

学校代号 10731

学 号 082081402049

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

钢管混凝土框架结构弹塑性时程分析

学位申请人姓名 王 军

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 王文达 副教授

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 2011年5月

学校代号：10731

学 号：082081402049

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土框架结构弹塑性时程分析

学位申请人姓名：	王 军
导师姓名及职称：	王 文 达 副 教 授
培 养 单 位：	兰州理工大学
专 业 名 称：	结 构 工 程
论文提交日期：	2011 年 5 月
论文答辩日期：	2011 年 6 月
答辩委员会主席：	马国纲教授级高工

**Elasto-plastic time-history analysis of Concrete-filled Steel
Tubular Frame**

By

WANG Jun

B.E. (Lanzhou University of Technology) 2008

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, 2011

兰州理工大学

学位论文原创性声明

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，同意学校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。

本学位论文属于

- 1、保密□，在_____年解密后适用本授权书。
- 2、不保密□。

(请在以上相应方框内打“√”)

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 地震灾害及工程抗震.....	1
1.2 钢管混凝土的特点.....	2
1.3 钢管混凝土的发展现状.....	3
1.4 钢管混凝土框架结构抗震性能的研究概况.....	3
1.4.1 钢管混凝土框架抗震性能试验研究现状.....	4
1.4.2 钢管混凝土框架抗震性能理论研究现状.....	8
1.5 课题研究的意义.....	11
1.6 本文的主要内容.....	12
第 2 章 钢管混凝土框架结构弹塑性分析的理论基础.....	13
2.1 概述.....	13
2.2 框架结构的弹塑性有限元模型.....	14
2.3 静力弹塑性分析.....	16
2.3.1 静力弹塑性时程分析的理论基础.....	16
2.3.1.1 结构静力弹塑性分析方法的基本假定.....	16
2.3.1.2 加载模式的选择.....	16
2.3.1.3 几种常见的静力弹塑性分析方法.....	18
2.3.2 静力弹塑性分析方法的优缺点.....	20
2.3.2.1 静力弹塑性分析方法的优点.....	20
2.3.2.2 静力弹塑性分析方法的缺点.....	20
2.4 动力弹塑性时程分析.....	21
2.4.1 动力弹塑性时程分析的基本原理.....	22
2.4.2 地震波输入的选择.....	25
2.4.3 增量动力分析法 (IDA).....	28
2.4.4 动力弹塑性分析的优缺点.....	29
2.5 结构非线性问题的求解.....	29
2.6 本章小结.....	30
第 3 章 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析.....	32

3.1 概述.....	32
3.2 算例概况.....	32
3.3 静力塑性分析.....	35
3.3.1 模型建立.....	35
3.3.1.1 基本假定.....	35
3.3.1.2 材料本构模型.....	36
3.3.2 加载模式.....	36
3.4 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析结果.....	36
3.5 本章小结.....	43
第4章 钢管混凝土框架结构动力弹塑性时程分析.....	45
4.1 模型验证.....	45
4.1.1 模型参数.....	45
4.1.2 数值分析模型的建立.....	46
4.1.3 输入地震波.....	47
4.1.4 数值模型计算结果.....	48
4.2 不同阻尼比对结构弹塑性时程反应的影响.....	50
4.3 不同地震动参数的影响.....	53
4.3.1 不同峰值加速度 (PGA) 下结构的反应.....	53
4.3.2 钢管混凝土框架结构的 IDA 分析.....	56
4.3.3 不同场地类别地震动下结构的反应.....	57
4.4 本章小结.....	64
结论与展望.....	66
参考文献.....	67
致谢.....	74
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录.....	75

摘要

钢管混凝土由于其良好的性能在建筑结构中运用得越来越广泛，而目前对于钢管混凝土结构的研究大多数集中在构件和节点上，对于结构的整体性能的研究的相对较少。另外，对于钢管混凝土框架结构抗震性能的研究也主要集中在往复荷载下结构的滞回性能研究，能较真实反映结构抗震性能的振动台试验研究则相对较少，对于钢管混凝土框架结构的研究仍然需要大量工作去做。本文从以下几个方面对钢管混凝土框架结构进行了分析研究：

(1) 对设计的钢管混凝土框架结构进行了静力弹塑性分析，研究了不同加载模式对钢管混凝土框架结构的静力弹塑性分析结果的影响。

(2) 对其他研究者完成的模拟地震振动台试验钢管混凝土框架模型进行了数值模拟，验证了基于 OpenSees 平台的非线性纤维梁柱单元的方法在钢管混凝土结构动力分析中的适用性。并对阻尼比和远场地震下的不同场地类别两个参数进行研究分析，分析结果表明，随着阻尼比的增加结构的位移反应变小，弹性阶段下阻尼比对钢管混凝土框架结构的影响大于弹塑性阶段下阻尼比对钢管混凝土框架结构的影响。场地类别对结构的地震反应大致关系是随着场地剪切波速的增加结构的地震反应越小，而离散性较大说明地震反应还与其它因素有关。

(3) 对比研究了 10 层钢管混凝土框架结构的静力弹塑性分析与动力弹塑性时程分析，将钢管混凝土框架结构的逐步增量时程分析结果与静力弹塑性计算结果进行了对比研究，得出逐步增量时程分析计算所得基底剪力-顶点位移曲线大多数在倒三角侧力模式结果之上，说明采用倒三角侧力模进行静力弹塑性分析相对较安全。

关键字：钢管混凝土，框架结构，弹塑性，时程分析

ABSTRACT

Due to its good performance in architectural structures, the concrete filled steel tube (CFST) is widely used currently. But for the concrete filled steel tube structure research, most researchers focused on components and joints of the concrete filled steel tube structure for some restrictions, so the overall performance of structure researched is relatively less. In addition, there are limits for the seismic performance research. Most of the researches are mainly in the hysteretic curves under cyclic lateral load. And the shaking table test research is less, therefore, for the concrete-filled steel tubular frame structures research still needs a lot of work to do. In this paper, the following aspects of the concrete-filled steel tubular frame structures to study.

In this paper, for the elastic-plastic static analysis, the performance of three designed CFST frames have been studied under the different lateral loading modes.

Secondly, to verify if our simulation method is reliable, a structure from a seismic shaking table test has been simulated, and then the time-history analysis has completed under different working conditions. The results showed that the numerical simulation results agreed well with the test results. And it is verified that based on the nonlinear fiber beam-column element methods in the OpenSees platform can be well applied to the dynamic analysis of the concrete-filled steel tubular frame. Then, used the same method, the influence of different parameters has been studied, which are mainly the damping ratio and the site classification. In this paper, the engineering used value of 0.02, 0.03, 0.04 and 0.05 have been chosen as research objects. Through the analysis of damping ratio research, it indicates that there is some effect for dynamic characteristic of the concrete-filled steel tubular frame, and the influence of damping ratio in the elastic stage is greater than the plastic stage. Through the analysis of the far-field ground motions research, the seismic response of concrete filled steel tubular frame under the different ground motions is different, but showed that the earthquake response decreased with increasing of shear wave velocity certain regularity. And the large discreteness of the earthquake response means that there must be other factors influence the results.

Finally, a comparison investigation of calculated results showed that the inverted triangle lateral force distribution calculation results more security to calculate the structures than uniform lateral force distribution after incremental dynamic analysis (IDA) and elastic-plastic static analysis analysis.

Keyword: concrete filled steel tube, frame, elastic-plastic, time history analysis.

第1章 绪论

1.1 地震灾害及工程抗震

地震灾害是一种具有突发性、不可预知性和极大破坏性等特点的自然灾害，可在短时间内造成巨大的人员伤亡和财产损失，甚至可以毁灭整个城市，因此，长期以来它就是全世界最为关注的自然灾害之一。从近年来发生的一些地震灾害（如：印尼大地震、汶川大地震和日本大地震）中可以看出：严重的地震灾害不仅可以摧毁建筑、道路、桥梁、港口和大坝，还可以引发滑坡、泥石流、山崩地裂、火山爆发、海啸等次生灾害；地震灾害不仅能够带走人们的生命和财产，使人们面临巨大的痛苦，它还会对人类赖以生存的的交通、通信、供电、供水、供气等生命线工程带来巨大破坏，给人们的生活带来了严重的不便，造成人们内心的恐慌。更有甚者是前不久的日本大地震造成的核泄漏，它的影响范围之广、时间之长，更是另外一场世界性的大灾难。因此，地震灾害越来越受人们重视、越来越被人们所关注！

我国是一个多地震的国家，上世纪我国共发生过三次特别严重的地震灾害：1920年宁夏地震、1927年甘肃地震以及1976年唐山地震。在这些地震中，宁夏地震死亡24万人，甘肃地震死亡20万，唐山大地震死亡24万人。上世纪我国在地震中死亡的人数占全世界地震中死亡人数的60%^[1]。而就在刚进入新世纪不久，我国又面临了另外一场大灾难——汶川地震，在这个经济腾飞、以人为本的年代，汶川大地震又带走了全国将近8.7万人的性命，总经济损失达到了6920亿，占了全国GDP的2.8%^[2]。2010年4月14日，青海玉树地震遇难人数3000来人，受灾人口246842人。从这些统计数据可以看出，我国的地震灾害十分严重，是世界上最为严重的地震灾害国家之一。

地震灾害带来的惨痛教训告诉我们，目前我国在减少地震灾害这方面的工作还很缺乏。从理论上讲，要减少地震灾害应该有三个对策：地震预报、地震应急和工程抗震。但从目前科学发展水平来看，地震预报是目前还未解决的世界难题，怎么做到地震前的预报目前还没有一个好的办法。而地震应急抢救是事后，这一点我国现在已经逐渐与世界接轨，因此比较现实可行的方案就是工程抗震了。造成如此巨大的人员伤亡和经济损失主要原因来自于土木工程灾害（如房屋倒塌、山体滑坡等）。因此，减少地震灾害我们必须做好工程抗震这一块。对于从事土木工程的研究者来说，一方面，我们必须完善我们的设计方法，使我们的设计方法更可靠可行；另一方面，我们需要转变我们的一些思维方式，尽量做到以人为本。

本文将结构工程抗震研究为目的，通过对目前越来越被广泛应用的钢管混凝土框架结构进行静力弹塑性以及动力弹塑性两方面的一些研究分析，说明适用于钢管混凝土框架结构的一些分析方法以及阻尼比和不同场地类别对钢管混凝土框架结构动力分析

时的一些影响。这将为以后的钢管混凝土框架结构弹塑性分析带来一定的参考价值。

1.2 钢管混凝土的特点

钢管混凝土是在钢管中填充混凝土从而使钢管及核心混凝土共同承受外荷载作用的结构构件。目前工程中最常用的钢管混凝土构件横截面形式主要包括三种，即圆形、方形和矩形，如图1.1所示。

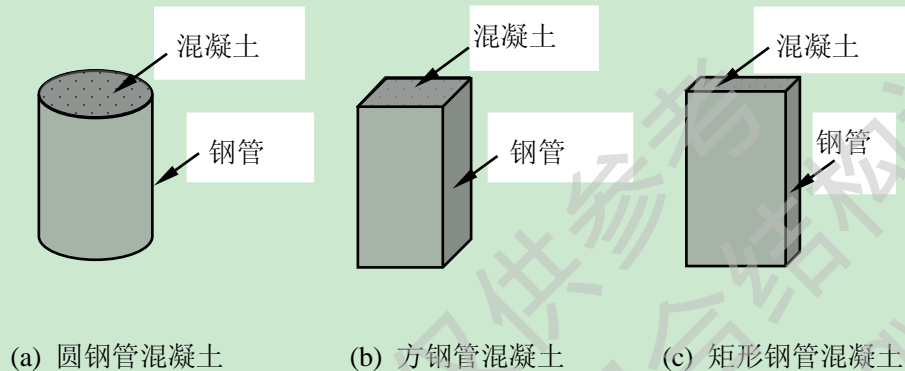


图1.1 钢管混凝土常见截面形式

钢管混凝土结构的特点可简单的归纳如下：

(1) 承载力高

钢管混凝土的承载力高于钢管和混凝土单独承载力的简单叠加(韩林海, 2007^[3])，它具有钢结构的所有优点，其承载力比相同截面积（含钢率，混凝土等级）的钢筋混凝土构件高0.8-1.5倍。

(2) 有良好的塑性和韧性

钢材的塑性和韧性比混凝土好得多，如果将其和混凝土结合形成能够共同受力的构件，那么将大大的改善混凝土的弹性性能，使得构件破坏前有很大的塑性变形(钟善桐, 1994^[4])。另外，钢管内部由于混凝土的存在能够有效的延缓钢管的屈曲(郭兰慧和张素梅, 2004^[5])。

(3) 施工方便

在施工过程中钢管混凝土的钢管可以充当混凝土的模板，而且较钢结构而言其构造通常更为简单，便于施工。

(4) 耐火性能较好

钢管混凝土是由钢管和混凝土两种材料组成，当发生火灾时，钢管混凝土中的混凝土它能够吸收大部分的热量，因此使得钢管混凝土的耐火性能比单一的钢材要好得多。

(5) 经济效果好

Webb和Peyton(1990)^[6]通过（多）高层建筑中采用不同类型的柱子时相对造价的比较表明，当在钢管混凝土中填充素混凝土时，钢管混凝土的造价与钢筋混凝土相比略高，

但相对于其他类型柱的造价略低。随着钢管楼层数的增加，钢管混凝土的造价与钢筋混凝土基本持平比其他类型柱略低。

1.3 钢管混凝土的发展现状

钢管混凝土由于良好的性能使得其运用越来越广泛。对钢管混凝土的应用很早就有，它是在螺旋式配筋混凝土和劲性混凝土的基础上演变而来的，然而早期的应用没用考虑钢管和其核心混凝土的共同工作。对于钢管混凝土力学性能进行较深入的研究则开始于20世纪六七十年代，此时研究者已经看到钢管和混凝土的组合作用，到了20世纪八十年代，钢管混凝土的抗震性能和耐火极限也相应得到了一定的研究。近些年，随着科学技术的不断发展，国内外对钢管混凝土的研究更加深入，更加全面。

钢管混凝土构件的研究是从十九世纪初开始的，由国外学者最先开始对钢管混凝土构件进行研究，他们对钢管混凝土构件力学性能进行了大量的实验研究与理论分析。我国从60年代起，也逐渐开始研究和应用钢管混凝土结构。

世界各国对钢管混凝土构件的设计也制定了一系列规范，如日本的AIJ(1997)^[7]，欧洲的EC4(2004)^[8]，在美国ACI318-05(2005)^[9]和AISC-LRFD(2005)^[10]等等。我国的福建省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》(DBJ/T13-51-2010)(2010)^[11]、甘肃省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》(DB62/T25-3041-2009)^[12]等等。

随着对钢管混凝土结构研究的不断深入，钢管混凝土结构运用也越来越广泛。主要运用于以下几个方面（韩林海，2007^[13]）：设备构架柱、各种支架和栈桥柱；商业广场、多层办公楼及住宅；地铁车站台柱；送变电杆塔；桁架压杆；桩；单层和多层工业厂房柱；大跨和空间结构；高层和超高层建筑；桥梁结构等。

1.4 钢管混凝土框架结构抗震性能的研究概况

结构抗震性能研究的主要方法有（顾强等，2008^[14]）：结构滞回性能的计算机模拟和伪静力试验（拟静力试验）；拟动力试验；直接动力法，即时程分析法和振动台试验；天然地震试验。

伪静力试验是以一定的荷载或位移作为控制值，对试件进行低周反复加载，得出滞回曲线。而结构滞回性能的计算机模拟则是通过输入材料本构、截面模型等参数模拟结构在往复荷载作用下的滞回性能。结构（构件）滞回性能计算机模拟和伪静力试验的优点是简单方便，是目前结构（构件）抗震性能研究中应用最为广泛的方法，同时得到构件、连接的滞回性能也是对结构进行时程分析的基础^[14]。

拟动力试验（即计算机-电液伺服联机试验）是将计算机的计算和控制与结构试验有机结合在一起的方法。1969年，日本学者提出了将计算机与加载作动器联机求解结构动力方程的方法，该方法的步骤为：（1）在计算机系统中输入地震的地面运动加速度

波, 计算机根据第 i 步地面运动加速度求解结构动力方程, 得到第 $i+1$ 步的指令位移输入作动器, 对结构施加荷载; (2) 由作动器上传感器测得此时结构的恢复力、位移反应, 将实测的恢复力、位移回送到计算机系统, 再次求解结构动力方程得出第 $i+2$ 步的指令位移和恢复力值, 连续对结构加载。该方法的优点是不需要事先假定结构的恢复力特性, 恢复力可直接从试件的加载作动器得到。另外, 拟动力试验可以用于研究结构的弹塑性地震反应、检验结构现有的恢复力模型是否正确。其优点是: (1) 由于试验加载过程接近静态, 试验人员有足够的时间观测结构性能变化和破坏过程, 获得较为详细的试验资料; (2) 可以对足尺结构模型或大比例结构模型进行试验; (3) 既有伪静力试验的经济方便, 又有振动台试验能模拟结构地震作用的功能。该方法的缺点是不能反应应变速率对结构的影响^[14]。

时程分析法是根据选定的地震波和结构(构件)、截面的滞回性能(恢复力特性), 或者材料的本构关系等建立结构模型, 然后对结构的动力方程采用逐步积分的方法计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度、加速度以及内力反应等, 从而可分析结构在弹性和非弹性阶段的内力变化及构件破坏、直至结构倒塌的全过程。结构的振动台试验能够在台面上再现各种形式的地震波, 可以较为方便地模拟若干次地震现象的初震、主震及余震的全过程, 是在试验室中研究结构地震反应和破坏机理、检验结构时程分析精度的最直接方法^[14]。

除了上述三种方法之外, 还可在频繁出现地震的地区和可能出现大震的地区进行各种观测试验, 即天然地震试验, 由实测得到结构地震反应信息, 弥补理论分析方法和室内试验方法的不足。

目前对钢管混凝土框架结构的抗震性能研究主要在结构滞回性能的计算机模拟和伪静力试验进行了大量的研究, 而对钢管混凝土框架结构进行动力分析研究的相对较少, 振动台试验由于试验费用高、模型建立时间长以及设备局限等条件限制, 一般建筑结构的研究中也较少的采用, 天然地震试验则更少。

1.4.1 钢管混凝土框架抗震性能试验研究现状

从国内外的研究文献来看, 对钢管混凝土基本构件、梁柱节点抗震性能研究工作的已经相当的成熟, 人们对钢管混凝土的研究更多的是将注意力转移到了对钢管混凝土结构体系研究上面来, 即由原来的单个构件单个节点的抗震性能研究提高到结构体系的抗震性能研究上来, 开始了对钢管混凝土结构体系的抗震性能和动力特征等多方面的性能进行研究。

对钢管混凝土框架结构抗震性能的试验研究方法主要有: 拟静力试验、拟动力试验、模拟地震振动台试验。结构滞回性能的计算机模拟和伪静力试验主要用于单体构件、连接抗震性能的研究, 拟动力法试验和地震振动台试验一般用于结构体系的抗震性能研究。

然而由于条件限制,到目前为止对钢管混凝土框架体系性能的系统试验研究相对较少,主要表现为以低周反复荷载试验的钢管混凝土柱-钢梁框架为主,其他结构形式和拟动力试验和地震模拟振动台试验等相对较少。另外从总体来说,对钢管混凝土框架的三维多榀多跨的研究钢管混凝土框架结构的试验研究并不是很多,目前大多数是针对平面框架的试验研究。以下为本文简单总结的一些目前钢管混凝土框架体系的试验研究现状。

Matsui C(1985)^[15]等通过对单层方钢管混凝土框架模型进行拟静力试验,研究了单层方钢管混凝土框架结构的滞回性能。

Morino等(1993)^[16]对单层方钢管混凝土门式框架进行拟静力试验,通过试验曲线计算得到了结构特征系数 D_s 值,并将其与钢结构进行对比,得出了其抗震性能优于钢框架的结论。

Kawaguchi等(2000)^[17]进行了单层单跨钢管混凝土抗弯框架的试验研究,试验参数为柱宽厚比和轴压比,一共测试了10榀单层单跨平面框架,试验模型柱的宽厚比分别设计为21、39和54,轴压比分别取为0.15、0.3和0.5。试验中对框架施加恒定轴向荷载和往复侧向位移,并与相似的抗弯钢框架的滞回性能进行了对比。结果显示框架两个柱脚的位置均形成塑性铰从而导致承载力降低,只有两个试件钢管发生撕裂,其余试件钢管未形成裂缝。

Chen和Tsai等(2004)^{[18][19][20]}通过对设置偏心屈曲约束支撑的3层3跨足尺钢管混凝土框架的试验,研究了偏心屈曲约束支撑对钢管混凝土框架结构的抗震性能的影响。试验模型为只在测试框架的中跨设置了偏心屈曲约束支撑,其余两跨为抗弯框架,且中跨和边跨柱子分别采用的是圆钢管混凝土柱和方钢管混凝土柱。框架1、2、3层分别采用贯通内隔板节点、外隔板节点和螺栓端板连接。仅边跨外节点设计成可传递弯矩。

Herrera等(2005)^{[21][22]}为了研究采用T型件连接节点的钢管混凝土框架的抗震性能,对一榀4层4跨钢管混凝土柱-钢梁抗弯框架进行了分析与相似比为0.6的拟动力试验。

近二十年来,由于国内对钢管混凝土框架的运用不断增多,国内研究者对钢管混凝土框架抗震性能的试验研究也在不断增加。

马万福(1998)^[23]进行了8榀单层单跨钢管混凝土框架结构的动力性能试验。其中有6榀框架由圆钢管混凝土柱和工字钢梁组成,另外2榀框架由圆钢管混凝土柱和方钢管梁组成。通过试验分析研究了单层钢管混凝土框架结构的破坏形态、延性、滞回耗能性能等。

张文福(2000)^[24]完成了4榀单层钢管混凝土框架的拟静力试验,得到了框架位移-水平力和框架转角-水平力的滞回曲线。研究了单层钢管混凝土框架的在恒定轴力和反复水平荷载作用下钢管混凝土框架结构的恢复力特性,并将其恢复力特性进行了理论研究,

林东欣等(2000)^[25]对两层圆钢管混凝土组合框架模型的进行了拟动力试验,研究了

两层圆钢管混凝土组合框架模型的动力反应和受力性能。

黄襄云和周福霖(2000)^[26]对一5层钢管混凝土框架结构进行了地震模拟试验。并将试验下钢管混凝土结构的地震反应结果与理论分析进行了对比。

宗周红等(2002)^[27]完成了一榀由1/3比例模型的钢管混凝土柱和组合楼盖组合框架的一维拟动力试验、拟静力和静载全过程试验,研究了此类结构在地震作用下的动力响应、恢复力特性和耗能性能。

李斌等(2002)^[28]完成了两榀由圆钢管混凝土柱-钢梁组成的单层单跨钢管混凝土框架的低周往复荷载试验。通过试验研究了其耗能和变形能力。

许成祥(2003)^[29]完成了一1/3比例模型的两跨三层圆钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构的低周往复水平荷载试验。通过试验研究了其破坏机制和受力性能。李忠献等(2004)^[30]通过以上试验研将钢管混凝土框架结构与钢筋混凝土框架结构和钢框架结构的抗震性能进行了对比,并建议推广其在高层住宅建筑中应用。另外,许成祥和徐礼华(2006)^[31]基于上述模型试验,对框架柱塑性铰形成的判别标准进行了说明。

王来等(2003)^[32]对一榀两跨三层的方钢管混凝土组合结构模型进行了低周反复荷载试验,研究了其延性、滞回性能、耗能能力和刚度退化等抗震性能。王铁成等(2005)^[33]在此试验结果的基础上,利用有限元方法考察了轴压比对方钢管混凝土框架延性的影响。

周栋梁等(2004)^[34]为了研究采用RC环梁连接的RC梁-STCC柱框架的破坏形态和抗震性能,对一采用此连接方式的2层2跨RC梁-钢管混凝土柱(STCC)框架分别进行了拟动力试验和静力试验。其中大部分节点设计成“弱环梁、强框架梁”,少量节点设计成“强环梁、弱框架梁”,以此来研究环梁在地震作用下的破坏形态。

童菊仙等(2005)^[35]完成了一单跨、两开间、五层方钢管混凝土框架结构分别进行了无支撑和有支撑模型地震反应试验,通过试验研究了钢管混凝土的抗震性能以及斜向支撑对钢管混凝土框架结构的影响。

孟春光等(2005)^[36]对一幢带阻尼器高层方钢管混凝土框架结构的1/15缩尺模型进行了模拟地震振动台试验,深入研究了该结构的动力特性和地震反应特征,并通过比较考察了阻尼器的作用效果。

许成祥和杜国锋等(2006^[37]、2008^[38])设计制作了一榀1/10比例的单跨,两开间八层钢管混凝土柱-钢梁框架结构模型,对其进行了模拟地震振动台试验。并研究了其抗震性能。

王文达等(2006)^[39]进行了4组12榀圆形及方形截面钢管混凝土柱-钢梁平面框架在恒定轴力和水平往复荷载共同作用下的实验研究。实验考察的主要参数是柱截面形状(圆形及方形)、含钢率(圆形: $\alpha=0.06, 0.103$;方形: $\alpha=0.125, 0.126$)、轴压比(圆形: $n=0.06\sim 0.6$;方形: $n=0.04\sim 0.6$)、梁柱线刚度比(圆形: $i=0.36\sim 0.58$;方形: $i=0.34\sim 0.62$)等。并研究了它们的耗能能力。

郭蓉等(2006)^[40]在王来等(2003)^[32]所做三层两跨方钢管混凝土框架低周反复荷载作用的抗震性能试验的基础上,采取了补焊、焊板加固、及削弱梁端的综合方法,对框架节点施行加固,并对加固后的框架施加低周反复水平荷载作用。研究了节点对结构整体破坏的影响。

李斌等(2007)^[41]考虑柱含钢率的影响,对两榀单跨两层矩形钢管混凝土框架结构进行了拟静力加载试验,从试验现象、破坏特征、滞回曲线、变形及耗能性能等方面,研究了该种结构体系的受力特点与性能。任利民(2007)^[42]运用 Sap2000 对上述模型进行静力弹塑性分析,通过对实际工程中的一榀钢筋混凝土框架以及等刚度代换后的钢框架和钢管混凝土框架结构进行 Pushover 分析,从受力性能和经济性两方面对比矩形钢管混凝土框架、纯钢框架和钢筋混凝土框架三者的优劣。李斌和任利民(2009)^[43]又对其进行了深入的研究,以柱含钢率为变化参数,研究分析了矩形钢管混凝土框架结构的破坏机制、延性、滞回特征、强度及刚度退化等性能。

李玉楼(2007)^[44]介绍了两个模型结构比例为 1/20 的方钢管混凝土和圆钢管混凝土框架剪力墙的模拟地震振动台试验。试验模型由外围钢管混凝土框架和位于模型中央的钢筋混凝土核心筒组成,共 30 层,每层 0.21m 高,结构总高度为 6.3m,标准层的平面尺寸均为 2.2m×2.2m: 方形混凝土芯筒位于模型中央,平面尺寸为 1.21m×1.21m,芯筒边长与模型结构平面边长的比例为 0.55,混凝土芯筒平面面积约占模型结构层平面面积的 30.25%。楼面主梁与内筒刚性连接。模型框架柱截面分为圆截面(直径 30mm)和方形截面(30mm×30mm),壁厚为 1mm,外框架梁及楼面梁均为 140×15×1×1.5(原型为 1800×300×16×24)。

何文辉等(2009)^[45]对 4/7 比例的一榀 2 层 1 跨半组合梁-方钢管混凝土模型框架进行了拟动力试验、拟静力试验和静力推覆试验,并运用子结构方法,对一榀 10 层 3 跨的平面框架进行了模拟。

银英姿等(2009)^[46]对两榀单跨两层带填充墙矩形钢管混凝土框架进行水平低周反复加载试验研究。并对其承载能力、延性、耗能能力以及破坏机制等进行了研究。

孙修礼(2009)^[47]进行了一榀单跨两层 RC 梁-钢管混凝土柱框架的拟静力试验,通过对模型结构的破坏形态、破坏机制、滞回曲线、骨架曲线、位移延性、刚度退化、耗能能力等的研究。探讨了钢筋混凝土(RC)梁-钢管混凝土柱框架的抗震性能,

韩林海等(2009)^[48]对两栋分别以圆形和方形为截面的钢管混凝土为框架柱的钢管混凝土框架-钢筋混凝土核心筒结构模型进行了模拟地震振动台试验,试验模型都为 30 层,输入地震动选取了 Taft(EW), El Centro(NS)和天津波三种地震波,分别以峰值加速度为 0.2g、0.4g、0.6g、和 0.8g 的四种不同的峰值加速度来模拟不同的地震强度水平。

邹万山和徐礼华(2009)^[49]对文献[37]中的 8 层圆钢管混凝土框架模型地震模振动台试验中的 3 种不同频谱特性的地震波对模型结构加速度和位移反应分布曲线形状的影响进行了研究;并且对框架结构各阶振型对各层绝对加速度反应的影响进行了研究。

李斌和高春彦(2010)^[50]对两榀单跨两层带填充墙的矩形钢管混凝土框架结构进行了低周反复荷载试验,研究了填充墙对钢管混凝土框架结构抗震性能和受力性能的影响规律,研究分析了该类框架结构的承载能力、延性、耗能能力、破坏机理及其破坏特征。

张继承等(2010)^[51]为了探讨 L 形钢管混凝土柱-钢梁框架的抗震性能,进行了 4 个 1/2.5 缩尺比例两层单跨 L 形钢管混凝土柱-钢梁空间框架的拟静力试验研究,主要考察了柱轴压比 ($n=0.4, 0.6$)、加载方向 ($\beta=0^\circ, 45^\circ$) 对试件抗震性能的影响,并对结构的破坏形态、破坏机制、滞回曲线、结构塑性铰出现的位置及次序、位移延性和耗能能力等性能进行了研究。

王先铁等(2010)^[52]进行了一榀两层两跨的方钢管混凝土柱-钢梁框架进行了的低周反复水平荷载试验,研究了采用穿芯高强螺栓-端板节点的方钢管混凝土框架的抗震性能。

1.4.2 钢管混凝土框架抗震性能理论研究现状

对于钢管混凝土框架抗震性能的研究来说,虽然试验研究更能反映真实的受力情况,但由于结构形式的多样性,以及外界条件的复杂性,我们不能对每一种结构都进行试验研究,这样既不经济,又不现实。为了解决试验研究的局限性,我们需要找出一些方法,通过这些方法我们能够近似的计算并求解出结构在不同类型、不同条件下的结构反应,而不需要对每一种结构都进行试验,花费大量的劳力和物力。这也就是理论研究需要解决的问题。对于钢管混凝土这种特殊结构来说,由于起步比较晚,理论研究还不是很成熟,但随着钢管混凝土的不断应用与发展,对钢管混凝土框架的抗震性能理论研究也不断地出现,以下是国内外研究者对钢管混凝土框架的抗震性能理论研究的现状:

Matsutani 等(1991)^[53]对钢管混凝土结构体系采用 KOSMOS 有限元程序进行三维弹塑性地震反应模拟分析,在程序中对钢管混凝土柱和组合梁都是采用简单的双线性滞回模型。

Hajjar 等(1997)^{[54][55]}提出了两种用于方形和矩形钢管混凝土构件和结构动力计算的有限元方法:一种方法是采用考虑材料几何非线性和物理非线性的纤维模型,其中钢管和混凝土之间的滑移采用非线性滑移面模型来模拟;另一种方法是采用三维力空间的边界面模型来模拟钢管与混凝土的几何非线性和物理非线性,此方法准确地描述了钢材和混凝土材料在往复荷载下的应力-应变关系。

屠永清(1994)^[56]对钢管混凝土纯弯和压弯构件进行了计算,并提出一种有限元方法,然后与试验结果进行了对比。模型中钢材采用双线性模型,混凝土采用修正的边界面模型。

张文福等(2000)^[57]提出了考虑三向及裂面接触效应适合循环加载条件的核心混凝土关系模型。同时根据非线性有限元基本理论,基于 AUL 表述,提出了适合于钢管混凝土框架的梁-柱单元列式,并对单层钢管混凝土框架荷载-位移滞回全过程进行了分析。

陈麟等(2000)^[58]分析了含钢率、钢种、混凝土强度等级等对钢管混凝土平面框架采用两种模量取值引起的计算结果差别的影响,并分析了两种模量取值引起的双向荷载作用下的钢管混凝土框架顶端侧移和基底弯矩的差别。

丁阳等(2004)^[59]基于一榀两跨3层钢管混凝土框架的抗震性能模型试验,按照钢管混凝土的统一模量理论和分离模量理论建立了有限元模型,然后分别对低周反复荷载作用下的模型框架的抗震性能进行了非线性有限元分析。

蒋丽忠等(2005)^[60]通过对钢-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的分析,提出了简化的适用于组合结构刚度退化三线型恢复力模型;同时根据所提出的恢复力模型及滞回规则,编制了地震弹塑性时程响应分析程序。

周栋梁等(2005)^[61]通过有限元分析研究了RC环梁连接的钢管混凝土柱-RC梁框架计算模型中的环梁连接的转角刚度和环梁区域框架梁等效宽度,以及研究了它们的影响因素,另外还采用动力分析通用软件Drain2D对文献[34]中的试验模型进行了模拟与验证。

杨建兴(2005)^[62]利用大型有限元动力分析软件 LS-DYNA 对一榀单跨两层的钢管混凝土框架结构进行了三维非线性有限元分析,通过分析研究了钢管混凝土框架结构的抗震性能。分析中采用了时程分析方法和拟静力试验的方法,然后通过计算还比较了钢管混凝土框架结构和钢筋混凝土框架结构在地震作用下结构的动力响应,以此来最后综合评定钢管混凝土框架结构的抗震性能。

王来(2005)^[63]用非线性有限元方法分析了钢管混凝土框架。通过编写六面体八节点等参元形函数、单元刚度矩阵等部分程序,并将恢复力模型应用到混凝土弹性模量退化方程中,最后采用 ANSYS 软件对框架进行了有限元分析,从理论上得到了分析的滞回曲线,并将其与试验曲线进行了对比。

程习红(2005)^[64]用 ANSYS 分析软件各分析了一榀钢管混凝土框架模型和一榀钢结构框架模型,分别从结构弹性刚度、极限承载力、延性、耗能等方面对两榀框架模型进行了比较。

王艳艳(2006)^[65]在试验的基础上,通过 ANSYS 非线性有限元建立实体模型,深入研究了框架经加固后在低周反复荷载作用下各部分的受力机理及整体的抗震性能等。

吕西林等(2006)^[66]介绍了一幢安装了粘滞阻尼器的复杂体型高层方钢管混凝土框架结构的 1/15 缩尺模型的模拟地震振动台试验结果;在此基础上,建立了梁、柱构件的多弹簧模型并组建了整体结构的计算分析模型。

熊学芬(2006)^[67]应用了钢管混凝土统一理论方法对钢管混凝土框架进行了考虑 $P-\Delta$ 效应和不考虑 $P-\Delta$ 效应的 Pushover 分析,研究了 $P-\Delta$ 效应对钢管混凝土框架的影响。

杜国锋等(2007)^[68]利用有限元软件 ANSYS 对一 8 层钢管混凝土柱-H 钢梁框架结构进行了地震反应数值分析,同时编制 APDL 参数化语言设计程序。并将两种地震波作用下结构加速度和位移反应结果与试验结果进行了对比。

杨磊(2007)^[69]通过有限元分析软件 ANSYS 建立钢管混凝土框架模型,对地震作用下结构的整体工作性能进行分析研究,通过计算得到结构顶层位移时程曲线和加速度时程曲线,并和采用混凝土柱和钢柱的框架结构进行分析比较。此外,根据延性结构概念设计,以及结合近年来橡胶垫隔震技术的发展,提出在支撑杆件添加橡胶垫的一种新的支撑形式-橡胶支撑,然后对采用这种橡胶支撑的框架-支撑结构进行了地震作用下的时程分析,并与一般框架结构、框架-支撑结构进行了结构顶层位移时程曲线、顶层加速度时程曲线、加速度包络图等几个方面的对比。

郭蓉(2007)^[70]在王来等(2003)^[32]所做一榀方钢管混凝土框架抗震性能试验研究的基础上,对试验后的损伤方钢管混凝土框架的梁柱节点进行了加固,然后采用拟静力试验和非线性有限元分析的分析方法,分别对加固方钢管混凝土框架的抗震性能进行了分析和研究。

杜国锋等(2008)^[71]对一榀钢管混凝土柱-H 钢梁框架结构模型利用单输入单输出(SISO)模态的试验方法以及数值模拟的方法进行了动力特性测试分析。

韩林海等(2008)^[72]对文献[39]中提到的6个方钢管混凝土柱-工字钢梁框架试件的试验进行了有限元模拟,文中考虑了材料非线性和几何非线性的影响,运用了有限元软件 ABAQUS 对其进行了分析,并与试验进行了对比。

周振(2008)^[73]运用“钢管混凝土统一理论”,对钢管混凝土柱在框架核心筒结构体系(高层及超高层建筑结构)中的抗震性能作了进一步的探讨。采用了有限元分析软件 ETABS 对钢管混凝土柱构成的框架核心筒结构与钢筋混凝土柱构成的框架核心筒结构进行弹塑性时程分析。

王文达和韩林海(2008)^[74]通过考虑材料非线性和几何非线性对钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构力学性能的进行了非线性有限元分析。其中,核心混凝土采用考虑钢管约束效应的应力-应变关系,钢材采用二次塑流模型或线性强化模型,通过在有限元公式中引入几何刚度矩阵,并在荷载步中更新坐标描述二阶效应来反映框架结构的几何非线性效应。基于近似修正的拉格朗日表述来反映框架结构变形前后位形之间的关系,利用虚功原理建立相应的增量平衡方程,并采用位移增量法求解非线性有限元方程,最终将理论计算结果与试验结果进行了对比。

王文达和韩林海(2009)^[75]进行了钢管混凝土框架的二阶弹塑性分析。分析中建立了基于塑性铰理论的梁柱单元方程和采用了变刚度法。同时提出了一种简化二阶弹塑性分析方法,此方法可以快速地得到钢管混凝土柱-钢梁框架的荷载-位移曲线。

赖颖和金国芳(2009)^[76]分别对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地震反应的弹塑性时程分析,同时还对多种地震波输入下的两类结构的加速度和位移反应进行了对比。进行弹塑性时程分析时,采用了韩林海(2004)^[77]中的方、矩形钢管混凝土构件水平荷载(P)-水平位移(Δ)滞回模型,即三线型模型,并采用MATLAB语言编制的程序。

陈雪莲(2009)^[78]结合一榀钢管混凝土组合框架 4/7 比例模型的拟静力、拟动力试验, 采用 Perform-3D 软件建立了三维弹塑性模型并进行了弹塑性时程分析。通过输入 E1 Centro 波和 Kobe 波, 还模拟了结构经历不同烈度的地震作用, 同时还对该结构进行了静力弹塑性分析, 研究了该组合结构在地震作用下的抗震性能。

王文达等(2010)^[79]根据钢管混凝土结构的特点, 较系统地分析了钢管混凝土框架基于性能的抗震理念和设计方法, 讨论了基于位移的抗震设计 (DBSD) 应用于钢管混凝土结构时的方法和步骤, 并对确定该类结构的目标位移和相应的侧移模式进行了初步探讨。另外, 还采用 SAP2000 软件建立了某 12 层钢管混凝土框架模型并进行了静力推覆 (Pushover) 分析, 初步评价了地震作用下钢管混凝土框架结构的性能指标。

田淑明等(2010)^[80]为了评估某超限高层钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构在大震下的抗震性能, 探讨当前设计方法与抗震性能目标间的对应关系, 利用 CANNY09 对结构进行了整体弹塑性分析, 并对设计结果进行了校核。

刘晶波等(2010)^[81]提出了适用于组合框架结构弹塑性分析的四折线组合梁塑性铰模型, 建立了组合框架结构的弹塑性力学模型。然后采用 SAP2000 有限元分析软件, 对不同结构形式的 15 层框架结构进行了模态分析、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, 研究了钢-混凝土组合框架结构体系的抗震性能。

1.5 课题研究的意义

工程抗震迫在眉睫, 钢管混凝土这种结合了钢材与混凝土各自优点的组合结构, 它的抗震性能更值得我们关注和去深入的研究。从国内外研究现状我们可以看出, 目前对钢管混凝土框架结构抗震性能的试验研究并不是很多, 大多集中在往复荷载作用下钢管混凝土平面框架结构的滞回性能的研究, 能真实反映结构受力性能的拟动力试验和振动台试验的研究由于受到多种因素限制, 研究更少。理论研究方面, 对钢管混凝土框架结构的抗震性能的研究也并不多, 大多是对框架结构进行有限元分析, 并且主要是以宏观构件模型为主。用以研究结构细部内力变化的实体单元模型由于计算量大和建模复杂等问题它只能运用于较小的框架结构分析当中, 对于大型框架结构分析以及非线性分析来说, 实体单元模型的缺点就更加突出了。因此, 本文采用基于材料模型的纤维梁-柱单元来模拟钢管混凝土框架结构的梁和柱构件, 这种方法将截面划分成细小的纤维单元, 并且定义纤维单元材料恢复力模型, 通过积分来得到截面的恢复力。这种方法相对于一般的基于杆件和基于截面的恢复力模型来说精细化程度更高、并且适应性更强。相对于实体单元模型来说由于单元数较少, 大大提高了计算效率, 适合于大型结构的计算分析。

另外, 在做钢管混凝土框架结构弹塑性时程分析计算时, 材料的阻尼比如何选取? 输入地震波如何选用? 这些是我们进行动力时程分析都必须面临的一些问题。

因此, 本文研究的意义在于: 寻找一种能够综合考虑计算效率与计算精度的合理计算模型来有效的对钢管混凝土框架结构进行弹塑性分析。并通过所建立的钢管混凝土框

架结构弹塑性模型来分析研究不同加载模式对结构的静力弹塑性反应的影响、不同阻尼比对钢管混凝土弹性反应阶段和弹塑性反应阶段的影响、以及不同地震动对钢管混凝土框架结构的影响。通过研究给以后的钢管混凝土框架结构在工程的运用带来一定参考。

1.6 本文的主要内容

为了研究钢管混凝土框架结构动力弹塑性特性，本文研究的主要内容为以下几个方面：

- (1) 采用 PKPM 软件设计了三栋分别为 6 层、8 层和 10 层的钢管混凝土框架结构。
- (2) 运用 OpenSees 计算平台对上述 3 栋钢管混凝土框架结构模型进行了静力弹塑性分析。
- (3) 为了验证模型结构在动力弹塑性分析中的合理性，通过对其他研究者完成的某模拟地震振动台试验钢管混凝土框架模型进行了数值模拟，然后输入不同工况的地震波对该模型进行了动力时程分析。并将计算结果与实验结果进行对比。
- (4) 采用上述动力分析方法，对钢管混凝土框架结构进行了参数分析，主要从阻尼比和远场场地土类别两个方面进行了参数分析。另外，本文还将弹塑性时程分析结果与静力弹塑性分析结果进行了对比，以及简单介绍了逐步增量动力分析方法（IDA）在钢管混凝土框架当中的运用。

第 2 章 钢管混凝土框架结构弹塑性分析的理论基础

2.1 概述

一般来说, 建筑结构的地震弹塑性分析包括两个基本要素(陆新征等, 2009^[82]):

- (1) 建筑结构的弹塑性模型;
- (2) 地震作用的输入和计算。

弹塑性分析的结果可靠性与这两个基本要素相关, 如果结构的弹塑性模型越接近结构真实非线性行为以及输入的地震作用越接近结构可能遭受的真实地震作用, 那么弹塑性分析的结果就越可靠。

对于建模方法来说, 由于建筑结构自身的多样性、结构自身非线性行为的特殊性以及地震破坏的复杂性等, 使得地震下建筑结构的弹塑性建模的方法多种多样。

建筑结构弹塑性模型早先得到应用的主要有剪切层模型和弯曲层模型两种。剪切层模型多用于框架结构; 弯曲层模型多用于剪力墙结构。而后, 基于构件的集中塑性铰模型和墙体宏模型(三垂直杆、多垂直杆模型等)也相继出现并得到了大量应用。目前, 这类模型也是工程中应用得最广泛的分析模型之一。随着工程计算进一步追求精细化, 近年来工程非线性计算模型又出现基于材料本构的纤维模型和分层壳模型(也被称为非线性壳元模型、弹塑性壳元模型等)。

从模型的发展过程可以看出, 模型从宏观到微观, 模型的精细化程度越来越高, 这也使得模型的适应性变得越来越强、精确性变得越来越高。但是, 模型越发精细, 其计算量和建模工作量往往也越大。而且, 由于结构自身行为的复杂性, 有时更多基于构件试验拟合的宏观构件模型反而能更好地反映一些特殊复杂受力行为。因此, 如何选择最合适的计算模型以达到精度和效率的统一, 工程分析人员应根据实际工程具体情况具体选择。

当建筑结构地震弹塑性分析模型建好后, 分析的另一个关键问题就是地震作用的输入和计算。由于地震的随机性和复杂性, 实际上地震输入对计算结果的影响, 甚至往往会大于弹塑性模型对计算结果的影响。例如, 地震作用到底采用静力输入还是动力输入? 静力输入推覆侧力模型该如何确定? 动力输入该输入什么样的地面运动? 这个地面运动的强度应当如何衡量? 计算输入的地震作用和设防地震烈度之间又是怎样对应的? 等等, 这些都对计算结果和计算的判读有着重要的影响^[82]。

本文是研究的钢管混凝土框架结构的弹塑性时程分析, 因此, 本章将重点对钢管混凝土框架结构的有限元建模方法、静力弹塑性分析的有关原理和步骤、动力弹塑性时程分析的有关原理和基本步骤、以及有关地震波的选择等进行简单介绍。

2.2 框架结构的弹塑性有限元模型

框架结构主要以柱-梁-板构成受力体系。一般而言，在整体结构受力分析中，仅考虑梁-柱构件，不考虑或者近似考虑楼板对整体结构受力的影响。楼板的近似考虑方法主要包括以下两方面（陆新征等，2009^[82]）：

- (1) 增加梁的抗弯惯性矩，或将梁等效为 T 形梁；
- (2) 对同一楼层内构件相对位移增加附加约束，如“刚性楼板假定”等。

对于结构的弹性计算，采取上述近似方法是比较可行的。但是对于结构非线性受力分析，特别是罕遇地震作用下的非线性计算而言，上述楼板简化方法会带来较大的问题。如果条件允许，应尽量采用更加精细的方法来模拟楼板的作用^[82]。

对于一个框架构件从结构矩阵分析的角度上来说，可视为两个节点 1, 2 之间的一个宏观元件^[83]：

$$\begin{Bmatrix} F_i^1 \\ M_i^1 \\ F_i^2 \\ M_i^2 \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \Delta_i^1 \\ \theta_i^1 \\ \Delta_i^2 \\ \theta_i^2 \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

式中， F 为力， M 为弯矩， Δ 为平动位移， θ 为转角。 i 根据问题的维数可以等于 1~3。结构矩阵分析法的实质就是设法得到联系荷载（力、力矩）和变形（位移、转角）之间的刚度矩阵 $[K]$ （这个 $[K]$ 根据问题的特性还要考虑几何非线性、材料非线性、往复受力等诸多因素）。一般称这种杆端力-位移关系为恢复力模型。

对于非线性分析，构件每一个截面的刚度都和它当前的内力有关，构件内受力不同的截面其刚度也不同。这时，取哪一个截面的 EI 作为整个单元的代表刚度，就会有多种取值方法。归纳来说，一般可以分为两类，即特征截面法和数值积分法（陆新征等，2009^[82]）。

1. 特征截面法

根据工程经验选取单元内部比较有代表性的截面，然后分析其截面刚度，进而得到整个单元的刚度的方法这里称之为特征截面法。此方法在工程近似计算中应用得非常广泛。另外，在结构有限元分析中，也常常采用构件中心截面的刚度作为整个构件的代表刚度（即所谓的单点高斯积分）。当构件不同截面的内力变化较大时，这时就可以通过细分单元的方法来实现对整个构件非线性行为的近似模拟。除此之外，还有另一种特征截面计算方法，那就是将构件分为两端塑性区和中间弹性区特征截面的抗弯刚度，通过积分得到整个构件的抗弯刚度。这种方法适合塑性较多出现在构件端部的结构模拟当中，比如一般的抗震计算中运用的较多，该方法也是目前计算框架构件非线性行为的一个主要分析方法。

2. 数值积分法

数值积分法就是在一个构件中，根据积分法则，选取若干截面，计算截面刚度，然后通过积分得到整个构件刚度的一种方法。当结构内部刚度变化连续平滑时，数值积分方法能保证较高的精度。

构件的截面刚度可以简单写作：

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = [K^{sect}] \begin{Bmatrix} \varepsilon_N \\ \phi \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

与构件刚度计算存在的问题类似，如何得到构件的截面刚度也存在不同的手段。一种是基于截面的模型，可以根据事先得到的截面弯曲-曲率关系，或者轴力-轴向应变关系，直接给出截面刚度 $[K^{sect}]$ 的表达式。基于截面的模型它是根据试验结果建立截面的受力规律，然后通过有限元构造位移函数，得到截面行为和杆端力-杆端位移之间的关系。而基于构件的模型则直接根据试验结果，构造杆端力和杆端位移之间的关系。另一种则是基于材料的模型，当构件截面行为非常复杂，加上往复受力等因素影响的时候，构造出精确的基于截面的，并且可以考虑轴力-弯矩耦合滞回关系是非常困难的。因此，基于材料的模型就需要再将截面行为进行细分成许多小区域（习惯称之为纤维），根据平截面假定，计算出每个纤维的应变，然后再由材料单轴应力-应变滞回关系，计算出纤维的应力和弹性模量，最后通过积分得到整个截面的内力和刚度式。与基于截面的模型相比，此时轴力-轴向应变，弯矩-曲率之间的关系，不再是通过试验直接给出，而是通过每根纤维的材料行为，按平截面假定积分得到。

综上所述，基于构件模型、基于截面模型和基于材料模型，其最终目的都是为了得到构件的杆端力-杆端位移的相互关系，其差别为（陆新征等，2009^[82]）：

- （1）基于构件模型直接给出杆端力-杆端位移的关系；
- （2）基于截面模型通过有限元形函数，将杆端力-位移和截面力-位移关系联系起来；
- （3）而基于材料的模型，在基于截面模型的基础上，进一步引入了平截面假定，将截面力-位移关系和材料的应力-应变关系联系起来。

从构件，到截面，再到材料，建模越发精细化，故而一般适应性也更广一些。但凡事都要有其两面性，从构件到截面到材料的精细化过程，是有一定代价或者说是先决条件的一旦这个先决条件不满足，则精细化建模未必能得到更精细的结果。例如，从构建到截面的建模过程实际构件的变形不满足事先假定的形函数规律、构件出现了整体或者局部失稳等，则从截面积分得到的构件行为与真实构件行为就会有很大差异。同理，从截面到材料的建模过程，引入了平截面假定，但是如果构件的剪切变形很大，或者钢筋和混凝土之间的相对滑移很大，那么基于材料的模型也是很难准确模拟的。

因此，采取何种模型来确立构件的杆端力-杆端位移的相互关系就需要视具体情况而定，从而来选择合适的模型。本文选取了基于材料的模型—纤维模型来模拟梁柱构件，经与试验对比，结果吻合较好，说明纤维模型运用到本文的钢管混凝土框架结构中较为

合理。

2.3 静力弹塑性分析

静力非线性（弹塑性）分析又称 Pushover 分析是沿结构高度施加按一定形式分布的模拟地震作用的等效侧力，并从小到大逐步增加侧力的强度，使结构由弹性工作状态逐步进入弹塑性工作状态，最终达到并超过规定的弹塑性位移。这是目前较为实用的简化的弹塑性分析技术，比动力非线性分析节省计算工作量，因此，在结构抗震设计和抗震性能评估中被大量的设计和工程人员的采用。但也有一定的使用局限性和适用性，对计算结果需要工程经验判断。

美国联邦应急委员会的 FEMA273^[84]、FEMA274^[85]以及国家标准技术研究院 NIST、应用技术委员会的 ATC-40^[86]等文件中也引入了静力弹塑性分析方法，用来作为既有建筑的抗震性能评估方法，日本在新的《建筑基准法》^[87]中也采用了基于性能设计概念的能力谱法。我国对于弹塑性分析方法的研究起步稍晚，始于 20 世纪 90 年代，但发展迅速。目前，我国对于静力弹塑性分析方法的研究已经达到了较高水平，我国《建筑抗震设计规范》（GB50011-2010）^[88]中建筑抗震性能化设计也作出具体的说明，并明确规定采用静力弹塑性分析方法对不规则且具有明显薄弱部位的建筑结构进行验算。

2.3.1 静力弹塑性时程分析的理论基础

2.3.1.1 结构静力弹塑性分析方法的基本假定

结构静力弹塑性分析方法是在一些基本假定的基础上建立起来的，只有满足了基本假定，用静力弹塑性分析方法计算的结果才比较合适，不然就应该采用其他方法进行计算。

结构静力弹塑性分析方法是基于以下两个假定：

(1) 实际结构的地震反应是与某一等效单自由度体系的反应相关的。该假定表明结构的地震反应是由结构的某一振型起主要控制作用，而其他振型的影响可以忽略。这里的某一振型一般指结构的第一振型。

(2) 在地震计算过程中，不论结构变形大小，分析中所假定的形状向量都保持不变。

2.3.1.2 加载模式的选择

静力弹塑性分析时，习惯上将结构水平地震惯性力分布用水平侧力加载模式来代表，然而要确定这种加载模式是非常困难的。对于线弹性的结构反应来说，水平侧力分布规律就是包含地震动的周期、幅值、频谱和结构的周期、振型的一个函数；而对于非线性的结构反应来说，水平侧力分布规律还受到结构局部和整体的弹塑性性能的影响，因而变得更加复杂^[82]。不同的加载模式将影响 Pushover 分析对结构抗震性能评估的结

果。目前已有许多学者对其进行了研究并建议了多种侧力模式，以下将介绍几种国内外常用的加载模式。

当结构满足一定要求时，即对于一些规则结构来说，静力弹塑性分析一般假定侧移模式近似结构一阶振型或与一阶相近的振型^[89]。美国 FEMA-356^[90]建议这种结构的静力弹塑性分析应至少从以下两组侧力模式中分别选取一种对结构进行推覆计算。

第一组是振型相关的侧力模式，包括：

(1) 考虑楼层高度影响的侧力模式（简称“考虑高度影响侧力模式”）

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \Delta V_b \quad (2.3)$$

上式中， ΔF_i 为结构第*i*层的侧力增量； ΔV_b 为结构基底剪力增量； W_i 、 W_j 分别为第*i*层和*j*层的重量； h_i 、 h_j 分别为第*i*层和第*j*层距基底的高度； n 为结构总层数； T 为第一振型周期； k 为楼层高度修正指数， $T \leq 0.5$ 时， $k=1.0$ ， $T \geq 2.5$ 时， $k=2.0$ ， T 在0.5~2.5s之间时， k 在1.0~2.0之间线性插值。

(2) 第一振型比例型侧力分布（简称“第一振型侧力模式”）

$$\Delta F_i = \phi_i \Delta V_b \quad (2.4)$$

上式中， ϕ_i 为第一振型在第*i*层的相对位移。

(3) 振型组合侧力分布（简称“SRSS侧力模式”）

首先根据振型分析方法求得各阶振型的反应谱值，再通过以SRSS振型组合方法计算结构各层层间剪力：

$$V_i = \sqrt{\sum_s^m \left(\sum_{j=i}^n \Gamma_s W_j \phi_{sj} A_s \right)^2} \quad (2.5)$$

式中， V_i 为结构的第*i*层层间剪力； s 为结构振型阶号； m 为考虑参与组合的结构振型数； Γ_s 为第*s*振型的振型参与系数； W_j 为结构第*j*层的重量； ϕ_{sj} 为第*s*振型在第*j*层的相对位移； A_s 为第*s*振型的结构弹性加速度反应谱值。根据计算出的层间剪力可以求得各层所加侧力。

第二组侧力模式包括：

(1) 质量比例型侧力模式（简称“均布侧力模式”）

$$\Delta F_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} \Delta V_b \quad (2.6)$$

式中， W_i 、 W_j 为结构第*i*、第*j*层的重量。该侧力模式在结构各层侧力大小与该层质量成正比。

(2) 自适应侧力模式

一般的静力弹塑性分析中，在水平侧力荷载单调增加时各楼层水平的比例关系通常保持不变，即采用的是不变的定侧力模式，因此无法体现结构进入塑性后振动特性的改变对结构地震力变化的影响。于是，有研究者提出了根据结构在加载过程中随结构动力特征的改变对侧力模式进行调整的自适应侧力模式，但具体调整方法又有很多不同

[84][85][91][92][93]。自适应侧力模式在理论上讲比定侧力模式更为合理，但是它是将原来较为简化的静力弹塑性分析重新复杂化了，加上静力弹塑性分析方法本身理论上就存在不足，这种不足所引起误差使得自适应侧力模式与定侧力静力弹塑性分析相比仍然属于同一水平的近似分析方法。

此外，在我国抗震规范规定的底部剪力法中，采用了倒三角分布加顶部附加水平地震作用的分布模式，通过引入顶点附加集中力来考虑结构周期和场地类别的影响，从而减小结构在周期较长时结构顶部地震力的误差。这种水平力分布本文采纳文献[82]命名的“规范侧力模式”。表达式如式 2.8 所示。

$$\Delta F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \delta_n) \Delta V_b \quad (2.8)$$

式中， G_i 、 G_j 分别为结构第 i 和 j 层的重力荷载代表值； H_i 、 H_j 分别为结构第 i 和 j 层的高度，顶部附加侧向力为 $\delta F_n = \delta_n \Delta V_b$ ，其中， δ_n 为顶部附加侧力系数，可按文献[88]取值；

上述几种侧力模式是最基本的且较常用的水平侧力加载模式。除此之外，还有很多学者在此基础上提出了其他修正的水平侧力模式，用以考虑结构刚度、振型、阻尼或高阶振型参与的影响。然而，虽然对静力弹塑性分析选取的侧力模式进行了大量研究，但由于理论基础存在先天局限性，使得静力弹塑性分析方法只能近似反映规则结构在地震作用下的弹塑性抗震能力，对于其他类型的结构形式来说是否适用则有待于继续研究。由于单纯的改变静力推覆模式也难以从本质上提高静力弹塑性分析的精度，因此，陆新征等（2009）^[82]在通过马千里等（2008）^[89]对不同侧力模式下钢筋混凝土框架结构的弹塑性分析结果精度的研究后建议：在选择静力弹塑性分析水平侧力加载模式的基本原则就是当结果具有足够精度的前提时，尽可能地保持弹塑性分析方法的简便性。

2.3.1.3 几种常见的静力弹塑性分析方法

静力弹塑性分析方法有很多种，比较典型的有 ATC-40 建议的能力谱法、FEMA-273 建议的多参数修正位移法以及 Chopra 建议的多模态推覆分析（MPA）等三个代表性方法^[82]，现简单介绍如下：

1. 能力谱法

美国应用技术委员在 1996 年发表的文件 ATC-40^[86]中建议的静力弹塑性分析方法就是能力谱法，该方法采用了等效阻尼折减的线弹性需求谱。其计算步骤大致如下^[82]：

- (1) 对研究结构选定合适的单元恢复力模型建立结构构件的弹塑性模型；
- (2) 采用不少于两种不同分布模式的水平荷载在结构的每个主要受力方向进行分析，逐步单调加载至结构破坏，记录各级荷载下结构的反应值，从而得到结构底部剪力 V_b 与顶点位移 u_n 的关系曲线；
- (3) 以结构底部剪力 V_b 与顶点位移 u_n 的关系曲线作为静力推覆能力曲线，将其转化为能力谱 S_a - S_d 曲线；

(4) 将等效单自由度体系的弹性反应谱由传统的 S_a-T 形式转化为加速度-位移关系 S_a-S_d 谱曲线。转换方法采用下式：

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d \quad (2.9)$$

(5) 将能力谱曲线和需求谱曲线叠加在同一坐标轴中，得到两曲线的相交点。此交点就是结构在对应水准地震作用下的响应峰值，称为性能点，性能点所对应的位移即为等效单自由度体系在该地震作用下的谱位移；

(6) 根据性能点处于能力谱曲线何段定性宏观评估该结构在给定地震作用下的反应特征和破坏情况。

2. 多参数修正位移法

美国 FEMA-273/274 中建议的静力弹塑性分析方法是多参数修正的位移法。在多参数修正位移中，是由弹性位移谱和一系列修正系数来得到决定位移需求的弹塑性位移谱的。

多参数修正位移法的步骤大致如下^[82]：

- (1) ~ (2) 同上述 ATC-40 建议的能力谱方法；
- (3) 用式 (2-10) 来估算结构的目标位移；

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.10)$$

式中， C_0 为等效单自由度体系与建筑物顶点位移的比例因子； C_1 为最大非线性位移期望值与线性位移的比例因子； C_2 为滞回环形状对最大位移反应的影响系数； C_3 为 $P-\Delta$ 效应对位移反应的影响系数； S_a 为在实际自振周期和阻尼内的谱反应加速度； T_e 为实际的自振周期； g 为重力加速度。

(4) 一旦目标位移确定，就能够用能力曲线得到结构构件在该位移水平时的总内力和变形来估计结构构件的性能。如果强度和变形要求超过了允许值，那么就认为结构构件或单元达不到规定的性能要求。

3. 多模态推覆分析 (MPA)

Chopra 等^[94]提出了多模态推覆分析方法 (Model Pushover Analysis)，即 MPA 方法，它是基于弹性 MDOF 系统振型分解组合法原理发展而来，与前两种方法相比，即保持了传统推覆分析方法的简便性，同时又考虑了高阶振型的影响。

MPA 方法的主要步骤如下^[82]：

- (1) 计算结构线弹性条件下各阶振动频率 ω_n 和振型 ϕ_n ；
- (2) 绘出在荷载 $s^* = m\phi_n$ 作用下基底剪力与顶点位移之间的关系曲线 ($V_b - u_n^{roof}$)，其中 m 为质量矩阵；
- (3) 将 $V_b - u_n^{roof}$ 曲线简化为理想双线型曲线；
- (4) 利用第 n 阶振型多自由度和等效非线性单自由度体系的相互转换关系，将理

想双线型 $V_b - u_n^{roof}$ 趋向转化成第 n 阶弹塑性 SDOF 体系的荷载位移关系 ($F_{sn} - D_n$)，确定弹性振动初始周期 T_n 和屈服位移 D_{ny} ；

(5) 计算第 n 阶弹塑性 SDOF 体系的地震位移响应 D_n ；

(6) 根据第 n 阶弹塑性 SDOF 体系的地震位移响应 D_n 和结构第 n 阶振型特性计算多自由度体系对应的顶层位移 $u_{n,0}^{roof} = \Gamma_n \phi_n^{roof} D_n$ ， Γ_n 为 n 阶振型参与系数；

(7) 根据顶点位移 $u_{n,0}^{roof}$ 和推覆曲线得到结构各自由度对应的反应值 $r_{n,0}$ ；

(8) 对各阶振型重复步骤 (3) ~ (7)，一般来说，考虑的振型越多，则精度越高，通常，前 2 阶或者前 3 阶振型就足够了；

(9) 运用合适的模态组合规则（如 SRSS 方法）组合各阶模态反应峰值，确定总的反应值 r_{MPA} 。

2.3.2 静力弹塑性分析方法的优缺点

2.3.2.1 静力弹塑性分析方法的优点

从上面对静力弹塑性一些基本原理的介绍，可以看出静力弹塑性分析方法能够通过简单的分析过程了解结构在侧向力作用下从构件到结构多层面的弹塑性性能，且基本不影响传统结构设计流程（弹性设计、弹塑性验算），因而在应用上有着很好的优势，其主要优点包括：

(1) 可以对结构的弹塑性全过程进行分析，从而了解构件破坏过程、传力途径的变化、结构破坏机制的形成以及设计中薄弱部位等；

(2) 可以较为简单地确定结构在不同地震强度下的目标位移、变形需求，以及相应的构件和结构能力水平。

2.3.2.2 静力弹塑性分析方法的缺点

静力弹塑性分析方法虽然在结构分析中相对简单，也容易理解，但静力弹塑性分析方法是基于一些基本假定和一些简化的基础上建立起来的，正因为如此，静力弹塑性分析方法不可避免的表现出一些缺点^[82]：

(1) 该方法是一种静力分析方法，因此它没有考虑如地震作用持续时间、能量耗散、结构阻尼、材料动态性能和承载力衰减等影响因素，并且也难以反映结构在地震作用下的外部环境、地震输入、构件本身以及结构整体分析等大量的不确定性因素。

(2) 水平荷载分布模式的选择对静力弹塑性分析方法的结果会有影响，而如何更为合理的选择水平荷载分布还需要进一步的研究。因此，将直接影响对抗震性能的评论的判断。

(3) 该方法主要适用于一阶振型占主导地位的中低层结构的近似分析。对于高振型的参与影响，虽然也有相应的一些研究，但其在结构中的准确性和适用性目前研究仍较少，需要进一步的研究。因此，其计算结果可能低估层间位移，特别是上层层间位移。

(4) 基于静力弹塑性分析方法的基本假定, 应用于二维不规则结构分析还有不小的难度。此外, 对于平面、立面等不规则的三维结构, 如何采用静力弹塑性分析得到合理的近似结果? 如何考虑两个方向的扭转效应? 等等这些问题都还需要进一步研究。

(5) 下降段负刚度的处理难度很大, 这对静力弹塑性分析方法应用于结构极限状态的分析产生了阻碍。

2.4 动力弹塑性时程分析

通过建立结构弹塑性分析模型, 采用结构动力方程的数值分析方法, 求解结构在地震作用下各时刻各质点的位移、速度、加速度以及构件内力等的一种方法称为动力弹塑性时程分析方法。该方法可以给出结构开裂和屈服的顺序, 发现应力和变形集中的部位以及获得结构的弹塑性变形和延性要求, 进而可以判明结构的屈服机制、薄弱环节及可能的破坏类型。另外, 该方法还可以反映地面运动的方向、特性及持续作用的影响, 也可以考虑地基和结构的相互作用、结构的各种复杂非线性因素(包括几何、材料、边界连接条件非线性)以及分块阻尼等问题。

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方法已经越来越受重视, 很多国家将该方法列入了国家规范, 作为传统规范设计方法的必要补充。我国《建筑抗震设计规范》GB50011-2010^[88]5.1.2 条作了如下规定: “特别不规则的建筑、甲类建筑和表 5.1.2-1 所列高度范围的高层建筑, 应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算”。另外, 还对罕遇地震下结构的变形计算做了规定: “计算罕遇地震下结构的变形计算应按本规范第 5.5 节规定, 采用简化的弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法”。

动力弹塑性时程分析一般包括以下几个步骤:

- (1) 建立结构弹塑性的几何模型;
- (2) 定义材料的本构关系、截面类型、单元类型, 确定结构的质量、刚度和阻尼矩阵;
- (3) 定义边界条件;
- (4) 选择分析计算方法;
- (4) 输入适合本场地的地震波开始计算;
- (5) 对结果数据进行处理, 对结构整体抗震性能做出评估、分析。

结构的动力弹塑性分析方法中从计算模型的简化、材料和单元模型的确定、地震波的选用、以及计算结果的分析 and 后处理都需要进行大量的工作, 而且一般数据量都比较庞大, 计算周期也较长, 是一项非常复杂的工作, 因此在实际工程中并没有得到广泛的运用。但该方法是目前进行结构抗震分析最为理想的一种方法, 具有其它方法无可比拟的优势。相信随着计算机的不断发展运用、模型的精确化程度的提高以及专业技术人员水平的不断提高, 结构动力弹塑性时程分析方法将成为今后结构分析方法的一种重要方法。

2.4.1 动力弹塑性时程分析的基本原理

框架结构的弹塑性时程分析方法一般是先将框架结构离散化，通过集中质量法将框架结构化为多自由度体系，建立弹塑性振动体系，然后直接按照地震动数据输入地面运动，通过数值积分进行运算，进而求得不同时间点上的结构的内力和变形的全过程。

实际中的结构体系是连续的，结构的质量也是连续分布的，有无数多个自由度，因此在计算时为了简化计算，一般情况下，是通过把分布质量向有限点集中的直观手段，将连续体转化为多自由体系。这样就可以写出多自由度体系在地面运动作用下的动力方程为：

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (2.11)$$

式中， $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为体系的质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵。 $\{\ddot{u}\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 和 $\{u\}$ 分别为体系的加速度、速度和水平位移。 $\{\ddot{u}_g\}$ 为地面运动水平加速度。通过将强震记录下来的某水平分量下的加速度-时间曲线划分为很小的时段，然后通过振动方程，依次对各个时段进行直接积分，从而求出体系在各时刻的位移、速度和加速度，进而就能计算出结构的内力。

式(2.11)中结构的质量矩阵、阻尼矩阵和整体的刚度矩阵都是通过每个构件所赋予的单元和材料类型组装而成。而动力弹塑性分析中对于材料则需要考虑包括：在往复循环加载下，钢材及混凝土的滞回性能、以及混凝土从出现开裂直至完全压碎退出工作全过程中的刚度退化和混凝土拉压循环中强度恢复等大量非线性问题。如何解决这些非线性问题就是弹塑性时程分析的关键所在。

地震作用是一个连续的过程，但在进行结构时程分析时，很难找到某种函数形式用来表示地震作用过程，在求解动力方程时，也很难得到体系动力反应的解析解。我们所能得到的是在地震中记录的一些地震动数据，这些数据是离散时间点上的值，因此，习惯上通过数值积分的方式来求解地震作用下的结构动力反应。当结构为线弹性时，可以采用基于叠加原理的时域分析方法—Duhamel 积分方法和频域分析方法—Fourier 变换方法来求解，但当结构随着外荷载的增大进入弹塑性，或者结构位移较大时结构进入几何非线性时，基于叠加原理的这两种方法就不再适用了。此时可以采用时域逐步积分方法来求解运动微分方程，以下为目前用于结构动力反应分析的时域逐步积分法的一般方法（刘晶波等，2007^[95]）：

- (1) 分段解析法。
- (2) 中心差分法。
- (3) 平均常加速度法。
- (4) 线性加速度法。
- (5) Newmark- β 法。
- (6) Wilson- θ 法。

时域逐步积分法中假设结构本构关系在一个微小的时间步距内是线性的，即相当于用分段直线的方法来逼近实际的曲线，这种方法是在结构动力问题中一个得到广泛研究

的课题，并在结构动力反应计算中得到广泛应用。时域逐步积分法研究的是离散时间上的值，它符合计算机存储的特点。与运动变量的离散化相对应，体系的运动微分方程也不一定要求全部时间上都满足，而仅要求在离散时间点上满足就可以了。因此，时域逐步积分法具有更强的适用性，能够解决动力分析中的各种非线性问题。

本文运用的是 Newmark- β 法来对结构进行弹塑性时程分析。因此在这里仅对 Newmark- β 法作简单介绍。

Newmark- β 法是将时间离散化，然后要求在离散时间点上满足运动方程，假设在 t_i 时刻的 u_i 、 \dot{u}_i 、 \ddot{u}_i 已经求得，然后计算 t_{i+1} 时刻的运动的一种方法。该方法不像中心差分法那样，用差分对 t_i 时刻的运动方程展开，得到外推计算 u_{i+1} 的公式，而是通过对 t_i 至 t_{i+1} 时段内加速度规律的假设，将 t_i 时刻的运动量作为初始值，通过积分方法从而得到计算 t_{i+1} 时刻的运动公式^[95]。

离散时间点 t_i 和 t_{i+1} 时刻的加速度值为 \ddot{u}_i 和 \ddot{u}_{i+1} ，Newmark- β 法假设在 t_i 和 t_{i+1} 之间的加速度值是介于 \ddot{u}_i 和 \ddot{u}_{i+1} 之间的某一常量，记为 α ，如图 2.1 所示。

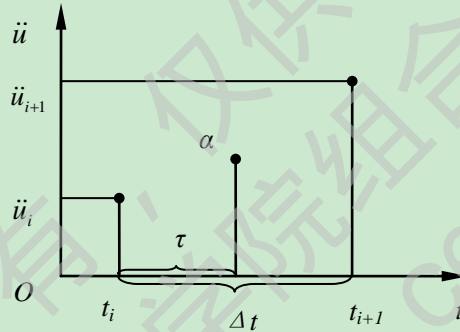


图 2.1 Newmarket- β 法离散时间点及加速度假设

根据 Newmark- β 法的基本假设，有

$$a = (1 - \gamma)\ddot{u}_i + \gamma\ddot{u}_{i+1} \quad (0 \leq \gamma \leq 1) \quad (2.12)$$

为得到稳定和高精度的算法， a 也用另一控制参数 β 表示，即

$$a = (1 - 2\beta)\ddot{u}_i + 2\beta\ddot{u}_{i+1} \quad (0 \leq \beta \leq 1/2) \quad (2.13)$$

通过在 t_i 到 t_{i+1} 时间段上对加速度 a 积分，可得 t_{i+1} 时刻的速度和位移

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta t a \quad (2.14)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t \dot{u}_i + \frac{1}{2} \Delta t^2 a \quad (2.15)$$

分别将式 (2.12) 代入式 (2.14) 和将式 (2.13) 代入式 (2.15) 得

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + (1 - \gamma)\Delta t \ddot{u}_i + \gamma \Delta t \ddot{u}_{i+1} \quad (2.16)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t \dot{u}_i + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{u}_i + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_{i+1} \quad (2.17)$$

式 (2.16)、(2.17) 是 Newmark- β 法的两个基本递推公式，由这两式可解得 t_{i+1} 时刻的速度和加速度的计算公式

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (u_{i+1} - u_i) - \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{u}_i - \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \Delta t \quad (2.18)$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{u}_i \quad (2.19)$$

由式 (2-18)、(2-19) 给出的运动满足 t_{i+1} 时刻的运动控制方程

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = P_{i+1} \quad (2.20)$$

将式 (2.18)、(2.19) 代入式 (2.20) 得 t_{i+1} 时刻位移 u_{i+1} 的计算公式

$$\hat{k}u_{i+1} = \hat{P}_{i+1} \quad (2.21)$$

其中

$$\hat{k} = (k + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c)$$

$$\hat{P}_{i+1} = P_{i+1} + [\frac{1}{\beta\Delta t^2}u_i + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i + (\frac{1}{2\beta} - 1)\ddot{u}_i]m + [\frac{\gamma}{\beta\Delta t}u_i + (\frac{\gamma}{\beta} - 1)\dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\frac{\gamma}{\beta} - 2)\ddot{u}_i]c$$

可见 \hat{P}_{i+1} 是由 t_i 时刻的位移、速度、加速度和 t_{i+1} 时刻的外荷载决定的, 是已知的和预先已求得的, 则用式 (2.21) 可求得 t_{i+1} 时刻的位移 u_{i+1} , 再利用式 (2.18)、(2.19) 可求得 t_{i+1} 时刻的速度 \dot{u}_{i+1} 和加速度 \ddot{u}_{i+1} , 循环以上步骤, 得到所有离散时间点上的位移、速度和加速度。

对于多自由度体系, Newmark- β 法的逐步积分公式为

$$\begin{cases} [\hat{K}]\{u\}_{i+1} = \{\hat{P}\}_{i+1} \\ \{\dot{u}\}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(\{u\}_{i+1} - \{u\}_i) + (1 - \frac{\gamma}{\beta})\{\dot{u}\}_i + \Delta t(1 - \frac{\gamma}{2\beta})\{\ddot{u}\}_i \\ \{\ddot{u}\}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}(\{u\}_{i+1} - \{u\}_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}\}_i - (\frac{1}{2\beta} - 1)\{\ddot{u}\}_i \end{cases} \quad (2.22)$$

而等效刚度阵和等效荷载向量分别为

$$[\hat{K}] = [K] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C]$$

$$\begin{aligned} \{\hat{P}\}_{i+1} = & P_{i+1} + [M][\frac{1}{\beta\Delta t^2}\{u\}_i + \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}\}_i + (\frac{1}{2\beta} - 1)\{\ddot{u}\}_i \\ & + [C][\frac{\gamma}{\beta\Delta t}\{u\}_i + (\frac{\gamma}{\beta} - 1)\{\dot{u}\}_i + \frac{\Delta t}{2}(\frac{\gamma}{\beta} - 2)\{\ddot{u}\}_i] \end{aligned}$$

Newmark- β 法的求解过程如下:

(1) 基本数据准备和初始条件计算:

I. 选择时间步长 Δt 、参数 β 和 γ , 并计算积分常数:

$$b_0 = \frac{1}{\beta\Delta t^2}; \quad b_1 = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}; \quad b_2 = \frac{1}{\beta\Delta t}; \quad b_3 = \frac{1}{2\beta} - 1; \quad b_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1;$$

$$b_5 = \frac{\Delta t}{2}(\frac{\gamma}{\beta} - 2); \quad b_6 = \Delta t(1 - \gamma); \quad b_7 = \gamma\Delta t.$$

II. 确定运动的初始值 $\{u\}_0$ 、 $\{\dot{u}\}_0$ 、 $\{\ddot{u}\}_0$ 。

(2) 形成刚度矩阵 $[K]$, 质量矩阵 $[M]$ 和阻尼矩阵 $[C]$ 。

(3) 形成等效刚度矩阵 $[\hat{K}]$, 即

$$[\hat{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

(4) 计算 t_{i+1} 时刻的等效荷载

$$\{\hat{P}\}_{i+1} = \{P\}_{i+1} + [M][b_0\{u\}_i + b_2\{\dot{u}\}_i + b_3\{\ddot{u}\}_i] + [C][b_1\{u\}_i + b_4\{\dot{u}\}_i + b_5\{\ddot{u}\}_i]$$

(5) 求解 t_{i+1} 时刻的位移，即

$$[\hat{K}]\{u\}_{i+1} = \{\hat{P}\}_{i+1}$$

(6) 计算 t_{i+1} 时刻的加速度和速度

$$\begin{aligned}\{\ddot{u}\}_{i+1} &= b_0(\{u\}_{i+1} - \{u\}_i) - b_2\{\dot{u}\}_i - b_3\{\ddot{u}\}_i \\ \{\dot{u}\}_{i+1} &= \{\dot{u}\}_i + b_6\{\ddot{u}\}_i + b_7\{\ddot{u}\}_{i+1}\end{aligned}$$

循环第 (4) 至 (6) 计算步骤，可以得到线弹性体系在任一时刻的动力反应，对于非线性问题，则循环第 (2) 至 (6) 步完成计算。

2.4.2 地震波输入的选择

地震作用是一个随机过程，受到地质地层构造、传播过程、地震发震机制等各方面因素的影响，使得研究者们无法准确地找到地震作用随时间的变化规律，因此也很难模拟在不同场地下的地震波时程，为了解决这一难题，目前国际上采用了一些折中的方法加以解决。如：美国 FEMA、USGS 等部门组织了 NGA 研究计划，建立了美国全国不同地区不同设防水准对应的地面运动反应谱；美国 PEER、ATC 等机构，通过对国际上历次地震记录的地面运动进行详细的分类整理，在此基础上建议了基于实测地面运动的地震波数据库，供抗震时程分析选用；由于地面运动的复杂性，美国 ATC-63 报告^[96]，针对中硬场地，建议了 22 条远场地震波（如表 2.1）和 28 条近场地震波（如表 2.2），来考虑地震波离散性的影响。以上地震波基于以下 8 条选取：

- (1) 地震震级大于 6.5 级；
- (2) 震源机制为走滑或逆冲断层；
- (3) 场地为岩石或硬土地地；
- (4) 震中距大于 10km；
- (5) 来自于同一地震事件的地震波不多于 2 条；
- (6) 地震波的加速度峰值（PGA）大于 0.2g，速度峰值（PGV）大于 15cm/s；
- (7) 地震波的有效周期至少达到 4s；
- (8) 强震仪安放在自由场地或小建筑的地面层。

表 2.1 ATC-63 建议采用的远场（距离震中大于 10km）地震动记录

编号	震级	发生年份	名称	地震台	来源
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	USC
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE

8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS
18	7	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB
21	6.6	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor	CDMG
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--

表 2.2 ATC-63 建议采用的近场（距离震中 < 10km）地自动记录

编号	震级	发生年份	地震名称	记录台名称	来源
脉冲型子集					
1	6.5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	CDMG
2	6.5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array #7	USGS
3	6.9	1980	Irpinia, Italy-01	Sturno	ENEL
4	6.5	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	USGS
5	6.9	1989	Loma Prieta	Saratoga-Aloha	CDMG
6	6.7	1992	Erzican, Turkey	Erzincan	--
7	7.0	1992	Cape Mendocino	Petrolia	CDMG
8	7.3	1992	Landers	Lucerne	SCE
9	6.7	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	DWP
10	6.7	1994	Northridge-01	Sylmar-Olive View	CDMG
11	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Izmit	ERD
12	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	CWB
13	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU102	CWB
14	7.1	1999	Duzce, Turkey	Duzce	ERD

非脉冲型子集

15	6.8	1984	Gazli, USSR	Karakyr	--
16	6.5	1979	Imperial Valley-06	Bonds Corner	USGS
17	6.5	1979	Imperial Valley-06	Chihuahua	UNAMUCSD
18	6.8	1985	Nahanni, Canada	Site 1	--
19	6.8	1985	Nahanni, Canada	Site 2	--
20	6.9	1989	Loma Prieta	BRAN	UCSC
21	6.9	1989	Loma Prieta	Corralitos	CDMG
22	7.0	1992	Cape Mendocino	Cape Mendocino	CDMG
23	6.7	1994	Northridge-01	LA-Sepulveda VA	USGS/VA
24	6.7	1994	Northridge-01	Northridge-Saticoy	USC
25	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Yarimca	KOERI
26	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU067	CWB
27	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU084	CWB
28	7.9	2002	Denali, Alaska	TAPS Pump Sta. #10	CWB

表 2.3 《建筑工程抗震性态设计通则》推荐用于各类场地的设计地震动

场地类别	用于短周期结构输入 (0~0.5s)		用于中周期结构输入 (0.5~1.5s)		用于长周期结构输入 (1.5~5.5s)	
	组号	记录名称	组号	记录名称	组号	记录名称
I	F1	1985, La Union, Michoacan Mexico	F1	1985, La Union, Michoacan Mexico	F1	1985, La Union, Michoacan Mexico
	F2	1994, Los Angeles Griffith Observation, Northridge	F2	1994, Los Angeles Griffith Observation, Northridge	F2	1994, Los Angeles Griffith Observation, Northridge
	N1	1988, 竹塘 A 浪琴	N1	1988, 竹塘 A 浪琴	N1	1988, 竹塘 A 浪琴
II	F3	1971, Castatic Oldbridge Route, San Fernando	F4	1979, El Centro, Array # 10, Imperial Valley	F4	1979, El Centro, Array # 10, Imperial Valley
	F4	1979, El Centro, Array#10, Imperial Valley	F5	1952, Taft, Kern County	F5	1952, Taft, Kern County
	N2	1988, 耿马 1	N2	1988, 耿马 1	N2	1988, 耿马 1

III	F6	1984, Coyote Lake Dam, Morgan Hill	F7	1940, El Centro-Imp. Vall. Irr. Dist, El Centro	F7	1940, El Centro-Imp. Vall. Irr. Dist, El Centro
	F7	1940, El Centro-Imp. Vall. Irr. Dist, El Centro	F12	1966, Cholame Shandon Array2, Parkfield	F5	1952, Taft, Kern County
	N3	1988, 耿马 2	N3	1988, 耿马 2	N3	1988, 耿马 2
IV	F8	1949, Olympia Hwy Test Lab, Western Washington	F8	1949, Olympia Hwy Test Lab, Western Washington	F8	1949, Olympia Hwy Test Lab, Western Washington
	F9	1981, Westmor and, Westmoreland	F10	1984, Parkfield Fault Zone 14, Coalinga	F11	1979, El Centro Array # 6, Imperial Valley
	N4	1976, 天津医院, 唐山地震	N4	1976, 天津医院, 唐山地震	N4	1976, 天津医院, 唐山地震

注：组号中符号 F 代表国外记录，N 代表国内记录。

我国的《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160-2004（试用）^[97]中对于地震加速度时程的选择也进行了相关建议，如表 2.3。除此之外，谢礼立等(2009)^[98]通过研究还确定了 43 条最不利设计地震动（包括国外地震动 17 条、中国台湾地区 17 条、中国内地 9 条）、43 条适合于一般重要性的结构或地震危险性较低地区抗震验算的输入地震动（包括国外地震动 15 条、中国台湾地区 22 条、中国内地 6 条），并补充进相应的其他分量，共 38 组最不利设计地震动（包括国外地震动 15 组、中国台湾地区 17 组、中国内地 6 组）及 42 组适合于重要性一般的结构或地震危险性较低地区抗震验算的输入地震动（包括国外地震动 15 组、中国台湾地区 22 组、中国内地 5 组）。

当前，建筑结构的形式日益丰富，高度和跨度不断增长，对于结构的计算分析手段也提出了越来越高的要求。随着计算机软硬件水平的不断提高，将动力弹塑性时程分析方法应用于工程实践中已经逐渐变为现实，相信动力弹塑性分析方法必将在结构设计中得到更加广泛的应用。

2.4.3 增量动力分析法（IDA）

增量动力分析法（incremental dynamic analysis, IDA）是一种用于评价结构抗震性能的分析方法，它的基本做法是将一条地震动记录乘上一系列因子，从而将其“调幅”为一系列地震动记录；然后通过计算这一系列“调幅”地震动作用下结构的动力响应，绘制“动力响应-调幅地震动参数”曲线，此曲线即为 IDA 曲线；变换地震动记录，从而得到多条 IDA 曲线；对所得的多条 IDA 曲线进行统计分析，从而评价在不同地震水准下的结构性能，如可继续使用点（immediate occupancy, IO）、不倒塌极限状态点（collapse prevention, CP）、整体失稳点（global instability, GI）等。从结构评估角度

看, IDA 可以看作是一种动力推覆分析法^[99]。从另一个角度来看, 这以我国目前进行的建筑结构模型的振动台试验研究中, 将选定的强震记录和人工波, 按不同的设防阶段进行调幅后输入到模型结构中, 来考察模型结构的抗震性能的思想如出一辙^[100]。

早于 1977 年 IDA 法的基本概念就由 Bertero^[101]提出了, 近年来这种方法被越来越多的学者以不同形式引入到结构基于性能的抗震评估中^{[102][103][104][105]}。美国 FEMA350^[106], FEMA351^[107]中已采用 IDA 法作为评估结构整体抗倒塌能力的一种方法。国内曹炳政等 (2004)^[108]运用 IDA 法对某炼油厂的钢框架进行了 8 度罕遇地震下的性能评估; 马千里等 (2008)^[89]采用 IDA 法分析比较了 6 层和 10 层钢筋混凝土框架结构 Pushover 方法中不同侧力模式对计算结果的影响; 周颖等 (2010)^[109]对某 15 层钢框架-混凝土核心筒混合结构进行增量动力分析, 然后对其进行了抗震性能评估; 尽管如此, 却很少见到将 IDA 法运用于钢管混凝土框架结构的分析评估当中, 因此, 将 IDA 法运用到钢管混凝土结构当中对钢管混凝土结构进行抗震性能分析也是很有必要的。

2.4.4 动力弹塑性分析的优缺点

动力弹塑性分析由于输入的是真实的地震动, 因此它的优点是能够模拟地震动作用下结构反应的全过程, 并且能够较真实的反应结构在地震动作用下的位移以及内力的变化情况, 另外, 我们还可以对结构进行多方向的地震动输入, 从而更全面的了解结构的各个方向抗震性能。缺点是计算量较大, 比如采用 IDA 法对结构进行抗震性能评估, 那么对同一地震动就需要多组计算, 才能得到一条“动力响应-调幅地震动参数”曲线, 如果要得到多组地震动的 IDA 结果计算量就更大; 输入地震波的选取问题目前还没有完全全解决, 对同一个模型选择不同的地震动输入相同的地震动参数, 其计算的结果可能会相差很大, 另外, 地震是一个随机的过程, 每一条地震动记录都不会是一样的, 也就是说用以往记录到得地震波并不能代表将来可能发生的地震动情况, 因此, 这对于如何选取地震波是一个非常复杂的一个问题, 它也是目前乃至以后都将面临的一个重要的问题。

2.5 结构非线性问题的求解

结构非线性问题一般可以分为三类 (张文元, 2005^[111]): 几何非线性、材料非线性以及边界非线性。有时由于结构的位移或应变相当大, 以至于必须按照变形后的几何位置来建立平衡方程, 这类问题习惯上称之为几何非线性问题; 当采用材料模型建模时, 一般材料本身的应力应变关系都是非线性的, 这类习惯上称之为材料非线性问题; 另外还有一种就是当结构的边界条件由于某种原因发生了变化, 由这种变化引起的非线性问题称为边界非线性问题。

非线性问题的求解归根到底就是求解一个非线性的平衡方程, 例如一般人们习惯上喜欢用位移来作为未知数对结构进行有限元分析, 这样就可以得到一组总体平衡方程组:

$$[K(\delta)]\{\delta\} = \{R\} \quad (2.23)$$

式中： $[K(\delta)]$ 为总刚度矩阵，是节点位移的函数； $\{\delta\}$ 为节点位移列阵； $\{R\}$ 为节点荷载列阵。此处的总刚度矩阵 $[K(\delta)]$ 不同于线性问题中的总刚度矩阵，矩阵中各元素已经不再是常量，它是随着结构应力和位移变化而变化的一个量。另外，在材料非线性问题当中，联系应力应变之间关系的物理矩阵 $[D]$ 也是随应变或应力的变化而变化的，它不像线弹性问题的弹性矩阵那样是一常数，而应力或应变的大小又与节点位移有关，也就是说实际上的物理矩阵也随节点位移大小的变化而变化，是一个节点位移的函数，即

$$[D] = [D(\delta)] = f(\delta) \quad (2.24)$$

由单元刚度矩阵集成总刚度矩阵为：

$$[K(\delta)] = \sum \int [B]^T [D(\delta)] [B] dV \quad (2.25)$$

从式(2.25)中可知，要求的结构总体刚度矩阵 $[K(\delta)]$ 也是一个关于节点位移 $\{\delta\}$ 的函数。从总体平衡方程式(2.23)中可以看出，要得到未知位移列阵 $\{\delta\}$ ，必须先确定位移荷载列阵 $\{R\}$ 和总体刚度矩阵 $[K(\delta)]$ ，然而要得到总体刚度矩阵 $[K(\delta)]$ 又必须通过位移列阵 $\{\delta\}$ 来确定，进而才能确定各单元的应变、应力和单元刚度矩阵，这样的矛盾对于给直接求解非线性方程带来了相当大的困难。

为此，人们采用了数值法来求解这样的非线性方程，非线性方程求解的数值法大致可以归纳为三类：迭代法、增量法以及增量迭代混合法。所谓的增量法就是将荷载划分为许多增量，然后每次施加一个荷载增量。在一个荷载增量中，假定刚度矩阵是常数；但在不同的荷载增量中，刚度矩阵可以有不同的数值，与应力-应变关系相对应。迭代法是在每次迭代过程中都施加全部荷载，但是通过逐步修改位移和应变，使之满足非线性的应力-应变关系。所谓混合法就是同时采用了增量法和迭代法，即荷载仍然划分为荷载增量，但增量的个数较少，而对每一个荷载增量进行迭代计算。

2.6 本章小结

为了研究钢管混凝土框架结构的弹塑性时程分析，本章首先介绍了模拟框架结构模型中梁、柱和板的一般方法以及非线性分析中刚度矩阵的建立方法。然后着重对静力弹塑性分析理论和弹塑性时程分析理论进行了介绍。

框架结构模型建立方法的介绍中，本文大概介绍了板的模拟方法、梁和柱的模拟方法，以及简单介绍了各种方法的一些特点，为后面建立钢管混凝土框架结构弹塑性模型的理论基础。

在静力弹塑性分析理论介绍中，本文对结构静力弹塑性分析方法的基本假定、静力分析时加载模式的选择以及几种常见的静力方法进行了一些介绍，同时，还对静力弹塑性分析方法的一些优缺点进行了简单的概括介绍。对静力弹塑性分析的一般过程以及静力弹塑性分析的一些特点介绍，是后面钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析的理论基础，为后文中为何选择不同加载模式进行静力弹塑性分析以及为什么为何比较不同加载模式下结构的不同反应等带来了理论依据。

在动力弹塑性时程分析理论介绍中，对动力问题中结构动力方程的建立和求解、非

线性问题的求解、地震波输入的选择等方面进行了简单介绍，然后还对增量动力分析法（IDA）以及动力弹塑性分析方法的优缺点同样也进行了简单的介绍。通过对结构动力弹塑性时程分析理论的介绍，为后文中进行钢管混凝土框架结构弹塑性时程分析时，为何需要研究不同地震动对钢管混凝土框架结构的不同影响以及研究不同阻尼比对钢管混凝土框架结构的影响带来理论依据。不仅如此，进一步了解了动力问题的求解问题方法以及影响动力求解精度的一些因素，还对结构动力时程分析时遇到的一些问题带来有很大的帮助。

本章介绍了结构进行弹塑性分析的一些基本原理，包括动力静力弹塑性、动力弹塑性的一些基本方法以及非线性方程的求解等。从第3章、第4章起将进行钢管混凝土框架结构的静力弹塑性和弹塑性时程分析的研究。

第 3 章 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析

3.1 概述

在过去十多年的时间里，基于位移的抗震设计受到了人们的广泛关注，这种新的设计方法要求建筑设计时几个期望性能化水平要适应不同的地震风险水平的要求，为了实现这样的目的，传统的基于弹性力的设计过程不再能满足要求，我们更需要一种基于非线性位移的设计方法。目前，这个方法在一些建议和指导性守则、文件中被推荐。如 SEAOC Vision 2000 (1995)^[110]、ATC-34(1994)^[112]、ATC-40(1996)^[86]、FEMA273(1997)^[84]、FEMA274(1997)^[85]、Eurocode 8^[113]、Building standard law of Japan^[87]等等

基于位移的性能化抗震设计方法的一个重要的环节就是估计建筑物在地震作用下的非线性反应。目前主要有两种方法计算建筑物在地震作用下的弹塑性反应：一种是弹塑性时程分析，另一种是简化的静力弹塑性分析。虽然弹塑性时程分析能考虑真实地震情况，分析结果也更加真实。但是，弹塑性时程分析结果很大程度上依赖于地震动的选取和输入，如何选取地震动这个问题非常复杂，目前仍然没有得到很好的解决。因此，目前这种方法还没有能够得到广泛的运用，大多数规范仍是采用能反映区域性震动平均特征的反应谱来计算结构地震作用的大小。静力弹塑性分析方法没有弹塑性时程分析方法那样复杂，对于常用的一种静力弹塑性方法 Pushover 法来说，它能利用反应谱作为需求谱去估计结构的地震反应（Chopra and Goel, 1999）^[114]。因此，在基于位移的性能化抗震设计方法中 Pushover 分析被推荐使用。

在 Pushover 分析中，首先是选取一种侧移加载模式，然后在加载模式下进行静力分析，加载方式为一步一步加载，直到结构达到预定的目标位移为止。从而得到结构的基底剪力和定点位移的关系曲线作为结构的能力曲线。不同的加载模式将会得到不同的能力曲线，如果能力曲线低估或者高估了建筑物的抗震能力，那么用在估计目标位移的基于能力曲线和设计需求谱的方法将不再真实可靠。因此，在 Pushover 分析中加载模式的选择特别重要。

本文通过建立钢管混凝土框架的弹塑性模型，采取几种常见的加载模式对结构进行分析研究，说明不同加载模式对钢管混凝土框架静力弹塑性分析的影响。

3.2 算例概况

为了对钢管混凝土框架结构进行静力弹塑性分析，根据文献[11]规定的钢管混凝土框架总高度的限制要求，共设计了 3 栋钢管混凝土框架结构，其楼层数分别为 6 层、8 层和 10 层。本例设计的三栋钢管混凝土框架结构均为办公楼，层高均为 3.3m，主要参数如下：拟建场地基本烈度 8 度，抗震设防烈度为 8 度，属地震第二组，建筑场地类别为 II 类。钢材选用 Q235，混凝土选用 C40 混凝土。框架平面相同如图 3.1 所示，未标注的梁为 B-1，柱为 C。其他参数见表 3.1。

设计的主要荷载为：

楼面荷载

90 厚建筑做法： $0.09 \times 20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$

120 厚钢筋混凝土楼板： $0.12 \times 25 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

吊顶、抹灰： 0.7 kN/m^2

恒荷载： 5.5 kN/m^2

活荷载： 2 kN/m^2

屋面荷载

25 厚 1:3 水泥砂浆保护层： $0.025 \times 20 = 0.5 \text{ kN/m}^2$

氯化聚乙烯卷材防水层： 0.20 kN/m^2

20 厚 1:3 水泥砂浆找平层： $0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

按平均 90 厚 1:0.2:3.5 水泥粉煤灰页岩

陶粒找坡： $0.09 \times 19.5 = 1.755 \text{ kN/m}^2$

60 厚聚苯乙烯泡沫塑料板保温层： $0.06 \times 0.5 = 0.03 \text{ kN/m}^2$

120 厚钢筋混凝土屋面板： $0.12 \times 25 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

吊顶、抹灰： 0.7 kN/m^2

恒荷载： 6.585 kN/m^2

上人屋面活荷载： 2 kN/m^2

填充墙及非承重墙内墙自重：

外墙 300mm(混凝土空心小砌块)： $0.04 \times 20 + 0.3 \times 12 = 4.4 \text{ kN/m}^2$

外墙 200mm(混凝土空心小砌块)： $0.04 \times 20 + 0.2 \times 12 = 3.2 \text{ kN/m}^2$

预估梁高 500mm，并考虑外墙开窗按 0.7 系数折减，折减后的填充墙自重

外墙荷载： $(3.3 - 0.5) \times 4.4 \times 0.7 = 8.624 \text{ kN/m}$

内墙荷载： $(3.3 - 0.5) \times 3.2 = 8.96 \text{ kN/m}$

通过 PKPM 设计软件确定了不同框架结构构件截面尺寸如下：

6 层：

最大轴压比：0.34

X 方向最大层间位移角：1/486

Y 方向最大层间位移角：1/449

B-1： $\text{I}488 \times 300 \times 11 \times 18$

B-2： $\text{I}400 \times 200 \times 8 \times 13$

C： $\square 400 \times 12$

8 层：

最大轴压比: 0.35

X 方向最大层间位移角: 1/498

Y 方向最大层间位移角: 1/449

B-1: I488×300×11×18

B-2: I400×200×8×13

C: □450×14

10 层:

最大轴压比: 0.4

X 方向最大层间位移角: 1/503

Y 方向最大层间位移角: 1/450

B-1: I488×300×11×18

B-2: I400×200×8×13

C: □500×16

表 3.1 钢管混凝土框架结构的主要参数

编号	层数	总高度(m)	总重(t)	基本周期(s)
A	6	19.8	3289.717	1.04
B	8	26.4	4456.522	1.30
C	10	33	5472.990	1.50

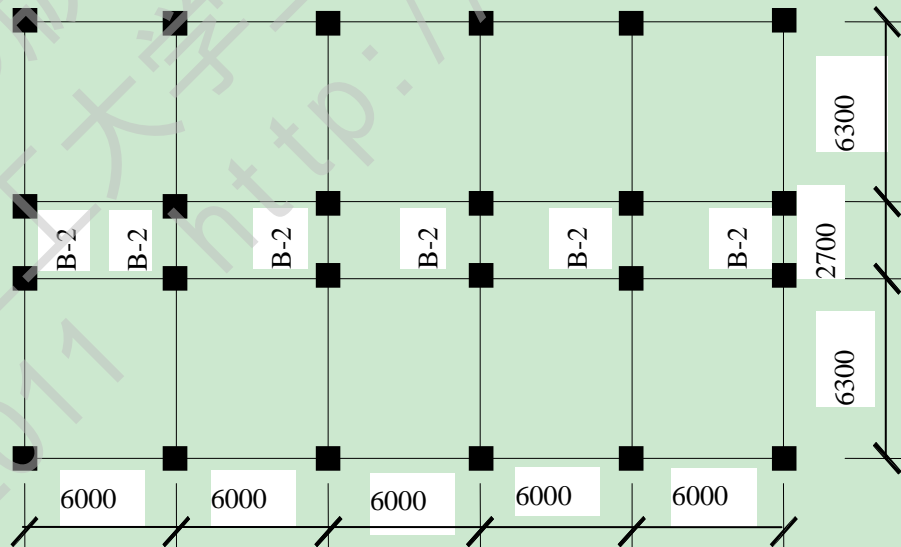


图 3.1 框架平面示意图

从计算结果来看, 设计的框架结构的层间位移未能满足 1/550 的要求, 但由于本文

设计中的框架一方面未考虑填充墙对结构刚度的影响,另一方面对于钢管混凝土框架结构来说它是由钢和混凝土的组合结构,层间位移角限值可以较混凝土框架结构来说有所放宽。作为研究,认为本文设计的框架结构较为合理,可以用来做研究。

3.3 静力塑性分析

3.3.1 模型建立

本文主要采用 OpenSees 软件来进行结构模拟计算, OpenSees 计算平台具有丰富的本构模型和单元模型,可以用于结构(包括混凝土、钢、岩土等)的各种分析,如线弹性、非线性、弹塑性以及动力时程分析。另外, OpenSees 还具有两大特点:源代码的开放性与软件的构架性,一方面,用户可以按实际的需要对 OpenSees 进行更新、升级;另一方面, OpenSees 中的各个部分被设计成独立的模块,通过基于 Tcl 的解释程序连接,用户可以根据不同的对象,组合成不同的软件。因此, OpenSees 正在不断地发展和完善。

国内外已有大量的研究者研究运用了 OpenSees 计算平台来进行了模拟计算,它被证明是一个很好的非线性有限元软件。陈学伟等(2008^[115], 2008^[116])运用 OpenSees 对足尺四层钢框架结构的动力弹塑性分析以及剪力墙低周往复试验的数值分析,模拟结果与试验数据吻合的都比较好。此外,利用 OpenSees 计算平台对钢管混凝土结构的分析研究也有不少,王文达等(2009)^[117]对钢管混凝土平面框架结构在往复荷载作用下的模拟,罗辑(2006)^[118]对钢管混凝土拱桥抗震性能分析的数值模拟。用 OpenSees 软件对钢管混凝土结构的分析研究表明,基于纤维模型法能很好的模拟钢管混凝土框架结构的往复荷载作用以及钢管混凝土桥梁的输入地震波作用。

本章根据设计参数,采用 OpenSees 程序中提供的非线性纤维梁柱单元(Nonlinear Beam Column Element)来模拟框架结构中的梁和柱构件。本文采用的纤维模型需要在钢管混凝土柱截面和钢梁截面上进行纤维划分,钢梁、方钢管混凝土柱截面纤维划分如图 3.2(a)、图 3.2(b)所示。模型阻尼比 ζ 取为 0.05。

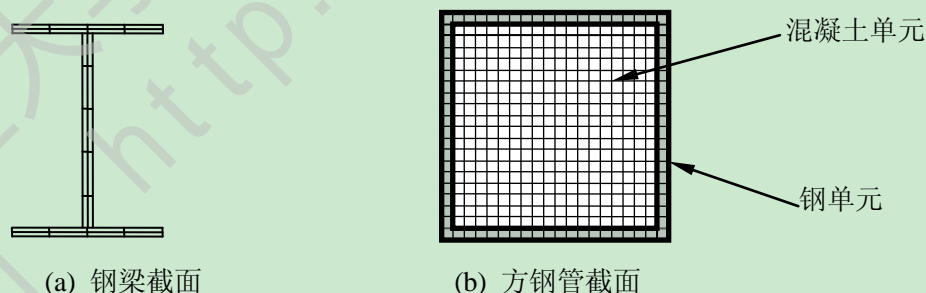


图 3.2 纤维梁柱单元截面划分示意图

3.3.1.1 基本假定

本文计算中采用了以下假定:

- (1) 钢管与混凝土粘结良好,无相对滑移,协调变形;
- (2) 构件变形满足平截面假定;

- (3) 不考虑剪切变形;
- (4) 楼板采用刚性隔板的假定。

3.3.1.2 材料本构模型

混凝土材料模型采用 OpenSees 软件中提供的混凝土材料模型，其单轴应力-应变关系表达式采用 Kent-Scott-Park 混凝土模型，采用考虑线性软化的 Concrete02 模型模拟钢管混凝土柱核心混凝土。需要输入的参数为：受压时的混凝土峰值强度 σ_{c0} 及应变 ε_{c0} ，破坏强度 σ_{cu} 及应变 ε_{cu} ，混凝土抗拉强度 σ_t 及关系曲线中线性下降段的斜率 E_{ts} ，如图 3.3(a)所示。参数确定方法参考王文达等(2009)^[117]。

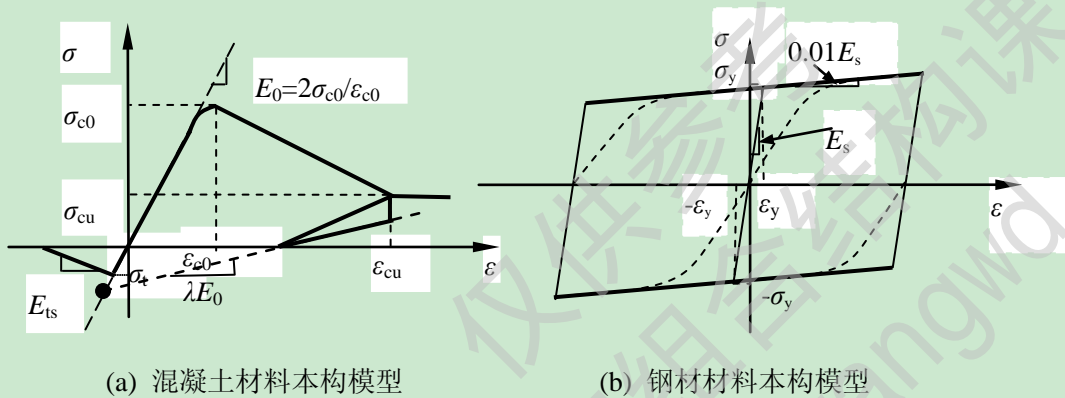


图 3.3 钢材和核心混凝土材料的应力-应变(σ - ε)关系

钢材采用 OpenSees 平台中的 Steel02，如图 3.3(b)所示，为双线性随动强化模型，强化段的模量取为 $0.01E_s$ ， E_s 为钢材的弹性模量，加卸载刚度采用初始弹性模量 E_s ，通过材料参数设置改变双线性模型中弹塑性段分支点附近的弧度变化，从而考虑一定范围内材料的包辛格效应。用 Steel02 模型模拟框架中的钢管和钢梁，参数取值参考王文达等(2009)^[117]。

3.3.2 加载模式

美国 FEMA-356^[90]建议至少从第一组振型相关的侧力模式和第二组侧力模式两组侧力模式中分别选取一种对结构进行推覆计算。本文采用了三种加载模式对三栋钢管混凝土框架结构进行了静力弹塑性分析，它们分别为：第一组振型相关的侧力模式中当 $k=1.0$ 时的倒三角侧力模式、第二组侧力模式中质量比例型侧力模式（简称“均布侧力模式”）、以及我国抗震规范中建议的计算水平地震作用时采用的倒三角分布加顶部附加水平地震作用的分布模式（简称“规范侧力模式”）三种加载模式。从中对比了不同加载模式对钢管混凝土框架结构计算结果的影响，为钢管混凝土框架结构计算采用何种加载模式提供一定的参考。

3.4 钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析结果

通过静力弹塑性分析，分别得出了三栋钢管混凝土框架结构在三种不同加载模式下的基底剪力与顶点位移关系曲线，如图 3.4 所示。

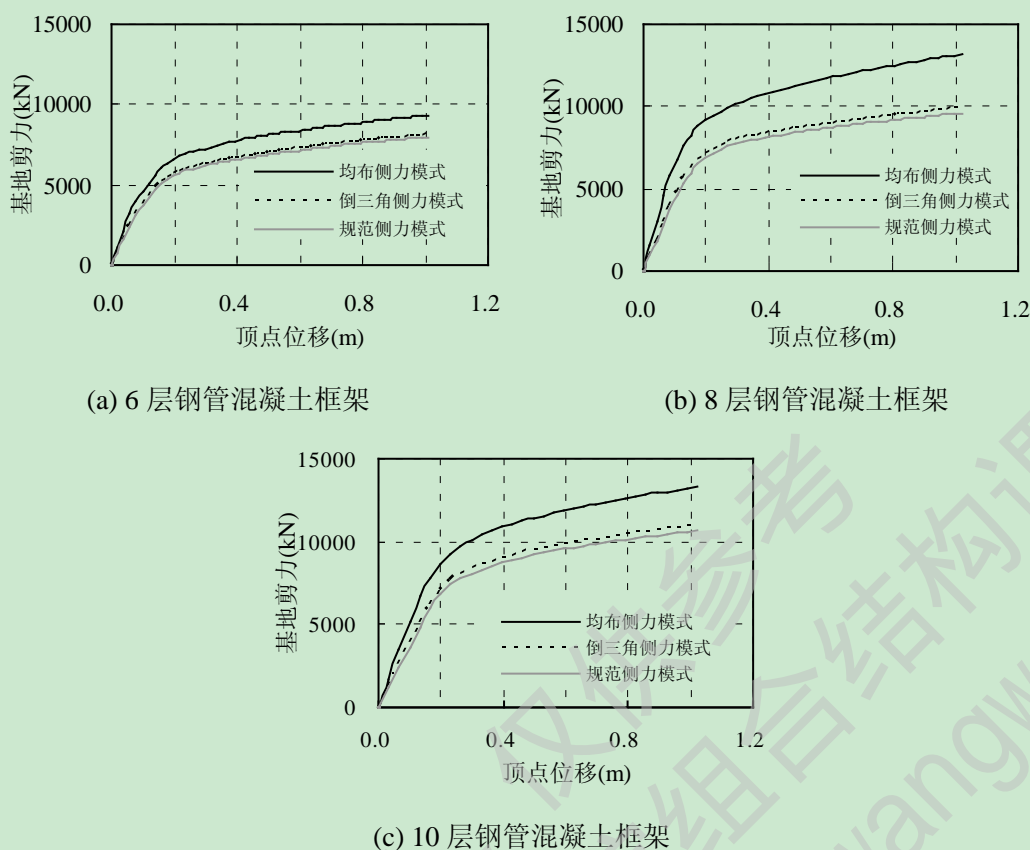


图 3.4 不同侧力模式下的基底剪力-顶点位移关系曲线

从基底剪力与顶点位移关系曲线可以看出，规范侧力模式和倒三角侧力模式得出的基底剪力-顶点位移曲线相近。在顶点位移相同的情况下，均布侧力模式计算的钢管混凝土框架结构的基底剪力明显大于倒三角侧力模式和规范侧力模式。弹性阶段三种加载模式下的结果几乎成一直线且相近。随着结构进入弹塑性状态及不断发展，均布侧力模式下的计算结果与其他两种侧力模式下的计算结果的差值有增大趋势。另外，从结果中还可以看到，结构整体进入弹塑性时基底剪力值大概为：6层钢管混凝土框架结构发生在 6000kN 左右，8层钢管混凝土框架结构发生在 8000kN 左右，10层钢管混凝土框架结构发生在 9000kN 左右。图中还可以看出，结构由弹性阶段进入弹塑性阶段时的顶点位移 6层到 10层依次增大。另外，在均布侧力模式下的顶点位移比在倒三角侧力模式和规范侧力模式下的顶点位移较小，即提前进入了弹塑性。

本文将不同时刻的结构反应进行比较，得到如下结果：

(1) 6层钢管混凝土框架结构的静力弹塑性分析结果

图 3.5 为 6层钢管混凝土框架结构随着侧力的增加各层位移的变化图；图 3.6 为 6层钢管混凝土框架结构随着侧力的增加各层层间位移的变化图。从图 3.5 中可以看出 6层钢管混凝土框架结构各层位移反应呈抛物线形状，在较小作用力时抛物线弧度较小，随着侧力的增加结构各层位移反应不断增加，抛物线弧度也增大。从图 3.6 中可以看出，不同侧力模式下结构的下部层间位移都较上部层间位移大，特别是结构二、

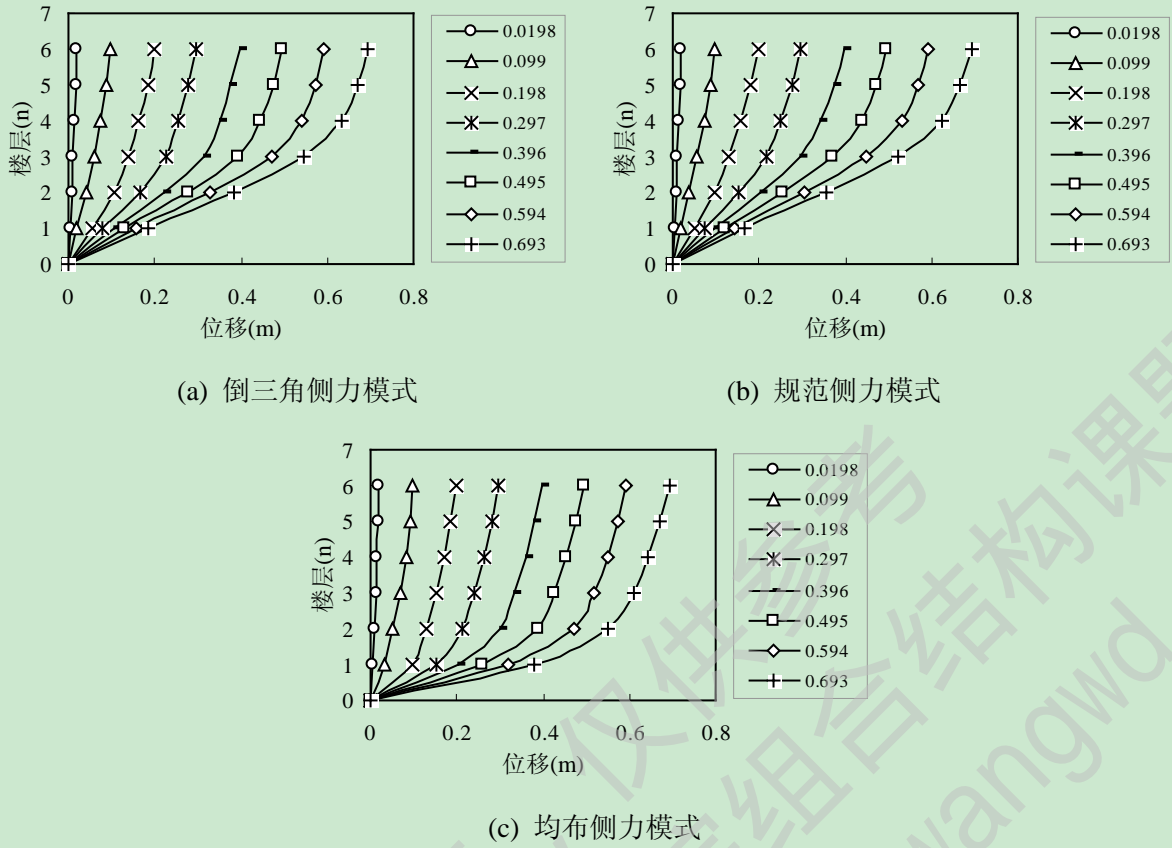


图 3.5 不同侧力模式下结构的位移变化图

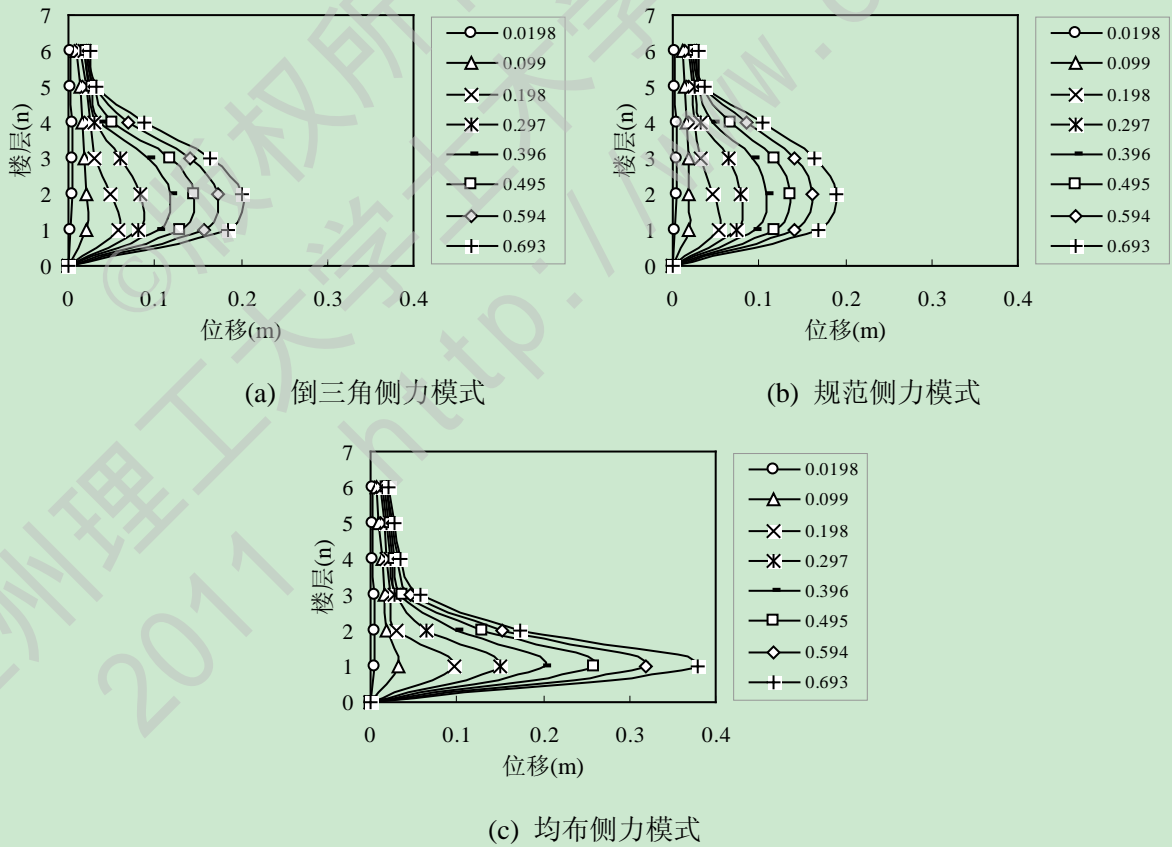


图 3.6 不同侧力模式下结构层间位移变化图

三层层间位移反应最大。说明二、三层是结构的薄弱层。

图 3.7 为 6 层钢管混凝土框架结构在不同侧力模式下不同阶段的结构位移反应比较；图 3.8 为 6 层钢管混凝土框架结构在不同侧力模式下不同阶段的结构层间位移反应比较。从图 3.7 中可以看出，结构在弹性反应阶段下的三种侧力模式下的结构层间位移相差不大，最大层间位移都发生在第二层上；进入塑性阶段后，倒三角侧力模式和规范侧力模式下结构的层间位移很接近，而均布侧力模式下相差较大，均布侧力模式下结构的最大层间位移由原来的结构层第二层变成了结构层底层，即结构薄弱层发生在底层。从图 3.8 中可以看出，结构进入塑性阶段后位移曲线的抛物线形状突出，均布侧力模式下更明显。

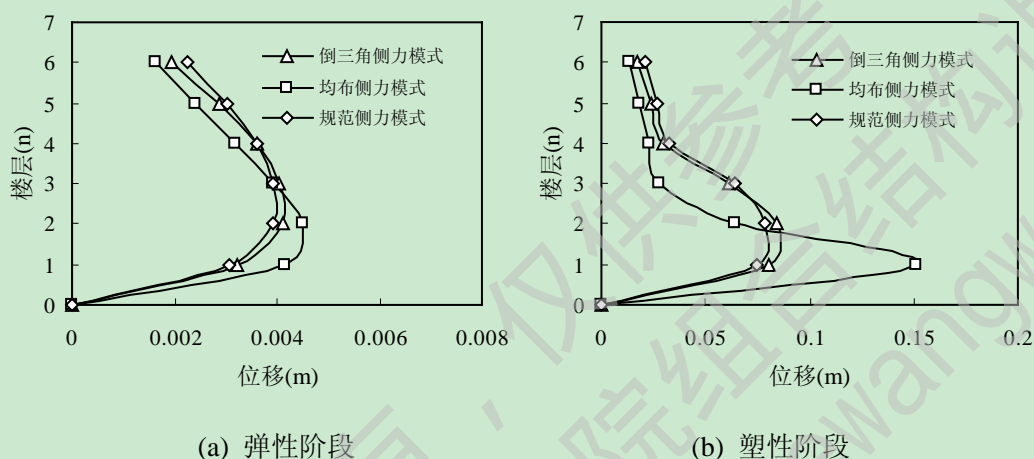


图 3.7 不同阶段的不同加载模式下结构的层间位移比较

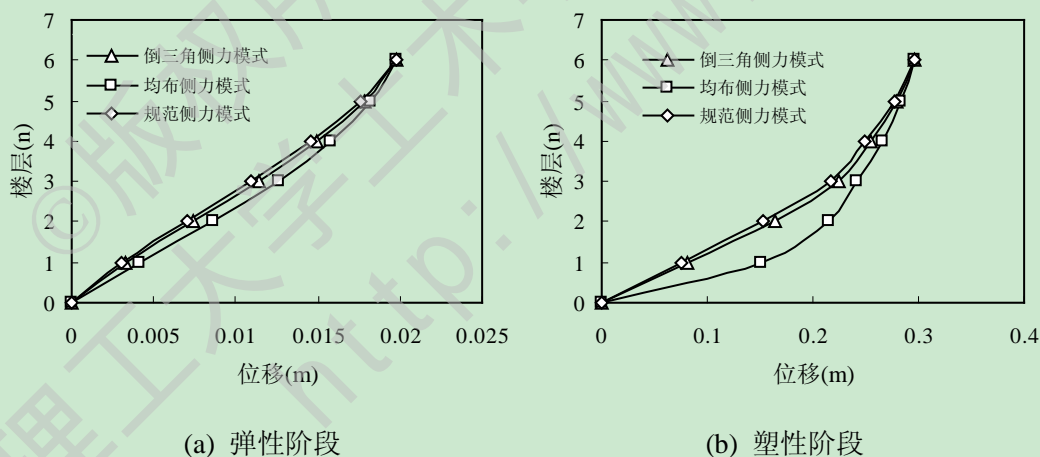


图 3.8 不同阶段的不同加载模式下结构的位移比较

(2) 8 层钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析结果

图 3.9、图 3.10 为 8 层钢管混凝土框架结构的随着侧力的增加，各层位移和层间位移的变化图。从图 3.9 中可以看出，8 层钢管混凝土框架结构位移反应曲线呈抛物线，随着侧力的增加位移反应不断增加。从图 3.9 中可以看出，结构下部的位移变化较大，上部结构位移变形较小，随着荷载的增加，下部结构的位移变化相比上部结构越大。

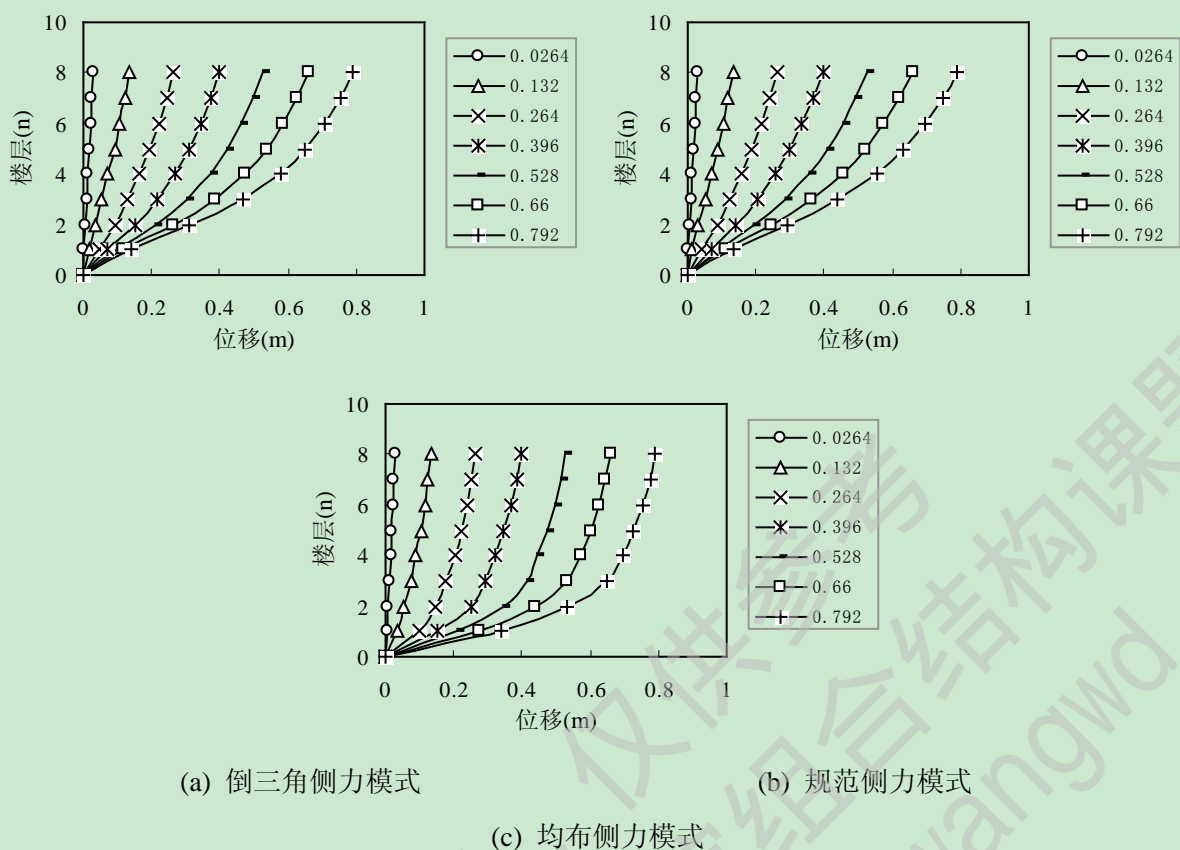


图 3.9 均匀分布加载模式作用下结构的位移变化图

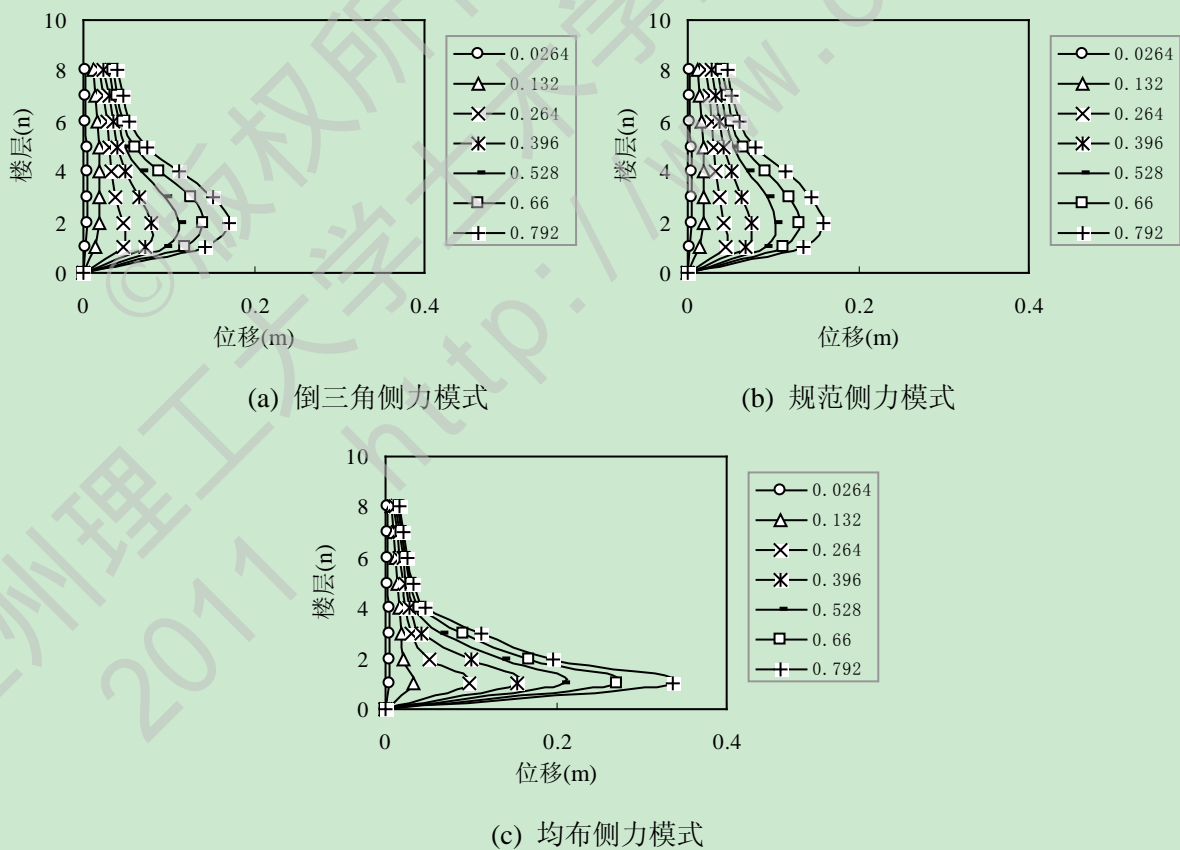


图 3.10 不同加载模式结构层间位移变化图

图 3.11、图 3.12 为 8 层钢管混凝土框架结构的在弹性阶段和弹塑性阶段下结构的位移反应形态的比较，图中可以看出，弹性阶段和弹塑性阶段下结构的反应是有差别的。在弹性反应阶段下倒三角侧力模式下的结构最大层间位移发生在结构层三层，规范侧力模式下的最大层间位移发生在结构层第四层，而均布侧力模式下的最大层间位移则发生在结构层第二层上。进入弹塑性阶段后，三种侧力模式下结构的最大层间位移发生了变化，都向下移了。规范侧力模式和倒三角侧力模式下结构的层间最大位移发生在结构层第二层，均布侧力模式下结构的层间位移则发生在结构的最底层。

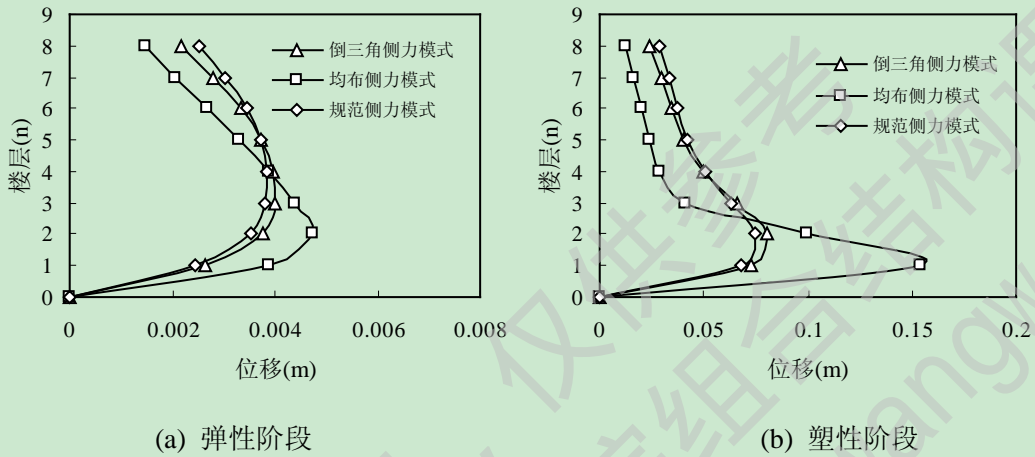


图 3.11 不同阶段不同加载模式下结构的层间位移比较

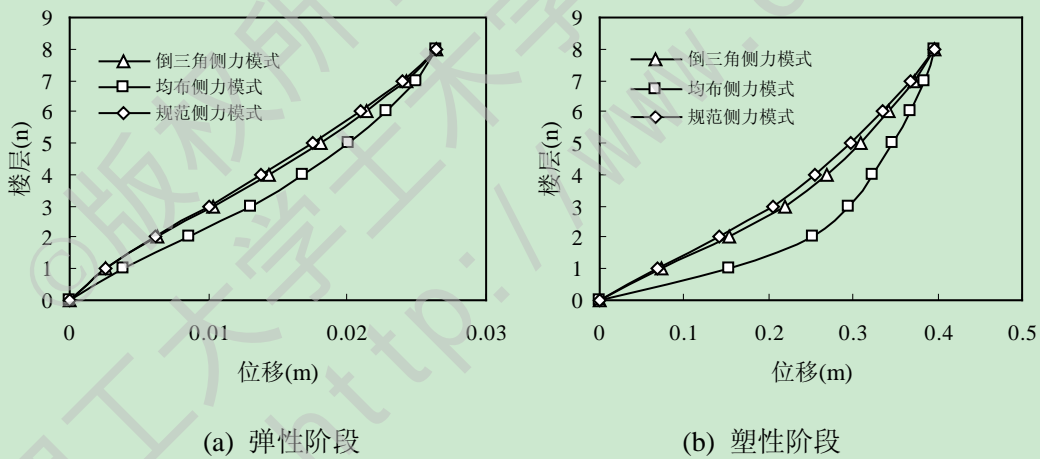


图 3.12 不同阶段不同加载模式下结构的位移比较

(3) 10 层钢管混凝土框架结构静力弹塑性分析结果

图 3.13、图 3.14 表示的为 10 层钢管混凝土框架结构随着侧力的增加，结构的位移和层间位移的变化关系。从图 3.13 中可以看出，10 层钢管混凝土框架结构在随着侧力的不断增加，结构位移反应不断增加，结构的变形也越来越集中。位移主要集中在结构层下面五层上。另外，从图中还可以得出，倒三角侧力模式和规范侧力模式下结构的层间位移变化形态接近，但与均布侧力加载模式下相差较大。相同的顶点位移下结构的层间位移均布侧力模式下较其他两种侧力模式下大，且位移变化发生的位置更集中。

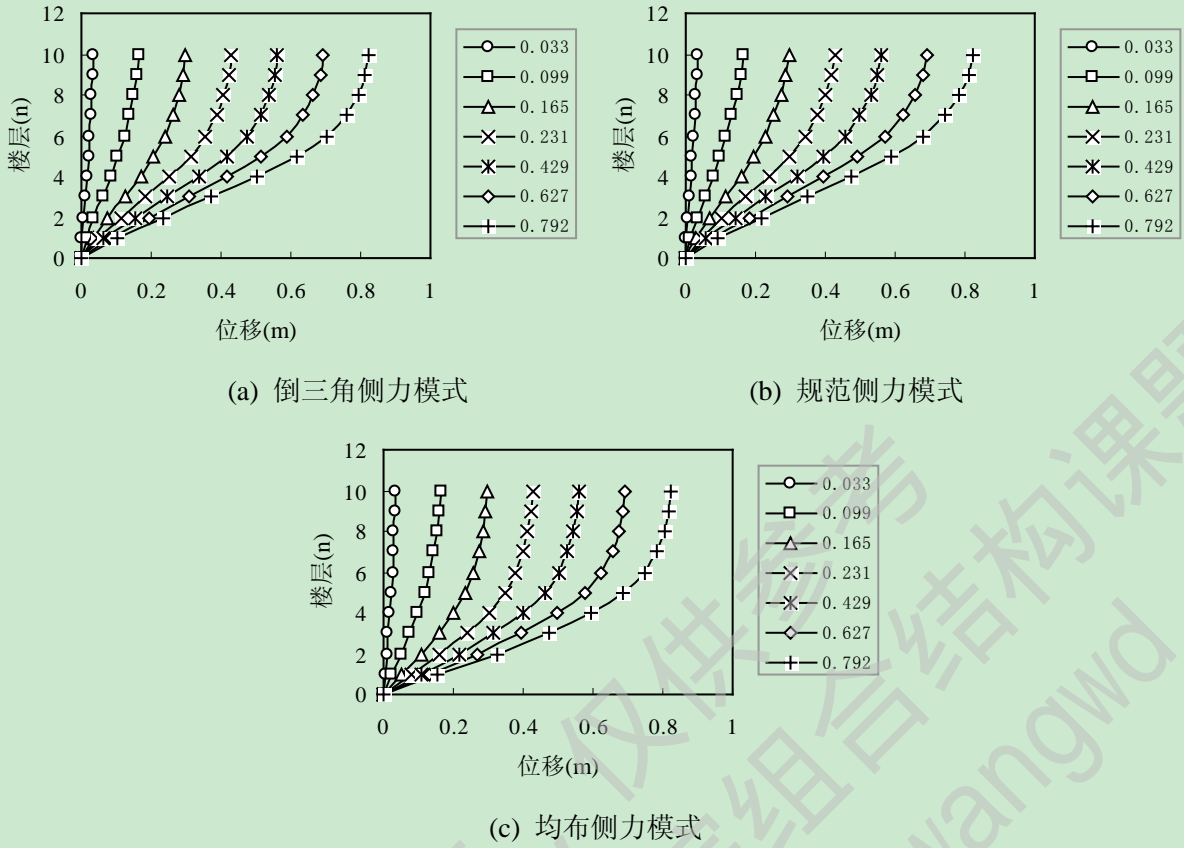


图 3.13 不同加载模式下结构的位移变化图

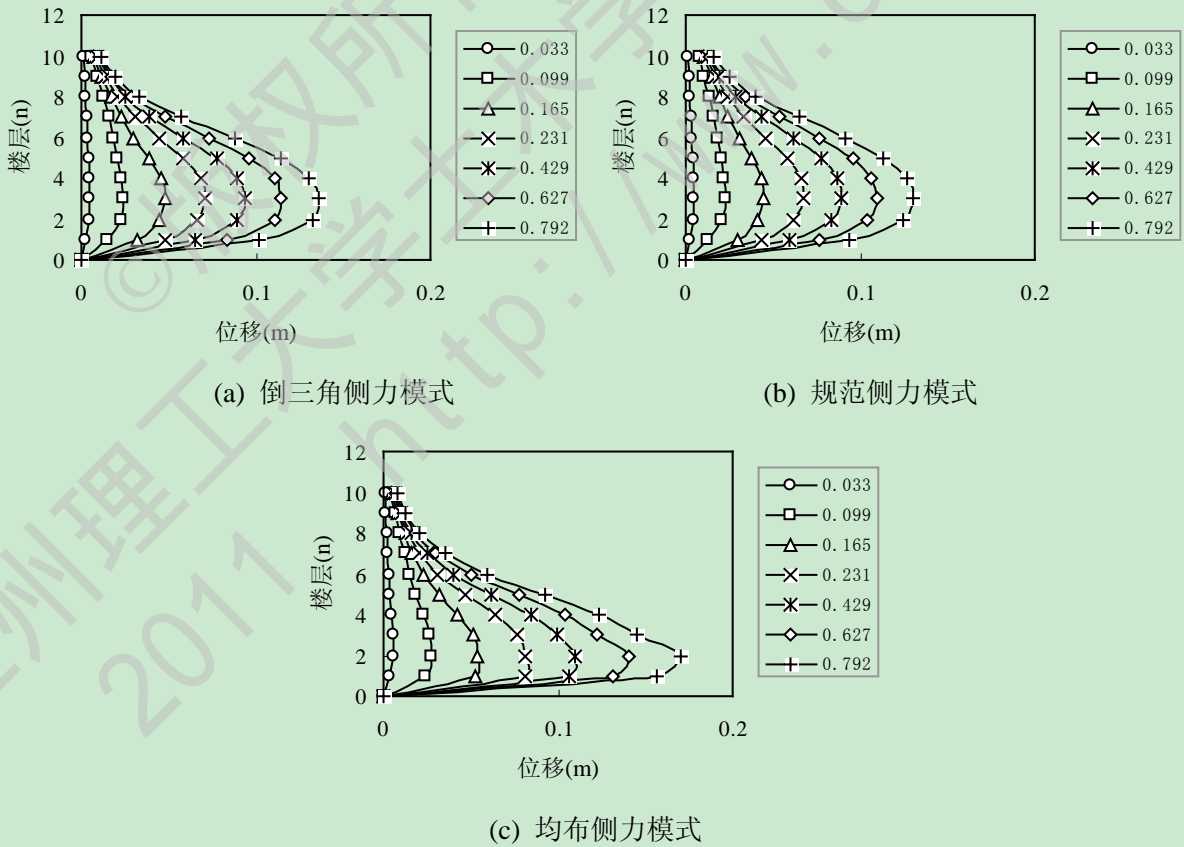


图 3.14 不同加载模式作用下结构层间位移变化图

图 3.15、图 3.16 为弹性和塑性反应阶段下，10 层钢管混凝土框架结构的反应比较。从图中可以看出，在弹性反应阶段下，倒三角和规范侧力模式下的最大层间位移一样，发生在结构层的三层上，均布侧力模式下发生在结构层第二层上。而进入塑性阶段后，均布侧力模式下结构最大层间位移仍然发生在结构层的第二层上，但与结构层底层层间位移很接近，其他两种侧力模式下结构的最大层间位移则发生在结构的第三层上。但位移集中现象较为明显。

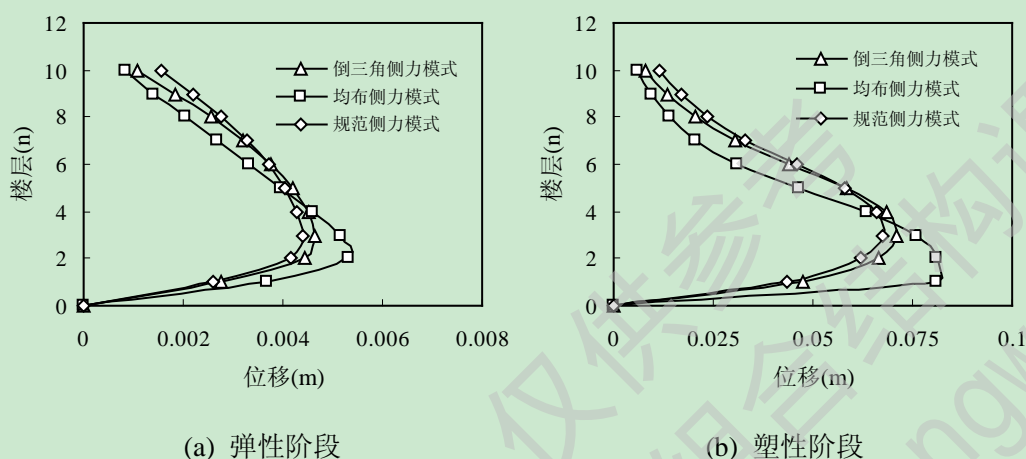


图 3.15 不同阶段不同加载模式下结构的层间位移比较

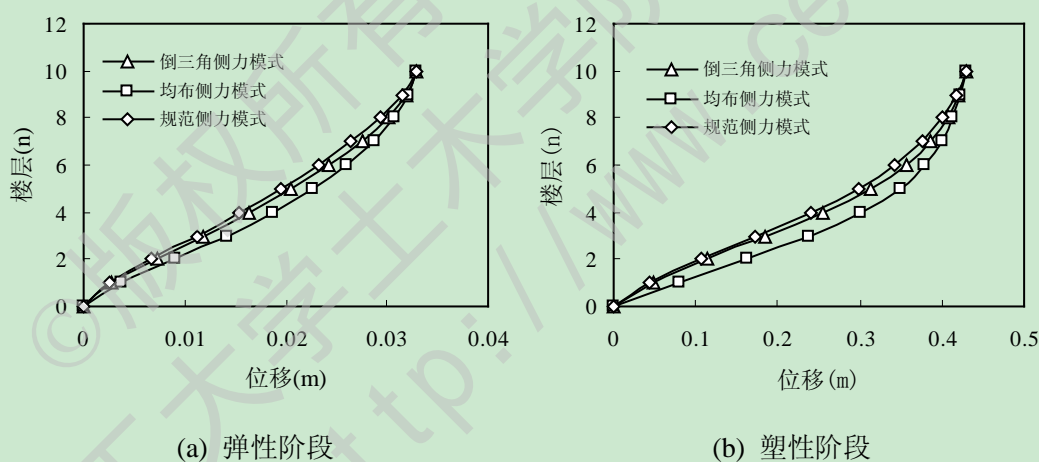


图 3.16 不同阶段不同加载模式下结构的位移比较

3.5 本章小结

通过以上对 6 层、8 层和 10 层钢管混凝土框架的静力弹塑性分析，可以得出以下结论：

(1) 不同的加载模式对钢管混凝土框架结构反应的影响是不一样的，倒三角侧力模式和规范侧力模式下的结构位移反应相差不大，但与均布侧力模式下的结构反应相差较大。在相同顶点位移下，倒三角侧力模式和规范侧力模式下的结构的层间位移相差不大，但与均布侧力模式下的结构的层间位移相差较大，并随着结构进入塑性发展阶段，

这种差值更明显。

(2) 结构的变形形态会随着结构进入反应的不同阶段而发生不同的变化。弹性阶段, 结构的变形形状变化不大。但随着结构进入塑性阶段, 结构的变形形状变化越来越大, 结构的变形集中现象越来越明显, 即结构薄弱层越明显。

(3) 不同的侧力模式下, 结构的最大层间位移发生的位置不同, 并且其最大层间位移值也不同。不同的反应阶段最大层间位移可能也会发生变化, 但结构最大层间位移的位置主要发生在结构的下层。即薄弱层主要在结构的下部, 不同侧力模式下分析得出的结构薄弱层有时位置也会不一样, 主要表现为倒三角侧力模式和规范侧力模式大致一样, 但均布侧力模式下分析得出的结构薄弱层一般更靠近底层。

造成上述结果的主要原因是由于不同加载模式下结构的层剪力是不一样的, 框架结构的位移变形主要剪切变形, 即结构的位移反应主要与层间剪力有关。结构下部剪力值较大, 由剪力引起的结构层位移也相对较大。而由于结构层底部是固定的, 所以最大层间位移没有发生在结构的底层。另外, 倒三角侧力模式和规范侧力模式下相邻层间剪力相差值较均布侧力模式下的相邻层间剪力相差值较小, 因此, 如果要达到相同的顶点位移, 那么均布侧力模式下就必须增加更大的水平力, 即表现为基底-剪力曲线中的切线斜率相对较大。

第 4 章 钢管混凝土框架结构动力弹塑性时程分析

本文第三章通过对钢管混凝土框架结构的静力弹塑性分析计算,研究了不同的加载模式对静力弹塑性分析的影响。在这些静力弹塑性分析中采用了一些基本假定,这些基本假定在与结构真实地震反应时还是有差别的,并且有可能还会随着楼层数的增多、结构的不规则程度加大等差别会更明显。比如,假定实际结构的地震反应与某一等效单自由度体系的反应相关,该假定表明结构的地震反应由某一振型起控制作用(一般认为结构的第一振型),其他振型的影响可以忽略,这一基本假定在多自由度体系中与实际不符,多自由度体系中一般由多种振型共同作用,楼层越多表现出越明显;再如,在地震过程中,不论结构变形大小,分析所假定的结构沿高度方向的形状向量都保持不变,此假定也与实际不符,实际结构在地震反应中各楼层的形状向量是发生变化的。另外,静力弹塑性分析对结构的动力响应、阻尼、地震动特性以及刚度退化等方面无法深入详细的分析。如果要表示结构的真实地震反应情况就必须对结构进行真实地震动作用下的各个时刻的反应研究。因此,本文采用了动力弹塑性时程分析。

为了对钢管混凝土框架结构动力弹塑性进行时程分析,本章首先运用 OpenSees 计算平台建立了用于钢管混凝土框架结构动力弹塑性时程反应的模型,然后进行了计算,通过与试验数据比较,验证了基于纤维梁-柱单元模型在一定程度上能较好的应用到钢管混凝土框架结构动力弹塑性时程分析当中。然后分别设计了 6 层、8 层、10 层三个不同层高的钢管混凝土框架结构,分析研究了不同阻尼比、不同截面形式、不同的地震动等三个方面来研究钢管混凝土的动力弹塑性时程反应。分析软件采用 OpenSees 软件,采用 OpenSees 软件中的非线性纤维梁柱单元,通过对截面的纤维划分,采用不同材料的单轴受力本构模型来模拟输入地震波作用下钢管混凝土框架结构的地震反应。

4.1 模型验证

4.1.1 模型参数

为了对钢管混凝土框架结构进行动力弹塑性时程分析的计算,首先必须对钢管混凝土框架结构弹塑性模型进行验证,本文选取了一个典型的钢管混凝土框架结构地震模拟振动台试验的模型作为研究的对象,是由许成祥等(2006)^[37]设计制作的模拟地震振动台试验模型,为单跨两开间的八层圆钢管混凝土柱-钢梁框架结构,按 1/10 缩尺比例设计制作。

模型的主要参数如下:

(1) 试验模型几何参数为层高 0.35m,两开间均为 0.60m,进深 0.60m,平面图及工字钢梁断面图分别见图 4.1(a)、图 4.1(b)模型,立面图见图 4.1(c)。

(2) 试验模型固定在振动台上,结构采用外加强环式节点和加劲肋板式柱脚。用附加配重的方法模拟重力相似关系,考虑了填充墙、隔墙等恒荷载及楼面活载的作用,将这些荷载用楼面附加质量来模拟,试验模型每层附加质量 56kg,模型总质量 760kg。

钢管选用 $\Phi 68\text{mm} \times 3\text{mm}$ 无缝钢管, 钢管内混凝土为 C30 混凝土, 钢梁为 $\text{H}40\text{mm} \times 45\text{mm} \times 2.5\text{mm} \times 3\text{mm}$ 焊接钢梁。楼板为 20mm 现浇 C20 混凝土板。楼板混凝土的立方体抗压强度为 23.28MPa, 钢管内混凝土的立方体抗压强度平均值为 38.65MPa, 钢管的屈服强度为 286.55MPa, 钢梁屈服强度为 285.36MPa, 加强环板的屈服强度为 288.48MPa。

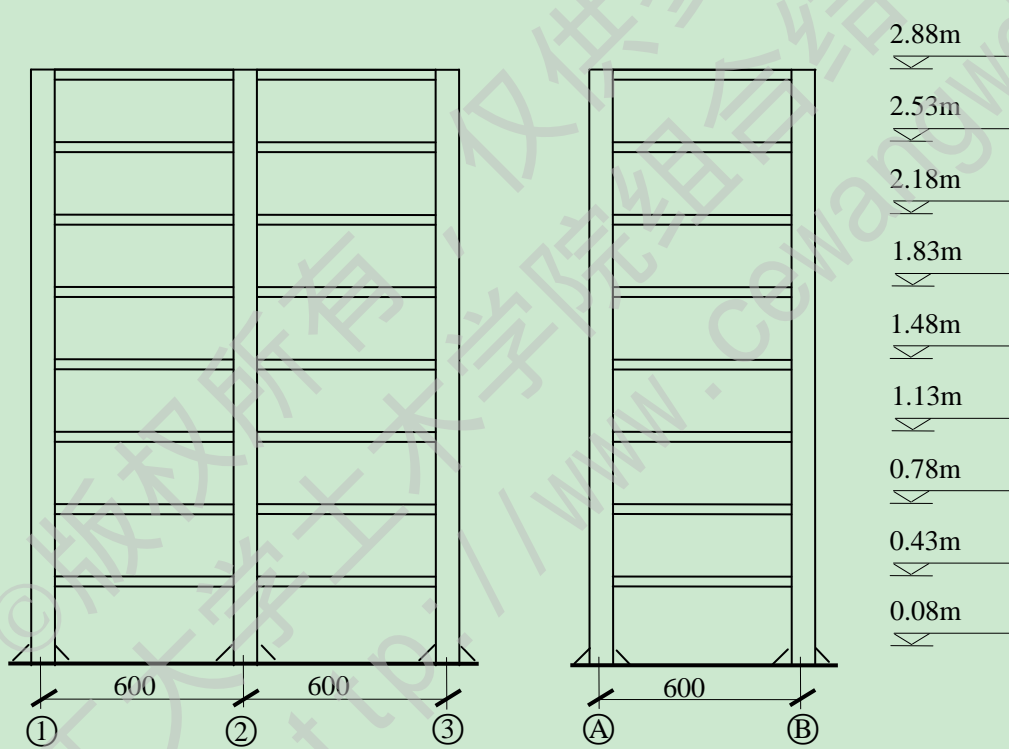
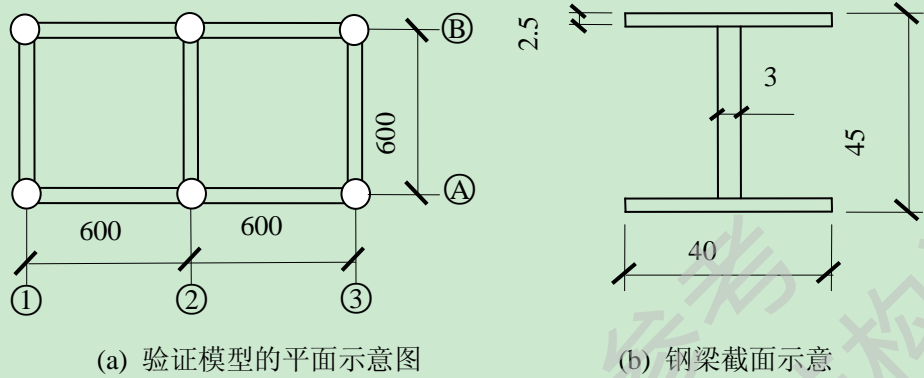


图 4.1 验证模型几何尺寸

4.1.2 数值分析模型的建立

本文模拟的是一个 1/10 的缩尺比例振动台试验, 基本参数采用文献[37]中提供的几何尺寸和材料参数确定。通过对一些未知参数的调整, 最后得到与试验测得的自振频率相近的模型作为最后的计算模型。采用 OpenSees 程序中提供的非线性纤维梁柱单元 (Nonlinear Beam Column Element) 来模拟模型中的梁和柱构件, 不考虑楼板对梁柱刚度的影响, 只考虑节点刚性区域对梁柱单元长度的影响, 对梁和柱的计算长度进行了一

定的调整。本文采用的纤维模型需要在钢管混凝土柱截面和钢梁截面上进行纤维划分，钢梁、圆钢管混凝土柱截面纤维划分如图 4.2(a)、图 4.2(b)所示。模型阻尼比 ζ 取为 0.05。材料本构、参数确定方法及基本假定与前文分析静力弹塑性时采用的一样。

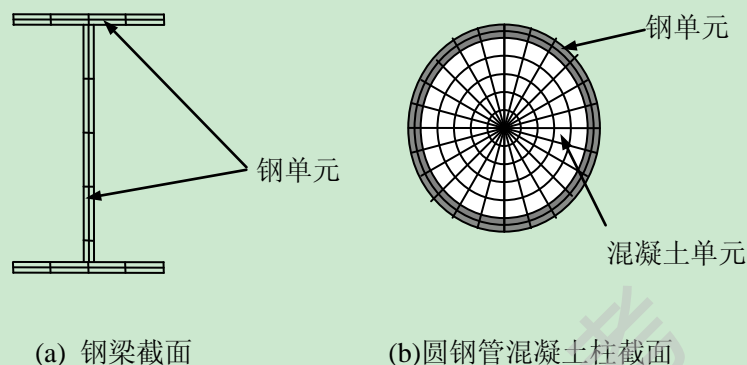


图 4.2 验证模型梁柱单元纤维划分

4.1.3 输入地震波

本文输入的地震波为模型试验中输入的 El Centro 波 (1940, N-S) 和天津波 (N-S)，如图 4.3 所示。输入地震波方向沿 AB 向输入。试验加载工况如表 4.1。

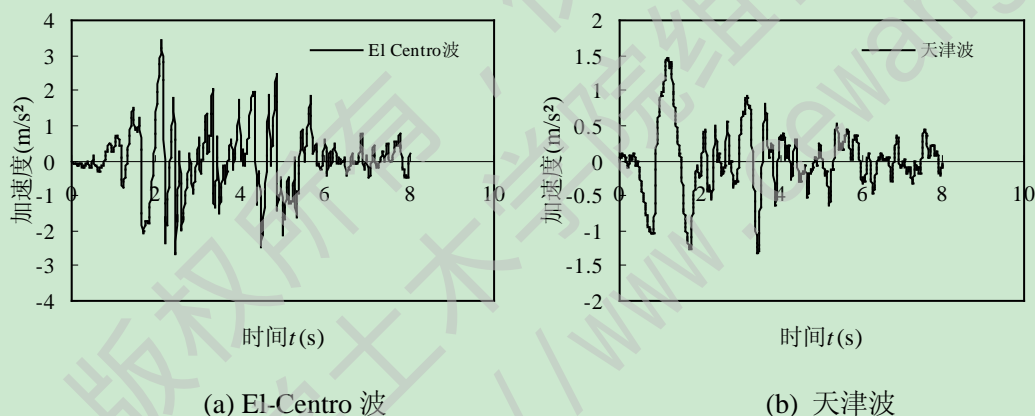


图 4.3 输入地震动加速度时程

表 4.1 各工况下输入的地面峰值加速度值 (单位: g)

	El Centro 波	天津波
工况 1	0.267	
工况 2		0.287
工况 3	0.500	
工况 4		0.501
工况 5	0.712	
工况 6		0.719
工况 7	0.960	
工况 8		0.960

4.1.4 数值模型计算结果

本文将数值计算出的结构前五阶自振频率与试验测出的结构前五阶自振频率进行了对比，对比结果如表 4.2 所示。从表中可以看出，结构数值计算得出的自振频率和试验测出的自振频率接近。

在输入地震动峰值加速度为 0.96g 时，天津波和 El Centro 波作用下结构顶点位移时程曲线如图 4.4 所示。从图中可以看到不同地震波对结构的反应不同，El Centro 波下作用下结构顶层最大位移值达到 6.12mm，发生在 2s 左右，而天津波为 3.59mm，发生在 2.5s 左右。

表 4.2 数值计算与试验得到的结构自振频率对比

	第一阶/Hz	第二阶/Hz	第三阶/Hz	第四阶/Hz	第五阶/Hz
数值计算	9.51	10.91	17.75	37.10	38.26
试验值	9.61	10.94	18.34	31.88	35.53

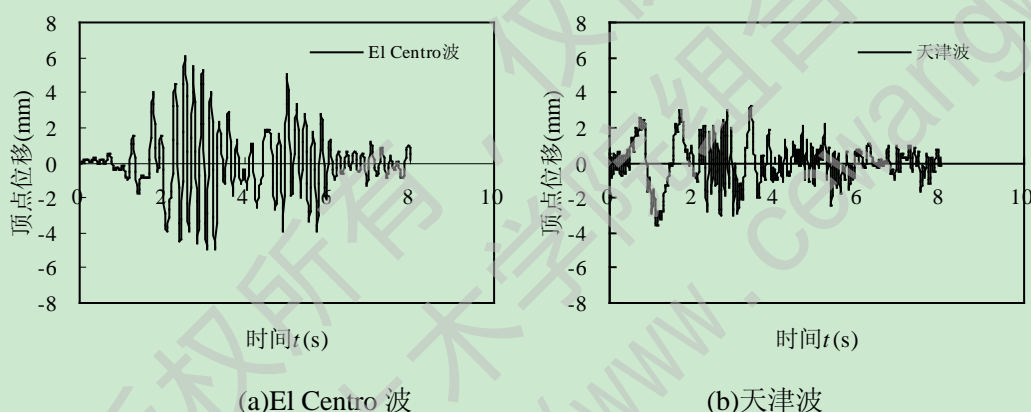


图 4.4 不同地震波作用下结构的顶点位移时程曲线 (PGA=0.96g)

数值模拟所得的各工况下楼层最大位移反应如图 4.5 所示，从图中可以看出随着峰值加速度的增加，各层位移响应增大。

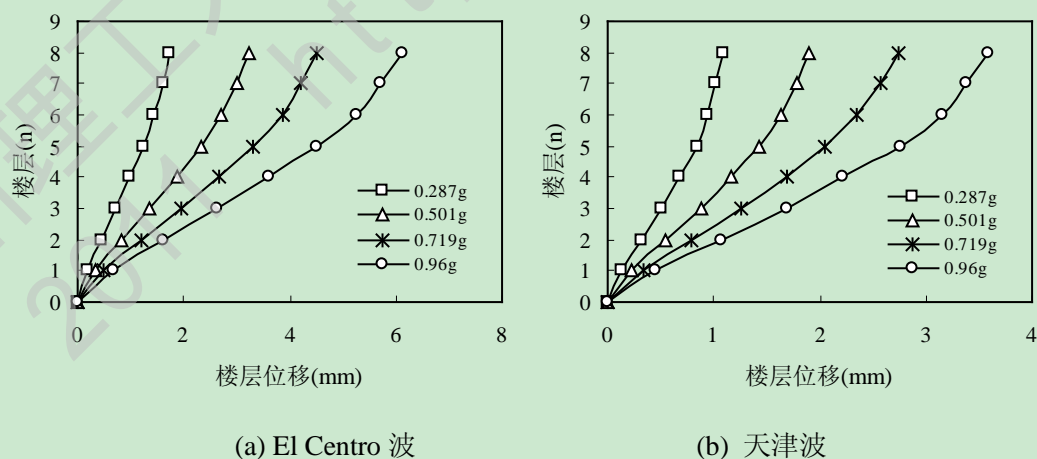


图 4.5 不同地震波作用下结构楼层最大位移包络图

图 4.6 所示为峰值加速度 PGA 等于 0.96g 时, 试验与数值计算所得的各层最大位移对比情况。从图中可以看出, 天津波地震作用时, 数值计算与试验结果得出的各层最大位移吻合较好, 而 El Centro 波作用时模拟较差。数值计算时, El Centro 波作用下最大位移为 6.12mm, 天津波作用为 3.59mm。而试验中, El-Centro 波作用时结构顶层最大位移为 2.31mm, 天津波作用时为最大 3.84mm。另外, 从图中还可以看出, 试验时结构位移反应值呈倒三角形, 结构变形呈弯剪型, 计算模拟时结构位移反应也是呈倒三角形, 但主要表现为剪切型变形。

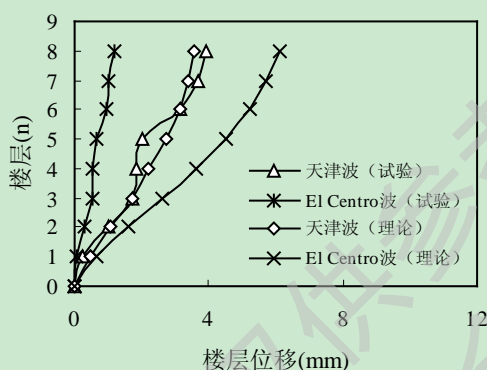


图 4.6 楼层最大位移的试验值与理论值对比 (PGA=0.96g)

如图 4.7 所示为数值模拟的两种不同地震波作用下结构各层层间位移。从图中可以看出数值模拟中结构最大层间位移发生在结构层三层上, 这与试验中结构层最大位移发生在三层的结论相符。数值计算得出最大层间位移为 El Centro 波作用时的 1.01mm, 这与试验得出的最大层间位移为天津波作用时的 1.1mm 相近。说明数值模拟分析得出的结构受力形式与试验结果基本吻合。

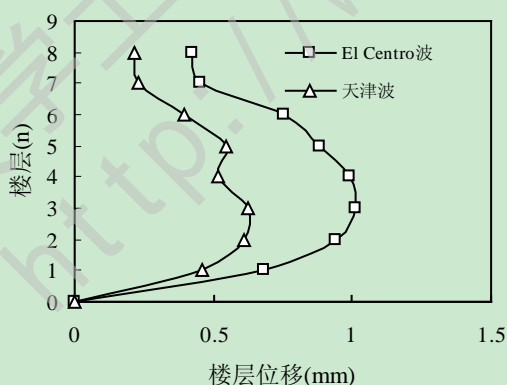


图 4.7 不同地震波下楼层层间位移对比 (PGA=0.96g)

本文模拟的结果与试验结果在天津波作用下效果较好, El Centro 波作用下效果较差, 可能原因有以下几点:

(1) 参数的取值不准确, 由于只运用到文献中提供的一些参数, 有些参数只能通过调试得出, 这难免带来一定的误差。

(2) 为了简化计算模型, 数值模型中采用了一些基本假定: 不考虑楼板的刚度影

响，不考虑纤维梁柱单元的剪切变形。因此务必对计算结果的精确度带来一定的影响。

(3) 试验本身难免存在误差。这也会导致试验结果与计算结果不相符。

通过以上的算例可以看出，基于 OpenSees 求解平台，通过选择合理的材料模型参数，用非线性纤维梁-柱单元可以实现对钢管混凝土框架结构的动力时程分析，且总体上理论模拟效果较好。纤维模型的计算方法能够考虑钢管混凝土中核心混凝土的约束效应，使得这种基于材料的建模方法适用性更广。

另外，值得关注的是纤维模型法比有限元法在计算时间上有了很大的改进，提高了计算效率，在分析一些大型框架结构上面将会有很大的优势。

上述算例验证了基于纤维梁-柱截面单元在一定程度上可以对钢管混凝土框架结构进行动力时程分析，下面将采用相同的分析方法对多组钢管混凝土框架结构进行动力弹塑性时程分析。

4.2 不同阻尼比对结构弹塑性时程反应的影响

阻尼比作为抗震计算中的一个重要参数在大多数的线性动力学问题中，为了获得精确的结果，恰当地选择阻尼类型和规定阻尼系数值是十分重要的。但是在某种意义上，由于阻尼只是在结构吸收能量特性意义上的近似，而不是模拟造成这种效果的物理机制，所以确定模型中需要的阻尼数据是很困难的。在某些问题中有时不得不根据工程经验来选取适合的阻尼，偶尔也可以从动态试验中获得这些数据。但通常情况下必须通过查阅参考资料或者凭借经验获得这些数据，在这种情况下，必须十分谨慎地解释模拟结果，并通过参数分析来评估模拟对于阻尼值的敏感性。

在许多应用中，材料阻尼是主要的。一些材料中，阻尼力在本质上是粘性的，并且与材料的刚度成正比。这种形式的阻尼可以通过瑞利阻尼选项来得到，其中 $\alpha=0$ 和 $\beta \neq 0$ ， β 值可以通过试验数据来确定。在少数情况下，可以从动力学试验中获得阻尼的数据。但是在多数情况下，不得不通过经验或参考资料获得数据。这时，解释结果要十分小心，应该通过参数分析来评价阻尼系数对结果的敏感性。

以下列举了一些我国规范和规程中对建筑结构阻尼比参数选取的一些建议：

《高层建筑混凝土结构技术规程》(J3-2002、J186-2002)^[119]规定“混合结构在多遇地震下的阻尼比可取为 0.04”。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[88]中条文 H.2.6 对多层钢结构厂房的地震作用计算时规定“在多遇地震下，结构阻尼比可采用 0.03~0.04；在罕遇地震下，阻尼比可采用 0.05”。对高层建筑钢结构的抗震设计时规定“第二阶段抗震设计当进行弹塑性分析时，钢结构阻尼比可取 0.05”，条文 G.2.4 规定了钢框架-钢筋混凝土核心筒结构阻尼比的取值“混合结构的阻尼比，取决于混凝土结构和钢结构在总变形能中所占比例的大小”。《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)^[120]中 5.3.7 条规定“结构阻尼比的实测值很分散，因为它与结构的材料和类型、连接方法和试验方法等有关。钢结构的阻尼比一般比钢筋混凝土结构的阻尼比小，钢筋混凝土结构的阻尼比通常取 0.05。根据一些实测资料，在弹塑性阶段，钢结构的阻尼比可取 0.05”。条文 8.2.2 规定“多层和高层钢结构房屋的阻尼比，实测表明小于钢筋混凝土结构，本

规范对多于 12 层拟取 0.02, 对不超过 12 层拟取 0.035, 对单层仍取 0.05”。条文 11.2.18 中规定“混合结构在多遇地震下的阻尼比可取为 0.04”。《型钢混凝土组合结构技术规程》(JGJ138-2001、J130-2001)^[121]中对于型钢混凝土组合结构条文 4.2.3 中规定,“基于型钢混凝土组合结构构件具有比钢筋混凝土结构构件更好的延性和耗能特性,为此,型钢混凝土组合结构和由它和混凝土结构组成的混合结构,其房屋最大适用高度可以比钢筋混凝土结构作不同程度的提高。对于全部结构构件均采用型钢混凝土结构时,房屋高度可提高 30%~40%,而其结构阻尼比的取值是考虑型钢混凝土组合结构的阻尼比略低于钢筋混凝土结构,因此,阻尼比采用 0.04”。《高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程》(CECS230: 2008)^[122]5.3.4 中规定罕遇地震作用下的弹塑性时程分析中阻尼比宜采用 0.05。

通过上面列举的我国一些规范和规程中对抗震计算中阻尼比的选用可以看出,阻尼比在结构计算中是一个比较重要的参数,不同结构形式、不同阶段计算可能选取的阻尼比是不一样的。对于钢管混凝土框架这种结构形式的阻尼比的取值问题没有进行特别的介绍说明,因此,本文研究阻尼比对钢管混凝土框架结构的抗震性能的影响是很有必要的。为了研究阻尼比对钢管混凝土框架结构的抗震性能的影响,分别对前面介绍的三种模型进行了弹性阶段和弹塑性阶段阻尼比对结构反应的影响,给钢管混凝土框架结构在工程设计时阻尼比的取值做一个参考。所选地震波为天津波(N-S),输入峰值加速度分别为代表多遇地震的 0.07g 和罕遇地震的 0.4g。具体计算结果如下。

(1) 不同阶段阻尼比对 6 层钢管混凝土框架结构反应的影响如下:

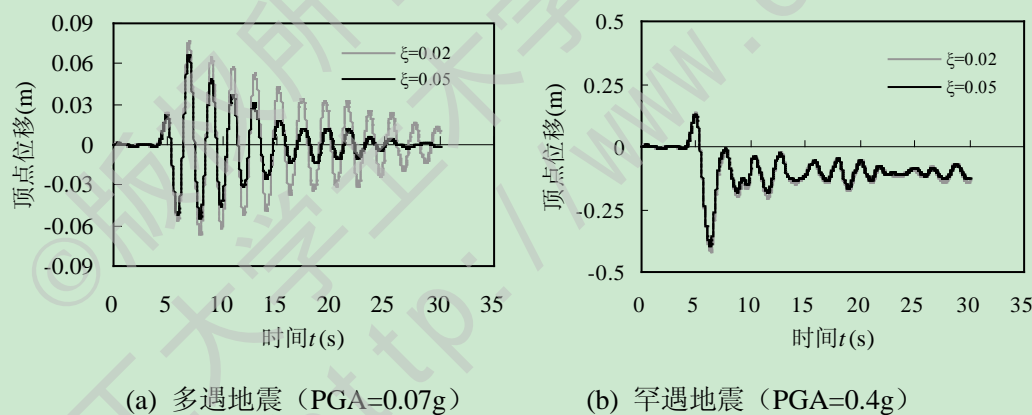


图 4.8 阻尼比 ξ 为 0.02 和 0.05 时结构的顶点位移时程

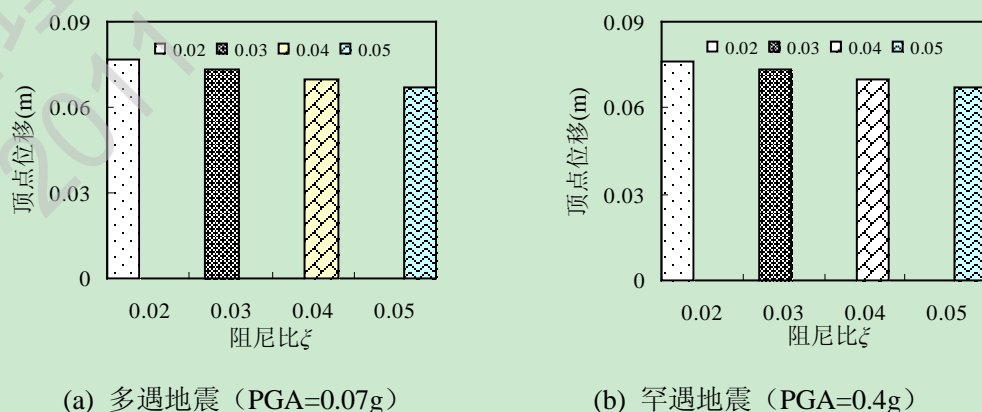


图 4.9 不同阻尼比 ζ 下结构的顶点位移比较

(2) 不同阶段阻尼比对 8 层钢管混凝土框架结构反应的影响如下:

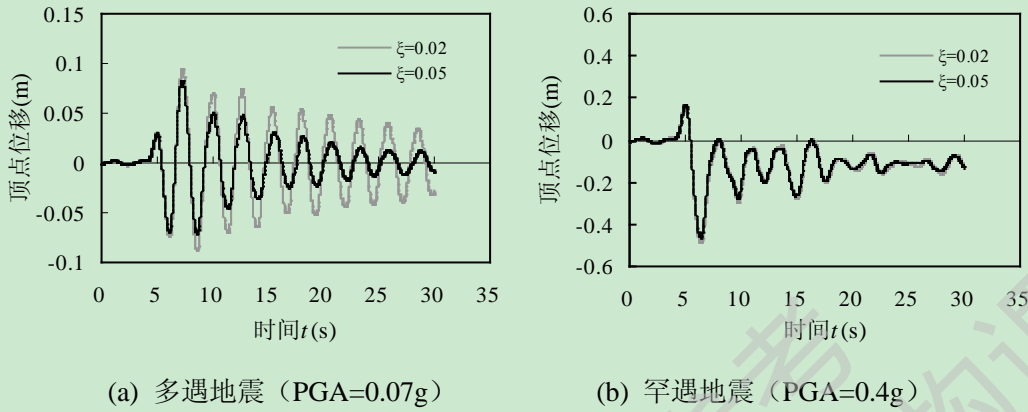


图 4.10 阻尼比 ζ 为 0.02 和 0.05 时结构的顶点位移时程

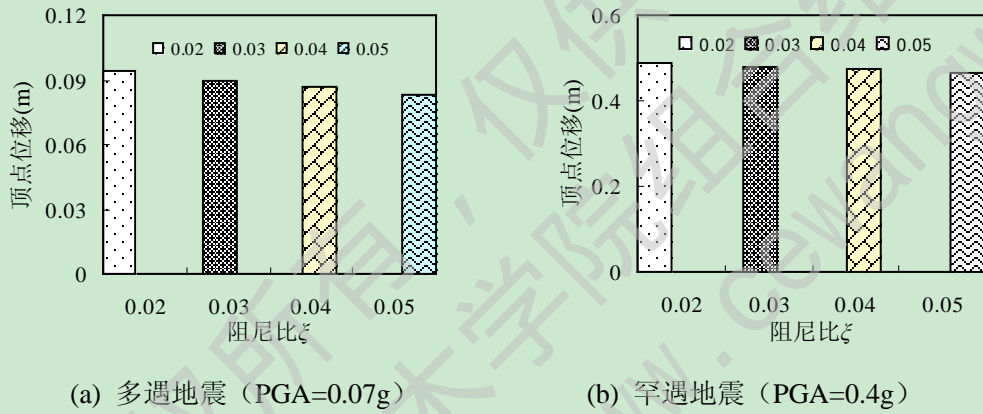


图 4.11 不同阻尼比 ζ 下结构的顶点位移比较

(3) 不同阶段阻尼比对 10 层钢管混凝土框架结构反应的影响如下:

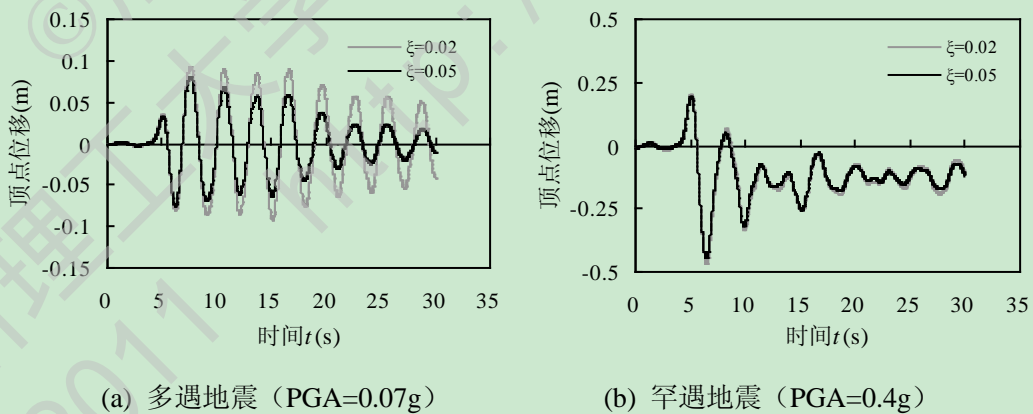


图 4.12 阻尼比 ζ 为 0.02 和 0.05 时的顶点位移时程

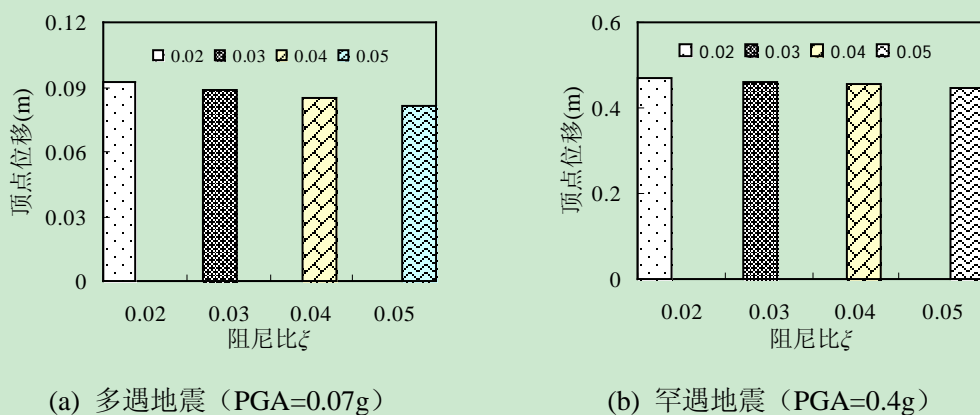


图 4.13 不同阻尼比 ζ 下的顶点位移比较

图 4.14 为 6 层、8 层和 10 层钢管混凝土框架结构输入天津波 (N-S) 时不同阻尼比下 $u_i/u_{0.05}$ 值的对比 (u_i 代表各阻尼比下结构的顶点位移, $u_{0.05}$ 代表阻尼比为 0.05 时结构顶点位移值)。

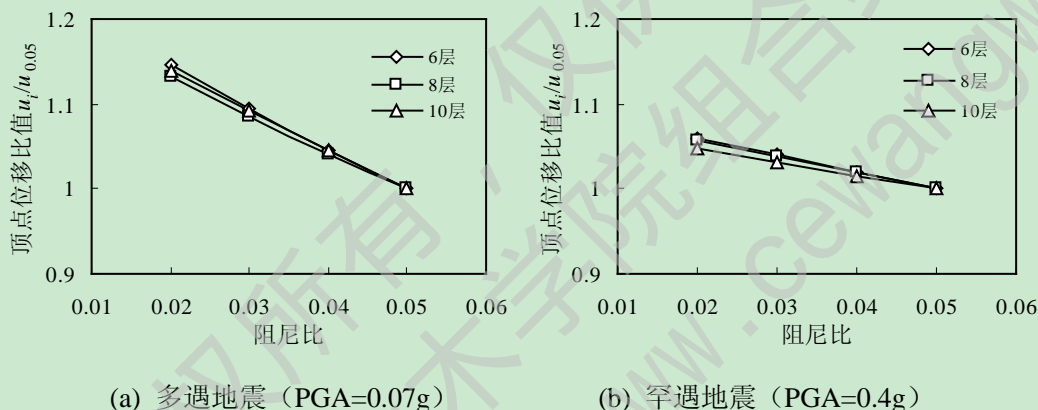


图 4.14 不同阻尼比下结构的 $u_i/u_{0.05}$ 值的对比

从以上分析结果可以得出如下结论：(1) 随着阻尼比的增大、结构顶点位移反应减小；(2) 阻尼比对结构的影响为多遇地震作用下比罕遇地震作用下大；(3) 6 层、8 层和 10 层钢管混凝土框架结构输入天津波 (N-S) 时 $u_i/u_{0.05}$ 值在多遇地震作用下的值比罕遇地震作用下的值要大些，也就是说结构进入弹塑性阶段后对于阻尼比的敏感性变小；(4) 多遇地震下三个模型的 $u_i/u_{0.05}$ 值从大到小排列顺序依次为 6 层、8 层、10 层，罕遇地震下三个模型的 $u_i/u_{0.05}$ 值从大到小排列顺序依次为 6 层、10 层、8 层。

4.3 不同地震动参数的影响

4.3.1 不同峰值加速度 (PGA) 下结构的反应

为了研究不同峰值加速度的地震动对钢管混凝土框架结构反应的影响, 本文对前文中设计的三个钢管混凝土框架结构模型分别进行了不同荷载工况下的结构反应分析, 分析输入的地震波为 El Centro 波, 峰值加速度为 342gal。通过计算得到以下结果:

图 4.15 为不同峰值加速度的地震动对 6 层钢管混凝土框架结构动力时程反应的影响

响。从图中可以看出，随着输入地震动峰值加速度的增加，结构的基底剪力以及底部层间位移不断增加，滞回曲线的包络面积也越来越大。

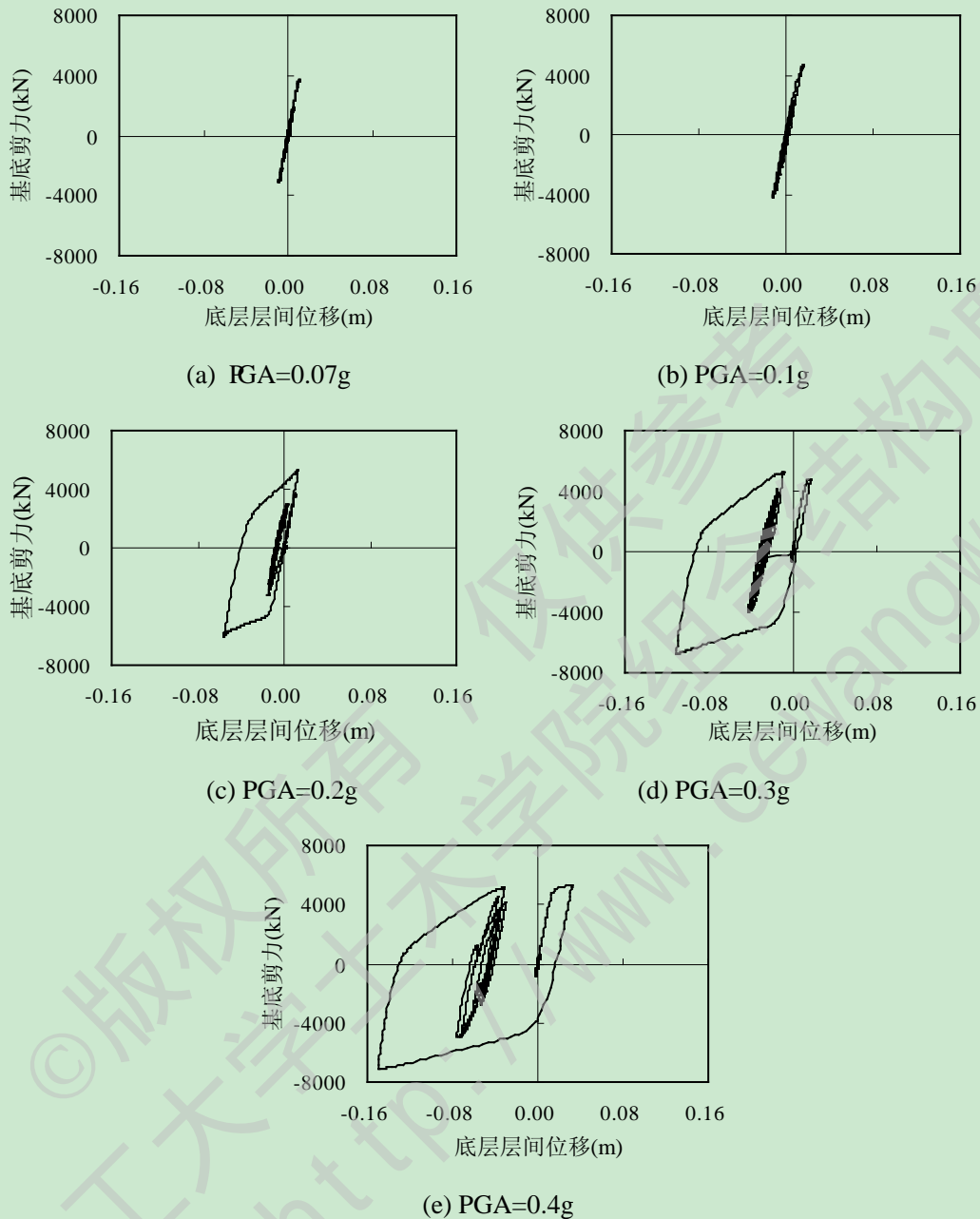


图 4.15 不同峰值加速度下底层层间位移与基底反力之间的关系曲线

图 4.16 为不同峰值加速度的地震动对 8 层钢管混凝土框架结构动力时程反应的影响，从图中可以看出，随着输入地震动峰值加速度的增加，8 层钢管混凝土框架结构的基底剪力以及底部层间位移不断增加，但随着峰值加速度增加到 0.3g 之后结构基底剪力基本保持不变，但底部层间位移却不断增加，滞回曲线的面积也越来越大。

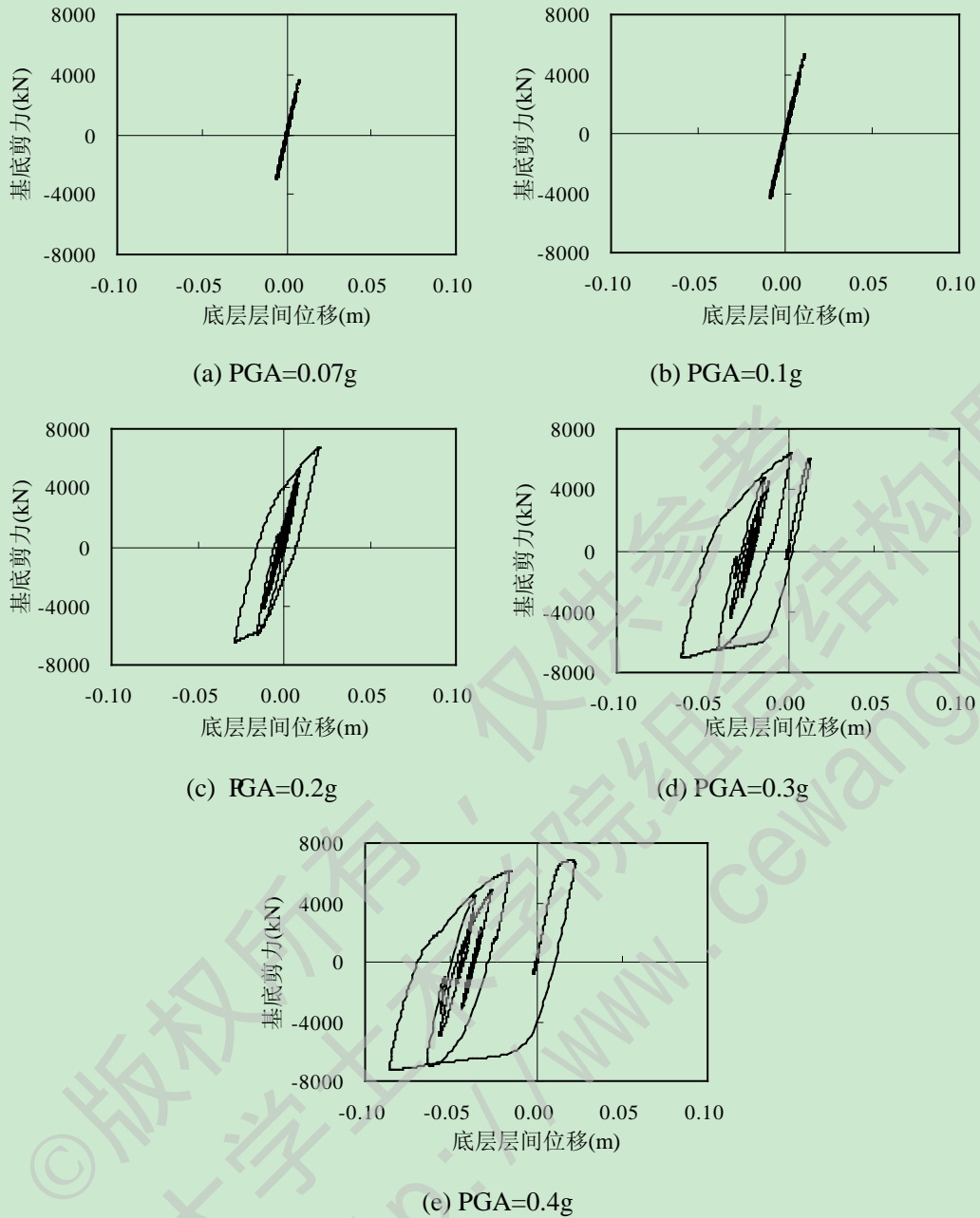
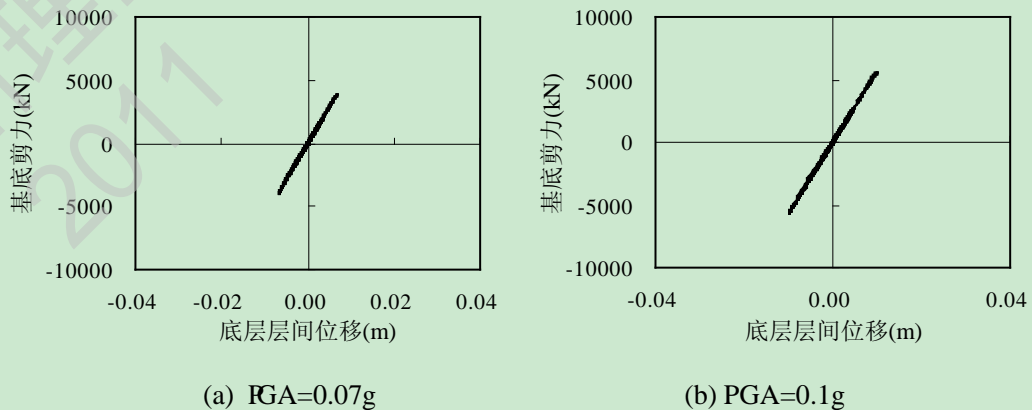


图 4.16 不同峰值加速度下底层层间位移与基底反力之间的关系曲线

图 4.17 为不同峰值加速度的地震动对 10 层钢管混凝土框架动力时程反应的影响。



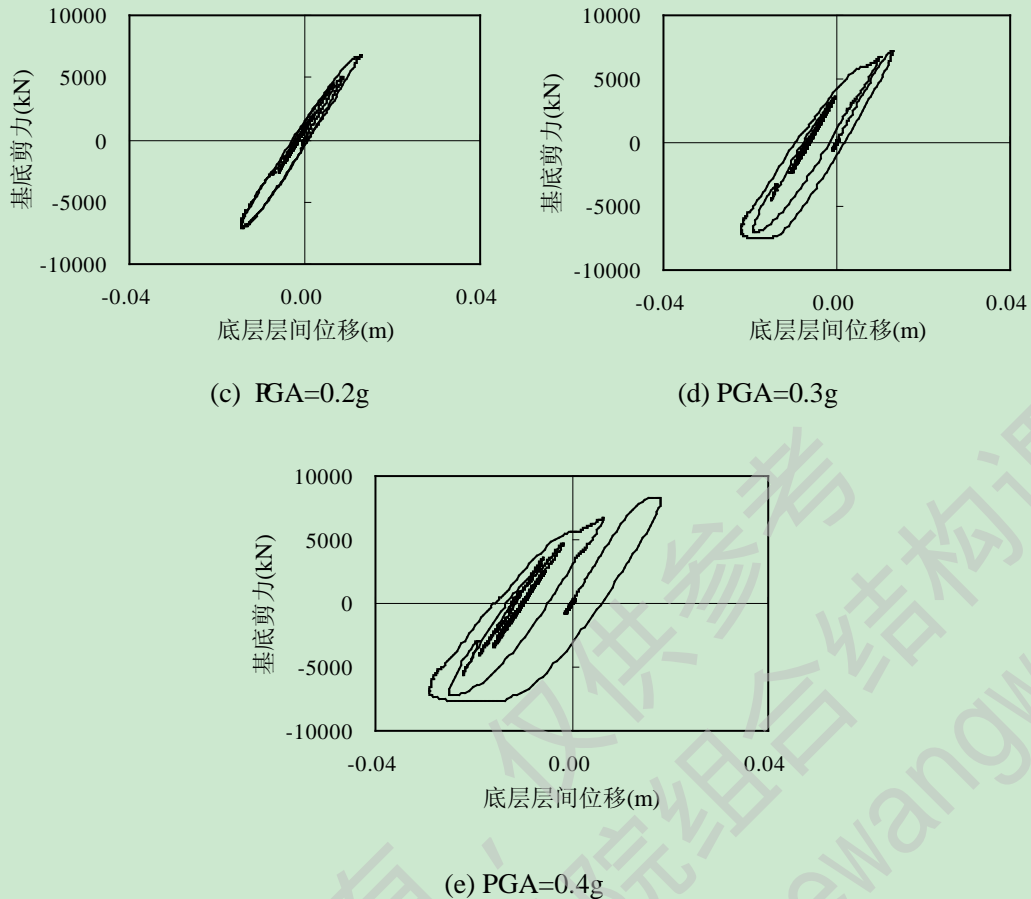


图 4.17 不同峰值加速度下底层层间位移与基底反力之间的关系曲线

通过以上分析结果可以看出，不同层数的钢管混凝土框架结构在不同峰值加速度的地震作用下它们有着共同的变化规律：当峰值加速度 $PGA=0.07g$ 时，钢管混凝土框架结构的底层层间位移与基地剪力关系曲线接近直线，说明钢管混凝土框架结构底层结构处于弹性阶段，没有发生较大的弹塑性变形。在峰值加速度 $PGA=0.1g$ 时 8 层和 10 层钢管混凝土框架结构的底层层间位移与基地剪力关系曲线仍然接近直线，只有 6 层钢管混凝土框架结构发生了变化，曲线向外发生了扩散，当峰值加速度增加到 $0.2g$ 时，这时三个模型的这种关系曲线都发生了较大的变化，变成了纺锤形曲线，随着峰值加速度值的增加，此曲线包络面积逐渐增大，并且曲线中心位置发生了偏移。

此现象说明了框架结构随着峰值加速从开始的弹性阶段逐渐进入了弹塑性阶段，并且随着峰值加速度的增加，塑性变形加大。

4.3.2 钢管混凝土框架结构的 IDA 分析

文献[82]将钢筋混凝土框架结构在倒三角分布力、均匀分布力、第一振型比例分布力、考虑高度影响分布力、SRSS 分布力和规范地震力分布下的推覆力曲线与 IDA 分析曲线和平均 IDA 分析曲线进行了比较。根据不同侧力分布下的推覆曲线的各自特点，将推覆曲线分为了两组：一组是以均匀侧力分布的推覆曲线；另一组是以倒三角侧力分布为代表的推覆曲线。本文为了简要说明，以 10 层钢管混凝土框架结构作为研究对象，

将在倒三角侧力模式和均布侧力模式这两种代表模式下的推覆力曲线与 IDA 分析结果进行简单的比较,钢管混凝土框架结构的 IDA 分析结果与两类加载模式下结构的顶点位移-基底剪力曲线的比较如图 4.18 所示。

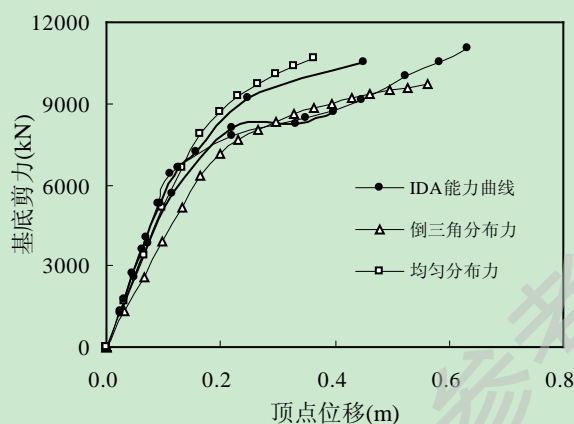


图 4.18 IDA 分析结果与静力弹性分析结果比较

分析结果表明,倒三角侧力分布的推覆曲线刚度较大,达到极限状态时,结构基底剪力较大,而极限变形相对较小;均布侧力分布的推覆力曲线刚度相对于倒三角侧力分布的推覆曲线较小,极限基底剪力也较低,但结构的极限位移相对较大。图 4.18 中的 IDA 曲线所对应的结构基底-顶点位移曲线几乎都在倒三角分布推覆曲线之上,也就是说在结构顶点位移设防目标一定的情况下,倒三角分布推覆曲线具有一定的保证率。另外,从图中还可以看出,同一结构的不同顶点 IDA 曲线之间有较大的离散性,说明结构在强震作用下的抗侧力和侧向变形会随着地震波性质的不同而相差甚大,仅从结构基底剪力-顶点位移曲线无法简单评价结构在某一次强震作用下的变形能力是否足够。在结构的弹性阶段下,几种加载模式下曲线相近,但当结构进入弹塑性阶段后变化较大。

4.3.3 不同场地类别地震动下结构的反应

我国新抗震规范《建筑抗震设计规范》GB50011-2010^[88]对场地类别的划分有了新的规定,对 08 规范中的四类场地类别进行了进一步的修改,不但将 I 类场地类别分成了 I_0 和 I_1 两个亚类,而且还将等效剪切波速的范围重新划分了一下,这种划分是在尽量保持抗震规范延续性的基础上,进一步考虑了覆盖层厚度的影响,从而形成了以平均剪切波速和覆盖层厚度作为评定指标的双参数分类方法。为了在保障安全的条件下尽可能减少设防投资,在保持技术上合理的前提下适当扩大了 II 类场地的范围。另外,由于我国规范中 I、II 类场的 T_g 值与国外抗震规范相比是偏小的,因此有意识地将 I 类场地的范围划得比较小。

本文为了研究场地类别对钢管混凝土框架结构的抗震性能的影响,从 PEER 强震记录数据库中选取了 28 条远场(距离大于 10km)强震地震动记录进行计算,所选取地震动记录按照美国地质勘探局(USGS)对场地类别的分类方法分成了 A、B、C 和 D 四

类，如表 4.3 所示。其中，A 类 2 条、B 类 10 条、C 类 10 条、D 类 6 条。选取条件为：
 (1) 地震震级大于 6.5 级，因为震级往往影响地震动的频谱与持时特性。震级过小的地震通常不会对建筑结构造成严重的损坏，更不会引起结构的倒塌，并且震级小的地震释放的能量少，影响的区域也小。因此可以将震级较小的地震排除在外。(2) 地震波的 PGA 大于 0.2g，PGV 大于 15m/s。这一条件是为了排除峰值过小，不太可能对结构安全性造成影响的地震波。

表 4.3 远场（距离大于 10km）地震动记录

土类 型	地震 名称	侧站信息	震级 M	记录/分量	HP (Hz)	LP (Hz)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
A	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	47379 Gilroy Array #1	6.9	LOMAP/G01 090	0.2	50	0.473	33.9	8.03
	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Gebze	7.4	KOCAELI/G BZ000	0.03	25	0.244	50.3	42.74
B	Cape Mendocino 1992/04/25 18:06	89324 Rio Dell Overpass-FF	7.1	CAPEMEND /RIO360	0.07	23	0.549	42.1	18.62
	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	TCU084	7.6	CHICHI/TC U084-N	0.1	50	0.417	45.6	21.27
	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	5051 Parachute Test Site	6.5	IMPVALL/H- PTS315	0.1	40	0.204	16.1	9.94
	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Arcelik	7.4	KOCAELI/A RC000	0.07	50	0.218	17.7	13.64
	Landers 1992/06/28 11:58	22170 Joshua Tree	7.3	LANDERS/J OS090	0.07	23	0.284	43.2	14.51
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	47006 Gilroy-Gavilan Coll.	6.9	LOMAP/GIL 067	0.2	45	0.357	28.6	6.35
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	1678 Golden Gate Bridge	6.9	LOMAP/GG B270	0.2	22	0.233	38.1	11.45
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	58065 Saratoga-Aloha Ave	6.9	LOMAP/STG 000	0.1	38	0.512	41.2	16.21
	Northridge 1994/01/17 12:31	90014 Beverly Hills-12520 Mulhol	6.7	NORTHR/M U2035	0.13	30	0.617	40.8	8.57
	Northridge 1994/01/17 12:31	24400 LA-Obregon Park	6.7	NORTHR/O BR360	0.9	23	0.563	24.5	2.79
C	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	CHY006	7.6	CHICHI/CH Y006-E	0.03	50	0.364	55.4	25.59
	Duzce,	Bolu	7.1	DUZCE/BOL	0.05	null	0.728	56.4	23.07

	Turkey 1999/11/12			000					
	Imperial Valley 1940/05/19 04:37	117 El Centro Array #9	7.0	IMPVALL/I- ELC180	0.2	15	0.313	29.8	13.32
	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	5053 Calexico Fire Station	6.5	IMPVALL/H- CXO225	0.1	40	0.275	21.2	9.02
	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Duzce	7.4	KOCAELI/D ZC270	0.08	15	0.358	46.4	17.61
	Landers 1992/06/28 11:58	22074 Yermo Fire Station	7.3	LANDERS/Y ER270	0.07	23	0.245	51.5	43.81
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	47381 Gilroy Array #3	6.9	LOMAP/G03 090	0.1	40	0.367	44.7	19.25
	Northridge 1994/01/17 12:31	90053 Canoga Park-Topanga Can	6.7	NORTHR/C NP196	0.05	30	0.42	60.8	20.17
	San Fernando 1971/02/09 14:00	135 LA-Hollywood Stor Lot	6.6	SFERN/PEL0 90	0.2	35	0.21	18.9	12.4
	Superstitt Hills(B) 1987/11/24 13:16	01335 El Centro Imp. Co. Cent	6.7	SUPERST/B- ICC000	0.1	40	0.358	46.4	17.5
D	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	CHY041	7.6	CHICHI/CH Y041-N	0.03	50	0.639	39.5	11.25
	Kobe 1995/01/16 20:46	0 Nishi-Akashi	6.9	KOBE/NIS09 0	0.1	23	0.503	36.6	11.26
	Kobe 1995/01/16 20:46	0 Shin-Osaka	6.9	KOBE/SHI00 0	0.1	23	0.243	37.8	8.54
	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Ambarli	7.4	KOCAELI/A TS000	0.03	50	0.249	40	30.08
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	1002 APEEL 2-Redwood City	6.9	LOMAP/A02 043	0.1	27	0.274	53.6	12.68
	Kobe 1995/01/16 20:46	0 Kakogawa	6.9	KOBE/KAK0 90	0.1	null	0.345	27.6	9.6

注：场地类别按照美国地质勘探局（USGS）的分类方法，即 A 类场地剪切波速为大于 750m/s，B 类场地剪切波速为 360~750m/s，C 类场地剪切波速为 180~360m/s，D 类场地剪切波速为小于 180m/s。

对所选取的地震动进行调幅，作为输入地震动的进行计算，调幅后的地震动分别代表多遇地震（PGA=0.07g）和罕遇地震（PGA=0.4g），计算结果如下。

图 4.19 为多遇地震（PGA=0.07g）时，不同场地类别的地震动作用下，10 层钢管混凝土框架结构的地震反应平均值。图 4.19(a)为层间位移反应最大时结构各层层间位

移,从图中可以看出,不同场地类型下结构的层间位移反应是不一样的,从场地类别 A 到场地类别 D,层间位移反应最大的发生在地类 C 上,后面依次为 D 类场地、B 类场地和 A 类场地。图 4.19(b)为顶点位移最大时结构各层的位移,从图中可以看出,从场地类别 A 到场地类别 D,顶点位移反应最大的发生在地类 D 类场地上,依次为 C 类场地、B 类场地和 A 类场地。也就是说,按顶点位移最大值的排列顺序和按结构最大层间位移的排列顺序排序是不一样的。

图 4.20 为罕遇地震 (PGA=0.4g) 时,不同场地类别的地震动作用下,10 层钢管混凝土框架结构的地震反应平均值。图 4.20(a)为层间位移反应最大时结构各层层间位移,从图中可以看出,从场地类别 A 到场地类别 D,结构层间位移反应最大的发生在地类 D 上,依次为 C 类场地、A 类场地和 B 类场地。图 4.20(b)为顶点位移最大时结构各层的位移,从图中可以看出,顶点位移反应最大的发生在地类 D 类场地上,依次为 C 类场地、A 类场地和 B 类场地。

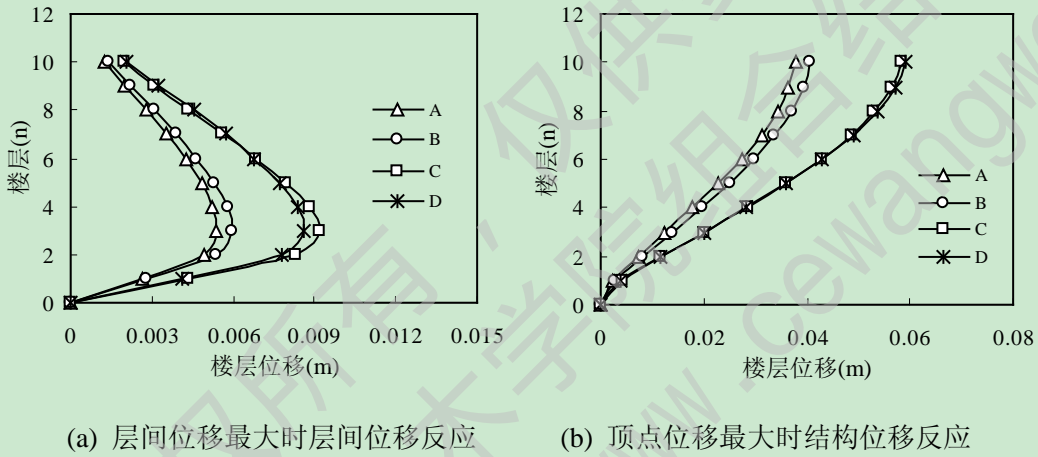


图 4.19 多遇地震 (PGA=0.07g) 作用下结构的地震反应

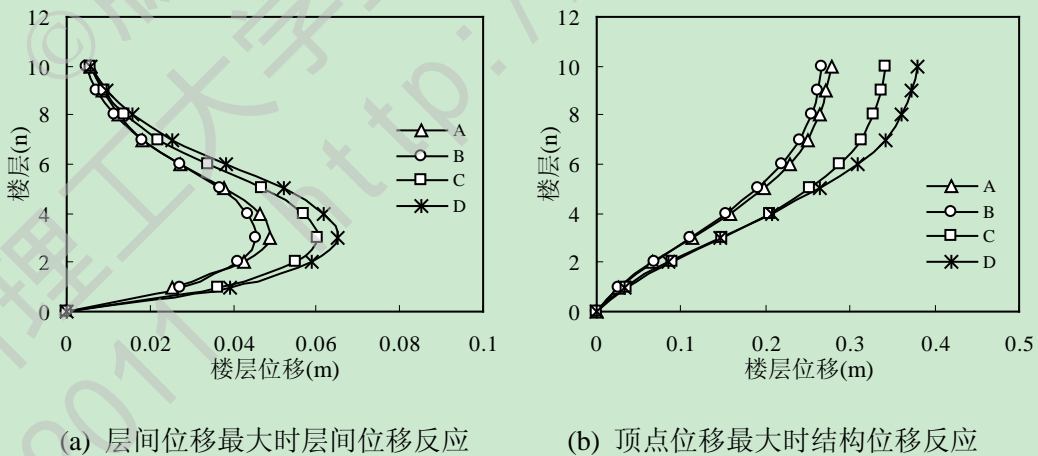


图 4.20 罕遇地震 (PGA=0.4g) 作用下结构的地震反应

图 4.21 为多遇地震和罕遇地震作用下结构各层层间位移和位移反应平均值的对比。从中可以看到,结构变形较集中,主要集中在结构的中下部,说明底层结构的变形相对罕遇地震作用下结构发生了塑性变形,塑性变形主要集中在结构的下部楼层。另外,与

多遇地震作用下结构的位移变形相比，罕遇地震作用下的结构底部层间位移变形与上部结构变形的比值相差较大，说明罕遇地震作用下结构的变形集中比多遇地震作用下的变形集中更明显。

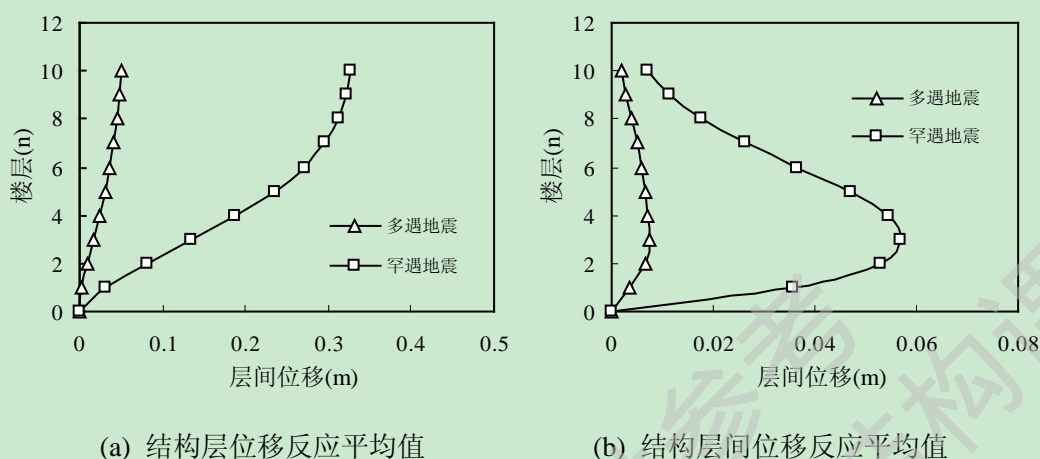


图 4.21 多遇地震 (PGA=0.07g) 和罕遇地震 (PGA=0.4g) 下的结构位移反应的平均值

另外，通过计算还发现：多遇地震时，模型结构的层间位移最大值绝大多数是发生在结构层第三层上，有少部分发生在结构层第二层、第四层和第五层上，当对其进行取平均值时，得出层间最大位移发生在结构层第三层上为 7.3mm，层间位移角为 1/452；罕遇地震时，模型结构的层间位移最大值绝大多数发生在结构层第三层上，另外有少部分发生在结构层第四层上，并且位移反应较为集中，当对其进行取平均值时，得出层间最大位移发生在结构层第三层上为 56.93mm，层间位移角为 1/58。

通过对常遇和罕遇地震作用下的结构位移反应进行分析得出，不同的地震动对结构的位移反应是不同的，层间位移最大值发生的结构部位也有些不一样，但整体上来说结构的薄弱部位是可以预测的，对于本文所设计的模型来说结构层的薄弱层可以初步判断为结构层第三层，即结构层第三层是最有可能出现薄弱部位的一层。

除此之外，本文还将动力时程分析所得的结果与静力弹塑性分析中采用均布加载模式和倒三角加载模式所得的结果进行了对比，采用对比方法的具体步骤如下：

- (1) 取出峰值加速度相同的每条地震动下，结构各层的层间位移绝对值最大值；
- (2) 将取得的最大值求和取平均，得到不同峰值加速度下结构各层层间位移在不同地震动下的平均值；
- (3) 将求得平均值作为结构的层间位移值，然后将其看作是一种静力加载模式（这里将其称为等效静力加载模式）下结构的层间位移反应值；
- (4) 将各层层间位移叠加，得到结构的顶点位移最大值；
- (5) 以（4）中得到的顶点位移值作为两种不同静力加载模式的控制位移，对结构进行加载，最后得到结构的位移反应；
- (6) 将等效加载模式得出的结果与均布加载模式和倒三角加载模式下静力弹塑性分析结果进行对比。

分析结果如图 4.22、图 4.23 所示，从图中可以看出，采用倒三角加载模式与本文描述的等效加载模式分析结果接近，结构的薄弱层同样发生在结构层第三层上；而均布加载模式则与等效加载模式相差较大，不仅薄弱层的层间位移较大，而且发生的位置也不一样，发生在结构层的第二层上。从这里可以看出倒三角加载模式结构的反应相对来说更符合地震反应分布。

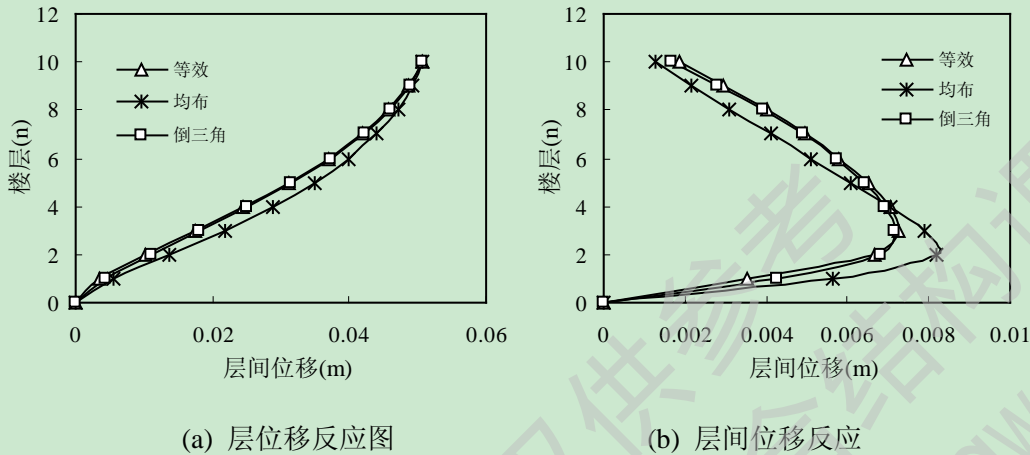


图 4.22 多遇地震作用 (PGA=0.07g) 时, 不同侧力模式下结构的反应对比

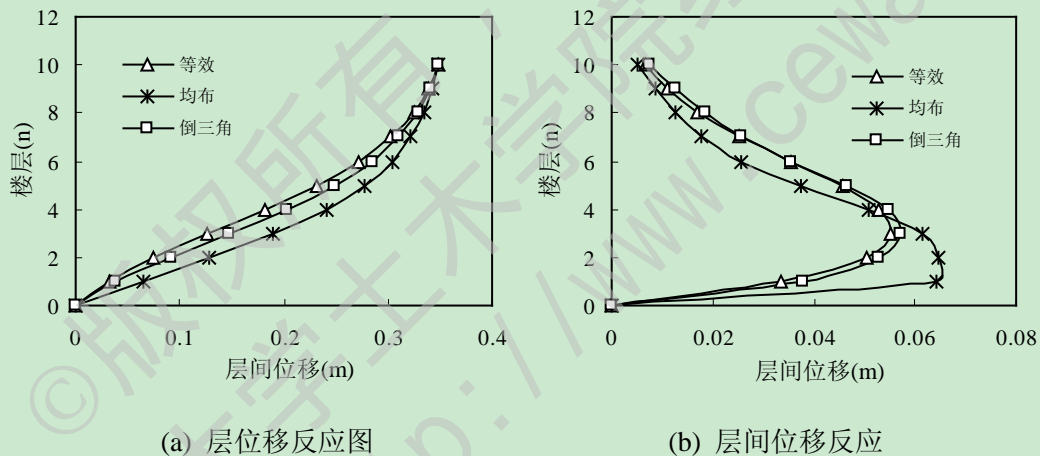


图 4.23 罕遇地震作用 (PGA=0.4g) 时, 不同侧力模式下结构的反应比较

本文以罕遇地震作用下计算得到的层间位移最大值 $u_{0.4}$ 与多遇地震作用下计算得到的层间位移最大值 $u_{0.07}$ 的比值 ($\mu=u_{0.4}/u_{0.07}$) 作为 Y 轴，以罕遇地震作用下层间位移最大值 $u_{0.4}$ 作为 X 轴，将各地震动作用下的结果绘于图上，结果如图 4.24 所示。

从图 4.24 中可以看出，计算结果比较离散，最大值达到了 12.59，最小值则只有 4.97。另外，将计算结果与 5.71 ($0.4g/0.07g=5.71$) 进行比较可以看出，结构的最大层间位移不是简单的按照峰值加速度的增加而单调增加，当层间位移反应较小时，结果接近 5.71，但当层间位移反应较大时，计算结果偏离 5.71 较大。从整体变化趋势上来看，在所选地震动作用下，随着层间位移反应的增加，也就是说随着结构进入弹塑性阶段的程度的增加，这种比值有增大的趋势。

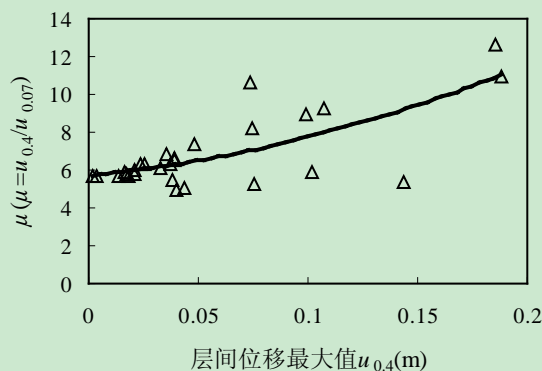
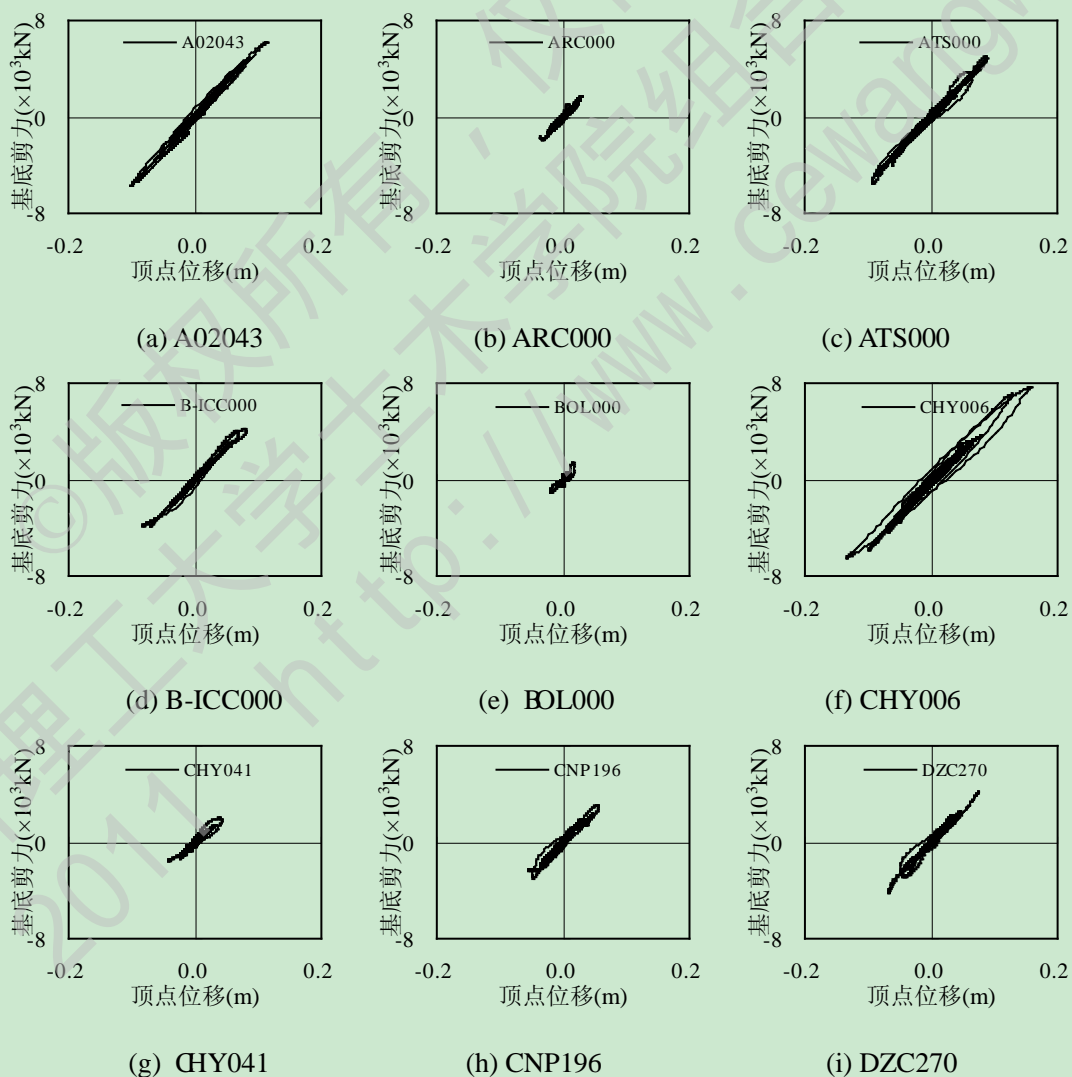


图 4.24 不同地震动作用下， μ 值与 $u_{0.4}$ 的关系对比

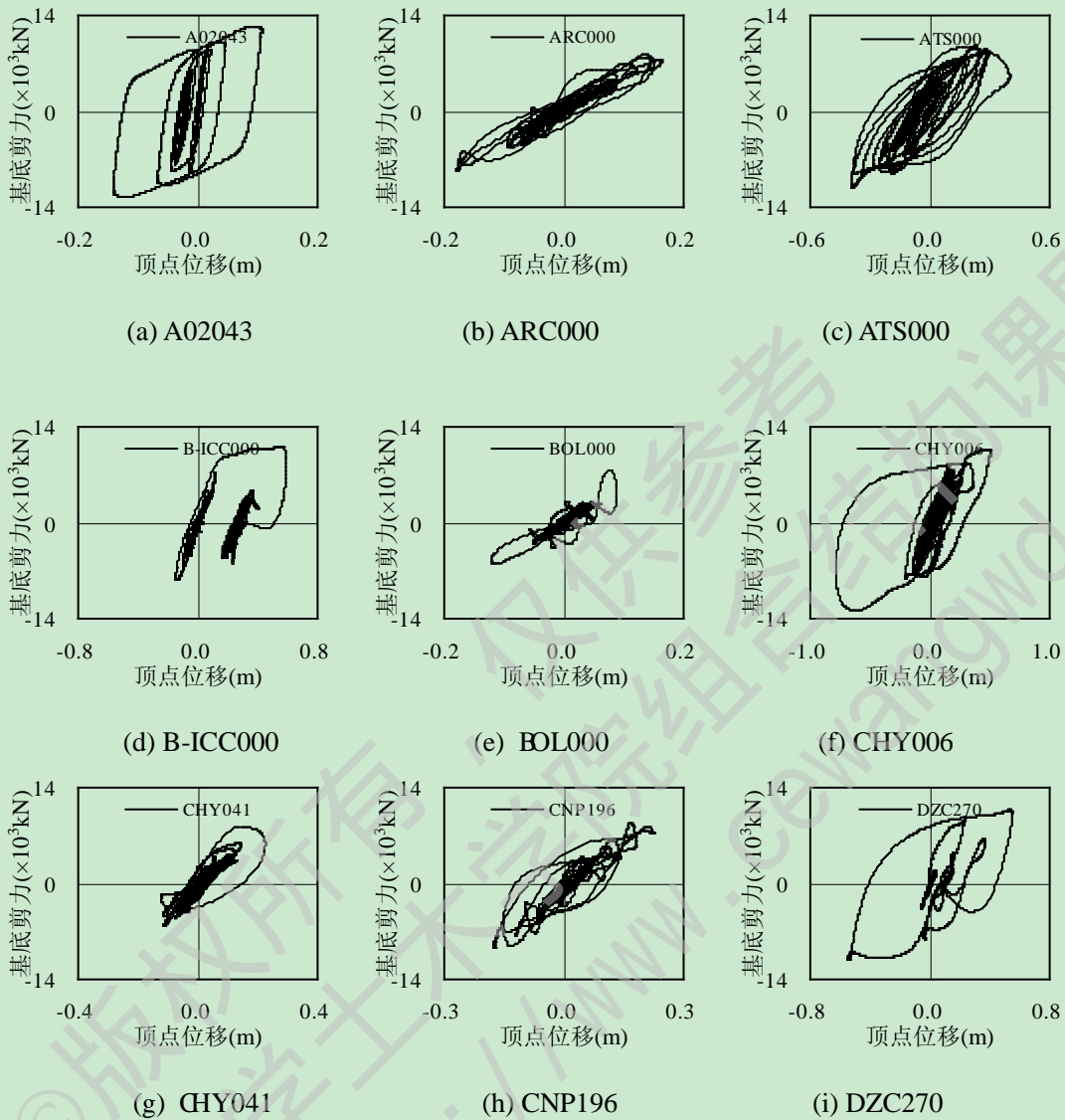
为了对比 10 层钢管混凝土框架结构弹性阶段和弹塑性阶段的顶点位移-基底剪力关系，本文列出了部分地震动作用下的结果，如图 4.25、4.26 所示。

以下为多遇地震作用时（PGA=0.07g），10 层钢管混凝土框架结构在部分地震动作用下的顶点位移-基底剪力关系曲线：



4.25 多遇地震作用时（PGA=0.07g），结构顶点位移-基底剪力关系曲线

以下为罕遇地震作用时 (PGA=0.4g), 10层钢管混凝土框架结构在部分地震动作用下的顶点位移-基底剪力关系曲线:



4.26 罕遇地震作用时 (PGA=0.4g), 结构顶点位移-基底剪力关系曲线

通过对钢管混凝土框架结构常遇和罕遇地震作用下结构的顶点位移-基底剪力的对比可以看出, 多遇地震作用下结构的顶点位移-基底剪力接近于一条直线, 变化范围较小。但罕遇地震作用下, 结构的顶点位移-基底剪力曲线则发生了很大的变化, 主要表现在曲线不在接近直线, 比较杂乱, 曲线包络面积增大。说明结构发生了较大的塑性变形。

4.4 本章小结

本章为了对钢管混凝土框架结构进行弹塑性时程分析, 首先建立了钢管混凝土框架结构的弹塑性时程分析模型, 并且通过与振动台实验进行对比, 验证了本文模型的合理性; 然后采用同样的建模方法对第三章中设计的 6 层、8 层和 10 层钢管混凝土框架结构进行了模拟。分别与不同阻尼比和不同地震动参数作为研究对象, 研究了钢管混凝土框架

结构对于阻尼比的敏感性，以及不同地震动作用下 10 层钢管混凝土框架结构的反应。

通过钢管混凝土框架结构对于阻尼比敏感性的研究发现：钢管混凝土框架结构对于阻尼比的敏感性在结构的不同反应阶段是不一样的，弹性阶段下的敏感性比弹塑性阶段下结构的敏感性稍强。

通过对钢管混凝土框架结构输入不同场地类型的地震动下结构的反应研究可以得出：多遇地震作用下和罕遇地震作用下结构的位移反应是不一样的，比如最大层间位移发生的位置有时会发生变化。钢管混凝土框架结构在各种场地类别的地震动作用下，结构反应有很大的离散性，这种离散性在同一场地类别下有时相差也较大。同时，本文发现场地类别的不同对结构的影响也有所差别，通过对同一场地类别的反应进行求和取平均后，发现本文设计的自振周期为 1.5s 的钢管混凝土框架结构的地震反应与场地类别选取的不同有较大的关系，表现为在总体上结构反应的强度是随着场地类别 A 到 D 逐渐增强的变化规律，即随着剪切波速的减小而增大。

通过时程分析结果与静力弹塑性分析下的均布加载模式、倒三角加载模式和规范加载模式三种不同加载模式下的所得结果进行了对比，对比结果说明时程分析结果与倒三角加载模式和规范加载模式下的分析结果相近，也就是说钢管混凝土框架结构在做静力弹塑性分析时选择倒三角和规范加载模式下更为合理。

除此之外，本文还将逐步增量时程分析法（IDA）的计算结果与静力弹塑性分析进行了对比。对比结果表明，IDA 分析得出的基底剪力-顶点位移曲线在倒三角侧力模式得出的基底剪力-顶点位移曲线之上，说明对结构进行抗震性能评估时，采用倒三角加载模式作为静力弹塑性的加载方法相对较安全。

结论与展望

结论

本文首先对国内外对钢管混凝土框架结构的抗震性能研究现状进行了简单地介绍,然后对静力弹塑性分析方法和动力弹塑性分析方法理论做了一个简单的阐述,最后设计了3栋分别为6层、8层和10层钢管混凝土框架结构,通过OpenSees分析平台对其进行了静力弹塑性分析和动力弹塑性分析。得出如下结论:

- (1) 基于纤维梁-柱单元能较好的模拟钢管混凝土框架结构的静力和动力弹塑性。
- (2) 倒三角侧力分布模式比均布侧力分布模式相对更接近动力时程分析所得的结果,并且倒三角侧力分布模式运用到规则钢管混凝土框架结构评估当中相对来说更合理、更安全。
- (3) 阻尼比对钢管混凝土框架结构反应的影响是较大的,结构反应随着阻尼比的增大而减小。另外,本文设计的钢管混凝土框架结构对于阻尼比的敏感性在弹性阶段下的比弹塑性阶段下较强。
- (4) 在各种场地类别的地震动作用下,本文设计的10层钢管混凝土框架结构总体上表现出随着场地类别A到D结构的反应逐渐增强的变化规律,即随着剪切波速的减小而增大。另外,结构反应的离散性较大,说明地震作用下结构的反应不单是与场地类别有关,它还与其它因素有关。

展望

本文只是从理论研究方面对钢管混凝土框架结构进行模拟分析,这与真实的结构反应会有一些的差别,如条件允许可以采用振动台试验对足尺的多层多跨钢管混凝土框架结构进行抗震分析,这将能更真实的反应钢管混凝土框架结构的地震反应情况,对钢管混凝土的抗震性能研究会更有意义!

本文采取的纤维模型法这种理论分析方法虽然能够较好的模拟钢管混凝土框架结构的静力、动力弹塑性行为,但模型是在一些基本假定的基础上建立的,因此,如何解决这些基本假定的问题使其能更广泛的运用是今后需要解决的问题。

本文对阻尼比对钢管混凝土框架结构的影响进行了研究,但具体如何取值还需要更进一步研究。

从不同地震动对钢管混凝土框架结构的影响分析可以看出,地震动对钢管混凝土框架结构的影响有很大的离散性,说明场地类别对结构的影响只是结构地震影响的一个方面,不能完全反应地震对结构的影响。结构的地震响应应该还受到多方面因素的影响。因此,如何选择地震动仍然是今后需要解决的一大难题。

参考文献

- [1] 周福霖.《不让地震大灾难在中国重演, 建造强地震中安全的房屋》. 南京, 东南大学(建筑结构), 2008.
- [2] 谢礼立.《汶川地震的启示和教训》. 南京, 东南大学(建筑结构), 2008.
- [3] 韩林海. 钢管混凝土结构—理论与实践(第二版). 北京: 科学出版社, 2007.
- [4] 钟善桐. 钢管混凝土结构. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994.
- [5] 张素梅, 郭兰慧, 王玉银, 田华. 方钢管高强混凝土偏压构件的试验研究与理论分析. 建筑结构学报, 2004, 25(1): 17-24.
- [6] Webb, J. and Peyton, J. J. Composite concrete filled steel tube columns. Proceedings of the Structural Engineering Conference. The Institute of Engineering Australia, 1990, 181-185.
- [7] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. Architectural Institute of Japan (AIJ). Tokyo, Japan, 1997.
- [8] Eurocode 4(EC4). Design of composite steel and concrete structures-Part1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994-1-1: 2004, Brussels, CEN, 2004.
- [9] ACI Committee 318-05(ACI318). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Detroit, USA, 2005.
- [10] AISC-LRFD. Load and resistance factor design specification for structural steel buildings, 2nded. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, USA, 1999.
- [11] 钢管混凝土结构技术规程(DBJ/T13-51-2010). 福建省住房和城乡建设厅, 2010.
- [12] 钢管混凝土结构技术规程(DB62/T25-3041-2009). 甘肃省建设厅, 2009.
- [13] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术(第二版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [14] 顾强等. 钢结构滞回性能及抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [15] Matsui C. Strength and behavior of frames with concrete filled square steel tubular columns under earthquake loading. In: Proceedings of 1st International Specialty Conference on CFST. Haerbin, 1985, (6): 104-111.
- [16] Morino S, Kawaguchi J, Yasuzaki C, Kanazawa S. Behavior of concrete filled steel tubular three-dimensional subassemblages. In: Proceeding of the Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II. Potosi, USA, 1993, (5): 726-741.
- [17] Kawaguchi J, Morino S, Sugimoto T, et al. Experimental Study on Structural Characteristics of Portal Frames Consisting of Square CFT columns. In: Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV. Banif: press. 2002: 158-163.
- [18] Chen CH, Hsiao BC, Lai JW, et al. Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame: Part 2. Construction and testing. In: Proc of 13 WCEE. Canada: press, 2004: 2-3.

- [19] Tsai KC, Hsiao PC, Wang KJ, et al. Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame-Part I: Specimen design, experiment and analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008, 37(7): 1081-1098.
- [20] Tsai KC, Hsiao PC. Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame-Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2008, 37(7): 1099-1115.
- [21] Herrera R, Ricles J M, Sause R. Seismic Performance Evaluation of a Large-Scale Composite MRF Using Pseudo-dynamic Testing. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2008; 134(2): 279-288.
- [22] Herrera R. Seismic behavior of concrete filled tube column-wide flange beam frames: [Ph. D. Dissertation]. Bethlehem: Civil and Environmental Engineering Department, Lehigh University 2005: 56-68.
- [23] 马万福. 钢管混凝土单层框架动力性能的试验研究. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学硕士学位论文, 1998.
- [24] 张文福. 单层钢管混凝土框架结构恢复力特性研究. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学位论文, 2000.
- [25] 林东欣, 宗周红, 房贞政. 两层钢管混凝土组合框架结构拟动力地震反应试验研究. *福州大学学报 (自然科学版)*, 2000, 28(6): 72-76.
- [26] 黄襄云, 周福霖. 钢管混凝土结构地震模拟试验研究. *西北建筑工程学院学报 (自然科学版)*, 2000, 17(3): 14-17.
- [27] 宗周红, 邱法维. 两层钢管混凝土组合框架结构抗震性能试验研究. *建筑结构学报*, 2002, 23(2): 27-35.
- [28] 李斌, 薛刚, 张园. 钢管混凝土框架结构抗震性能试验研究. *地震工程与工程振动*, 2002, 22(5): 53-56.
- [29] 许成祥. 钢管混凝土框架结构抗震性能的试验与理论研究. 天津: 天津大学博士学位论文, 2003.
- [30] 李忠献, 许成祥, 王冬, 王成博. 钢管混凝土框架结构抗震性能的试验研究. *建筑结构*, 2004, 34(1): 3-6.
- [31] 许成祥, 徐礼华. 钢管混凝土框架结构的柱脚延性试验研究. *武汉理工大学学报*, 2006, 28(1): 55-58.
- [32] 王来, 王铁成, 陈倩. 低周反复荷载下方钢管混凝土框架抗震性能的试验研究, *地震工程与工程振动*, 2003, 23(3): 113-117.
- [33] 王铁成, 卢明奇. 轴压比对方钢管混凝土框架延性影响的有限元分析, *吉林大学学报 (工学版)*, 2005, 35(1): 70-75.
- [34] 周栋梁, 钱稼茹, 方小丹, 江毅. 环梁连接的 RC 梁-钢管混凝土柱框架试验研究. *土木工程学报*, 2004, 37(5): 7-15.
- [35] 童菊仙, 徐礼华, 凡红. 钢管混凝土框架结构模型振动台试验研究. *工程抗震与加固改造*, 2005,

- 27 (3): 65-69.
- [36] 孟春光, 丁洁民, 吕西林, 卢文胜, 赵斌. 带阻尼器高层方钢管混凝土框架结构模拟地震振动台试验研究. 结构工程师, 2005, 21(5): 57-62.
- [37] 许成祥, 徐礼华, 杜国锋, 凡红. 钢管混凝土柱框架结构模型地震反应试验研究. 武汉大学学报(工学版), 2006, 39(3): 68-72.
- [38] 杜国锋, 许成祥, 江楚雄. 钢管混凝土框架结构模拟地震振动台试验. 重庆大学学报, 2008, 31(2): 228-231.
- [39] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究, 建筑结构学报, 2006, 27(3): 48-58.
- [40] 郭蓉, 赵少伟, 王晓伟, 苏爱君. 震后方钢管混凝土框架加固效果试验研究, 河北工业大学学报, 2006, 35(5): 110-114.
- [41] 李斌, 任利民, 闻洋. 矩形钢管混凝土框架结构试验研究. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(2): 606-609.
- [42] 任利民. 矩形钢管混凝土框架结构抗震性能研究. 包头: 内蒙古科技大学硕士学位论文, 2007.
- [43] 李斌, 任利民. 矩形钢管混凝土框架结构受力性能试验研究. 工程力学, 2009, 26(2): 103-107.
- [44] 李玉楼. 方钢管混凝土和圆钢管混凝土结构抗震性能对比. 广州: 广州大学硕士学位论文, 2007.
- [45] 何文辉, 范云蕾, 肖岩, 郭玉荣. 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. 建筑结构学报. 2009, 30(4): 18-29.
- [46] 银英姿, 李斌, 申向东. 含填充墙钢管混凝土框架抗震性能. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2009, 28(4): 574-577.
- [47] 孙修礼. RC梁-钢管混凝土柱单跨框架抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 142-146.
- [48] Han, L. H., Li, W. and Yang, Y. F. Seismic behaviour of concrete-filled steel tubular frame to RC shear wall high-rise mixed structures. Journal of Constructional Steel Research 2009; 65(5): 1249-1260.
- [49] 邹万山, 徐礼华. 钢管混凝土框架结构模型抗震试验研究. 三峡大学学报(自然科学版), 2009, 31(2): 61-62.
- [50] 李斌, 高春彦. 填充墙对矩形钢管混凝土框架结构抗震性能的影响研究. 工程力学, 2010, 27(1): 127-131.
- [51] 张继承, 沈祖炎, 林震宇, 罗金辉. L形钢管混凝土框架结构抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2010, 31(8): 1-7.
- [52] 王先铁, 郝际平, 周观根, 张耀, 马尤苏夫. 两层两跨方钢管混凝土框架抗震性能试验研究. 地震工程与工程振动, 2010, 30(3): 70-76.
- [53] Matsutani T, Ishida J. A study on high-rise building with concrete-filled steel tubular columns. Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structure, 1991: 171-176.
- [54] Hajjar J F, Molodan A. A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube

- beam-columns and composite frames. *Journal of Steel Construction and Research*, 1997, 20(5): 398-411.
- [55] Schiller P H, Hajjar J F. Nonlinear analysis of composite concrete-filled steel tube frames. *International Conference Report on Composite Construction-Conventional and Innovative*, 1997: 283-288.
- [56] 屠永清. 钢管混凝土压弯构件恢复力特性的研究. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学博士学位论文, 1994.
- [57] 张文福. 单层钢管混凝土恢复力特性研究. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学位论文, 2000.
- [58] 陈麟, 张素梅, 陈洪涛. 采用不同模量分析钢管混凝土平面框架. *哈尔滨建筑大学学报*, 2000, 33(4): 21-24.
- [59] 丁阳, 许成祥, 戴学新, 李忠献. 钢管混凝土框架结构抗震性能的非线性有限元分析. *建筑结构*, 2004, 34(1): 7-10.
- [60] 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. *铁道科学与工程学报*, 2005, 2(3): 2-4.
- [61] 周栋梁, 钱稼茹, 方小丹. RC 环梁连接的钢管混凝土柱-RC 梁框架计算模型研究. *工程力学*, 2005, 22(6): 117-121.
- [62] 杨建兴. 钢管混凝土框架抗震性能的非线性有限元分析. 武汉: 华中科技大学硕士学位论文, 2005.
- [63] 王来. 方钢管混凝土框架抗震性能的试验与理论研究. 天津: 天津大学博士学位论文, 2005.
- [64] 程习红. 钢管混凝土框架弹塑性分析及经济性比较. 合肥: 合肥工业大学硕士学位论文, 2005.
- [65] 王艳艳. 方钢管混凝土柱-钢梁框架的抗震性能研究. 天津: 天津大学硕士学位论文, 2006: 7-23.
- [66] 吕西林, 孟春光, 田野. 消能减震高层方钢管混凝土框架结构振动台试验研究和弹塑性时程分析. *地震工程与工程振动*, 2006, 26 (4): 231-238.
- [67] 熊雪芬. 基于 Push-over 分析的钢管混凝土框架抗震性能研究. 武汉: 华中科技大学硕士学位论文, 2006.
- [68] 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. *四川建筑科学研究*, 2007, 33(5): 103-105.
- [69] 杨磊. 橡胶支撑隔震钢管砼框架体系的整体性能研究. 西安: 西北工业大学博士学位论文, 2007.
- [70] 郭蓉. 加固方钢管混凝土框架的抗震性能试验与理论研究. 天津: 天津大学博士学位论文, 2007.
- [71] 杜国锋, 徐礼华, 许成祥. 钢管混凝土框架模型模态试验及数值模拟. *沈阳建筑大学学报 (自然科学版)*, 2008, 24(3): 353-356.
- [72] Han LH, Wang WD, Zhao XL. Behavior of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finite Element Model and Verifications. *Engineering Structures*, 2008, 30(6): 1647-1658.
- [73] 周振. 钢管混凝土柱框架核心筒结构抗震性能的研究. 成都: 西南交通大学硕士学位论文, 2008.
- [74] 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. *建筑结构学报*, 2008, 29(6): 75-83.

- [75] 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. 清华大学学报 (自然科学版), 2009, 49(9): 1455-1458.
- [76] 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. 四川建筑科学研究, 2009, 35(3): 145-147.
- [77] 韩林海. 钢管混凝土结构—理论与实践 (第二版). 北京: 科学出版社, 2007.
- [78] 陈雪莲. 方钢管混凝土柱—钢梁组合框架抗震性能研究. 长沙: 湖南大学硕士学位论文, 2009: 34-50.
- [79] 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. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(2): 96-102.
- [80] 田淑明, 聂建国, 尚志海, 谭晋鹏, 王立军. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构弹塑性分析. 建筑结构, 2010, 40(2): 17-21.
- [81] 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. 北京工业大学学报, 2010, 36(7): 934-941.
- [82] 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. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [83] 匡文起, 张玉良, 辛克贵. 结构矩阵分析和程序设计. 北京: 高等教育出版社, 1993.
- [84] FEMA-273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation. FEMA, Washington, D. C. 1997.
- [85] FEMA-274. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA, Washington, D. C. 1997.
- [86] ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. Redwood City, CA. 1996.
- [87] BSL2000, (2000) Building Standard Law, 2000.
- [88] 建筑抗震设计规范 (GB50011-2010). 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [89] 马千里, 叶列平, 陆新征, 缪志伟. 采用逐步增量弹塑性时程方法对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 132-140.
- [90] FEMA-356. NEHRP Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
- [91] Gupta B, Kunnath S K, (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. Earthquake Spectra, 2000, 16(12): 367-391
- [92] FEMA-450, (2004). NEHRP Recommended Provisions and Commentary for the Seismic Rehabilitation for New Buildings and Other Structure. Washington, D. C.: BSSC.
- [93] 杨溥, 李英民, 王亚勇. 结构静力弹塑性分析 (Pushover) 方法的改进. 建筑结构学报, 2000, 21(1): 44-51.
- [94] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Earthquake & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561-582.
- [95] 刘晶波, 杜修力. 结构动力学. 北京: 机械工业出版社, 2005.

- [96] ATC-63. Quantification of building seismic performance factors, ATC-63 Project Report (90% Draft), FEMA P695/April 2008.
- [97] 建筑工程抗震性态设计通则（试用）CECS 160-2004. 北京：中国计划出版社，2004.
- [98] 谢礼立，马玉宏，翟长海. 基于性态的抗震设防与设计地震动. 北京：科学出版社，2009.
- [99] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31 (3): 491.
- [100] 周颖，吕西林，卢文胜等. 双塔连体高层混合结构抗震性能研究. *地震工程与工程振动*, 2008, 28(5): 71-78.
- [101] Bertero V V. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments//*Structural Engineering and Structural Mechanics*, Pister K S (ed.) . Englewood: Prentice-Hall, 1977. 211-215.
- [102] Nassar A A, Krawinkler H. Seismic hazard for SDOF and F systems. Stanford: Stanford University, Blume Earthquake Engineering Center, 1991.
- [103] Bazzurro P, Cornell C A. Seismic hazard analysis for non-linear structures. I: Methodology; II: Applications. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(11): 3320.
- [104] Luco N, Cornell C A. Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(1): 127.
- [105] Psycharis I N, Papastamatiou D Y, Alexandris A P. Parametric investigation of the stability of classical columns under harmonic and earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2000, 29(8): 1093.
- [106] FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame building. Washington DC: SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [107] FEMA. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame building. Washington DC: SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [108] 曹炳政，罗奇峰，杨玉成，解文峰. 需求能力系数法及其在性能评估中的应用. *华东交通大学学报*, 2004, 21(1) : 21-26.
- [109] 周颖，吕西林，卜一. 增量动力分析法在高层混合结构性能评估中的应用. *同济大学学报（自然科学版）*, 2010, 38(2): 183-187.
- [110] SEAOC Vision2000 Committee. Performance based seismic engineering. Report prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, 1995.
- [111] 张文元. ABAQUS 动力学有限元分析指南. 香港：中国图书出版社，2005.
- [112] ATC-34. A critical review of Current Approaches to Earthquake-resistant Design. Redwood City, California: Applied Technology Council, 1994.
- [113] Eurocode 8. Design for Earthquake Resistance of Foundations. Pedro Simão Sêco e Pinto, National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Faculty of Engineering, University of Coimbra Lisbon,

- Portugal, 2007.
- [114] Chopra AK, Goel RK. Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF systems. Report PEER-1999/02, Pacific Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 1999.
- [115] Dynamic Inelastic Numerical Simulation for a Shaking Table Test of a Full Scale Steel Moment Frame Structure based on OpenSees. Chen Xuewei, Han Xiaolei, Jack CHEANG, Lin Shengyi, Mao Guiniu. The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [116] 韩小雷, 陈学伟, 吴培烽, 郑宜, 杨志强. OpenSees 的剪力墙宏观单元的研究. 世界地震工程, 2008, 24(4): 76-81.
- [117] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回关系. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(12): 1934-1398.
- [118] 罗辑. 基于 OpenSees 的钢管混凝土拱桥地震响应分析. 四川建筑, 2006, 26(3): 122-123.
- [119] 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ3-2002、J186-2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [120] 高层民用建筑钢结构技术规程 (JGJ99-98). 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [121] 型钢混凝土组合结构技术规程 (JGJ138-2001、J130-2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [122] 高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程 (CECS 230: 2008). 北京: 中国计划出版社, 2008.

致谢

本论文从选题到最终的定稿，无不包含导师王文达副教授的心血与汗水。三年的硕士求学期间，导师给予的无私关怀和帮助使学生感激不尽，令学生终身不忘。王老师渊博的专业知识、严谨的治学态度、精益求精的工作作风、敏锐的洞察力、丰富的研究经验、诲人不倦的高尚师德使我深受鼓励和鞭策；用他那严以律己、宽以待人的崇高风范、朴实无华、平易近人的人格魅力、谦和、与人为善的处世态度深深地影响着本人；这都将是我以后工作、生活中受益无穷的精神财富，无论将来遇到什么困难，这些都将对我产生莫大的鼓舞和支持，永远激励本人前进。师情如水，师恩似海。回首往昔，导师的谆谆教诲仍历历在目，借此论文完成之际，更欲备述导师之垂教之恩，然恩长笔短，对导师的感激之情非只字片语所能尽言，在此谨向导师致以我最由衷的谢意和最崇高的敬意！

在此，我还要感谢父母的养育之恩！感谢他们一直以来在精神和物质方面的大力支持，父母恩情此生难报，只愿此文能给在远方的父母亲带上丝毫的慰藉。在三年的学习期间我得到了课题组同届的邹爱华、王双和课题组的郭智峰、张鹏鹏、夏秀丽和靳垚等诸位师兄师姐、以及付博啸、夏磊、王景玄、周小燕、谢娜和王凤等师弟师妹们的关心和帮助，还要感谢室友王晓杰、王永亮和孙瑞祥三位好兄弟的陪伴和鼓励，最后还要感谢所有关心我支持我的老师、家人、朋友、同学！本人论文得以顺利完成与他们坚强的后盾是分不开的，在此一并致以我深深的敬意和感谢！

本论文得到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的资助，特此致谢！

王 军

2011年5月30日

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

发表的学术论文：

- [1] 王军, 王文达, 张鹏鹏. 基于纤维梁柱单元的钢管混凝土框架结构动力时程分析, 工程抗震与加固改造, 2011, 33(2): 9-15
- [2] 王文达, 王军. 远场地震作用下钢管混凝土框架结构的地震反应分析. 第 20 届全国结构工程学术会议, 2011 (收稿)

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): “钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究”, 项目参加人, 在研。
- [2] 兰州理工大学科研发展基金: “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”, 项目参加人, 在研。