一致。





(d) 主塑性应变矢量图 (e) 主塑性应变云图 (f) 实测图片

图 3.18 型钢混凝土边框柱剪力墙破坏形态

3.3.5 两层两跨钢管混凝土框架-组合剪力墙弹塑性分析

为了进一步验证本文基于 ABAQUS 分层壳单元和纤维梁单元模拟组合剪力墙方法的准确性, 本文对郑建忠(2011)^[67] 硕士学位论文中完成的两层两跨钢管混凝土框架-组合剪力墙拟静力试验和拟动力试验分别进行了数值模拟。该试验模型的几何尺寸、边界条件以及加载工况见图 3.19, 其他相关信息详见文献[67]。

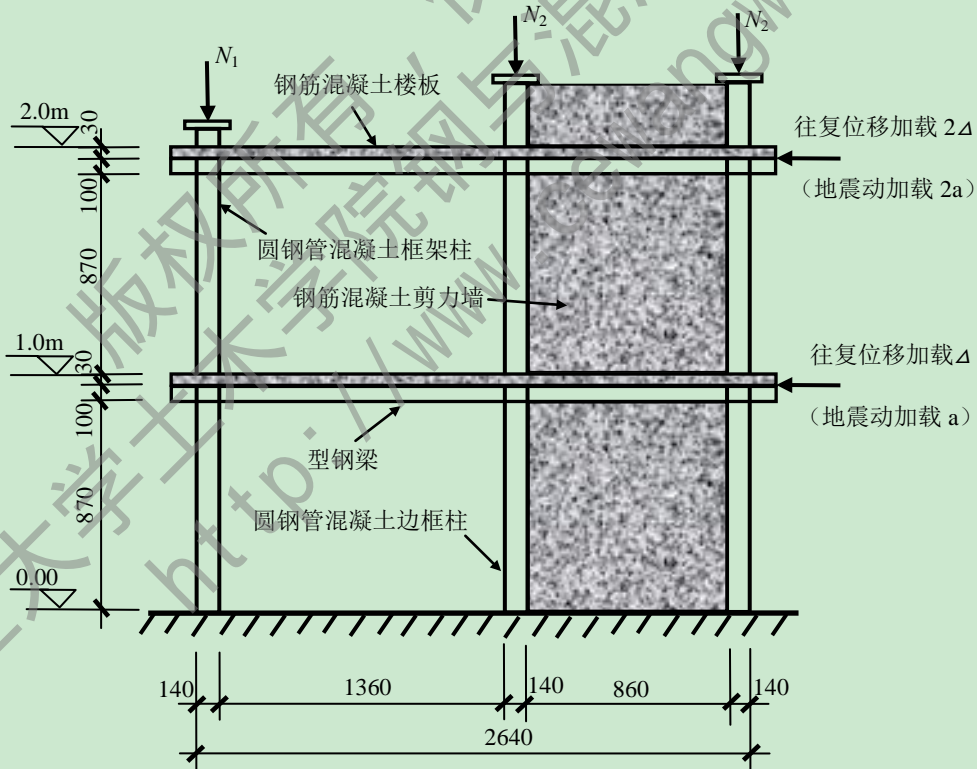


图 3.19 钢管混凝土框架-组合剪力墙试件尺寸、加载工况和边界条件

在模拟该组合剪力墙的过程中, 采用纤维梁单元模拟钢管混凝土-钢梁框架, 分层壳单元模拟钢筋混凝土楼板和剪力墙。钢管中核心混凝土采用材料本构子程序 iFiberLUT 中的 iConcrete01(适用于圆形钢管核心混凝土), 楼板和墙板中的混凝土采用 ABAQUS 自带的塑性损伤模型。钢管、型钢以及钢筋均调用 iFiberLUT 中可以考虑包辛

格效应的 iSteel05 钢材本构模型。

该试验中，分别在顶层和底层的组合梁处施加水平往复荷载，且使顶层的水平荷载是底层的两倍，从而形成“倒三角”的 Pushover 加载模式。

3.3.5.1 拟静力试验模拟分析

1、计算所得的荷载(P)-位移(Δ)曲线与试验曲线对比

本文分别提取基底剪力-顶层位移、顶层剪力-顶层层间位移以及基底剪力-底层层间位移滞回曲线与试验曲线进行了对比。并且将 ABAQUS 计算得到的骨架曲线分别与试验曲线、Opensees 计算曲线(魏国强, 2013)^[81]做了对比，如图 3.20 所示。

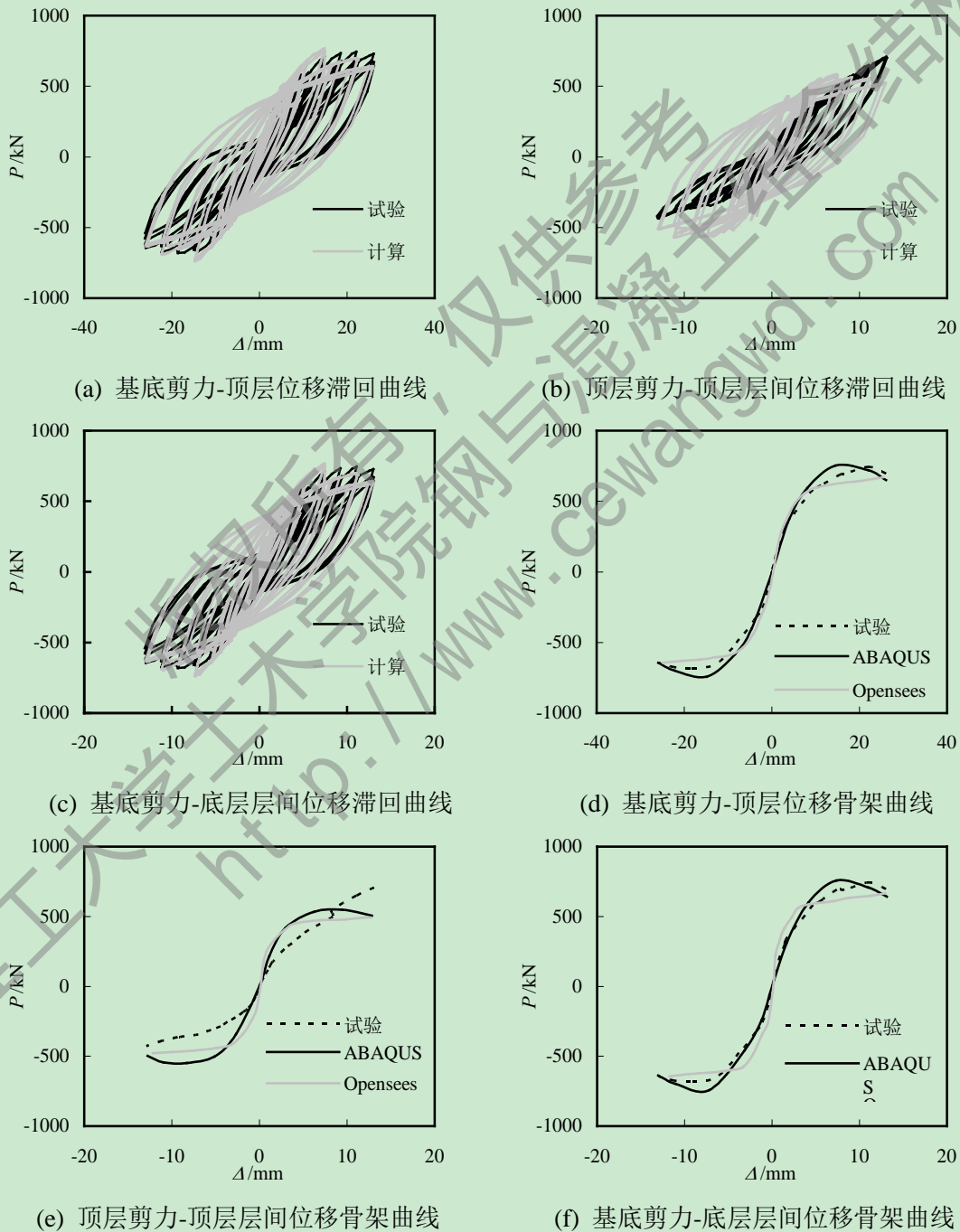


图 3.20 荷载(P)-位移(Δ)曲线对比

从以上曲线的对比可以看出，计算得到的荷载(P)-位移(Δ)曲线与试验曲线承载力方面基本吻合，但未较好地模拟结构的捏缩效应、初始刚度以及刚度退化。分析其原因，主要是因为数值模拟中，剪力墙墙板与钢管混凝土柱之间通过完全绑定的方式连接，相比试验中采用 U 型钢筋连接，刚度偏大。而且在有限元模型中，梁单元按照剪力墙边框柱的中心轴线创建，再与墙板连接，使得墙板尺寸略有放大，致使有限元模型的刚度偏大、加载后期刚度退化也不明显。尤其顶层剪力-顶层层间位移曲线与试验结果差别较大，主要原因是计算中顶层剪力是通过基底的支座反力减去底层加载处的反力得到，顶层层间位移是由顶层加载位移减去底层加载位移所得，这可能与试验的实际剪力和位移有所差别。综合各方面的对比，基于分层壳单元和纤维梁单元以及调用 iFiberLUT 材料子程序中的本构模型能够较准确地模拟钢管混凝土框架-组合剪力墙的滞回性能。

2、破坏形态分析

为了进一步了解该结构的破坏过程，分别对墙板出现初始裂缝、达到峰值荷载和下降到 85% 极限荷载（最终破坏）三个典型时刻的结构破坏形态进行了对比分析。

(1) 墙板初裂时刻

在计算分析中，基底剪力 $P=248.2\text{kN}$ 时，在底层墙体的右下部出现第一条裂缝，与水平向的夹角大约为 50° ，即正向初始裂缝。图 3.21 给出底层墙板在初裂时刻主拉塑性应变矢量图与云图以及框架的应力云图。注：在主拉塑性应变矢量图中箭头的垂直方向即为裂缝的开展方向；在主拉塑性应变云图中的颜色梯度（及应变大小）反映了裂缝宽度的不同。当 $P=-296\text{kN}$ 时出现负向初始裂缝，如图 3.22。而试验中是在 $P=-291\text{kN}$ 时出现负向初始裂缝， $P=337\text{kN}$ 时出现正向初始裂缝^[67]。其中负号的差别是因为模拟中初始加载方向与试验相反，而初裂时基底剪力较试验值小，即模拟的墙板开裂状态出现的比试验观测早，主要是因为试验时肉眼观测不到刚开始出现的微裂缝。

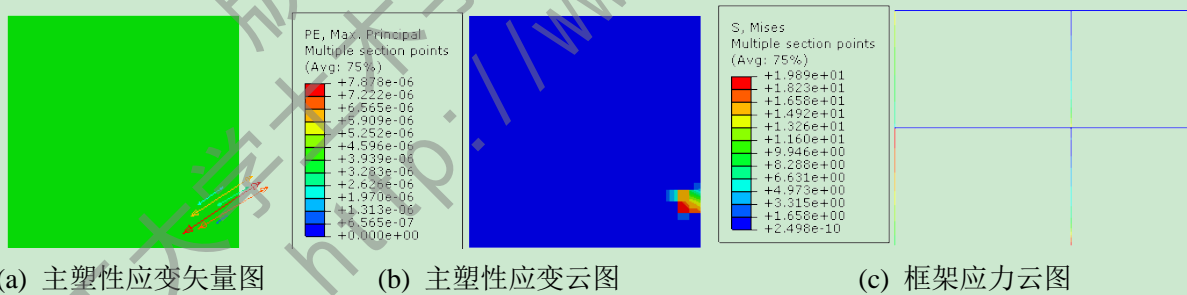


图 3.21 底层墙板出现正向初始裂缝时刻

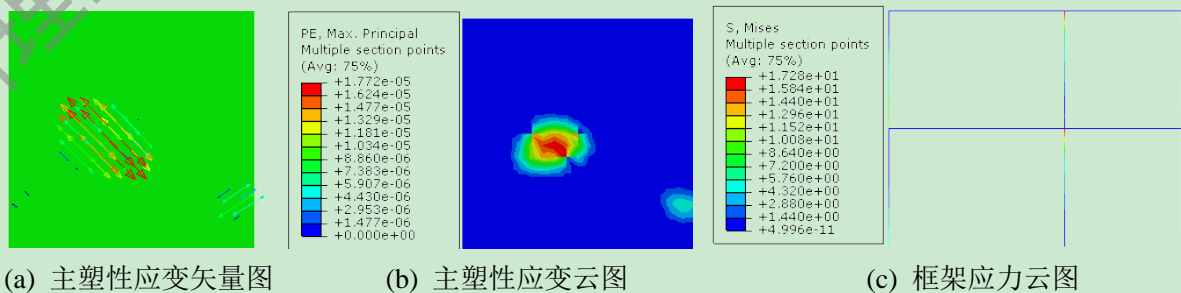


图 3.22 底层墙板出现负向初始裂缝时刻

当基底剪力 $P=434.8\text{kN}$ 时，顶层墙板出现第一条正向斜裂缝，与水平向夹角约为 45° 。而底层的裂缝继续开展，裂缝宽度增加。图 3.23 给出该时刻底层与顶层墙板的裂缝开展情况。

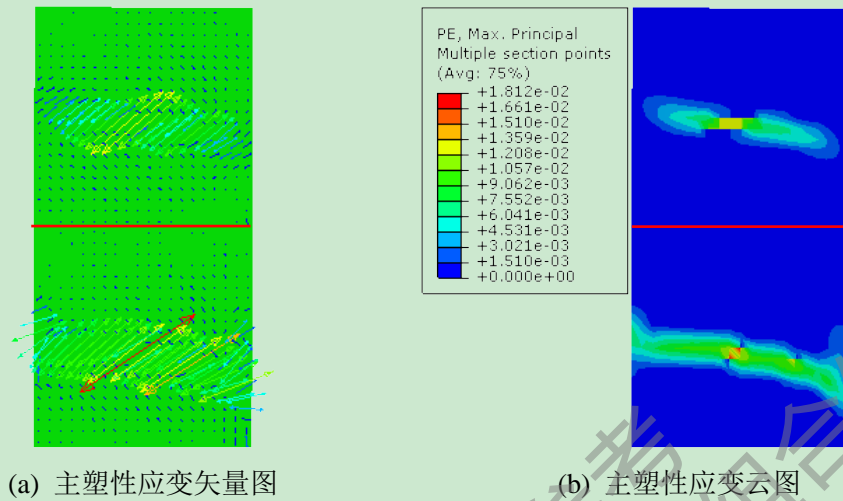


图 3.23 顶层墙板出现正向初始裂缝时刻

(2) 峰值荷载时刻

当基底剪力 $P=586.1\text{kN}$ 时，正向基底剪力达到最大值。图 3.24 给出结构在达到峰值荷载时刻墙板的主拉塑性应变矢量图与云图以及框架的应力云图。从图 3.24(a)~(b)可以得知，此刻底层墙板中下部裂缝宽度较大，比顶层墙板破坏更严重，且在墙板底部出现水平裂缝，与试验现象比较接近。同时，从图 3.24(c)可以看出，与试验现象提到钢管混凝土边框柱的柱底出现鼓曲相近，边框柱的柱底应力比框架柱大。主要是因为在该时刻底层墙板因破坏开始逐渐退出工作，而之前所承受的水平荷载首先传递给边框柱。

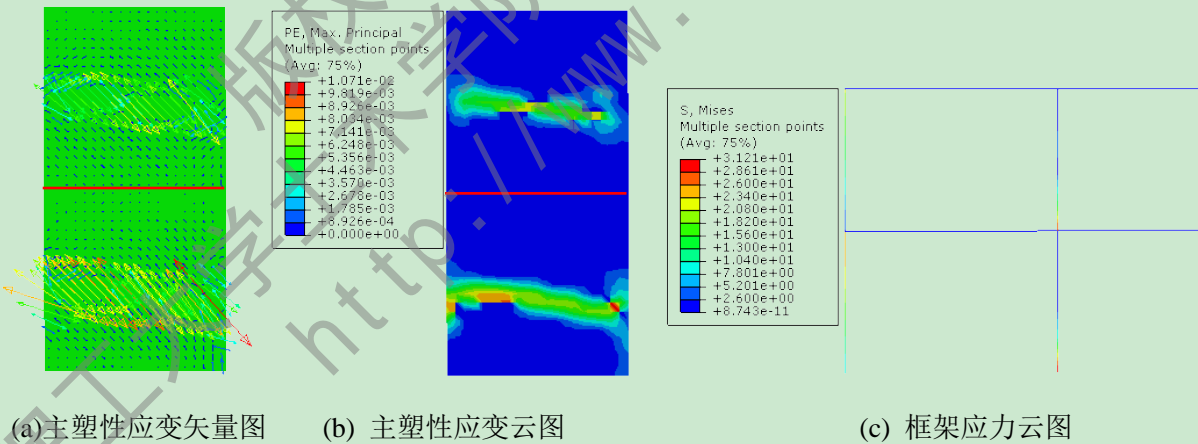


图 3.24 峰值荷载时刻

(3) 最终破坏时刻

试验中为了防止平面外倒塌，荷载未下降到 85% 的极限荷载时提前停止加载^[67]。因此在模拟计算中，取基底剪力 $P=529.4\text{kN}$ （极限荷载的 90%）时刻为最终破坏时刻。图 3.25(a)~(c)给出结构在最终破坏时刻墙板的主拉塑性应变矢量图与云图以及墙体破坏的实测图片。墙板的破坏主要在墙体中部以及角部，裂缝宽度较大，且底层墙板破坏区域比顶层更大、更严重。图 3.25(d)~(e)给出最终破坏时刻外围框架以及楼板的应力云图。

可以看出,应力较大的区域主要在边框柱的底部以及左边框架的节点处。而楼板左段(红色短线以左)的应力均大于右段,主要是因为楼板的右半部分与钢梁以及剪力墙共同作用时,大部分水平荷载直接由剪力墙承担且传递给边框柱,因此钢梁与楼板所受的荷载较少。

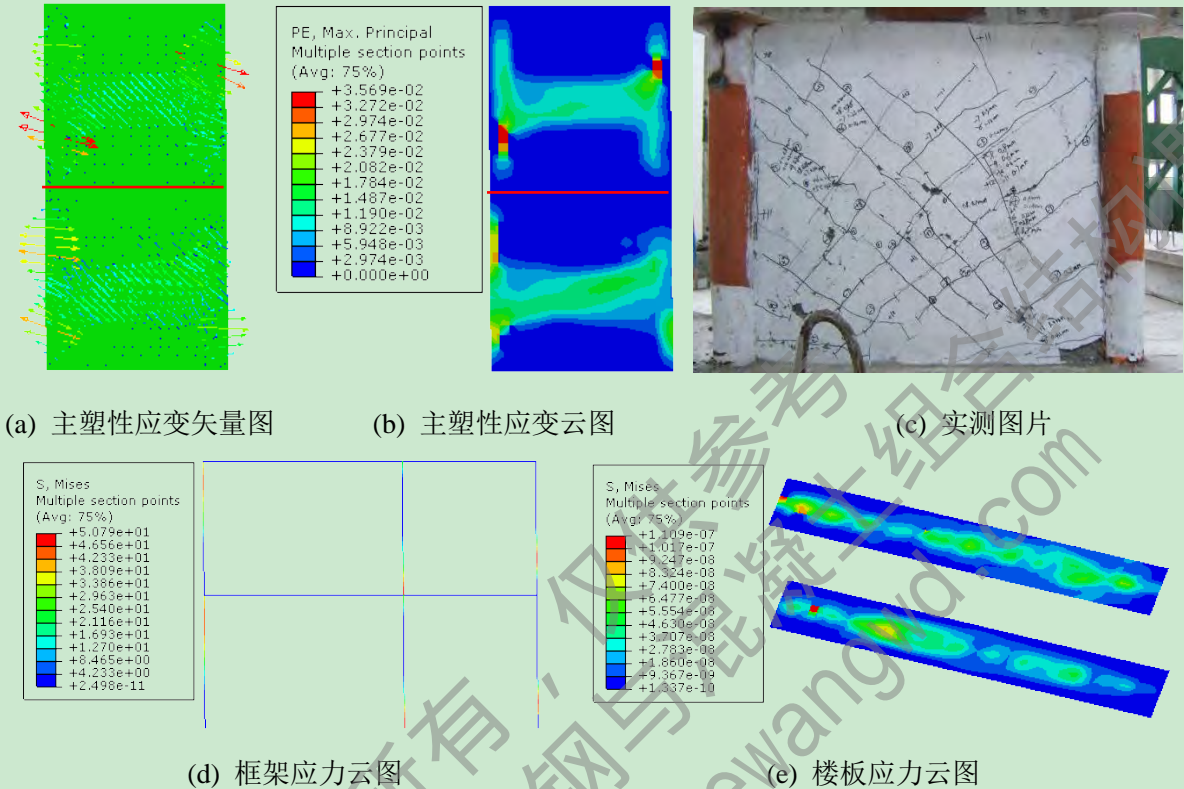


图 3.25 最终破坏时刻

3.3.5.2 拟动力试验模拟分析

本文基于前面的拟静力计算模型,按照试验给出的参数,对该混合结构进行了拟动力模拟。计算得到了 Kobe 地震波不同峰值加速度作用下结构的加速度和位移时程响应。在该计算模型中,分别以峰值加速度为 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g、1.4g 对结构进行拟动力分析。Kobe 地震波的波形图如图 3.20 所示,其峰值加速度为 0.82g,持续时间为 5 秒。

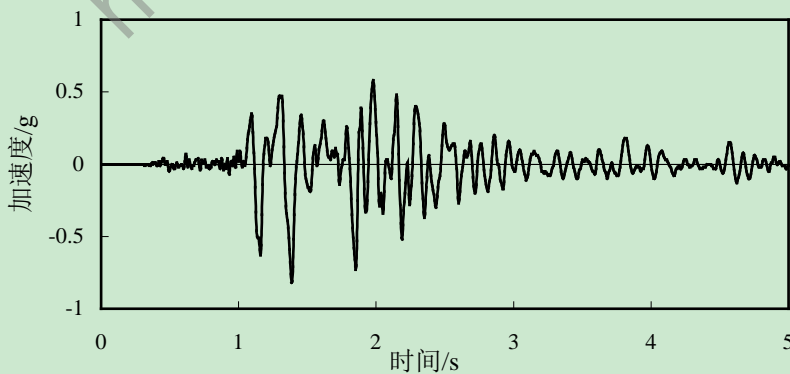
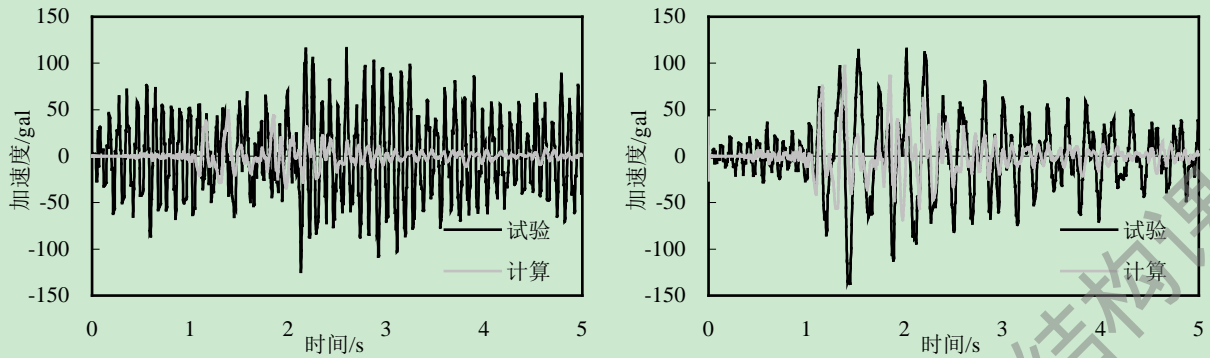


图 3.26 Kobe 地震波波形

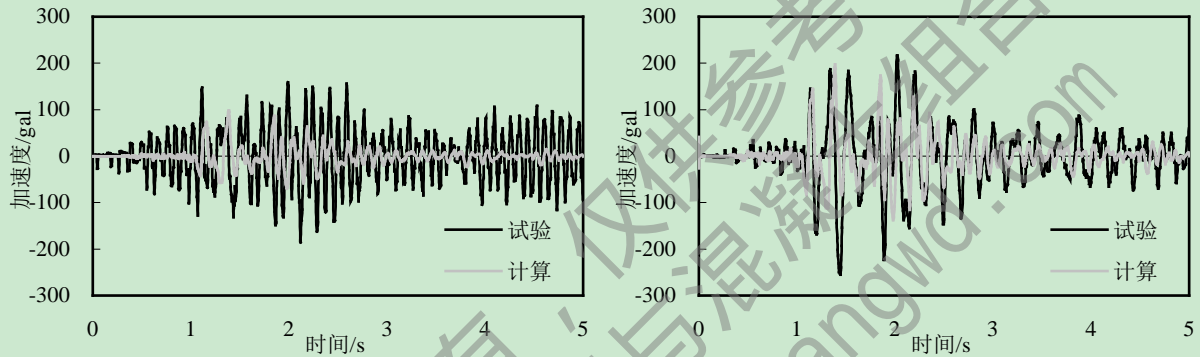
1、结构加速度时程曲线对比

通过计算得到该混合结构在不同强度地震作用下结构顶层和底层的加速度时程曲线，并与试验结果进行了对比，如图 3.27 所示。



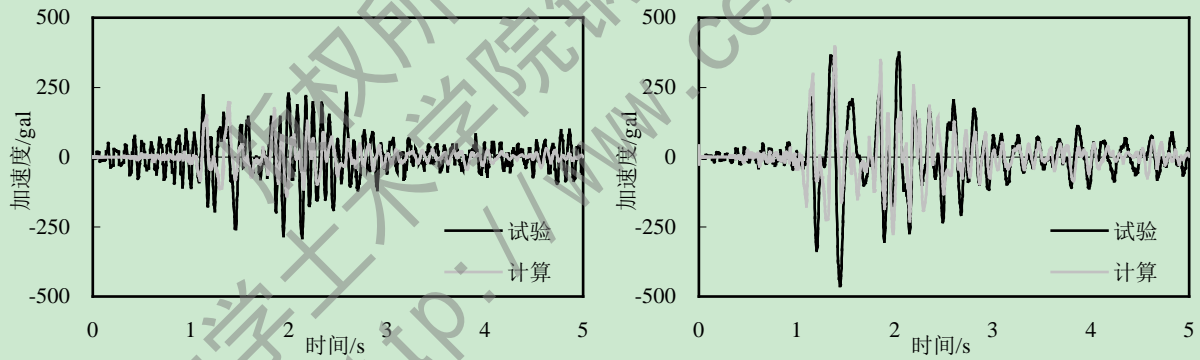
(a) 底层加速度时程曲线(0.05g)

(b) 顶层加速度时程曲线(0.05g)



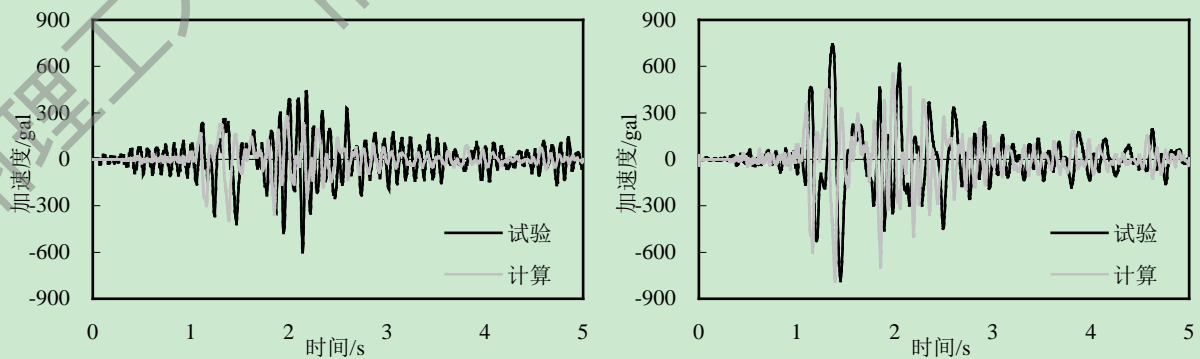
(c) 底层加速度时程曲线(0.1g)

(d) 顶层加速度时程曲线(0.1g)



(e) 底层加速度时程曲线(0.2g)

(f) 顶层加速度时程曲线(0.2g)



(g) 底层加速度时程曲线(0.4g)

(h) 顶层加速度时程曲线(0.4g)

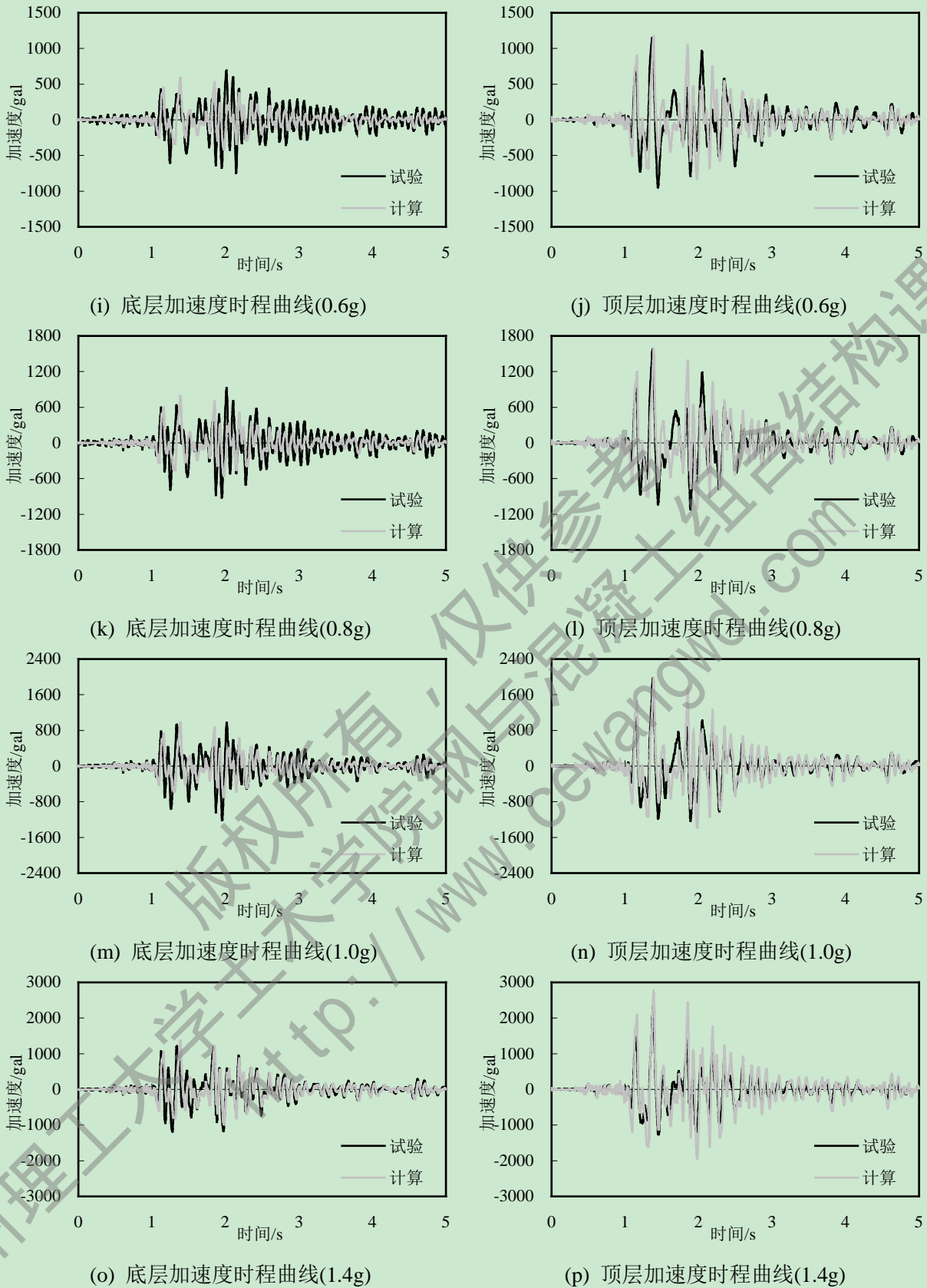


图 3.27 结构加速度时程曲线对比

从以上曲线对比可以看出，当峰值加速度较小时（0.1g 以下），计算得到的结构加速度时程响应比实测结果低，而峰值加速度大于 0.1g 的几种地震动荷载作用下，与实测结果吻合较好。分析其原因，主要是因为试验中地震强度较低时，试验的误差以及外界

环境容易对结果产生一定的影响。

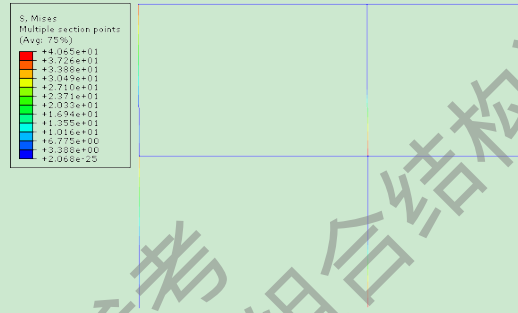
2、结构弹塑性分析

本文分别给出不同地震强度作用下，钢管混凝土框架-组合剪力墙混合结构的外围框架应力云图、剪力墙的主拉塑性应变云图和矢量图以及楼板的真实应变云图和矢量图，以此分析该结构在地震作用下的破坏发展形态。

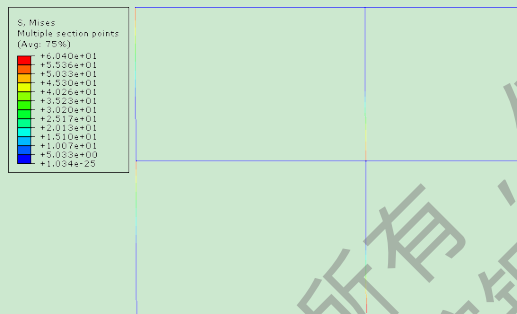
(1) 不同强度地震荷载作用后外围钢管混凝土框架的应力发展（如图 3.28 所示）



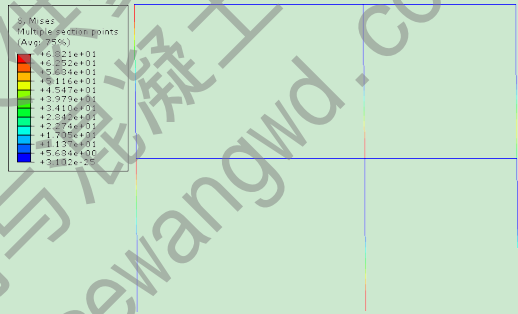
(a) 峰值加速度为 0.05g(最大应力 29.16MPa)



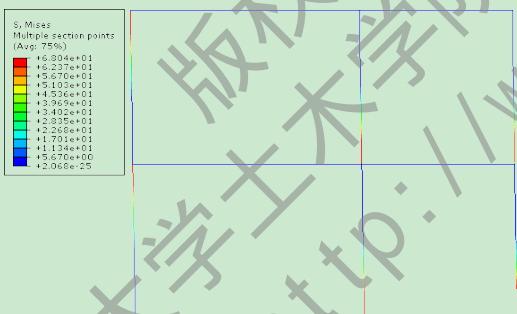
(b) 峰值加速度为 0.1g(最大应力 40.65MPa)



(c) 峰值加速度为 0.2g(最大应力 60.40MPa)



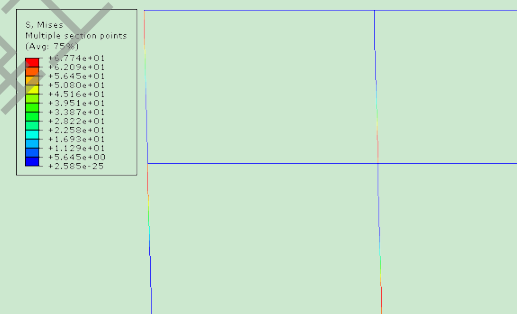
(d) 峰值加速度为 0.4g(最大应力 68.21MPa)



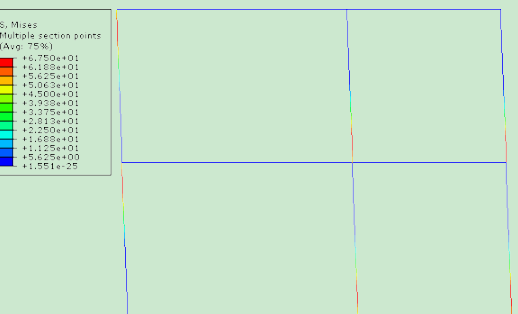
(e) 峰值加速度为 0.6g(最大应力 68.04MPa)



(f) 峰值加速度为 0.8g(最大应力 68.22MPa)



(g) 峰值加速度为 1.0g(最大应力 67.74MPa)



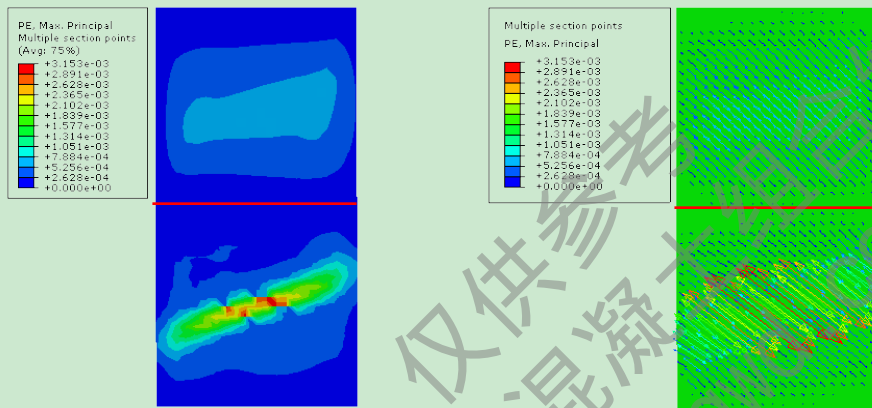
(h) 峰值加速度为 1.4g(最大应力 67.50MPa)

图 3.28 外围钢管混凝土框架应力发展

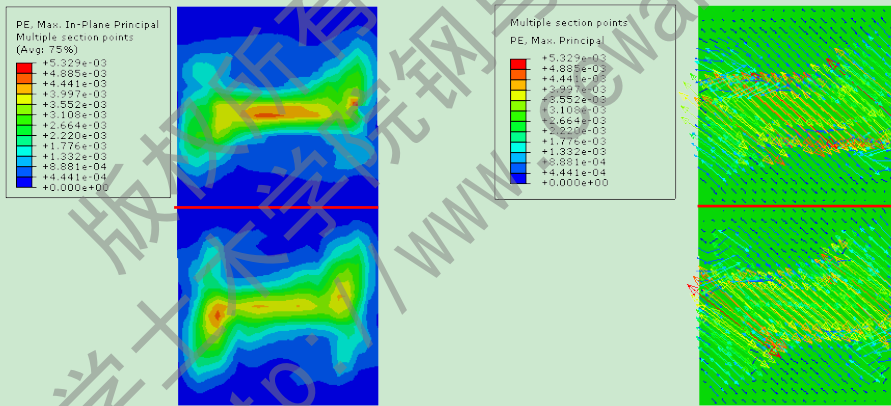
从以上的对比可以看出，在不同强度的地震作用下，外围钢管混凝土框架的最大应力主要出现在组合剪力墙边框柱的底部，且在地震峰值加速度达到 0.8g 以前，框架的最大应力基本呈现出上升趋势；达到 0.8g 以后，最大应力开始下降。这主要是因为不断增加地震强度时，右侧的组合剪力墙破坏愈加严重，结构的整体刚度降低，相应的边框柱承担的剪力减小，而框架柱承担的剪力逐渐增大，导致边框柱柱底的最大应力逐渐变小。

(2) 不同强度地震荷载作用后剪力墙破坏形态

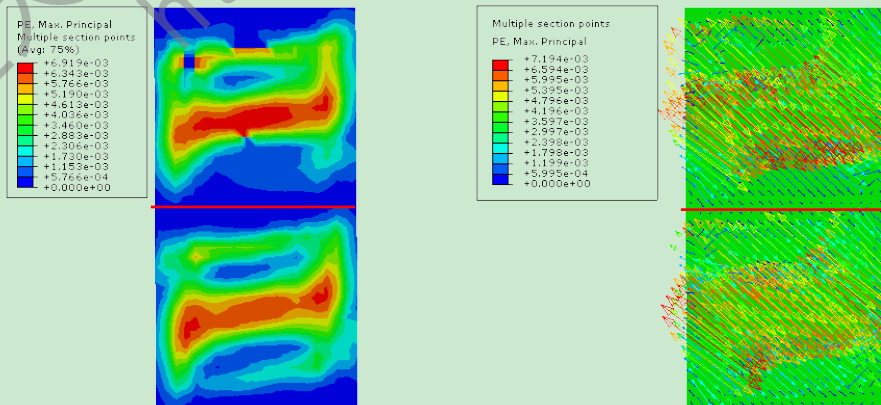
如图 3.29 所示，分别给出组合剪力墙在地震峰值加速度分别为 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g 及 1.4g 作用后墙板的主拉塑性应变云图和矢量图，以此描述墙板的裂缝发展情况。



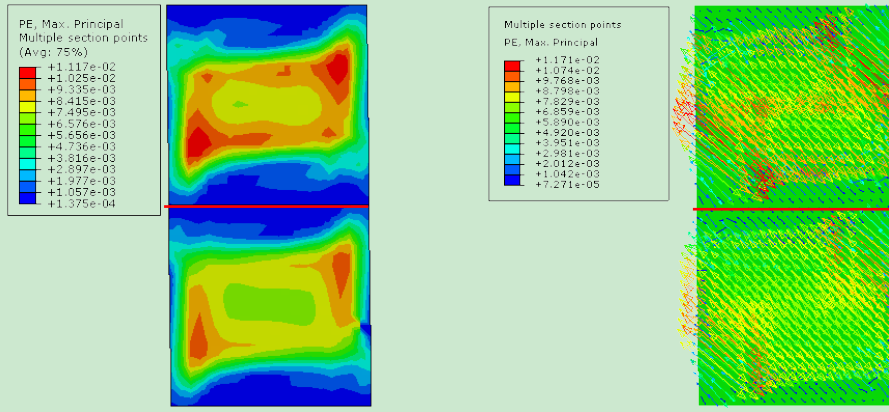
(a) 峰值加速度为 0.05g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



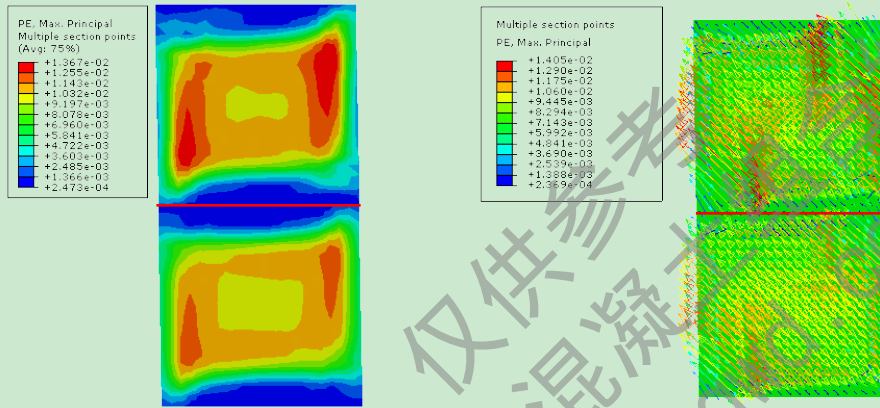
(b) 峰值加速度为 0.1g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



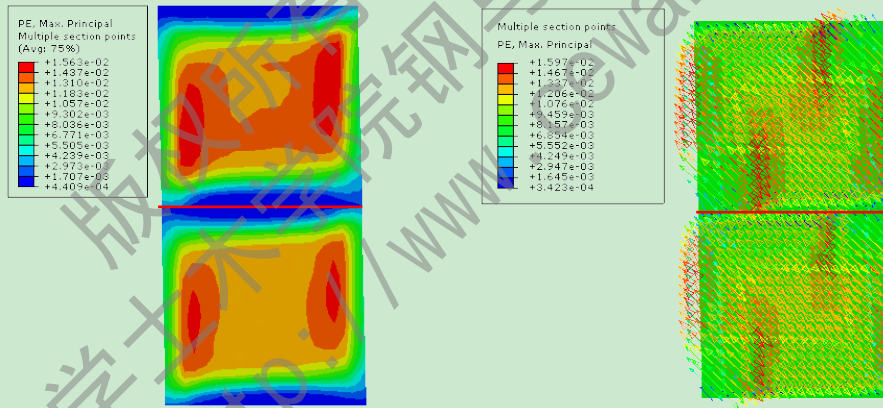
(c) 峰值加速度为 0.2g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



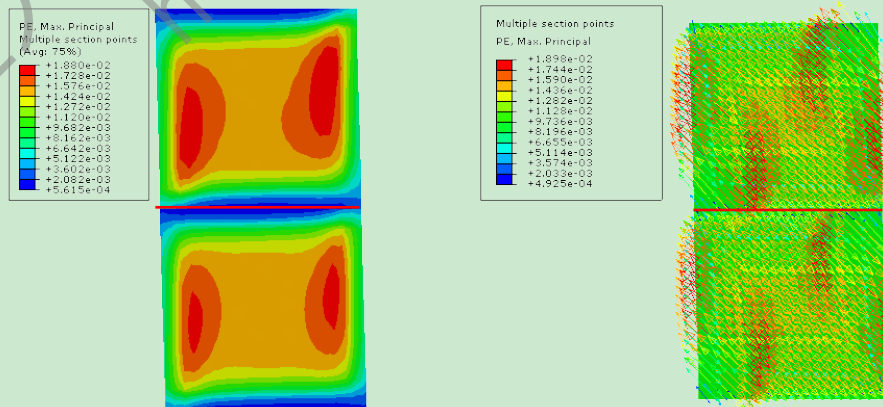
(d) 峰值加速度为 0.4g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



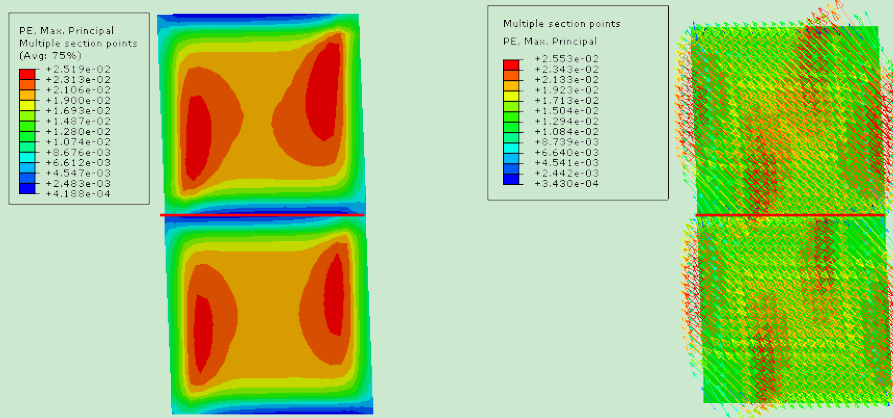
(e) 峰值加速度为 0.6g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



(f) 峰值加速度为 0.8g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



(g) 峰值加速度为 1.0g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图



(h) 峰值加速度为 1.4g 时墙板的主拉塑性应变云图和矢量图

图 3.29 ABAQUS 计算剪力墙墙板裂缝发展

当地震峰值加速度为 0.05g 时，底层墙板出现微小斜裂缝，与水平向的夹角约为 40 度，墙板的主拉塑性应变最大值为 0.00315。而试验中在该峰值荷载下未发现明显的裂缝，主要是因为试验中在观察到墙板表面出现明显的裂缝前，内部可能已经出现了很多微裂缝，因此与模拟计算会有所偏差。

当峰值加速度为 0.1g 时，上下两层的墙板均出现微小裂缝，且墙板的主拉塑性应变最大值为 0.0053。而试验中只是在底层墙板出现宽度为 0.02mm 的裂缝。因此，计算结果与试验结果稍有差别。

当峰值加速度为 0.2g 时，上下两层墙板的裂缝开始扩展，几乎贯通整个墙面，且裂缝宽度增大，主拉塑性应变最大值达到 0.00692，与试验结果较接近。

当峰值加速度为 0.4g 时，主斜裂缝贯穿整个墙面，裂缝宽度有所增大，墙板中部主拉塑性应变值达到 0.0112。从矢量图可以看出，这些裂缝大都从边框柱边缘开始延伸，且在主裂缝周边出现多条微小斜裂缝，在墙板底部出现平行于基底的水平裂缝，与试验结果较接近。

当峰值加速度为 0.6g 时，已有裂缝继续发展，宽度不断增加，且沿斜对角线贯通整个墙面。随着新裂缝的产生，开裂的区域较之前扩大，其中主拉塑性应变最大值达到 0.0137。

当峰值加速度增加到 0.8g 及以上后，所有裂缝更加明显，尤其是墙板底部裂缝更加密集且明显，主拉塑性应变最大值为 0.0252（当峰值加速度为 1.4g 时）。已有裂缝基本上都延伸至基底顶面，墙板中部破坏严重，与试验中混凝土开始剥落相一致。破坏痕迹沿 45° 延伸，表现为典型的剪切型破坏。

3.4 本章小结

本章基于分层壳单元与纤维梁单元，基于 ABAQUS 软件中的壳单元模拟剪力墙和楼板、纤维梁单元模拟外围组合框架的建模方法，调用本课题组开发的材料本构子程序 iFiberLUT 中的钢材和混凝土本构模型，分别对钢筋混凝土暗柱剪力墙、带有钢管混凝土边框柱剪力墙、带有型钢混凝土边框柱剪力墙以及钢管混凝土框架-组合剪力墙混合结构进行了低周往复加载试验或拟动力试验的数值模拟，计算结果与试验结果总体吻合。

较好。在此基础上，对比分析了该类组合剪力墙的滞回性能、受力特征及破坏特征，数值模拟得到墙板在典型时刻的裂缝分布与实测结果接近。

研究表明：采用分层壳单元与纤维梁单元能够较准确且有效地模拟带边框柱的组合剪力墙结构的滞回性能，同时能较好地描述剪力墙的裂缝发展情况。本文方法可为进一步实现高层建筑钢与混凝土混合结构体系抗震性能有效且准确的数值模拟分析提供参考。

版权所有，仅供参考
兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
<http://www.cewangwd.com>

第4章 钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系动力弹塑性时程分析

4.1 概述

近年来,地震引起的人员伤亡、经济财产损失以及造成的次生灾害,使得人们对结构的抗震设计越来越重视。综合考虑结构设计的安全与经济,常用的抗震设计方法是延性设计方法,即在保证结构不发生倒塌的情况下允许结构的构件发生一定的塑性变形,使得结构具有一定的延性,从而在不同强度的地震作用下表现出不同的抗震能力。因此,我国建筑抗震规范提出了“小震不坏、中震可修、大震不倒”的三水准设计原则^[82]。要求结构在遭遇多遇地震(小震)时,结构不发生损坏;当遭遇相当于抗震设防烈度的地震(中震)时,可能发生小的损坏且通过修理可继续使用;当遭遇罕遇地震(大震)时结构不发生严重的破坏或倒塌。并且在抗震规范中要求对一些建筑“宜”或“应”进行弹塑性变形验算。因此,弹塑性分析对于结构的设计尤其是抗震设计以及性能研究是必不可少的。

弹塑性分析方法分为静力弹塑性分析(Pushover分析)和动力弹塑性分析。其中静力弹塑性分析方法是一种模拟结构地震反应的简化计算方法,是基于性能的抗震设计方法之一。通过给结构体系按照某种静力加载模式(如倒三角)施加水平荷载,以此来模拟结构所承受的水平地震作用。通过控制荷载大小使得结构经历弹性、开裂、屈服以及破坏等阶段,从而评估结构的抗震性能。但由于该方法属于静力分析方法,无法考虑结构的动态性能以及地震作用的一些不确定因素,水平加载模式的选择对分析结果影响较大,而且该方法适用于以第一振型为主的中低层结构的近似分析,对结构体系的分析具有局限性^[62]。动力弹塑性分析方法作为非线性抗震分析方法的一种,能够较真实地模拟结构的地震响应。基于计算机软硬件技术的不断发展以及强震记录的增多,结构弹塑性时程分析方法的应用越来越广。

随着建筑结构的不断提高、结构形式日趋复杂,以及人们对结构的经济和安全的双重要求逐渐提高,钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系得到了广泛的应用。而该类结构体系的抗震性能评估要比钢筋混凝土结构和钢结构复杂,且在规范以及技术规程中没有详细的抗震设计要求,因此需要通过对该类结构体系进行弹塑性分析来判断其抗震性能,从而得到在地震作用下结构的变形能力,发生开裂和屈服时刻的地震作用大小,塑性铰出现的顺序,判断薄弱环节以及破坏机制。

4.1.1 动力弹塑性时程分析方法基本原理

动力弹塑性时程分析方法是根据选定的地震动输入(如地震加速度时程曲线)和结构恢复力特征曲线,建立地震动动力平衡方程,通过数值方法(如振型叠加法和直接积分法)对动力方程进行求解,计算出地震过程中每一时刻结构的位移、速度和加速度响应,从而观察到结构在地震作用下弹性和非弹性阶段的内力变化以及结构构件开裂、屈

服、损坏直至结构倒塌的全过程。

结构的弹塑性动力平衡方程表达式如下：

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = F(t) \quad (4-1)$$

其中， $[M]$ 为质量矩阵， $[C]$ 为阻尼矩阵， $[K]$ 为刚度矩阵， u 、 \dot{u} 、 \ddot{u} 分别表示某一时刻的节点位移、速度、加速度向量。地震作用下 $F(t) = -[M]\ddot{u}_g$ ，其中 \ddot{u}_g 为地震运动加速度时程曲线。

求解上述弹塑性动力平衡方程的数值方法主要有振型叠加法和直接积分法。振型叠加法利用振型的正交性，将式(4-1)转化为若干个相互独立的各振型的方程，再对每个振动方程分别进行求解，进而进行叠加。但该方法的计算精度受到所取振型数目的影响，且适用于大型结构体系的线弹性时程分析，因此在结构分析应用中有一定的局限性。直接积分法的基本思路是：对于地震作用下的结构动力反应分析，可将分析时间长度 t 划分为多个微小的时间段 Δt ，采用数值积分方法求解每个时间段内的动力平衡方程^[62]。

4.1.2 动力弹塑性时程分析方法目的

(1) 结构在中震和大震作用下不再处于线弹性状态，且为了得到较真实的结构动力响应，需要对结构进行动力弹塑性时程分析，以此实现结构在中震和大震下的性能目标；

(2) 对结构在中震和大震作用下的非线性性能做出定量的评价，研究结构的变形形态、构件的塑性发展以及结构的整体弹塑性行为；

(3) 验证整体结构在中震和大震作用下的抗震性能，寻找结构的薄弱层和薄弱部位。

4.2 基于 Midas 软件混合结构体系的设计和分析

4.2.1 前言

本文采用设计与分析软件 Midas Building 设计一栋结构形式为钢管混凝土框架-核心筒混合结构的 30 层办公楼，并对其进行了不同地震作用下的弹性时程分析，评估了该结构体系在多遇地震作用下的抗震性能。

4.2.2 结构模型概况

本文根据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3-2010)^[83]、《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[82]、《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》(CECS 230:2008)^[84]以及《钢管混凝土结构技术规程》(DB62/T25-3041-2009)^[85]等现有规范和规程，并结合国内的工程实际，设计一栋地上结构高度为 108m、层数为 30 层、层高 3.6m 的钢管混凝土框架-核心筒结构体系。外框架采用方钢管混凝土柱和型钢梁，外框架与核心筒之间的连接梁也采用型钢梁，核心筒采用带有方钢管混凝土边框柱的剪力墙。结构平面布置及

尺寸如图 4.1 所示，楼梯间、电梯梯井以及相关功能用房均布置在核心筒内部。其他部件的详细尺寸见表 4.1。设计使用年限 50 年，抗震设防烈度 8° (0.20g)，场地类别为 II 类，地震分组为第三组。外框架钢材（包括钢管和型钢）采用 Q345 钢，柱中核心混凝土与核心筒墙体混凝土强度等级为 C40，核心筒剪力墙钢筋选用 HRB335。钢筋混凝土楼板厚度为 120mm，混凝土强度等级为 C30，钢筋选用 HPB300。

4.2.2.1 标准层平面布置

结构标准层平面尺寸 40.8m×25.8m，核心筒平面尺寸 13.2m×9.6m。结构高宽比为 108/25.8=4.2（小于 6），核心筒高宽比 108/9.6=11.2（小于 12），均满足规范要求。标准层平面布置图如图 4.1 所示。

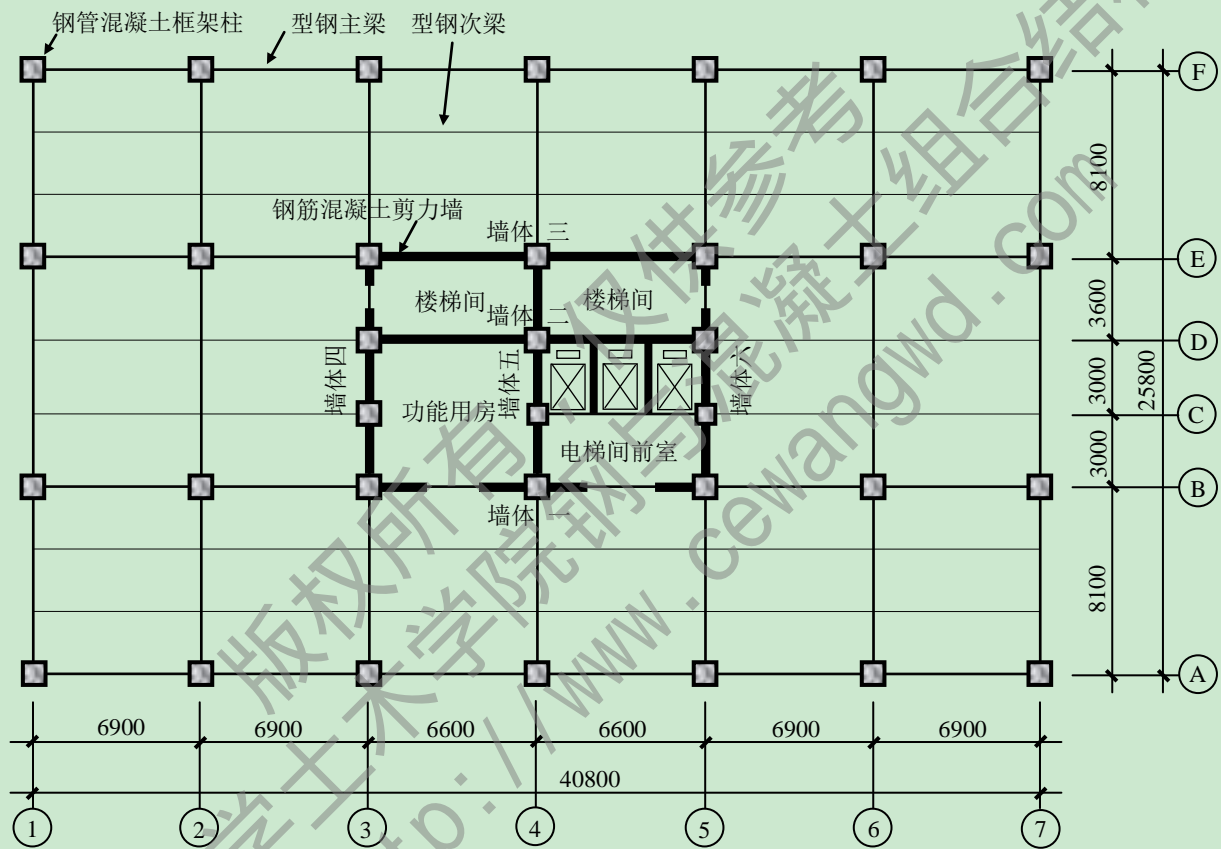


图 4.1 结构平面布置图

4.2.2.2 楼层尺寸信息

各构件的基本尺寸信息见表 4.1。

表 4.1 平面构件截面信息表

层数	外框架柱和剪力墙边框柱 (mm)	主梁(mm)	次梁(mm)	核心筒剪力墙厚度(mm)			剪力墙暗梁 (mm)
				外墙	内墙	电梯间	
1-10	800×40	HN700× 300×15×24	HN500× 200×10×16	800	800	600	1000×800/ 800×600
11-30	700×30	HN700× 300×15×24	HN500× 200×10×16	700	700	500	1000×700/ 800×500

楼层层高均为 3.6m，总高度为 108m。其中核心筒剪力墙开洞信息：楼梯间门洞尺寸（高×宽）为 2.4m×1.5m，电梯间前室门洞尺寸（高×宽）为 2.4m×3.0m，功能用房的门洞尺寸（高×宽）为 2.4m×1.8m。电梯采用载重量为 1000kg 的客梯（轿厢尺寸：宽×深=1.6m×1.4m，门宽 1.1m）。

4.2.2.3 结构设计主要荷载情况

根据建筑设计中对屋面与楼面做法的要求以及荷载规范中各种荷载的取值限定，对结构的主要荷载情况介绍如下：

1、屋面荷载

该结构体系选择上人屋面，活荷载标准值取为 2.0kN/m^2 ，雪荷载为 0.5kN/m^2 。屋面的恒荷载按照屋面做法计算：

10mm 厚地砖铺平拍实，缝宽 5~8mm，1:1 水泥砂浆填缝	$0.01 \times 20 = 0.2\text{kN/m}^2$
25mm 厚 1:4 干硬性水泥砂浆结合层	$0.025 \times 20 = 0.5\text{kN/m}^2$
高聚物改性沥青防水卷材	0.1kN/m^2
100mm 厚聚苯保温板	$0.1 \times 3 = 0.3\text{kN/m}^2$
1:8 水泥膨胀珍珠岩找 2% 坡，最薄处不小于 20mm	$0.1 \times 15 = 1.5\text{kN/m}^2$
20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.4\text{kN/m}^2$
板底吊顶	0.2kN/m^2
附加恒荷载（合计）	3.2kN/m^2
120mm 厚钢筋混凝土楼板	$0.12 \times 25 = 3\text{kN/m}^2$
恒荷载（合计）	6.2kN/m^2

2、楼面荷载

楼面活荷载标准值取为 2.5kN/m^2 ，恒荷载按照楼面做法计算：

20mm 厚花岗石铺平拍实，1:1 水泥砂浆擦缝	$0.02 \times 28 = 0.56\text{kN/m}^2$
30mm 厚 1:4 干硬性水泥砂浆结合层	$0.03 \times 20 = 0.6\text{kN/m}^2$
50mm 厚 C15 细石混凝土找坡层	$0.05 \times 25 = 1.25\text{kN/m}^2$
15mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层	$0.015 \times 20 = 0.3\text{kN/m}^2$
板底吊顶	0.2kN/m^2
附加恒荷载（合计）	2.91kN/m^2
120mm 厚钢筋混凝土楼板	$0.12 \times 25 = 3\text{kN/m}^2$
恒荷载（合计）	5.91kN/m^2

3、主梁附加线荷载（内、外填充墙重量）

外部填充墙采用 300mm 厚陶粒混凝土砌块，外侧贴面砖，内侧抹灰，自重为 4.4kN/m^2 。内部填充墙采用 200mm 陶粒混凝土砌块，双侧抹灰，自重为 3.2kN/m^2 。主梁高度为 700mm，考虑到外墙需要开洞（乘以 0.7 折减系数），则内、外墙对主梁产生的线荷载分别为：

外墙	$4.4 \times (3.6 - 0.7) \times 0.7 = 8.93 \text{ kN/m}$
内墙	$3.2 \times (3.6 - 0.7) = 9.28 \text{ kN/m}$

4.2.3 混合结构体系的模态分析和线弹性时程分析

本文通过北京迈达斯软件公司开发的设计和有限元分析软件 Midas Building（结构大师）设计一栋 30 层钢管混凝土框架-RC 核心筒混合结构体系，模型的二维与三维视图如图 4.2 所示。并对该模型进行了模态分析和线弹性时程分析。

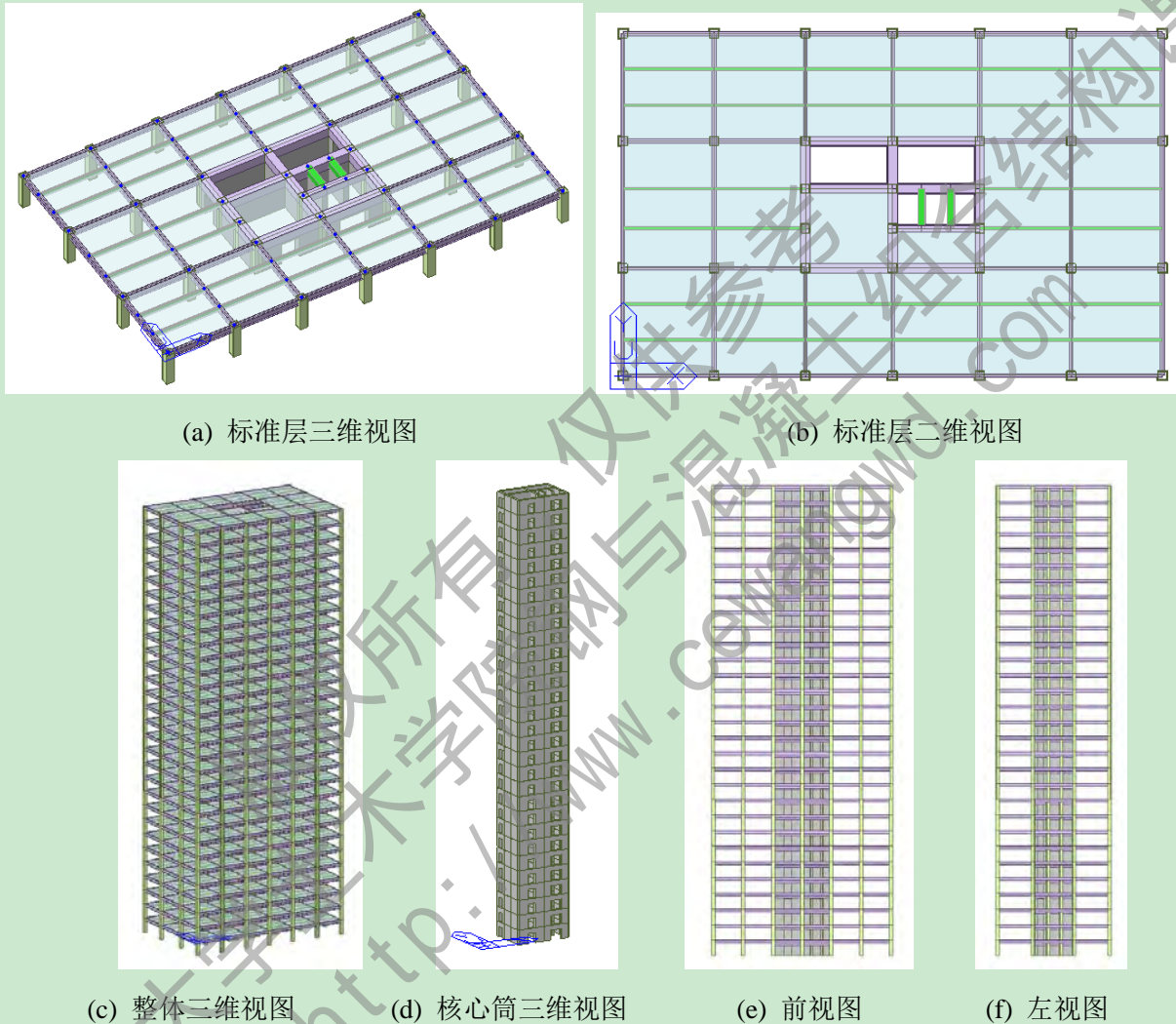


图 4.2 Midas Building 结构大师设计模型二维与三维视图

4.2.3.1 模态分析

1、振型周期

在结构设计与弹性及弹塑性时程分析之前首先进行模态分析，表 4.2 给出了 Midas 模型前 12 阶振型的周期和频率。

表 4.2 各振型的频率和周期

振型号	频率		周期	振型号	频率		周期
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(秒)		(rad/sec)	(cycle/sec)	(秒)
1	2.568	0.409	2.447	7	20.379	3.243	0.308
2	3.257	0.518	1.929	8	27.023	4.301	0.233
3	4.271	0.680	1.471	9	29.383	4.676	0.214
4	11.601	1.846	0.542	10	34.546	5.498	0.182
5	11.821	1.881	0.532	11	38.931	6.196	0.161
6	15.486	2.465	0.406	12	45.445	7.233	0.138

2、振型参与质量

为了从数据上较清晰地看出每一阶振型在各个自由度上所激活的质量，且标明某阶振型在哪个自由度上起主导作用，本文将每阶振型的有效参与质量及其百分比列于表 4.3 所示。

表 4.3 各振型参与质量

振型号	平动-X		平动-Y		平动-Z		旋转-X		旋转-Y		旋转-Z	
	质量 (%)	合计 (%)	质量 (%)	合计 (%)	质量 (%)	合计 (%)	质量 (%)	合计 (%)	质量 (%)	合计 (%)	质量 (%)	合计 (%)
1	0.01	0.01	63.43	63.43	0	0	2.94	2.94	0	0	0	0
2	59.62	59.62	0	63.43	0	0	0.02	2.95	2.58	2.58	5.97	5.97
3	3.99	63.62	0	63.43	0	0	0.16	3.12	0.37	2.96	72.1	78.1
4	0	63.62	19.36	82.8	0	0	0.05	3.17	0	2.96	0.02	78.1
5	4.39	68.01	0.04	82.84	0	0	0	3.17	0.01	2.97	7.23	85.4
6	15.09	83.1	0	82.84	0	0	0	3.17	0.04	3.01	3.74	89.1
7	1.21	84.31	0	82.84	0	0	0	3.17	0	3.01	2.8	91.9
8	0	84.31	7.11	89.95	0	0	0.02	3.18	0	3.01	0	91.9
9	0	84.31	0	89.95	0	0	0	3.18	0	3.01	2.05	93.9
10	6.59	90.91	0	89.95	0	0	0	3.18	0.01	3.02	0.27	94.2
11	0.04	90.95	0	89.95	0	0	0	3.18	0	3.02	1.29	95.5
12	0	90.95	3.44	93.39	0	0	0	3.19	0	3.02	0	95.5

注：每阶振型中起主导作用的自由度有效质量用加粗字体标示。

3、振型模态

本文基于 Midas Building（结构大师）对该模型进行了模态分析，得到前 12 阶振型模态，其中第一阶振型为 Y 向（短边方向）平动、第二阶振型为 X 向（长边方向）平动及第三阶振型为绕 Z 轴（XY 面内）的扭转。此处列出前 6 阶的振型模态图形，如图 4.3 所示。

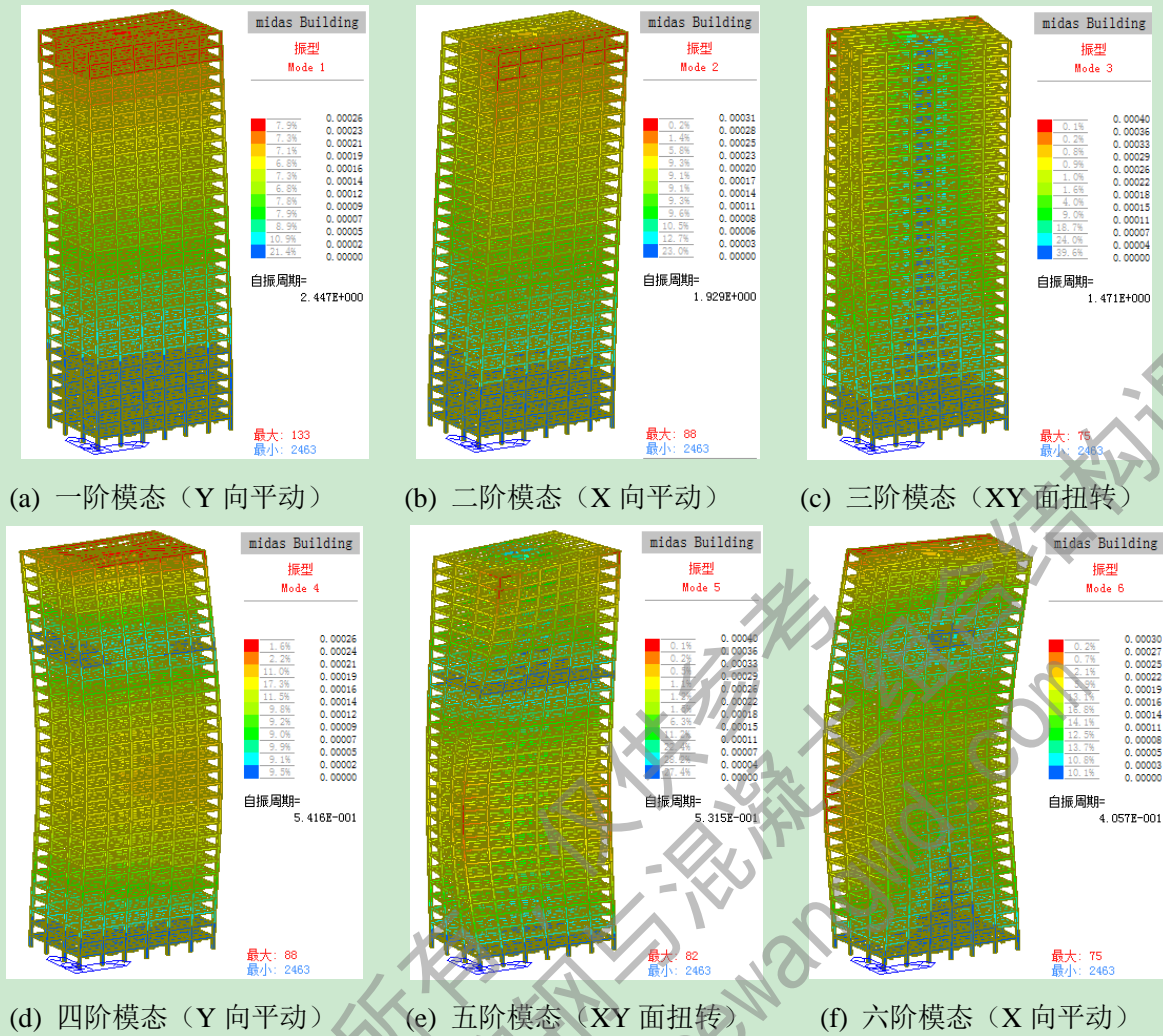


图 4.3 结构的前六阶振型模态

4.2.3.2 线弹性时程分析

本文基于北京迈达斯软件公司开发的 Midas Building (结构大师) 软件对该混合结构体系沿结构短边方向 (即弱轴 Y 方向) 输入地震波, 进行了多遇地震作用下的线弹性时程分析。

1、地震波的选取

(1) 地震波数量

为了保证时程分析结果的合理性, 我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[82] 规定至少选取两条实际地震波和一条人工地震波。

(2) 地震波的振幅选择

对结构体系进行弹塑性时程分析时, 要求所选地震波的峰值加速度与结构的设防烈度要求的大、中和小震的加速度峰值相当, 否则需要对地震波加速度时程曲线进行整体的调幅, 调幅系数由结构抗震设防烈度的基准峰值加速度与实测地震波的峰值加速度的比值确定。

(3) 地震波的持续时间

随着输入结构体系的地震动的持续时间不同, 结构所消耗的地震动能量会有所不

同，相应地，结构的地震响应也不同。

我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[82]规定：“输入的地震加速度时程曲线的有效持续时间，一般从首次达到该时程曲线最大峰值的 10% 那一点算起，到最后一点达到最大峰值的 10% 为止；不论是实际的强震记录还是人工模拟波形，有效持续时间一般为结构基本周期的 (5~10) 倍”。由 Midas Building 软件分析得出，该混合结构体系的基本周期为 2.34s，因此每条地震波的持续时间取为 16s（大约为基本周期的 7 倍）。

综合上述几条选择地震波的原则，本文选择两条天然地震波和一条人工合成波作为弹塑性时程分析的地震动荷载。其中，两条地震波选用与本结构体系所处场地类别（II 类）相同且典型的过去强震记录，分别是 EL Centro 波（N-S）和 Taft（W-E）波，人工合成地震波选用上海人工波。三条地震波的加速度时程曲线如图 4.4 所示。

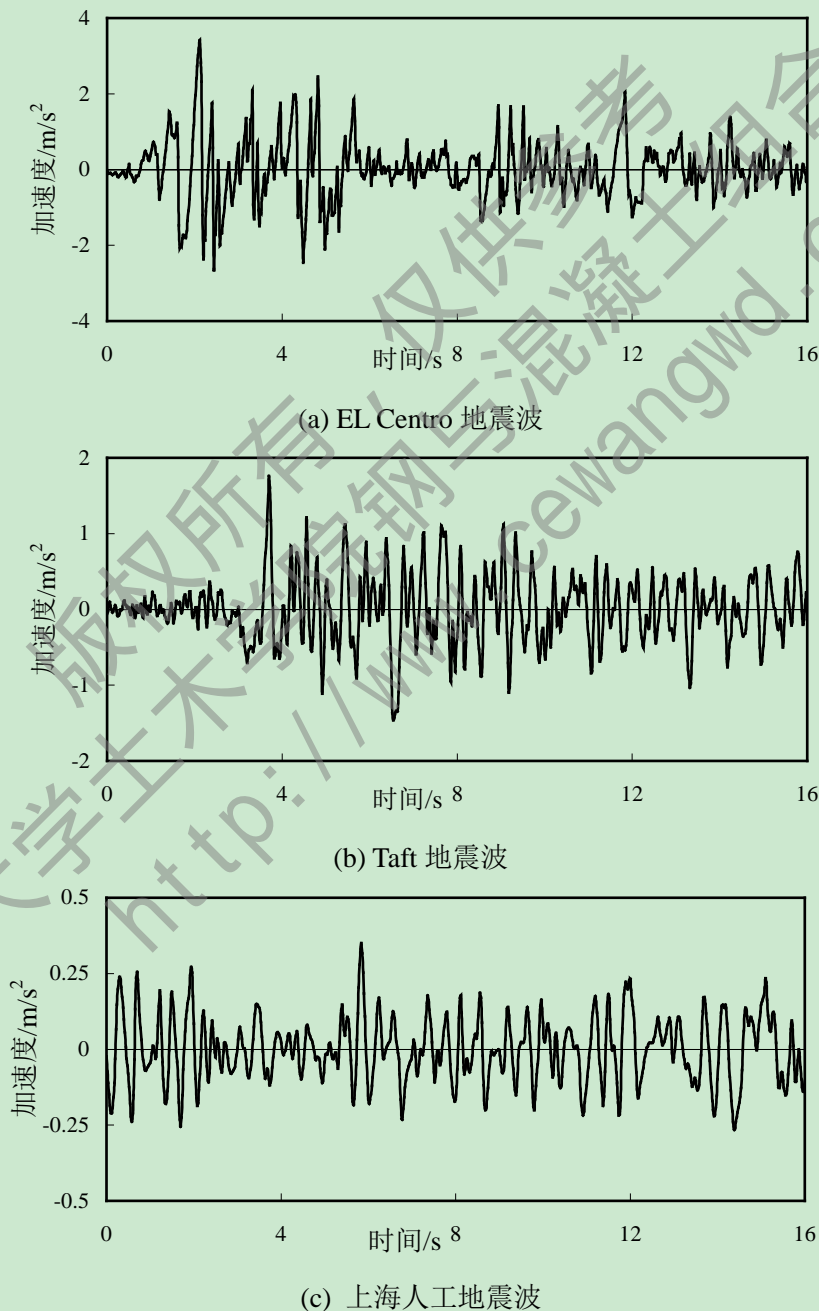
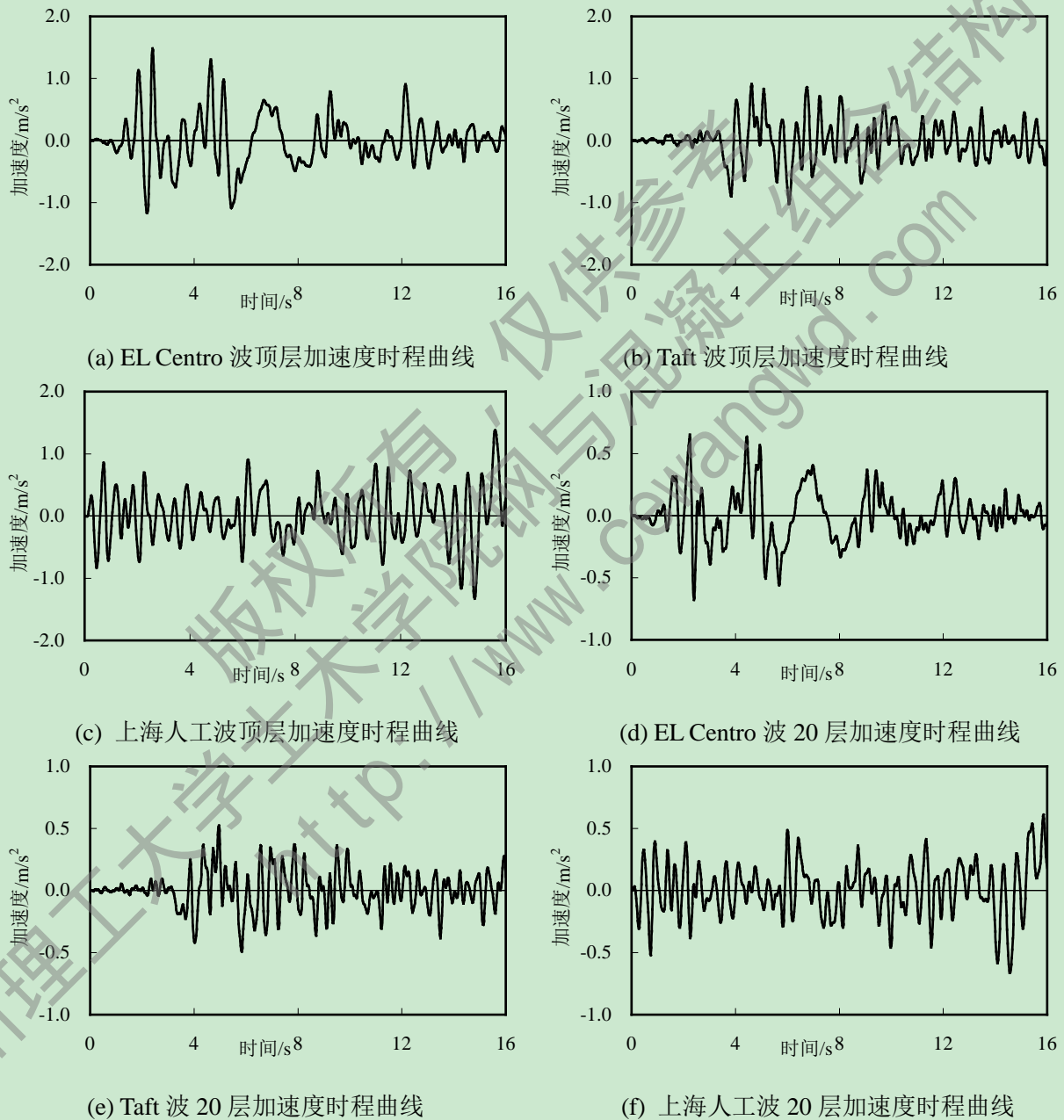


图 4.4 地震波加速度时程曲线

其中, EL Centro 地震波的峰值加速度(PGA)为 342gal, 时间间隔为 0.02s, 持续时间为 16s; Taft 地震波的峰值加速度(PGA)为 175gal, 时间间隔为 0.02s, 持续时间为 16s; 上海人工地震波的峰值加速度(PGA)为 35gal, 时间间隔为 0.02s, 持续时间为 16s; 而 8 度(0.2g)时进行多遇地震下的弹性时程分析所采用的最大峰值加速度为 0.071g(70gal), 因此对各地震波需进行调幅处理, 调整系数分别取为 0.205、0.4 和 2。

2、弹性时程分析计算结果—加速度响应

本文分别提取结构体系的顶层、20 层、10 层以及底层在三种地震波作用下的绝对加速度时程曲线, 如图 4.5 所示。



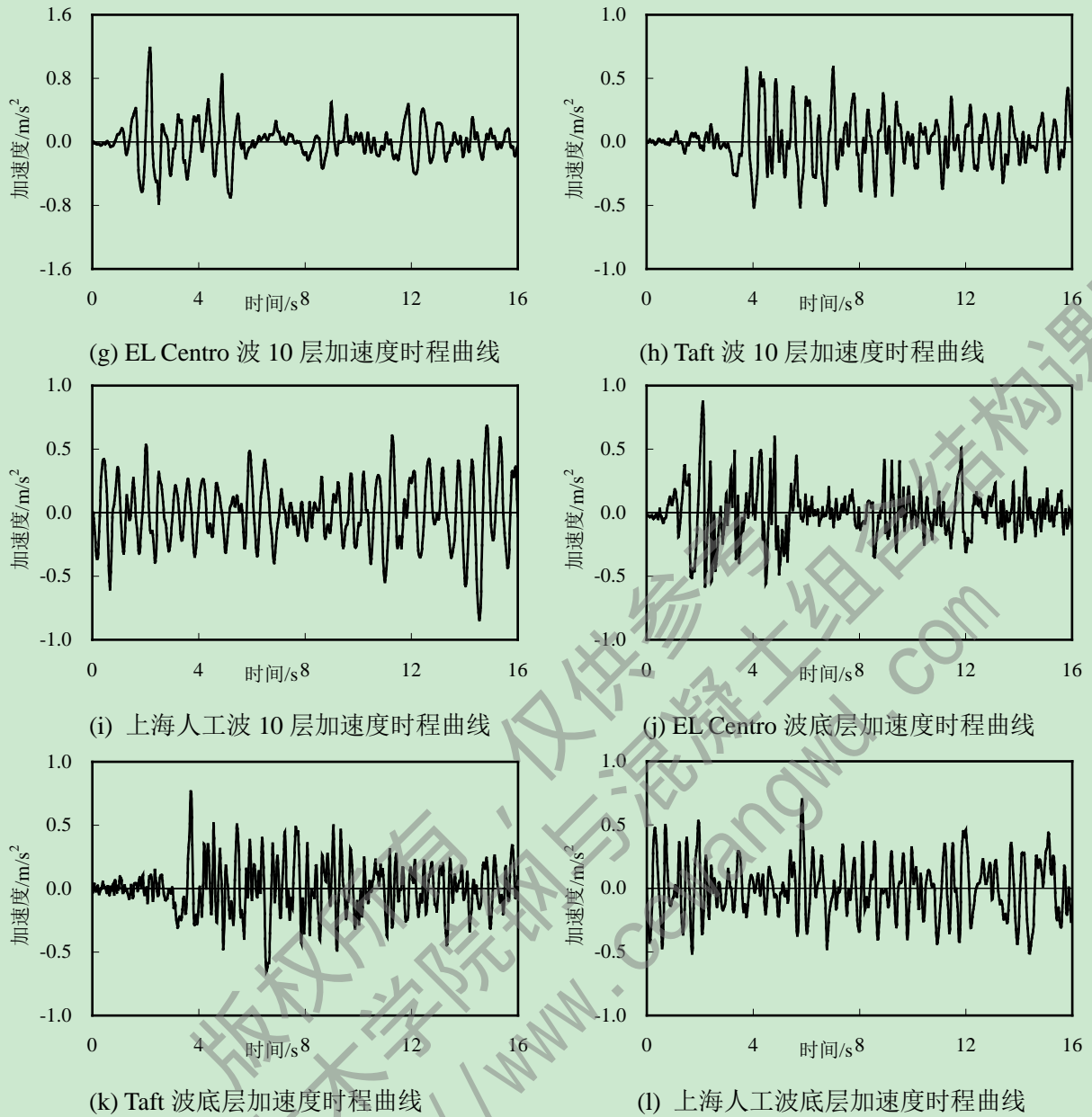
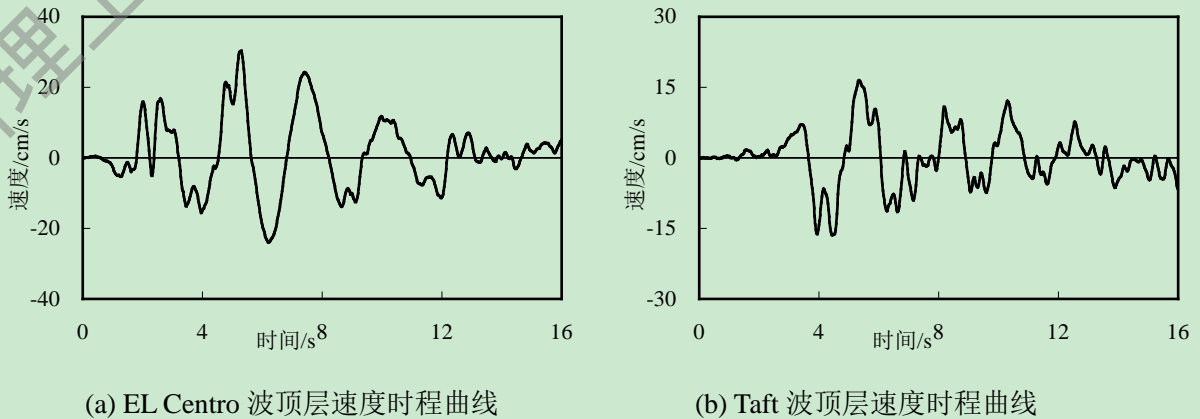
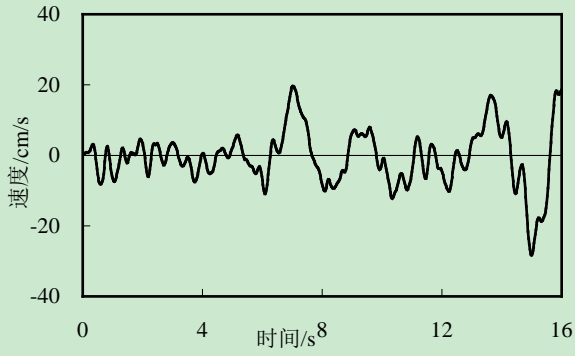


图 4.5 弹性时程分析结构绝对加速度时程曲线

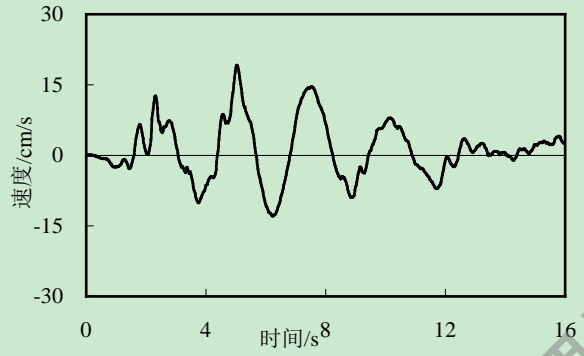
3、弹性时程分析计算结果—速度响应

本文分别提取两种地震作用下结构体系的顶层、20 层、10 层以及底层在三种地震波作用下的绝对速度时程曲线，如图 4.6 所示。

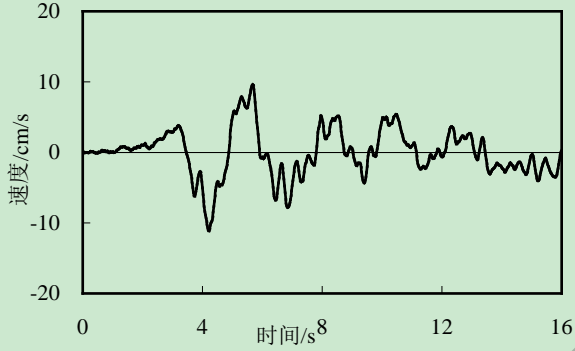




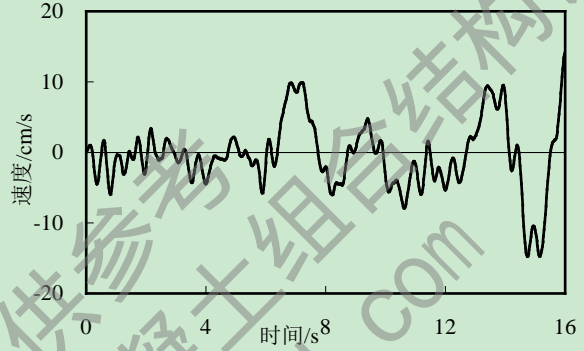
(c) 上海人工波顶层速度时程曲线



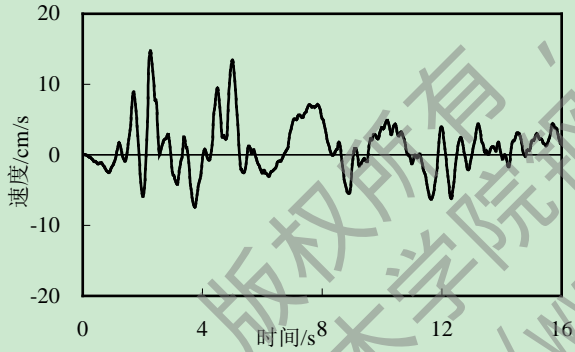
(d) EL Centro 波 20 层速度时程曲线



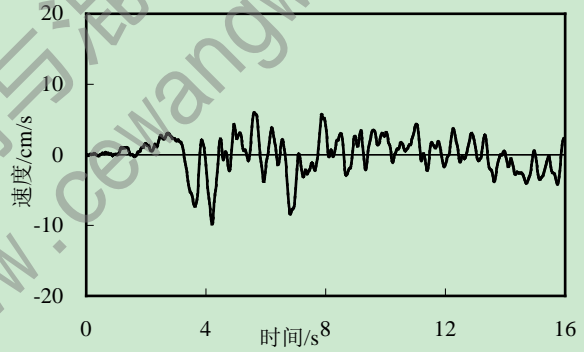
(e) Taft 波 20 层速度时程曲线



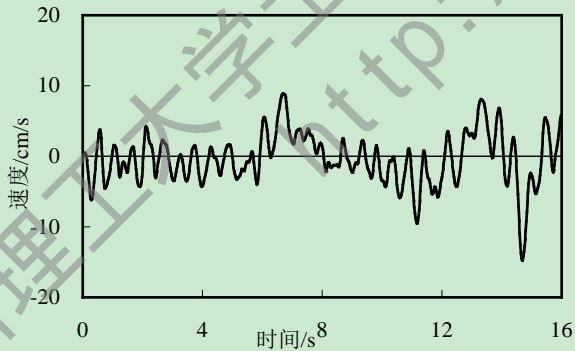
(f) 上海人工波 20 层速度时程曲线



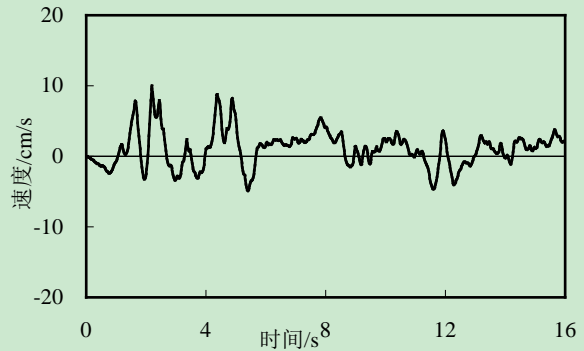
(g) EL Centro 波 10 层速度时程曲线



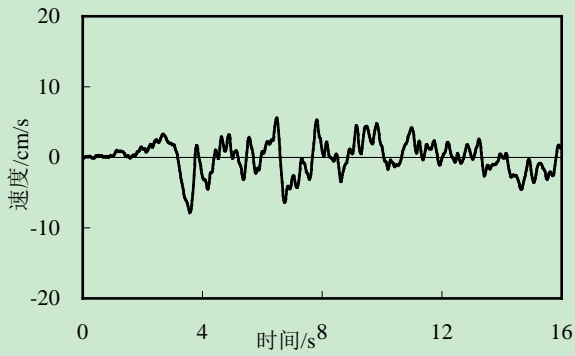
(h) Taft 波 10 层速度时程曲线



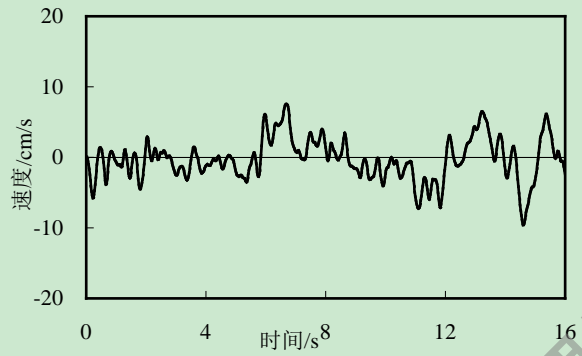
(i) 上海人工波 10 层速度时程曲线



(j) EL Centro 波底层速度时程曲线



(k) Taft 波底层速度时程曲线

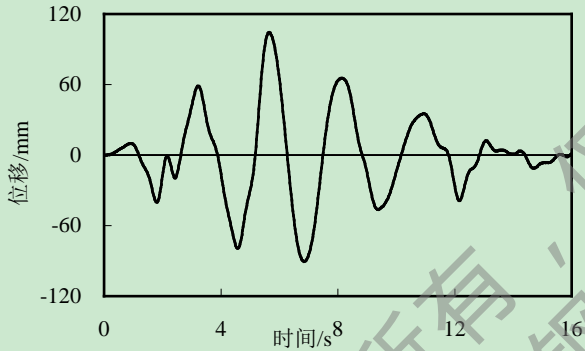


(l) 上海人工波底层速度时程曲线

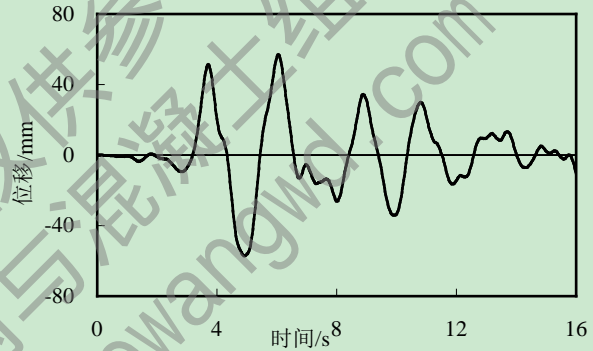
图 4.6 弹性时程分析结构绝对速度时程曲线

4、弹性时程分析计算结果—位移响应

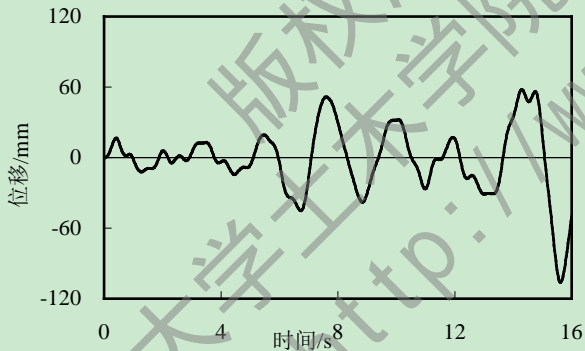
本文分别提取两种地震作用下结构体系的顶层、20 层、10 层以及底层在三种地震波作用下的相对位移时程曲线，如图 4.7 所示。



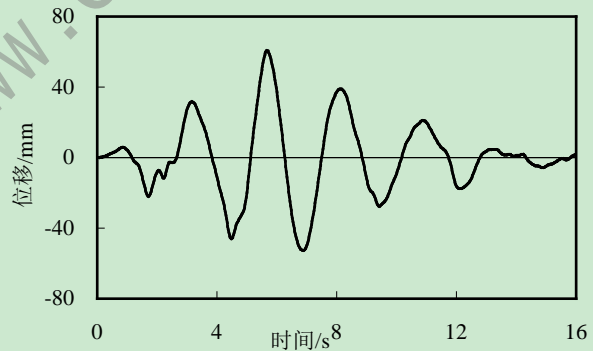
(a) EL Centro 波顶层位移时程曲线



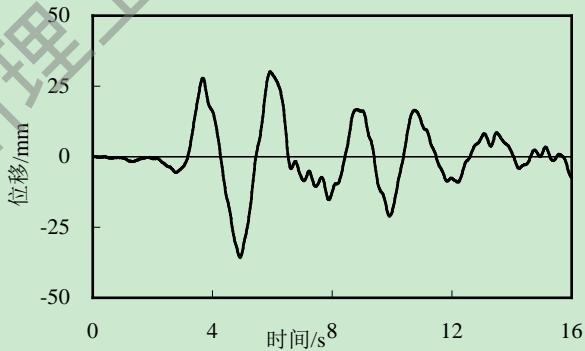
(b) Taft 波顶层位移时程曲线



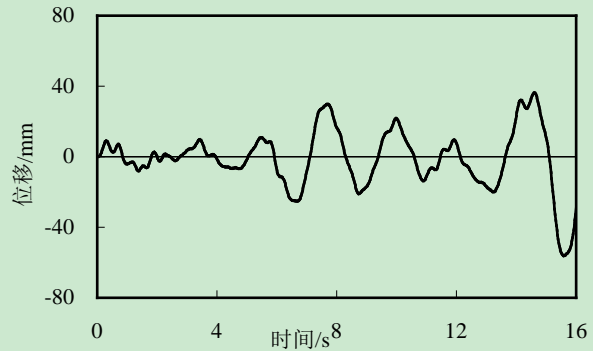
(c) 上海人工波顶层位移时程曲线



(d) EL Centro 波 20 层位移时程曲线



(e) Taft 波 20 层位移时程曲线



(f) 上海人工波 20 层位移时程曲线

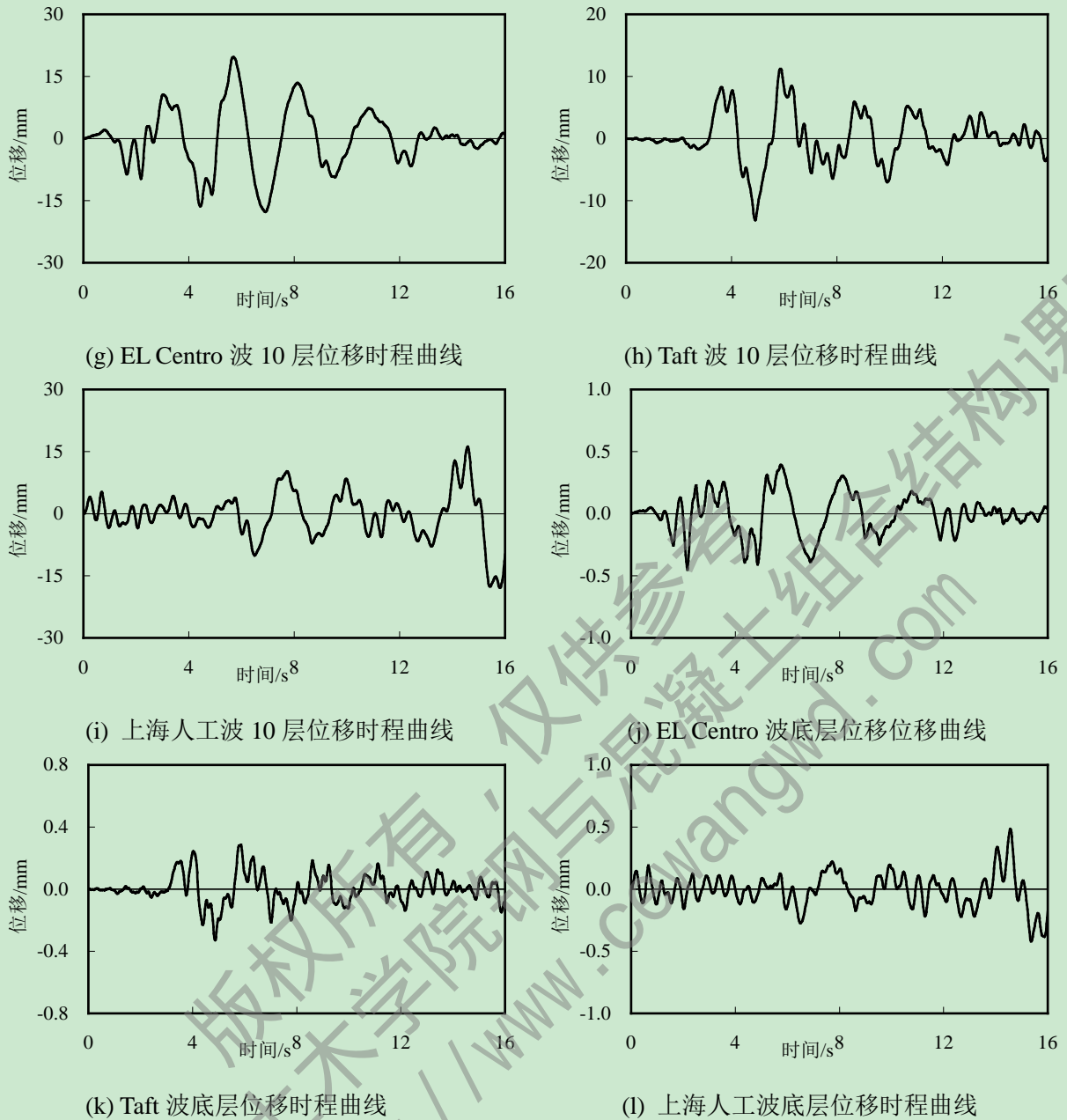


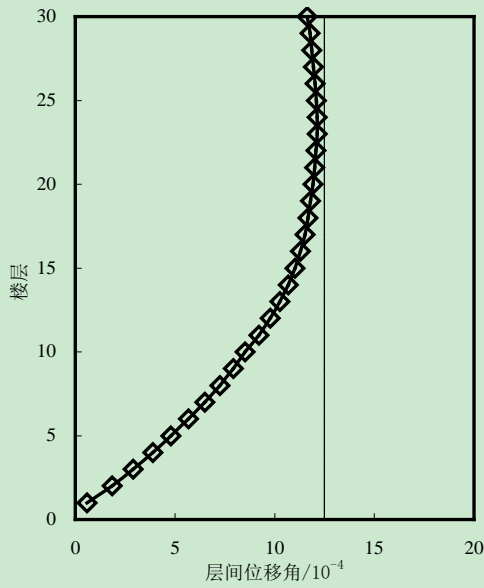
图 4.7 弹性时程分析结构相对位移时程曲线

从以上结构的不同层在不同地震波作用下产生的动力响应（加速度、速度和位移时程曲线）对比可以看出，该结构体系在相同强度、不同种地震波作用下结构的弹性动力响应基本一致。

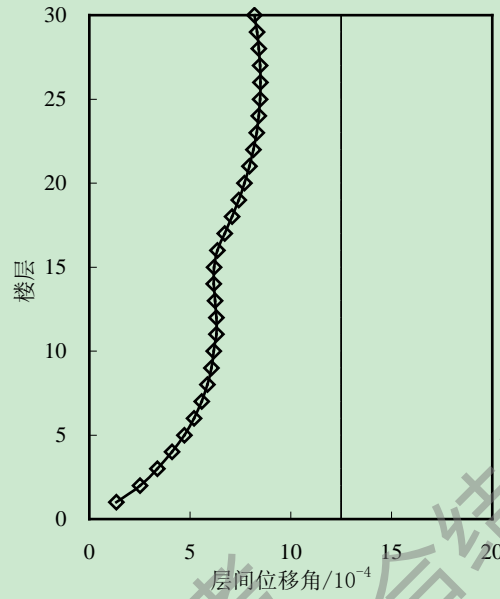
5. 弹性时程分析计算结果—最大层间位移角

本文分别计算得到结构在每条水平地震作用下进行弹性时程分析后结构的最大层间位移角及其限值的对比，如图 4.8 所示。

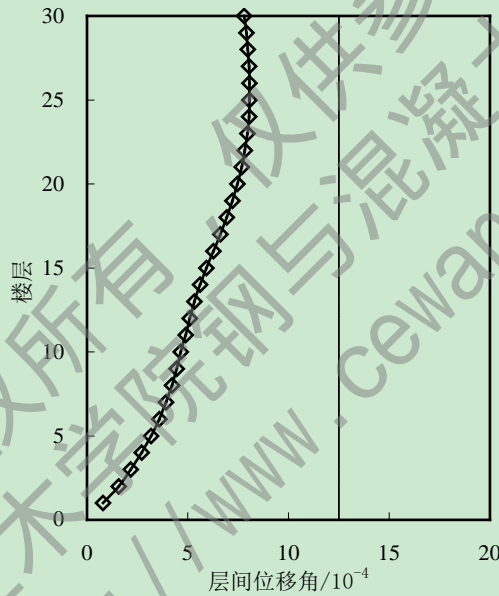
通过将弹性时程分析得到的结构最大层间位移角与《钢管混凝土结构技术规程》(DB62/T25-3041-2009)^[85]中规定的限值（1/800）比较可以看出，该混合结构体系在三种地震波作用下的弹性层间位移角在规范要求范围之内。



(a) EL Centro 波楼层最大层间位移角



(b) Taft 波楼层最大层间位移角



(b) 上海人工波楼层最大层间位移角

图 4.8 水平地震作用下结构弹性层间位移角

4.3 基于 ABAQUS 软件混合结构体系的弹性及弹塑性时程分析

本文基于 ABAQUS 软件，创建钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系有限元模型。选取三种地震波，并在每种地震波的多遇地震和罕遇地震强度下对该结构体系分别进行弹性时程分析和弹塑性时程分析，得到结构的加速度、速度和位移时程曲线、基底剪力时程曲线以及结构最大层间位移角曲线。分析了钢管混凝土框架的应力变化以及核心筒和楼板混凝土的损伤发展，并对剪力墙的裂缝开展情况进行了分析。

4.3.1 ABAQUS 有限元模型建立

4.2.3.1 单元类型与材料本构模型选取

与第三章中单元类型选取一致，钢管混凝土框架柱、钢梁以及剪力墙的边框柱均采用三维一阶梁单元 B31 来模拟。钢筋混凝土楼板和核心筒采用四节点缩减积分的壳单元 S4R，在截面属性定义时采用 Rebar layer 命令创建钢筋层，并设置为 9 个积分点的 Simpson 积分，从而满足一定的计算精度^[86]。

钢材和混凝土的本构模型的选取与前文相同，即钢材选用本课题组开发的材料子程序 iFiberLUT 提供的 iSteel05（可考虑包辛格效应），方钢管混凝土柱的核心混凝土选用 iFiberLUT 中的 iConcrete02。剪力墙和楼板的混凝土均选用 ABAQUS 自带的塑性损伤模型，且定义了损伤因子，以至于可以分析墙板和楼板的裂缝和损伤发展。

4.2.3.2 分析步与边界条件设置

对结构体系进行弹塑性时程分析时，由于结构存在自身重力和竖向外荷载，因此首先需要创建一个静力分析步（Static, General）作为第一分析步。第二个分析步选用隐式动态分析（Dynamic, Implicit），用于施加地震动荷载。

在第一分析步中，混合结构体系底部完全嵌固，即 $U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0$ 。在第二分析步中，释放某一个水平方向的平动，且相应地在该方向上施加水平地震加速度荷载。

4.2.3.3 阻尼系统的选择

对结构体系进行动力弹塑性时程分析时，阻尼的大小将会对体系的动力学响应产生一定的影响。在 ABAQUS 软件中采用瑞利阻尼系统来定义结构的阻尼。瑞利阻尼系统中假定阻尼矩阵是质量矩阵和刚度矩阵的线性组合，即^[79]：

$$C = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4-2)$$

$$\xi = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (4-3)$$

$$\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i^2\omega_j^2} \begin{pmatrix} \omega_j & -\omega_i \\ -1/\omega_j & 1/\omega_i \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{pmatrix} \quad (4-4)$$

其中， ω_i 和 ω_j 为结构的圆频率， $i \neq j$ ，一般取 1 和 2。且当 $\xi_i = \xi_j$ 时，

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i^2 + \omega_j^2} \xi \quad (4-5)$$

$$\beta = \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \xi \quad (4-6)$$

4.2.3.4 地震波选取

选取 EL Centro 波（N-S）、Taft 波（W-E）以及上海人工波作为地震荷载，沿结构短边方向输入，对混合结构体系进行弹性时程分析和弹塑性时程分析。处于设防烈度为

8 度 (0.2g) 的结构体系, 与多遇地震和罕遇地震两种地震作用类型相对应的设计有效峰值加速度分别为 70gal 和 400gal, 而三种地震波的峰值加速度依次为 342gal、175gal 和 35gal。因此, 需要对各地震波进行调幅, 调幅系数见表 4.4。

表 4.4 地震波调幅系数

地震影响 地震波类型	多遇地震 (小震)	罕遇地震 (大震)
EL Centro 波	0.205	1.170
Taft 波	0.4	2.286
上海人工波	2.000	11.429

4.2.3.5 三维模型视图

基于 ABAQUS 软件建立的三维非线性有限元分析模型如图 4.9 所示。

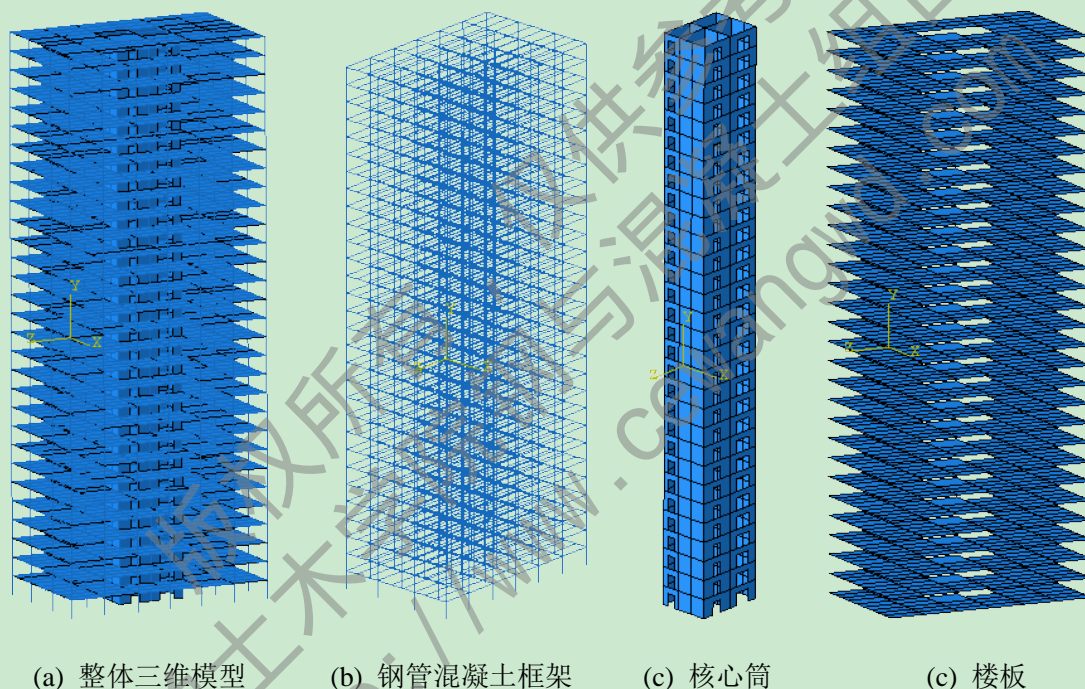


图 4.9 ABAQUS 有限元计算分析模型

4.3.2 模态分析

本文基于有限元软件 ABAQUS, 首先对钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系进行了模态分析, 得出各阶振型的振动周期以及振型模态图。并与前文基于 Midas 软件分析得到的各阶振型振动周期以及振型模态图对比可以看出, ABAQUS 弹性模型的动力性能与 Midas 模型基本一致, 从而说明了基于 ABAQUS 软件对该混合结构体系进行弹性时程分析的合理性。

4.3.2.1 振型周期

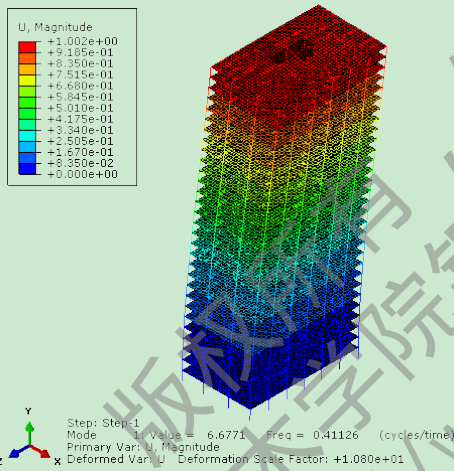
表 4.5 给出了 ABAQUS 模型前 12 阶振型的频率和周期。

表 4.5 各振型的频率和周期

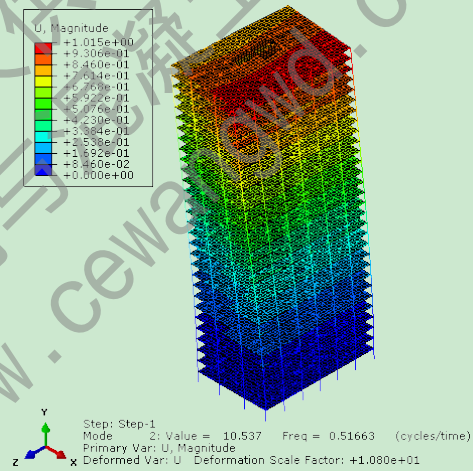
振型号	频率		周期	振型号	频率		周期
	(rad/s)	(cycle/s)	(s)		(rad/s)	(cycle/s)	(s)
1	2.584	0.411	2.432	7	23.603	3.757	0.266
2	3.246	0.517	1.936	8	24.807	3.948	0.253
3	5.139	0.818	1.223	9	29.788	4.741	0.211
4	10.962	1.745	0.573	10	31.062	4.944	0.202
5	13.031	2.074	0.482	11	32.952	5.245	0.191
6	15.644	2.490	0.402	12	33.549	5.340	0.187

4.3.2.2 振型模态

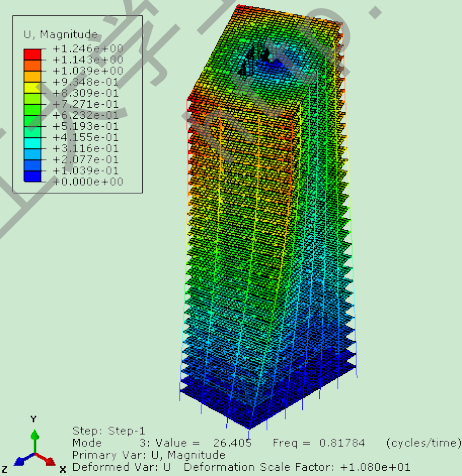
本文基于 ABAQUS 对有限元模型进行了模态分析，得到前 15 阶振型模态，其中第一阶振型为 X 向（短边方向）平动、第二阶振型为 Z 向（长边方向）平动及第三阶振型为绕 Y 轴（XZ 面内）的扭转，且与 Midas 软件得到的模态振型一致。此处列出前 6 阶的振型模态图形，如图 4.10 所示。



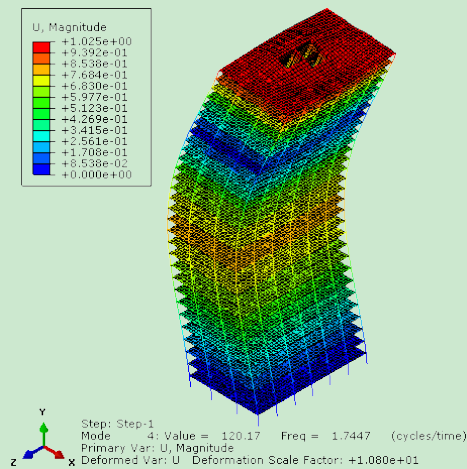
(a) 一阶模态 (X 向平动)



(b) 二阶模态 (Z 向平动)



(c) 三阶模态 (XZ 面扭转)



(d) 四阶模态 (X 向平动)

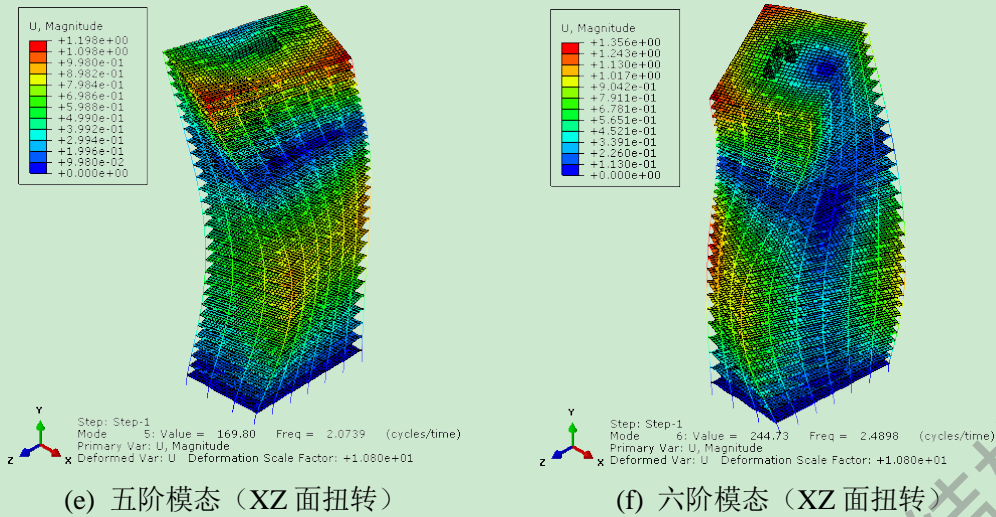


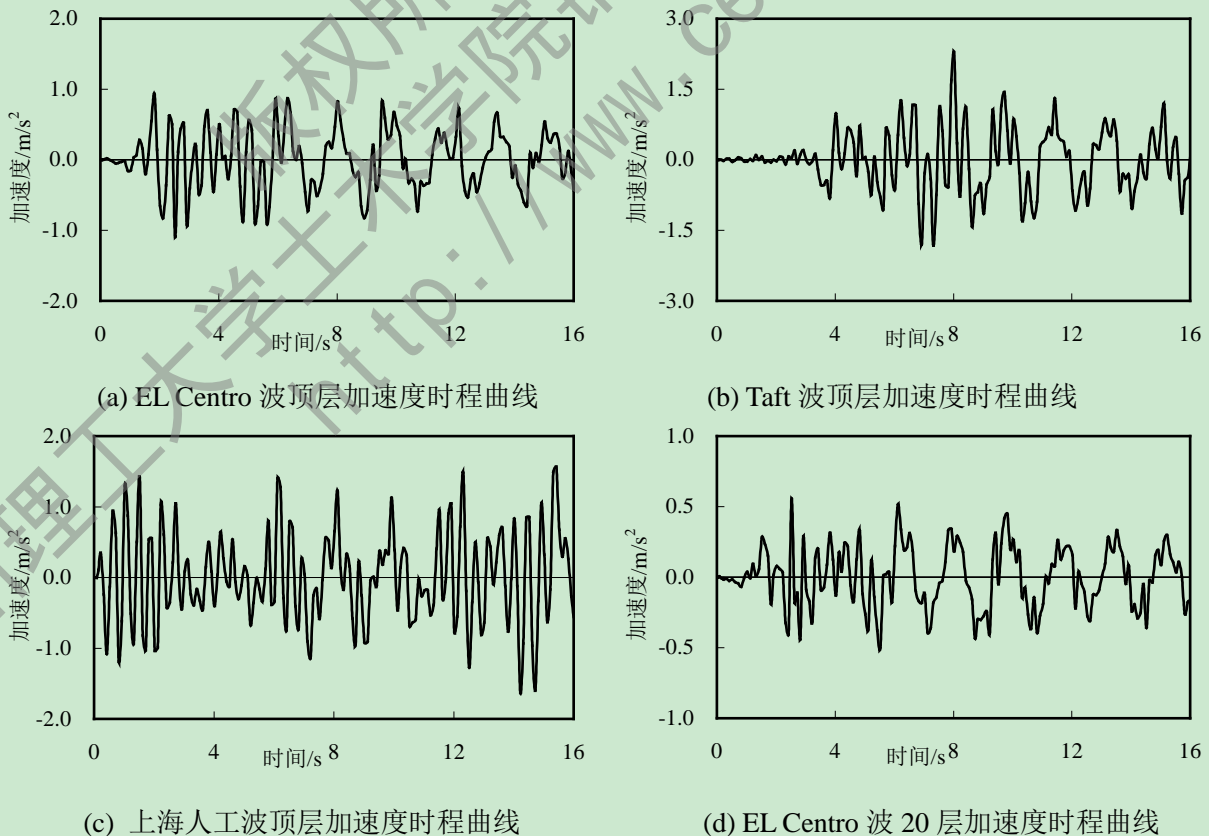
图 4.10 结构基本振型图

4.3.3 多遇地震下钢管混凝土框架-核心筒结构体系弹性时程分析

本文基于有限元软件 ABAQUS，选用 EL Centro 波、Taft 波及上海人工波，沿该混合结构体系短边方向（即弱轴 X 方向）输入三种不同的地震波，进行了多遇地震作用下的线弹性时程分析。

4.3.3.1 弹性时程分析计算结果—加速度响应

本文给出结构体系的顶层、20 层、10 层以及底层在相同强度、不同种地震波作用下进行弹性时程分析所得到的绝对加速度时程曲线，如图 4.11 所示。



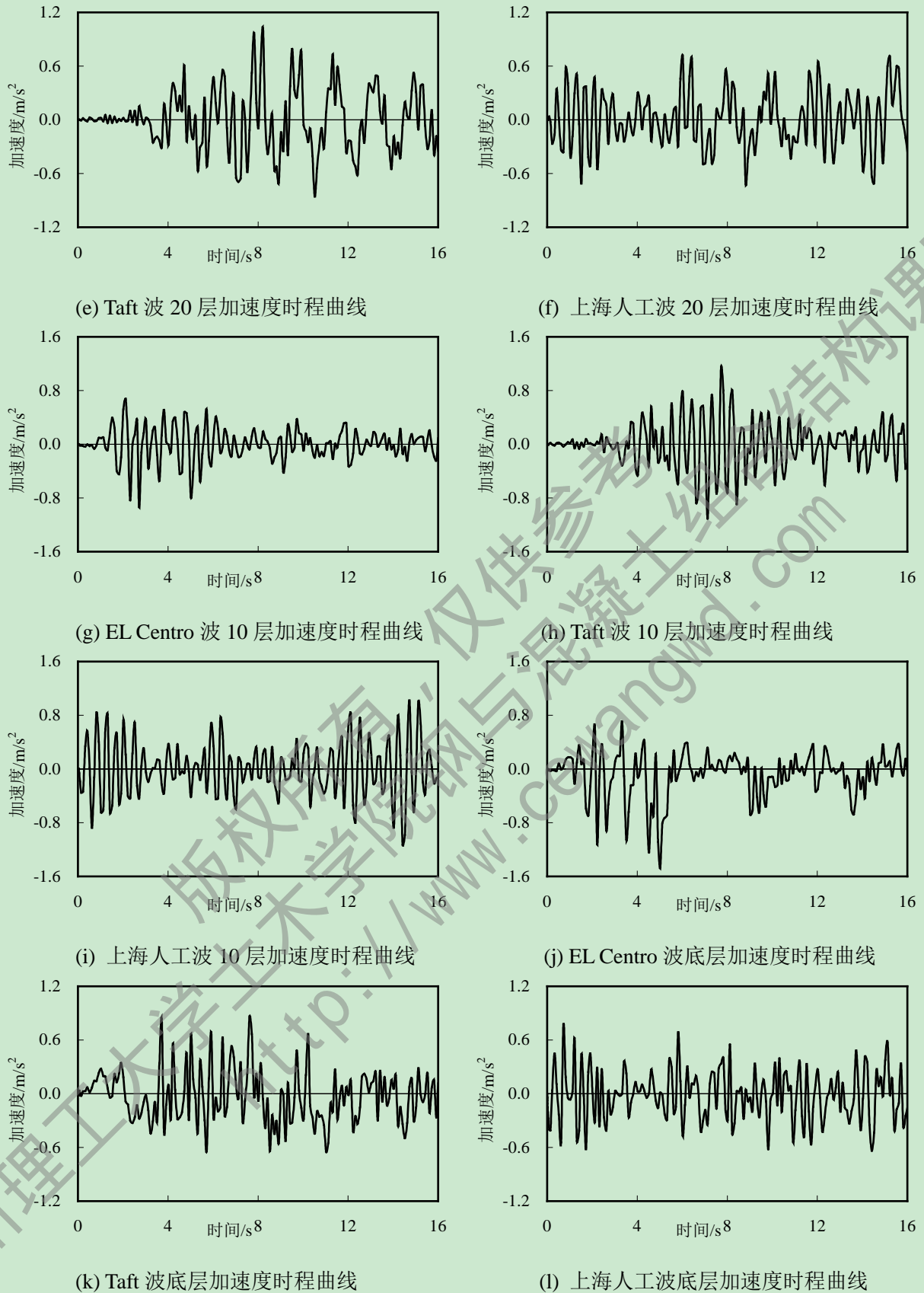
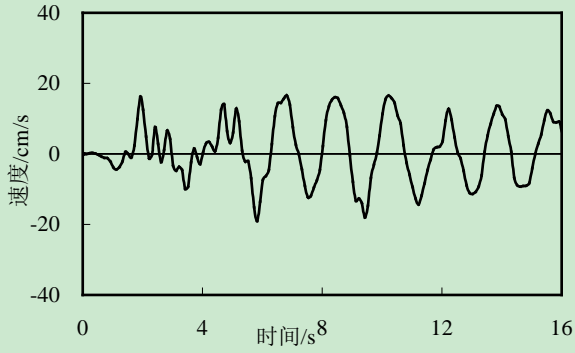


图 4.11 弹性时程分析结构绝对加速度时程曲线

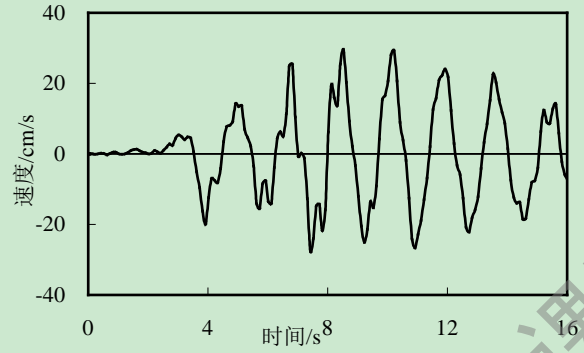
4.3.3.2 弹性时程分析计算结果—速度响应

本文给出结构体系的顶层、20 层、10 层以及底层在相同强度、不同种地震波作用

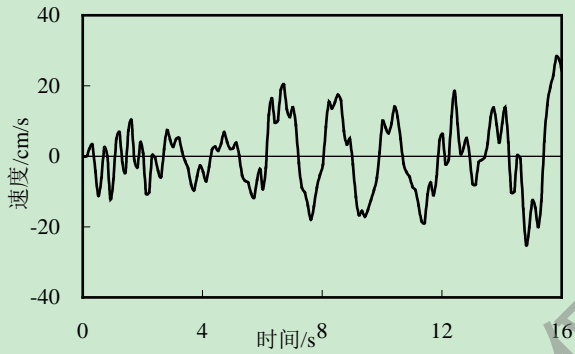
下进行弹性时程分析所得到的绝对速度时程曲线，如图 4.12 所示。



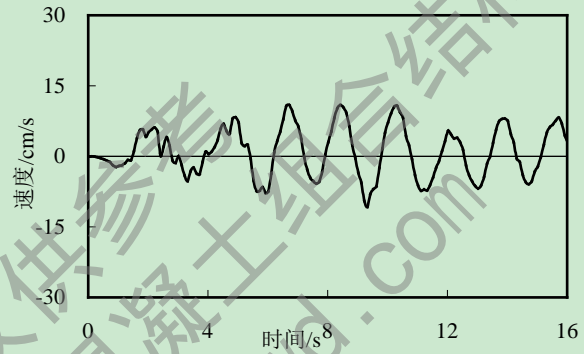
(a) EL Centro 波顶层速度时程曲线



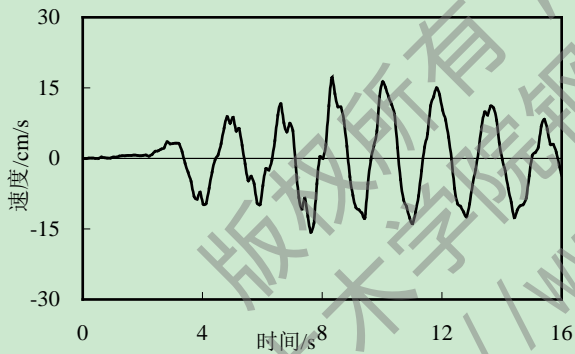
(b) Taft 波顶层速度时程曲线



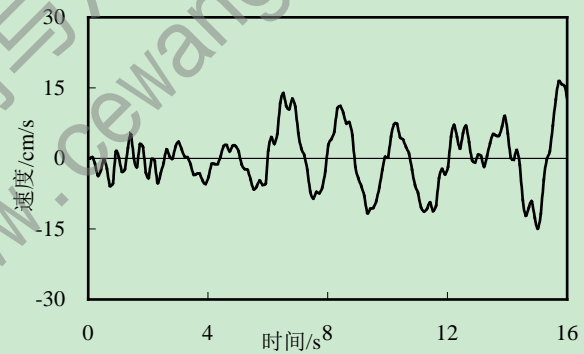
(c) 上海人工波顶层速度时程曲线



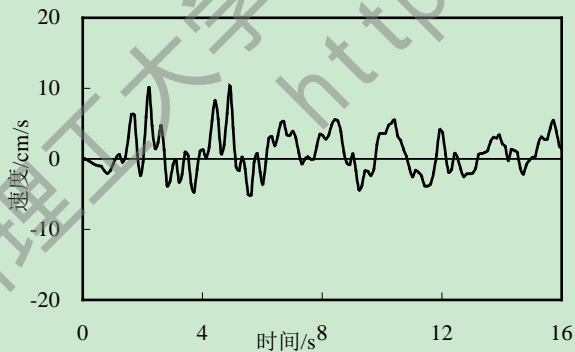
(d) EL Centro 波 20 层速度时程曲线



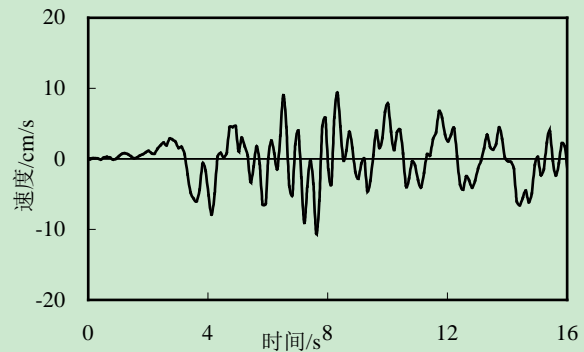
(e) Taft 波 20 层速度时程曲线



(f) 上海人工波 20 层速度时程曲线



(g) EL Centro 波 10 层速度时程曲线



(h) Taft 波 10 层速度时程曲线

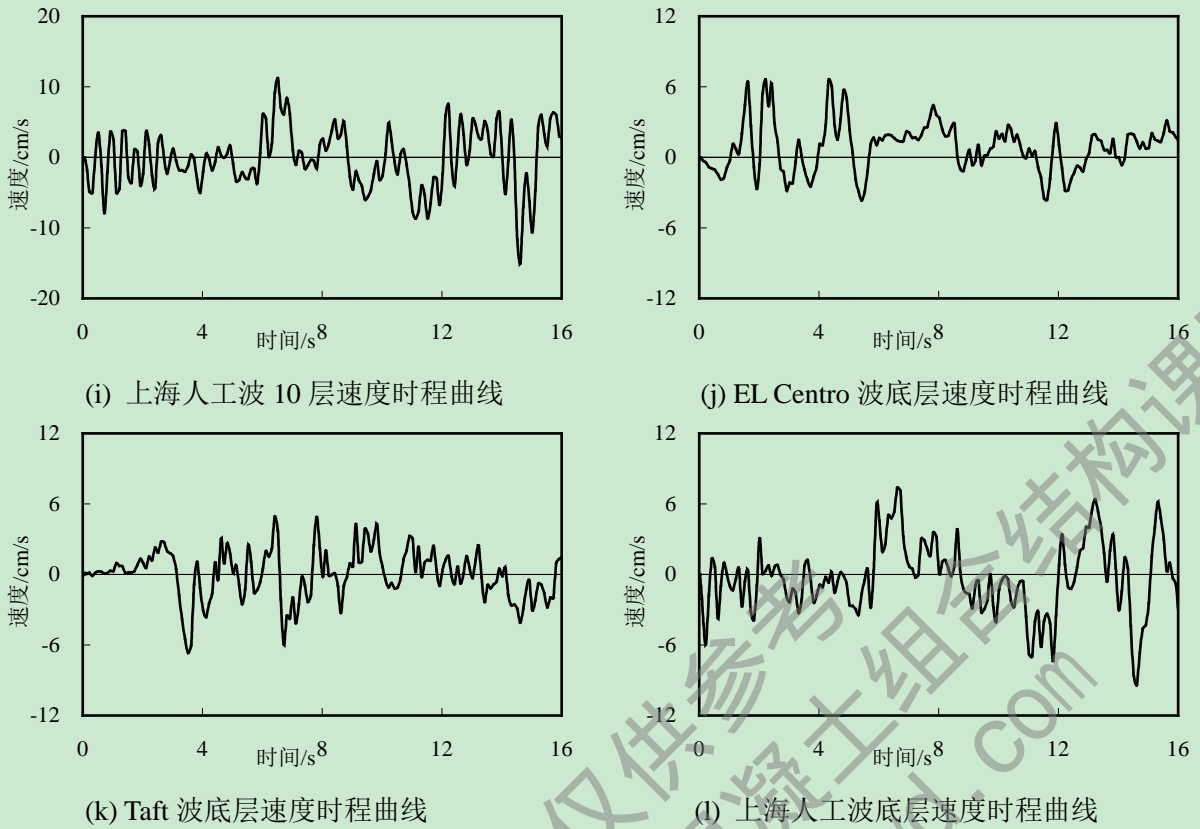
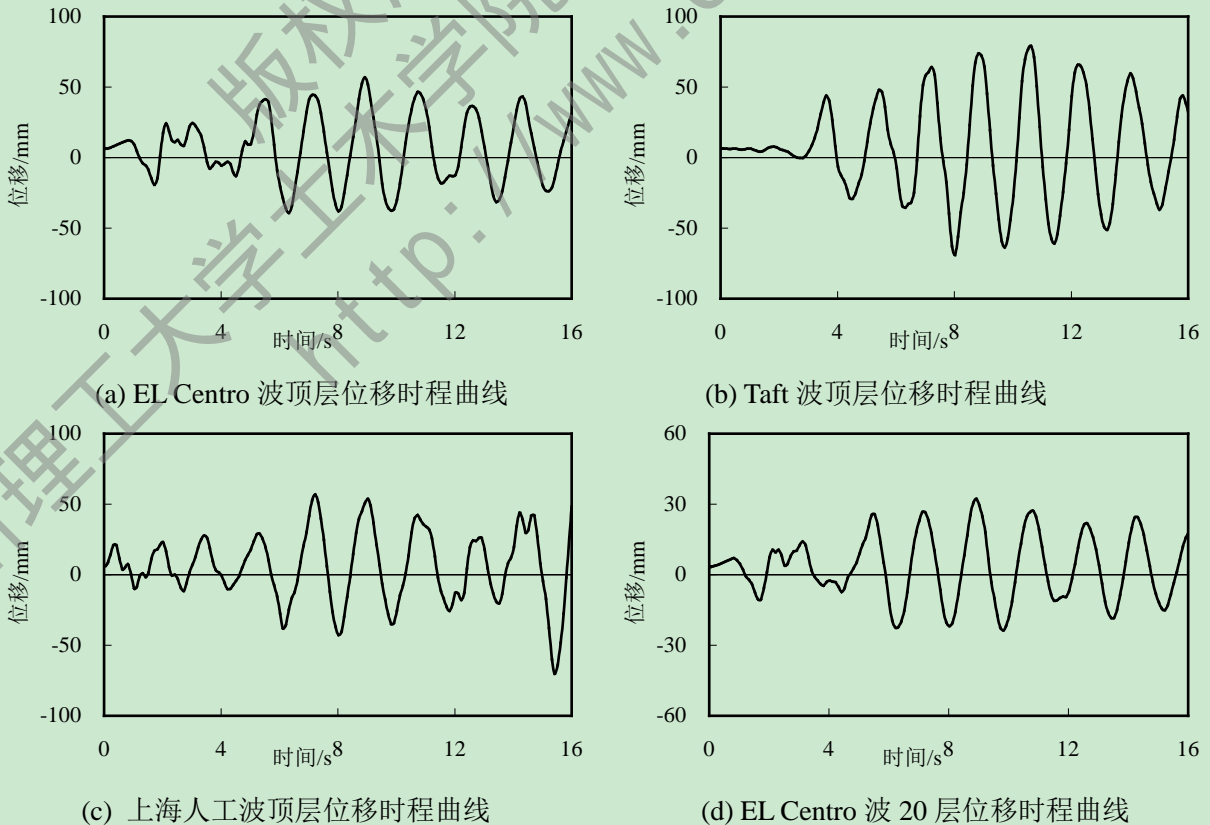


图 4.12 弹性时程分析结构绝对速度时程曲线

4.3.3.3 弹性时程分析计算结果—位移响应

本文给出结构体系的顶层、20 层、10 层以及底层在相同强度、不同种地震波作用下进行弹性时程分析所得到的相对位移时程曲线，如图 4.13 所示。



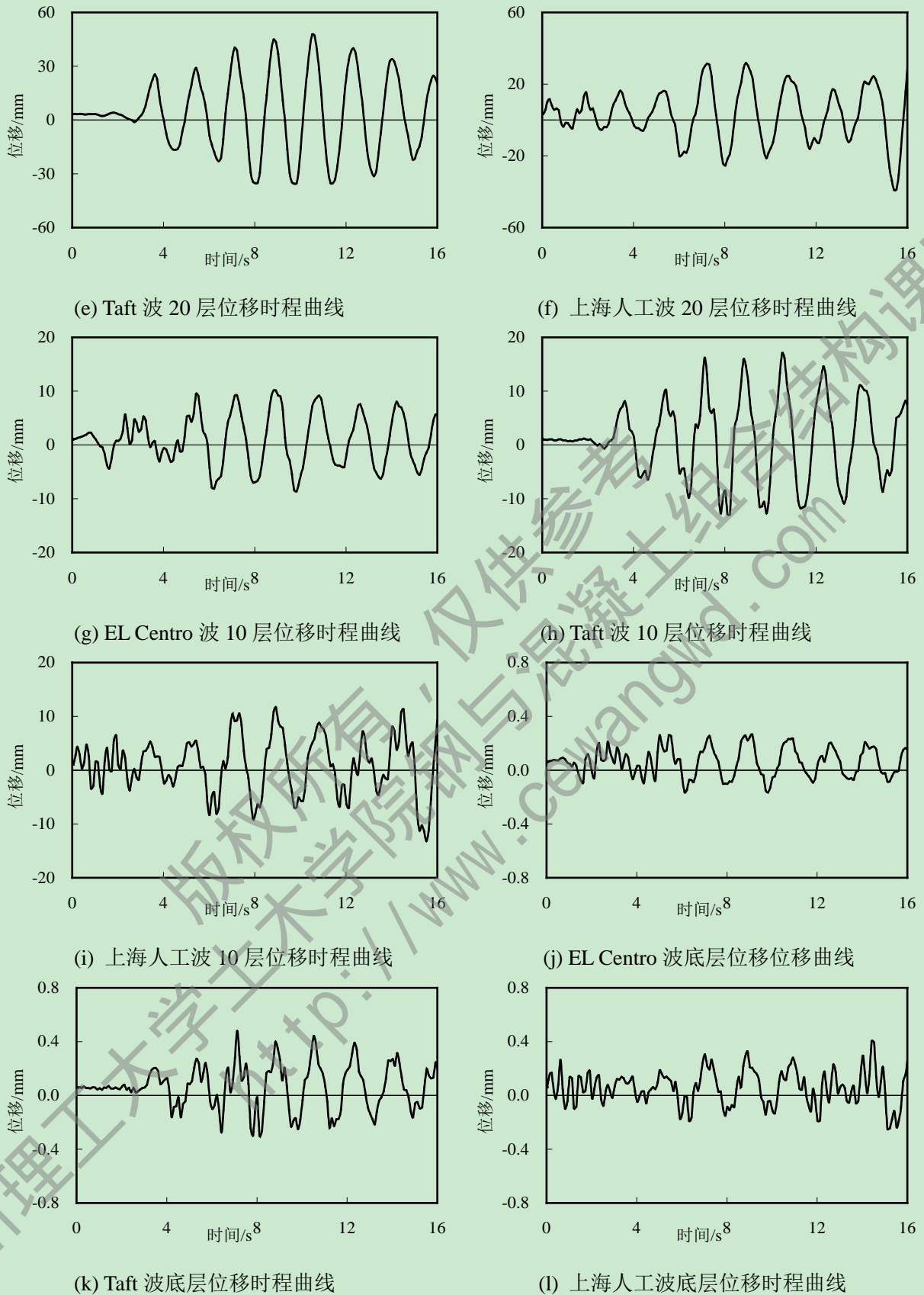


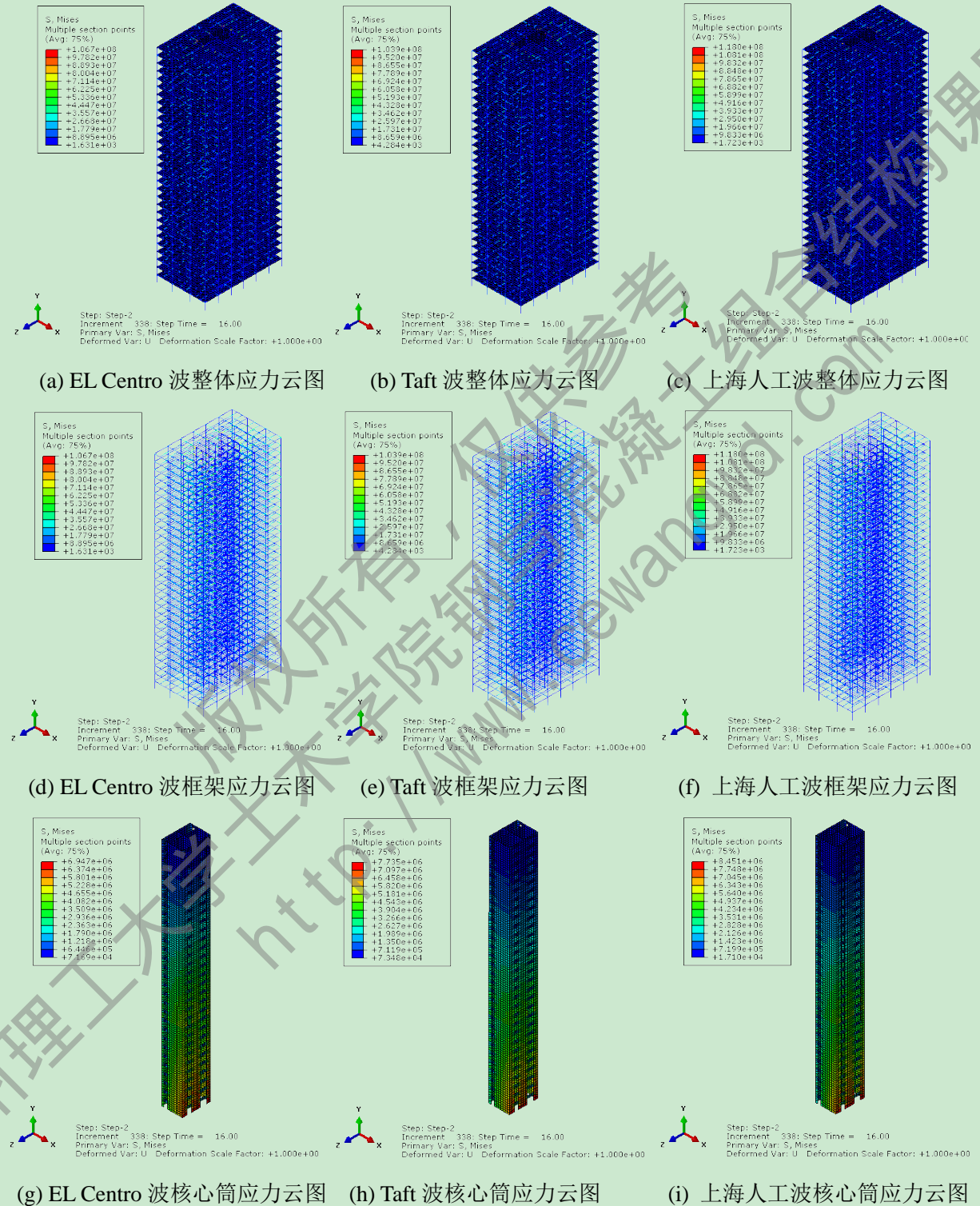
图 4.13 弹性时程分析结构相对位移时程曲线

从以上基于 ABAQUS 弹性模型进行多遇地震作用下的弹性时程分析得到的动力响应可以看出，各楼层在相同强度、不同种地震波作用下结构的动力响应基本一致，且与前文基于 Midas 软件弹性模型计算结果接近。同时进一步验证了采用 ABAQUS 软件对

该混合结构体系进行弹性时程分析的合理性。

4.3.3.4 弹性时程分析计算结果—应力云图对比

本文给出混合结构体系在相同强度、不同种地震波作用下进行弹性时程分析所得到的结构整体、框架、核心筒以及楼板的应力云图，并进行了对比，如图 4.14 所示。



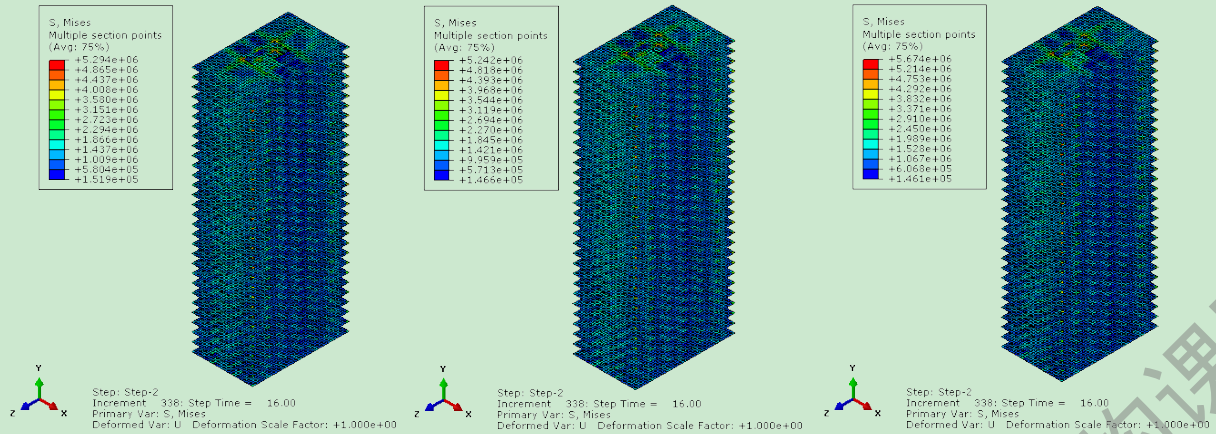
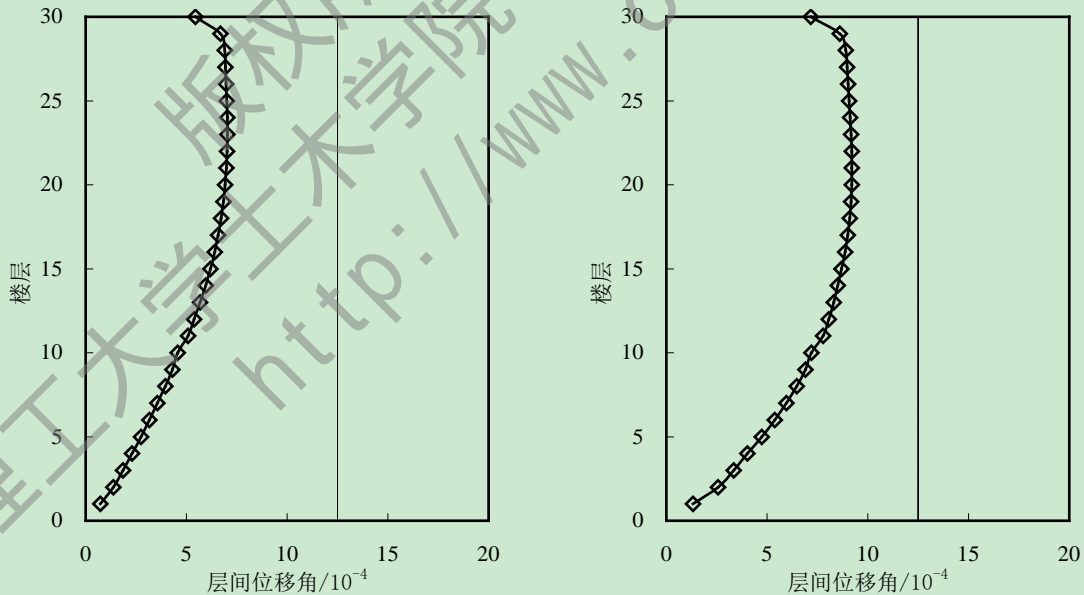


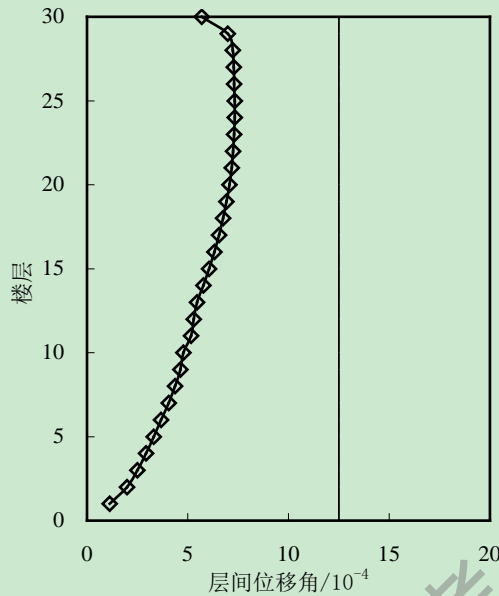
图 4.14 弹性时程分析结构应力云图对比

通过对钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系进行不同地震波作用下的弹性时程分析，从结构整体、钢管混凝土框架、钢筋混凝土核心筒以及楼板的应力云图的对比可以看出，在三种地震波作用下，外框架钢梁的最大 Mises 应力依次为 106.7Mpa、103.9MPa 和 118MPa，核心筒的最大 Mises 应力依次为 6.95MPa、7.74MPa 和 8.45MPa，楼板的最大 Mises 应力依次为 5.29MPa、5.24MPa 和 5.67MPa，均处于弹性阶段。因此，在相同强度、不同种类的地震波作用下，结构的最大应力值及其出现的位置基本一致。

4.3.3.5 弹性时程分析计算结果—最大层间位移角

本文分别计算得到结构在每条水平地震波作用下进行弹性时程分析后结构楼层的最大层间位移角，并分别与规范限值进行了对比，如图 4.15 所示。





(b) 上海人工波楼层最大层间位移角

图 4.15 水平地震作用下结构弹性层间位移角

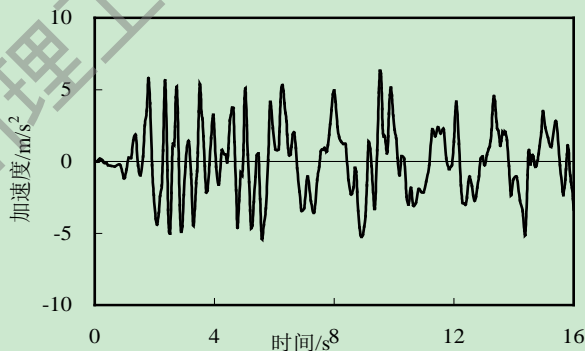
从以上楼层最大层间位移角图可以得到，EL Centro 波作用下，结构的弹性最大层间位移角出现在 21 层，其最大层间位移角为 1/1085；Taft 波作用下，结构的弹性最大层间位移角出现在 23 层，其最大层间位移角为 1/1421；上海人工波作用下，结构的弹性最大层间位移角出现在 24 层，其最大层间位移角为 1/1364，且均小于规程限值 1/800 的要求，因此该混合结构体系在三种地震波作用下的弹性层间位移角均在规范或规程要求范围之内。

4.3.4 罕遇地震下钢管混凝土框架-核心筒结构体系弹塑性时程分析

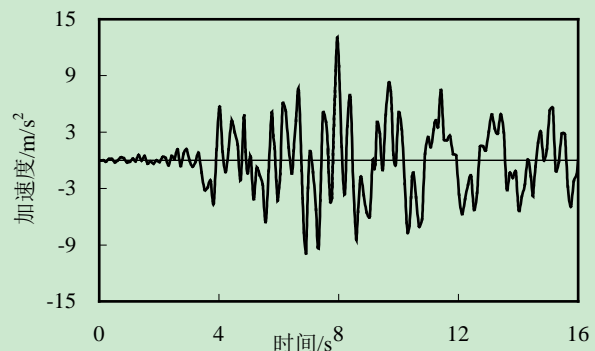
本文基于有限元软件 ABAQUS，选用 EL Centro 波、Taft 波及上海人工波，沿该混合结构体系短边方向（即弱轴 X 方向）输入三种不同的地震波，进行了罕遇地震作用下的弹塑性时程分析。

4.3.4.1 弹塑性时程分析计算结果—结构顶层动力响应

本文给出结构体系顶层在相同强度、不同种地震波作用下进行弹塑性时程分析所得到的绝对加速度时程曲线、速度时程曲线以及相对位移时程曲线，如图 4.16 所示。



(a) EL Centro 波顶层加速度时程曲线



(b) Taft 波顶层加速度时程曲线

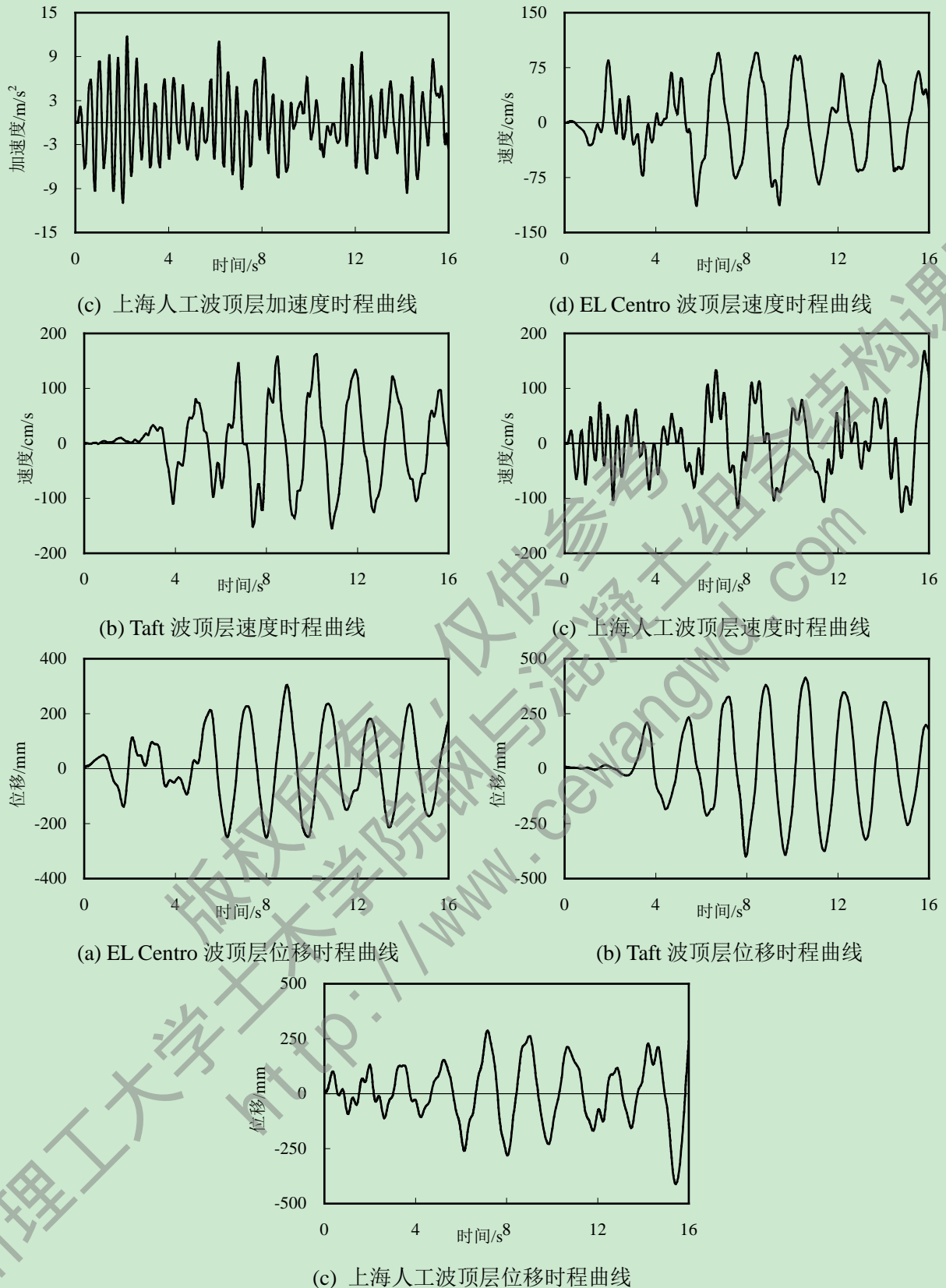


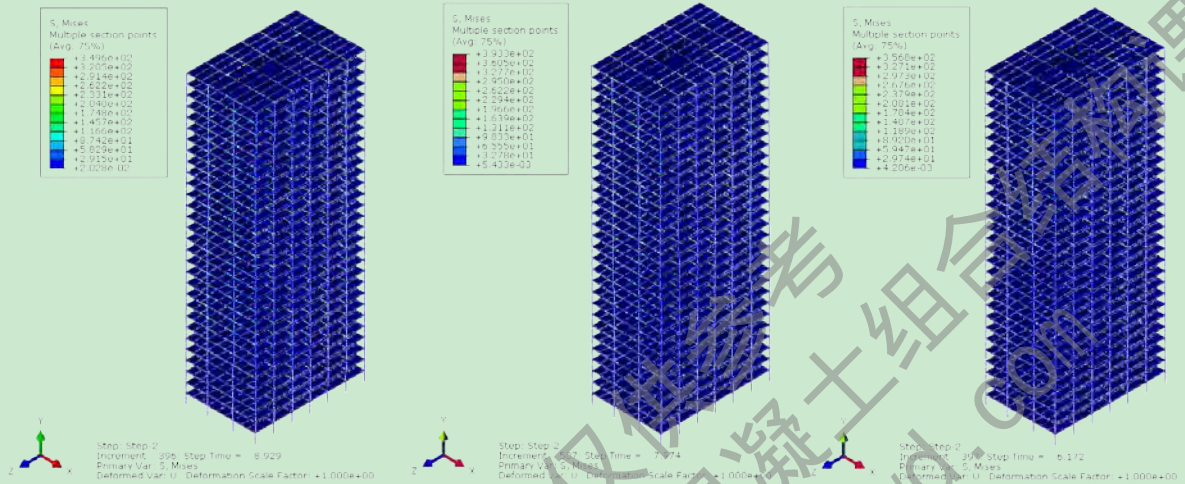
图 4.16 弹性时程分析结构动力响应

从以上顶层的加速度、速度以及位移时程曲线可以看出，该混合结构体系在相同强度、不同类型地震波作用下进行弹塑性时程分析得到的动力响应之间具有差异。从加速度和速度时程曲线对比看出，Taft 波和上海人工波作用下顶层产生的最大加速度基本接

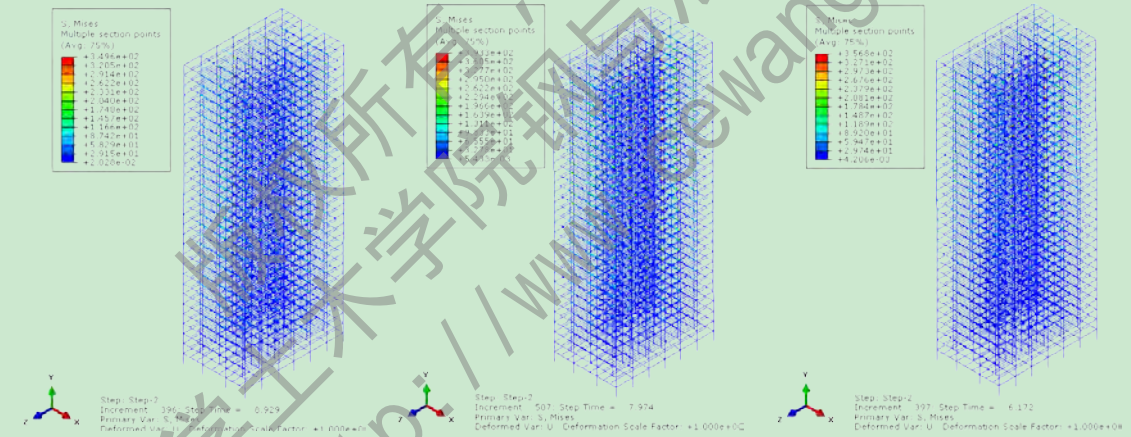
近,且均大于 EL Centro 波计算结果;而从位移时程曲线的对比可以看出,EL Centro 波与上海人工波计算结果接近,且均小于 Taft 波计算结果。因此,对结构体系进行时程分析时需要选择多条不同的地震波进行分析,从而综合评价其动力响应及抗震能力。

4.3.4.2 弹塑性时程分析计算结果—应力云图对比

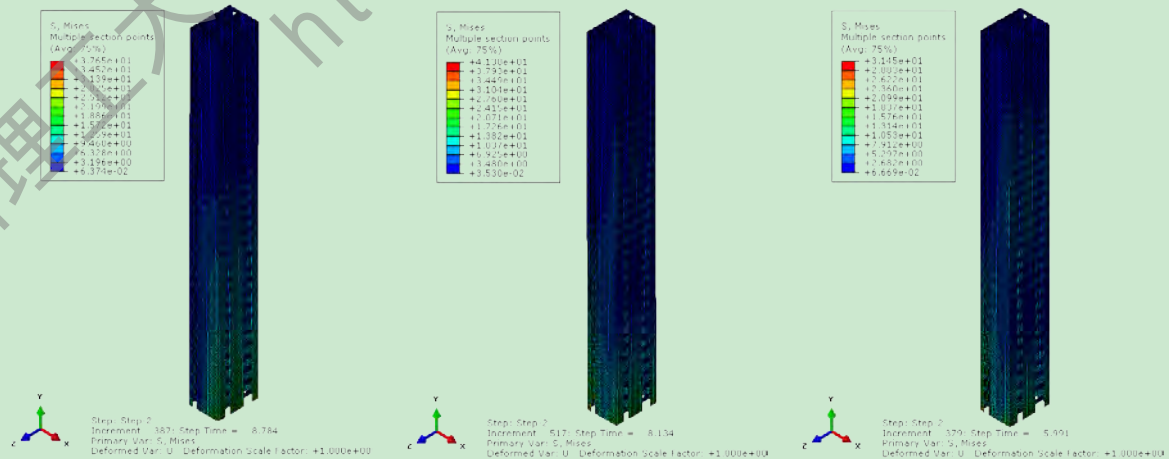
本文给出混合结构体系在相同强度、不同种地震波作用下进行弹塑性时程分析得到的结构整体、框架、核心筒以及楼板出现历史最大应力时刻的应力云图,如图 4.17 所示。



(a) EL Centro 波整体应力云图 (b) Taft 波整体应力云图 (c) 上海人工波整体应力云图



(d) EL Centro 波框架应力云图 (e) Taft 波框架应力云图 (f) 上海人工波框架应力云图



(g) EL Centro 波核心筒应力云图 (h) Taft 波核心筒应力云图 (i) 上海人工波核心筒应力云图

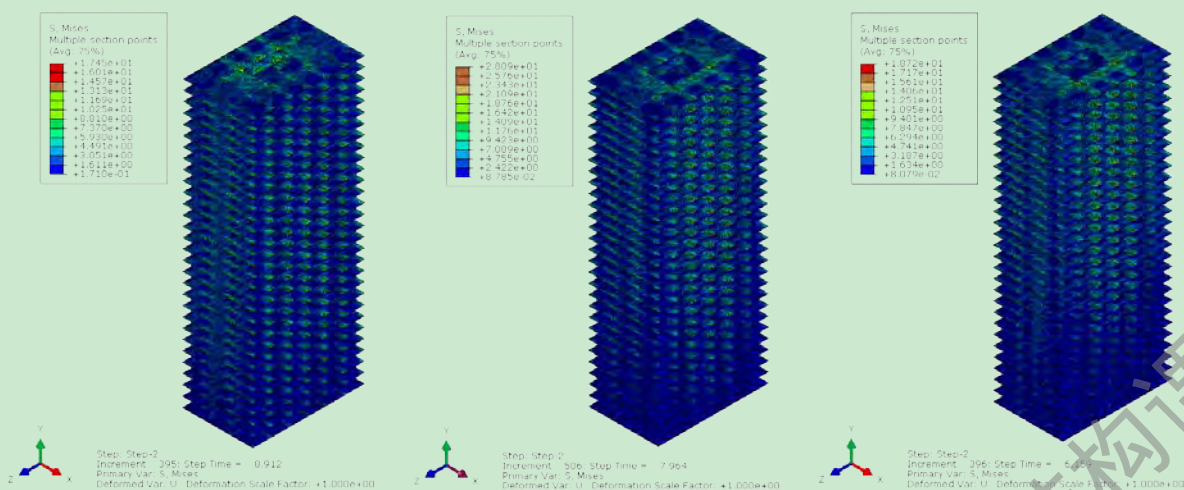
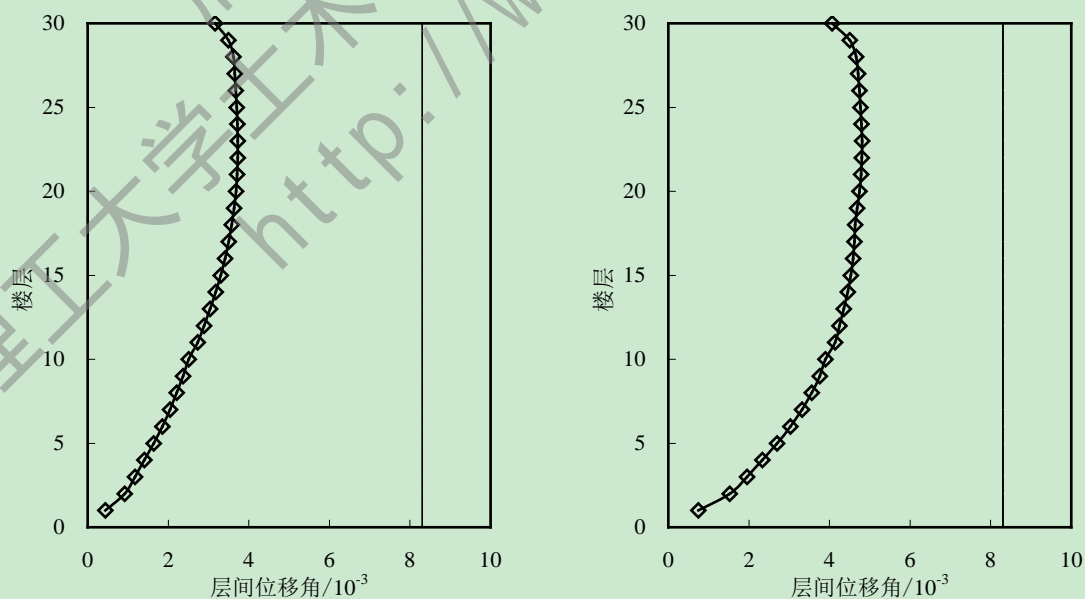


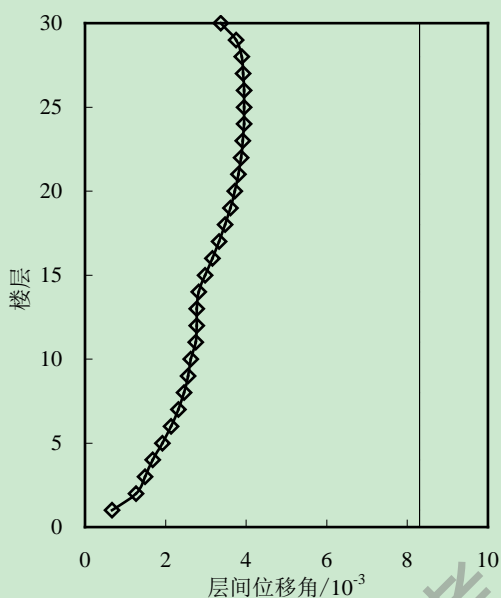
图 4.17 弹塑性时程分析结构应力云图对比

通过以上分别将结构体系、钢管混凝土框架、核心筒以及楼板在三种地震波作用下进行弹塑性时程分析得到的出现最大应力时刻的应力状态进行对比可以看出，最大应力出现的位置基本一致，其中外围框架的最大应力出现在钢梁与核心筒暗梁连接处；核心筒最大应力出现在剪力墙洞口或转角的底部；楼板的最大应力出现在与剪力墙的连接处附近。而最大应力值属 Taft 波作用下较大，El Centro 波和上海人工波作用下基本一致。Taft 波作用下，外围钢管混凝土框架的钢梁最大 Mises 应力为 393.3MPa，说明钢材已经屈服；而框架柱的最大 Mises 应力为 65.55MPa，核心筒的最大 Mises 应力为 41.38MPa，楼板的最大 Mises 应力为 17.45MPa，均进入塑性阶段。

4.3.4.3 弹塑性时程分析计算结果—最大层间位移角

本文分别计算得到结构在每条水平地震波作用下进行弹塑性时程分析后结构的最大层间位移角，并与规范限值进行了对比，如图 4.18 所示。





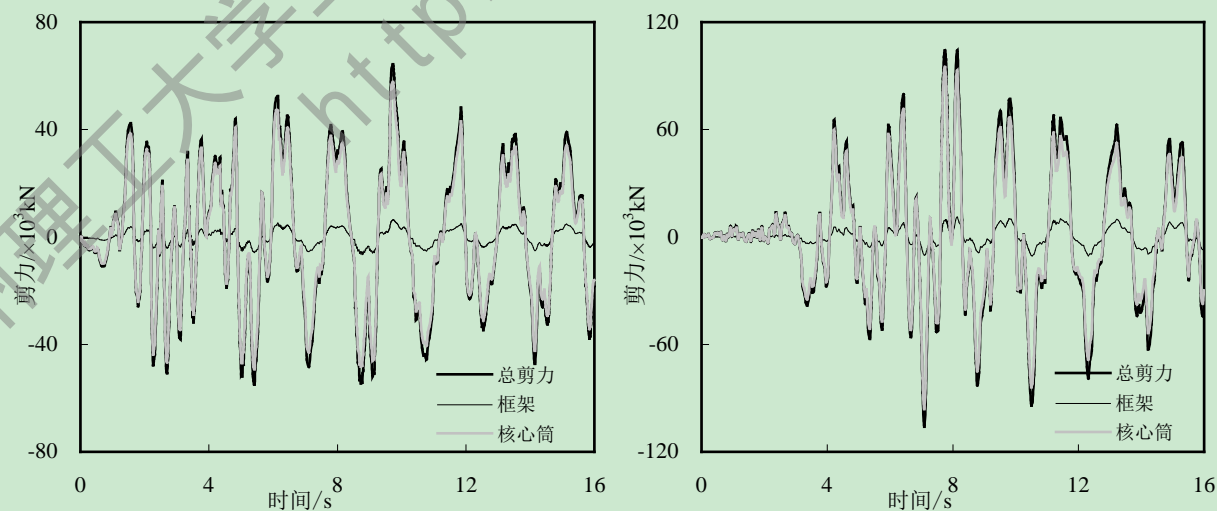
(b) 上海人工波楼层最大层间位移角

图 4.18 水平地震作用下结构弹塑性层间位移角曲线

从以上罕遇地震作用下结构的最大层间位移角曲线可以看出, El Centro 波作用下结构的最大层间位移角为 1/268, 出现在结构的第 23 层; Taft 波作用下结构的最大层间位移角为 1/208, 出现在第 23 层; 上海人工波作用下结构的最大层间位移角为 1/253, 出现在第 25 层。由此得出, 三种地震波作用下结构的最大层间位移角均小于《钢管混凝土结构技术规程》(DB62/T25-3041-2009)^[85]中规定的钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系弹塑性层间位移角限值 (1/120), 满足规程要求。且可以得出钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系在罕遇地震作用下, 结构的最大层间位移角或薄弱层一般出现在结构的中上部位。

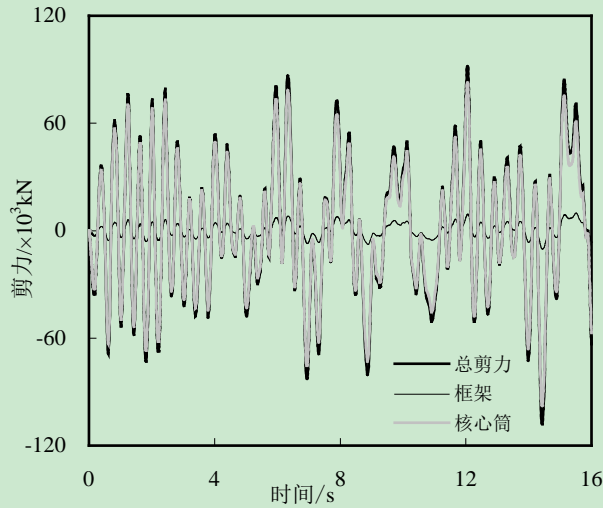
4.3.4.4 弹塑性时程分析计算结果—基底水平剪力时程曲线

图 4.19 给出该混合结构体系在不同地震波作用下结构总基底剪力时程曲线、核心筒基底剪力时程曲线以及钢管混凝土框架基底剪力时程曲线。



(a) EL Centro 波基底剪力时程曲线

(b) Taft 波基底剪力时程曲线



(c) 上海人工波基底剪力时程曲线
图 4.19 结构基底剪力时程曲线

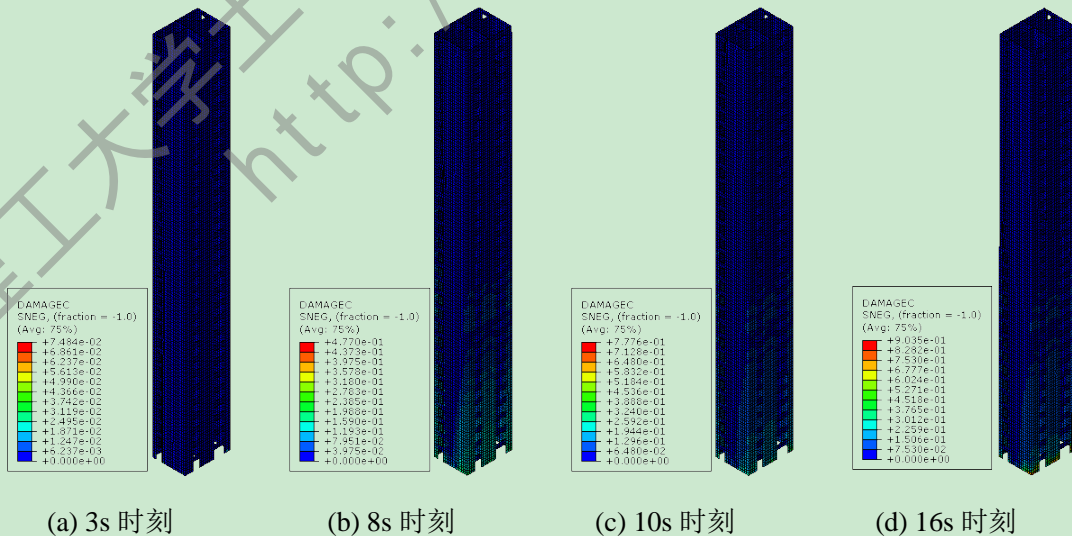
从上图可见,在整个地震波输入过程中,地震所引起的水平荷载主要由核心筒承担,但随着核心筒的混凝土逐渐进入塑性阶段且在底部位置出现损伤,核心筒承担的水平荷载不断减小,致使水平荷载转向外围钢管混凝土框架承担。

4.3.4.5 弹塑性时程分析计算结果—核心筒和楼板受压损伤演化

本文给出该混合结构体系在罕遇地震作用下进行弹塑性时程分析得到的核心筒和楼板混凝土受压损伤演化过程。由前文得知,与其他两种地震波相比,在 Taft 波作用下结构的地震响应较大,因此选取 Taft 波的弹塑性计算结果来分析核心筒剪力墙和楼板的混凝土损伤演化过程。

1、核心筒混凝土损伤演化分析

图 4.20-4.26 分别给出核心筒及各墙体在地震波输入的第 3 秒、第 8 秒、第 10 秒以及最终时刻 (16 秒) 四个时刻的混凝土损伤状态。



(a) 3s 时刻 (b) 8s 时刻 (c) 10s 时刻 (d) 16s 时刻
图 4.20 核心筒受压损伤演化

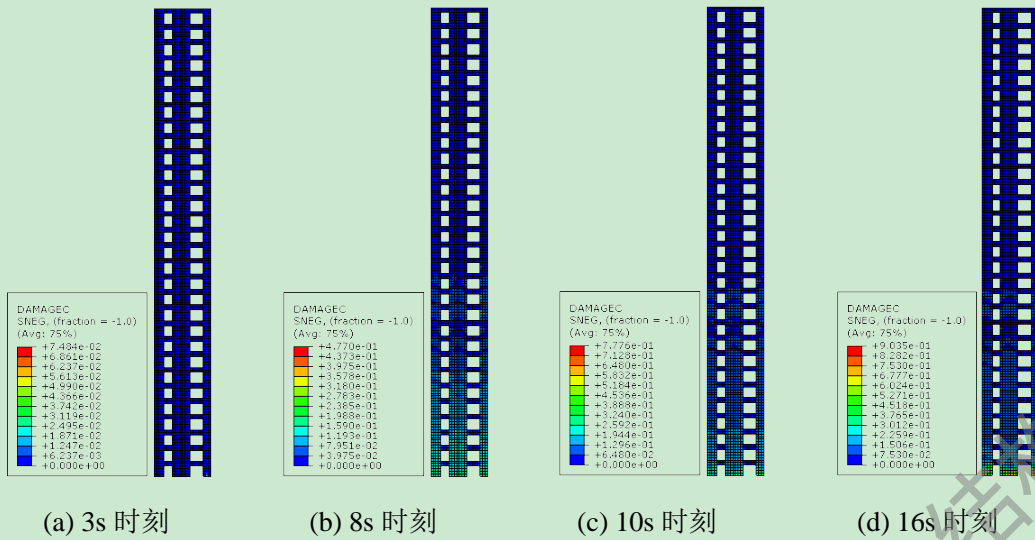


图 4.21 墙体一受压损伤演化

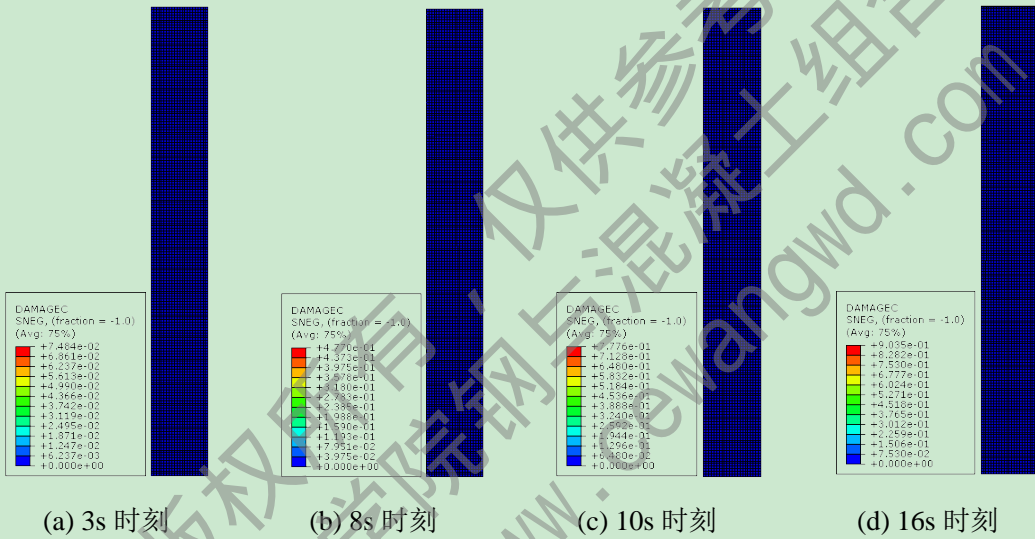


图 4.22 墙体二受压损伤演化

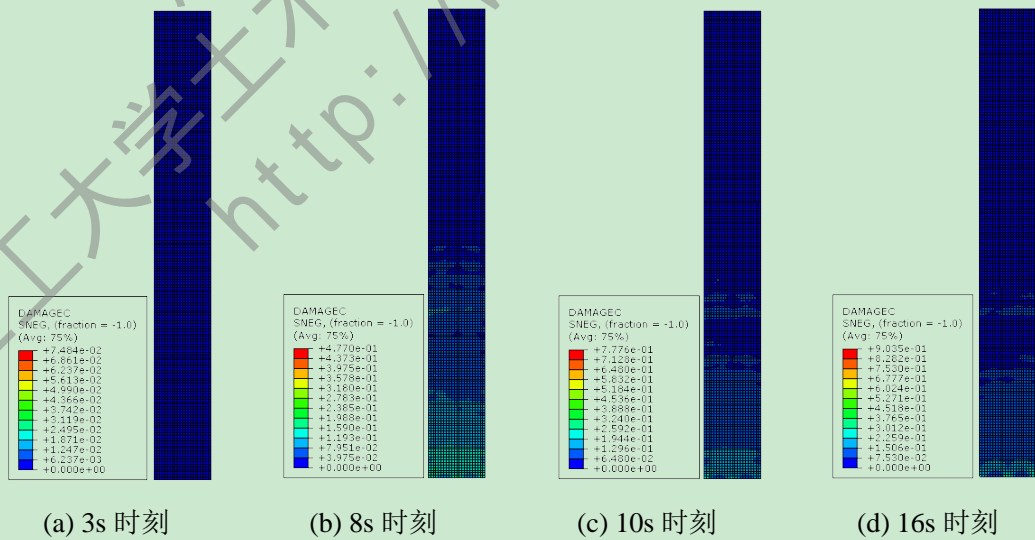


图 4.23 墙体三受压损伤演化

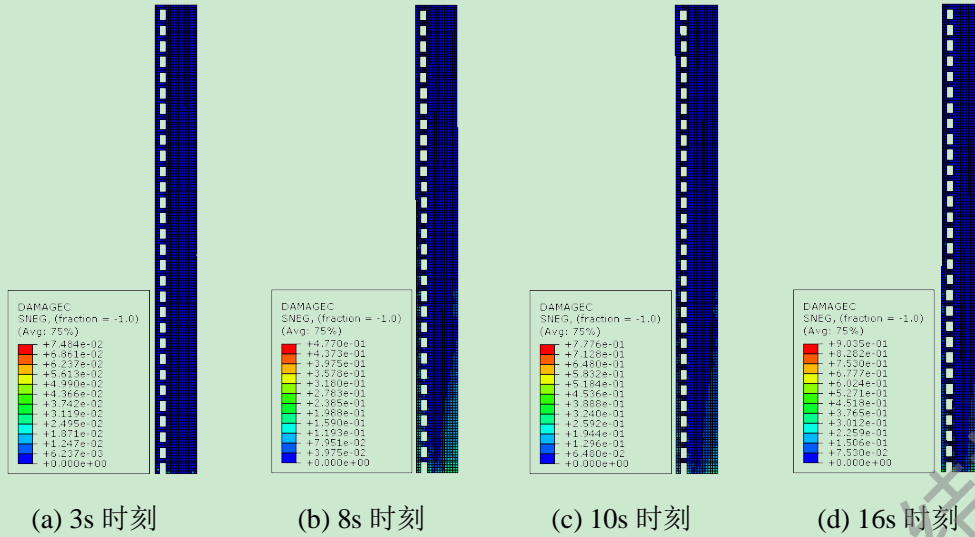


图 4.24 墙体四受压损伤演化

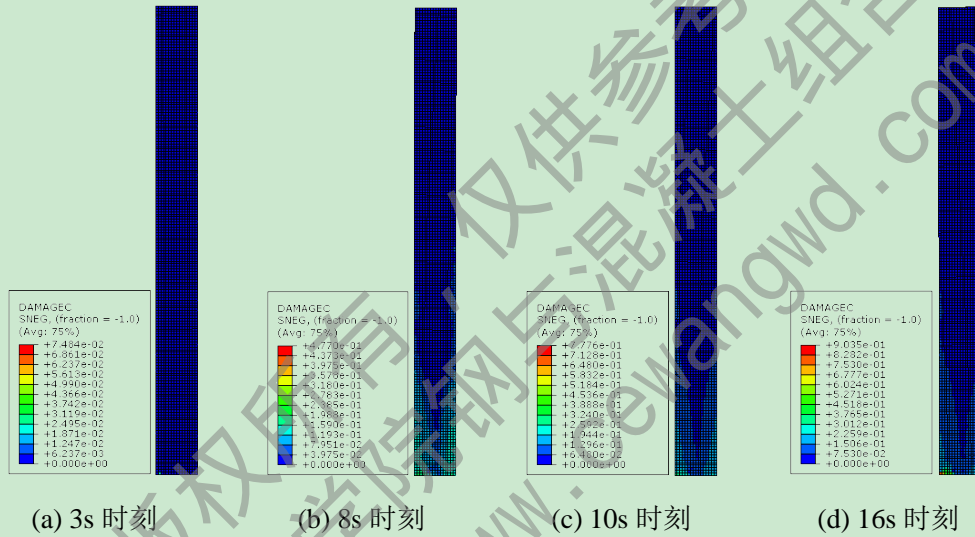


图 4.25 墙体五受压损伤演化

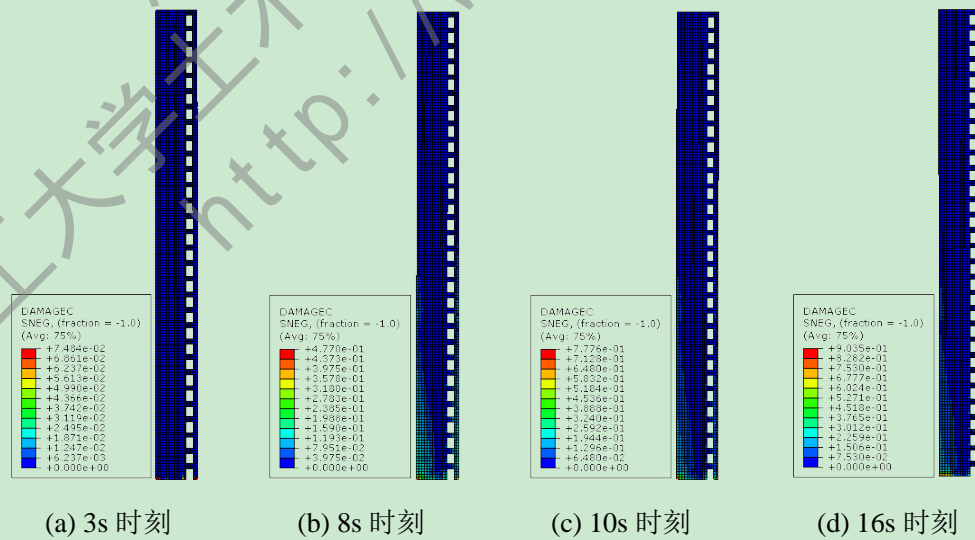


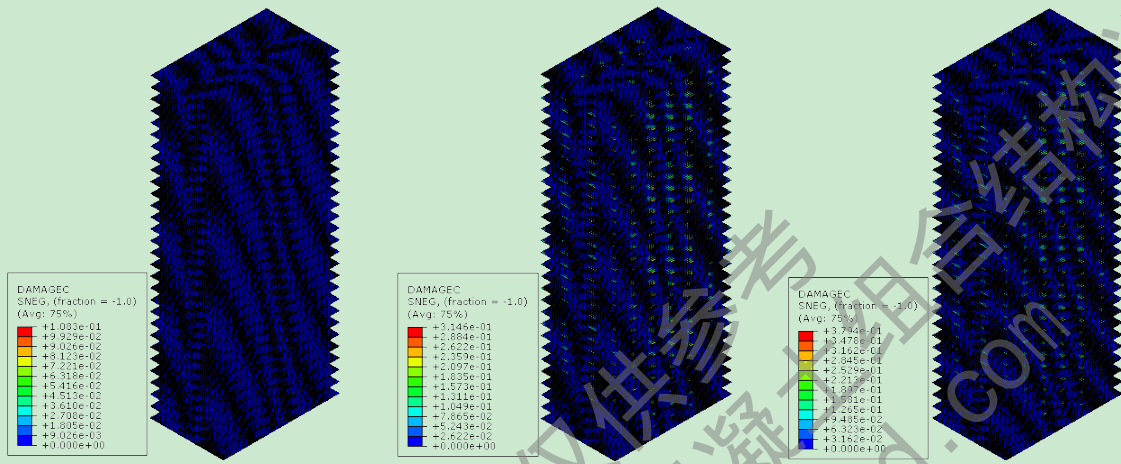
图 4.26 墙体六受压损伤演化

从以上核心筒以及各墙体的受压损伤云图变化可以看出，在地震波输入的前三秒，核心筒各墙体的受压损伤因子最大值基本处于 0.01 以下，即结构仍处于弹性阶段。在地

震波输入 8s 时，受压损伤因子最大值处于 0.5 以下。随着地震动的输入，在 10s 时刻受压损伤因子的最大值达到 0.8 左右，且剪力墙底部区域及连梁与墙体交接处损伤较为明显。在地震动输入最终时刻，受压损伤因子达到 0.9。

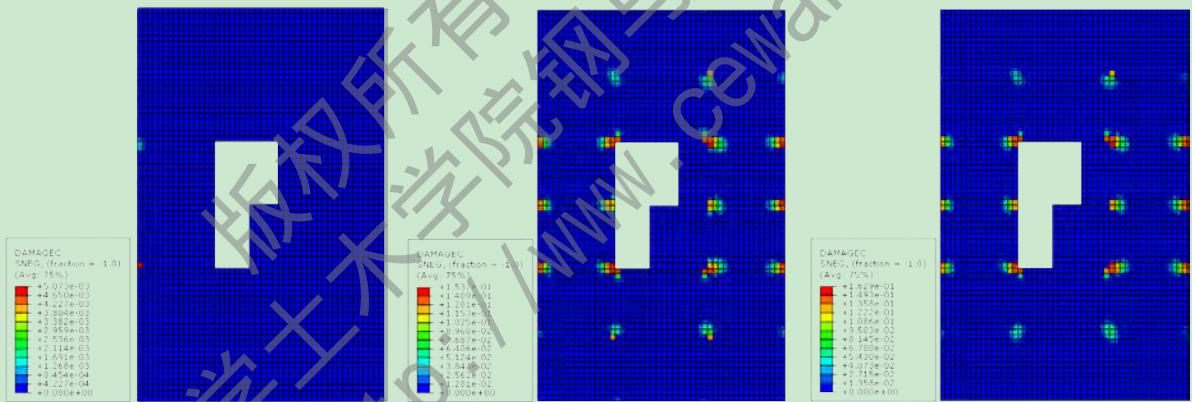
2、楼板混凝土损伤演化分析

图 4.27-4.28 分别给出所有楼板和顶层楼板在地震波输入的第 3.5 秒、第 10 秒以及最终时刻（16 秒）三个时刻的混凝土损伤状态。



(a) 3.5s 时整体楼板受压损伤状态 (b) 10s 时整体楼板受压损伤状态 (c) 16s 时整体楼板受压损伤状态

图 4.27 整体楼板受压损伤演化



(a) 3.5s 时顶层楼板受压损伤状态 (b) 10s 时顶层楼板受压损伤状态 (c) 16s 时顶层楼板受压损伤状态

图 4.28 顶层楼板受压损伤演化

从以上楼板混凝土受压损伤云图变化可以看出，在地震动输入 3.5s 前，楼板混凝土的受压损伤因子最大值处于 0.01 以下，即结构仍处于弹性阶段。在地震动输入 10s 之前，即地震动作用完成之前，楼板混凝土的受压损伤因子最大值达到 0.314。地震波作用最终时刻，受压损伤因子最大值达到 0.379。同时可以看出，结构中下部分楼层的楼板损伤程度较上部楼层轻，且损伤最严重的位置基本为与核心筒连接区域。

4.3.4.6 弹塑性时程分析计算结果—核心筒底部裂缝开展

本文分别给出核心筒剪力墙的最大主塑性应变云图和矢量图，如图 4.29-4.32，以此分析在地震作用下核心筒剪力墙裂缝的出现及其发展。因在整个分析计算过程中，裂缝

主要存在于核心筒的中下部位，因此给出该混合结构体系下部十层核心筒的最大主塑性应变云图和矢量图。

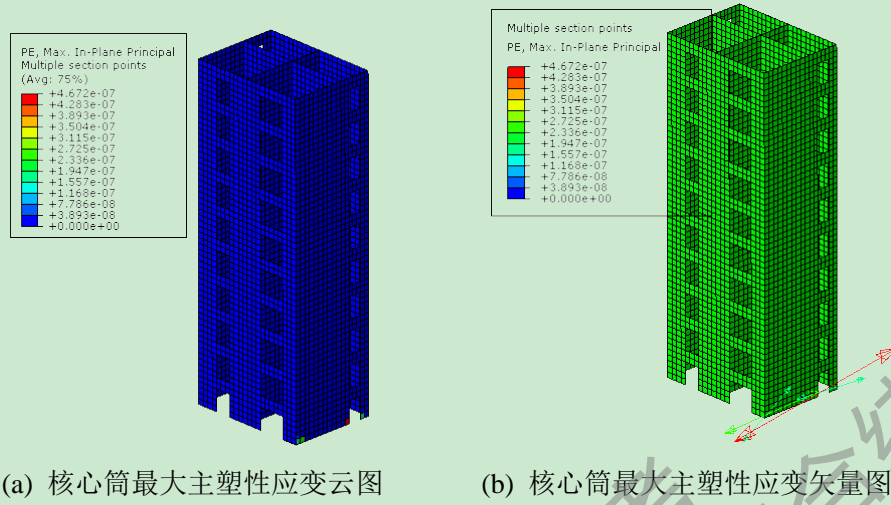


图 4.29 核心筒剪力墙初裂时刻

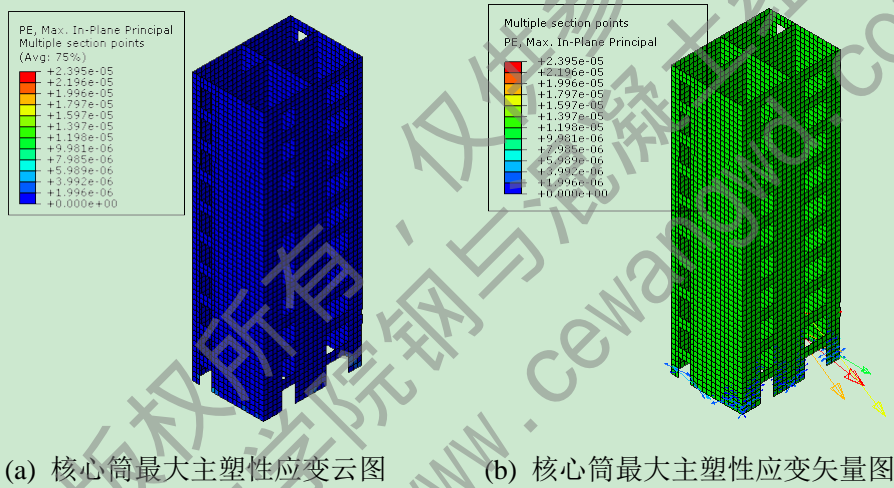


图 4.30 裂缝发展一

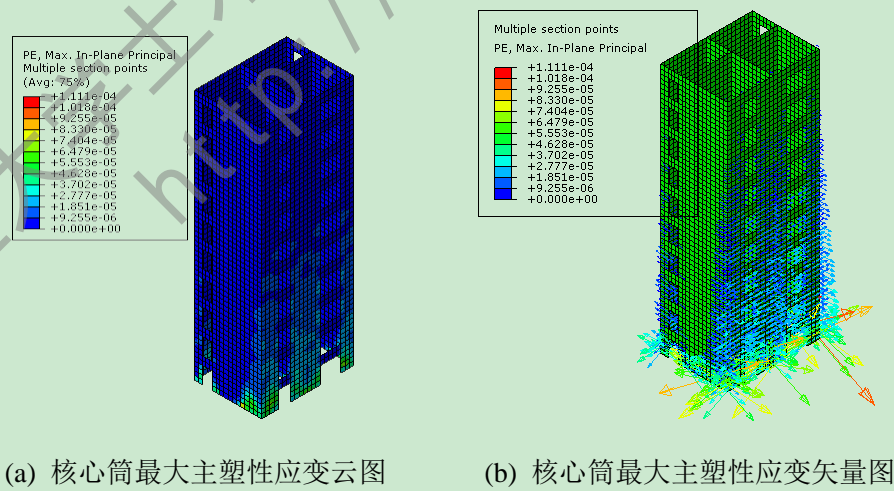


图 4.31 裂缝发展二

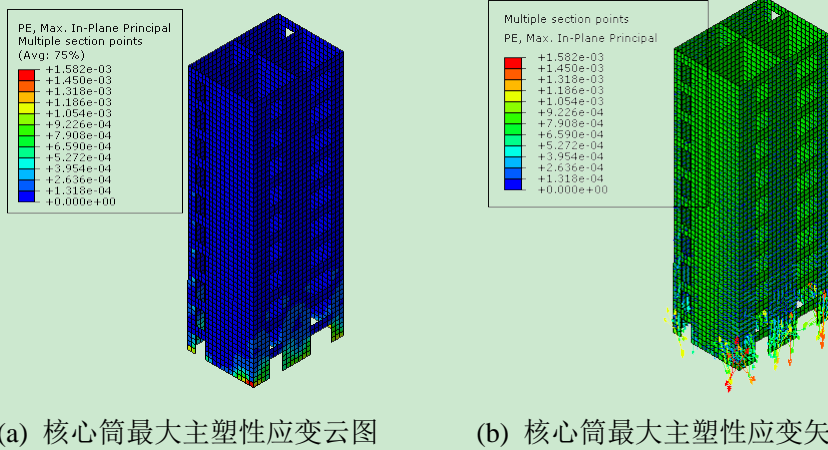


图 4.32 最终时刻裂缝开展状态

图 4.29 给出剪力墙初始出现裂缝时刻核心筒的塑性应变状态，即裂缝开展情况。从图中可以看出，初始裂缝出现在墙体六的洞口和拐角处，且主要是竖向裂缝。随着地震波的输入及地震作用的增加，墙体六已有的裂缝继续开展，且在墙体一和墙体四底部出现微小裂缝，如图 4.30 所示。进而其他墙体底部出现竖向裂缝，裂缝宽度不断增加，且沿筒体向上延伸，如图 4.31 所示。在地震动输入结束时刻，裂缝宽度较大，且在墙体底部出现水平向裂缝，如图 4.32 所示。

4.4 本章小结

本文分别基于 Midas Building 软件和 ABAQUS 软件对一栋钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系进行了设计、模态分析、弹性时程分析以及弹塑性时程分析，可以得出如下结论：

(1) 分别基于 Midas Building 软件和 ABAQUS 软件对钢管混凝土-核心筒混合结构体系进行模态分析和弹性时程分析，得到的结构动力特性和动力响应基本一致，从而验证了基于 ABAQUS 对该混合结构体系进行模态及弹性时程分析时采用前文所选的本构模型和建模方法的合理性与正确性。

(2) 基于 ABAQUS 软件能够有效且较准确地分析钢管混凝土混合结构体系在地震作用下的弹塑性行为，能够得到钢管混凝土框架的应力变化过程、核心筒和楼板混凝土的损伤演化、剪力墙裂缝的发展情况以及地震过程中基底剪力的分配。

(3) 采用不同地震波对钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系进行弹塑性时程分析得到的结构动力响应稍有差异，但某两条地震波作用下的计算结果基本接近。且能够判定该混合结构体系最大层间位移角、最大应力和混凝土最严重损出现的位置。

结论与展望

1. 结论

本文首先对国内外相关课题的文献进行了阅读与综述,其中相关课题包括钢筋混凝土框架混合结构、钢框架-核心筒混合结构以及型钢混凝土-核心筒混合结构的抗震性能及弹塑性分析研究。并基于 ABAQUS 软件,采用纤维梁单元和分层壳单元依次对钢管混凝土框架、带有钢管混凝土边框柱剪力墙、带有型钢混凝土边框剪力墙的拟静力试验以及两层两跨钢管混凝土框架-组合剪力墙混合结构的拟动力试验进行了模拟。最后,采用 Midas Building 软件设计一栋 30 层方钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系,并采用 ABAQUS 软件对其进行了多遇地震下的弹性时程分析和罕遇地震下的弹塑性时程分析,得到如下结论:

(1) 基于纤维梁单元及本文所选取的建模方法和本构模型能够较好地模拟钢管混凝土柱及框架的滞回性能。

(2) 基于分层壳单元和纤维梁单元能够有效且准确地模拟带有钢筋混凝土暗柱或钢管混凝土边框柱或型钢混凝土边框柱剪力墙的抗震性能。并且能够较好地对上述混合结构的弹塑性行为及剪力墙裂缝发展进行详细的分析。

(3) 在前文模型验证的基础上,采用同样的建模方法及本构模型,对自行设计的钢管混凝土框架-核心筒混合结构体系进行弹塑性时程分析,计算且分析了结构体系在地震作用下的最大层间位移角的大小及出现位置、核心筒塑性应变变化情况、剪力墙裂缝发展情况及基底剪力分配情况。

2. 展望

本文对钢管混凝土混合结构体系的弹塑性分析尚处于初步阶段,且所选择的结构形式具有一定的局限性。因此,还需要从能量耗散、不同地震动强度的计算结果对比以及与不同结构形式(如圆钢管混凝土-核心筒混合结构体系)弹塑性分析的结果对比等角度对钢管混凝土混合结构体系的弹塑性行为以及抗震性能进行详细的分析。

基于 ABAQUS 软件创建结构形式较复杂的钢管混凝土混合结构体系模型耗时多且具有一定的难度,因此能够开发 Midas Building 或 PKPK 等设计及分析软件与 ABAQUS 之间的模型信息转换程序,以便于提高建模的效率。

基于有限元软件对结构体系进行地震作用下的弹塑性时程分析仍然不能十分准确地模拟分析其真实的动力响应、抗震性能和弹塑性发展,因此,在条件允许下对钢管混凝土混合结构体系进行振动台试验研究显得更有意义。

参 考 文 献

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版). 北京: 科学出版社, 2007.
- [2] 蔡益燕, 钟善桐. 我国高层建筑钢结构发展方向初探. 新型建筑材料, 1999, 3: 31-33.
- [3] Muhammad, N.B., Fan, J.S., Nie, J.G.. Strength of concrete filled steel tubular columns. Tsinghua Science and Technology, 2006, 11(6): 657-666.
- [4] 陈卓, 段小雨. 钢管混凝土结构的发展及特点. 重庆建筑, 2005, 4(1): 42-45.
- [5] 白国良, 李红星, 张淑云. 混合结构体系在超高层建筑中的应用及问题. 建筑结构学报, 2006, 36(8): 64-68.
- [6] 韩林海, 陶忠, 王文达. 现代组合结构和混合结构—试验、理论和方法[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
- [7] 黄用军, 尧国皇. 超高层混合结构与混凝土结构综合经济比较分析. 广东土木与建筑, 2007, 14(8): 3-5.
- [8] 李国强. 当代建筑工程的新结构体系. 建筑学报, 2002, 7: 22-28.
- [9] 赵西安. 现代高层建筑结构设计(上册). 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [10] 汪大绥, 周建龙. 我国高层建筑钢-混凝土混合结构发展与展望. 建筑结构学报, 2010, 31(6): 62-70.
- [11] 王翠坤, 田春雨, 肖从真. 高层建筑中钢-混凝土混合结构的研究及应用进展. 建筑结构, 2011, 41(11): 28-33.
- [12] 李国强, 周向明, 丁翔. 钢筋混凝土剪力墙非线性动力分析模型. 世界地震工程, 2000, 16(2): 13-18.
- [13] 伍永飞, 周德源. 纤维模型在平面框架非线性静力分析中的应用. 东南大学学报(自然科学版), 2005, 35(增刊1): 129-132.
- [14] Su, R.K.L., Wong, S.M.. Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. Engineering Structures, 2007, 29(8): 1957-1965.
- [15] 张琳, 李晶. 某超高层结构静力弹塑性分析. 深圳土木与建筑, 2008, 5(4): 25-29.
- [16] 缪志伟, 马千里, 叶列平, 等. Pushover方法的准确性和适用性研究. 工程抗震与加固改造, 2008, 30(1): 55-59.
- [17] 缪志伟, 叶列平, 陆新征. 框架-剪力墙结构的静力弹塑性分析研究. 工程抗震与加固改造, 2008, 30(6): 41-48.
- [18] 刘飞, 郭栋, 梁利利. 基于 MSC.MARC 的钢筋混凝土核心筒有限元模型. 四川建筑, 2011, 37(3): 33-34.
- [19] 尧国皇, 陈宣言, 郭明, 等. 超高层钢筋混凝土框架-核心筒结构的弹塑性时程分析. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(3): 1-9.
- [20] 解琳琳, 黄羽立, 陆新征, 等. 基于 OpenSees 的 RC 框架-核心筒超高层建筑抗震弹塑性分析. 工程力学, 2014, 31(1): 64-71.
- [21] 钱稼茹, 魏勇, 蔡益燕, 等. 外钢框架-混凝土核心筒结构协同受力性能研究. 建筑结构, 2006, 36(增刊1): 892-898.

- [22] 李国强, 周向明, 丁翔. 高层建筑钢-混凝土混合结构模型模拟地震振动台试验研究. 建筑结构学报, 2001, 22(2): 2-7.
- [23] 储德文, 梁博, 王明贵. 钢框架-混凝土筒体混合结构抗震性能振动台试验研究. 建筑结构, 2005, 35(8): 69-72.
- [24] 赵成文, 宋波, 邵威, 等. 高层钢-混凝土混合结构抗震性能分析. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2006, 22(6): 916-919.
- [25] 杨志勇, 黄吉锋, 邵弘, 等. 钢-混凝土混合结构罕遇地震弹塑性静、动力分析方法. 建筑结构, 2006, 36(增刊): 696-699.
- [26] 杜修力, 杨淑玲, 张令心, 等. 钢框架-混凝土核心筒混合结构弹塑性地震反应分析方法. 北京工业大学学报, 2007, 33(11): 1158-1163.
- [27] 缪志伟, 陆新征, 王载, 等. 某钢框架偏心核心筒弹塑性分析. 四川建筑科学研究, 2008, 34(3): 5-10.
- [28] 林旭川, 陆新征, 缪志伟, 等. 基于分层壳单元的RC核心筒结构有限元分析和工程应用. 土木工程学报, 2009, 42(3): 49-54.
- [29] 尧国皇, 王卫华, 郭明. 超高层钢框架-钢筋混凝土核心筒结构弹塑性时程分析. 振动与冲击, 2012, 31(14): 137-142.
- [30] 周颖, 于健, 吕西林, 等. 高层钢框架-混凝土核心筒混合结构振动台试验研究. 地震工程与工程振动, 2012, 32(2): 98-105.
- [31] 武敏刚, 吕西林. 混合结构振动台模型试验研究与计算分析. 地震工程与工程振动, 2004, 24(6): 103-108.
- [32] 吕西林, 朱杰江, 刘捷. 上海环球金融中心结构简化弹塑性时程分析及试验验证. 地震工程与工程振动, 2005, 25(2): 34-42.
- [33] 徐培福, 薛彦涛, 肖从真, 等. 高层型钢混凝土框筒混合结构抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2005, 35(5): 3-8.
- [34] 候光瑜, 陈彬磊, 苗启松, 等. 钢-混凝土组合框架-核心筒结构设计研究. 建筑结构学报, 2006, 27(2): 1-9.
- [35] 张杰, 吕西林. 混合结构抗震性能研究进展及展望. 结构工程师, 2007, 23(3): 78-82.
- [36] 黄吉锋, 徐培福, 薛彦涛. 高层型钢混凝土框筒混合结构模型的静力推覆分析. 建筑结构学报, 2008, 38(3): 6-11.
- [37] 张淑云, 白国良, 唐丽云. 高层组合框架-混凝土筒体混合结构动力性能研究. 工业建筑, 2009, 39(9): 62-66.
- [38] 张淑云, 白国良, 高志刚. 高层组合框架-混凝土筒体混合结构静力数值分析. 西安科技大学学报, 2009, 29(1): 36-40.
- [39] 缪志伟, 叶列平, 吴耀辉, 等. 框架-核心筒高层混合结构抗震性能评价及破坏模式分析. 建筑结构, 2009, 39(4): 1-6.
- [40] 缪志伟, 吴耀辉, 马千里, 等. 框架-核心筒高层混合结构的三维空间弹塑性抗震分析. 建筑结构学报, 2009, 30(4): 119-129.

- [41] 舒兴平, 毛健宇, 黄伟, 等. 型钢混凝土框支框架-混凝土核心筒结构抗震性能分析. 湖南大学学报(自然科学版), 2010, 37(12): 7-12.
- [42] 楚留声, 赵更歧, 白国良. SRC框架-RC筒体混合结构抗震性能研究. 土木工程学报, 2011, 44(5): 6-15.
- [43] 王来, 王铁成, 陈倩. 低周反复荷载下方钢管混凝土框架抗震性能的试验研究. 地震工程与工程振动, 2003, 23(3): 113-117.
- [44] Nie, J.G., Qin, K., Xiao, Y.. Push-over analysis of the seismic behavior of a concrete-filled rectangular tubular frame structure. Tsinghua Science and Technology, 2006, 11(1): 124-130.
- [45] Han, L.H., Wang, W.D., Zhao, X.L.. Behaviour of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finite element model and verifications. Engineering Structures, 2008, 30(6): 1647-1658.
- [46] Wang, W.D., Han, L.H., Zhao, X.L.. Analytical behavior of frames with steel beam to concrete-filled steel tubular column. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(3): 497-508.
- [47] 王军, 王文达, 张鹏鹏. 基于非线性纤维梁柱单元的钢管混凝土框架动力时程分析. 工程抗震与加固改造, 2011, 33(2): 9-15.
- [48] Denavit, M.D., Hajjar, J.F.. Nonlinear seismic analysis of circular concrete-filled steel tube members and frames. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(9): 1089-1098.
- [49] 孙力, 吕凤梧, 毛小勇, 等. 钢管混凝土柱-剪力墙组合框架抗震性能分析. 结构工程师, 2009, 25(1): 62-65.
- [50] Liao, F.Y., Han, L.H., Tao, Z.. Seismic behaviour of circular CFST columns and RC shear wall mixed structures: Experiments. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(8-9): 1582-1596.
- [51] Liao, F.Y., Han, L.H., Tao, Z.. Performance of reinforced concrete shear walls with steel reinforced concrete boundary columns. Engineering Structures, 2012, 44: 186-209.
- [52] 龚治国, 吕西林, 卢胜文, 等. 混合结构体系高层建筑模拟地震振动台试验研究. 地震工程与工程振动, 2004, 24(4): 99-105.
- [53] 屠永清, 涂远新, 张贵林. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构抗震性能分析. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(增刊 2): 554-557.
- [54] Han, L.H., Li, W., Yang, Y.F.. Seismic behaviour of concrete-filled steel tubular frame to RC shear wall high-rise mixed structures. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(5): 1249-1260.
- [55] 田淑明, 聂建国, 尚志海, 等. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构弹塑性分析. 建筑结构学报, 2010, 40(2): 17-21.
- [56] 肖嘉, 肖川, 程大业. 某钢与混凝土混合结构超高层的抗震性能分析-弹塑性时程分析. 工业建筑, 2011, 41(增刊): 373-377.
- [57] 吕西林, 殷小激, 蒋欢军, 等. 某钢管混凝土框架-核心筒结构振动台模型试验. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(1): 328-337.
- [58] 杜柯, 孙景江, 许卫晓. 纤维模型中单元、截面及纤维划分问题研究. 地震工程与工程振动, 2012, 32(5): 39-46.
- [59] 胥开军. 基于纤维模型的钢筋混凝土柱弹塑性数值模拟. 四川建筑, 2010, 30(1): 106-107.

- [60] 叶列平, 陆新征, 马千里, 等. 混凝土结构抗震非线性分析模型、方法及算例. 工程力学, 2006, 23(增刊2): 131-140.
- [61] 聂利英, 李建中, 范立础. 弹塑性纤维梁柱单元及其单元参数分析. 工程力学, 2004, 21(3): 15-20.
- [62] 陆新征, 叶列平, 缪志伟, 等. 建筑抗震弹塑性分析—原理、模型与在 ABAQUS, MSC.MARC 和 SAP2000 上的实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [63] 聂建国, 王宇航. 基于 ABAQUS 的钢-混凝土组合结构纤维梁模型的开发及应用. 工程力学, 2012, 29(1): 70-80.
- [64] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 48-58.
- [65] 王先铁, 郝际平, 周观根, 等. 两层两跨方钢管混凝土框架抗震性能试验研究. 地震工程与工程振动, 2010, 30(3): 70-76.
- [66] 李忠献, 许成祥, 王冬, 等. 钢管混凝土框架结构抗震性能的试验研究. 建筑结构, 2004, 34(1): 3-6.
- [67] 郑建忠. 钢管混凝土框架-组合剪力墙结构抗震性能试验研究: [硕士学位论文]. 福州, 2011.
- [68] Menegotto M., Pinto P.E.. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending[C]//Proceeding, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973: 15-22.
- [69] 中华人民共和国国家标准 GB 50010-2010. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [70] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [71] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [72] Kent D.C., Park R.. Flexural members with confined concrete[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1971,
- [73] 郑万仁. 不同轴压比下混凝土剪力墙结构性能研究: [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 2004.
- [74] 章红梅, 吕西林, 鲁亮, 等. 边缘约束构件对钢筋混凝土剪力墙抗震性能的影响. 地震工程与工程振动, 2007, 27(1): 92-98.
- [75] 廖飞宇. 带钢管混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙抗震性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2007.
- [76] 王敏, 曹万林, 张建伟, 等. 不同轴压比下钢管混凝土边框组合剪力墙抗震性能研究. 世界地震工程, 2008, 24(2): 32-36.
- [77] 福建省工程建设标准 DBJ13-61-2004. 钢-混凝土混合结构技术规程[S]. 福州, 2004.
- [78] 曹明. ABAQUS 损伤塑性模型损伤因子计算方法研究. 交通标准化, 2012, 40(2): 51-54.
- [79] 中华人民共和国国家标准 GB 50010-2002. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

- [80] 梁兴文, 马恺泽, 李菲菲等. 型钢高强混凝土剪力墙抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2011, 32(6): 68-75.
- [81] 魏国强. 钢管混凝土框架-RC 剪力墙混合结构抗震性能研究: [硕士学位论文]. 兰州, 2013.
- [82] 中华人民共和国国家标准GB 50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [83] 中华人民共和国行业标准 JGJ 3-2010. 高层建筑混凝土结构设计技术规程[S]. 北京, 2010.
- [84] 中国工程建设协会标准CECS 230: 2008. 高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程[S]. 北京, 中国计划出版社, 2008.
- [85] 甘肃省工程建设标准DB62/T25-3041-2009. 钢管混凝土结构技术规程[S]. 兰州, 2009.
- [86] Hibbitt, K.S.. ABAQUS version 6.7: theory manual, users' manual, verification manual and example problems manual[M]. Hibbitt, Karlson and Sorenson Inc, 2007.

致谢

光阴荏苒，硕士研究生的学习即将结束。从本科到研究生毕业，七年的求学生涯使我受益匪浅，也成长了许多。

首先，感谢我的第一导师王文达教授。在研期间，王老师严于律己、以身作则的科研和工作态度、低调的生活作风以及渊博的学识始终影响着我。在完成学位论文的过程中，从选题、课题思路的探讨、论文进度的反馈再到最终的定稿，从内容的编排到格式等细节的修改都得到了老师的悉心指导。王老师对我在科研能力以及工作能力上的培养，在此表示衷心的感谢。我也要感谢我的第二导师尧国皇高工。感谢尧老师在有限元模拟以及论文思路方面对我的帮助。

其次，感谢北京迈达斯软件公司提供的设计和软件 Midas Building，以及舒哲高工、刘文雅和袁海燕在软件使用过程中的帮助。

再者，感谢我的家人。感谢父母养育之恩、感谢他们一直以来对我学业的支持；感谢姐姐和哥哥对我的无微不至的关怀以及理解；感谢女友胡怡两年以来的陪伴和鼓励，也给我带来了无限的欢乐。

我还要感谢跟我同处一个课题组的王景玄、付博啸、包延红、魏国强、王亚伟、孙站伟师兄和周小燕、黄秋秋、未晓丽师姐在课题上的帮助。感谢同窗李华伟、王明涛、张海龙、肖会霞和杨金娟，师弟宋子龙和车向龙，师妹韩祎和张敏的关心和帮助。感谢舍友杨俊和雷鲁对我生活上的帮助。大家相互促进、相互帮助，使我在整个读研期间感受到了无限的温暖。

最后，感谢母校七年以来的培养，感谢曾经教育和帮助过我的所有老师，感谢答辩委员会对本论文的评审。

本文的研究工作得到了国家自然科学基金(编号：51268038 和 51268035)、甘肃省科技支撑计划项目(编号：1204FKCA146)和甘肃省建设科技攻关项目(编号：JK2013-17)的资助，特此致谢。

杨全全

2014年5月

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文

- [1] 王文达, 杨全全, 李华伟. 基于分层壳单元与纤维梁单元的组合剪力墙滞回性能分析[J]. 振动与冲击, 2013. (已录用, EI 期刊)
- [2] 王文达, 李华伟, 杨全全, 宋子龙. 基于 ABAQUS 平台的钢与混凝土结构纤维模型软件. 软件著作权登记号: 2014SR005330.

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
版权所有, 仅供参考
<http://www.cewangwd.com>

附录 B 攻读硕士学位期间参加的科研项目

- (1) 国家自然科学基金（编号：51268038）：局部火灾下钢管混凝土组合框架连续倒塌机理与设防对策，参加人，2013.1-2016.12，在研。
- (2) 国家自然科学基金（编号：51268035）：内配型钢的钢管高性能混凝土构件压弯扭转复合受力工作机理研究，参加人，2013.1-2016.12，在研。
- (3) 甘肃省科技支撑计划（编号：1204FKCA146）：钢管混凝土组合框架基于位移的抗震设计理论与试验研究，主要参加人，2012.1-2014.12，在研。
- (4) 甘肃省建设科技攻关项目（编号：JK2013-1）：钢管混凝土柱-RC 剪力墙混合结构体系抗震弹塑性动力分析关键技术研究，主要参加人，2013.3-2014.12，在研。