

学校代号 10731

学 号 092081402002

分 类 号 TU398

密 级 公开



硕士学位论文

多层钢管混凝土框架结构 抗震性能研究

学位申请人姓名 付博啸

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达 教授 何忠茂 教授级高工

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 2012年5月

学校代号：10731

学 号：092081402002

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

多层钢管混凝框架结构抗震性能研究

学位申请人姓名：付博啸

导师姓名及职称：王文达 教授 何忠茂 教授级高工

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2012年5月

论文答辩日期：2012年6月8日

答辩委员会主席：吕元光 教授级高工

**Research on the Seismic Behavior of the Concrete-filled Steel Tubular
Frame Structures**

By

FU Boxiao

B.E. (Jilin Architectural and Civil Engineering Institute) 2009

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

May, 2012

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。同时授权中国科学技术信息研究所将本学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并通过网络向社会公众提供信息服务。

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

目 录

摘 要.....	I
Abstract	II
第 1 章 绪 论.....	1
1.1 钢管混凝土组合结构简介	1
1.2 课题背景.....	3
1.2.1 地震的危害.....	3
1.2.2 工程抗震研究方法及其发展.....	4
1.3 相关课题研究现状.....	5
1.3.1 钢管混凝土框架试验研究现状.....	5
1.3.2 钢管混凝土框架抗震性能理论研究现状.....	10
1.4 本课题的研究意义.....	14
1.5 本文主要研究内容.....	15
第 2 章 基于三维单元的钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析.....	16
2.1 概述.....	16
2.2 钢材与混凝土的本构关系模型.....	16
2.2.1 钢材的本构模型.....	16
2.2.2 混凝土的本构模型.....	17
2.3 单元类型的选取及网格划分.....	18
2.4 接触处理.....	20
2.5 荷载及边界条件的处理.....	20
2.6 模型验证.....	21
2.7 钢管混凝土框架静力弹塑性分析.....	22
2.7.1 荷载-位移全过程分析.....	22
2.7.2 钢管混凝土框架受力特性分析及破坏机制.....	23
2.7.3 框架延性分析.....	35
2.8 本章小结.....	36
第 3 章 钢管混凝土框架弹塑性动力时程分析.....	37
3.1 概述.....	37
3.1.1 动力时程分析的基本原理.....	38
3.2 钢材与混凝土的本构关系模型.....	42
3.2.1 钢材本构关系模型的选取.....	42
3.2.2 混凝土本构关系模型的选取.....	42
3.3 单元类型的选择.....	44

3.4 约束条件和加载类型.....	45
3.5 地震波的选取.....	45
3.5.1 波的条数.....	46
3.5.2 波的频谱特性.....	46
3.5.3 波的幅值特性.....	46
3.5.4 地震波的持时.....	47
3.6 算例分析.....	47
3.6.1 模型概况.....	47
3.6.2 模态分析结果.....	49
3.6.3 位移反应.....	50
3.7 钢管混凝土框架结构在地震作用下的响应分析.....	53
3.7.1 算例概况.....	53
3.7.2 模态分析结果.....	55
3.7.3 多遇地震下钢管混凝土框架结构弹性时程分析.....	57
3.7.4 罕遇地震下钢管混凝土框架结构弹塑时程分析.....	63
3.7.5 罕遇地震作用下抗震设防烈度对钢管混凝土结构抗震性能的影响.....	71
3.8 本章小结.....	75
结论及展望.....	77
结论.....	77
展望.....	77
参 考 文 献.....	79
致 谢.....	86
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录.....	87

摘 要

钢管混凝土结构在工程领域得到了迅速的发展和广泛的应用，尤其是近年来地震灾害频发，使得深入研究钢管混凝土结构的抗震性能变的越来越重要。

本文采用数值模拟方法，对多层、高层钢管混凝土框架结构进行了抗震性能研究，具体进行了以下几方面的工作：

(1) 选取合理的材料本构模型、单元类型，考虑钢管与混凝土之间的粘结滑移性能，考虑材料非线性和几何非线性，利用 ABAQUS 有限元软件建立了基于三维单元的钢管混凝土框架结构静力分析模型，并分别对一层一跨圆、方钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行了模拟，从而验证建模方式的合理性。

(2) 基于上述建模方法，利用 ABAQUS 建立了三层两跨圆、方钢管混凝土柱-钢梁平面框架静力分析模型并进行模拟计算，得到钢管混凝土框架结构在单调加载下的荷载-位移($P-\Delta$)曲线并与试验曲线进行对比，系统分析了该类结构在单调加载下的力学性能、破坏机理和框架的延性。

(3) 详细介绍了高层钢管混凝土框架进行动力特性分析和动力时程分析的理论基础，论述了利用 ABAQUS 进行建模分析时需要处理的关键性问题。通过对其他学者完成的地震模拟振动台试验的数值模拟，得出结构的模态反应和位移反应，并与试验结果进行对比，验证了建模方式的合理性。

(4) 对设计的一幢 13 层方钢管混凝土框架(S-CFST)结构进行了多遇地震下的弹性时程分析，研究了方钢管混凝土框架结构在多遇地震下的位移反应和加速度反应，并对采用统一式方法和分离式方法处理钢管混凝土柱时的计算结果进行了比较。按照与 S-CFST 结构承载力相等、含钢率相近的原则设计了一幢圆钢管混凝土框架(C-CFST)结构，并进行了罕遇地震下的弹塑性时程分析，对比研究了 S-CFST 结构和 C-CFST 结构在罕遇地震下的位移反应和加速度反应。

关键词：钢管混凝土；框架结构；非线性；有限元；抗震性能；数值模拟

Abstract

Concrete-filled steel tube (CFST) structures have been developed rapidly and applied widely in engineering field. Especially earthquake disaster happens frequently in recent years. It is severely significant to further the research on the seismic behavior of CFST structure after exposure to earthquake.

In this paper, numerical simulation is performed to research the seismic behaviors of multi-layer and high-rise CFST structure. The following aspects of the works have been done:

(1) Considering the reasonable material and geometric nonlinear, the software ABAQUS was used to analyze multi-story CFST frame and the elastic-plastic analysis was based on the three-dimension finite element method. The bond-slip behaviors between the tube and concrete were considered and reasonable material constitutive model and element type was selected. The numerical simulation of 1-span 1-story circular section and square section CFST columns and steel beam planar frames has been performed to verify the validation modeling method.

(2) Based on the modeling process, finite element analysis models (FEAM) in ABAQUS have been established to simulate 2-span 3-story circular section and square section CFST columns and steel beam planar frames. The load-displacement ($P-\Delta$) curves obtained from the FEAM under monotonic loading were verified against the experimental results. Mechanical behavior, ductility, and failure mechanism of the frame models under monotonic loading are studied systematically.

(3) The theoretical basis of dynamic behavior analysis and dynamical time-history analysis about high-rise CFST frames is introduced in detail. Some critical issues to build the FEAM with ABAQUS were discussed. With the numerical simulation of shaking table testing completed by other scholars, model response and displacement response were obtained. In order to verify the rationality of the analysis model, the results of ABAQUS were compared with the experimental results.

(4) A 13-layer square section concrete-filled steel tubular frames (S-CFST) structure was designed, and the elastic time history analysis in frequent earthquakes was carried out. Displacement responses and acceleration responses of S-CFST structure in frequent earthquakes were discussed. The CFST columns were processed in two methods including uniform type and separated type, and the results calculated with these two methods were compared. With the same bearing capacity and close steel ratio, a 13-layer concrete-filled circular steel tubular frame (C-CFST) structure was designed according to the S-CFST

structure. With the elastic- plastic time history analysis of the C-CFST structure and the S-CFST structure in rare earthquakes, the displacement responses and acceleration responses were compared.

Key words: concrete-filled steel tubular (CFST); frame structure; nonlinear; finite element methods; seismic behavior; numerical simulation

第1章 绪 论

1.1 钢管混凝土组合结构简介

钢管混凝土是在钢管中填充混凝土，钢管及核心混凝土能共同承受外荷载作用的结构构件。钢管混凝土具有承载力高、塑性和韧性好的特点(韩林海, 2007^[1], 韩林海和杨有福, 2007^[2]), 这是由于核心混凝土受到钢管有效的约束作用, 会延缓受压时的纵向开裂, 脆性得到改善, 塑性性能得到提高。同时, 核心混凝土填充到钢管中, 也可避免钢管过早发生局部屈曲。研究表明, 钢管混凝土承载力比同条件(截面积、含钢率, 混凝土等级均相同)钢筋混凝土高 0.8~1.5 倍。此外钢管混凝土还具有耐火性能好、制作和施工方便、经济效果好的特点。钢管混凝土的截面形式多种多样, 其中应用最多的有: 截面为正方形的方钢管混凝土(图 1.1a)、截面为圆形的圆钢管混凝土(图 1.1b)、长短边不相等的矩形钢管混凝土(图 1.1c)、截面规则正多边形混凝土等。按组成钢管混凝土的钢管和混凝土材料的差异又分为普通钢管混凝土、高强钢管混凝土、薄壁钢管混凝土、钢管膨胀混凝土、增强钢管混凝土、离心钢管混凝土、钢管自应力混凝土等。



图 1.1 常见的钢管混凝土柱的截面形式

近年来, 钢管混凝土普遍应用于高层建筑、地铁站台柱、大跨度屋架结构、高层建筑中的刚伸臂桁架结构、钢管混凝土拱桥主拱圈以及钢管混凝土桁架桥梁结构等^[3]。在最早的设计应用中, 是不考虑由组成钢管混凝土的钢管及核心混凝土之间相互作用对各自承载力的提高。上世纪 60 年代以后, 许多学者比较深入系统的研究了钢管混凝土的力学性能, 从而使得这类结构迅速发展, 到现代钢管混凝土已被广泛应用于工程领域中。图 1.2 为 2010 年建成并投入使用的华北第一高一天津津塔, 建筑总高度 336.9m, 地下 4 层, 地上 73 层, 建筑面积 33700mm², 结构体系采用钢管混凝土柱框架、核心钢板剪力墙和外伸钢臂抗侧力体系, 竖向承重构件均为钢管混凝土柱, 钢管混凝土柱最大直径为 1700mm在设计时钢管混凝土柱的抗震设防标准为: 16 层以下周边钢管混凝土柱大震不屈服, 其余可以出现塑性铰, 但不得出现破坏或严重的强度损失。



(a) 津塔外观图



(b) 津塔钢管混凝土柱



(c) 津塔施工过程图

图 1.2 天津津塔

钢管混凝土柱应用于高层建筑中，由于其抗压、抗剪能力强，柱截面面积与钢筋混凝土柱相比可减少 60%以上，从而扩大了建筑物的使用空间和面积，而且柱子面积减小使得柱子自重也减小，有利于结构抗震。除了天津津塔外，我国应用钢管混凝土结构的建筑还有很多，其应用范围主要是作为超高层建筑的竖向承重构件，其中几个具有代表性的包括：台北 101 大厦(建筑总高度 508m)，深圳赛格广场大厦(建筑总高度 291.6m)，武汉国际证券大厦(建筑总高度 249.3m)，广州新中国大厦(建筑总高度 200m)，广州合银广场(建筑总高度 240m)，重庆万豪国际金融中心(建筑总高度 352m)等，大连国际贸易中心(建筑总高度 325.1m)，国际金融中心—广州西塔(建筑总高度 432m)等。

近年来，钢管混凝土结构除了在建筑领用有比较广泛的应用外，在桥梁工程中也有部分应用。图 1.3(a)所示为 2005 年建成的重庆巫山长江大桥，为一座主跨 460m 的中承式钢管混凝土双肋拱桥，拱桥主肋钢管为 $\Phi 1220\text{mm} \times 22(25)\text{mm}$ 内部填充 C60 混凝土。图 1.3(b)为深圳北站大桥，主跨为下承式钢管混凝土刚架系杆拱，计算跨度为 148m，上下弦杆为 $\Phi 750\text{mm} \times 12\text{mm}$ ，内浇筑 C50 微膨胀混凝土。



(a) 巫山长江大桥



(b) 深圳北站大桥

图 1.3 钢管混凝土在桥梁中的应用

1.2 课题背景

1.2.1 地震的危害

地震是一种频发的自然现象，它具有不可预知性、突发性和极大破坏性等特点，可在短时间内造成巨大的人员伤亡和财产损失。世界各地无时无刻不在发生着大大小小的地震，尤其是特大罕遇地震给人来带来的生命伤害及经济损失是无法预计的。历史上，中国唐山大地震(1976)、日本阪神大地震(1998)、印尼苏门答腊岛大地震(2004)、中国汶川大地震(2008)给人类生命财产和安全造成了巨大的损害。表 1.1 给出了近些年来世界各地发生地震灾害的受灾统计情况。

表 1.1 近代地震灾害伤亡及损失情况

时间(年)	地点	震级	死亡情况	直接经济损失
1976	中国唐山大地震	7.6 级	24.2 万人	54 亿元
1989	美国加州 Loma Perita 地震	7.1 级	多于 271 人	150 亿美元
1994	美国 Northridge 地震	6.9 级	多于 61 人	300 亿美元
1995	日本阪神地震	7.1 级	5500 人	1000 亿美元
1999	土耳其地震	7.4 级	1.8 万人	200 多亿美元
1999	中国台湾地震	7.6 级	2400 人	92 亿美元
2001	印度西部地震	7.9 级	2 万多人	45 亿美元
2004	印尼苏门答腊岛北部大地震	8.9 级	30 万人	多于 21.5 亿美元
2008	中国汶川大地震	8.0 级	8 万人	8452 亿人民币
2010	海地大地震	7.1 级	20 多万	多于 10 亿美元
2010	智利大地震	8.8 级	1279 人	300 亿美元
2010	中国青海省玉树大地震	7.1 级	2220 人	未统计
2011	日本东北部海域地震	9.0 级	2.8 万人	2 万亿美元
2011	土耳其地震	7.2 级	550 人	数亿美元
2012	印尼亚齐省部分海域	8.6 级	尚未统计	

注：以上死亡情况和直接经济损失均为不完全统计数据。

其中，2010 年智利大地震震级相对较高而死亡人数较少。智利位于南美洲西海岸，南北长达 4000 多公里，东西平均宽度只有约 200 公里，总人口不到 2000 万。智利地广人稀，此次地震震中距离人口稠密地区较远，震源深度较深，有助于减轻地震灾害程度。此外，调查显示自 1985 年圣地亚哥发生 8 级特大地震后，智利政府要求所有建筑都必须按照 9 级地震的设防标准来设计。

众所周知，地震造成的对人类造成的灾害是可以防止和减轻的，例如可以通过震前预报、地震应急等，但目前人们可以掌控的最有效的途径是工程抗震。以往大量的地震

灾害表明：地震发生时，结构发生倒塌或构件发生破坏最主要的原因就是结构或构件的塑性变形能力以及耗能性能不足。图 1.4 中给出了近些年发生的几次地震中房屋建筑倒塌破坏的图片。我国处在欧亚地震带和环太平洋地震带之间，是一个地震频发的国家，因此对于我国结构工程师而言，采用合理的抗震设计理论，提高结构的抗震性能显得尤为重要。有关学者通过调查日本阪神大地震的震害后发现：灾区不少钢筋混凝土柱几乎全部破坏(图 1.4(d)所示为阪神大地震中钢筋混凝土柱发生“剪压破坏”的现场图片)，而一些采用钢管混凝土柱的建筑受损并不严重，这更加证明了钢管混凝土结构具有比钢筋混凝土结构更加良好的抗震性能。本文以钢管混凝土框架结构为研究对象，从静力弹塑性分析和动力弹塑性时程分析两个方面研究了多层、高层钢管混凝土结构的抗震性能，为工程抗震分析及设计校核提供了参考。



图 1.4 发生地震时建筑物破坏情况

1.2.2 工程抗震研究方法及其发展

结构抗震分析理论的发展大致分为静力、反应谱和动力阶段，在动力阶段又可分为弹性和弹塑性(或非线性)阶段。1990 年日本学者大森房吉提出了震度法概念，将地震作用简化为静力，取重量的 1/10 作为水平地震作用，这是抗震设计初始阶段采用的方法，称为静力法；20 世纪 30 年代美国受到日本地震工程研究的启发，开展了强地震动加速度时程的观测和记录；40 年代初，美国学者 Biot 提出了采用地震记录计算反应谱的概念；50 年代初，Ousner 将此设想加以实现，并应用于抗震设计，使抗震理论进入了反应谱阶段；20 世纪 50 年代末期，Housner 实现了地震反应的动力计算方法，并将其成功应用于墨西哥城的拉丁美洲大厦设计；从 20 世纪 60 年代到 70 年代，地震反应动力分析方法

得到了广泛研究和发展，从弹性时程分析法发展到弹塑性时程分析法，在工程设计应用和科学研究中取得了显著的成绩^[4]。

上世纪 60 年代，日本国内就已经要求在高度大于 60m 的高层建筑中，需要应用弹塑性时程分析方法对设计结果进行检验。我国早在 1989 设计规范中提出了两阶段设计要求，即：第一阶段是以反应谱法作为计算方法的设计阶段；第二阶段是以时程分析方法进行变形验算的设计校核阶段，当时要求进行第二阶段验算的结构范围很小，只限于少数的建筑结构。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5]第 3.6.2 条条文规定“不规则且具有明显薄弱部位可能导致地震时被严重破坏的建筑结构，应按本规范有关规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。此时，可根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法”；第 12.3.3 条条文规定“对主体结构进入弹塑性阶段的情况，应根据主体结构体系特征，采用静力非线性分析方法或非线性时程分析方法”。另外，规范还规定了，带有薄弱层的结构需进行罕遇地震作用下的弹塑性变形计算，这时可选用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析方法。同时，对于某些超限结构或超高层结构，也需要进行弹塑性分析，分析时采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析方法。

1.3 相关课题研究现状

上世纪 60 年代，我国开始研究和应用钢管混凝土结构，北京地铁 1 号线站台柱是我国最早采用钢管混凝土的工程。到 80 年代初，哈尔滨建筑大学(现为哈尔滨工业大学)通过对钢管混凝土结构进行了系统的试验研究和理论分析，提出了把钢管混凝土看作一种材料的“统一理论”，即：采用组合性能指标计算钢管混凝土的承载力和变形。此理论改变了以往的设计和研究方法，开启了钢管混凝土结构研究的新局面，使得越来越多的学者投入到研究钢管混凝土结构的浪潮当中。下面简要介绍一下国内及国外钢管混凝土结构抗震性能的研究现状。

1.3.1 钢管混凝土框架试验研究现状

工程结构抗震试验可分为两大类，即工程结构抗震静力试验和工程结构抗震动力试验。按试验方法考虑，在实验室经常进行的主要有低周往复荷载试验、拟动力试验、地震模拟振动台试验和在现场进行的“人工地震”及“天然地震”试验^[4]。现重点介绍在实验室内进行的三种抗震试验及研究现状。

1.3.1.1 低周往复荷载试验研究现状

低周往复荷载试验又称作“拟静力试验”或“伪静力试验”，是目前在工程结构或构件抗震性能研究中最广泛的一种试验方法。该试验方法是在上世纪六、七十年代基于结构非线性地震反应分析提出的。进行试验时，在结构或构件顶端施加恒定的竖向荷载，在结构或构件的水平方向施加由水平荷载或水平位移控制的低周往复荷载，在正、

反两个方向对结构或构件进行反复的加载和卸载。该种试验中常见的加载制度包括单向反复加载制度、双向反复加载制度和多点同步加载制度，加载时的控制方法又包括位移控制加载、力控制加载、力-位移混合控制加载。通过该试验可以方便的得出结构的刚度退化，变形能力，耗能能力和破坏特征。试验的优点是所需试验设备和条件相对简单，比较经济实用，缺点是并不能真实的模拟结构或构件在实际地震下的反应。

Matusti(1985)^[6]进行了一榀单层钢管混凝土柱-宽翼缘钢梁平面框架的低周往复荷载试验，试验重点研究了方钢管混凝土框架结构的滞回性能、承载能力以及刚度退化等现象。

Morino等(1993)^[7]对某钢管混凝土框架结构进行了水平低周往复荷载试验，试验对比研究了屈服部位不同对钢管混凝土框架耗能性能及强度退化的影响，试验结果表明：钢管混凝土框架结构具有良好的抗震性能。

Kawaguchi等(1997)^[8]进行了四榀单层单跨方钢管混凝土柱-H钢梁框架在水平往复荷载作用下的试验研究，节点采用加强环式连接方式。试验分别考察了节点连接破坏模式和柱端破坏模式的情况。

马万福(1998)^[9]设计了两榀方钢管混凝土梁-圆钢管混凝土组合框架和六榀工字型钢梁-圆钢管混凝土柱组合框架，并对其进行了动力性能试验研究。试验中在框架柱顶施加恒定轴力，梁端施加水平低周往复荷载。

张文福(2000)^[10]设计了四榀单层单跨圆钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构，并对其进行了低周往复荷载试验研究。梁柱节点采用外加强环板节点，试验重点研究了圆钢管混凝土框架的滞回性能、刚度退化以及耗能性能。

李斌等(2002)^[11]通过两榀具有同一外形尺寸及用料的一层一跨钢管混凝土框架在低周往复荷载下的试验，研究了该类型结构的破坏形态、变形特点、荷载-位移滞回模型及结构耗能比，分析了钢管混凝土框架结构的受力特点及抗震性能。

许成祥(2003)^[12]设计了一榀3层2跨圆钢管混凝土柱-钢梁平面框架试验模型，模型按照实际结构的1/3比例设计，梁柱节点采用外加强环式。作者对该模型进行了水平低周反复荷载下的试验研究，重点考察了基于强柱弱梁理论设计的钢管混凝土框架结构的破坏形态以及破坏机制。

王来等(2003)^[13]设计了一榀三层两跨的方钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构模型，并进行了低周往复荷载试验，梁柱节点处采用内隔板加强。试验系统地研究了方钢管混凝土框架结构的滞回性能、延性、耗能能力和刚度退化等。

王文达等(2006)^[14]设计了12个单层单跨钢管混凝土柱-钢梁平面框架模型，其中包含6个方钢管混凝土柱框架和6个圆钢管混凝土柱框架，所有框架梁柱节点处均采用外加强环式节点。作者分别对方、圆形钢管混凝土平面框架进行了低周往复荷载试验研究，描述了试验过程中梁、柱的破坏特征，着重分析了水平荷载-水平位移($P-\Delta$)曲线、水平荷载-应变($P-\varepsilon$)曲线、水平荷载与梁端及柱端曲率关系，并考察了柱的截面形状、含钢

率、柱轴压比、梁线刚度比等对钢管混凝土框架结构力学性能的影响。

孙修礼(2006)^[15]对一榀单跨两层的钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁构成的框架结构进行了拟静力试验,试验研究了结构的破坏机制、破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、位移延性、刚度退化、耗能能力等力学性能。

Nakashima等(2007)^[16]对设计的一榀钢与混凝土组合框架进行了水平低周往荷载试验研究,重点考察了钢梁与混凝土板之间的相互作用。试验得出结论,由于梁上混凝土板对梁产生了影响,组合框架正弯矩区抗弯能力得到显著提高,而组合作用对负弯矩区抗弯能力并无显著影响。

李斌等(2007)^[17]进行了两榀两层一跨矩形钢管混凝土平面框架的拟静力试验。试验模型采用实际框架的 1/4,轴压比为 0.35。作者考虑柱含钢率的影响,系统研究了钢管混凝土框架结构体系的受力性能。

Chellini等(2008)^[18]设计了一榀两层两跨(不等跨)带有侧向支撑的钢-混凝土组合框架,并在欧洲伊斯普拉结构评估试验室进行了拟动力试验和循环加载试验。试验研究了框架结构的各阶振动模态和全局动态响应,提出了利用多级基本振动的方式评估结构破坏现象的方法。

刘海峰(2010)^[19]按照 1/2 缩尺比例设计了三榀单层单跨工字钢梁-钢管混凝土柱框架结构,并对其进行了低周反复加载试验。试验考察了组合框架的破坏形态、耗能性能、延性、破坏机制以及刚度退化等,并重点研究了不同轴压比对钢管混凝土组合框架抗震性能的影响。

王先铁等(2010)^[20]设计了一榀 2 层 2 跨的方钢管混凝土柱-钢梁平面框架试验模型,并进行了在低周往复荷载试验研究。试验研究了钢管混凝土框架的破坏形态,重点分析了钢管混凝土框架结构的延性、滞回性能、耗能能力、强度及刚度退化等力学性能。

戚菁菁(2010)^[21]按照 1/2 缩尺比例设计了 8 榀单层单跨钢管混凝土柱与钢-混凝土组合梁组成的框架结构,并进行了低周反复荷载试验,重点研究了框架的破坏形态、滞回曲线、强度退化、刚度退化、延性、耗能能力等力学性能。

聂建国等(2011)^[22]对两榀足尺方钢管混凝土组合框架进行了低周反复荷载试验,两榀框架分别为钢管混凝土柱-组合梁框架及钢管混凝土柱-钢梁框架。试验中研究了钢梁与混凝土楼板的组合作用对钢-混凝土组合框架体系的刚度、承载力及耗能性能的影响,还考察了组合框架体系在大震作用下进入弹塑性阶段的受力性能。

银英姿等(2011)^[23]设计了四榀两层单跨的钢管混凝土框架,其中两榀带有填充墙,另外两榀无填充墙,分别对其进行了低周往复荷载试验研究。重点研究了模型结构的破坏机理,并分析了充墙对钢管混凝土框架结构抗震性能的影响。

杨亚彬等(2011)^[24]按照 1/5 缩尺比例分别设计了一榀圆钢管混凝土柱框架、一榀混凝土剪力墙和一个带边框的圆钢管混凝土剪力墙试件,分别对这三个试件进行了水平低周反复荷载试验,试验考察了各种工况下结构的承载力、刚度及其退化过程、延性、滞

回性能、耗能能力及破坏特征。

1.3.1.2 拟动力试验研究现状

拟动力试验又称为“计算机-加载器联机试验”，是将计算机的计算和控制与结构试验有机地结合在一起的一种试验方法^[25]。拟动力试验直接从试验试件上测取结构的恢复力特性，通过前一步的测量结果和计算结果基于试件的离散动力方程，递推得到下一步的加载目标，而低周往复荷载试验每一步的加载目标是确定的，这是两者本质的区别。其中关于动力方程的解法目前应用最多的是采用中央差分法。拟动力试验与数值分析方法相比，可以直接从试件上实时测取结构的恢复力特性，而不是从数值模型上得出，试验结果代表了结构真实的地震反应。图 1.5 给出了拟动力试验的流程图。

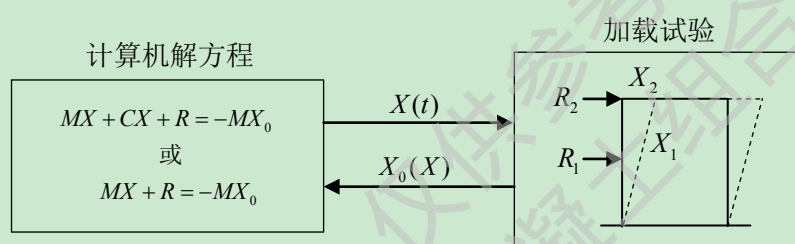


图 1.5 拟动力试验流程图

宗周红等(2002)^[26]按照 1/3 缩尺比例设计了一榀钢管混凝土组合框架结构试验模型，并对此模型进行了拟动力试验研究，作者重点研究了钢管混凝土结构的耗能性能、位移反应以及加速度反应等。

Prabuddha等(2003)^[27]和Tsai等(2003)^[28]，2008a^[29]，2008b^[30]在台湾地震工程研究中心进行了足尺三层三跨钢管混凝土柱-钢梁平面框架的拟动力试验研究。实验模型结构中间跨设置了耗能中心支撑，并输入了两种地震波进行了试验。此外，作者还应用有限元软件对试验中的钢管混凝土框架模型进行了动力时程分析。

周栋梁等(2004)^[31]进行了 2 层 2 跨的钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架的拟动力试验研究。试验模型结构的多数节点设计成环梁先于框架梁屈服的“弱环梁，强框架梁”形式，少数节点设计成框架梁先于环梁屈服的“强环梁、弱框架梁”形式。

Herrera等(2005)^[32]，2008^[33]对一榀 4 层 4 跨方钢混凝土柱-H 钢梁框架进行了拟动力试验研究。依据美国 IBC2000 规范，将 1979 Imperial Valley 地震波和 1994 Northridge 地震波分别缩放至 FOE、DBE、MCE 水准，进行了相应水准的拟动力试验。试验结果表明，采用 T 型件连接节点的钢管混凝土框架可满足美国应急管理署(Federal Emergency Management Agency, FEMA)建议的基于性能设计的性能目标。

Giuseppe等(2008)^[34]设计了某两层两跨的不等跨钢管混凝土空间框架结构试验模型，试验模型由三榀框架通过钢梁连接到一块组成，在模型的弱向设置了 L 型钢支撑，框架结构每层的楼板通过抗剪螺栓与钢梁相连接。作者对上述模型进行了拟动力试验，重点研究了结构的动力特性以及梁柱节点的力学性能。

何文辉等(2009)^[35]对一榀按4:7缩尺比例设计的两层一跨半方钢管混凝土柱-组合梁框架模型进行了拟动力试验、拟静力试验和静力推覆试验。模型结构节点采用依照美国钢结构协会荷载与抗力系数设计手册(AISC-LRFD)设计的高强螺栓端板连接。试验重点研究了组合楼板开裂、梁柱节点局部变形、模型结构的层间剪力和位移反应。

范云蕾等(2011)^[36]在作者课题组开发的网络化结构试验室平台NetSLab基础上,利用多自由度系统远程试验程序NetSLab-MDOF,对某十层钢管混凝土组合框架结构4/7模型进行了拟动力试验研究,研究了此类结构在地震作用下的动力响应和恢复力特性。

1.3.1.3 地震模拟振动台试验研究现状

地震模拟振动台试验是将结构或构件安置在振动台台面上,通过振动台实现地震波再现,真实的反应结构或构件在地震作用下的运动,比较直观的得到结构的地震反应和破坏机理,进而评价结构或构件的抗震性能。该试验系统主要由振动台系统、控制系统以及数据采集和处理装置组成。现阶段,高层、超高限建筑需要通过按照某一缩尺比例的简化模型的地震模拟振动台试验来对设计进行校核。除此之外,该试验还广泛应用于桥梁工程、水工结构、核电工程、基础工程、塔桅结构等。

黄襄云等(2000)^[37]以广州某大厦主体结构为原形,设计了一座5层2开间的钢管混凝土框架结构,钢管混凝土柱节点为单梁节点。对此五层钢管混凝土框架结构进行了地震模拟振动台试验,试验中采用的地震波为广州波(0.33g)、El-Centro波(0.28g)、San-Francisco波(0.32g)和天津波(0.38g)。重点研究了钢管混凝土框架结构的动力性能、加速度反应和位移反应。

黄襄云等(2001)^[38]基于一个5层钢管混凝土框架结构,以等强度(EA 相等)、等刚度(EI 相等)以及等直径($d=102\text{mm}$)为原则,将钢管混凝土柱换算为钢筋混凝土柱,对两种结构分别进行了试验研究。作者还运用SAP2000程序对两种结构进行了动力性能分析,并对分析结果进行比较,综合评定了钢管混凝土结构的抗震性能。

童菊仙等(2005)^[39]对某五层单跨两开间方钢管混凝土框架结构进行了无支撑和有支撑模型地震反应试验。分6度和7度两级输入El-Centro波(N-S)、天津波、武汉人工波。实测了三种地震波激励下有侧向支撑和无侧向支撑结构模型的加速度、水平位移和柱脚应力,并对实测数据进行了分析。

Han等(2009)^[40]对两个30层的组合结构模型进行了地震模拟振动台试验研究,试验模型结构由方、圆形钢管混凝土柱框架和钢筋混凝土核心筒组成,试验结果表明,钢管混凝土框架结构抗震性能良好。

杜国锋等(2009)^[41]设计了某八层两跨钢管混凝土柱-H钢梁空间框架结构模型,并进行了地震模拟振动台试验和有限元分析,研究了模型结构在El-Centro波(N-S)、天津波(N-S)和武汉人工地震波激励下的层间剪力、位移反应和应变反应。在有限元建模中,假设钢管与核心混凝土之间完全粘结,钢管混凝土柱和钢梁采用beam单元,楼板采用Shell

单元，有限元计算结果同试验结果做了对比分析。

周云等(2011)^[42]按照 1/35 缩尺比例设计制作了某超高层钢管混凝土框架-混凝土核心筒结构模型，进行了在钢管混凝土框架中不设置阻尼器和设置阻尼器两种情况下的地震模拟振动台试验。研究了两种情况下模型结构的动力特性和在输入不同烈度地震波激励下模型结构的位移反应、加速度反应和应变反应。

1.3.2 钢管混凝土框架抗震性能理论研究现状

现代抗震设计理论始于从上世纪初，最初的设计理论是基于静力计算方法，随着人们对地震特性、结构动力特性的深入研究以及对实际震害下建筑结构破坏情况的考察，在一个世纪的发展中，经历了从静力阶段到反应谱阶段再到动力阶段，最后发展成为现代的基于性能的抗震设计阶段。

1.3.2.1 弹塑性静力分析

作为抗震性能分析的重要方法之一，弹塑性静力分析也称为“静力推覆分析”，是在结构上施加一组竖向荷载和水平荷载，考虑构件从开裂、屈服到极限状态再到破坏状态过程中，刚度逐步改变的弹塑性计算方法^[4]。弹塑性静力分析的基本流程见图 1.6。

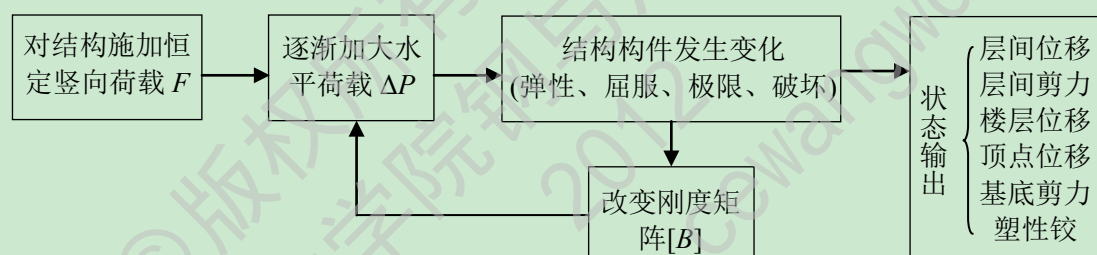


图 1.6 弹塑性静力分析基本流程图

静力弹塑性分析方法符合当代结构设计中“基于形态设计”的需要，它具有以下几项功能：(1)获得结构在水平荷载作用下内力和变形的全过程，从而可以确定结构的屈服荷载、极限荷载以及破坏荷载。(2)得到加载过程中塑性铰出现的先后顺序和位置，进而判断结构设计是否符合“强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件”的要求；(3)可以获得加载过程中，各受力阶段层间位移和楼层侧移沿高度的分布情况，从而判断出结构薄弱层的位置；(4)得到不同受力阶段结构各构件塑性内力重分布情况；(5)得到结构每一层的层间剪力(v)-层间位移角(δ)曲线；(6)得到结构基底剪力(P)-顶点位移(Δ)曲线。

Krawinkler等(1998)^[43]对静力推覆分析(Pushover)方法做了较为全面的阐述，详细总结了该方法的基本概念以及适用范围、模拟精度、具体实施方法和优、缺点，指出了采用不同的水平加载模式对分析结果产生的影响。作者还对过去近二十年的静力推覆分析方法的发展做了总的概括，指出采用该分析方法具有较高的理论价值。

Kuramoto(2000)^[44]提出了一种等效单自由度(SDOF)体系的方法，并以不同结构形式、层强度和刚度不均匀的结构为研究对象，对Pushover方法推至目标位移时最大层间

位移与原结构动力时程分析得到的最大层间位移做了比较。

丁阳等(2004)^[45]根据文献[12]中一榀 2 跨 3 层钢管高强混凝土框架在低周反复荷载作用下的模型试验的结果,分别基于钢管混凝土的分离模量理论和统一模量理论,对试验模型在低周反复荷载作用下的滞回性能进行了非线性有限元分析。

王铁成等(2004)^[46]基于文献[13]中方钢管混凝土框架在低周往复荷载作用下的试验研究,应用有限元软件ANSYS,考虑钢与混凝土的粘结滑移作用,建立了方钢管混凝土框架的三维非线性有限元分析模型,并对计算结果与试验结果进行了对比分析。

王文达等(2008^[47], 2009^[48])以及Han等(2006)^[49]基于非线性有限元理论,考虑几何非线性和材料非线性的影响,提出了单层钢管混凝土框架的荷载-位移恢复力模型;利用ABAQUS软件建立了钢管混凝土框架的三维有限元分析模型,并对该模型进行了受力特性分析,重点研究了钢管混凝土框架在受力全过程中截面应力分布规律及破坏模式等微观机理。

刘晶波和郭冰(2008)^[50]建立了一个 15 层的方钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架结构的弹塑性分析模型,对其开展了多遇地震和罕遇地震下的非线性静力分析,并与方钢管混凝土柱-钢梁框架结构和钢筋混凝土柱-钢梁框架结构进行了对比研究。

李喜乐等(2009)^[51]基于文献[17]中单跨双层矩形钢管混凝土框架的抗震性能试验,利用通用有限元软件ABAQUS,考虑了反复荷载下混凝土的刚度退化,建立了框架的非线性有限元分析模型。通过模拟分析,重点研究了轴压比、含钢率、混凝土抗压强度、柱长细比、梁柱线刚度比等有关参数对方钢管混凝土框架荷载-位移曲线的影响规律。

王文达等(2010)^[52]对钢管混凝土框架结构基于性能的抗震设计方法和步骤进行了探讨,并初步讨论了此类结构的目标位移和相应的侧移模式。利用SAP2000 建立了 12 层钢管混凝土框架模型并进行了静力推覆分析,对地震作用下钢管混凝土框架结构的性能指标进行了初步评价。

王文达和韩林海(2008)^[53]基于非线性纤维梁-柱单元理论,建立了钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构力学性能的非线性有限元分析模型。在考虑几何非线性和材料非线性的基础上,核心混凝土采用考虑钢管约束效应的本构模型,钢材采用二次塑流模型和线性强化模型。

王文达和韩林海(2009)^[54]通过对钢管混凝土柱-钢梁框架的荷载(P)-位移(Δ)曲线特征的分析,提出了用于钢管混凝土柱-钢梁框架的一种简化二阶弹塑性分析方法;建立了基于塑性铰理论的梁柱单元方程,并对一层一跨钢管混凝土平面框架进行了二阶弹塑性分析;在此基础上作者给出了适用于计算钢管混凝土框架 P - Δ 曲线的方法。

王文达和韩林海(2009)^[55]基于非线性纤维梁-柱单元理论,利用Opensees建立了钢管混凝土框架计算模型;核心混凝土采用考虑钢管约束效应的应力-应变关系,钢材采用双线性强化模型,进行了钢管混凝土柱-钢梁平面框架往复加载时荷载-位移滞回关系的计算。

Thai和Kim(2011)^[56]考虑几何非线性和材料非线性的影响,建立了钢管混凝土框架结构纤维梁柱单元模型,结合作者设计的两个算例,一层一跨钢管混凝土平面框架和两层一跨钢管混凝土空间框架模型,分析了在轴向荷载和水平荷载作用下钢管混凝土框架结构的荷载-挠度变形曲线。

Nie等(2012)^[57]基于文献[22]中作者进行的两榀钢管混凝土组合框架试验,建立了有限元分析模型,进行了基于三维单元的非线性分析,其中,钢梁、钢管以及混凝土板均采用壳单元模拟。作者主要分析了结构的楼层位移和荷载-位移($P-\Delta$)骨架曲线,并与试验所得曲线做了对比。

1.3.2.2 弹塑性动力分析

弹塑性动力分析最早始于20世纪50年代。近年来,随着对实际地震记录的日益增多和电子计算机技术的广泛应用,该方法受到了各国学者们广泛的关注、应用及研究,许多国家已经将该方法列入了本国规范,作为传统规范设计方法的必要补充^[58]。1971年美国圣费南多地震的震害,使许多学者认识到,传统的静力弹塑性分析并不能真实的反映实际地震发生时地震动持时对结构破坏程度的重要影响,因而认为采用地震动加速度时程 $a(t)$ 来计算结构在整个地震持时中的反应过程是很有必要的。动力弹塑性时程分析将地震动产生的地面加速度直接输入结构体系的振动微分方程,采用直接积分法计算出结构在整个地震持时内的振动全过程,从而获得结构或构件在各个时刻的内力、位移、速度和加速度反应。分析中可以考虑几何非线性、物理非线性、材料非线性、边界条件非线性以及阻尼的影响等,从而更加准确的获得实际地震发生时,结构的弹塑性变形,进而判明结构的屈服机制、破坏机制。随着计算机硬件配置及计算效率的提高,时程分析面临的计算量大的问题得到了改善,目前此方法已成为对结构进行抗震性能分析时经常使用的方法。近些年,许多国家及机构涉及到重要、超限、复杂和大跨结构的抗震性能分析时都建议采用此方法,在我国抗震规范中也建议对一些特殊建筑用时程分析法作为补充计算对设计进行校核^[58]。

Matsutani等(1991)^[59]应用KOSMOS有限元程序对钢管混凝土结构体系进行了三维弹塑性地震反应分析,分析中钢管混凝土柱和组合梁均采用双线性滞回模型,计算结果满足日本规范规定的限制。

Hajjar等(1998a^[60], 1998b^[61])提出了两种用于方形和矩形钢管混凝土结构和构件动力计算的有限元方法。其中一种为纤维模型法,此法利用非线性滑移面模型来模拟钢管与核心混凝土之间的粘结滑移,并考虑了物理非线性,几何非线性和材料非线性的影响。另外一种方法作者准确地描述了钢材和混凝土在往复荷载下的应力-应变关系,并采用三维空间力学模型来模拟钢管与核心混凝土之间的粘结滑移。

李向真等(2002)^[62]从实际的高层钢管混凝土结构(新中国大厦)按1/8缩尺比例,抽象出了一榀5层两跨的钢管混凝土框架结构,并应用杆系有限元模型理论对此简化模型进

行了弹塑性时程分析。钢管混凝土采用双线性 $M-\Phi$ 恢复力模型,对该简化模型进行了四种地震波激励下的弹塑性时程分析,分析了模型的加速度反应和位移反应。

Herrera等(2003)^[63]依据美国规范IBC2000(International Building Code 2000)设计了某5层4跨无支撑方钢管混凝土柱-宽翼缘H钢梁平面框架,并应用DRAIN-2DX程序进行了静力推覆分析和非线性动力时程分析,其中,时程分析中输入了16种不同的地震波,每种地震波分别按照基本设计地震和最大考虑的设计地震进行调幅处理。

Muhummud(2003)^[64]以美国洛杉矶某6层的钢管混凝土柱-宽翼缘H钢梁组成的无支撑组合框架办公楼为模型,采用非线性动力分析程序DRAIN-2DX对其进行了静力推覆分析和弹塑性动力时程分析,选取了该建筑物的3个平面框架分别进行分析。

蒋丽忠等(2005)^[65]分析了钢-混凝土连续组合梁、钢管混凝土柱的荷载-位移滞回曲线试验结果,提出了适用于钢管混凝土的三线型恢复力模型和滞回规则,应用作者编写的地震弹塑性响应分析程序,对某3层钢管混凝土柱和组合楼盖组成的混合框架进行了弹塑性时程分析。

杜国锋等(2007)^[66]利用大型有限元软件ANSYS8.1对文献[41]中8层钢管混凝土柱-H钢梁框架结构振动台试验进行了地震反应数值分析。分析中输入El-Centro波(N-S)和天津波(N-S)作为激励地震动,钢管混凝土柱和钢梁采用有限应变梁单元,楼板采用Shell单元模拟。

李威和韩林海(2008)^[67]依照作者课题组进行过的两个钢管混凝土框架-剪力墙高层混合结构模型的地震模拟震动台试验,建立了相应的有限元计算模型,进行了动力特性分析和时程分析。两个试验模型的各项参数基本相同,其中一个采用了圆钢管混凝土柱,另一个采用了方钢管混凝土柱。

赖颖和金国芳(2009)^[68]基于MATLAB语言编制有限元计算程序,对2栋5层钢筋混凝土框架结构和钢管混凝土组合框架结构进行了动力弹塑性时程分析,分析中以E1-Centro波、Taft波、天津波作为激励地震波,钢管混凝土柱采用基于构件层次的水平荷载-水平位移($P-\Delta$)滞回模型。

胡潇等(2009)^[69]利用有限元软件ANSYS建立了两个14层,总高为67.8m的框架剪力墙分析模型,柱子分别采用钢筋混凝土柱和钢管混凝土柱。对以上两个模型进行了抗震性能模拟分析,比较了两种结构的动力特性、小震作用下各自的地震反应,综合评定了钢管混凝土结构的抗震性能。

Hu等(2010)^[70]和Park等(2011)^[71]设计了3栋钢管混凝土空间框架结构模型,分别为3层,9层和21层。基于有限元分析软件OpenSees中的非线性纤维梁-柱单元,建立了框架结构的弹塑性分析模型,并对其进行了静力推覆分析和动力弹塑性时程分析。

刘晶波等(2010)^[72]利用有限元软件SAP2000对作者设计的15层的组合梁-方钢管混凝土柱框架(CB-CFST)、钢梁-方钢管混凝土柱框架(SB-CFST)、组合梁-等刚度RC柱组合框架(CB-ETRC)、钢梁-等刚度RC柱框架(SB-ETRC)以及纯RC框架进行了模态分析、

反应谱分析、小震下的弹性时程分析和大震下的弹塑性时程分析，重点研究了钢-混凝土组合框架结构体系的抗震性能。

张强和邓祎文(2010)^[73]采用ABAQUS软件对某复杂高层钢框架-核心筒结构体系进行了多遇和罕遇地震下的地震反应分析，对比分析了结构在不同方向地震波激励下的位移和内力响应。分析时框架柱、梁采用三维梁单元，楼板、剪力墙采用三维壳单元，混凝土采用塑性损伤破坏模型，钢材采用等向强化二折线模型。

谭燕秋等(2011)^[74]利用有限元分析软件SAP2000对八层两跨的钢管混凝土平面框架结构和钢骨-钢管混凝土平面框架结构进行了模态分析和地震响应弹塑性时程分析。

王军等(2011)^[75]运用有限元分析工具Opensees中的非线性纤维梁-柱单元对文献[41]中的钢管混凝土框架结构试验模型进行了数值模拟，输入不同工况的地震波对试验模型进行动力时程分析，数值模拟结果和试验结果吻合良好。

刘阳冰等(2011)^[76]对某框架-核心筒结构进行了弹性地震反应的数值模拟。该框架-核心筒结构外部框架由钢管混凝土柱和钢-混凝土组合梁组成，内部由混凝土核心筒组成。作者重点探讨了外框架组合梁、钢管混凝土柱截面、核心筒厚度及楼层数变化对结构变形性能和外框架剪力的影响规律，并研究了结构刚度特征值对最大层间位移角位置和外框架楼层最大剪力位置的影响规律。

1.4 本课题的研究意义

国内、外无时无刻不在发生的地震现象告诉我们，工程抗震是一个永恒的课题，且钢管混凝土结构是一种在工程上应用广泛的结构，因此我们有必要深入研究钢管混凝土结构的抗震性能。从钢管混凝土框架结构的国内外研究现状可以看出：在试验研究方面，低周往复荷载作用下钢管混凝土平面框架的静力试验进行的很多，能真是反应结构在地震作用下反应的地震模拟振动台试验却很少；在理论研究方面，一部分研究是围绕低周往复荷载下的钢管混凝土平面框架展开，采用三维实体单元建立有限元分析模型，采用各种有限元软件进行单调加载下或往复加载下的数值模拟，这种方法能够详细的模拟出钢管混凝土框架结构中各个构件的力学性能和破坏机理；另外一部分研究是围绕多、高层钢管混凝土框架结构的地震模拟振动台试验而展开，有限元分析中采用纤维梁柱单元来处理框架中的梁、柱等构件，楼板则采用 shell 单元来模拟，这样处理旨在提高计算效率。

本文运用 ABAQUS 有限元软件对钢管混凝土框架结构的整体抗震性能进行系统的理论分析研究，从静力非线性和动力非线性两个方面分别对多层钢管混凝土框架和高层钢管混凝土框架结构进行抗震性能的分析，得出了一些有意义的结论，为钢管混凝土框架结构的抗震设计提供了理论依据，能对工程实践和理论研究有指导意义。

1.5 本文主要研究内容

本文旨在研究钢管混凝土结构的抗震性能，为此在已有理论的基础上，本文主要做了以下几方面的工作：

(1)详细论述了利用 ABAQUS 有限元软件建立基于三维单元的钢管混凝土框架结构静力分析模型的建模过程及需要注意的问题，对一层一跨圆、方钢管混凝土柱-钢梁平面框架进行了模拟来验证建模方式的合理性。

(2)利用 ABAQUS 建立了三层两跨圆、方钢管混凝土柱-钢梁平面框架静力分析模型进行单调加载下的力学性能分析及破坏机理。

(3)详细介绍了对高层钢管混凝土框架进行动力特性分析和动力时程分析的理论基础，论述了利用 ABAQUS 进行建模分析时需要处理的关键性问题。通过对其他学者完成的地震模拟振动台试验的数值模拟，得出结构的模态反应和位移反应，并与试验结果进行对比，验证了建模方式的合理性。

(4)采用上述方法对笔者设计的两栋方、圆钢管混凝土框架结构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，重点分析了结构的模态反应、位移反应以及加速度反应。

第 2 章 基于三维单元的钢管混凝土框架结构

静力弹塑性分析

2.1 概述

非线性静力分析是在结构上施加一组静力，一般为柱顶竖向荷载和梁端水平荷载，考虑构件从弹性到开裂再到塑性，刚度逐步改变的弹塑性计算方法。在整个分析过程中，柱顶竖向荷载保持不变，并逐步增加水平荷载，直到有构件开始进入塑性，这时每级荷载下均有一些构件屈服，构件屈服后改变自身刚度，重新建立刚度矩阵，在下一级增量荷载的作用下再进行计算，得到的结果叠加在前一步结果上，依次逐步计算，直到结构达到其极限承载能力或目标位移。

采用大型通用有限元软件 ABAQUS 对结构进行基于三维单元的非线性分析具有一定的优越性：ABAQUS 具有强大的计算功能和广泛的模拟能力，它拥有大量不同类型的单元库、材料库以及分析过程等，许多学者已经将其应用到结构分析领域。ABAQUS 在钢管混凝土结构的分析模拟中的应用主要还是在构件的层面上，许多学者基于 ABAQUS 分析了钢管混凝土柱、节点等，并取得了较好的结果。利用 ABAQUS 对整个框架建立三维单元的有限元模型还很少，但是已有学者进行了相关分析，其中韩林海等(2006)^[49]、王文达等(2008)^[48]、杜铁柱(2008)^[77]、李喜乐(2009)^[51]、邹爱华(2011)^[78]、李新平(2011)^[79]等均采用 ABAQUS 建立了钢管混凝土平面框架有限元分析模型。

本章采用通用有限元软件 ABAQUS 作为分析工具，并选取了许成祥(2003^[12])和王来等(2003^[13])进行的两个典型的圆、方钢管混凝土框架结构在低周往复荷载作用下的试验作为研究对象，建立了多层钢管混凝土平面框架单调加载时的数值分析模型，考虑材料及几何非线性，探讨了采用该方法时的建模、核心混凝土及钢材本构模型的选取、钢管与混凝土之间的界面处理等关键性问题，分析了钢管混凝土柱-钢梁平面框架单调加载下力学性能及工作机理。

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

对于 Q235 钢、Q345 钢和 Q390 钢等常用钢材一般采用二次塑流模型，对于高强钢材则采用线性强化模型。ABAQUS 给用户提供了基于经典金属塑性理论的弹塑性本构模型，本文钢材采用此模型在多轴应力状态下满足 Von Mises 屈服准则，并采用 ABAQUS 中弹塑性金属材料相关流动法则，在单调加载情况下，采用等向强化法则，在反复加载

情况下,可采用随动强化法则。

本文模型结构中钢材的应力-应变关系依照韩林海(2007)^[1]选取。对于工程中常见的低碳软钢和低合金结构钢等普通钢材的应力-应变关系一般可分为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑流段(de),如图 2.1(a)中所示,图中的点划线为钢材实际的应力-应变关系曲线,实线为简化的应力-应变关系曲线,其中 f_p 、 f_y 和 f_u 分别为钢材的比例极限、屈服极限、和抗拉强度极限;对于高强钢材采用图 2.1(b)所示的双线性模型,该模型包括弹性段(oa)和强化段(ab),强化段模量可取 $0.01E_s$, E_s 为钢材的弹性模量^[1]。

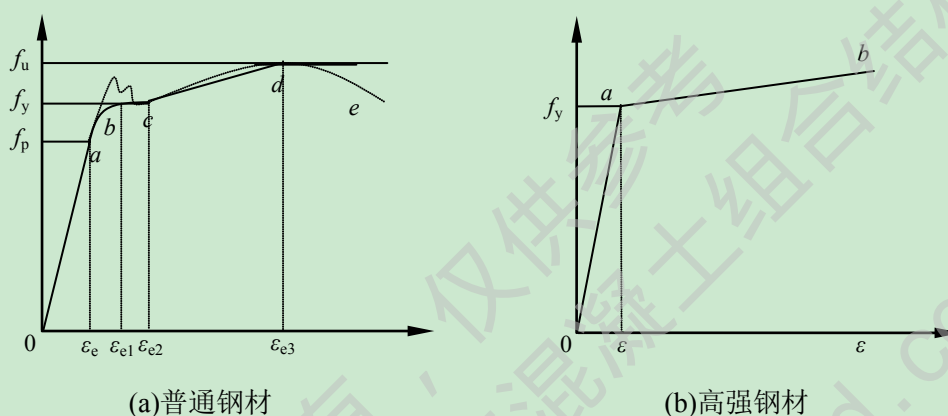


图 2.1 钢材的应力(σ)-应变(ϵ)本构关系示意图

研究三向应力状态时钢材的应力强度和应变强度可用以下两式表达:

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (2.1)$$

$$\epsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2 \right]^{1/2} \quad (2.2)$$

2.2.2 混凝土的本构模型

不同形式的混凝土本构关系模型有很多,许多学者已对其做过相关研究,如沈聚敏等(1993)^[80]、江见鲸(1994)^[81]、董毓利(1997)^[82]、吕西林等(1997)^[83]、过镇海(1999)^[84]、俞茂宏(1999)^[85]、陈慧发等(2001)^[86]、宋玉普(2002)^[87]、江见鲸等(2005)^[88]。但对于钢管混凝土而言,普通混凝土的本构模型已无法反应约束效应下核心混凝土的一些特性,为此一些学者提出了适合于钢管混凝土中核心混凝土的本构模型如钟善桐(2003)^[89]、赵均海(2003)^[90]、韩林海(2007)^[1]。

ABAQUS 中自带的塑性损伤模型(Concrete Damaged Plasticity)可以用于模拟混凝土材料的非线性行为,但不同情况下的混凝土应力-应变关系曲线并不相同。对于钢管混凝土而言,核心混凝土由于受到钢管的约束效应,混凝土处于三向受压的应力状态,且钢管约束力随着受力状态的改变而处于动态变化过程中,使得混凝土的塑性性能有所增加,主要表现在两点:一是对应于混凝土峰值应力的应变有所增加;二是混凝土应力-

应变曲线的下降段变得平缓。韩林海(2007)^[1]考虑了核心混凝土的这一特点, 经过大量算例的分析验证, 考虑约束效应系数 ξ 和混凝土强度 f'_c 的影响, 提出了适用于 ABAQUS 有线元分析的核心混凝土应力-应变关系:

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 \cdot (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2.3)$$

式中:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}, \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}, \quad \sigma_0 = f'_c, \quad \varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6}, \quad \varepsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f'_c) \cdot 10^{-6};$$

$$\begin{cases} \eta=2 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ \eta=1.6+1.5/x & (\text{方钢管混凝土}) \end{cases} \quad (2.4)$$

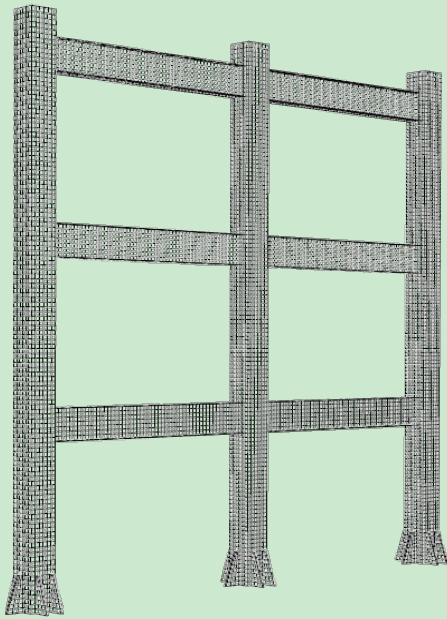
$$\begin{cases} \beta_0 = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25+(\xi-0.5)^7]} \cdot (f'_c)^{0.5} \cdot 0.5 \geq 0.12 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ \beta_0 = \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}} & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases} \quad (2.5)$$

以上各式中, 混凝土圆柱体抗压强度 f'_c 以 MPa 为单位计。

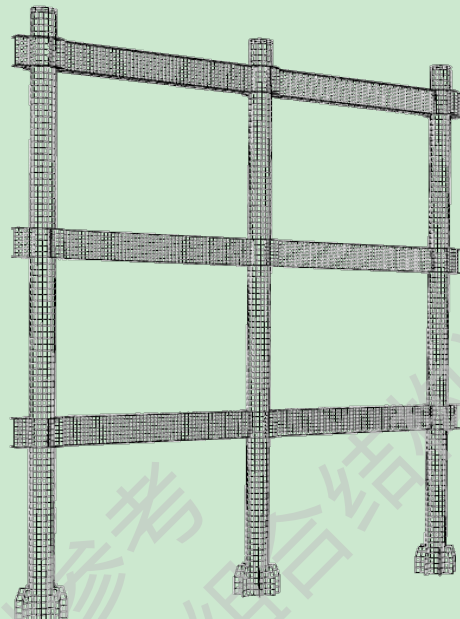
2.3 单元类型的选取及网格划分

ABAQUS 包含丰富的单元库, 使得用户在设置单元类型时可以有多种选择。对于钢管混凝土框架结构, 是由钢管混凝土柱和工字型钢梁组成, 钢管、钢梁、内隔板及外环板可采用四边形壳单元(S4)来模拟, 在厚度方向采用 9 个积分点的 Simpson 积分, 该单元允许考虑沿着厚度方向的剪切变形, 当壳的厚度很小时剪切变形也很小, 这时 ABAQUS 会采用薄壳理论来求解。核心混凝土采用八节点六面体线性减缩积分单元(C3D8R), 采用线性减缩积分单元可以提高计算效率, 忽略应力集中部位, 以节点应力作为分析指标, 对位移的求解结果相对精确, 当网格存在扭曲变形时, 分析精度不会受到太大影响。对于柱脚的加劲板, 方钢管混凝土框架采用的是实体单元(C3D8R), 圆钢管混凝土框架采用的是 Shell 单元(S4)。钢管混凝土柱顶加载板采用离散刚体(Discrete Rigid)三维四边形刚性单元(R3D4)来模拟, 采用刚体忽略了在轴向荷载作用下加载板的变形, 并能提高计算效率。

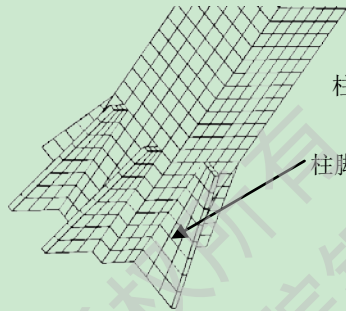
利用上述所建议的单元类型对王文达等(2006)^[14]试验中的试件 CF-22 与 SF-22 进行网格试验, 网格试验结果见图 2.4, 通过 ABAQUS 计算结果与试验结果的对比表明: 采用此单元类型及网格划分技术比较合理。本章所分析的两榀钢管混凝土平面框架及典型构件的网格划分情况见图 2.2。



(a) 方钢管混凝土框架

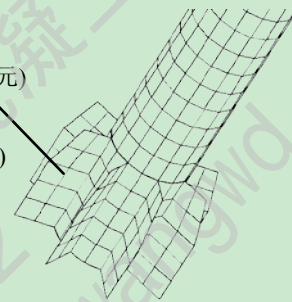


(b) 圆钢管混凝土框架

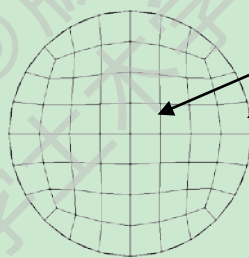


(c) 方钢管混凝土柱脚处

柱脚加劲板(Shell 单元)
柱脚加劲板(Solid 单元)

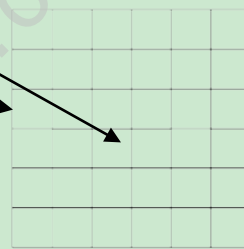


(d) 圆钢管混凝土柱脚处

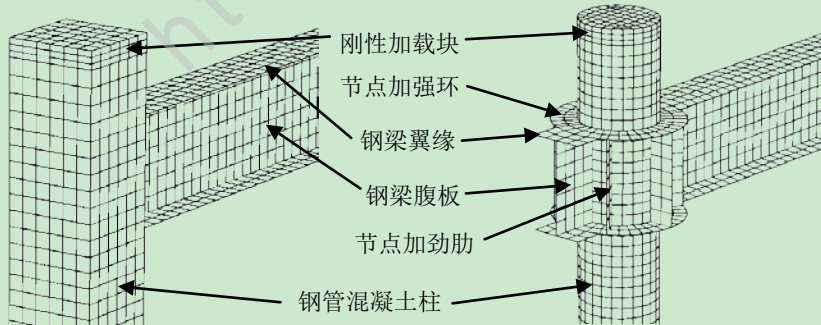


(e) 方钢管混凝土柱截面

混凝土单元
钢管单元

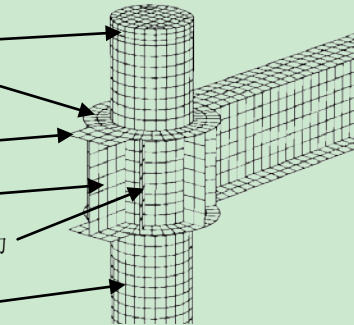


(f) 圆钢管混凝土柱截面



(g) 方钢管混凝土框架柱顶节点

刚性加载块
节点加强环
钢梁翼缘
钢梁腹板
节点加劲肋
钢管混凝土柱



(h) 圆钢管混凝土框架柱顶节点

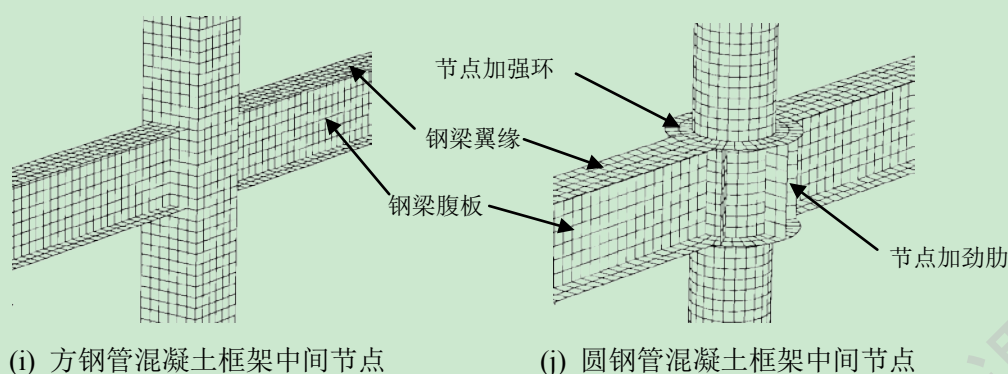


图 2.2 钢管混凝土框架有限元网格划分

2.4 接触处理

钢管混凝土构件非线性分析的一个关键问题是如何合理地处理钢管与混凝土界面处的粘结滑移作用。对于本文，在法线方向采用硬接触，即：与接触面法线方向平行的压力在界面间可以完全传递；接触面切线方向采用库仑摩擦模型，在界面间可以传递剪应力，剪应力达到临界值时，界面处产生相对滑动，在滑动过程中剪应力保持不变，这样处理可以比较合理的模拟钢管与核心混凝土变形不一致时的复杂受力情况。

钢管、内隔板、外环板和钢梁均采用的是同一种单元类型(Shell 单元)，同种类型的单元具有相同的自由度，因此它们之间采用共用节点(Merge)的连接方式，这样可以减少接触对的定义，模型收敛性相对较高。框架柱柱顶刚性加载板与核心混凝土之间的接触只考虑法向的硬接触，由于刚性加载板(Solid 单元)与钢管(Shell 单元)采用的是不同的单元类型，需要采用 Shell-to-Solid Coupling 的连接方式来处理。对于柱底加劲板与钢管的连接，圆钢管混凝土框架柱底加劲板采用壳单元模拟时，其与钢管采用共用节点(Merge)链接；方钢管混凝土框架柱底加劲板采用实体单元模拟时，其与钢管采用 Tie 链接。对于内隔板与核心混凝土的接触，采用将内隔板嵌入(Embedded Region)混凝土的方式来模拟。

2.5 荷载及边界条件的处理

根据文献[12][13]中的试验概况，采用与实际相符的荷载和边界条件。柱底核心混凝土只约束其轴向位移，钢管和加劲板采用完全固结约束。在 ABAQUS 中设置两个分析步(Step1、Step2)分别施加柱顶轴向荷载和梁端水平荷载。实际加载情况见图 2.3。竖向荷载作用在柱顶加载板中心点处，水平荷载作用在梁端。为了防止梁端发生应力集中，设置一个参考点与梁端耦合在一起，水平荷载施加在参考点上，由于模拟期望得到框架结构的荷载-位移全过程曲线，并且曲线要出现下降段，固采用位移加载的方式，在梁端施加已知的位移条件。

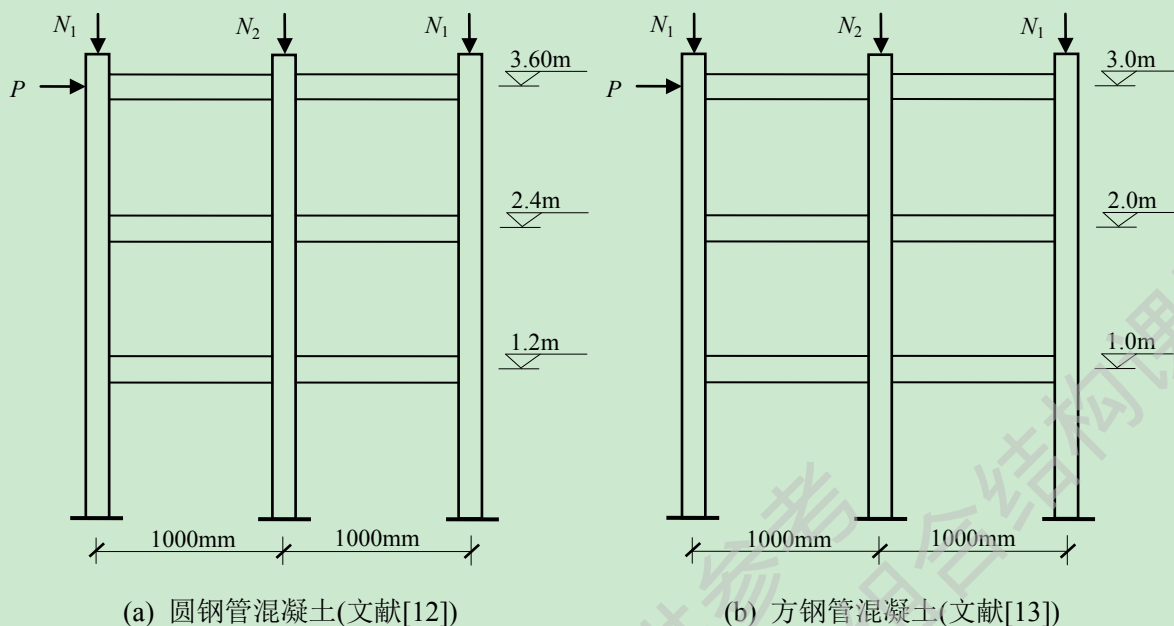


图 2.3 钢管混凝土框架试件加载及边界条件示意图

2.6 模型验证

为了验证本章上述建模方式的正确性,利用 ABAQUS 对文献[14]中的一层一跨圆钢管混凝土框架(CF-22)和方钢管混凝土框架(SF-22)进行了单调加载下的数值模拟,荷载-位移($P-\Delta$)全过程曲线数值模拟结果及试验结果对比情况见图 2.4,计算的框架变形及应力云图见图 2.5,计算得到的水平极限承载力及其对应的位移见表 2.1。总体上看,无论是 $P-\Delta$ 曲线还是水平极限承载力 P_{ue} ,计算结果与试验值均比较接近。

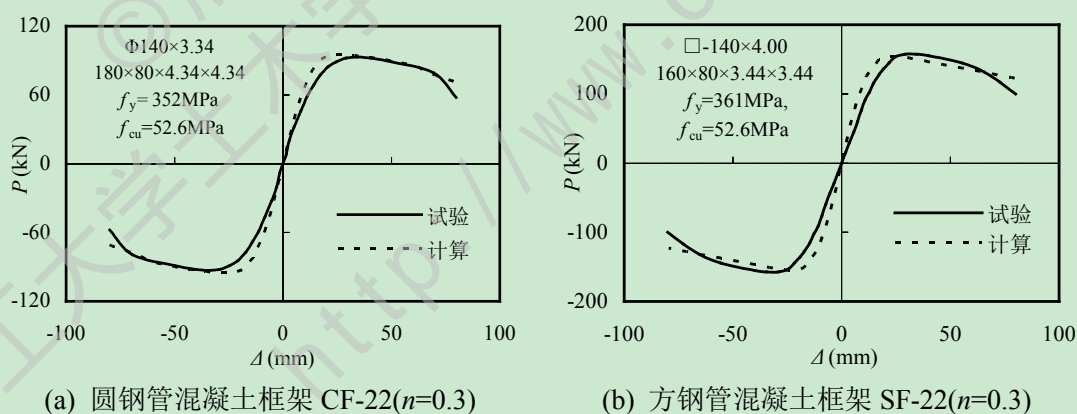


图 2.4 框架试件试验骨架曲线与 ABAQUS 计算骨架曲线对比

表 2.1 框架模型水平极限承载力及其对应的位移

试件编号	试验值		ABAQUS 计算值		$\frac{P_{ua}}{P_{ue}}$	$\frac{\Delta_{ua}}{\Delta_{ue}}$
	P_{ue}	Δ_{ue}	P_{ua}	Δ_{ua}		
CF-22	93.21	34.33	95.30	23.35	1.022	0.680
SF-22	157.45	29.10	154.91	24.32	0.984	0.836

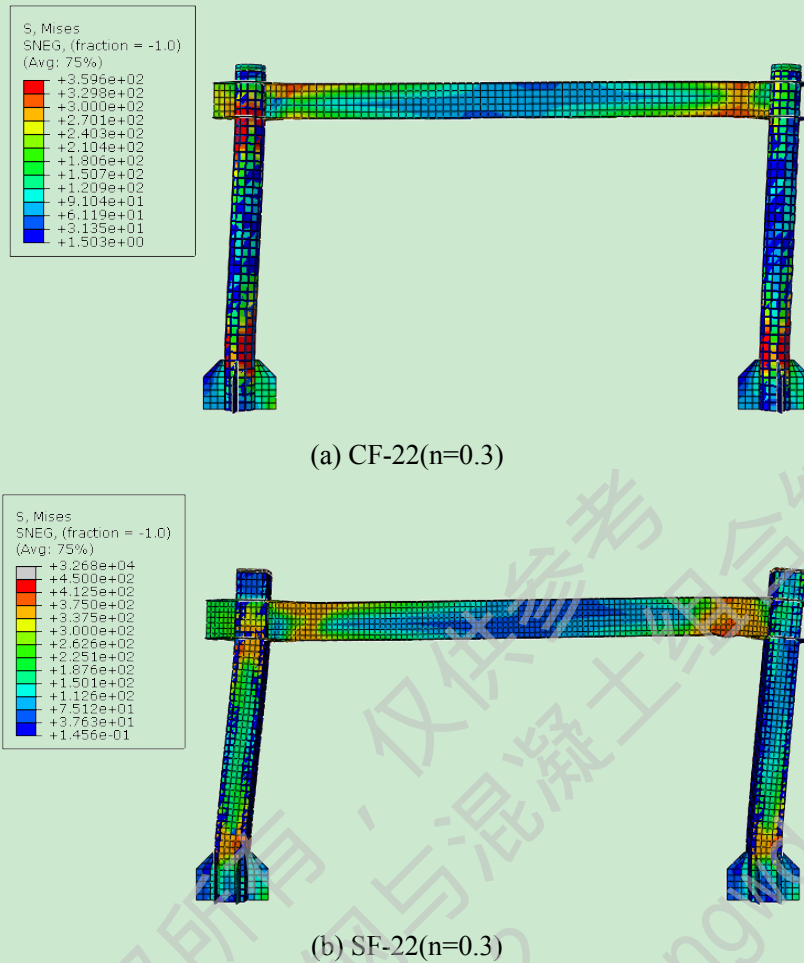


图 2.5 钢管混凝土框架的 Mises 应力云图

2.7 钢管混凝土框架静力弹塑性分析

根据以上建模要点，选取文献[12]、[13]中的钢管混凝土平面框架试验模型进行静力弹塑性分析。文献[13]中的框架试验模型为三层两跨，跨度 1.5m，层高 1m，采用方钢管混凝土柱，框架梁采用普通工字钢 I18，框架梁钢材采用 Q235；文献[12]中框架试验模型也为三层两跨，跨度 1.5m，层高 1.2m，采用圆钢管混凝土柱，框架梁为工字形截面 180mm×100mm×5mm×8mm，框架梁钢材采用 Q235，模型尺寸见图 2.3，其他相关信息见表 2.2。

表 2.2 模型信息

框架柱类型	柱截面 (mm)	柱含 钢率	柱轴压比(n)		钢材强度 f_y (N/mm^2)	混凝土强度 f_{cu} (N/mm^2)
			中柱	边柱		
方	□-150×6	0.18	0.4	0.25	242.6	40.37
圆	Φ-150×5	0.15	0.4	0.32	331.7	57.95

2.7.1 荷载-位移全过程分析

根据以上建模要点，利用 ABAQUS 软件对文献[12]、[13]中的三层两跨圆钢管混凝土

土框架和方钢管混凝土框架进行了基于三维单元的非线性有限元分析，其荷载-位移全过程($P-\Delta$)曲线见图 2.6，总体看来数值模拟结果与试验曲线吻合的比较好，但也存在差别。从图中可以看出，在方钢管混凝土框架达到极限荷载(2 点)后曲线并未出现明显的下降段，圆钢管混凝土在达到破坏荷载(3 点)以前 ABAQUS 计算结果大于试验结果，这是由于试验时控制系统的稳定性和有限元模拟时条件理想化的差异所导致。试验时柱顶轴向荷载通过千斤顶施加，在整个试验的过程中，千斤顶施加的轴力在动态的变化过程中，当框架柱进入屈服，需要对其进行人工补充轴力，这样就容易引起试验过程中柱顶轴力数值小于预先设置的数值，而 ABAQUS 模拟中并不会出现轴力下降。

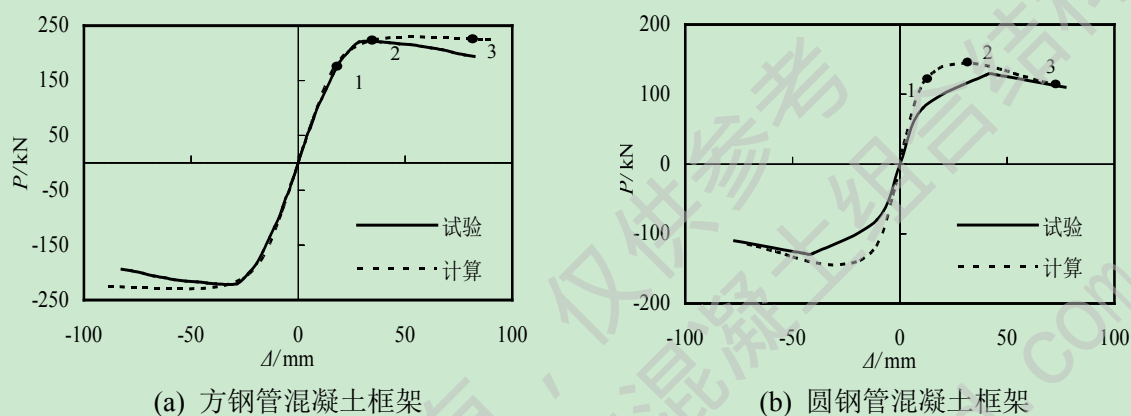


图 2.6 框架试件试验骨架曲线与 ABAQUS 计算骨架曲线对比

2.7.2 钢管混凝土框架受力特性分析及破坏机制

为比较不同受力阶段时不同位置处钢管混凝土框架各构件截面的应力状态，本文选取钢管混凝土框架荷载-位移全过程曲线上不同加载时刻对应的构件典型截面进行分析。受力时刻分别为框架开始屈服并进入塑性阶段的点(1 点)、极限荷载对应点(2 点)和破坏荷载对应点(3 点)，见图 2.7。钢管混凝土框架结构受到柱顶轴力和梁端水平荷载的作用，框架柱、框架梁均为压弯构件，因此不同位置处的应力状态不尽相同，故本文分别选取模型框架上具有代表性的几个截面进行分析，截面位置及其编号见图 2.7 所示。方钢管混凝土框架和圆钢管混凝土框架所选取的截面位置一致。

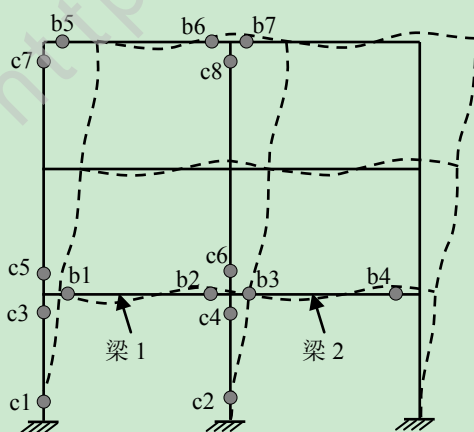
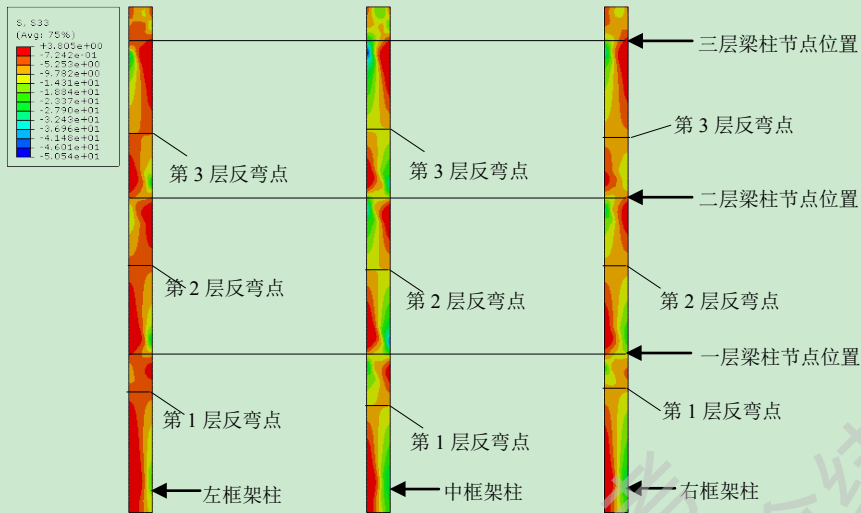


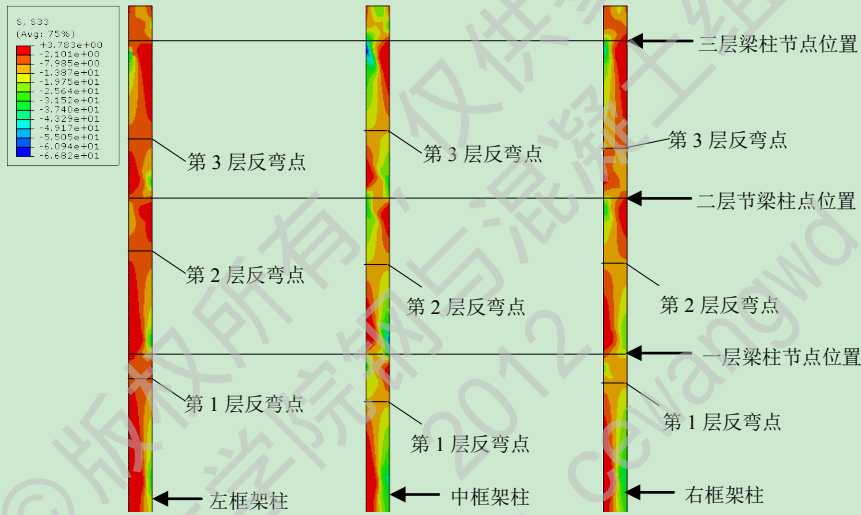
图 2.7 钢管混凝土框架典型截面位置及编号示意图

图 2.8 给出了方钢管混凝土各框架柱沿高度在不同加载时刻的核心混凝土纵向应力分布情况, 选取的位置为水平荷载所在平面上。从图中可以看出: 任意时刻左框架柱承受的压应力最大, 右框架柱次之, 中框架柱承受的压应力最小; 同一水平荷载加载时刻、同一高度处的任意截面上, 核心混凝土的受拉区和受压区应力分布不同, 靠近水平加载端的左框架柱受拉区面积最大, 右框架柱次之, 中框架柱最小, 且随着水平荷载的不断加大, 任意界面上受压区逐渐增大, 受拉区逐渐减小。这主要是因为水平荷载作用在左框架柱顶层梁端, 施加水平荷载后, 左框架柱最先承受水平荷载, 剩余部分水平荷载则通过钢梁分别传递到中框架柱和右框架柱, 中框架柱顶作用的竖向力(500kN)大于右框架柱顶作用的竖向力(300kN), 即中框架柱轴压比较大, 故在水平荷载作用下, 中框架柱侧移要小于右框架柱, 从而中框架柱上受拉区和受压区应力要小于右框架柱上相同高度处受拉区和受压区应力。图 2.8 还给出了曲线 2.6(a)中三个加载时刻下每层柱的反弯点位置, 可以看出: 任意加载时刻任意框架柱一层反弯点位置(相对于该层柱底)最高, 二层次之, 顶层最低, 这主要是因为水平荷载作用在顶层梁端, 并由每层的框架柱向下传递, 当框架进入屈服时, 部分钢材部分混凝土已经进入塑性, 导致每层梁柱节点处转角并不相等, 顶层柱顶梁柱节点转角最大, 二层次之, 底层最小。

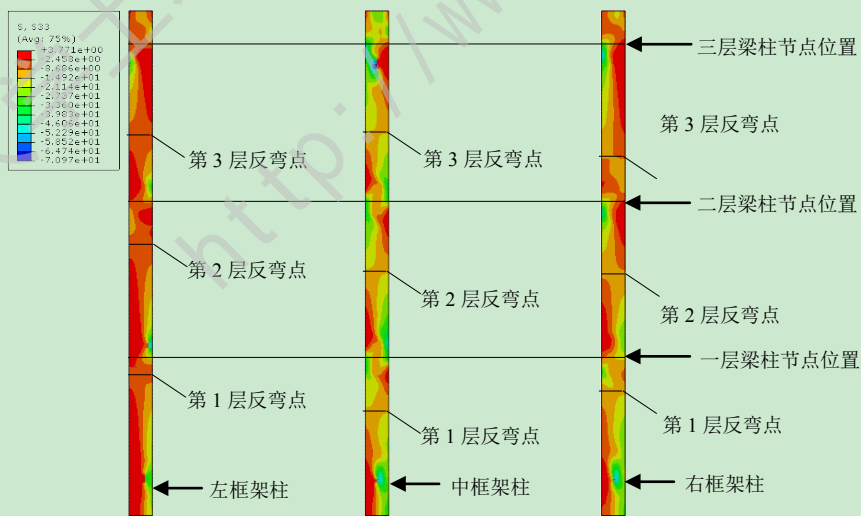
图 2.9 给出了方钢管混凝土框架边柱和中柱柱底塑性铰附近截面(c1 和 c2)处对应于图 2.6 中主要特征点时刻的核心混凝土及外钢管的应力分布图。由于柱脚加劲板的作用, 柱底塑性铰位置出现在加劲板范围之外(由 2.9(d)-(f)图以及 2.9(j)-(l)图可以看出)。柱底塑性铰位置处于一层柱反弯点一下的位置, 故截面左侧为受拉区, 右侧为受压区。从图 2.9(a)-(f)可以看出, 在框架整体进入屈服阶段(1 点)时, 受压区混凝土并未屈服, 随着水平荷载的逐渐加大, 混凝土截面受拉区面积逐渐增大, 受压区面积逐渐减小, 即中核轴缓慢向右侧移动。从图 2.9(a)-(c)及图 2.9(g)-(i)可以看出: 任意阶段核心混凝土中核轴基本成直线, 在垂直于荷载作用平面上截面上应力分布沿荷载作用平面完全对称; 在加载的任意时刻一层左柱 c1 截面处混凝土的受拉区范围小于中柱 c2 截面处, 并且 c1 截面处混凝土压应力小于 c2 截面处。对应于不同加载时刻, 无论是 c1 截面还是 c2 处, 核心混凝土均呈现以下规律: 在施加水平荷载之前框架柱全截面受压, 在施加水平荷载并逐渐增大的过程中, 核心混凝土左侧由受压状态逐渐转变为受拉状态, 且受拉区逐渐增大, 而核心混凝土右侧受压区逐渐减小, 受压区压应力逐渐增大, 在柱脚塑性铰截面下部每侧焊有两块加劲板, 因此该截面处混凝土局部应力较大, 且此处钢管有内凹变形趋势, 使受压区混凝土受到较强的约束效应。从图 2.9(d)-(f)及图 2.9(j)-(l)可以看出, 在不同加载阶段, c1 和 c2 截面处钢管的应力变化趋势与核心混凝土类似, 与荷载作用平面相垂直的两个面, 分别出现受拉区和受压区, 在施加水平荷载前(竖向荷载作用下), 钢管出现全截面受压, 故在施加水平荷载后, 左侧受压区应力逐渐减小, 并随着水平荷载的逐渐加大转变为受拉, 右侧受压区在水平荷载作用下, 压应力一直增大, 由此可知, 钢管受压区首先屈服; 与荷载作用平面相平行的两个面应力变化规律类似。



(a) 沿高度核心混凝土纵向应力分布(1点)



(b) 沿高度核心混凝土纵向应力分布(2点)



(c) 沿高度核心混凝土纵向应力分布(3点)

图 2.8 不同加载时刻方钢管混凝土框架柱核心混凝土沿高度纵向应力分布

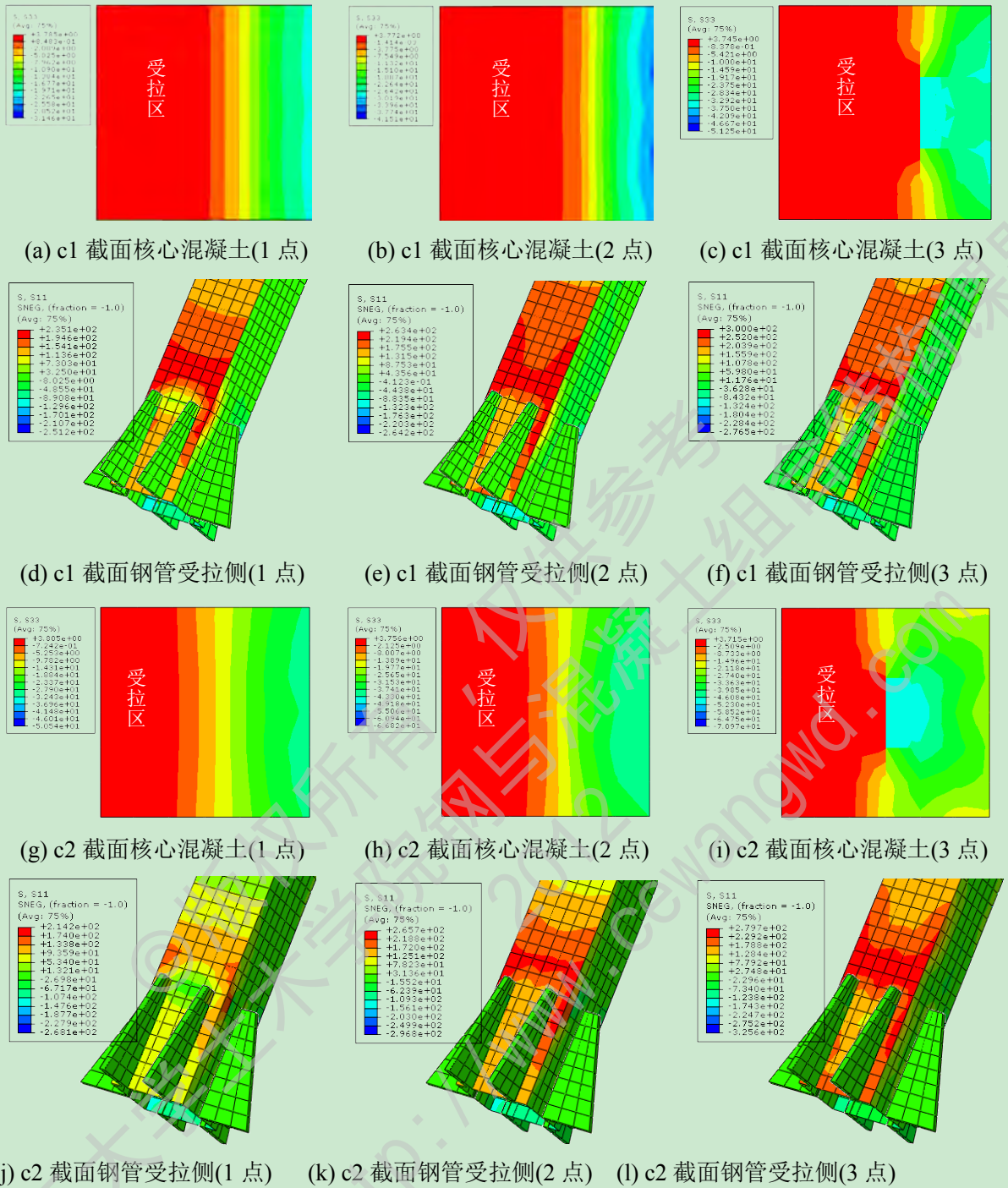


图 2.9 方钢管混凝土框架柱底塑性铰截面处在不同加载时刻的应力分布

图 2.10 给出了方钢管混凝土框架柱上几个典型的混凝土截面应力分布情况，c3、c5 分别为左框架柱一层顶部梁柱节点处核心混凝土的上下两个截面，c4、c6 分别为中框架柱一层顶部梁柱节点处核心混凝土的上下两个截面。需要指出的是位于该层柱反弯点以下的截面，左侧为受拉区，右侧侧为受压区；位于该层柱反弯点以上的截面，左侧为受压区，右侧侧为受拉区。可以看出 c3 和 c5 以及 c4 和 c6 截面处混凝土拉、压区域分布在相反的两侧，且任意加载时刻同一高度处，边柱节点下部混凝土(c3)受压区面积大于中柱节点下部(c4)混凝土受压区面积，边柱节点上部混凝土(c5)受拉区面积大于中柱节点上部混凝土(c6)受拉区面积。随着水平荷载的不断增大(1点-3点)，c3 和 c4 截面

处受压区面积及混凝土压应力不断增大，受拉区面积及混凝土拉应力不断减小，c5 和 c6 截面处受拉区面积及混凝土拉应力不断减小，受压区面积及混凝土压应力不断增大。对于 c3 截面处核心混凝土在 2 点、3 点加载时刻出现了全截面受压的现象，c4 截面处核心混凝土受压区较大，受拉区很小，这主要是因为一层边柱及中柱反弯点位置靠近一层柱顶(如图 2.8 所示)，c3 和 c4 截面恰好处于反弯点位置附近，且任意框架柱反弯点截面上核心混凝土均处于全截面受压的状态。对于三层柱柱顶节点下端截面应力随水平荷载变化规律与上述情况基本相同，在此不作累述，详见图 2.11。

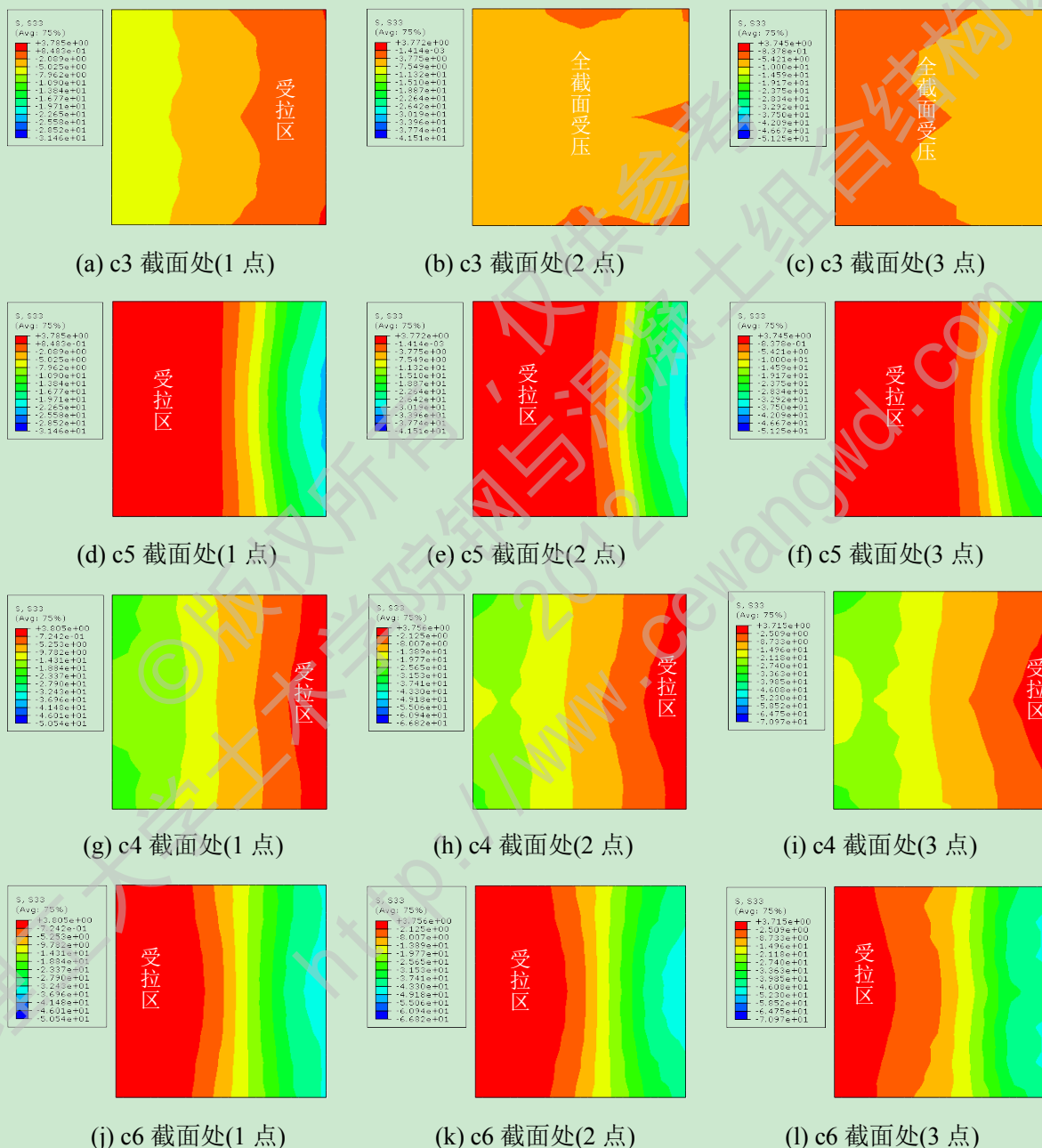


图 2.10 方钢管混凝土框架 c3-c6 截面核心混凝土应力分布

图 2.12 给出了方钢管混凝土框架一层左柱和中柱节点处(在垂直于加载方向的平面上)柱钢管应力分布情况。对于左柱节点右侧(梁端)钢管 c5 截面位置处为受压区，c3 截面位置处为受拉区，受压区钢材首先达到屈服强度，随着水平荷载的逐渐增大，受压区

钢材的屈服范围由下至上逐渐扩散，在达到3点时，受压区压应力达到最大，但这时受拉区钢材并未屈服。对于中柱节点左侧的钢管 c4 截面位置处为受压区，c6 截面位置处为受拉区从图 2.12(d)-(f)中可以看出，任意时刻 c4 位置处受压区钢管压应力大于 c6 位置处受拉区钢管拉应力，即：受压区钢管首先屈服。通过以上叙述可知，同一截面上钢管受压区的应力绝对值要大于钢管受拉区的应力绝对值。上述现象主要原因在于，框架柱在承受水平荷载作用之前受到柱顶轴向荷载的作用，这时钢管的整个截面只存在压应力，当承受水平荷载以后柱受压区钢管的压应力是轴向压应力与弯曲压应力相叠加的结果，因此会较快达到钢材的屈服强度，而受拉区钢管由水平荷载产生的弯曲拉应力首先要抵消由轴向荷载引起的压应力，因此会较慢达到屈服强度。从图 2.12(d)中也可以看到钢管钢材的屈服要早于梁端塑性铰处钢材的屈服，但钢管钢材屈服并不意味着钢管混凝土柱也已经达到屈服。一方面，钢管钢材还是钢梁翼缘钢材首先达到屈服，与柱顶施加的轴力有关，另一方面，钢管混凝土框架设计时必然会遵循“强柱弱梁”的设计原则，塑性铰会首先出现在梁端。另外需要指出的是，由于梁端塑性铰附近钢材屈服后发生内力重分布，节点上下平行于加载方向的柱端钢管，受到节点扭矩作用会先于另外垂直于加载方向的钢管发生屈服。

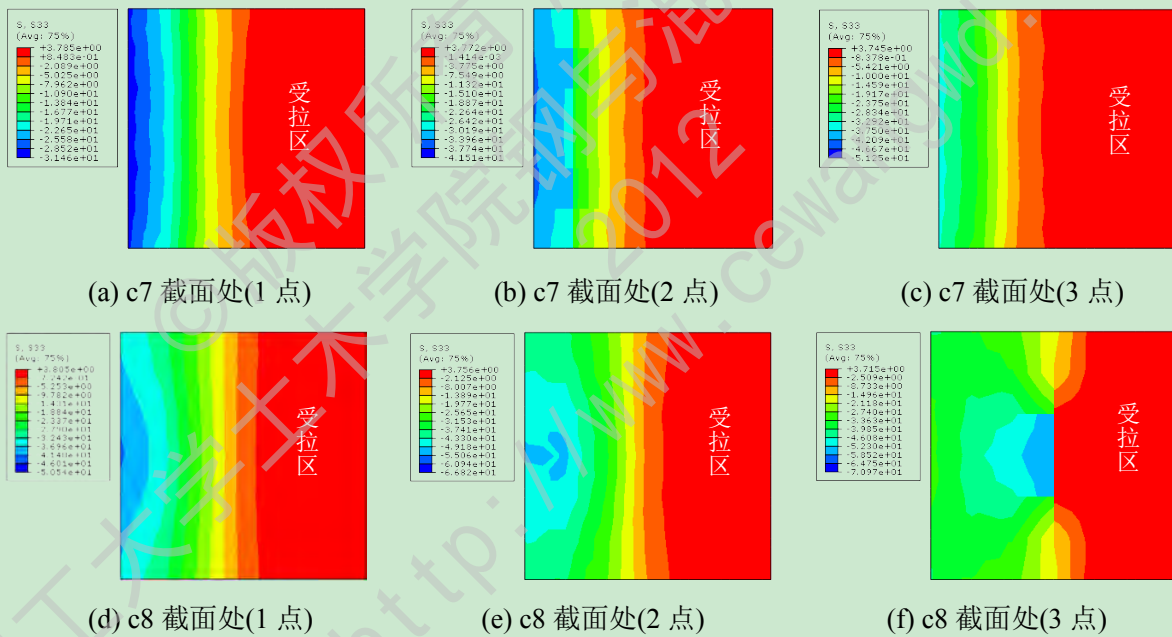
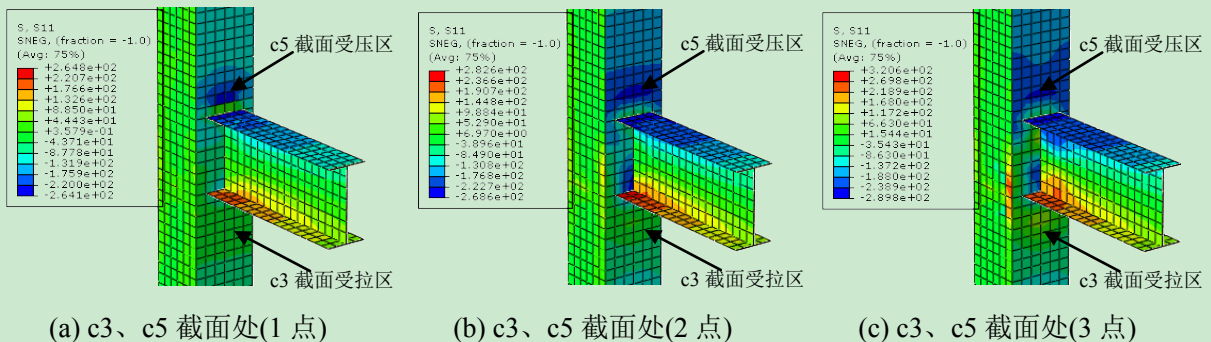


图 2.11 方钢管混凝土框架 c7-c8 截面核心混凝土应力分布



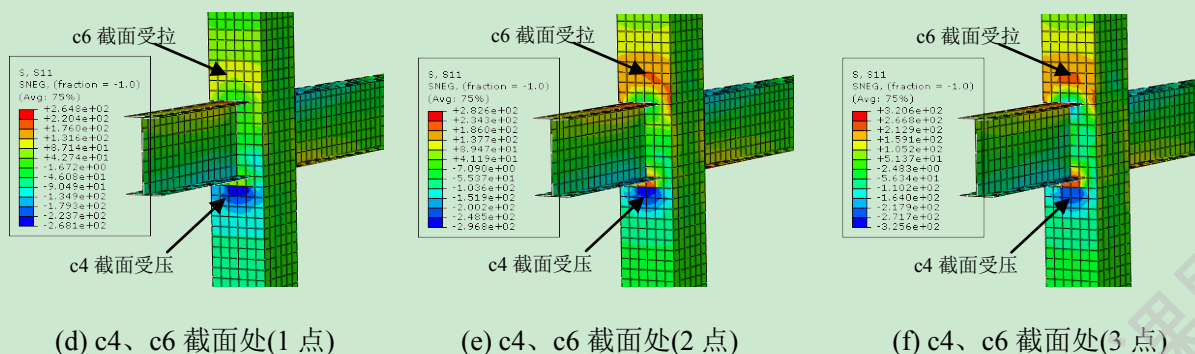
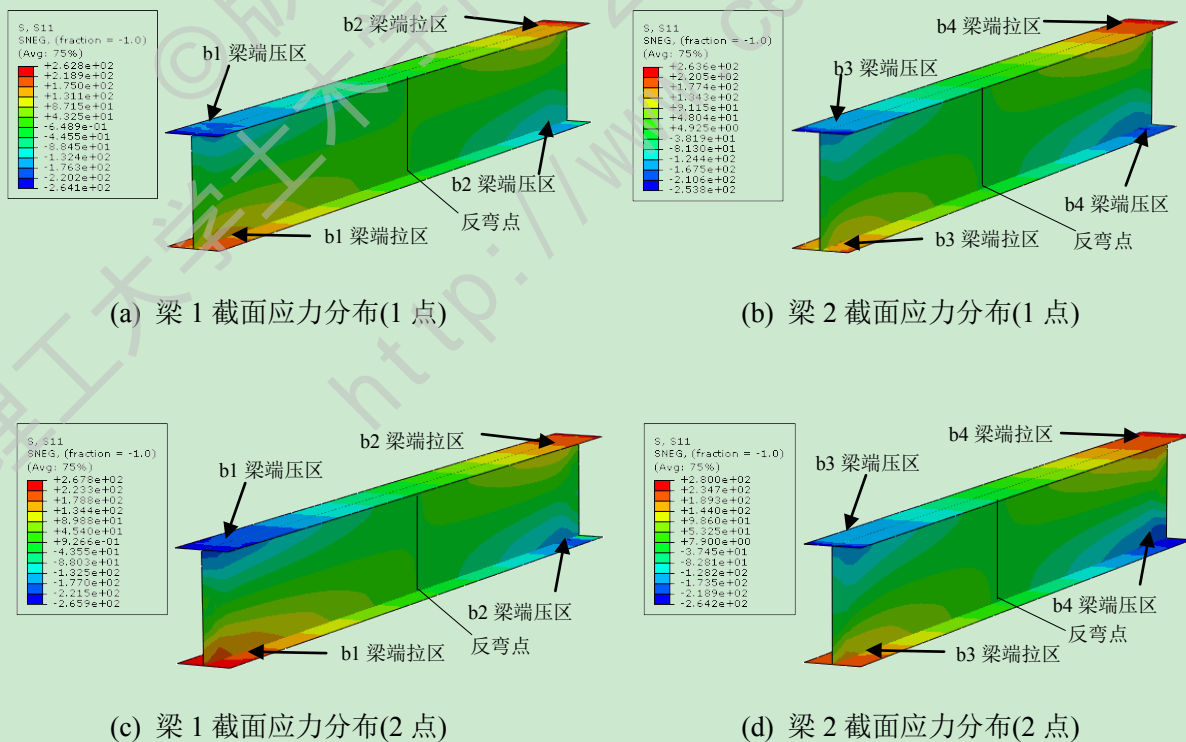


图 2.12 方钢管混凝土框架 c3-c6 截面处垂直于加载方向上钢管应力分布

图 2.13 给出了方钢管混凝土框架梁(梁 1 和梁 2)在不同加载时刻的纵向应力分布情况。从图中可以看出,无论是梁 1 还是梁 2,左侧截面(b1 和 b3)均为上翼缘受压,下翼缘受拉,而右侧截面(b2 和 b4)均为上翼缘受拉,下翼缘受压。框架梁上存在反弯点,反弯点的位置见图 2.13,随着水平荷载的逐渐加大,梁端拉(压)应力均不断增大,但反弯点的位置基本上不发生变化。对于梁 1,任意加载时刻 b1 截面处的拉(压)应力均大于 b2 截面处,对于梁 2,任意加载时刻 b4 截面处的拉(压)应力均大于 b3 截面处,且通过观察 ABAQUS 后处理中的变形图也会发现, b1、b4 截面处梁端的变形也分别大于 b2、b3 处。由此得知在框架梁屈服时,与框架边柱相连接的框架梁端钢材首先达到屈服强度,与框架中柱相连接的框架梁端钢材后达到屈服。由图 2.13(e)和图 2.13(f)可知,当框架水平位移达到 3 点时,梁端截面(b1 和 b4)受压区翼缘出现屈曲,从而使得翼缘屈曲部位下的腹板产生应力集中。



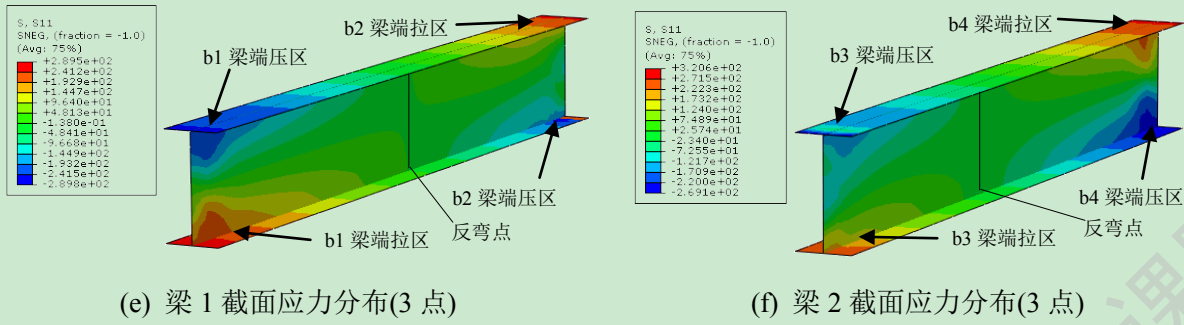
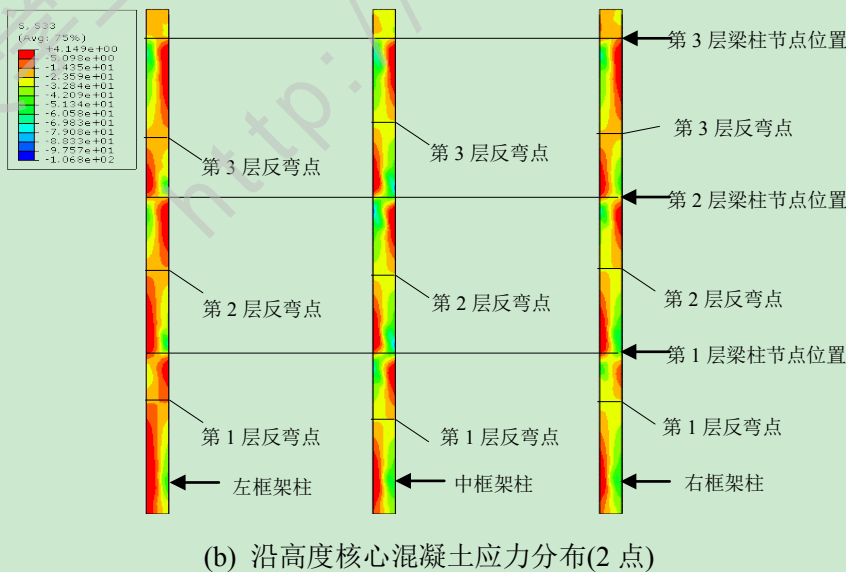
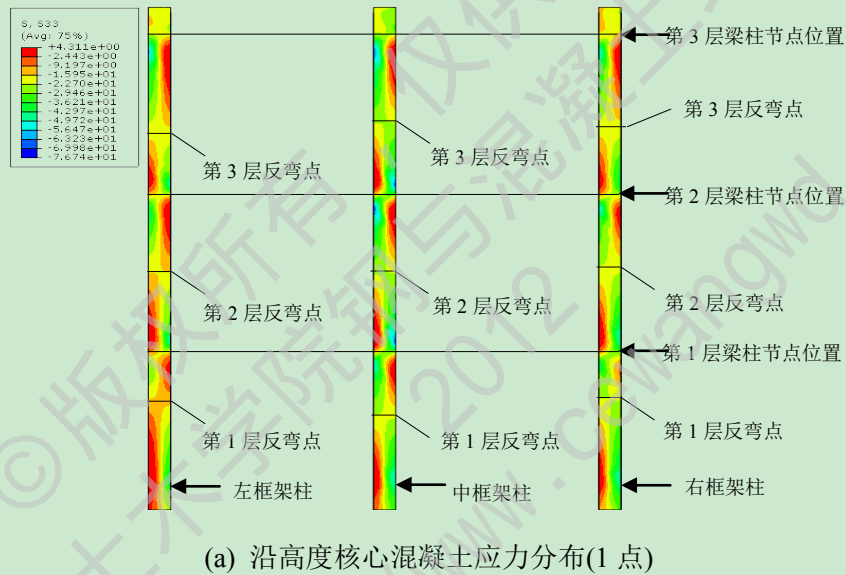
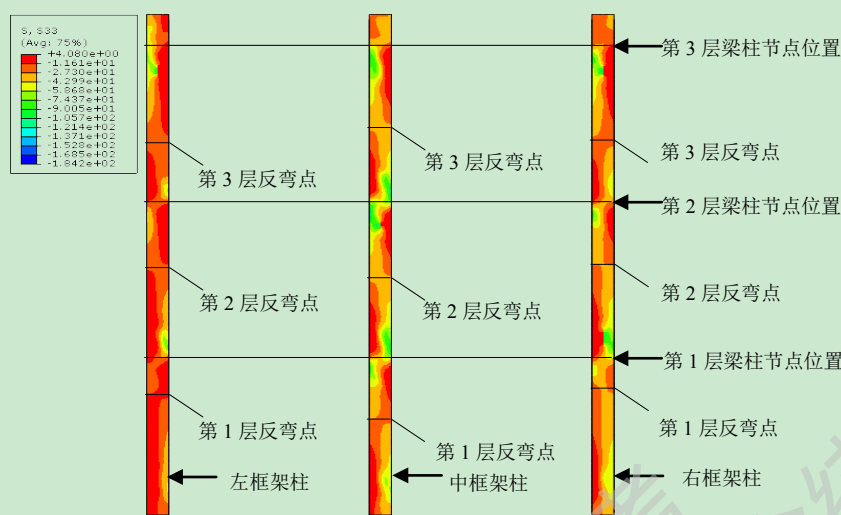


图 2.13 方钢管混凝土框架梁在不同加载时刻的应力分布

图 2.14 分别给出了不同加载时刻圆钢管混凝土框架各框架柱沿高度在不同加载时刻的混凝土纵向应力分布情况，选取的位置为水平荷载所在的平面上。从图中可以看到圆钢管混凝土框架呈现出与方钢管混凝土框架相似的规律，随着水平荷载的逐渐加大(1 点-3 点)，柱子任意界面上受拉区面积逐渐增大，受压区面积逐渐减小。



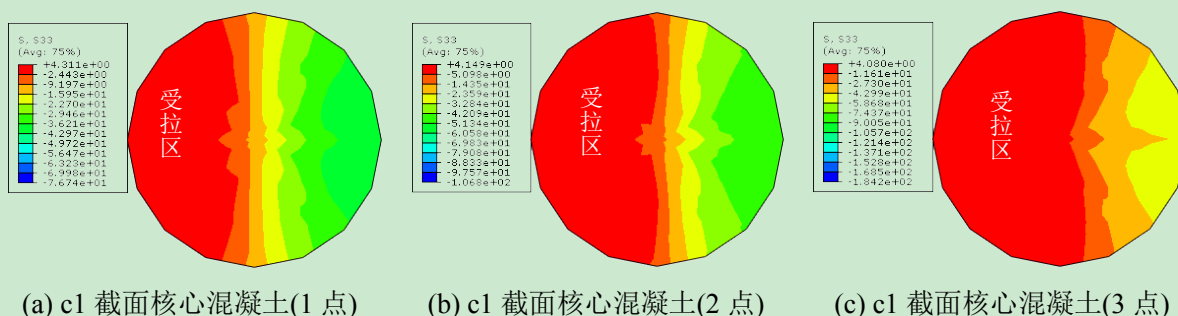


(c) 沿高度核心混凝土应力分布(3 点)

图 2.14 圆钢管混凝土框架柱沿高度在不同加载时刻的混凝土纵向应力分布

图 2.14 还给出了三个加载时刻下(1 点、2 点、3 点)每层柱的反弯点位置,可以看出:任意加载时刻任意框架柱一层反弯点位置(相对于该层柱底)最高,二层次之,顶层最矮,这主要是因为水平荷载作用在顶层梁端,并由每层的框架柱向下传递,当框架进入屈服时,部分混凝土已经进入塑性,导致每层梁柱节点处转角并不相等,顶层柱顶梁柱节点转角最大,二层次之,底层最小;随着水平荷载的不断加大(1 点-3 点),每一根框架柱上的反弯点位置也在逐渐向上方移动,这是由于随着水平荷载的增大,每层梁柱节点的转角也逐渐增大,从而导致了反弯点位置的上移。

图 2.15 给出了圆钢管混凝土框架柱底塑性铰截面处(c1 和 c2)在不同加载时刻核心混凝土及钢管的应力分布情况。由于 c1 和 c2 截面均位于反弯点一下,因此无论是核心混凝土还是钢管均呈现出左侧受拉右侧受压的规律。对于圆钢管混凝土框架在 c1 和 c2 截面呈现出与方钢管混凝土框架相似的应力分布规律,但是核心混凝土截面中和轴不在是直线,而是相对荷载作用平面成对称分布的曲线,并且受压(拉)区应力相对于荷载作用的平面对称分布。加载的任意时刻,左柱柱底(c1)核心混凝土受拉区面积大于中柱柱底(c2),左柱柱底(c1)核心混凝土受压区压应力小于中柱柱底(c2)。框架柱底层柱底塑性铰出现在柱柱脚加劲板以上的部位,在加载的任意时刻,左柱柱底(c1)钢管受拉侧的拉应力小于中柱柱底(c2)钢管受拉侧的拉应力,左柱柱底(c1)钢管受压侧的压应力小于中柱柱底(c2)钢管受拉侧的拉应力。



(a) c1 截面核心混凝土(1 点)

(b) c1 截面核心混凝土(2 点)

(c) c1 截面核心混凝土(3 点)

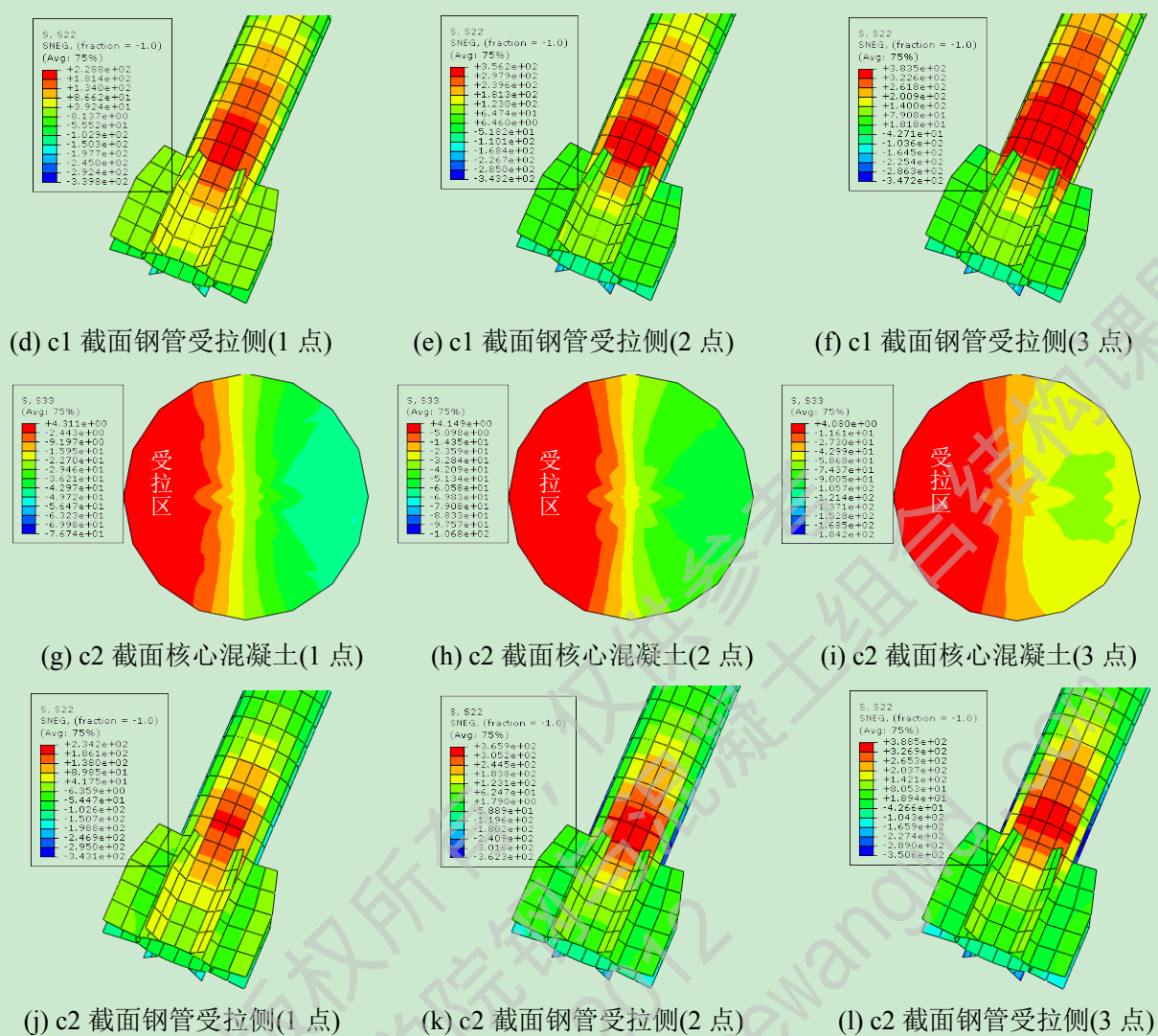
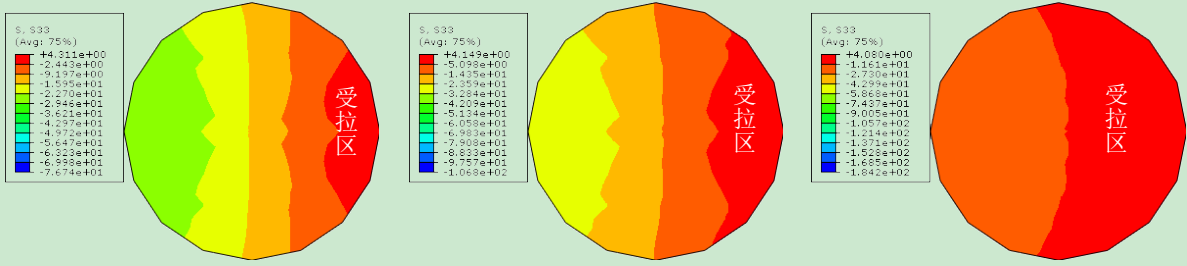


图 2.15 圆钢管混凝土框架柱底塑性铰截面处在不同加载时刻的应力分布

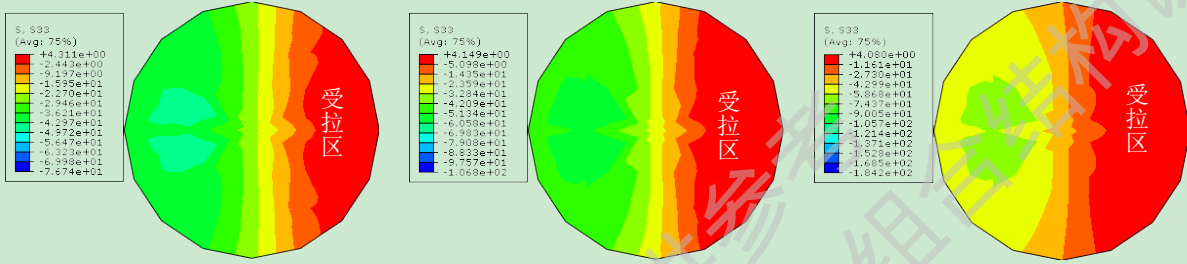
图 2.16 给出了圆钢管混凝土框架柱上几个典型的柱截面核心混凝土应力分布情况，c3、c5 分布为左框架柱一层顶部梁柱节点处核心混凝土的上下两个截面，c4、c6 分布为中框架柱一层顶部梁柱节点处核心混凝土的上下两个截面。与方钢管混凝土框架相似，位于该层柱反弯点以下的截面，左侧为受拉区，右侧侧为受压区；位于该层柱反弯点以上的截面，左侧为受压区，右侧侧为受拉区。c3 和 c5 以及 c4 和 c6 截面分别位于一层边框架柱节点及中框架柱节点上、下柱端处，拉、压应力的分布规律恰好相反，这是因为一层框架柱节点上端(c5 和 c6)位于二层框架柱反弯点以下，而一层框架柱节点下端(c3 和 c4)位于一层框架柱反弯点以上。而且对于任意加载时刻，在同一高度截面处，边柱截面(c3、c5、c7)受压区面积均小于中柱截面(c4、c6、c8)，边柱截面受拉区面积均大于中柱截面。随着水平荷载的逐渐增大(1 点-3 点)，任意截面处，受拉区面积逐渐增大，受压区面积逐渐减小。任意时刻任意截面处核心混凝土截面应力分布关于荷载作用平面完全对称。



(a) c3 截面处(1点)

(b) c3 截面处(2点)

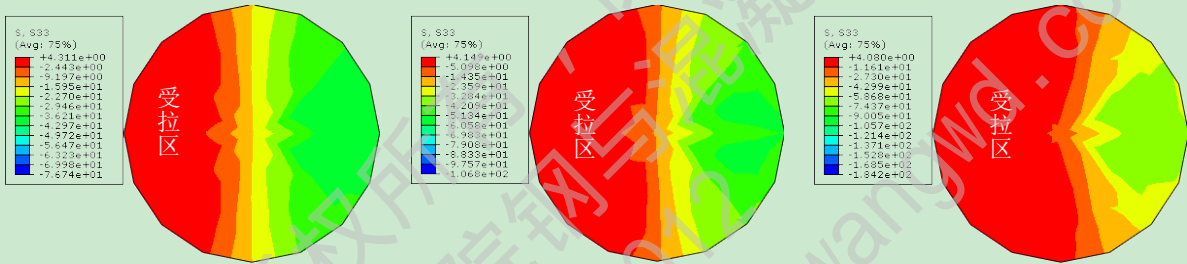
(c) c3 截面处(3点)



(d) c4 截面处(1点)

(e) c4 截面处(2点)

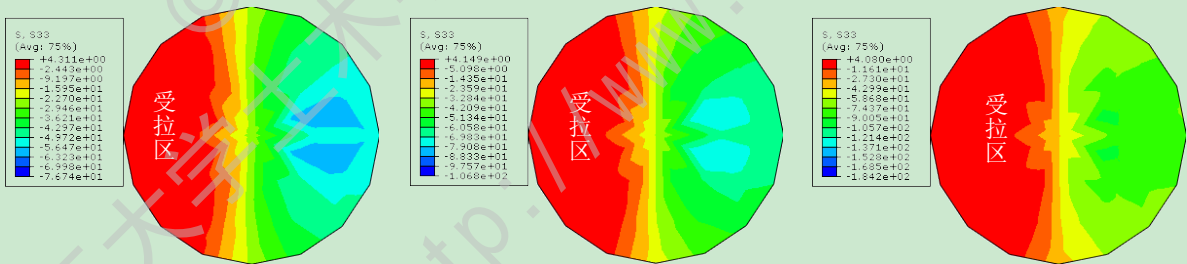
(f) c4 截面处(3点)



(g) c5 截面处(1点)

(h) c5 截面处(2点)

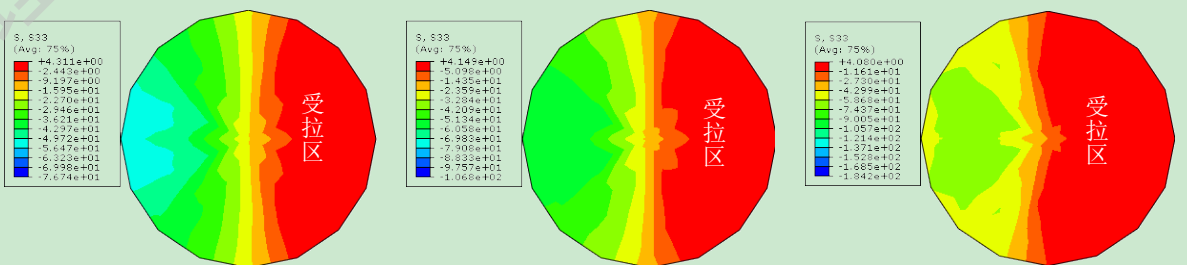
(i) c5 截面处(3点)



(j) c6 截面处(1点)

(k) c6 截面处(2点)

(l) c6 截面处(3点)



(m) c7 截面处(1点)

(n) c7 截面处(2点)

(o) c7 截面处(3点)

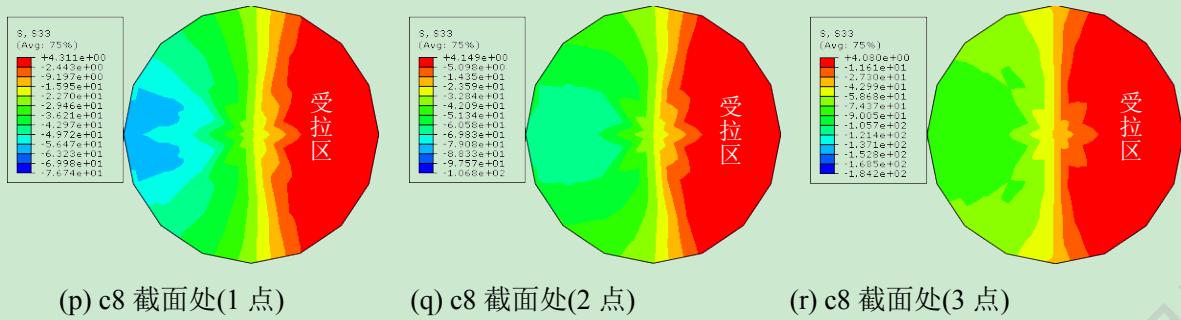
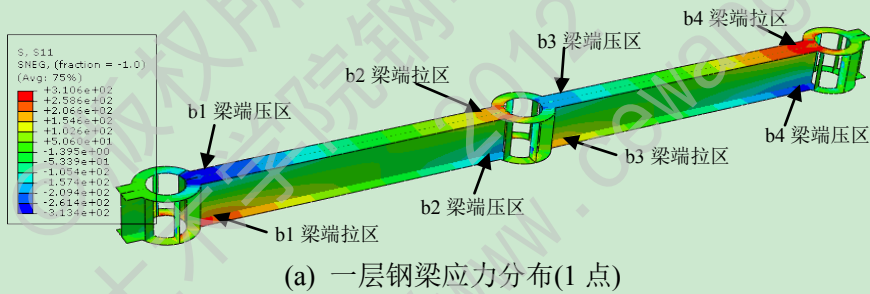
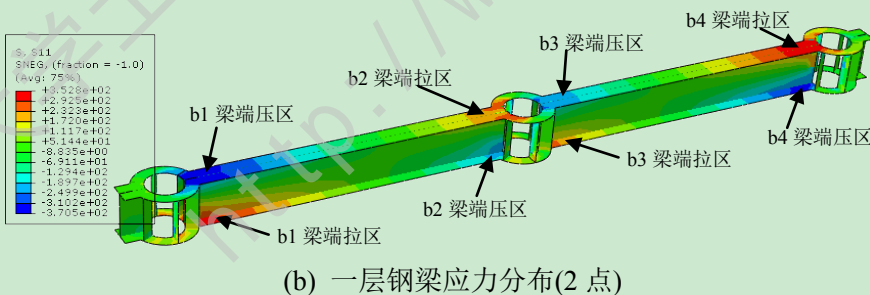


图 2.16 方钢管混凝土框架 c1-c8 截面核心混凝土应力分布

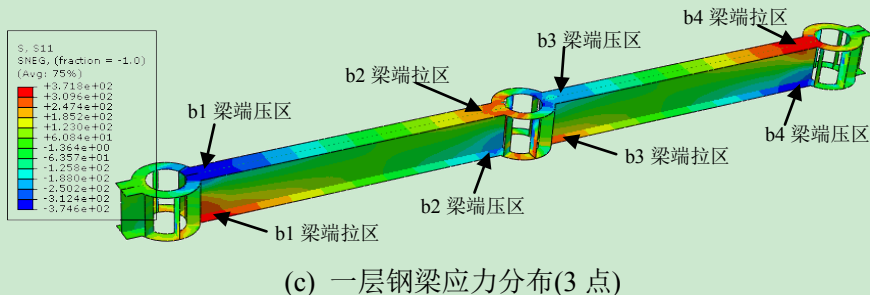
图 2.17 给出了圆钢管混凝土框架在不同加载时刻的一层框架梁应力分布情况, 总体来看圆钢管混凝土框架梁的应力分布规律同方钢管混凝土框架梁的应力分布规律基本相同, 不同的是圆钢管混凝土框架梁在梁柱节点处存在外加强环, 并且外加强环上还连接有加劲肋。从图 2.17 可以看出, 任意时刻外加强环与钢梁连接处钢材压(拉)应力均较大, 梁端塑性铰出现在外加强环以外的部位。对于任意加载时刻, 与两边柱相连接的框架梁端(b1、b4 位置处)应力较大, 与中柱相连接的框架梁端(b2、b3 位置处)应力较小, 这主要是由于中柱柱顶施加的轴向荷载较大, 导致在水平荷载作用下中柱节点处由弯矩引起的相对转角较小, 从而致使框架梁梁端由弯矩引起的应力较小。从图中还可以看出, 任意时刻梁受压翼缘上的压应力均大于受拉翼缘上的拉应力, 可以得知在框架梁端出现塑性铰的位置, 首先是梁端受压翼缘钢材发生屈服。



(a) 一层钢梁应力分布(1 点)



(b) 一层钢梁应力分布(2 点)



(c) 一层钢梁应力分布(3 点)

图 2.17 圆钢管混凝土框架梁在不同加载时刻的应力分布

图 2.18 给出了圆钢管混凝土框架柱一层边柱和中柱节点上、下柱端截面处钢管应力分布情况。处于该层柱反弯点以上的截面为左侧受拉右侧受压(如 c3 和 c4 位置处)，处于该层柱反弯点以下的截面为左侧受压右侧受拉(如 c5 和 c6 位置处)。从图中可以看出，由于节点处外加强环的作用，加强环区域内钢管要迟于加强环上下侧钢管达到屈服。对于图 2.18 中圆钢管混凝土框架节点处钢管所呈现出的其他应力分布规律及其原因与方钢管混凝土框架类似，这里不再累述。

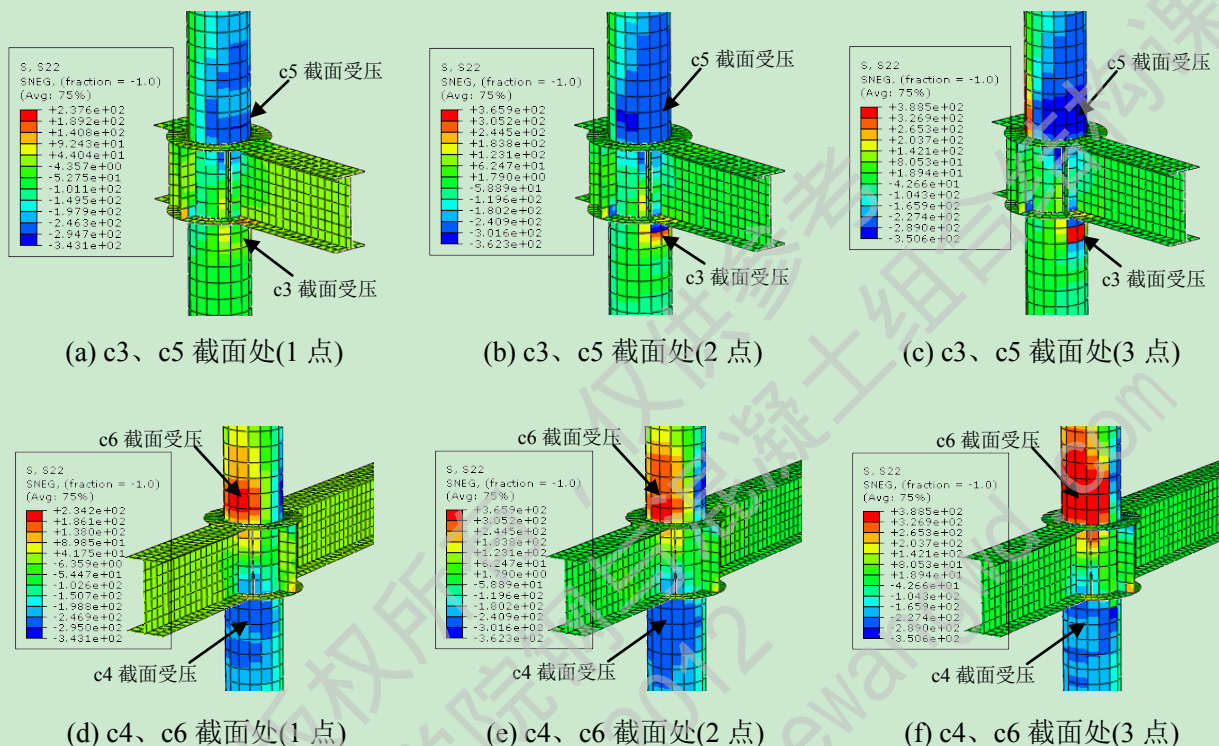


图 2.18 圆钢管混凝土框架 c3-c6 截面处钢管应力分布

2.7.3 框架延性分析

在结构的整体受力性能及抗震性能分析中，延性是一个重要的特性。框架结构的延性通常采用顶层梁端位移延性系数 μ 来表示，其中：

$$\mu_{\max} = \Delta_{\max} / \Delta_y \quad (2.6)$$

$$\mu_u = \Delta_u / \Delta_y \quad (2.7)$$

式中， Δ_y 为结构屈服时对应的位移；

Δ_{\max} 为结构达到极限荷载时对应的位移；

Δ_u 为结构破坏时对应的位移。

表 2.3 给出了钢管混凝土框架在各加载阶段(1 点-3 点)实测与计算的顶点侧移值 Δ 和框架顶点位移延性系数 μ 。从表中数据可以看出，钢管混凝土框架结构具有较大的变形能力，到达破坏点 3 点时，计算所得到的圆钢管混凝土框架 Δ_u/H 为 1/37，方钢管混凝土框架 Δ_u/H 为 1/60。顶点侧移、框架顶点延性系数的计算值与试验值比较接近，且无论是计算值还是试验值，在到达破坏荷载 P_u 时，均满足一般延性框架顶点位移延性

系数大于 4 的要求^[13]，这表明钢管混凝土具有较好的延性，抗震性能良好。

表 2.3 钢管混凝土框架顶点位移值及延性系数

框架类型		方钢管框架		圆钢管框架	
		试验值	计算值	试验值	计算值
1 点	$P_y(\text{kN})$	150	170.3	79.9	110.2
	$\Delta_y(\text{mm})$	15.1	16.1	8.51	9.7
	Δ_y/H	1/199	1/186	1/423	1/371
2 点	$P_{\max}(\text{kN})$	221	225.7	130.2	144.9
	$\Delta_{\max}(\text{mm})$	29.5	37.7	32.2	31.1
	μ_{\max}	1.95	2.34	3.78	3.21
	Δ_{\max}/H	1/102	1/80	1/112	1/116
3 点	$P_u(\text{kN})$	203	226	108.9	124.4
	$\Delta_u(\text{mm})$	69.6	80.9	65.24	59.76
	μ_u	4.61	5.02	7.67	6.16
	Δ_u/H	1/43	1/37	1/55	1/60

注： H 为框架总高度， $H_{\text{方}}=3.0\text{m}$ ， $H_{\text{圆}}=3.6\text{m}$ 。

2.8 本章小结

本章采用通用有限元软件 ABAQUS 建立了多层钢管混凝土框架三维有限元分析模型，并进行了单调加载下的弹塑性分析，具体内容总结如下：

(1) 详细阐述了钢管混凝土框架结构的建模要点，建立了一层一跨钢管混凝土框架模型，模拟得出框架荷载-位移($P-\Delta$)全过程曲线，并与低周往复荷载试验结果进行，验证了本文建模方法的合理性；

(2) 建立了三层两跨方钢管混凝土柱-钢梁平面框架和三层两跨圆钢管混凝土柱-钢梁平面框架力学模型，得出了两榀框架单调水平荷载作用下的荷载-位移($P-\Delta$)全过程曲线，并与试验所得曲线进行对比。

(3) 通过对两榀三层两跨钢管混凝土平面框架受力特性的分析，详细阐释了多层钢管混凝土框架在由屈服到达极限状态进而再到达破坏状态时，典型部位核心混凝土、钢管和钢梁的应力分布规律及原因。着重分析了：各层钢管混凝土柱反弯点的分布规律，各层框架柱塑性铰位置处核心混凝土及钢管应力分布及变化规律，框架梁上塑性铰处应力分布规律及框架梁反弯点的变化规律。

(4) 研究了方、圆形钢管混凝土框架在各加载阶段的顶点侧移值和框架顶点位移延性系数，计算值与试验值比较接近，而且无论是计算值还是试验值，在达到破坏荷载时，得出的位移延性系数均大于 4，说明钢管混凝土框架结构具有较好的延性性能，从而具有良好的抗震性能。

第 3 章 钢管混凝土框架弹塑性动力时程分析

3.1 概述

动力弹塑性时程分析于上世纪 50 年代开始用于结构分析。近些年来，随着强震记录的增多和计算机技术的广泛应用，动力弹塑性时程分析已经被各个国家广泛应用，并且很多国家已经将该方法列入了本国家的相关规范当中，作为传统规范设计方法的必要补充。我国《建筑抗震规范》(GB50011-2010)^[5]规定：特别不规则的建筑、甲类建筑等，应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算；计算罕遇地震下结构的变形应采用简化的弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。2000 年日本开始实施的《修正建筑基准法》中，提出了四种抗震设计校核的方法，时程分析法就是其中之一^[91]。澳大利亚、美国、新西兰以及欧洲等国家和地区也将时程分析法作为规范方法写入本国的相关规程之中^[92]。时程分析的基本流程图，如下图所示：

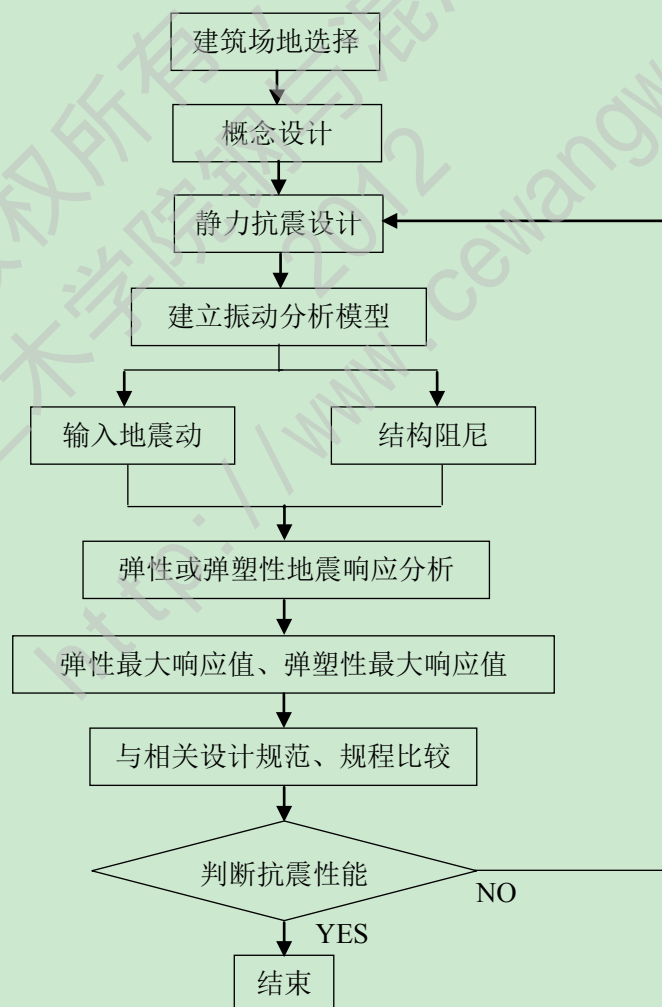


图 3.1 时程分析基本流程图

3.1.1 动力时程分析的基本原理

任意时刻结构的动力平衡方程可以写为如下微分方程的形式：

$$-[M]\{\ddot{\delta}\}-[K]\{\delta\}-[C]\{\dot{\delta}\}=[M]\{\ddot{\delta}_g\} \quad (3.1)$$

其中， $\{\ddot{\delta}_g\}$ 为地震地面运动加速度时程曲线。

一般情况下，求解结构振动微分方程式(3.1)有两种方法。第一种是利用结构振型的正交特性，把联立的方程组分解为许多个相互独立的振动方程，对每个方程独立求解，然后再进行叠加，通常把这种方法称作振型分解法，有时也叫做振型叠加法。这种方法局限性较大，首先要先计算出系统的各阶振型，其次，该方法仅适用于线性振动系统和比例阻尼的情况。第二种方法是采用直接积分法，也叫做数值积分法或时程分析法。该方法的基本思路是：直接对结构振动系统的微分方程(3.1)进行积分，将时间 t 划分为许多微小的时间段 Δt ，然后利用数值积分获得微分方程的数值解。如图 3.2 所示，当已知结构在 t_n 时刻的各项反应值 $\{u\}_n$ ， $\{\dot{u}\}_n$ ， $\{\ddot{u}\}_n$ ，可以利用计算机逐步求解，得到 $t_{n+1}=t_n+\Delta t$ 时刻的反应值 $\{u\}_{n+1}$ ， $\{\dot{u}\}_{n+1}$ ， $\{\ddot{u}\}_{n+1}$ ，依此逐步进行计算，即可得到结构动力反应全过程。

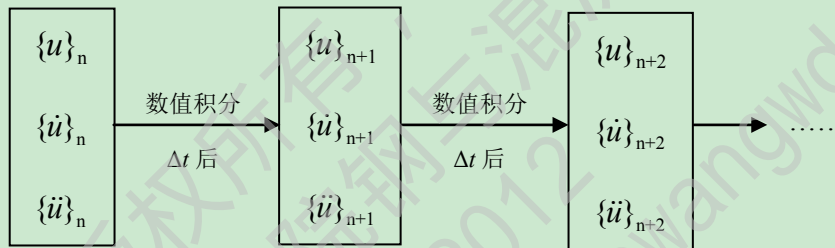


图 3.2 数值分析法流程图

关于振型分解法本文不做详细介绍，仅对时程分析法的求解步骤进行阐述，采用直接积分法进行求解的具体实施步骤如下：

(1) 把整个地震波持时划分为一系列的微小时段，每一微小时段的长度为步长，记为 Δt 。一般情况下，步长 Δt 越小，计算时间也越长。对于多高层建筑结构，综合考虑地震波记录数据的时间间隔，一般取 $\Delta t=0.01\sim 0.02s$ 。在每一个步长 Δt 内， M 、 K 、 C 及 $\ddot{\delta}_g$ 被作为常数处理。

(2) 根据结构体系自身的初始条件(包括柱底的约束情况、地震波的情况以及竖向荷载对结构的影响等)逐步求得各个时刻 t_i 的 δ_i 、 $\dot{\delta}_i$ 、 $\ddot{\delta}_i$ ，即得到整个地震波时程下得结构地震反应。

目前在结构的动力时程分析中，直接积分法是针对的时间点上的数值进行计算的，这恰好复合地震波时程曲线对计算的要求，也十分复合计算机储存的特点，结构体系的动力微分方程不一定要求在全部分时间上都满足，而仅要求在离散的时间点上满足即可。直接积分法计算中所采用的数值方法通常有以下几种^[58]：中心差分法、分段解析法、线性加速度法、*Wilson-θ* 法和 *Newmark-β* 法。在分析中选择不同的数值方法，对计算结果

会有一些影响，在选择时要综合考虑计算精度、收敛性、稳定性和计算效率等因素。根据求解时是否需要联立并求解耦联方程组，直接积分法又可以分为两大类：隐式算法和显示算法。隐式算法要求迭代求解耦联的方程组，工作量相对较大，如果把积分步长设置大一些，可提高部分计算效率，但是考虑到计算精度的要求，积分步长又不可设置的太大。隐式算法包括 *Wilson-θ* 法和 *Newmark-β* 法。显示算法可直接求解耦联的方程组，在进行高层以及超高层分析时，计算工作量相对较小，但该算法要求设置较小的积分步长，中心差分法即为显示算法的一种。

本文对结构进行弹塑性时程分析时采用的是隐式算法，现对隐式算法中包括的两种算法 *Wilson-θ* 法和 *Newmark-β* 法分别进行阐述。

3.1.1.1 *Wilson-θ* 法

*Wilson-θ*法是Wilson在1966年提出来的，它是在线性加速度方法的基础上改进得到的一种无条件收敛的数值方法。它也是建立在一定的基本假定基础上，即：加速度是按照线性变化但是其范围延伸到时间步长为 $\theta\Delta t$ 的区段，如图3.3所示。以往经验表明，当 $\theta \geq 1.37$ 时，此方法是无条件稳定的，但是当 θ 取值过大，就会出现较大的误差，有关学者建议取 $\theta=1.4$ ^[93]。下面简单介绍*Wilson-θ*法的计算步骤：

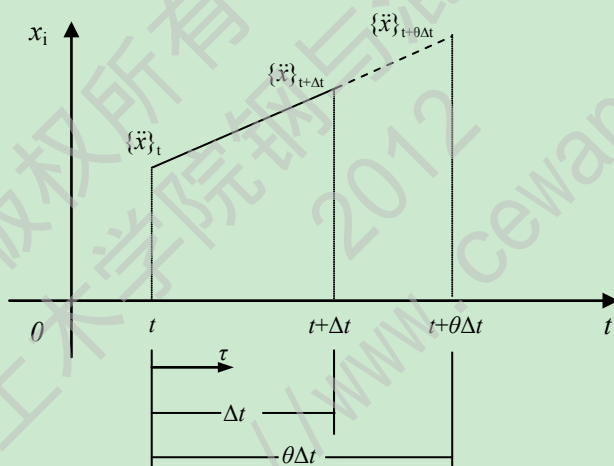


图 3.3 *Wilson-θ* 法的基本假定

如图3.3所示，假设在时刻 t 和时刻 $t+\theta\Delta t$ 之间，每一个质点的相对响应加速度和地震动加速度都按线性变化，若以 t 时刻为起始点，至时间段为 $0 \leq \tau \leq \theta\Delta t$ ，则线性假设可表示为：

$$\{\ddot{x}(\tau)\} = \frac{\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} - \{\ddot{x}\}_t}{\theta\Delta t} \tau + \{\ddot{x}\}_t \quad (3.2)$$

而在 t 时刻和 $t+\theta\Delta t$ 时刻，式(3.2)的运动微分方程可以表示为：

$$[m]\{\ddot{x}\}_t + [c]\{\dot{x}\}_t + [k]\{x\}_t = -\ddot{y}_t[m]\{1\} \quad (3.3)$$

$$[m]\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} + [c]\{\dot{x}\}_{t+\theta\Delta t} + [k]\{x\}_{t+\theta\Delta t} = -\ddot{y}_{t+\theta\Delta t}[m]\{1\} \quad (3.4)$$

若设式(3.2)中 $\tau=\Delta t$ ，则可以推出：

$$\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} = (1-\theta)\{\ddot{x}\}_t + \theta\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} \quad (3.5)$$

同理，加速度时程也可以表示为：

$$\ddot{y}_{t+\theta\Delta t} = (1-\theta)\ddot{y}_t + \theta\ddot{y}_{t+\Delta t} \quad (3.6)$$

将式(3.5)改写为：

$$\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} = \frac{1}{\theta}\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} + (1-\frac{1}{\theta})\{\ddot{x}\}_t \quad (3.7)$$

对式(3.2)进行积分，可以得到：

$$\left. \begin{aligned} \{\dot{x}(\tau)\} &= \{\dot{x}\}_t + \{\ddot{x}\}_t \tau + (\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} - \{\ddot{x}\}_t) \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t} \\ \{x(\tau)\} &= \{x\}_t + \{\dot{x}\}_t \tau + \{\ddot{x}\}_t \frac{\tau^2}{2} + (\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} - \{\ddot{x}\}_t) \frac{\tau^3}{6\theta\Delta t} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

这时设 $\tau=\theta\Delta t$ ，则有：

$$\left. \begin{aligned} \{\dot{x}\}_{t+\theta\Delta t} &= \{\dot{x}\}_t + (\{\ddot{x}\}_t + \{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t}) \frac{\theta\Delta t}{2} \\ \{x\}_{t+\theta\Delta t} &= \{x\}_t + \{\dot{x}\}_t (\theta\Delta t) + (2\{\ddot{x}\}_t + \{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t}) \frac{\theta\Delta t^2}{6} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

又设 $\tau=\Delta t$ ，则有：

$$\left. \begin{aligned} \{\dot{x}\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{x}\}_t + \left(\frac{1}{2\theta}\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} + (1-\frac{1}{2\theta})\{\ddot{x}\}_t \right) \Delta t \\ \{x\}_{t+\Delta t} &= \{x\}_t + \{\dot{x}\}_t \Delta t + \left(\frac{1}{3\theta}\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} + (1-\frac{1}{3\theta})\{\ddot{x}\}_t \right) \frac{(\Delta t)^2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

用变量 $\{x\}_{t+\theta\Delta t}$ 来表示 $\{\dot{x}\}_{t+\theta\Delta t}$ 和 $\{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t}$ ，并代入式(3.9)中：

$$\left. \begin{aligned} \{\ddot{x}\}_{t+\theta\Delta t} &= \frac{6}{(\theta\Delta t)^2} (\{x\}_{t+\theta\Delta t} - \{x\}_t) - \frac{6}{\theta\Delta t} \{\dot{x}\}_t - 2\{\ddot{x}\}_t \\ \{\dot{x}\}_{t+\theta\Delta t} &= \frac{3}{\theta\Delta t} (\{x\}_{t+\theta\Delta t} - \{x\}_t) - 2\{\dot{x}\}_t - \frac{\theta\Delta t}{2} \{\ddot{x}\}_t \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

现将式(3.11)和式(3.6)代入式(3.4)，即可得到关于未知变量 $\{x\}_{t+\theta\Delta t}$ 的方程：

$$\begin{aligned} &\left(\frac{6}{(\theta\Delta t)^2} [m] + \frac{3}{\theta\Delta t} [c] + [k] \right) \{x\}_{t+\theta\Delta t} \\ &= - \left((1-\theta)\ddot{y}_t + \theta\ddot{y}_{t+\theta\Delta t} [m] \{1\} + [m] \left(\frac{6}{(\theta\Delta t)^2} \right) \{x\}_t + \frac{6}{\theta\Delta t} \{\dot{x}\}_t + 2\{\ddot{x}\}_t \right) \\ &\quad + [c] \left(\frac{3}{\theta\Delta t} \{x\}_t + 2\{\dot{x}\}_t + \frac{\theta\Delta t}{2} \{\ddot{x}\}_t \right) \end{aligned} \quad (3.12)$$

求解(3.12)方程就可以得到未知变量 $\{x\}_{t+\theta\Delta t}$ 的解。

将式(3.11)中的第一个式子代入到式(3.7)中，再用 $\{x\}_{t+\theta\Delta t}$ 表示 $\{\dot{x}\}_{t+\theta\Delta t}$ ，并将得到的结

果代入到式(3.10)中, 即可得到 $t+\Delta t$ 时刻的各质点的相对加速度响应、相对速度响应和相对位移响应, 即为:

$$\left. \begin{aligned} \{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} &= \frac{6}{\theta(\theta\Delta t)^2} (\{x\}_{t+\theta\Delta t} - \{x\}_t) - \frac{6}{\theta^2\Delta t} \{\dot{x}\}_t \\ \{\dot{x}\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{x}\}_t + (\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} + \{\ddot{x}\}_t) \frac{\Delta t}{2} \\ \{x\}_{t+\Delta t} &= \{x\}_t + \{\dot{x}\}_t \Delta t + (\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} + 2\{\ddot{x}\}_t) \frac{(\Delta t)^2}{6} \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

绝对加速度相应为:

$$\{\ddot{x} + \ddot{y}\}_{t+\Delta t} = \{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} + \ddot{y}_{t+\Delta t} \{1\} \quad (3.14)$$

其中, 式(3.13)中的 $\{x\}_{t+\Delta t}$ 、 $\{\dot{x}\}_{t+\Delta t}$ 以及 $\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t}$ 已经通过前一个循环计算出结果, 即已经为已知量。通过以上方法的阐述, 采用逐次循环计算的方法, 一旦给出初值和相关初始条件, 总可以计算出结构体系的每一个质点在每一个时刻的相应值。

3.1.1.2 Newmark- β 法^[94]

Newmark- β 法中加速度、速度和位移可以表示为如下形式:

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + \frac{1}{2}(\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1})\Delta t \quad (3.15)$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{u}_n\Delta t^2 + \beta\ddot{u}_{n+1}\Delta t \quad (3.16)$$

解得相应于 t_{n+1} 时刻的加速度 \ddot{u}_{n+1} :

$$\ddot{u}_{n+1} = -\frac{\Delta\ddot{u}_0 + \frac{c}{m}\left(\dot{u}_n + \frac{1}{2}\ddot{u}_n\Delta t\right) + \frac{k}{m}\left[u_n + \dot{u}_n\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{u}_n\Delta t^2\right]}{1 + \frac{1}{2}\frac{c}{m}\Delta t + \beta\frac{k}{m}\Delta t^2} \quad (3.17)$$

以上所述方法即称为 Newmark- β 法。该法的增量表达式形式如下:

$$\Delta u = \frac{m\left(-\Delta\ddot{u}_0 + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_n + \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_n\right) + 2c(t)\left[\frac{1}{2\beta}\dot{u}_n + \left(\frac{1}{4\beta} - 1\right)\ddot{u}_n\Delta t\right]}{k(t) + \frac{1}{2\beta\Delta t}c(t) + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m} = \frac{\Delta\bar{P}(t)}{\bar{k}(t)} \quad (3.18)$$

$$\Delta\dot{u}_n = \frac{1}{2\beta\Delta t}\Delta u - \frac{1}{2\beta}\dot{u}_n - \left(\frac{1}{4\beta} - 1\right)\ddot{u}_n\Delta t \quad (3.19)$$

$$\Delta\ddot{u} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta u - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_n - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_n \quad (3.20)$$

采用数值积分法分析结构的地震反应时, 若时间增量步 Δt 大于结构的自振周期 T

若干倍数时，则会随逐步积分的进行引起误差的不断积累，从而导致计算结果的发散，因此 *Newmark-β* 法也有一定得稳定条件，即：

$$\begin{cases} \text{当 } \beta \geq \frac{1}{4} \text{ 时} & \text{无条件稳定;} \\ \text{当 } 0 \leq \beta \leq \frac{1}{4} \text{ 时} & \text{在 } \frac{\Delta t}{T} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{1-4\beta}} \text{ 时稳定。} \end{cases}$$

综上所述，在实际计算中，要综合考虑计算效率和计算精度双重因素的影响，根据经验或进行分析前的简化模拟，来确定一个相对合理的增量步长。

3.2 钢材与混凝土的本构关系模型

3.2.1 钢材本构关系模型的选取

ABAQUS 中的 beam 单元支持自带的弹塑性本构，钢材应力-应变关系选用与第二章中相同的模型，即采用分为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑流段(de)的二次塑流模型(韩林海，2007^[11])，见图 2.1。

3.2.2 混凝土本构关系模型的选取

本章弹塑性时程分析中采用考虑抗拉强度的混凝土本构模型(McKenna, 1997^[95])，混凝土单轴本构模型骨架曲线及加载准则见图 3.4。

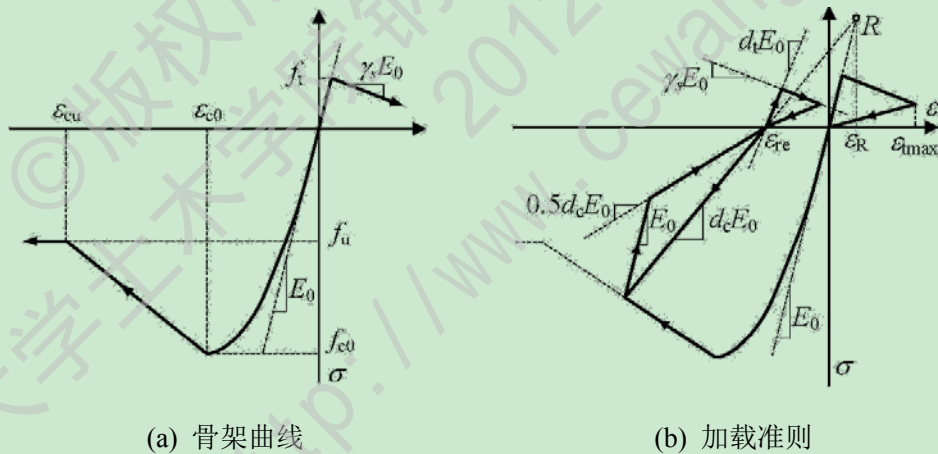


图 3.4 混凝土单轴本构模型骨架曲线及加载准则

采用韩林海(2007^[11])中提出的考虑钢管约束效应且适合于纤维模型法的核心混凝土纵向应力(σ)-应变(ε)关系。钢管内核心混凝土受压时，考虑到钢管对混凝土的约束作用，核心混凝土的纵向应力(σ)-应变(ε)关系模型如下：

1)对于圆钢管混凝土：

$$y = 2x - x^2 \quad (x > 1) \quad (3.21)$$

$$y = \begin{cases} 1 + q \cdot (x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x \leq 1) \quad (3.22)$$

式中:

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

$$\sigma_0 = [1 + (-0.054 \cdot \xi^2 + 0.4\xi) \cdot \left(\frac{24}{f'_c}\right)^{0.45}] \cdot f'_c, \quad \varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + [1400 + 800 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1\right)] \cdot \xi^{0.2}$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 \cdot f'_c, \quad q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi}$$

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

其中: f'_c 为混凝土圆柱体轴心抗压强度, 以 MPa 计。

2) 对于方、矩形钢管混凝土:

$$\begin{cases} y = 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ y = \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.23)$$

式中:

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

$$\sigma_0 = [1 + (-0.0135 \cdot \xi^2 + 0.1\xi) \cdot \left(\frac{24}{f'_c}\right)^{0.45}] \cdot f'_c, \quad \varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + [1330 + 760 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1\right)] \cdot \xi^{0.2}$$

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 \cdot f'_c, \quad \eta = 1.6 + 1.5/x$$

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

式(3.21)-(3.23)适用于 $\xi=0.2\sim 0.5$, 且 $f_y=200\sim 700\text{MPa}$, $f_{cu}=30\sim 120\text{MPa}$, $\alpha=0.03\sim 0.2$ 。

对于方、矩形钢管混凝土, 截面高宽比的适用范围为 $D/B=1\sim 2$ 。

文献[1]还建议钢管内核心混凝土的泊松比 μ_c 应按下列公式进行计算:

$$\mu_c = \begin{cases} 0.173 & \frac{\sigma}{\sigma_0} \leq 0.55 + 0.25 \left(\frac{f'_c - 41}{41}\right) \\ 0.173 + 0.7036 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} - 0.4\right)^{1.5} \cdot \left(\frac{f'_c}{24}\right) & \frac{\sigma}{\sigma_0} > 0.55 + 0.25 \left(\frac{f'_c - 41}{41}\right) \end{cases} \quad (3.24)$$

对于在单调加载下的混凝土受拉纵向应力(σ_c)-应变(ε_c)关系, 采用沈聚敏等(1993^[80])提供的应力-应变关系确定, 即:

$$y = \begin{cases} 1.2x - 0.2x^6 & (\varepsilon \leq \varepsilon_p) \\ \frac{x}{0.31\sigma_p(x-1)^{1.7} + x} & (\varepsilon > \varepsilon_p) \end{cases} \quad (3.25)$$

式中, $y = \sigma_c / \sigma_p$, $x = \varepsilon_c / \varepsilon_p$, $\sigma_p = 0.26(1.25f'_c)^{2/3}$, $\varepsilon_p = 43.1\varepsilon_p(\mu\varepsilon)$;

σ_p 为峰值拉应力, ε_p 为峰值拉应力所对应的应变, σ_p 和 f'_c 以 MPa 计。

3.3 单元类型的选择

对于多高层钢管混凝土框架的时程分析，考虑到计算成本及效率的问题，大都采用 beam 单元来模拟钢管混凝土和钢梁，采用 shell 单元来模拟各层楼板。本文钢管混凝土柱采用 beam 单元来模拟，各层楼板采用 shell 单元，并在板与梁的交线上采用 Stringer 模拟梁对板的加强作用，然后再给 stringer 区域赋予梁的属性。

在实际建模的过程中，钢管混凝土是由钢材和混凝土两种材料组成，对于如何处理这两种材料，现代学者分别提出了不同的实现方式，本节仅介绍应用最广泛的两种处理方法。较早提出的一种方法是把钢管混凝土视为统一体，该统一体是由钢材和混凝土组合而成的一种组合材料，它的工作性能随着材料的物理参数、统一体的几何参数和截面形状以及应力状态的改变而改变，这种变化是连续的、相关的，计算是统一的^[96]。本文暂且把该方法称作“统一式”，国内学者丁阳等(2004)^[45]、严圣友等(2004)^[97]、钟善桐(2006)^[98]以及李斌等(2006)^[99]均已采用此方法对钢管混凝土结构及构件进行了有限元分析，分析结果与试验吻合良好。

另外一种方法是将钢管混凝土的钢管和核心混凝土看做是两种材料，考虑钢管与混凝土接触的截面上的粘结滑移，考虑钢管对核心混凝土的约束作用，在模拟分析中分别赋予钢管和混凝土各自单独的材料属性。本文暂且把该方法称作“分离式”，Tort和Hajjar(2007)^[100]、Liang(2009)^[101]、聂建国等(2010)^[102]、Valipour和Foster(2010)^[103]、王军等(2011)^[75]以及Li和Han(2012)^[104]分别采用此法建立了钢管混凝土框架柱有限元分析模型。对于本文，分离模量理论的实现即为：通过在柱截面增加积分点的方式来模拟核心混凝土外围的钢管，如图 3.5 所示，为了验证采用此方法处理的合理性，利用ABAQUS模拟了 4 个钢管混凝土轴压构件和 2 个钢管混凝土压弯构件，模拟结果见图 3.6。

本章主要是利用分离式建模方式处理钢管混凝土柱，进而建立钢管混凝土框架结构有限元分析模型，并进行弹塑性时程分析。仅在 3.7.3 小节中分别采用分离式和统一式两种建模方式对设计好的某高层钢管混凝土框架结构进行了多遇地震下的弹性时程分析，并对两种理论下的计算结果进行了比较。

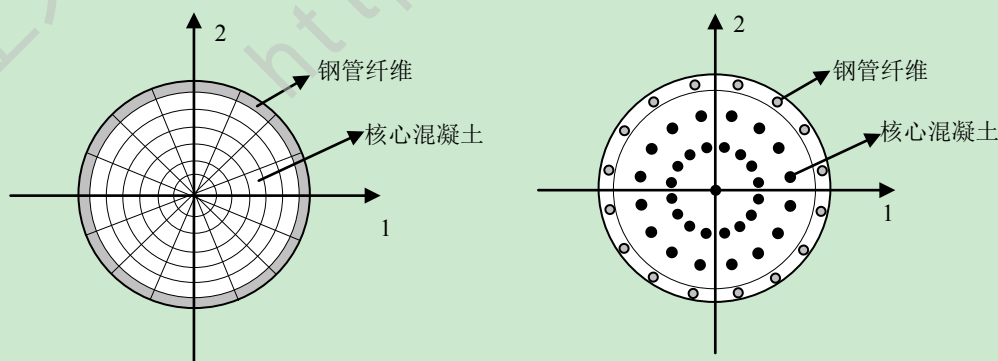


图 3.5 局部坐标系下钢管混凝土截面示意图

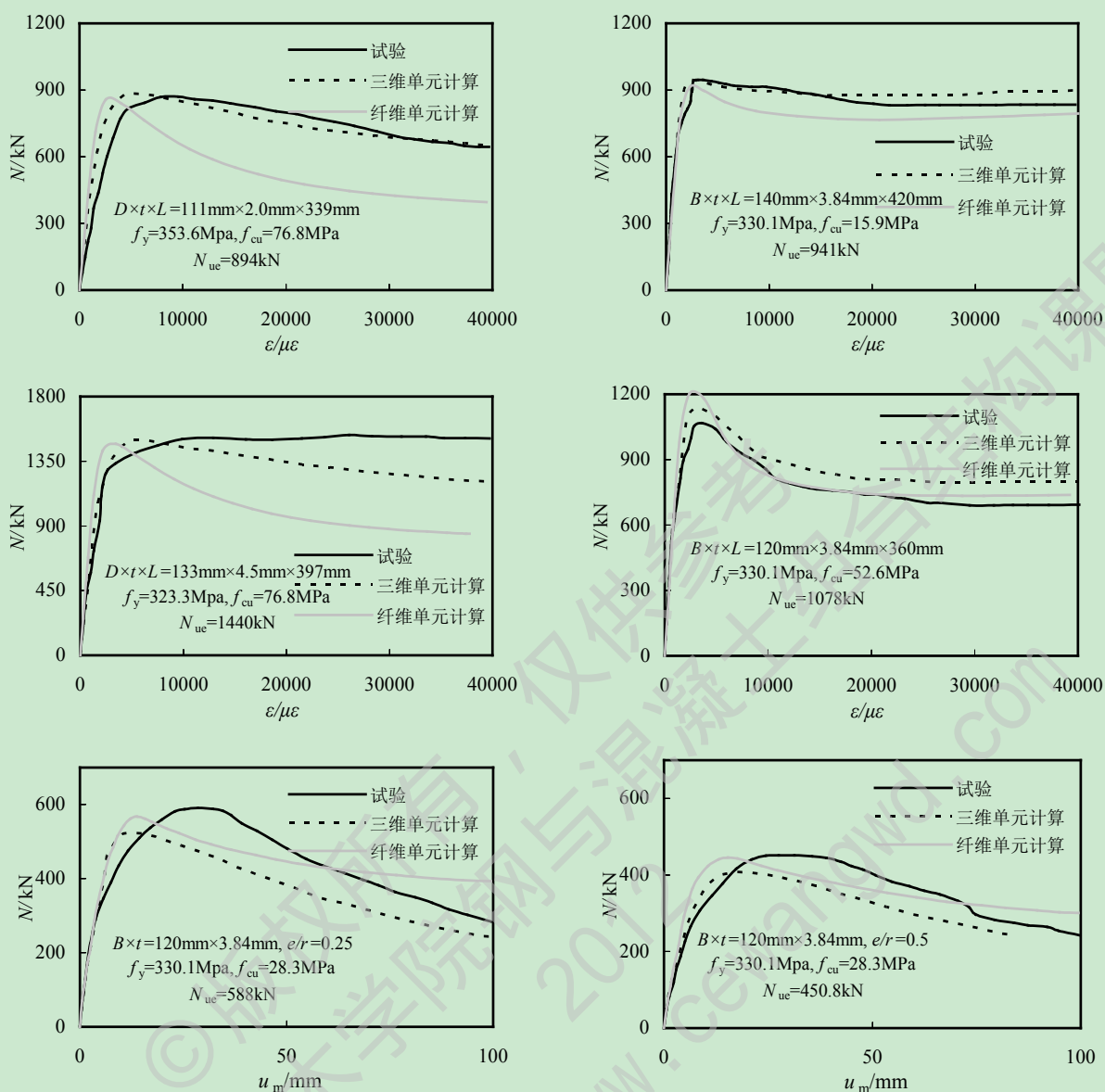


图 3.6 钢管混凝土柱构件算例

3.4 约束条件和加载类型

时程分析通常包括两个加载步骤，在 ABAQUS 中体现为两个分析步(Step1 和 Step2)，在 Step1 中施加重力荷载并延续到 Step2，然后再在 Step2 中施加地震波。若需进行模态分析还需要独立建立分析步，对振动模型的振型和频率进行数值求解。

在分析步开始时，约束柱底所有自由度，延续到 Step2 中放开 3 方向位移约束，并在该方向施加地震加速度时程数据。

3.5 地震波的选取

我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5]5.1.2 条第 3 款规定“特别不规则的建筑、甲类建筑和表 5.1.2-1 所列高度范围的高程建筑，应采用时程分析法进行多遇地震

下的补充计算；采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3，多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符；弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%”。在进行时程分析时，这是判别所选用的地震波正确与否的基本依据。

3.5.1 波的条数

由于发生地震时地面运动的不确定性，一般很难预测到地震时建筑物会遭受到什么样的地震波。在工程实践中，对同一个结构进行时程分析时，由于输入地震波的不同而造成结果相差很大。因此为了更加充分地估计结构在不同地震作用下的最大反应，以确保结构的安全，规范规定采用时程分析法时应采用不少于两组的实际强震记录和一组人工模拟的人工波，分别对结构进行地震反应计算然后取其平均值或最大值作为结构抗震设计的依据。

3.5.2 波的频谱特性

对于实际强震记录的地震波或是人工拟合出的人工波，其频谱特性均可采用地震影响系数曲线表示，并且根据建筑物场地所处的设计地震分组和场地类别来确定。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5]规定输入的多条强震加速度记录的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所用的地震影响系数曲线相比，在各个周期点上相差不大于 20%，即：在统计意义上两者是相符的。

3.5.3 波的幅值特性

一般情况下，现有的实际强震记录与建筑物所在场地的基本烈度不相对应，因此不能直接应用于时程分析当中，有必要按照建筑物的抗震设防烈度及所在场地的基本烈度对实际地震波进行调幅处理。通常调幅的方法有两种^[4]：

(1)以加速度为标准，即采用相应于建筑物抗震设防烈度的基准峰值加速度与强震记录峰值加速度的比值，对整个地震波加速度时程曲线进行调幅，以调幅后的加速度时程曲线作为设计地震波进行输入。

(2)以速度为标准，即采用相应于建筑物抗震设防类度的基准峰值速度与强震记录峰值速度的比值，对整个地震波加速度时程曲线进行调幅，以调幅后的加速度时程曲线作为设计地震波进行输入。

我国规范^[5]推荐采用上述以加速度为标准的调幅方法，其加速度时程的最大值可按表 3.1 采用。当结构采用三维空间模型时，需要沿结构模型基础底部输入双向(两个水平方向)或三向(两个水平方向和一个竖向)的地震波，该地震波峰值加速度的比例通常取

为：水平主向:水平次向:竖向=1.00:0.85:0.65。

表 3.1 规范建议时程分析所用加速度时程的最大值(cm/s^2)

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35(55)	70(110)	140
罕遇地震	125	220(310)	400(510)	620

注：括号内的数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

3.5.4 地震波的持时

地震波时程曲线不是一个确定的函数曲线，采用时程分析法对结构的基本振动方程进行数值积分，从而计算出各时段质点的位移、速度和加速度。一般常取 $\Delta t=0.01\sim 0.02\text{s}$ ，即地震记录的每一秒钟求解振动方程 50 次到 100 次，可见计算工作量很大。所以，持续时间不能取得过长，但持续时间过短又会导致较大的计算误差。因为地震波持时对结构反应的影响，同时存在于非线性体系的最大反应和能量损耗积累这两种反应之中。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5]规定，输入的地震波时程曲线的持续时间一般为结构基本周期的 5~10 倍，这里所指的基本周期的求解，要将结构上一切可能的荷载首先折算成质量，然后将该质量代入模态计算中的质量矩阵而得到的周期。规范还建议有效持续时间的起始点分别为首次达到该时程曲线最大峰值的 10%的点和最后达到最大峰值的 10%的点。

3.6 算例分析

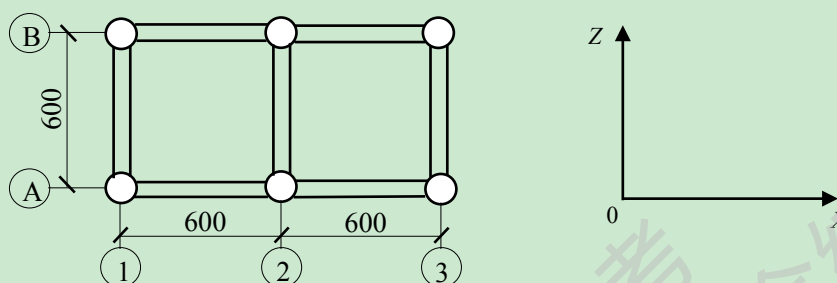
3.6.1 模型概况

为了验证以上所述建模过程的合理性，本文选取杜国锋等(2009^[41])按 1:10 比例设计制作的圆钢管混凝土柱-H 钢梁框架结构模型的地震模拟振动台试验进行有限元模拟，试验模型基本信息如下所述：

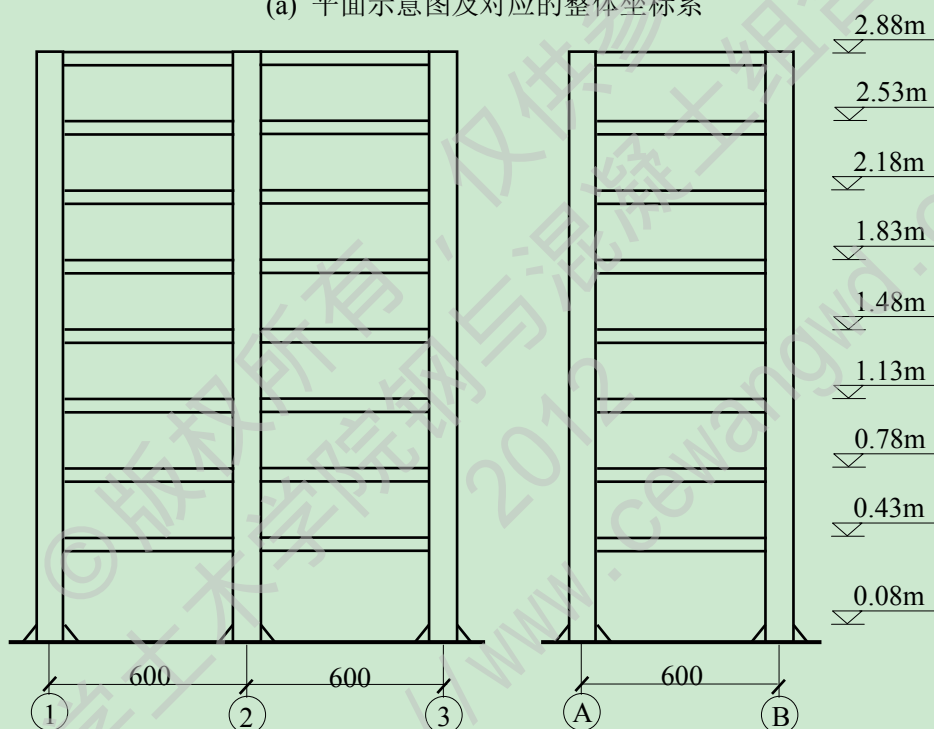
进行试验时将模型固定在振动台上，节点采用外加强环式，柱脚采用加劲板式。试验中用附加配重的方法模拟重力，考虑了填充墙、隔墙等恒荷载及楼面活荷载的作用。试验模型层高 0.35m，开间、进深均为 0.35m，每层附加质量 56kg，模型总质量 760kg。钢管采用 $\Phi 68\text{mm}\times 3\text{mm}$ 无缝钢管，柱内核心混凝土采用 C30 混凝土，钢梁为 $400\text{mm}\times 45\text{mm}\times 2.5\text{mm}\times 3\text{mm}$ 焊接 H 型钢，钢管内混凝土立方体抗压强度平均值为 38.65MPa，楼板混凝土的立方体抗压强度平均值为 23.28MPa，楼板内用镀锌铁丝来模拟钢筋，镀锌铁丝的屈服强度平均值为 281.72MPa，所用钢材的屈服强度平均值为 286.55MPa，加强环板钢材的屈服强度平均值为 288.48MPa。本模型采用的相似常数为 1/10，模型制作时根据量纲分析理论，推导出了模型与原型结构的相似关系表达式及相关的相似常数，见表 3.2。

表 3.2 原型结构与模型结构的相似关系

相似系数	长度	时间	质量	密度	弹性模量	频率	加速度
相似关系式	S_l	$S_t=(S_m/S_k)^{1/2}$	$S_m=S_\rho S_l^3$	S_ρ	$S_E=S_\sigma$	$S_f=1/S_t$	$S_a=S_l/S_t^2$
数值	1/10	1/10	1/1000	1	1	10	10



(a) 平面示意图及对应的整体坐标系



(b) 正立面示意图

(c) 侧立面示意图

图 3.7 试验模型几何尺寸示意图

试验中按 7 度设防设计模型,选择了 3 中不同的地震波且只进行 Z 方向的振动输入。所采用的地震波分别为 El-Centro 波(1940, N-S)、天津波(N-S)和武汉人工波,并且由于本试验模型采用的是原型结构的 1/10 比例尺寸,要保证振动模型与原型结构加速度相同,根据动力荷载主要控制参数相似的原则,试验模型的时程为原型结构的 1/10,输入地震波的时间坐标要压缩为原型结构地震波时程的 1/10。由于试验数据有限,本文只对 El-Centro 波(1940, N-S)和天津波(N-S)下的试验模型进行模拟分析,图 3.8 所示分别为这两种波在未调幅前的加速度时程曲线。表 3.3 为本次模拟的各试验工况及各工况下输入地震波的峰值加速度。

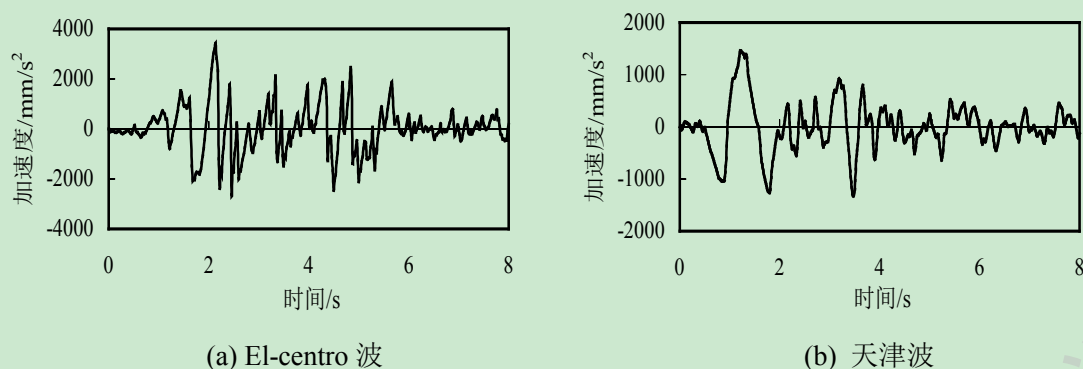


图 3.8 试验输入的地震波加速度时程曲线

表 3.3 试验工况及输入峰值加速度

工况序号	地震波类型	加速度峰值(Z 向)/g	地震烈度
1	El-Centro 波(N-S)	0.27	6.5 度多遇
2	天津波(N-S)	0.27	6.5 度多遇
3	El-Centro 波(N-S)	0.50	7.5 度多遇
4	天津波(N-S)	0.50	7.5 度多遇
5	El-Centro 波(N-S)	0.71	8 度多遇
6	天津波(N-S)	0.71	8 度多遇
7	El-Centro 波(N-S)	0.96	8.5 度多遇
8	天津波(N-S)	0.96	8.5 度多遇

3.6.2 模态分析结果

建筑结构的抗震反应是由地面运动特性和结构动力特性两者共同决定的。因此，在研究结构的抗震性能时，应首先对结构的动力特性进行分析。本文通过 ABAQUS 计算得出试验模型的前五阶自振频率，并与试验中测得的自振频率进行比较，比较结果见下表 3.4 所示。

表 3.4 计算与试验所得自振频率

	一阶/Hz	二阶/Hz	三阶/Hz	四阶/Hz	五阶/Hz
数值模拟	9.51	10.73	14.62	31.26	34.85
试验值	9.61	10.94	18.34	31.88	35.53

从表 3.4 中可以看出结构在 Z、X 两个平动方向计算出的频率较为接近，且第 1、2、3、4 阶振型所对应的频率均比试验值偏小，相差范围在 1%左右；第 3、6 阶振型对应的频率相差较大，相差大约为 20.1%。需指出的是，本文对该试验进行模拟，试验数据并非全面，部分参数做了一定得猜测与修改，目的是希望使得 Z 和 X 两个平动方向的数值模拟结果和试验结果相接近，因为本试验主要是输入单向 Z 向的地震波，主要研究的是结构在弱向 Z 方向上的振动情况。从 ABAQUS 计算所得到的频率和模型的阵型图 3.9 可以看出，模态分析所得的结构第 1、4 阶振型为 Z 向的平动，第 3 阶振型为 X-Z 平面

内的扭转，第 2、5 阶振型为 X 向的平动。

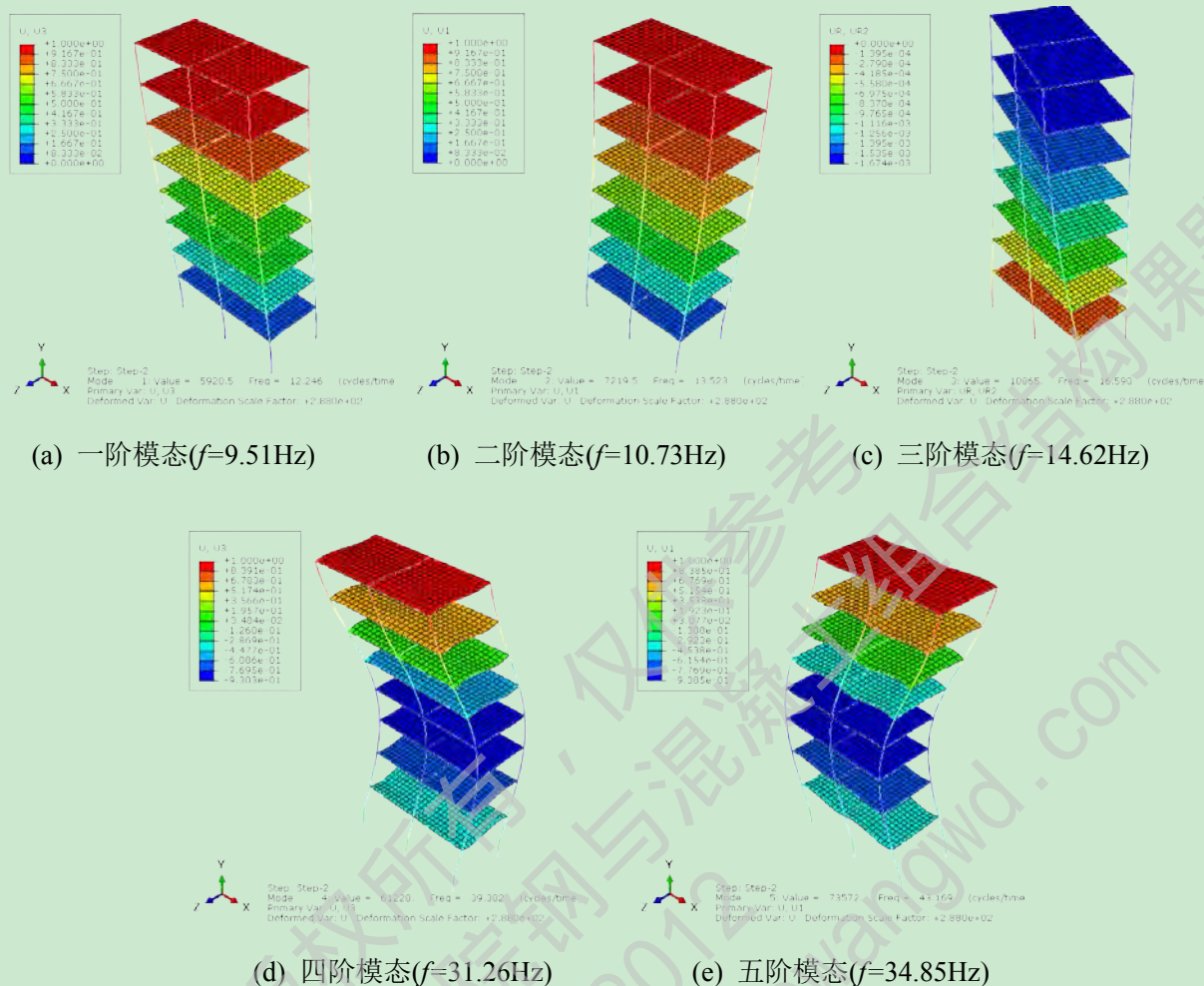
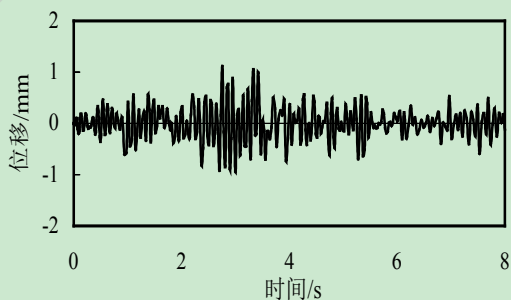


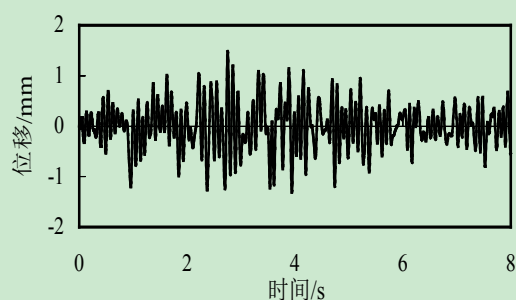
图 3.9 ABAQUS 计算所得模型振型图及相应的频率

3.6.3 位移反应

本文对试验进行模拟时，分别按照上述表 3.4 中的不同工况对结构施加地震波，不同工况下计算出的结构顶层位移时程曲线如下图 3.10 所示。可以看到，不同类型的地震波，对结构顶点位移时程曲线的形状影响较大；同一类型的地震波，当按照不同的峰值加速度进行调整后，对结构顶点位移影响也较大，输入地震波的峰值加速度越大，结构顶点的位移反应越大；在同一类型地震波下，即使输入的峰值加速度不同，结构顶点位移时程曲线的形状保持一致。



(a) 天津波 0.27g 顶层位移时程曲线



(b) 天津波 0.5g 顶层位移时程曲线

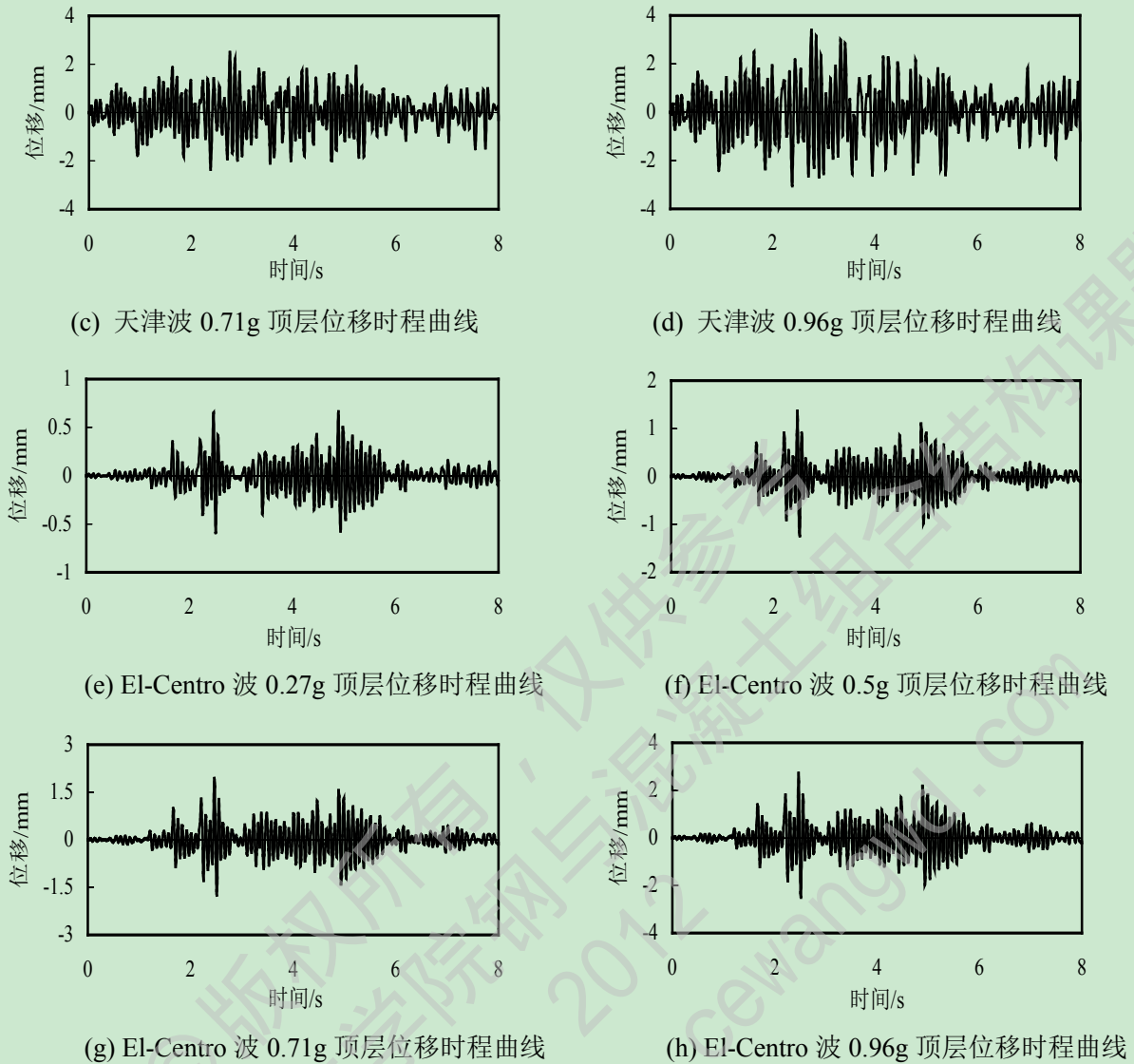


图 3.10 各种工况下结构顶点位移时程曲线

本文通过ABAQUS强大的后处理功能，提取了各种工况下结构各层的最大位移值如下图所示 3.11 所示。从图中可以看出，在各种地震波作用下，尽管峰值加速度不同，但各种工况下结构各层的位移反应遵循相同的规律，即结构各层最大位移反应值程倒三角分布，结构呈现出弯剪型变形特性，这与试验得出的结论完全相符。在输入的地震波峰值加速度相同的情况下，天津波作用下的结构各层位移反应要大于EL-Centro波作用下相同高度处楼层的位移反应，天津波 0.27g、0.50g、0.71g、0.96g作用下，结构的顶层最大位移反应分别为 1.12mm、1.19mm、2.50mm、3.38mm，El-centro波 0.27g、0.50g、0.71g、0.96g作用下，结构的顶层最大位移反应分别为 0.69mm、1.37mm、1.94mm、2.76mm。其中天津波峰值加速度为 0.96g时结构的顶层位移最大，最大位移与结构高度之比为 1/853，满足相关规定^[105]的要求。

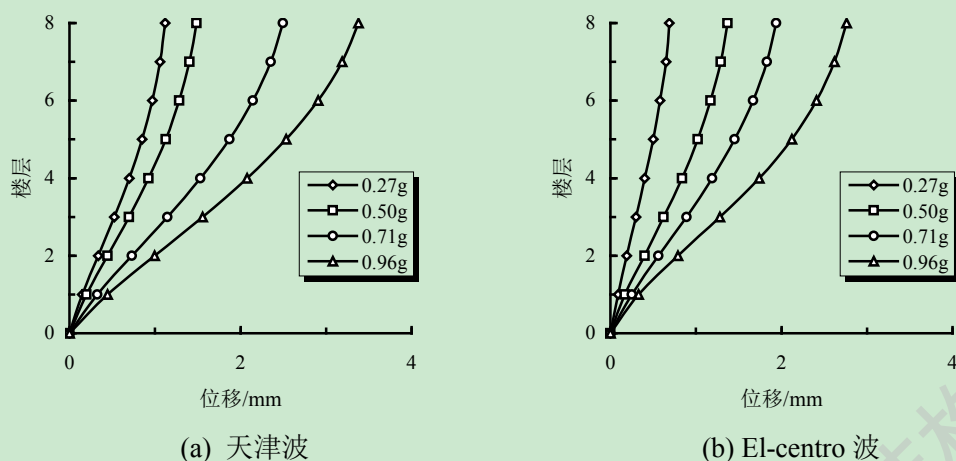


图 3.11 各种工况下结构各层最大位移反应包络图

图 3.12 给出了数值模拟的各种工况下结构层间最大位移值包络图, 从图中可以看到在不同地震波激励下结构的最大层间位移反应不同, 在地震波相同但峰值加速度不同的情况下, 结构的层间最大位移反应也不相同, 随着峰值加速度的增大, 最大层间位移值也会增大。从图中还可以看出, 两种波激励下, 结构的最大层间位移均出现在第三层这与试验结果完全相符。天津波 0.96g 激励下最大层间位移为 0.56mm, 层间最大位移与层高之比为 1/624; El-Centro 波 0.96g 激励下最大层间位移为 0.50mm, 层间最大位移与层高之比为 1/700。可以看出无论是天津波还是 El-Centro 波, 最大位移角均满足规范^[106]要求。

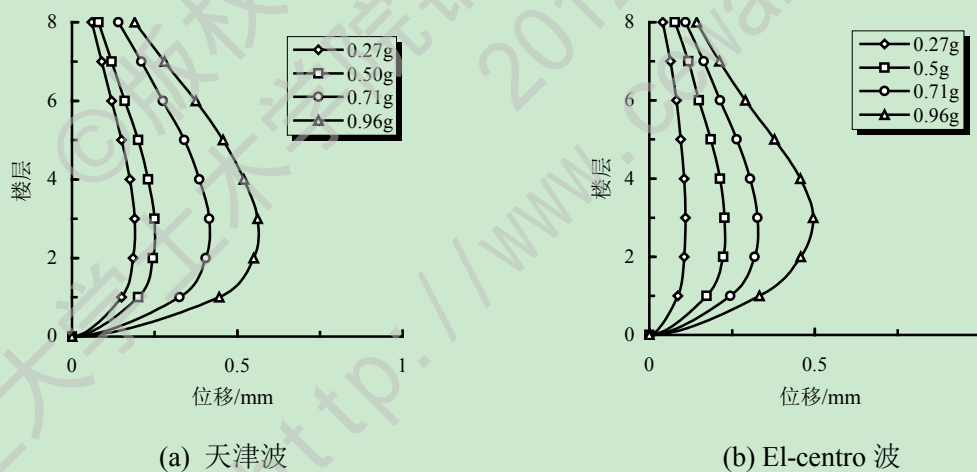


图 3.12 不同工况下模型各楼层层间位移反应

本文采用 ABAQUS 计算的结果不仅同试验结果做了对比, 还同文献[75]中 OpenSees 的计算结果做了对比, 如下图 3.13 和图 3.14 所示。无论是最大楼层位移对比, 还是最大层间位移对比, 对比结果均显示: 在天津波作用下 ABAQUS 计算结果和 OpenSees 计算结果均与试验结果吻合良好, 在 El-Centro 波作用下 ABAQUS 计算结果和 OpenSees 计算结果与试验结果差别较大, 但是相对于 OpenSees 的计算结果而言, ABAQUS 的计算结果比较接近于试验结果。

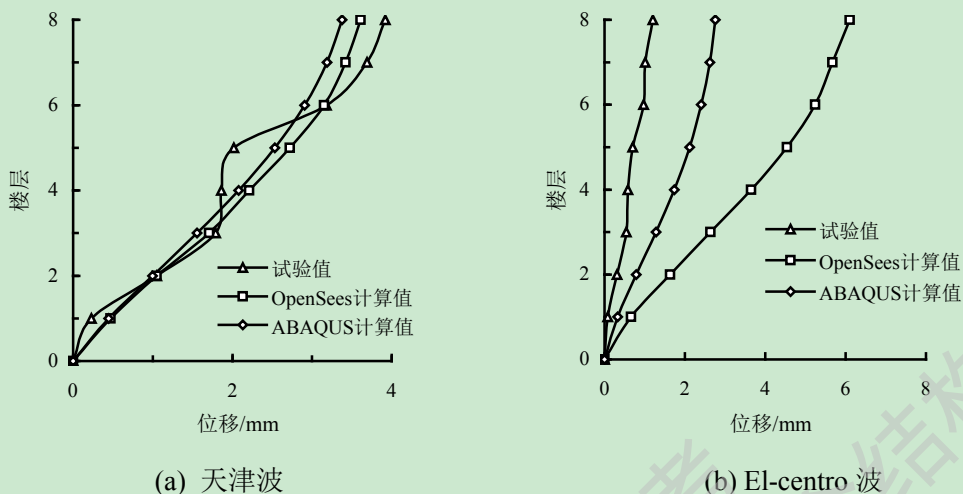


图 3.13 不同地震波激励下模型最大楼层位移对比(0.96g)

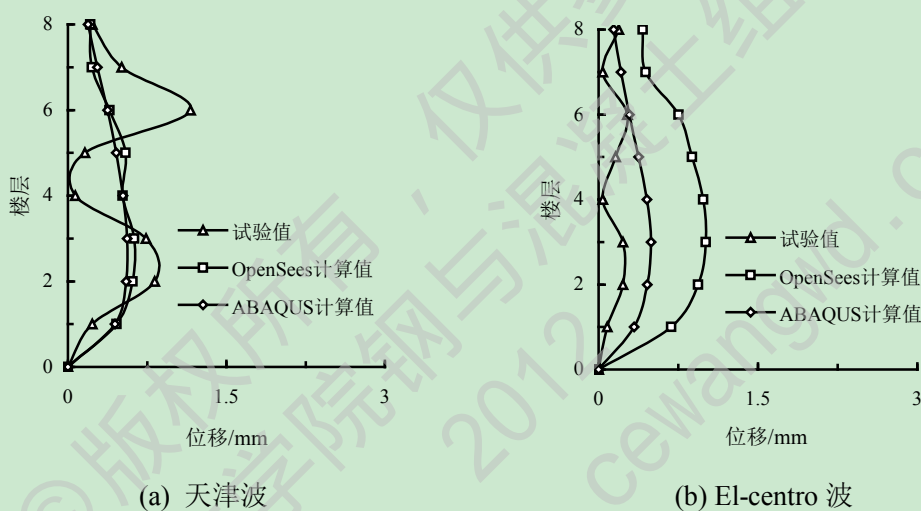
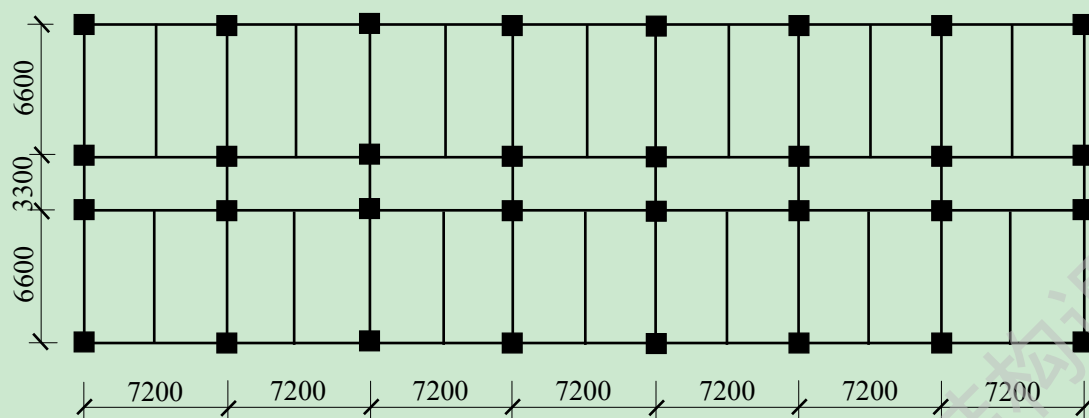


图 3.14 不同地震波激励下模型层间位移对比(0.96g)

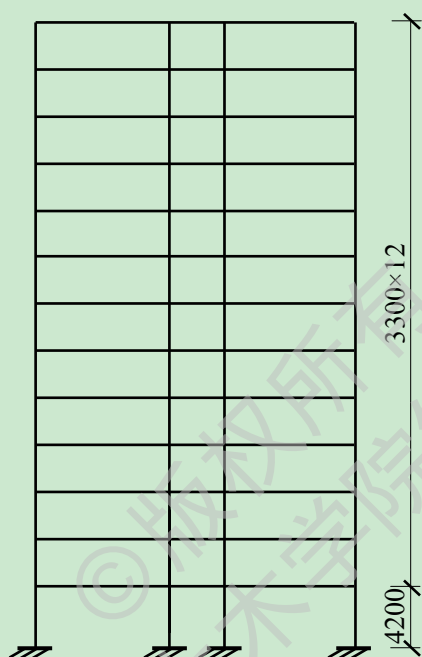
3.7 钢管混凝土框架结构在地震作用下的响应分析

3.7.1 算例概况

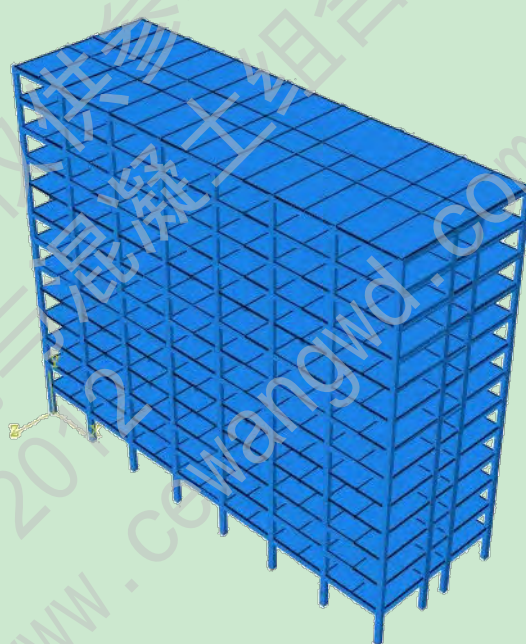
为了对钢管混凝土框架结构进行时程分析，本文根据《钢管混凝土结构技术规程》(DB62/T25-3041-2009)^[106]和《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》(CECS230:2008)^[107]的相关规定，设计了一幢 13 层的方钢管混凝土柱-钢梁框架结构(简称 S-CFST 结构)。本章设计的方钢管混凝土框架结构为一幢规则的教学楼，底层层高 4.2m，标准层层高为 3.3m，房屋总高度为 43.8m。拟建场地的基本烈度为 7 度，抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度 0.15g，地震分组属于第二组，建筑场地类别为 II 类，结构中钢材选用 Q235，钢管内混凝土强度等级为 C40，屋、楼面板混凝土强度等级为 C25，屋、楼面板结构层厚度为 120mm，框架模型的结构布置图如下图 3.15 所示，框架模型各主要构件的具体尺寸见表 3.5。



(a) 框架平面图



(b) 框架立面图



(c) ABAQUS 建模效果图

图 3.15 框架结构布置图

表 3.5 框架模型构件尺寸

层数(n)	构件截面尺寸(mm)	含钢率	
1~3	柱	□-500×16	0.141
	主(次)梁	HM500×200×11×17	
4~8	柱	□-450×14	0.137
	主(次)梁	HM450×200×9×14	
9~13	柱	□-400×12	0.132
	主(次)梁	HM400×200×9×14	

考虑各种荷载及各楼层建筑做法后所得的主要荷载情况如下：

楼面荷载: $Q_1=1.0\times\text{恒}+0.5\times\text{活}=1.0\times6.0+0.5\times2.0=7.0\text{kN/m}^2$

屋面荷载: $Q_2=1.0\times\text{恒}+0.5\times\text{活}=1.0\times6.6+0.5\times2.0=7.6\text{kN/m}^2$

外墙荷载: $Q_3=8.6\text{kN/m}$

内墙荷载: $Q_4=8.9\text{kN/m}$

本节钢管混凝土框架结构模型进行弹塑性时程分析所采用的地震波为适用于 II 类场地的三条实际记录的地震波,分别为 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E),如图 3.16 所示。输入的地震波方向与结构短边方向平行(结构弱方向),加载于各框架柱的柱底,每条波的持续时间为 15s。

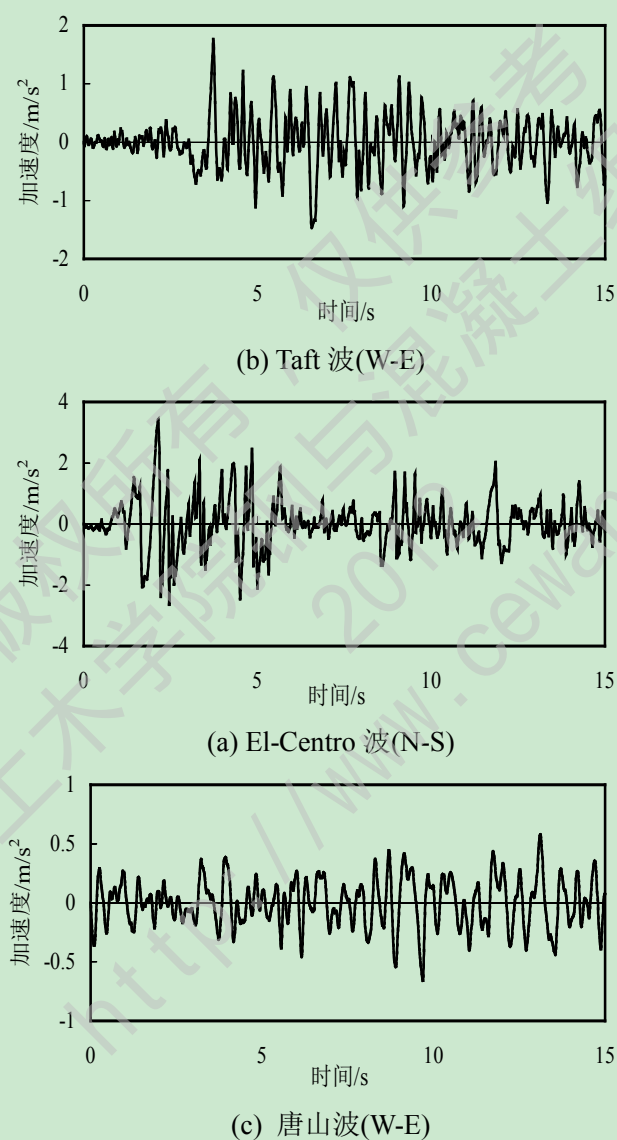


图 3.16 分析中输入的地震波加速度时程曲线

3.7.2 模态分析结果

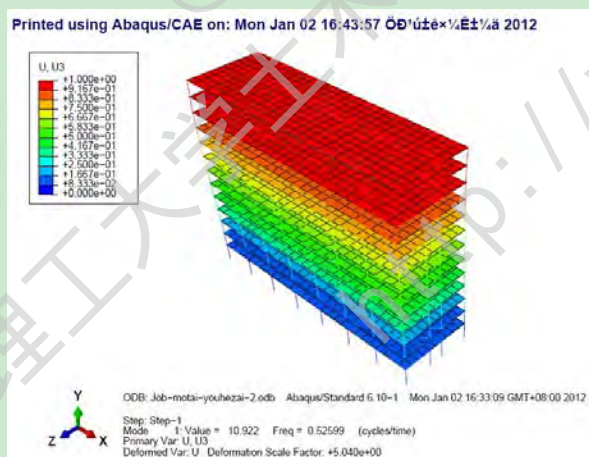
对钢管混凝土框架结构模型进行时程分析的前提是要准确地得出结构的各阶振型和频率。本节利用 ABAQUS 分别采用分离式和统一式两种不同的建模方式,对该 S-CFST 框架模型进行了模态分析,提取了前 10 阶的特征值、频率及周期,见表 3.6。可以看出,

前 7 阶模态，采用分离式建模方法计算出的特征值和频率均略小于采用统一式建模方法的计算值，采用分离式建模方法计算出的周期均略大于采用统一式建模方法的计算值，后 3 阶模态呈现的规律恰好相反，且无论是特征值、频率还是周期，两种建模方式计算出的结果相差不大。

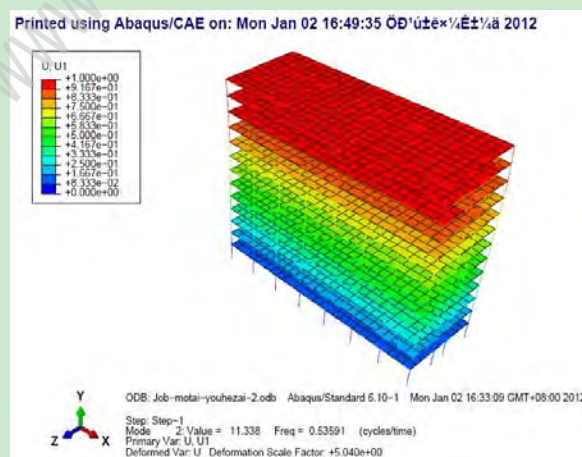
表格 3.6 计算的频率和周期

阶数	特征值(ω^2)		频率(f)		周期(T)	
	分离式	统一式	分离式	统一式	分离式	统一式
1 阶	10.43	10.92	0.51	0.53	1.96	1.89
2 阶	10.73	11.34	0.52	0.54	1.92	1.85
3 阶	13.09	13.64	0.58	0.59	1.72	1.69
4 阶	83.81	84.84	1.46	1.48	0.68	0.68
5 阶	85.69	86.77	1.47	1.48	0.68	0.68
6 阶	105.72	106.70	1.64	1.64	0.61	0.61
7 阶	242.27	247.34	2.48	2.50	0.40	0.40
8 阶	256.41	253.78	2.55	2.53	0.39	0.40
9 阶	313.63	308.89	2.82	2.80	0.35	0.36
10 阶	511.56	497.48	3.60	3.55	0.28	0.28

在本文所做的有限元模拟中将屋、楼面恒荷载以及活荷载折算成楼板的密度，然后通过 ABAQUS 中施加重力荷载的命令将其加载到整个框架当中，图 3.17 中给出了采用分离式建模时，方钢管混凝土框架结构前 6 阶模态下的振型图。



1 阶模态($f=0.53$)



2 阶模态($f=0.54$)

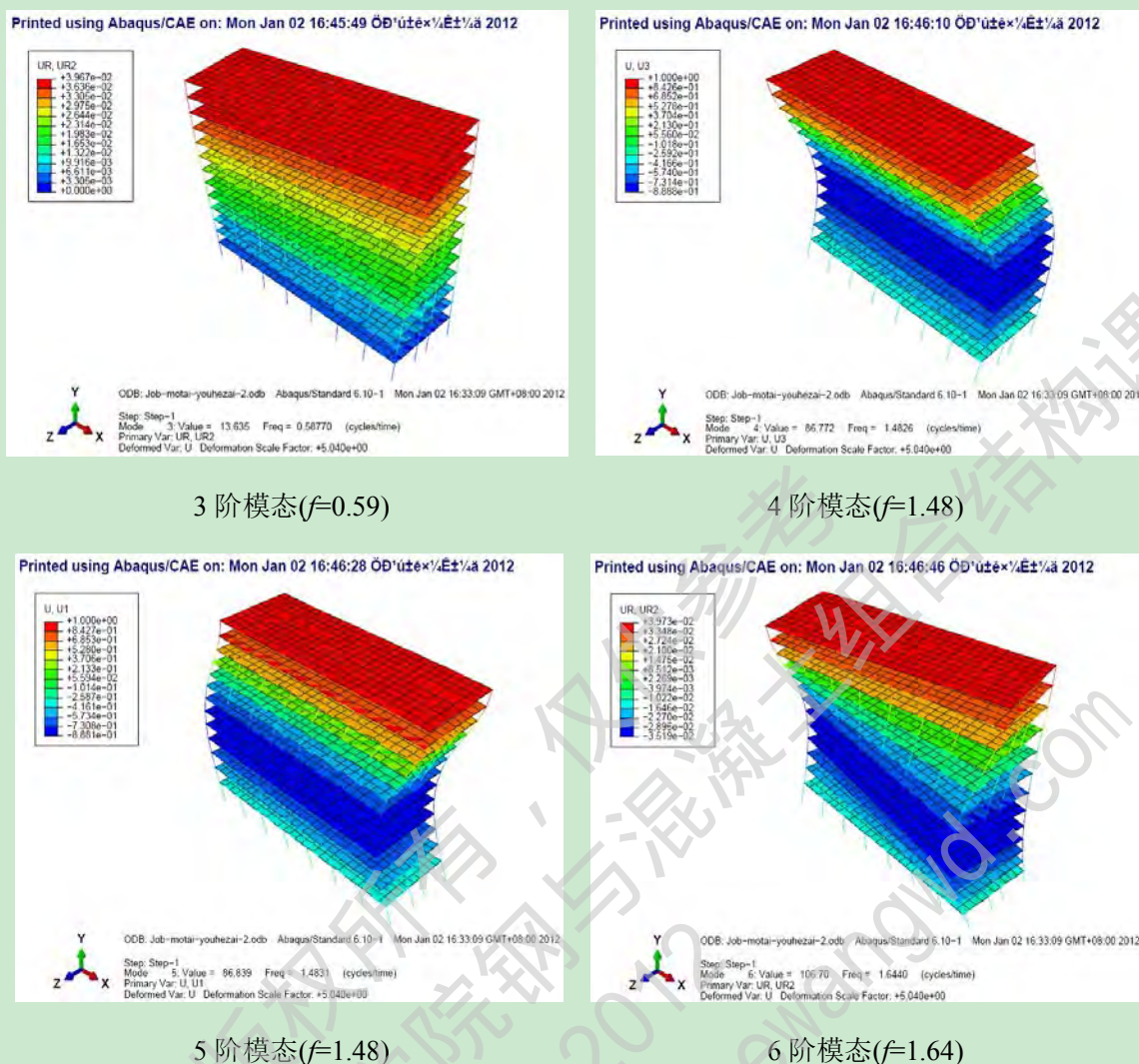


图 3.17 分离式建模计算所得模型振型图及相应的频率

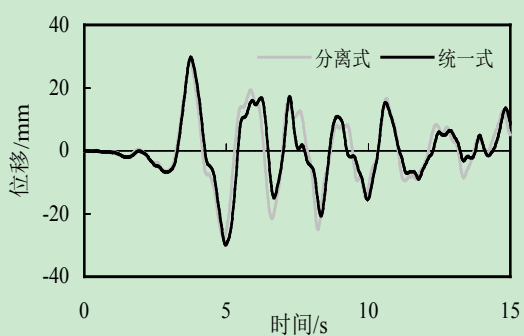
3.7.3 多遇地震下钢管混凝土框架结构弹性时程分析

弹性时程分析采用 3.7.1 节中给出的三种地震波进行输入，并分别按照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5]的规定“7 度(0.15g)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 55gal”对实际地震波进行调幅处理。最大时间增量步长取为各种地震波加速度时程曲线上的时间间隔：El-Centro 波(N-S)和 Taft 波(W-E)为 0.02s，唐山波(W-E)为 0.01s。

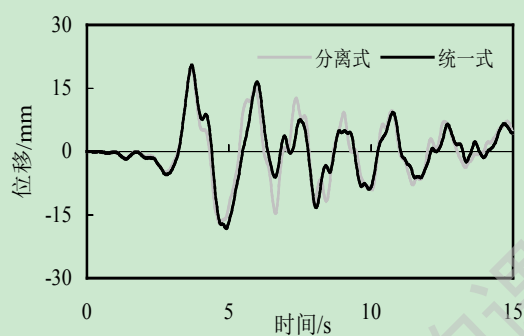
3.7.3.1 框架位移反应

在本节中对于钢管混凝土柱采用了分离式和统一式两种建模方式进行处理，分别对钢管混凝土框架在多遇地震下的弹性反应进行了模拟，分析得出的结构顶层以及 8 层柱顶、3 层柱顶变截面处的顶点位移时程曲线见图 3.18 所示，从图中可以看出在输入地震波相同的情况下，3 层、8 层以及顶层的位移时程曲线形状基本一致，只是在数值上有所增加，这是由于结构处于弹性阶段而导致的规律。从图中还可以看出，两种不同建模方式下计算出的结果比较接近，任何一种工况下弹性位移时程曲线形状走势基本相同，

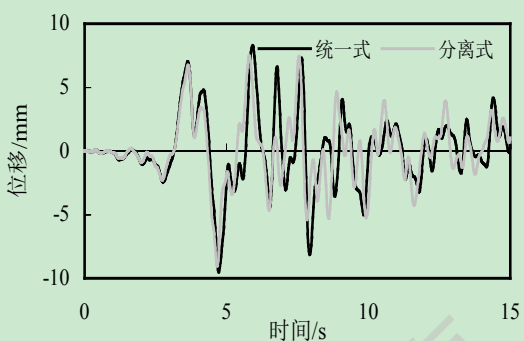
只是在某些时刻存在差别。



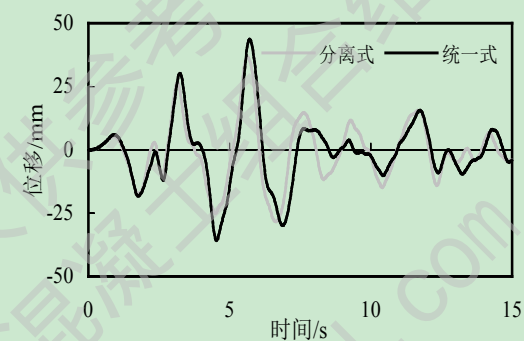
(a) Taft 波顶层位移时程曲线



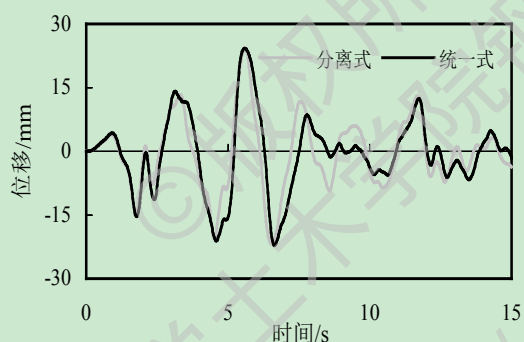
(b) Taft 波第 8 层顶部位移时程曲线



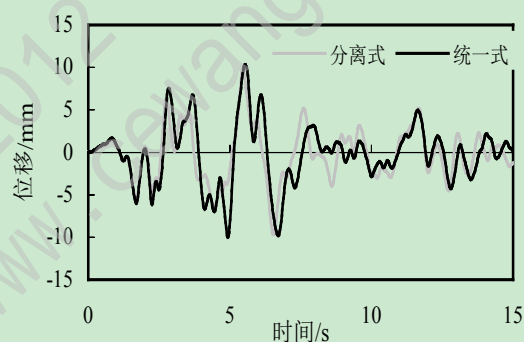
(c) Taft 波第 3 层顶部位移时程曲线



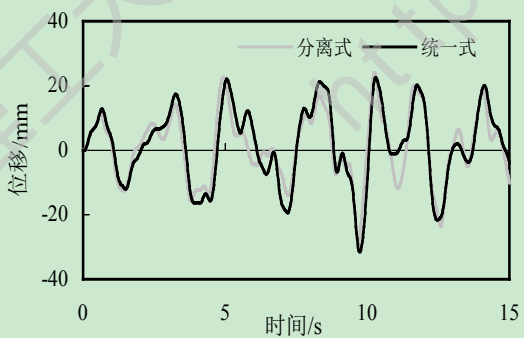
(d) El-Centro 波顶层位移时程曲线



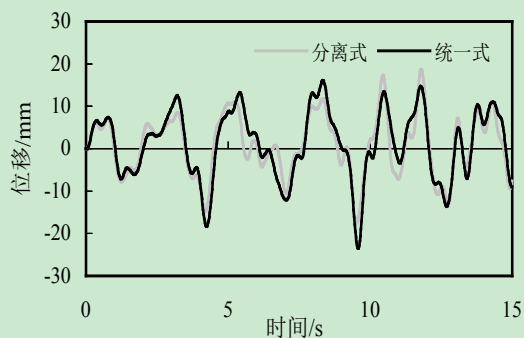
(e) El-Centro 波 8 层顶部位移时程曲线



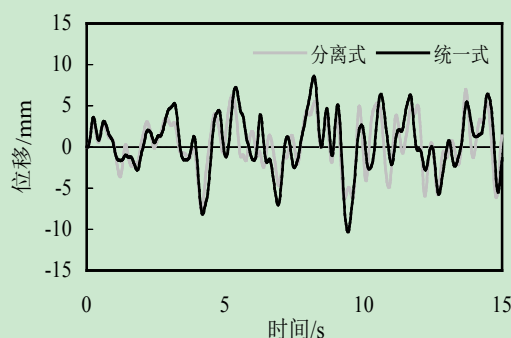
(f) El-Centro 波 3 层顶部位移时程曲线



(g) 唐山波顶层位移时程曲线



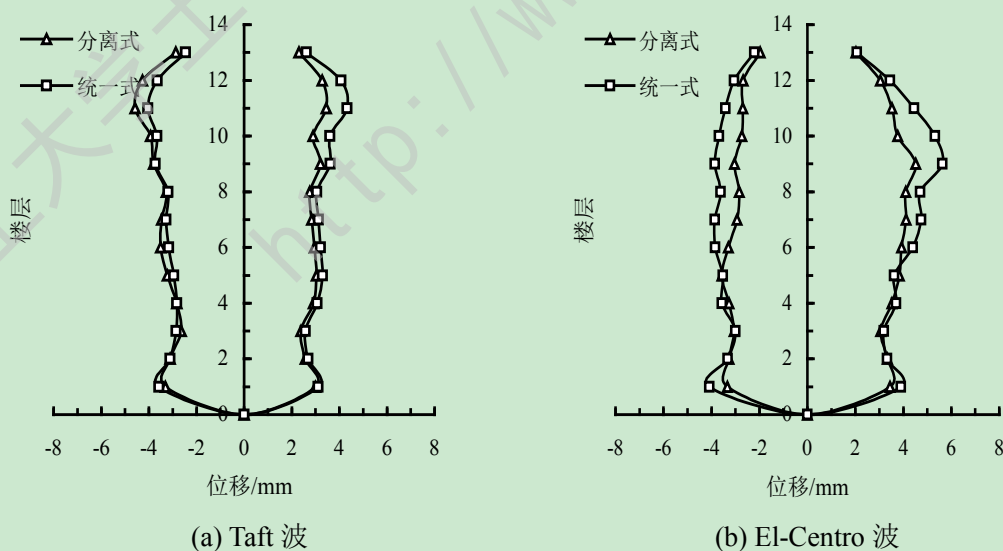
(h) 唐山波 8 层顶部位移时程曲线

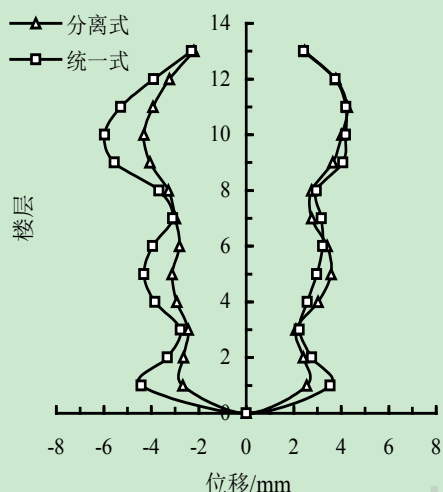


(i) 唐山波 3 层顶部位移时程曲线

图 3.18 三种地震波激励下柱子变截面处楼层位移时程曲线(PGA=55gal)

图 3.19 给出了三种地震波作用下钢管混凝土框架结构的最大层间位移包络图。从图中可以看出采用统一式建模方式进行处理时，计算出的最大层间位移要略大于采用分离式建模方式的计算结果，两种方法计算的差值，唐山波最大，El-Centro 波次之，Taft 波最小。不论是采用哪种处理方式：唐山波作用下结构的层间位移最大，最大层间位移发生在第 10 层且为负方向，采用统一模量理论计算时，最大层间位移为 5.96mm，层间位移角为 1/554，采用分离模量理论计算时最大层间位移为 4.31mm，层间位移角为 1/766；El-Centro 波(N-S)作用下结构的最大层间位移发生在第 9 层且为正方向，采用统一模量理论计算时，最大层间位移为 5.63mm，层间位移角为 1/586，采用分离模量理论计算时最大层间位移为 4.52mm，层间位移角为 1/730；Taft 波(N-S)作用下结构的最大层间位移发生在第 11 层，采用统一模量理论计算时最大层间位移发生在正向，为 4.33mm，层间位移角为 1/762，采用分离模量理论计算时最大层间位移发生在负向，为 4.58mm，层间位移角为 1/721。以上分析可以看出在无论采用哪种建模方式，在三种地震波作用下结构的层间位移角均满足规范^[106]中钢管混凝土框架结构小于 1/400 的规定。

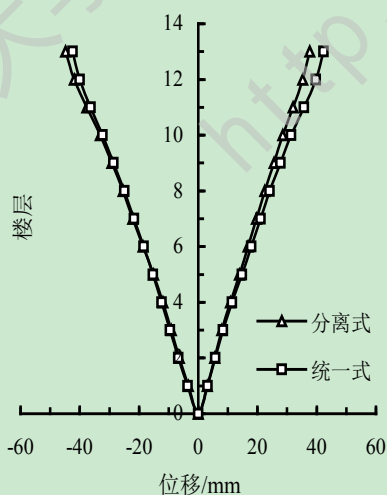




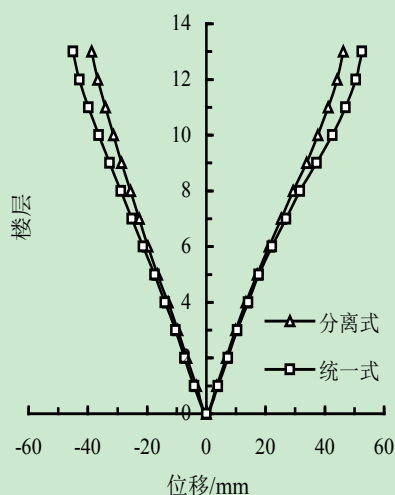
(c) 唐山波

图 3.19 三种地震波激励下结构层间位移反应(PGA=55gal)

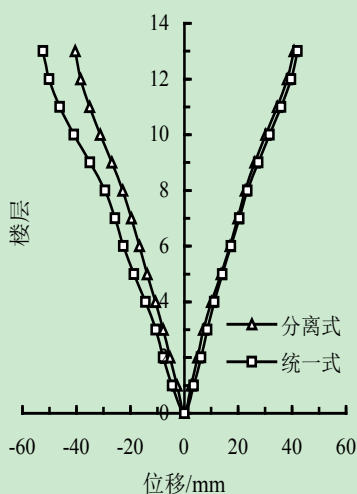
图 3.20 给出了三种地震波作用下钢管混凝土框架结构的楼层位移包络图。从图中可以看出与层间位移反应表现出的规律相似，采用统一式建模方式进行处理时，计算出的最大层间位移要略大于采用分离式建模方式的计算结果，两种方法计算的差值，唐山波最大，El-Centro 波次之，Taft 波最小。在唐山波作用下，顶点最大侧移发生在结构负方向，采用分离式计算时 $\delta/H=1/1007$ (δ 为结构顶点最大侧移值， H 为结构总高度)，采用统一式计算时 $\delta/H=1/836$ ；在 El-Centro 波作用下，顶点最大侧移发生在结构正方向，采用分离式计算时 $\delta/H=1/948$ ，采用统一式计算时 $\delta/H=1/835$ ；在 Taft 波作用下，顶点最大侧移发生在结构负方向，采用分离式计算时 $\delta/H=1/1032$ ，采用统一式计算时 $\delta/H=1/978$ 。在三种地震波激励下，钢管混凝土结构各楼层最大侧移包络图呈现出“一边倒”的趋势，具有明显的弯剪复合变形特性，与结构的第 1 振型形状相似，说明结构的基本频率、基本振型对整体侧移影响较大。在三种地震波作用下，模型结构各层最大侧移曲线基本保持为一条直线，说明钢管与核心混凝土之间协同工作性能良好，结构整体刚度基本没有减小，结构没有破坏。



(a) Taft 波



(b) El-Centro 波

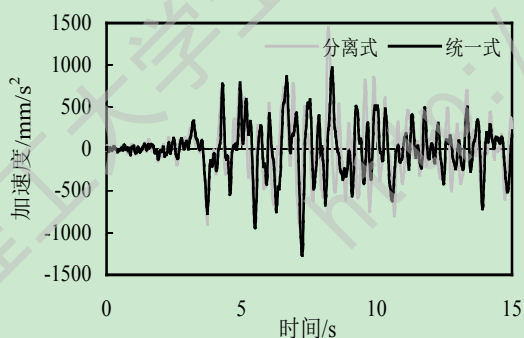


(c) 唐山波

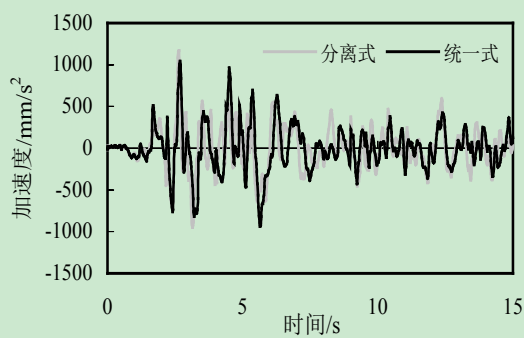
图 3.20 三种地震波激励下结构最大楼层位移反应(PGA=55gal)

3.7.3.2 框架加速度反应

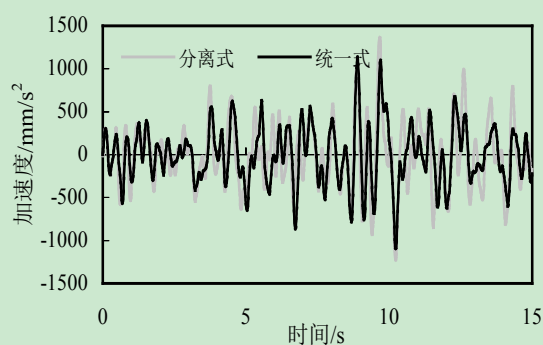
图 3.21 给出了三种地震波作用下钢管混凝土框架结构的顶点加速度时程曲线。与顶点位移时程曲线所呈现出的规律类似，不论是分离模量理论还是统一模量理论，计算出的顶点加速度时程曲线形状及走势相似，只是在某些时刻加速度大小不一致。通过比较图 3.16 三种地震波的加速度时程曲线作对比可以看出，某一种地震波作用下钢管混凝土框架结构顶点加速度时程曲线趋势大致与该种地震波时程曲线相同，这说明框架大多部件还处于弹性工作阶段。在 El-Centro 波作用下结构顶点加速度峰值出现最早，出现在 2.69s；Taft 波次之，出现在 8.22s；唐山波作用下最晚，出现在 9.67s。El-Centro 波和唐山波激励下采用分离式和统一式计算出的顶点加速度最大值出现时刻相同；Taft 波激励下采用两种理论计算出的顶点加速度最大值出现的时刻并不相同，分离式计算时出现在 8.22s，统一式计算时出现在 7.25s。



(a) Taft 波(W-E)



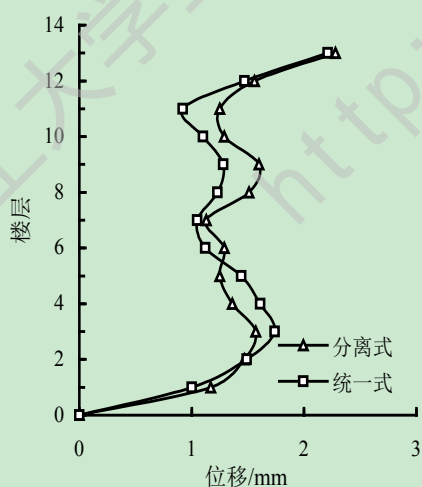
(b) El-Centro 波(N-S)



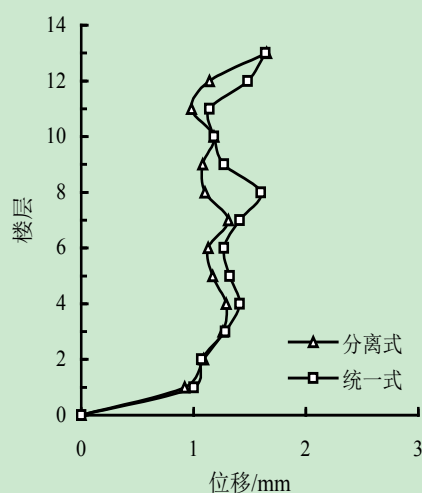
(c) 唐山波(W-E)

图 3.21 三种地震波激励下结构顶层相对加速度时程曲线(PGA=55gal)

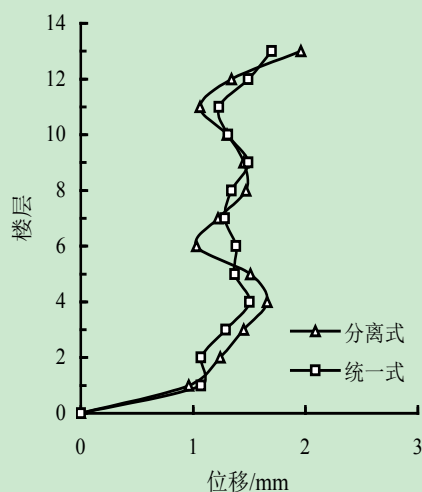
图 3.22 给出了 Taft 波、El-Centro 波和唐山波激励下钢管混凝土框架模型各楼层动力放大系数(即：加速度放大系数)包络图。从图中可以看出，3 种不同地震波作用下模型结构楼层最大动力放大系数包络图形状不同，但模型结构动力放大系数包络图大致呈现 C+S 型，即：6 层以下呈现 C 型，6 层以上呈现 S 型，与结构高阶振型相似，说明该钢管混凝土框架结构模型加速度对高阶振型反应比较敏感。从图 3.22 中还可以看出楼层动力放大系数随结构楼层高度的变化相对缓慢，表明模型结构抗侧刚度沿竖向分布比较均匀。与楼层层间位移表现出的规律相似，三种地震波作用下，分离模量理论与统一模量理论计算出的楼层最大动力放大系数曲线形状大致相同，但每一层的最大动力放大系数并不是完全相同，采用两种不同的建模方式计算时，结构 1 层、2 层和 3 层所计算出的最大动力放大系数比较接近。在 Taft 波，El-Centro 波和唐山波激励下，框架的最大动力放大系数出现在结构的顶层，Taft 波作用下，分离式的计算结果为 2.28，统一式的计算结果为 2.21，El-Centro 波作用下，分离式的计算结果为 1.64，统一式的计算结果为 1.65，唐山波作用下，分离式的计算结果为 1.96，统一式的计算结果为 1.7，这表明：Taft 波激励下结构动力放大系数最大，唐山波次之，El-Centro 激励下最小；在钢管混凝土结构的顶层，鞭梢效应明显。



(a) Taft 波



(b) El-Centro 波



(c) 唐山波

图 3.22 三种地震波激励下结构最大动力放大系数包络图(PGA=55gal)

3.7.4 罕遇地震下钢管混凝土框架结构弹塑时程分析

本节在上述方钢管混凝土框架(S-CFST)结构模型的基础上,本着竖向承载力相等、含钢率接近的原则,设计了一栋圆钢管混凝土框架(C-CFST)结构,圆钢管混凝土框架除了框架柱尺寸与方钢管混凝土框架不同以外,其余条件均采用与方钢管混凝土框架相同的各项设计指标,圆钢管混凝土框架柱的相关情况见表 3.7。

表 3.7 钢管混凝土框架柱设计指标

层数 (n)	柱截面尺寸(mm)		含钢率		柱截面承载力 (kN)
	C-CFST	S-CFST	C-CFST	S-CFST	
1~3	540×17	500×16	0.139	0.141	10843
4~8	480×15	450×14	0.138	0.137	9401
9~13	430×13	400×12	0.133	0.132	8039

罕遇地震下弹塑性时程分析采用 3.7.1 节中给出的三种地震波进行输入,并分别按照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5]表 5.1.2-2 的规定“7 度(0.15g)时进行罕遇地震作用下的弹塑性时程分析所采用的最大峰值加速度为 310gal”对实际地震波进行调幅处理。最大时间增量步长取为各种地震波加速度时程曲线上的时间间隔:El-Centro 波(N-S)和 Taft 波(W-E)为 0.02s,唐山波(W-E)为 0.01s。另外,本节中对进行弹塑性时程分析的 C-CFST 结构框架柱和 S-CFST 结构框架柱均采用分离式建模方法进行处理。

3.7.4.1 框架位移反应

图 3.23 给出了在 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E)三种地震波激励下钢管混凝土框架结构的楼层位移。从图中可以看出,三种地震波作用下,本节所设计的圆钢管混凝土框架结构(C-CFST)的楼层位移反应与方钢管混凝土框架结构(S-CFST)的楼层位移反应基本相同,只存在微小差别。在 Taft 波作用下 C-CFST 结构各楼层位移略

大于 S-CFST 结构, 在 El-Centro 波和唐山波作用下 S-CFST 结构各楼层位移略大于 C-CFST 结构。与多遇地震下的弹性时程分析结果类似, 在三种地震波激励下, 钢管混凝土结构各楼层最大侧移包络图呈现出“一边倒”的趋势, 与结构的第 1 振型形状相似, 说明结构的基本频率、基本振型对结构整体侧移影响较大。图 3.24 给出了 C-CFST 结构和 S-CFST 结构楼层位移在三种不同地震波激励下对比情况, 从图中可以看出无论是 C-CFST 结构还是 S-CFST 结构均表现处相同的规律, 即: 在结构振动的正方向, 唐山波作用下结构各层的楼层位移最大, Taft 波作用下次之, El-Centro 波作用下最小; 在结构振动的负方向, 唐山波作用下结构各层的楼层位移最大, El-Centro 波作用下次之, Taft 波作用下最小。

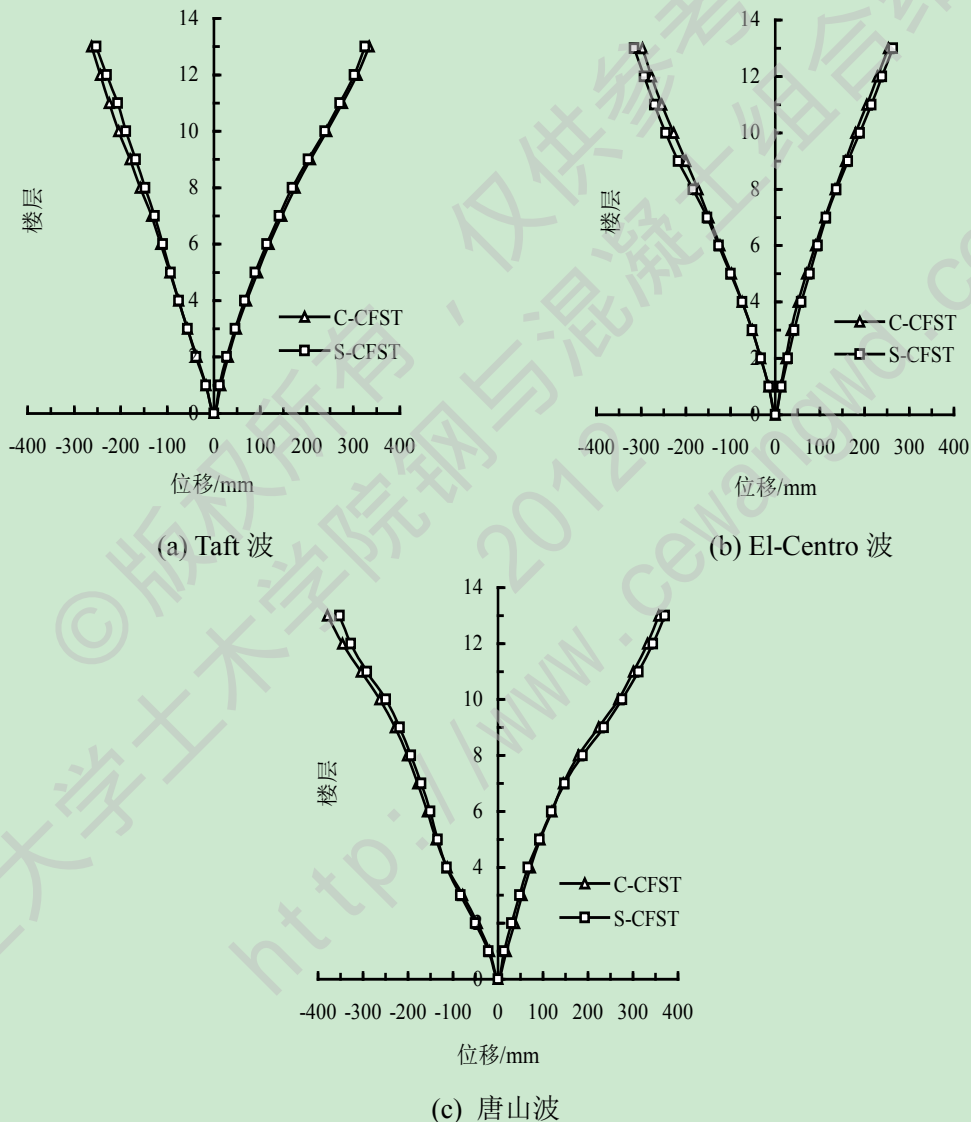


图 3.23 罕遇地震作用下的钢管混凝土结构楼层位移(PGA=310gal)

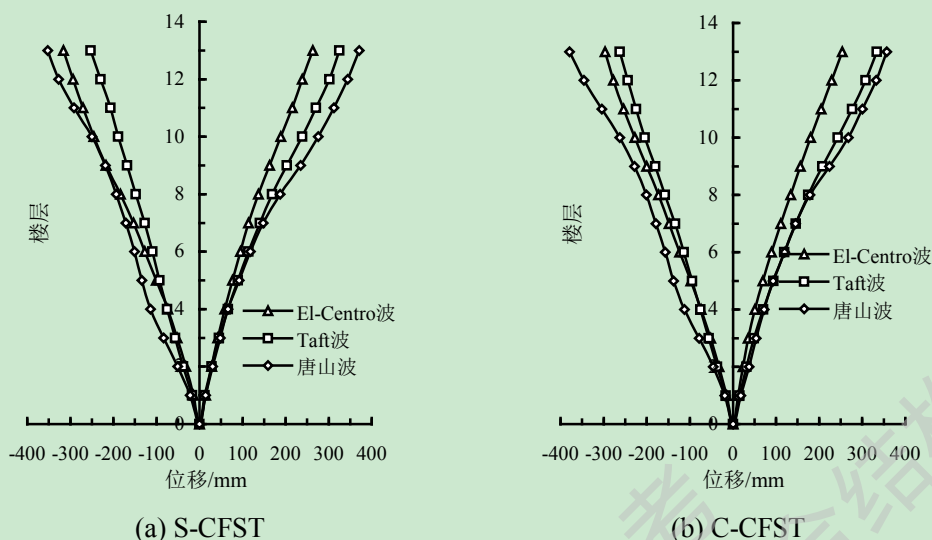


图 3.24 罕遇地震作用下钢管混凝土结构楼层位移(PGA=310gal)

图 3.25 给出了罕遇地震时 El-Centro 波、Taft 波和唐山波作用下圆钢管混凝土结构(C-CFST)和方钢管混凝土结构(S-CFST)的层间位移包络图。在每种地震波作用下 C-CFST 结构和 S-CFST 结构的层间位移反应规律及大小差别不大，但与多遇地震作用下结构的层间位移分布形状差别较大，这是由于结构构件已经进入塑性阶段导致。

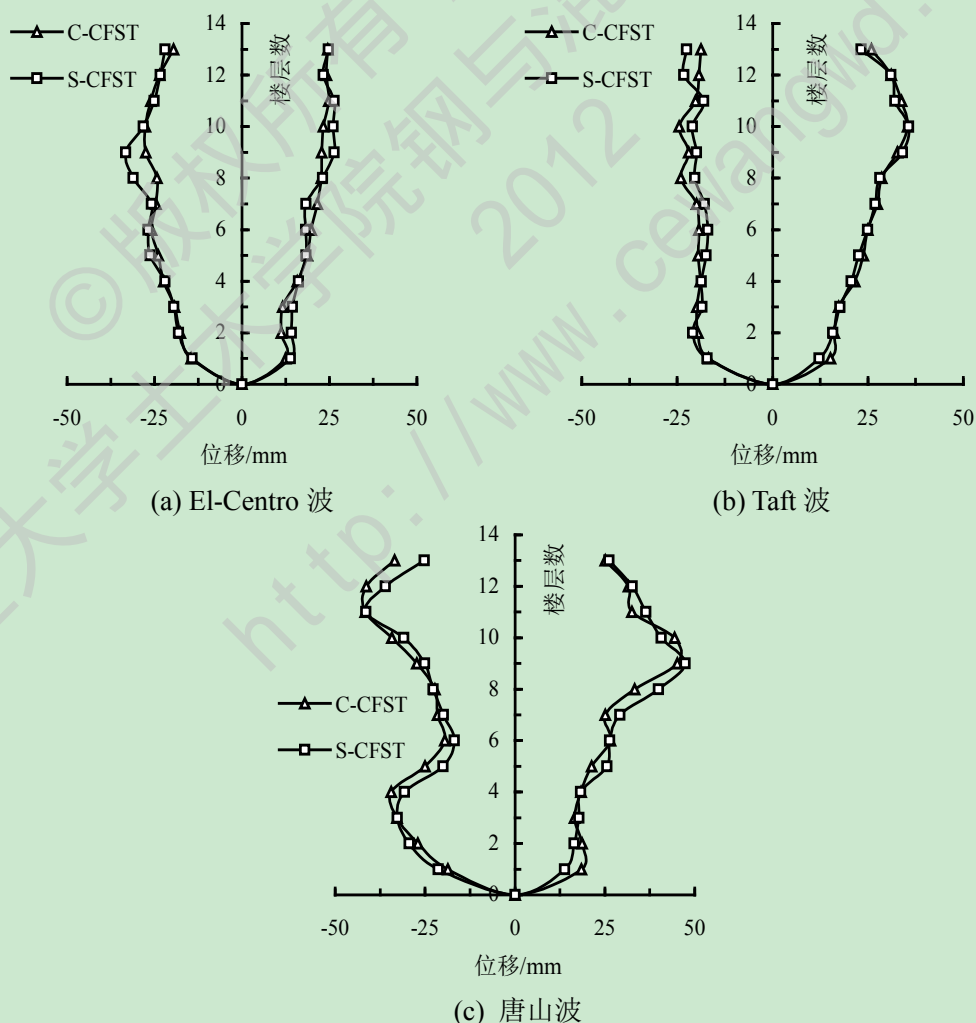


图 3.25 罕遇地震作用下钢管混凝土结构层间位移包络图(PGA=310gal)

表 3.8 圆钢管混凝土框架弹塑性层间位移角(PGA=310gal)

层号	El Centro 波		Taft 波		唐山波	
	正	负	正	负	正	负
1	1/336	-1/290	1/276	-1/250	1/227	-1/225
2	1/295	-1/188	1/204	-1/168	1/176	-1/122
3	1/284	-1/171	1/191	-1/167	1/199	-1/101
4	1/209	-1/147	1/153	-1/175	1/179	-1/96
5	1/176	-1/138	1/139	-1/169	1/155	-1/132
6	1/167	-1/127	1/133	-1/171	1/125	-1/169
7	1/153	-1/134	1/120	-1/166	1/131	-1/153
8	1/145	-1/136	1/115	-1/138	1/99	-1/148
9	1/145	-1/120	1/101	-1/150	1/73	-1/121
10	1/142	-1/120	1/93	-1/135	1/74	-1/96
11	1/133	-1/126	1/98	-1/163	1/102	-1/79
12	1/137	-1/140	1/106	-1/171	1/104	-1/80
13	1/135	-1/168	1/127	-1/176	1/131	-1/99

注：表中的负号仅表示方向，与数值大小无关。

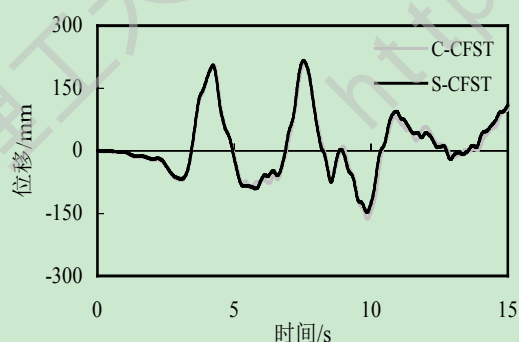
表 3.9 方钢管混凝土框架弹塑性层间位移角(PGA=310gal)

层号	El Centro 波		Taft 波		唐山波	
	正	负	正	负	正	负
1	1/302	-1/296	1/344	-1/246	1/304	-1/197
2	1/234	-1/182	1/209	-1/158	1/200	-1/112
3	1/229	-1/169	1/186	-1/178	1/185	-1/101
4	1/204	-1/150	1/160	-1/176	1/180	-1/107
5	1/180	-1/125	1/146	-1/190	1/129	-1/165
6	1/181	-1/123	1/133	-1/194	1/125	-1/195
7	1/180	-1/127	1/123	-1/184	1/113	-1/166
8	1/143	-1/106	1/117	-1/162	1/83	-1/145
9	1/125	-1/99	1/97	-1/166	1/70	-1/131
10	1/126	-1/117	1/92	-1/157	1/81	-1/107
11	1/125	-1/131	1/103	-1/183	1/91	-1/80
12	1/142	-1/141	1/106	-1/142	1/101	-1/92
13	1/134	-1/150	1/142	-1/147	1/126	-1/131

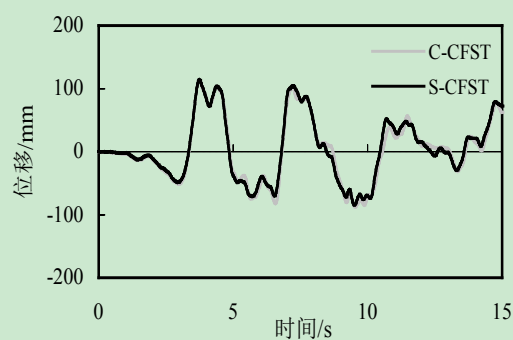
注：表中的负号仅表示方向，与数值大小无关。

表 3.8 和表 3.9 分别给出了 C-CFST 结构和 S-CFST 结构在三种地震波激励下结构每层的层间位移角。从以上两个表格中可以看出,无论是圆钢管混凝土框架还是方钢管混凝土框架,总体上说,唐山波激励下结构的层间位移角最大, Taft 波次之, El-Centro 波作用下结构的层间位移角最小;在个别楼层会出现 Taft 波或 El-Centro 作用下层间位移角最大。对于 C-CFST 结构, El-Centro 波激励下结构的最大层间位移角为 1/120 出现在结构的第 9 层和第 10 层; Taft 波激励下结构的最大层间位移角为 1/93, 出现在结构的第 10 层;唐山波激励下结构的最大层间位移角为 1/73, 出现在结构的第 9 层。对于 S-CFST 结构, El-Centro 波激励下结构的最大层间位移角为 1/99 出现在结构的第 9 层; Taft 波激励下结构的最大层间位移角为 1/92, 出现在结构的第 10 层;唐山波激励下结构的最大层间位移角为 1/70, 出现在结构的第 9 层。从以上分析可以看出,不管是 C-CFST 结构还是 S-CFST 结构,在三种罕遇地震波激励下结构的最大弹塑性层间位移角均满足规范^[106]表 6.5.2 钢管混凝土结构在罕遇地震作用下弹塑性层间位移角不超过 1/60 的规定以及规范^[107]中第 4.1.7 条第 2 款中“在罕遇地震作用下,高层建筑混合结构的弹塑性层间位移角,对于混合框架结构不应大于 1/50”的规定。

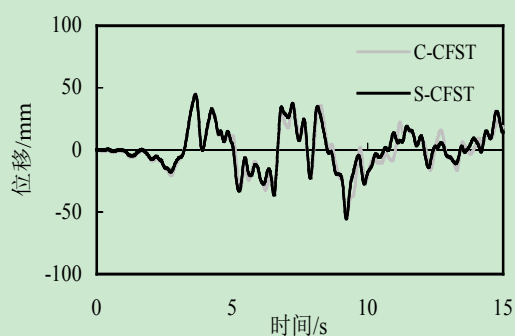
为了比较清晰的比较 C-CFST 结构和 S-CFST 结构罕遇地震下的位移反应,图 3.26 给出了在本文三种地震波激励下结构的 3 层顶部、8 层顶部以及顶层顶点位移时程曲线。从图中可以看出,在每一种地震波激励下 C-CFST 结构和 S-CFST 结构顶层顶点的位移时程反应基本相同,变截面 8 层顶部位移反应略有差别,变截面 3 层顶部差别最大,尤其是在 El-Centro 波作用下结构变截面层 8 层顶部和 3 层顶部位移时程曲线相差最大,但是最大位移幅值十分相近。从图中还可以看出:不同地震波激励下,结构相同高度处的位移时程曲线形状并不相同;同一地震波激励下,结构 3 层顶部、8 层顶部以及顶层顶点处,在正负两个方向上位移反应峰值出现的时刻均大致相同。对于 S-CFST 结构而言,同多遇地震下的弹性位移时程曲线(见图 3.18)相比,弹塑性位移时程曲线上的波峰、波谷出现的时刻明显滞后,且振动频率明显减弱,这是因为钢管混凝土结构在罕遇地震作用下,结构出现塑性并且不断发展,自震周期增大,反应呈现出非线性的缘故。



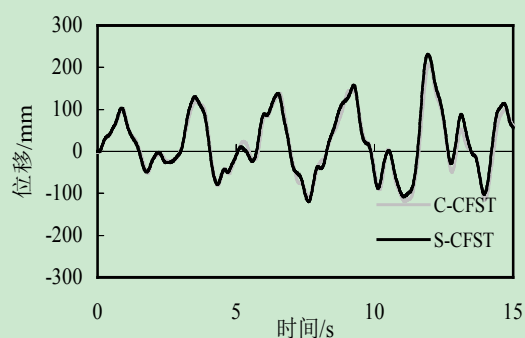
(a) Taft 波顶层位移时程曲线



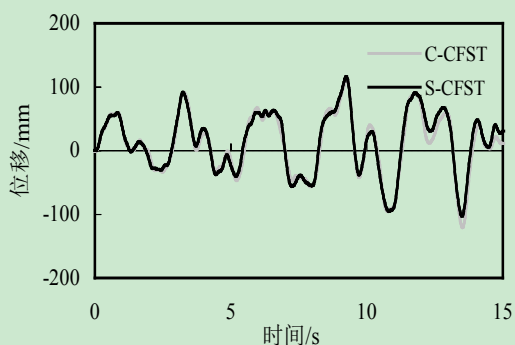
(b) Taft 波 8 层顶部位移时程曲线



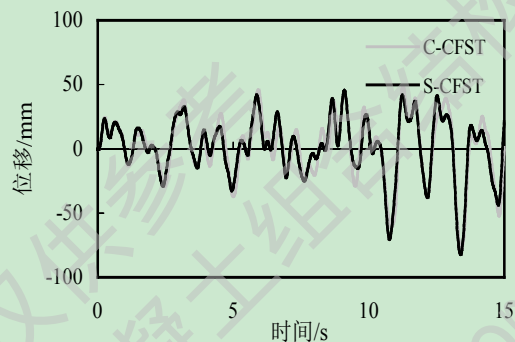
(c) Taft 波 3 层顶部位移时程曲线



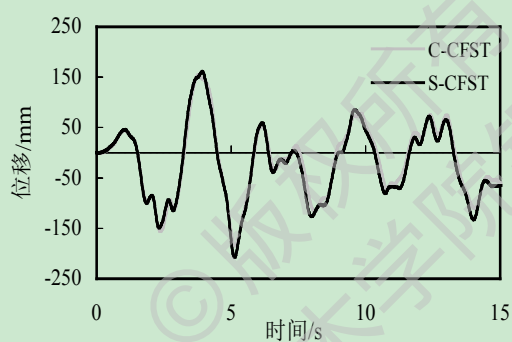
(d) 唐山波顶层位移时程曲线



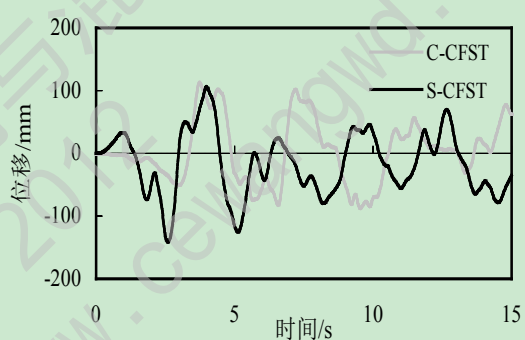
(e) 唐山波 8 层顶部位移时程曲线



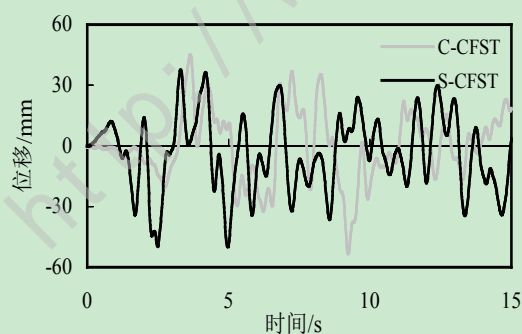
(f) 唐山波 3 层顶部位移时程曲线



(g) El-Centro 波顶层位移时程曲线



(h) El-Centro 波 8 层顶部位移时程曲线



(i) El-Centro 波 3 层顶部位移时程曲线

图 3.26 三种地震波作用下不同位置处结构位移时程曲线(PGA=310gal)

3.7.4.2 框架加速度反应

图 3.27 给出了 C-CFST 结构和 S-CFST 结构在 Taft 波、El-Centro 波和唐山波激励下的结构顶层相对加速度时程曲线。与顶点位移时程曲线所呈现出的规律类似，C-CFST

结构和 S-CFST 结构的顶点加速度时程曲线形状及走势相似，加速度时程曲线上波峰、波谷出现的时刻大致相同，只是在某些时刻加速度大小不一致。总体来看 S-CFST 结构的顶点加速度要略大于 C-CFST 结构，在 Taft 波作用下，S-CFST 结构顶点最大加速度为 5150mm/s^2 ，出现在 8.54s ，C-CFST 结构顶点最大加速度为 4630mm/s^2 ，出现在 8.56s ；在 El-Centro 波作用下，S-CFST 结构顶点最大加速度为 4590mm/s^2 ，出现在 5.08s ，C-CFST 结构顶点最大加速度为 3832mm/s^2 ，出现在 2.88s ；在唐山波作用下，S-CFST 结构顶点最大加速度为 5240mm/s^2 ，出现在 11.84s ，C-CFST 结构顶点最大加速度为 4840mm/s^2 ，出现在 11.9s 。对于 S-CFST 结构，同多遇地震下的弹性加速度时程曲线(图 3.21)相比，曲线的走势大致相同，但相同时刻加速度大小不同，且弹塑性加速度时程曲线上的波峰、波谷出现的时刻也明显滞后，这主要是因为罕遇地震作用下 S-CFST 结构出现塑性并且不断发展，反应呈现出非线性，从而使结构自振周期增大的缘故。

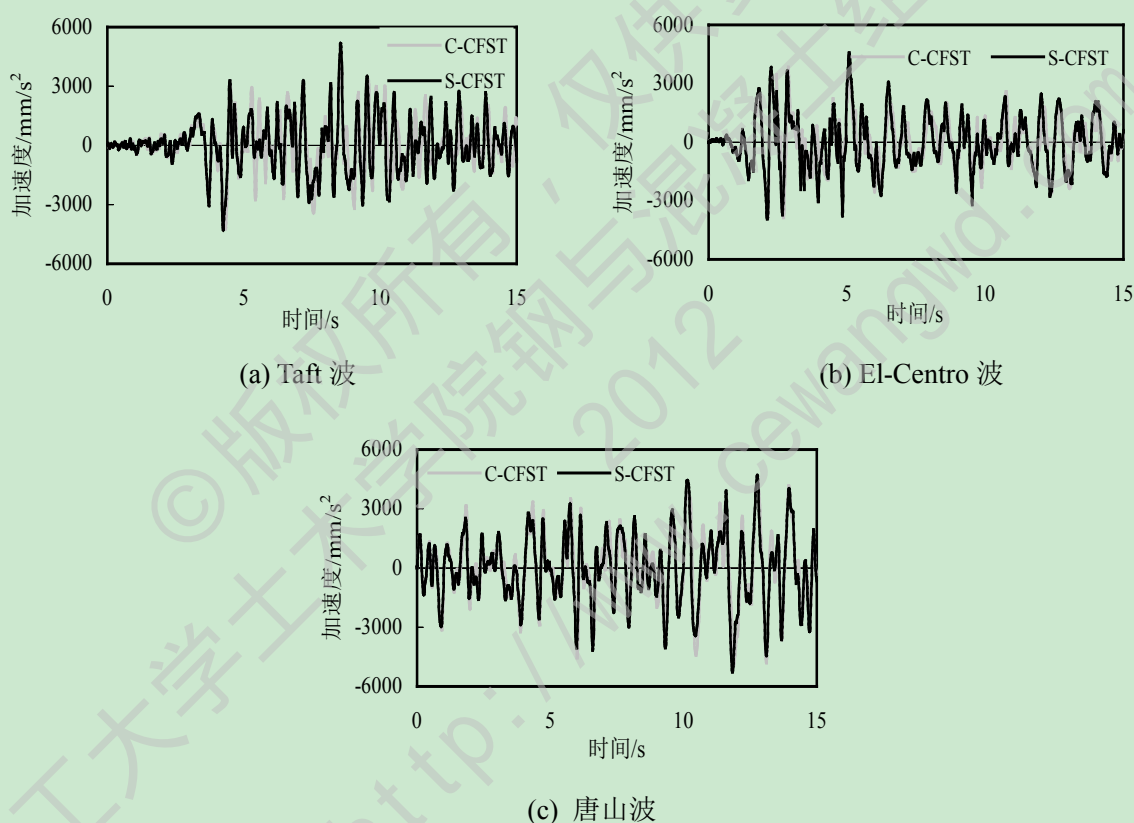


图 3.27 三种地震波激励下结构顶层相对加速度时程曲线(PGA=310gal)

图 3.28 分别给出了三种地震波作用下 C-CFST 结构和 S-CFST 结构的最大加速度动力放大系数包络图。从图中可以看出，El-Centro 波和唐山波激励下 C-CFST 结构和 S-CFST 结构最大加速度动力放大系数曲线趋势大致相同，在 Taft 波激励下，差别略大。两种结构在三种地震波作用下顶层加速度放大系数最大，其中在唐山波激励下 C-CFST 结构顶层加速度放大系数达到最大值为 1.66，这表明在结构的顶层鞭梢效应明显。从图 3.28 中还可以看出楼层动力放大系数随结构楼层高度的变换相对缓慢，表明模型结构抗侧刚度沿竖向分布比较均匀。对于 S-CFST 结构，弹塑性阶段每层最大动力放大系数均

小于弹性阶段的数值，顶层的鞭梢效应也不如弹性阶段明显，楼层最大动力放大系数曲线走势也要相对缓和，这主要是由于结构及构件进入弹塑性，钢管混凝土构件材料充分发挥了各自的耗能性能，结构呈现出了非线性反应。图 3.29 还给出了 C-CFST 结构和 S-CFST 结构在三种不同地震波激励下楼层最大动力放大系数曲线对比情况，从图中可以看出，不同地震波作用下结构楼层最大动力放大系数并不相同，但是在结构的 1-6 层 C-CFST 结构和 S-CFST 结构均表现出了相同的规律，即唐山波激励下结构楼层最大动力放大系数最大，Taft 波激励下次之，El-Centro 波激励下最小。

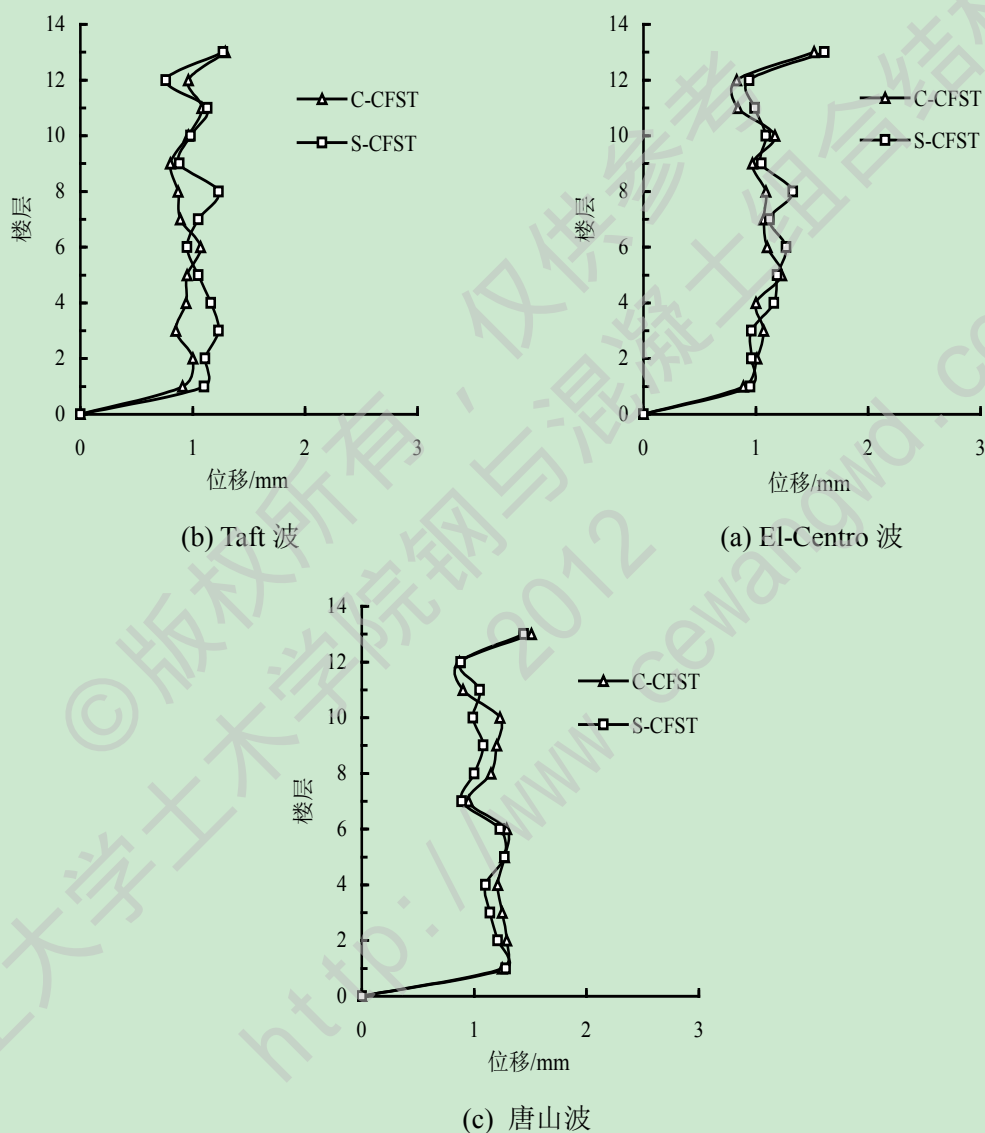


图 3.28 三种波激励下钢管混凝土框架最大动力放大系数包络图

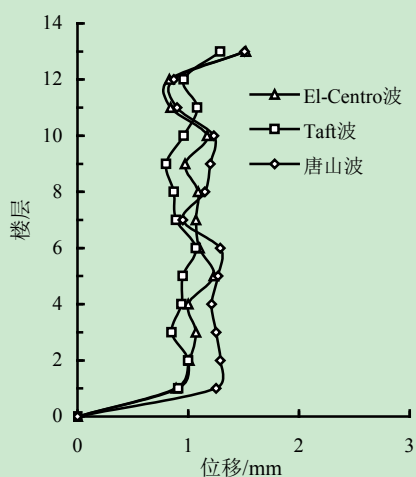


图 3.29 三种波激励下 C-CFST 结构各层最大动力放大系数包络图

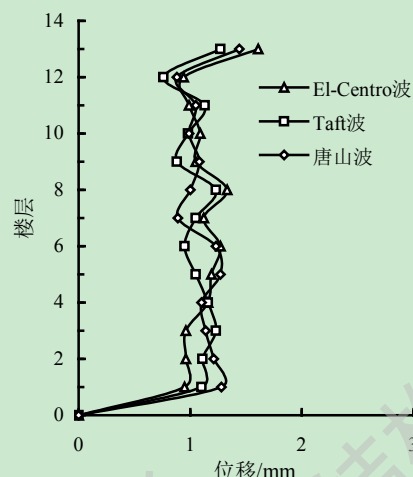
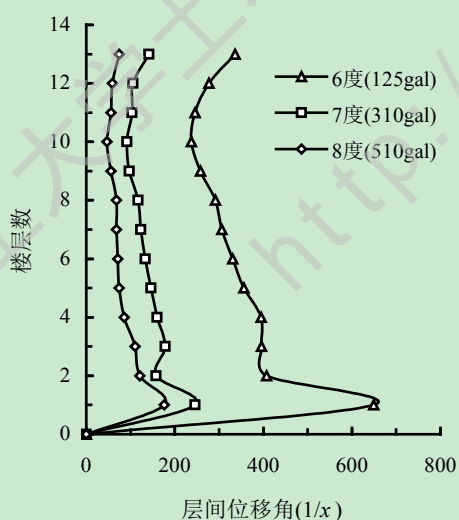


图 3.30 三种波激励下 S-CFST 结构各层最大动力放大系数包络图

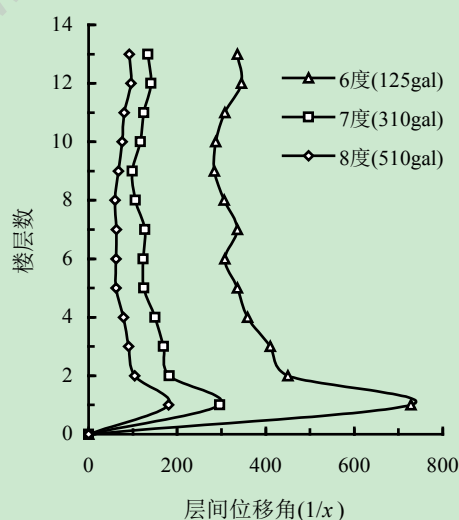
3.7.5 罕遇地震作用下抗震设防烈度对钢管混凝土结构抗震性能的影响

抗震设防烈度是按照国家批准权限审定的、作为一个地区工程结构抗震设计的重要设防依据，同时也是制定减轻和防御地震灾害对策的重要依据。本节为了研究不同抗震设防烈度对钢管混凝土框架结构抗震性能的影响，选取 3.7.1 节中的方钢管混凝土框架(S-CFST)结构进行了分析。分析选取的抗震设防烈度分别为基本设计烈度 7 度、小于基本设计烈度 1 度时的 6 度以及大于基本设计烈度 1 度时的 8 度，此时进行罕遇地震作用下弹塑性时程分析所采用的地震波加速度时程曲线的峰值加速度分为为：6 度 125gal，7 度 310gal，8 度 510gal。

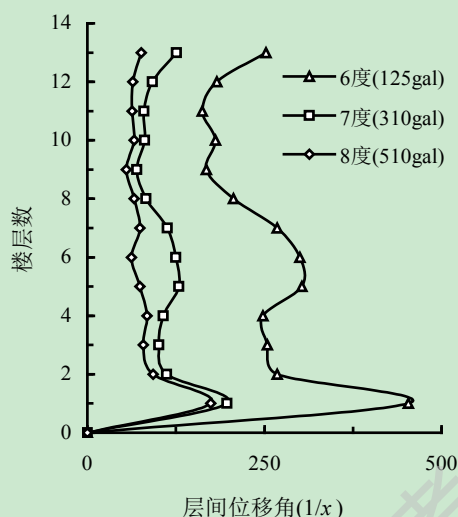
图 3.31 给出了 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E)激励下，S-CFST 框架结构在遭遇 6 度、7 度、8 度罕遇地震时各楼层最大层间位移角包络图。



(a) Taft 波



(b) El-Centro 波



(c) 唐山波

图 3.31 不同烈度下 S-CFST 结构各层最大层间位移角包络图

从图 3.31 中可以得出以下结论：

(1) 不同地震波作用下，结构各层层间位移角不同，层间位移角随层高的变化趋势不同，且最大层间位移角出现的位置也不同，但在任何情况下，S-CFST 结构最小层间位移角均出现在底层。

(2) 在相同地震波作用下，随着抗震设防烈度的提高(6 度~8 度)，各楼层层间位移角逐渐增大。

(3) 相同烈度下，不同地震波作用时，结构的最大层间位移角所在楼层不同，如 8 度时，Taft 波作用下出现在第 10 层，El-Centro 波作用下出现在第 6 层，唐山波作用下出现在第 9 层。

(4) 不同烈度下，相同地震波作用时，结构的最大层间位移角所在的楼层大致相同，如在 Taft 波作用下，6 度、7 度、8 度时，S-CFST 结构最大层间位移角出现在第 10 层，在唐山波作用下，6 度、7 度、8 度时，S-CFST 结构最大层间位移角出现在第 9 层。

(5) 6 度与 7 度时 S-CFST 结构层间位移角差值较大，而 7 度与 8 度时结构层间位移角差值较小，说明结构柱底加速度在由 6 度增大到 7 度的过程中，结构及构件也逐渐由弹性进入弹塑性，而结构柱底加速度在由 7 度增大到 8 度的过程中，结构及构件进入了塑性发展的阶段。

图 3.32 所示为 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E)激励下 S-CFST 结构顶点位移时程曲线。从图中可以看出：同一烈度下不同地震波作用时，S-CFST 结构顶点位移时程曲线形状不同，且波峰、波谷出现的时刻也不相同；不同烈度下相同地震波作用时，S-CFST 结构顶点位移时程曲线形状相似，且波峰、波谷出现的时刻大致相同，但在相同时刻下顶点位移值的大小并不同，随着抗震设防烈度的增大(6 度~8 度)，结构的顶点位移值也逐渐增大。S-CFST 结构在遭遇 6 度(125gal)、7 度(310gal)、8 度(510gal)罕遇地震时的顶点最大位移详见表 3.10。

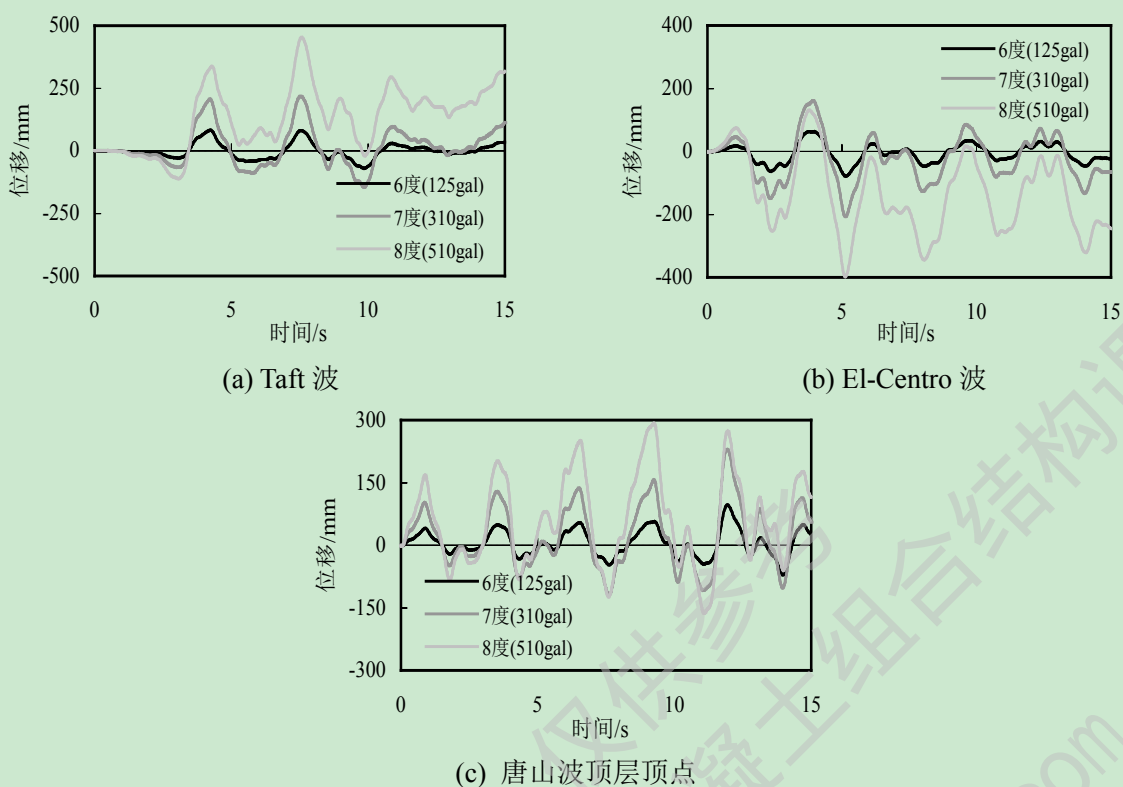
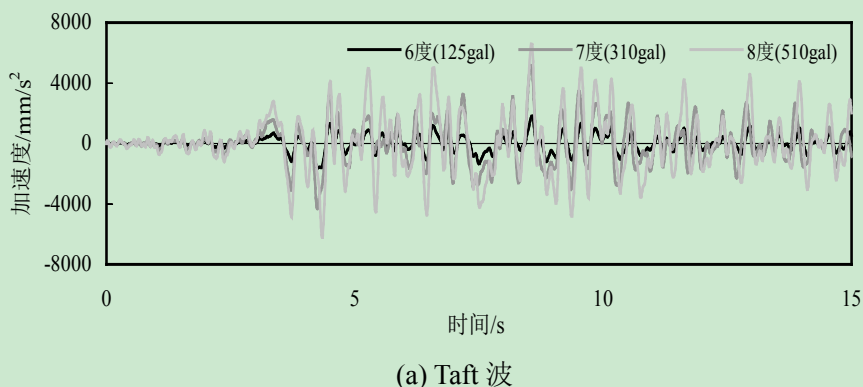


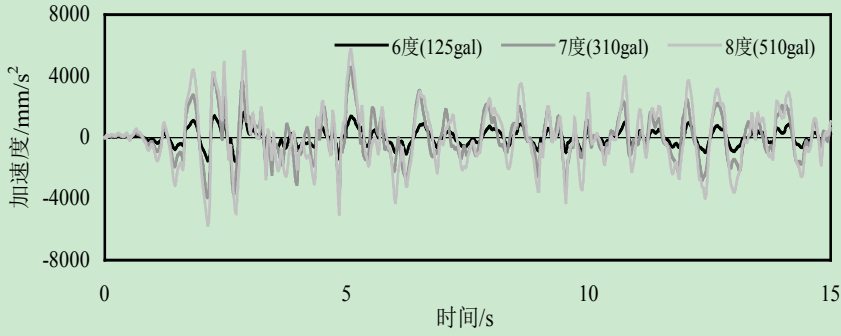
图 3.32 不同烈度下 S-CFST 结构顶点位移时程曲线对比

表 3.10 不同烈度罕遇地震下结构顶点最大位移

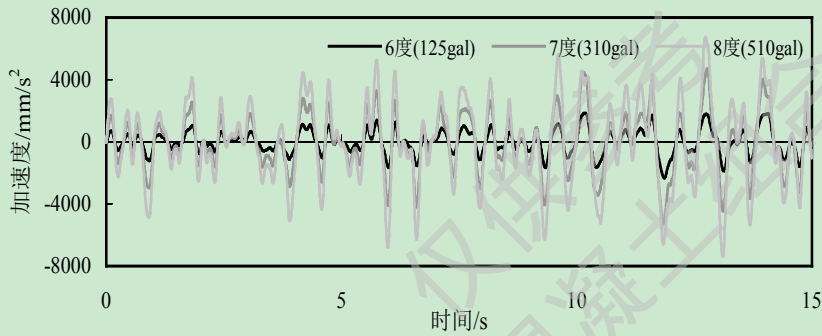
	结构顶点最大位移(mm)		
	Taft 波(W-E)	El-Centro 波(N-S)	唐山波(W-E)
6 度(125gal)	82	-78	97
7 度(310gal)	215	-207	231
8 度(510gal)	450	-397	294

图 3.33 所示为 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E)激励时，S-CFST 结构遭遇 6 度、7 度、8 度罕遇地震作用时的顶点加速度时程曲线对比情况，从图中可以看出，在某一种地震波激励下，随着抗震设防烈度的增大(6 度~7 度)，任意时刻结构顶点加速度绝对值也逐渐增加。结构的顶点加速度随时间变化的规律相类似，且波峰、波谷出现的时刻大致相同。





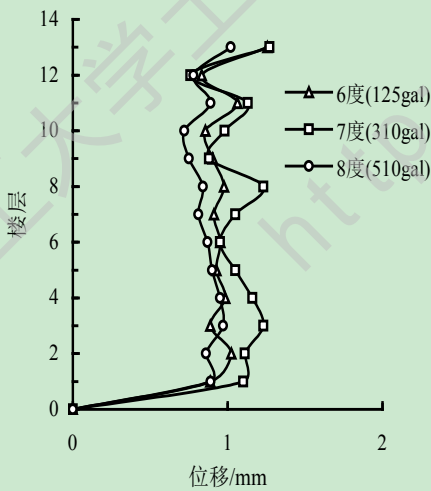
(b) El-Centro 波



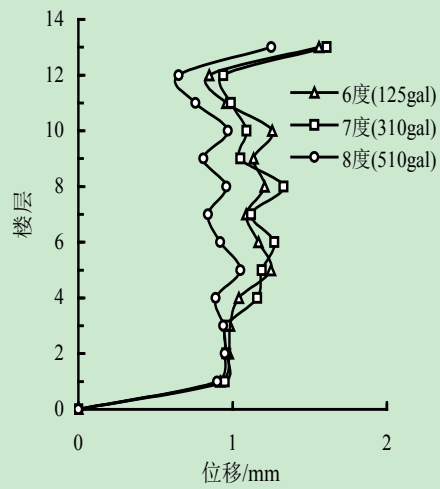
(c) 唐山波

图 3.33 不同烈度下 S-CFST 结构顶点加速度时程曲线对比

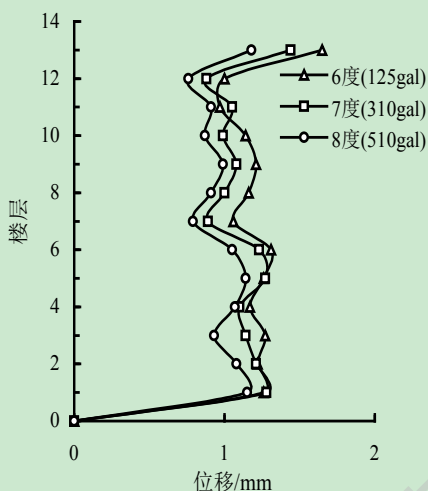
图 3.34 给出了 S-CFST 结构遭遇 6 度、7 度、8 度罕遇地震作用时结构各层最大动力放大系数对比情况。从图中可以看出，随着抗震设防烈度的提高(6 度~7 度)，S-CFST 结构各层最大动力放大系数呈现出逐渐减小的趋势，说明随着结构底部地震加速度的增大，结构及构件由弹性阶段进入塑性阶段，钢管混凝土构件材料充分发挥了各自的耗能性能，结构呈现出了非线性反应。



(a) Taft 波



(b) El-Centro 波



(c) 唐山波

图 3.34 不同烈度下 S-CFST 结构最大动力放大系数包络图

图 3.35 给出了 S-CFST 结构遭遇 6 度、7 度、8 度罕遇地震作用时结构基底剪力对比情况，从图中可以看出，随着结构底部输入地震动加速度时程的增大，结构的基底剪力也逐渐增大。

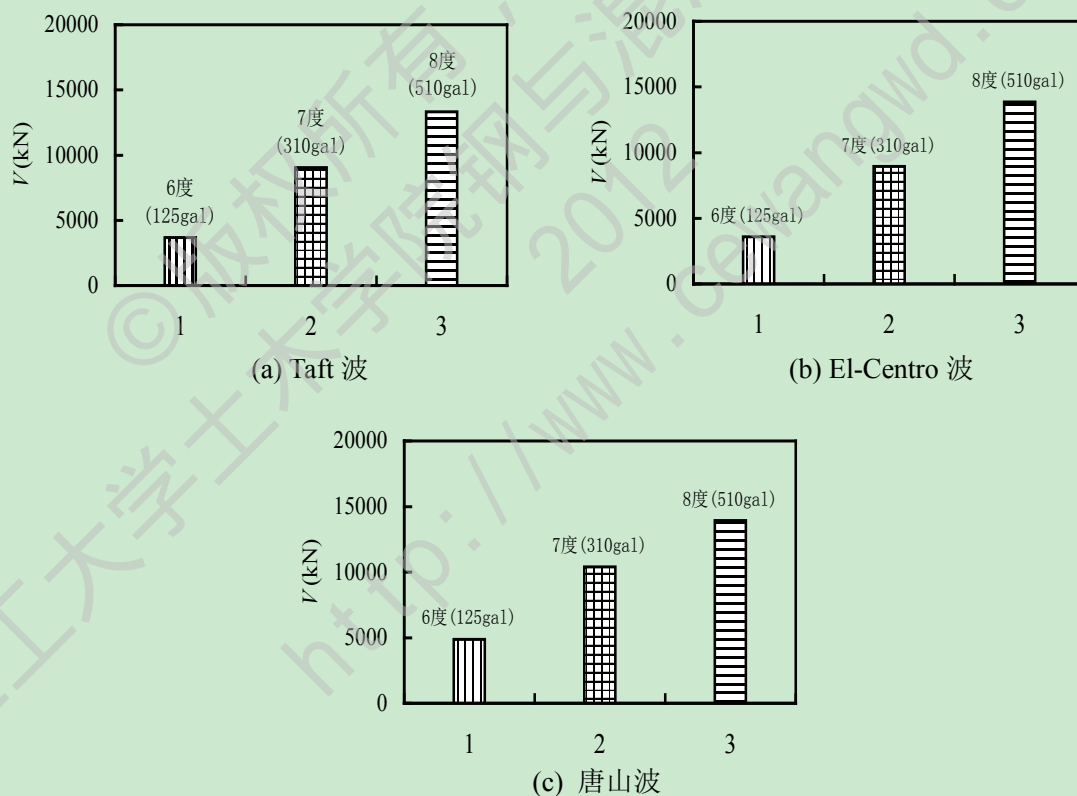


图 3.35 不同烈度下 S-CFST 结构基底剪力对比

3.8 本章小结

本章对钢管混凝土框架结构进行了动力特性和弹性、弹塑性时程分析，对于具体的分析内容现归纳如下：

(1) 论述了对钢管混凝土框架结构进行弹塑性动力时程分析的理论基础, 包括动力时程分析的基本理论公式, 地震波的选取, 钢材与混凝土本构关系模型及应力-应变关系的选取以及应用 ABAQUS 有限元软件进行建模分析时单元类型的选择、约束条件和加载类型的定义等。

(2) 以某钢管混凝土框架试验模型为例, 进行了弹塑性动力时程算例分析。提取了结构的前 6 阶模态, 并对结构在 El-Centro 波和天津波激励下的位移反应做了分析。ABAQUS 分析结果同试验结果以及 OpenSees 计算结果做了比较, 证明了本文建模方式的合理性。

(3) 设计了一栋规则的高层方钢管混凝土(S-CFST)框架结构教学楼, 应用本章所述的建模方式对其进行了模态分析和 7 度多遇地震下的弹性时程分析, 分析中采用了 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E)作为输入地震动。分别采用分离模量理论和统一模量理论两种处理方式对钢管混凝土框架柱进行处理, 计算结果均满足相关规范的设计要求。采用两种理论建模时, 加速度反应计算结果比较接近, 但采用统一模量理论计算出的位移反应略大于分离模量理论的计算结果。

(4) 本着同上述方钢管混凝土(S-CFST)框架结构竖向承载力相等、含钢率相近的原则设计了一栋圆钢管混凝土(C-CFST)框架结构, 并分别对 S-CFST 结构和 C-CFST 结构进行了罕遇地震下的弹塑性分析, 分析中采用了 Taft 波(W-E)、El-Centro 波(N-S)和唐山波(W-E)作为输入地震动。计算结果表明: 基本频率、基本振型对结构整体侧移的影响较大; S-CFST 结构和 C-CFST 结构位移反应比较接近, 层间位移角满足规范规定; S-CFST 结构顶点加速度要大于 C-CFST 结构。

(5) 对上述方钢管混凝土框架(S-CFST)结构进行了不同抗震设防烈度(6 度、7 度、8 度)下的弹塑性时程分析, 重点研究了抗震设防烈度对钢管混凝土框架结构抗震性能的影响。计算结果表明: 罕遇地震作用下, 随着抗震设防烈度的提高, 钢管混凝土框架结构位移反应、加速度反应以及底部剪力均不断增大, 结构由弹性阶段进入塑性阶段, 充分发挥了材料的非线性特性, 增加了结构的耗能性能。

结论及展望

结论

本文首先对国内外钢管混凝土框架结构的试验及理论研究现状进行了介绍,然后采用理论分析和数值模拟的方法对钢管混凝土框架结构体系的抗震性能进行了研究,研究得出的主要结论包括:

(1) 利用 ABAQUS 有限元软件建立基于三维单元的钢管混凝土柱-钢梁平面框架力学模型,对其进行单调加载下的力学性能分析可以很好的模拟钢管混凝土框架结构的受力性能,计算结果不但可以从宏观受力、位移等特征上反应结构的抗震性能,也可以从应力层面上明晰钢管混凝土框架及其构件的破坏机理。

(2) 论证了利用 ABAQUS 建立高层钢管混凝土框架结构有限元分析模型的可行性,并解决了钢管混凝土柱建模的关键性问题。

(3) 采用分离式建模方法和统一式建模方法分别处理钢管混凝土框架柱,并对两种处理情况下的钢管混凝土框架结构进行了模态分析和多遇地震下的弹性时程分析。得出结论:采用两种理论建模时,模态分析结果相差不大,加速度反应计算结果也比较接近,但采用统一模量理论计算出的位移反应要略大于分离模量理论计算的结果,且两种理论建模时计算结果均满足相关规范的设计要求。

(4) 根据承载力相等、含钢率相近的原则,分别建立了方钢管混凝土框架(S-CFST)结构和圆钢管混凝土框架(C-CFST)结构分析模型,并进行了罕遇地震下的弹塑性时程分析。得出结论:S-CFST 结构和 C-CFST 结构位移计算结果比较接近,层间位移角满足规范规定;基本频率、基本振型对整体侧移的影响较大;S-CFST 结构顶点加速度要大于 C-CFST 结构。

(5) 对上述方钢管混凝土框架(S-CFST)结构分析模型进行了不同抗震设防烈度(6度、7度、8度)下的弹塑性时程分析,重点研究了罕遇地震作用下,抗震设防烈度对钢管混凝土框架结构抗震性能的影响,并得出结论:罕遇地震作用下,随着抗震设防烈度的提高,钢管混凝土框架结构位移反应和加速度反应均不断增大,结构由弹性阶段进入弹塑性阶段,充分发挥了材料的非线性特性,增加了结构的耗能性能。

展望

本文分别从静力和动力两个方面对多、高层钢管混凝土框架结构进行了模拟分析,分析结果与试验结果比较接近,但是由于试验数据的缺乏、数值模拟环境的理想性以及理论分析时的一些假设,使得数值模拟结果并不能完全真实的反应结构实际情况。因此,

在科研条件允许的情况下，对钢管混凝土框架结构进行试验研究会显得更有意义。

采用三维实体单元模拟钢管混凝土框架计算效率较低，不适于应用在高层及超高层框架结构的分析中，但三维实体单元可以详细的输出结构上每个构件在每一时刻的截面应力分布。纤维梁柱(*beam*)单元可以很好的应用到高层及超高层的分析中，但 *beam* 单元并不能反映每一时刻各构件截面的应力分布，不利于从微观角度来研究高层及超高层框架中的关键部位。多尺度分析将是一个可以解决上述两个问题的有效途径，分析者可以采用 *beam* 单元建立高层及超高层钢管混凝土框架模型，而只在关键部位(如：梁柱节点处或底层柱脚处)采用实体单元进行模拟，其中问题的关键在于如何处理好两种不同单元之间的接触。

通用有限元软件 ABAQUS 完全应用到土木工程领域有其自身的局限性，有一些关键性问题还有待我们去解决。ABAQUS 材料库中的本构模型并不能完全满足土木工程中各种材料的模拟要求，需要通过 ABAQUS 提供的接口去开发更多的材料子程序(*Umat* 或 *VUmat*)。ABAQUS 提供的 *beam* 单元截面积分点的数量和分布是固定的，不能满足工程上许多复杂截面、复合截面的建模要求，需要去开发划分截面纤维的相关程序。ABAQUS 提供的可视化建模界面给使用者提供了许多便利，但对于超高层等某些复杂的模型，在 ABAQUS 中建模还相对困难，因此开发可以把设计软件(如 PKPM、Etabs 等)中的模型导入到 ABAQUS 中的第三方程序显得尤为重。

参 考 文 献

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版)[M]. 北京, 科学出版社, 2007.
- [2] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术[M]. 中国建筑工业出版社, 2007, 第二版.
- [3] 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, 2007.
- [4] 李爱群, 丁幼亮. 工程结构抗震分析[M]. 北京: 高等教育出版社, 2010.
- [5] 中华人民共和国标准GB50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [6] Matsui C. Strength and behavior of frame with concrete filled square steel tubular columns under earthquake loading [A]. Proceedings of the International Specialty Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures [C], Harbin, China, 1985: 104-111.
- [7] Morino S, Kawaguchi J, Yasuzaki C, et al.. Behavior of concrete filled steel tubular 3-dimensional subassemblyages [A]. Proceeding of the Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II [C], Potosi, USA, 1993: 726-741.
- [8] Kawaguchi J, Morino S and Sugimoto T. Elasto-plastic behavior of concrete-filled steel tubular frames [A]. Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Steel and Composite Construction III [C], ASCE. New York, USA, 1997: 272-281.
- [9] 马万福. 钢管混凝土单层框架动力性能试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学硕士学位论文, 1998.
- [10] 张文福. 单层钢管混凝土框架恢复力特性研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学位论文, 2000.
- [11] 李斌, 薛刚, 张园. 钢管混凝土框架结构抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(5): 53-56.
- [12] 许成祥. 钢管混凝土框架结构抗震性能的试验与理论研究[D]. 天津: 天津大学博士学位论文, 2003.
- [13] 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[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(3): 114-117.
- [14] 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[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 48-58.
- [15] 孙修礼. 高层钢管混凝土结构体系设计方法及试验研究[D]. 南京, 东南大学博士学位论文, 2006.
- [16] Masayoshi N, M.ASCE, Tomohiro M, et al.. Full-Scale Test of Composite Frame under Large [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(2): 297-304.

- [17] 李斌, 任利民, 闻洋. 矩形钢管混凝土框架结构试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(2): 606-609.
- [18] Giuseppe C, Guido D R, Luca N, et al.. Damage detection of a steel-concrete composite frame by a multilevel approach: Experimental measurements and modal identification [J]. Earthquake Engng Struct, 2008, 37: 1763-1783.
- [19] 刘海峰. 轴压比对组合框架抗震性能影响的试验研究与理论分析[D]. 长沙, 中南大学硕士学位论文, 2010.
- [20] 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[J]. 地震工程与工程振动, 2010, 30(3): 70-76.
- [21] 戚菁菁. 钢-混凝土组合框架抗震性能及地震弹塑性反应研究[D]. 长沙, 中南大学博士学位论文, 2010.
- [22] 聂建国, 黄元, 樊建生. 考虑楼组合作用的方钢管混凝土组合框架受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(3): 99-108.
- [23] 银英姿, 李斌. 有无填充墙钢管混凝土框架抗震性能对比研究[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2011, 30(4): 537-540.
- [24] 杨亚彬, 张建伟, 曹万林, 等. 圆钢管混凝土边框建立墙抗震性能试验研究[J]. 世界地震工程, 2011, 27(1): 78-27.
- [25] 李忠献. 工程结构试验理论与技术[M]. 天津, 天津大学出版社, 2004.
- [26] 宗周红, 林东欣, 房贞政, 等. 两层钢管混凝土组合框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 27-35.
- [27] Prabuddha D, Subhash C G, Gustavo P-M, et al.. Performance-based seismic design and testing of a composite buckling restrained braced frame [A]. Proceeding of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions [C], October, 2003, Taiwan.
- [28] Tsai K C, Weng Y T, Lin M L, et al.. Pseudo dynamic tests of a full-scale cft/brb composite frame: displacement based seismic design and response evaluations [A]. Proceeding of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions [C], Taiwan, 2003.
- [29] Tsai K C, Hsiao C P, Wang K J, et al.. Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame-Part I: Specimen design, experiment and analysis [J]. Earthquake Engng Struct, 2008a, 37: 1081-1098.
- [30] Tasi K C, Hsiao P C. Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame-Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections [J]. Earthquake Egng struct, 2008b, 37: 1099-1115.
- [31] 周栋梁, 钱稼茹, 方小舟, 等. 环梁连接的RC梁-钢管混凝土柱框架试验研究[J]. 土木工程学报, 2004. 37(5): 7-15.
- [32] Herrera R. Seismic behavior of concrete filled tube column-wide flange beam frames [D]. Bethlehem, Lehigh University [Ph.D.Dissertation], 2005.

- [33] Herrera R, Ricles J M, Sause R. Seismic Performance Evaluation of a Large-Scale Composite MRF Using Pseudo-dynamic Testing [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(2): 279-288.
- [34] Giuseppe C, Guido D R, Luca N, et al.. Damage detection of a steel-concrete composite frame by a multilevel approach: Experimental measurements and modal identification [J]. *Earthquake Engng Struct*, 2008, 37: 1763-1783.
- [35] 何文辉, 范云蕾, 肖岩, 等. 高强螺栓端板连接钢梁-方钢管混凝土框架结构抗震性能研究[J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(4): 56-61.
- [36] 范云蕾, 郭玉荣, 肖岩, 等. 多层框架结构远程协同你动力试验研究[J]. *土木工程学报*, 2011, 44(2): 28-35.
- [37] 黄襄云, 周福霖. 钢管混凝土结构地震模拟试验研究[J]. *西北建筑工程学院学报(自然科学版)*, 2000, 17(3): 14-17.
- [38] 黄襄云, 周福霖, 徐忠根. 钢管混凝土结构抗震性能的比较研究[J]. *世界地震工程*, 2001, 17(2): 86-89.
- [39] 童仙菊, 徐礼华, 凡红. 钢管混凝土框架模型振动台试验研究[J]. *工程抗震与加固改造*, 2005, 27(3): 65-69.
- [40] Han L H, Li W, Yang Y F. Seismic behavior of concrete-filled steel tubular frame to RC shear wall high-rise mixed structure [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(9): 1249-1260.
- [41] 杜国锋, 徐礼华, 许成祥, 等. 钢管混凝土框架结构抗震性能[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2009., 41(10): 123-128.
- [42] 周云, 任凤鸣, 范华冰, 等. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒减震结构振动台实验研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2011, 31(2): 130-137.
- [43] Helmut K. Pros and cons of a Pushover Analysis of seismic Performance Evaluation [J]. *Engineering Structures*, 1998: 20-30.
- [44] Hiroshi K. Predicting the Earthquake Response of Building Using Equivalent Single Degree of Freedom System [A]. *12th World Conference on Earthquake Engineering [C]*, 2000: 2834-2845.
- [45] 丁阳, 许成祥, 戴学新, 等. 钢管混凝土框架结构抗震性能的非线性有限元分析[J]. *建筑结构*, 2004, 34(1): 7-10.
- [46] 王铁成, 卢明奇, 戎贤. 方钢管混凝土框架在低周反复荷载作用下的非线性有限元分析[J]. *地震工程与工程振动*. 2004. 24(4): 82-85.
- [47] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架实用荷载-位移恢复力模型研究[J]. *工程力学*. 2008, 25(11), 62-69.
- [48] Wang W D, Han L H, Zhao X L. Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 3(65): 497-508.
- [49] Han L H, Wang W D, Tao Z. Performance of circular CFST Column to steel beam frames under lateral cyclic loading [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 67(5): 876-900.

- [50] 刘晶波, 郭冰, 刘阳冰. 组合梁-方钢管混凝土柱框架结构抗震性能的pushover分析[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(5): 87-93.
- [51] 李喜乐, 付艳红, 李斌. 矩形钢管混凝土框架的非线性有限元分析[J]: 内蒙古科技大学学报, 2009, 28(4): 342-346.
- [52] 王文达, 夏秀丽, 史艳莉. 钢管混凝土框架基于性能的抗震设计探讨[J]. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(2): 96-102.
- [53] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架结构力学性能非线性有限元分析[J]. 建筑结构学报. 2008, 29(6): 75-83.
- [54] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架力学性能的简化二阶弹塑性分析[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(9): 1455-1458.
- [55] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回关系[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(12), 1934-1938.
- [56] Thai H T, Kim S E. Nonlinear inelastic analysis of space frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(4), 585-592.
- [57] Nie J G, Huang Y, Yi W J, et al.. Seismic behavior of CFRSTC composite frames considering slab effects [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 68: 165-175.
- [58] 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 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.
- [59] Matsutani T, Ishida J, Katagihara K, et al.. A study on high-rise building with concrete-filled steel tubular columns [A]. Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures [C], 1991, 171-176.
- [60] Hajjar J F, Molodan A, Schiller P H. A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames [J]. Journal of Steel Construction and Research, 1998a, 20(4-6): 398-412.
- [61] Hajjar J F, Schiller P H, Molodan A. A Distributed Plasticity Model for Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns with Interlayer Slip [J]. Engineering Structures, 1998b, 20(8): 663-676.
- [62] 李向真, 程国亮, 于德介, 等. 钢管混凝土结构的弹塑性时程分析[J]. 世界地震工程, 2002, 18(1): 73-76.
- [63] Herrera R., James M.R., Richard S, et al.. Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames with concrete filled tube columns [A]. Proceeding of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions [C], October, 2003, Taiwan: 143-152.
- [64] Muhummud T. Seismic design and behavior of composite moment resisting frame constructed of CFT columns and WF beams [D]. Bethlehem, Lehigh University [Ph.D.Dissertation], 2003.
- [65] 蒋丽忠, 曹华, 余志武. 钢-混凝土组合框架地震弹塑性时程分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2005, 2(3): 1-8.

- [66] 杜国锋, 许成祥, 余俊凯. 钢管混凝土框架模型地震反应有限元分析[J]. 四川建筑科学研究, 2007, 33(5): 103-105.
- [67] 李威, 韩林海. 钢管混凝土高层混合结构抗震分析方法初探[C]. 第十七届全国结构工程学术会议论文集, 2008: 77-80.
- [68] 赖颖, 金国芳. 多层钢管混凝土组合框架结构抗震性能的比较研究[J]. 四川建筑科学研究, 2009, 35(3): 145-147.
- [69] 胡潇, 钱永久, 段敬民. 钢管混凝土结构抗震性能的比较研究[J]. 四川建筑科学研究, 2009, 35(1): 179-183.
- [70] Hu J W, Kang Y S, Choi D H, et al.. Seismic Design, Performance, and Behavior of Composite-Moment Frames with Steel Beam-to-Concrete Filled Tube Column Connections [J]. International Journal of Steel Structures, 2010, 10(2): 177-191.
- [71] Taehyo P, Hwang W S, Roberto T L, et al.. Damage Evaluation of Composite-special Moment Frames with Concrete-filled Tube Columns under Strong Seismic Loads [J]. Journal of Civil Engineering, 2011, 15(8): 1381-1394.
- [72] 刘晶波, 刘阳冰, 郭冰. 钢-混凝土组合框架结构体系抗震性能研究[J]. 北京工业大学学报, 2010, 36(7): 934-941.
- [73] 张强, 邓祎文. 某复杂高层建筑结构设计分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 54-57.
- [74] 谭燕秋, 韩旭飞, 史三元, 等. 钢骨-钢管混凝土框架结构抗震性能比较[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2011, 28(3): 1-4.
- [75] 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[J]. 工程抗震与加固改造, 2011, 33(2): 9-15.
- [76] 刘阳冰, 刘晶波, 韩强. 组合框架-核心筒结构地震反应初步规律研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2011, 39(2): 148-153.
- [77] 杜铁柱. 钢管混凝土柱-工字钢梁端板连接平面框架抗震性能研究[D]. 福州, 福州大学硕士学位论文, 2008.
- [78] 邹爱华. 长期荷载作用下钢管混凝土平面框架力学性能研究[D]. 兰州: 兰州理工大学硕士学位论文, 2011.
- [79] 李新平. 轴压比对矩形钢管混凝土框架受力性能影响的有限元分析[J]. 中国农村水利水电, 2011, 5: 116-118.
- [80] 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.
- [81] 江见鲸. 钢筋混凝土结构非线性有限元分析[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1994.
- [82] 董毓利. 混凝土非线性力学基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [83] 吕西林, 金国芳, 吴晓涵. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.

- [84] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 1999.
- [85] 俞茂宏. 工程强度理论[M]. 北京: 高等教育出版社, 1999.
- [86] 陈惠发著, 余天庆等译. 土木工程材料的本构方程-第一卷及第二卷(中文版)[M]. 武汉: 华中科技大学出版社, 2001.
- [87] 宋玉普. 多种混凝土材料的本构关系和破坏准则[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [88] 江见鲸, 陆新征, 叶列平. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [89] 钟善桐. 钢管混凝土结构(第三版)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [90] 赵均海. 强度理论及其工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
- [91] Gallager R H, Maekawa K. Finite element approach to structural instability analysis [J]. AIAA Journal, 1963, 1(6): 1437-1439.
- [92] 杨溥, 李英民, 赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报, 2000, 33(6): 33-36.
- [93] 吕西林. 复杂高层建筑结构抗震理论与应用[M]. 北京, 科学出版社, 2007.
- [94] 庞苗. 结构动力实用数值分析[M]. 杭州, 浙江大学出版社, 2008.
- [95] Mckenna F. Object oriented finite element programming: frameworks for analysis algorithms and parallel computing [J]. University of California, Berkeley, California, U.S.
- [96] 钟善桐. 钢管混凝土结构(第三版)[M]. 北京, 清华大学出版社, 2003.
- [97] 严圣友, 郑江敏, 项贻强, 等. 哑铃型钢管混凝土拱桥的计算方法研究[J]. 公路交通科技, 2004, 21(6): 54-57.
- [98] 钟善桐. 钢管混凝土统一理论与统一计算方法[C]. 2006全国钢结构学术年会论文集, 2006, 1-5.
- [99] 李斌, 孙从涛. 钢管混凝土轴压中长柱的非弹性屈曲荷载[J]. 包头钢铁学院学报, 2006, 25(3): 273-275.
- [100] Tort C, Hajjar J F. Reliability-based performance-based design of rectangular concrete-filled steel tube (RCFT) members and frames [J]. Structural Engineering Report No. ST-07-1. University of Minnesota: 2007.
- [101] Liang Q Q. Strength and ductility of high strength concrete-filled steel tubular beam-columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65: 687-698.
- [102] 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[J]. 工程力学, 2012, 29(1): 70-80.
- [103] Valipour H R, Foster S J. Nonlinear static and cyclic analysis of concrete-filled steel columns [J]. Constr Steel Res, 2010, 66(6): 793-802.
- [104] Li W, Han L H. Seismic performance of CFST column to steel beam joint with RC slab: Joint model [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 73: 66-79.
- [105] 郑建岚. 现代混凝土结构技术[M]. 北京, 人民交通出版社, 1999.

[106] 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.

[107] 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.

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
2012
<http://www.cewangwd.com>

致 谢

本文是在导师王文达教授的悉心指导下完成的。从论文的选题、参考资料的收集、有限元软件的学习、论文的撰写编排到定稿，都得到了导师无私的帮助，在此向导师表示由衷的感谢。王老师学识渊博、治学严谨、谦虚求是，作为学生在他身边，谨听他的悉心教诲，使我终身受益匪浅；王老师丰富的研究经验，诲人不倦、精益求精的工作作风，严以律及、宽以待人的高尚风范，朴实无华、与人为善的处世态度深深影响着我。在跟随王老师学习的这三年里，我学到的不只是专业的知识，更重要的是学到了科研的方法以及为人处的世道理，这都是我人生中最宝贵的财富，对我的将来必将产生深远影响。在此，谨向导师及其家人表示最诚挚的感谢和祝福！

我还要感谢我的父母，感谢他们的养育之恩，感谢姐姐和弟弟对我的关怀和理解，感谢他们这三年来在精神和物质上对我的大力支持，感谢父母在我坚持不住的时候对我的悉心教诲，没有他们就没有现在的我，父母养育恩情此生难报。在此，向他们深深的鞠躬，并希望此文能给他们带来一丝慰藉！

感谢课题组王军、邹爱华两位师兄和王双师姐在我学习过程中所给予的无私帮助，感谢课题组夏磊、谢娜、王凤、周小燕和王景玄在学习中的讨论和交流，感谢包延红、王亚伟、孙战伟、魏国强、黄秋秋和未晓丽等师弟师妹们的关心和帮助，在我们课题组这个的大家庭中，大家相互学习、相互鼓励、相互帮助，使我在做论文的过程中感受到了无限的温暖！

感谢我的女朋友范文雯对我研究生生活无微不至的关怀和照顾，感谢室友殷结峰、侯振山和丛楠三位好兄弟的陪伴和鼓励，以及研 09-7 班所有同学的关心、支持和帮助，最后，再次感谢所有关心我支持我的老师、家人、朋友和同学！

本文的研究工作得到了甘肃省高等学校基本科研业务费专项(编号：0904ZTB147)和兰州理工大学科研发展基金项目的资助，特此致谢！

付博啸

2012 年 6 月 3 日

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文

目录

在学期间发表的学术论文：

- [1] 付博啸, 王文达, 张鹏鹏. 基于三维单元的多层钢管混凝土框架非线性有限元分析[J]. 土木工程与管理学报, 2011, 28(3): 124-127.

在学期间参与的科研项目：

- [1] 甘肃省高等学校基本科研业务费专项(编号: 0904ZTB147): “钢管混凝土组合结构体系抗震关键技术研究”, 主要参加人, 2009.11-2012.12。
- [2] 兰州理工大学科技发展基金: “钢管混凝土组合框架基于性能的抗震设计理论与试验研究”, 主要参加人, 2011.1-2013.12。