

学校代号 10731

分类号 TU398

学 号 102081402043

密 级 公开



硕士学位论文

钢管混凝土组合框架施工 力学性能研究

学位申请人姓名： 未 晓 丽

培 养 单 位： 兰州理工大学

导师姓名及职称： 王文达 教授 史艳莉 副教授

学 科 专 业： 结构工程

研 究 方 向： 钢-混凝土组合结构

论文提交日期： 2013年5月

学校代号: 10731

学 号: 102081402043

密 级: 公开

兰州理工大学硕士学位论文

钢管混凝土组合框架施工力学性能研究

学位申请人姓名: 未 晓 丽

导师姓名及职称: 王文达 教授 史艳莉 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: 2013 年 5 月

论文答辩日期: 2013 年 6 月

答辩委员会主席: 莫庸 教授级高工

The Construction Mechanical Behavior of Concrete-filled
Steel Tubular Composite Frame

By

WEI Xiaoli

B.E.(Lanzhou University of Technology) 2010

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, 2013

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：所提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：

朱晓丽

日期：2013年6月19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。

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：

朱晓丽

日期：2013年6月19日

导师签名：

王尧

日期：2013年6月19日

目 录

摘 要.....	I
Abstract	II
第 1 章 绪 论	1
1.1 研究背景.....	1
1.1.1 钢管混凝土结构的特点.....	1
1.2 课题研究意义.....	2
1.3 国内外研究现状.....	3
1.3.1 国内外对结构构件的研究现状.....	3
1.3.2 国内外对土木结构施工力学的研究现状.....	6
1.4 文献综述小结.....	10
1.5 研究内容和研究方法.....	10
1.5.1 研究方法.....	11
1.5.2 研究内容.....	11
第 2 章 施工期间钢管混凝土框架受力性能数值模拟	12
2.1 引言.....	12
2.2 钢管混凝土平面框架有限元模型的建立.....	12
2.2.1 材料的本构关系.....	12
2.2.2 单元选型及网格划分.....	16
2.2.3 钢管与混凝土的界面模型.....	16
2.2.4 边界条件及荷载施加方式.....	17
2.3 算例验证.....	18
2.3.1 初应力作用下钢管混凝土柱的算例分析.....	18
2.3.2 有无初应力作用下钢管混凝土柱-钢梁节点算例对比分析.....	20
2.3.3 钢管混凝土柱核心混凝土浇筑工艺算例验证.....	21
2.4 施工期间钢管混凝土平面框架受力性能分析.....	24
2.4.1 基本假定.....	24
2.4.2 模型基本参数.....	24
2.4.3 计算结果分析.....	24
2.5 本章小结.....	26
第 3 章 地下钢管混凝土框架施工力学性能研究	27
3.1 引言.....	27
3.2 地下结构工程特点概述.....	27
3.2.1 盖挖法施工技术.....	27
3.2.2 地下结构工程受力特点.....	28
3.3 施工荷载作用下钢管混凝土组合框架力学性能分析.....	28
3.3.1 有限元模型的建立.....	29

3.3.2 典型框架数值模拟分析	33
3.3.3 结果分析	34
3.4 本章小结	49
第 4 章 组合框架施工力学性能的参数分析	51
4.1 引言	51
4.2 核心混凝土浇筑高度对空钢管受力性能的影响	51
4.3 钢管宽厚比 (B/t) 对空钢管受力性能的影响	52
4.4 本章小结	53
结论与展望	55
参考文献	56
致 谢	60
附录 A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录	61

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

摘要

随着钢管混凝土理论的不断深入和完善,钢管混凝土结构形式以其特有的优点被广泛应用于高层、大跨度空间结构以及地下结构工程中。钢管混凝土结构的施工通常是先安装好空钢管和梁板等横向构件,再一次性浇筑混凝土,在此过程中,空钢管承受施工活荷载、梁板自重以及核心混凝土浇筑荷载等,分析其受力成为研究钢管混凝土组合框架施工力学性能的关键,本文具体研究工作包括以下几方面的内容:

(1) 在选择合理的材料本构关系、单元类型及边界条件等的基础上,采用 ABAQUS 有限元软件对有关初应力作用下轴压、偏压试件进行算例验证;对有无初应力作用下钢管混凝土柱-钢梁节点试验进行算例对比;对考虑核心混凝土浇筑荷载的钢管混凝土柱进行算例验证;在试验结果与模拟结果基本吻合的前提下建立钢管混凝土柱-钢梁平面框架模型,分析其在施工荷载作用下的受力特点。

(2) 结合天津地铁站交通枢纽工程,通过 ABAQUS 有限元软件建立一四层三跨钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架模型,在考虑施工荷载、梁板自重及核心混凝土浇筑荷载等的前提下,分析框架柱空钢管的横向变形和纵向应力分布规律,为工程实践提供参考依据。

(3) 分析了核心混凝土浇筑高度及钢管宽厚比两个参数对空钢管纵向应力和侧向位移的影响,在此基础上提出对工程实用的参数范围要求。

关键词: 钢管混凝土组合框架; 施工力学; 静水压力; 混凝土浇筑高度; 横向应变; 纵向应力; 参数分析;

Abstract

Concrete-filled steel tubular(CFST) structures, the theory of which has been deepening and improving gradually, have been widely used in high buildings, long-span structures and underground engineering due to the unique advantages. During the construction of CFST structures, hollow steel tubes are usually installed first, followed by some transverse members, such as steel beams and floors, and then pouring core-concrete. Research on the construction mechanical properties of hollow tubes become the key issue as bearing construction load, dead weights of beams and floors and pouring load. In this paper, the main achievements can be summarized as follows:

(1) According to choosing the reasonable material models of core-concrete and steel, element types and boundary conditions, the finite element(FE) models of axial and eccentric compression CFST members have been developed with initial stress by ABAQUS software, CFST column-steel beam joints and the hollow steel tube with pouring load are also established. The theoretical results agreed well with the experimental results. A finite element (FE) model of CFST column-steel beam frame has been established to analyse the construction mechanical performances of hollow steel tubes.

(2) Based on the Tianjin subway structures, a four-floors three-spans frame of CFST column-reinforced concrete beam has been developed by ABAQUS software. The lateral deformation and vertical stress of columns with construction loads have been analyzed. The analysis results can be used to give the references for engineering practice.

(3) Parameters were analyzed, such as pouring height of core-concrete and width-thickness ratio of steel tube. A reasonable range were carried out for the requirements of engineering practice.

Key words: composite frame of CFST; construction mechanics; hydrostatic pressure; pouring height of core-concrete; lateral deformation; vertical stress; parametric analysis;

第1章 绪论

1.1 研究背景

1.1.1 钢管混凝土结构的特点

钢管混凝土结构，即在钢管中填充混凝土的结构。一般工程中常用的截面形式有圆形钢管混凝土结构，方形钢管混凝土结构和矩形钢管混凝土结构。另外，中空夹层钢管混凝土结构由于其较实心钢管混凝土结构具有自重轻，刚度大等优点，目前在工程中应用也越来越广泛。

实际结构中，由于钢管作用的差异，钢管混凝土构件又可分为两种：一是组成钢管混凝土的钢管和混凝土在受荷载初期就共同受力；二是外加荷载仅作用在核心混凝土上，钢管只起对其内部混凝土的约束作用，即所谓的钢管约束混凝土柱(韩林海, 2007^[1])。

由于钢管混凝土结构由钢管和混凝土两种材料组成，在荷载作用下，钢管一方面对混凝土有约束作用，使得混凝土处于三向受力状态，提高了混凝土的强度，塑性和韧性性能也得到了改善；另一方面钢管还可以作为混凝土浇筑的模板，节约钢材的使用量，从而大大降低施工成本。由于混凝土的存在，薄壁钢管可以避免过早地发生局部屈曲。总之，钢管和混凝土之间的相互作用使得钢管混凝土结构较之钢结构、钢筋混凝土结构等其他结构形式有了很大的优势。

钢管混凝土结构的特点概括为以下几点：

(1) 承载力高：由于钢管与混凝土的组合作用，使得混凝土处于复杂应力状态，承载力得到提高，塑性和韧性得以改善，另外由于混凝土的存在，也限制了薄壁钢管过早发生局部屈曲。

(2) 塑性和韧性好：将混凝土灌入钢管中改善了混凝土的脆性性质，使其在使用阶段的弹性性质得到改变，破坏时也产生了较大的塑性变形。

(3) 施工方便：与钢筋混凝土结构相比，省去了支模、拆模、绑扎钢筋等工序，并且混凝土浇筑容易，振捣方便。目前常用的振捣方法有逐层浇筑法、泵送法、高位抛落免振捣法、自密实法等；与钢结构相比，构件简单，焊缝少，并且由于钢管混凝土结构多用薄壁钢管，自重小，节省了吊装和运输等费用。

(4) 耐火性能较好：由于混凝土的存在，钢管混凝土结构较钢结构耐火性能好，并且在火灾后钢管的强度也会得到一定的恢复，方便了之后的加固补强工作，降低维修费用。

(5) 经济效果好：充分发挥了钢管和混凝土的特性和潜能，因此钢管混凝土结构具有良好的经济效果。大量工程实际表明，采用钢管混凝土的承压构件比普通钢筋混凝土构件约可节约混凝土 50%，减轻结构自重 50%左右，钢材用量略高或略相等；和钢结构相比，可节约钢材 50%左右，大大降低了费用成本(韩林海, 2007^[1])。

1.2 课题研究意义

近年来在施工过程中发生事故的建筑物数量逐渐增多,严重影响人民生命财产安全及工程建设速度。图 1.1 所示为 2007 年湖南凤凰在建堤溪大桥坍塌;图 1.2 所示为 2006 年重庆一在建钢结构厂房发生倒塌事故;图 1.3 所示为 2010 年青州一在建车间由于安装顺序错乱在施工中发生倒塌;图 1.4 所示为 2011 年广东韶关境内的韶赣高速公路马坝互通立交桥发生坍塌事故。

据不完全统计,全国建筑工程发生倒塌事故而死亡三人以上的,1991 年仅 13 起,而 1992 年达 31 起,1993 年 47 起,1994 年近 60 起,在 1995 年上半年,仅上海地区就发生事故 25 起,死亡 30 人(曹志远,2001^[2])。据全国近十年 357 起倒塌事故统计,有 78% 是在施工中发生,而追究其原因,其中由于设计中未考虑施工过程中诸多因素或对施工过程中复杂与突发情况未进行应有受力分析的,占到相当比例(曹志远,2001^[2])。事故中的大部分建筑没有以可靠的预分析数据为指导进行施工,导致施工过程中的结构由于失去平衡而倾覆、或由于结构或构件失去稳定而倒塌、或由于局部构件和节点的强度不足而破坏,即使在施工过程中未发生工程事故,也有可能由于不当的施工方法造成较大的“附加”内力潜伏在结构之中,为使用阶段的结构埋下安全隐患(郭彦林和刘学武,2008^[3])。



(a) 湖南凤凰大桥坍塌前



(b) 湖南凤凰大桥坍塌后

图 1.1 湖南凤凰大桥



图 1.2 重庆一在建钢结构厂房施工期间倒塌



图 1.3 青州一在建车间施工期间倒塌



图 1.4 广东韶关韶赣高速公路马坝互通立交桥施工期间倒塌

时变力学的研究兴起于 90 年代，目前研究者较少，而施工力学是以时变力学为基础的一门力学学科。施工力学所研究对象的特征在于不仅其外部条件（如施加的荷载场，温度场，电磁场等）随时间发生变化，内部参数（如几何形状，物理特性，边界状态等）也随时间不断变异。随着国民经济水平的提高，对建筑物的要求也越来越高，“高、大、复”的结构越来越多，在其复杂漫长的施工过程中，不完整结构承受不断变化的施工荷载。这种随时间变异的结构与工程分析，无论在理论还是应用上目前都十分薄弱，而随着工程规模扩大，将日显重要（曹志远，2001^[2]）。

随着钢管混凝土理论的不断深入和完善，钢管混凝土结构的优点被更多的人熟知，其应用也越来越广泛，所以施工过程中的安全性也就不得不引起人们的重视。钢管混凝土结构的施工通常是先安装好空钢管作为承重骨架，再进行楼板的施工，最后一次性浇筑混凝土，这样空钢管单独承受施工活荷载，梁板自重及湿混凝土浇筑时的水平荷载等。因此空钢管可能会产生应力集中或局部屈曲现象，严重时可导致钢管胀裂。目前对钢管混凝土结构施工安全性方面的研究还处与起步阶段，尤其对于地下钢管混凝土结构，由于其承受重载及动载，对施工安全性问题要求更高，故有必要对这类问题进行进一步研究。

1.3 国内外研究现状

1.3.1 国内外对结构构件的研究现状

施工力学的研究起始于 90 年代，1995 年 Wright 和 Gallocher (1995)^[4]对施工荷载作用下复合墙体的力学性能进行了研究，接着 Uy 等 (1996^[5]; 1999^[12])介绍了异形组合梁的施工方法和薄壁钢框架柱设支撑的做法，再到后来研究者越来越多，研究的面也越来越广。国内的曾小清(1996)^[6]较早提出了隧道施工力学的研究，同时期黄世娟(1996)^[7]、钟善桐和查晓雄 (1997)^[9]、张晓庆 (1997)^[10]等做了大量钢管初应力作用下钢管混凝土构件的典型试验研究，对以后得研究工作做了很大的贡献。

Wright 和 Gallocher (1995)^[4]进行了施工荷载作用下复合墙体的力学性能研究，对

复合墙体施工阶段和使用阶段分别进行了分析,通过在沿墙体高度方向安装应变环,施加轴向荷载,得到湿混凝土对钢板的影响以及钢板局部屈曲对复合墙体的影响。

Uy 和 Bradford (1996)^[5]介绍了异形组合结构的施工方法,进行了三个异形梁在湿混凝土作用下的变形试验,用有限元模拟了湿混凝土作用下槽型墙所产生的平面内和平面外变形情况。

曾小清等(1996)^[6]就面向 21 世纪的隧道施工力学进行了研究,主要阐述了其理论来源,研究任务及范围,详细的介绍了我国 21 世纪隧道施工力学的多种研究新方法。

黄世娟等(1996)^[7]进行了初应力对钢管混凝土轴压构件承载力影响的实验研究,通过对钢管的本构关系,混凝土的本构关系等的分析得到考虑初应力的承载力计算,并取 23 个不同的试件进行试验,得到结论与理论分析结果基本吻合,即初应力的存在不影响钢管混凝土轴压构件的组合屈服极限,但使组合弹性模量有所提高,组合切线模量有所降低。

Hajjar 和 Gourley (1996)^[8]给出了一个三维的,矩形或是方形的钢管混凝土横截面强度的表达式,是综合考虑了轴向力,强轴弯曲,弱轴弯曲组合作用下,对于具有宽翼缘截面尺寸和材料优势的钢管混凝土,引入了两个参数:钢管混凝土的宽厚比和混凝土抗压强度与钢管屈服强度之比,得到了表达式,最后与矩形钢管混凝土短柱的试验结果相吻合。

钟善桐和查晓雄(1997)^[9]进行了钢管初应力对钢管混凝土构件承载力影响的研究,通过对有初应力钢管混凝土研究必要性的阐述,以及分别考虑各个相关参数对钢管混凝土构件的影响,得到有初应力作用下轴压构件,压弯构件以及复杂应力状态下钢管混凝土构件承载力计算公式。

张晓庆等(1997)^[10]对有无初应力的钢管混凝土偏压构件进行试验研究,分析初应力对其受力性能的影响。结果表明:初应力对钢管混凝土偏压构件强度承载力基本没有影响,对稳定承载力影响较大,并且初应力值越大,影响程度越大。由于初应力的存在,使钢管提前进入塑性,弹塑性阶段延长。

查晓雄和钟善桐(1997)^[11]进行简单的有初应力钢管混凝土轴压构件有限元程序的编制,分析了钢管初应力对钢管混凝土抗压组合性能指标及钢管混凝土轴压构件承载力的影响,最后进行了一组 12 个有无初应力轴压构件的对比试验。

Uy 和 Das (1999)^[12]提出了一种在薄壁钢框柱之间设支撑的做法以达到经济实用的目的,用有限方法分析了湿混凝土浇筑过程中形成的静水压力和由此产生的轴向荷载对框架柱的影响,边界条件、框架柱的截面尺寸、支撑的数量都是其影响因素。

查晓雄等(1999)^[13]进行了有初应力钢管混凝土压弯扭构件非线性有限元分析的研究,得到结论:构件的极限抗扭强度和屈服抗扭强度随着初应力值得增加不断减小;构件的弹性范围随初应力值得加大而不断缩小,弹塑性范围随着初应力值的加大而不断提前和扩大。

韩冰等(2000)^[14]进行了长期荷载作用下钢管混凝土轴心受压构件初始应力分析,推导出了考虑弹性阶段钢管混凝土轴心受压构件在长期荷载作用下核心混凝土的应力

计算公式,并结合实例就是否考虑钢管对核心混凝土的约束作用进行了比较,得出结论。

Shanmugam 和 Lakshmi 等(2001)^[15]对钢-混凝土组合柱目前的研究做了总结概述,通过试验及理论分析对内配钢管及型钢的钢-混凝土的组合柱以及内浇筑核心的钢管混凝土组合柱分别做了介绍与比较,列出了不同钢材截面、不同荷载类型及不同初始工作情况下两种组合柱的试验状况。提出钢材与混凝土之间的相互作用、混凝土对钢材局部屈曲的影响及钢材截面形式对构件性能的影响等问题有待进一步研究。

尧国皇和曾萌(2002)^[16]研究了钢管初应力对钢管混凝土轴压力学性能的影响,采用数值方法分析了考虑钢管初应力时钢管混凝土构件的荷载-变形关系,验算了黄世娟硕士学位论文里的试验数据,以证明理论分析的正确性。

陈之毅等(2003)^[17]对三根方钢管混凝土柱进行湿混凝土浇筑过程中的侧壁压力的试验研究,通过对在不同混凝土浇筑高度下的钢管侧壁压力和环向应变理论值与实验值的对比,分析了在施工过程中混凝土浇筑对钢管的影响。

韩林海和尧国皇(2003)^[18]进行了钢管初应力对钢管混凝土压弯构件的影响,得到结论:钢管初应力对钢管混凝土柱的最终强度承载力影响不大,对稳定承载力有一定的影响。

Han 和 Yao(2003)^[19]针对内充混凝土的结构钢柱在预荷载作用下的受力性能进行了研究,通过对 19 根组合柱预荷载作用下的试验分析,并进行了预荷载比率、材料强度、含钢率及长细比等因素的参数分析,得到预荷载作用下该类组合柱的极限强度计算公式及荷载-变形关系曲线,并得到预荷载比率、长细比和荷载偏心率对柱的承载力影响较大,而材料强度及含钢率对柱的强度指标的影响则相对较小。

熊德新(2005)^[20]对钢管初应力作用下钢管混凝土构件的性能的影响进行了研究,首先用有限元软件 ABAQUS 模拟钢管初应力作用下轴压长柱,轴压短柱,偏压构件的力学性能,分析长细比,初应力率,偏心率等的影响,然后进行试验验证,并用 MATLAB 对模拟结果进行了分析,得出初应力作用下钢管混凝土构件承载力折减系数的简化计算公式。

王为圣等(2006)^[21]通过对 8 个有无初应力钢管混凝土构件的试验研究,分析了钢管长细比、初应力系数以及偏心距等因素对钢管混凝土试件承载力的影响。通过提取荷载-挠度曲线以及荷载-应变增量曲线得出:钢管初应力会降低试件的承载力,并且初应力值越大,承载力降低的越多;试件的长细比越大,其承载力越低;试件的偏心率越大,其承载力降低的越多;并且试件的应变增量在进入弹塑性阶段后产生突变。

丁发兴和余志武(2006)^[22]基于连续介质力学,提出了纵向初应力作用下圆钢管混凝土轴压短柱的计算模型,通过编制非线性分析程序,得到初应力作用下钢管混凝土组合应力-应变关系全过程曲线,并分析了钢管初应力对钢管混凝土短柱极限承载力、套箍约束作用的影响。

杨俊峰等(2006)^[23]对国家体育场工程中钢箱模斜(扭)柱施工过程中采用泵送顶升法浇筑混凝土时空钢管侧壁压力进行了试验测试,分析试验结果最后得到施工过程中钢管侧壁最大泵送动压力经验公式。

Xiong 和 Zha (2007)^[24]研究了钢管混凝土柱在初始应力作用下的力学性能,结合有限元分析软件 ABAQUS 模拟钢管混凝土轴压短柱及轴压长柱在初应力作用下受力性能,并与试验进行对比,结果表明初始应力对轴压短构件影响不大,会降低轴压长柱的最终承载能力。对初应力系数、荷载偏心率以及长细比进行了参数分析,得到初应力系数和长细比越大,初应力对柱的影响程度越大,而荷载偏心距越大,初应力对柱影响的程度越小。

黄福云和陈宝春(2008)^[25]分别对三组不同长度,不同长细比的钢管混凝土试件进行了试验研究,分析钢管初应力对钢管混凝土轴压构件力学性能的影响,然后用 ANSYS 模拟的试验中的模型,将两结果进行对比,得到初应力度和构件长细比对构件力学性能的影响情况。

黄福云等(2009)^[26]介绍了有初应力钢管混凝土柱承载力计算的研究现状,对比分析了当前计算有初应力钢管混凝土柱承载力的 4 种方法,结果证明第四种方法即由陈宝春和黄福云在 2008 有初应力钢管混凝土偏压构件的受力性能中提出的方法考虑的影响因素最全面,也最适合工程应用。

Liew 和 Xiong (2009)^[27]对钢管混凝土柱在预荷载作用下的轴向性能进行了研究,根据修改后的欧洲规范 4 提出一种新的设计方法。通过对 8 个钢管混凝土试件的试验分析,并且分别对核心混凝土强度、长细比、空钢管承受的预荷载类型和数量等参数的分析,得到试验结果相对计算结果平均高 3%,而有限元模拟结果比计算结果高 8%,证明该种计算方法正确可行且偏于保守,可以被用于以欧洲规范 4 为依据的文章中。

Zhang 等(2010)^[28]介绍了一种 FRP 约束方形混凝土柱徐变后的收缩性能,对四个有无作用荷载的试件进行了 326 天的测试直至轴向破坏,通过对比它们的应力应变曲线得到:混凝土的徐变对其收缩性能有很大的影响,并且建立一本构模型预测徐变后 FRP 约束混凝土柱的性能。

1.3.2 国内外对土木结构施工力学的研究现状

随着施工力学概念的提出,越来越多的结构需要在设计时要考虑施工阶段荷载的影响,尤其是地下工程及“高、大、复”结构。

曾小清等(1998)^[29]进行了隧道工程施工过程中的力学分析,以上海地铁一号线的盾构施工为背景,采用考虑不同施工阶段施加不同荷载时效叠加的力学分析方法,就正在施工的隧道对旁边隧道的影响进行了研究,得出此种方法较一般的采用对完整结构进行一次加载的分析方法所得到的结论更鲜明。

任强和王志立(1998)^[30]结合北京世界金融中心的工程详细介绍了钢管柱的制作、吊装以及混凝土的浇筑过程。

李瑞礼和曹志远(1999)^[31]分析了高层建筑结构的施工力学,采用一个十二层空间框架和一个六层空间框架并考虑刚度时变的算例,用超级有限元—有限元耦合法进行分析模拟,通过对计算结果的分析比较得到:刚度越大,层数越高,施工过程对建筑物构件影响越大。

钟善桐和查晓雄(1999)^[32]进行了高层建筑中钢管混凝土偏压柱施工初应力的限制的研究,通过对比不同钢材种类,不同混凝土强度,不同长细比情况下钢管混凝土偏心受压柱的承载力,得到初应力对其承载力的影响是相同的,故处理方法同轴心受压柱。

曹志远(1999)^[33]对时变力学进行了阐述,分别从其的工程应用,主要研究内容以及研究的进展方面做了较为详细的说明,最后总结了时变力学分析的一般性规律。

Roeder等(1999)^[34]对钢管混凝土柱中钢管与混凝土粘结应力的传递进行了研究,设计和分析了两个原型结构,就粘结应力需求对比了抗弯框架和支撑框架,最后分析了影响粘结应力的因素。

贺少辉等(2000)^[35]进行了广州地铁盖挖逆筑公园前车站钢管混凝土框架节点抗剪性能的试验研究,试验模型按原型一定的比例分别做静力试验和动力,疲劳试验,最后得到:节点抗剪主要由下柱的局部承压承担;循环荷载对节点抗剪影响很小,可以忽略。

O'Shea和Bridge(2000)^[36]分析了薄壁钢管混凝土柱在核心混凝土承受轴向荷载、薄壁钢管承受轴向荷载、钢管和混凝土一起承担轴向荷载三种情况下的承载能力,并分别用实验验证了相关规范中的设计要求,得到当核心混凝土承受轴向荷载,薄壁钢管只对其起约束作用时混凝土受到钢管的限制最大,薄壁钢管发生局部屈曲也受到了限制。

王世平和王全凤(2001)^[37]结合澳门某学校一钢筋混凝土天桥在施工过程中发生失稳压弯破坏的事故,对其进行了施工过程中的力学分析。将施工全过程划分为几个时刻,考虑彼此的影响,分别进行研究,最后得到其破坏的原因:由于浇灌龄期的不同造成混凝土强度、刚度的发展,进而引起拱桥发生内力重分布;支撑模板强度不够。

曹志远(2001)^[2]对土木工程中施工力学及其时变力学基础进行了研究,对当下土木工程施工力学研究的基本课题进行了归纳总结,并进一步阐述了施工力学研究的数学基础和数值分析方法。

Kamat和Martinez(2001)^[38]介绍了一种新的仿真模拟的工具——动态施工可视化工具,其一般用于三维模型,可以实现复杂的施工过程和多种材料的相互接触等。

Stewart(2001)^[39]对已建钢筋混凝土结构施工段荷载对其可靠度的影响进行了研究,包括持续荷载,活载和随时间变化的荷载,结果证明考虑施工期荷载会增加建筑物的可靠度。

秦荣等(2001)^[40]对一次钢管混凝土拱桥钢管开裂事故进行了分析,结合ANSYS有限元软件模拟其破坏过程,并对破坏原因进行分析,结果表明:发生事故的主要原因是由于泵送混凝土顺序不当造成钢管上弦管局部受压而引起应力集中;由于焊接造成母材热影响区硬化,从而塑性下降,脆性增加;圆钢管承受局部压力非常不利。

Epaarachchi等(2002)^[41]建立了一个随机模型来确定一典型多层钢筋混凝土框架结构施工期发生坍塌的可能性,分析了建筑物的层数、混凝土等级、混凝土施工工艺和施工周期对其的影响,结果发现:混凝土施工工艺较之施工周期对结构物施工期间坍塌的影响更不利,并且结构的设计必须考虑施工阶段的荷载。

宗周红等(2002)^[42]对组合桥施工阶段的力学性能进行了研究,主要分析了混凝土水化作用和浇筑顺序对混凝土板拉应力的影响,提出降低拉应力的三种方法:减小水化

作用影响；“钢琴法”浇筑；采用各种预应力技术，并分别进行详细阐述。

刘靖华（2002）^[43]详细介绍了对地下工程一般施工力学的分析方法，结合宜山路车站工程实例分析一种实用计算方法，并进行地下工程施工控制系统的理论分析。

许建华（2003）^[44]介绍了框架拱结构浅埋地下铁道车站的设计与施工，引用广州地铁一号线花地湾站的工程实例，分析了其地质条件和结构选型，比较了普通地下建筑结构与地铁结构的不同，通过说明其施工过程中注意的问题得到框架拱结构的优点。

王文达和韩林海（2004）^[45]进行了钢管混凝土结构施工阶段力学性能分析，首先阐述钢管混凝土结构施工阶段的受力特点以及钢管混凝土施工阶段计算的基本假定，然后引入一个算例从混凝土不同浇灌高度下钢管柱中的轴向应力，钢管的挠度方面进行对比，得出结论。

丛术平和梁书亭（2006）^[46]对多层框架结构的施工力学进行了分析，就一个单跨三层的框架结构，分别用改进的力矩分配法和分层法进行计算，将是否考虑施工过程影响的两种结果进行对比，得到施工阶段不能忽略。

王世杰（2006）^[47]结合福建省电力调度通信中心大楼工程综述了钢管混凝土结构钢管定位施工技术，针对钢管管径较大、管壁较厚的特点，详细介绍了支撑柱脚的钢支撑架的制作与固定及钢柱的对接安装和焊接。

郭彦林和刘学武（2007）^[48]对大型复杂钢结构在施工过程中遇到的力学问题进行了研究，并且探讨了对此类力学问题的解决思路和分析方法。

孙国徽等（2007）^[49]进行了薄壁钢管混凝土结构施工安全性问题的探讨，在对施工荷载确定方法的分析基础上，采用 ABAQUS 软件建立方钢管混凝土柱施工阶段的有限元模型，分析其在施工阶段两种最不利工况下空钢管的内力变形，并确定了泵压大小等因素的影响。

赵伟（2007）^[50]对超高层建筑钢结构施工技术与管理进行了简单的综述，主要介绍了中关村金融中心工程的施工过程，从塔吊的选择、布置与装拆，构件的进场、验收与堆放，吊装，测量控制，焊接等几个方面进行了阐述，提出了几点超高层钢结构建筑施工中应注意的问题。

田明革（2008）^[51]对钢筋混凝土框架结构施工期的性能进行了研究，先进行了不同龄期混凝土抗压强度，弹性模量的研究以及由此得到应力应变曲线，然后阐述掺杂物对混凝土时效性能的影响，最后引入算例（十层三跨混凝土框架结构）进行计算分析。

王文达和韩林海（2008）^[52]进行了钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构力学性能非线性有限元分析，通过在有限元公式中引入几何刚度矩阵，用二阶效应来反映框架结构的几何非线性效应，最后对影响其力学性能的因素进行了参数分析。

姜荣（2009）^[53]进行了空间钢结构施工力学及其优化控制的研究，分析了空间钢结构施工力学的理论基础，研究了预应力空间钢结构的施工张拉控制以及控制优化问题，对空间钢结构吊装体系的平衡态确定问题进行了详细阐述。

于清等（2009）^[54]采用 ABAQUS 软件建立了一 12 层钢管混凝土框架的有限元模型，分析空钢管在施工过程中的受力性能，确定了框架结构中空钢管应力和变形的合理控制

范围，并对变形不在允许范围内的楼层采取设立支撑的方法使其满足变形要求。

王文达等(2009)^[55]就地下工程中钢管混凝土柱-RC梁节点选型及力学性能进行了研究，介绍了地下工程中几种常见的梁柱节点形式，分析了其优缺点，然后结合实例对地下工程梁柱节点进行试验研究，通过对梁端加载点荷载和位移，节点区相对转角及梁内纵筋和箍筋应变的测量，得到：纵筋焊与环板上构造的钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点整体性能良好等结论。

万荣涛(2009)^[56]就超高层建筑钢结构施工技术进行了阐述，简单介绍了塔吊的类型和施工前的准备工作以及框架流水段施工的过程，对超高层建筑中钢柱、钢梁、钢桁架、转换柱、转换桁架等的安装进行了详细的阐述。

田金成等(2009)^[57]结合北京雪莲大厦二期工程介绍了内爬式塔吊在高层建筑中的应用，工程中主要采用 K50/70 附着塔吊和 ZSC800 内爬式塔吊，详细介绍了塔吊的布设原则、塔吊的安装拆除等方面，结果证明内爬式塔吊在高层建筑中的应用具有绝对的优势。

郑捷(2009)^[58]介绍了两种普通混凝土泵送压力的计算方法，一种包括混凝土在泵管内受沿程压力的损失和混凝土配管中局部压力的损失以及由于混凝土自重产生的压力三部分内容，另一种方法则为了简便起见省略混凝土配管中的局部压力损失。分析了高强混凝土在泵送管内的受力以及其泵送压力的计算。

郑江等(2012)^[59]介绍了三种常用的施工力学计算方法，针对直接生死单元法中“死”单元“漂移”现象，提出一种改进的施工力学分析方法——局部位形约束生死单元法，并结合实际工程法门寺舍利塔对此种方法进行验证对比，并且提出了建筑工程构件安装的第4种定位原则。

王钧利和董旭(2010)^[60]对大型桥梁的施工力学进行了研究，主要对大型桥梁在施工过程中要考虑的问题进行了详细的介绍：力学计算的不确定性；结构体系转换；荷载组合的选择等，结合工程实例阐述了支架的拆除顺序对结构安全性的影响。

曹冬蓓和赵晓东(2010)^[61]结合天津地铁5号线淮外路站，对地铁车站建筑形式的选择做了介绍，主要比较岛式站台和侧式站台两种方案的优缺点，最后确定用站台面积利用率高，能灵活调剂客流等优点的岛式站台为施工方案。

易永会(2010)^[62]对钢结构施工技术进行了简单的分析探讨，介绍了钢结构厂房的施工流程，从地脚螺栓的预埋、钢柱的安装、钢梁的安装、焊接、高强螺栓的施工等几个方面详细说明了高层建筑钢结构的施工技术。

赵军和杨绿峰(2011)^[63]对钢筋混凝土框架结构施工力学进行了分析，采用离散性时间冻结的方法，将施工期分为四个阶段，分别进行框架结构的内力分析，最后将其结果与一次性加载施工方法的结果比较。

康伟等(2011)^[64]对上海国际客运中心巨型框架施工力学进行了分析，针对其结构形式复杂，施工难度高的特点，就施工方案进行了详细的介绍，并用软件模拟各个施工段的变形特征。

白艳琴和周鸿恩(2011)^[65]分析了希尔顿太原酒店的关键施工技术问题，结合其特

殊的结构形式—钢管混凝土框架结构和钢筋混凝土筒体的混合结构形式，主要针对施工顺序、基础混凝土的浇筑和钢柱柱脚埋设的施工以及钢管混凝土的浇筑做了详细的介绍。

于晓野等（2011）^[66]结合海控国际广场分析大截面矩形钢管混凝土柱的施工技术，详细阐述了大截面矩形钢管柱的吊装，安装流程及焊接，从混凝土的泵管布设，混凝土的配置到混凝土的浇筑，详细介绍了钢管混凝土浇筑的施工过程。

邱英亮等（2011）^[67]结合深圳京基 100 大厦工程，用 ABAQUS 模拟其湿混凝土浇筑过程中空钢管柱的变形情况，并与监测结果进行对比分析，结果表明：随着浇筑高度的增加，钢管变形逐渐减小，底部加劲肋处钢管壁的侧向变形最大。为了更准确分析湿混凝土浇筑初应力对钢管柱长期性能的影响，利用生死单元技术模拟了钢管柱从安装到正常使用阶段过程中的变形状态。

周江（2011）^[68]结合有限元软件 ANSYS 建立空钢管施工阶段的有限元模型，分析混凝土泵送高度、钢管壁宽厚比以及管中设支撑等因素对湿混凝土浇筑过程总钢管变形的影响，结果表明：在其他因素一定的情况下，随着混凝土泵送高度的增加，底层钢管柱柱顶和柱底向外鼓曲的程度也在成倍增加；在同样的泵送高度下，空钢管的侧向位移随着钢管壁宽厚比的增大而增大；柱间设置支撑会减小局部的侧向位移，但最大位移不受影响。

Zubydan（2013）^[69]用塑性延伸的方法对 H 型钢交叉截面空间钢框架结构的非弹性性能进行了分析，提出在轴心荷载及偏心弯矩作用下宽翼缘交叉截面钢框架的表面塑性应力公式，推出在组合荷载作用下该截面形式钢框架的切线模量，以此得到与内部应力恢复有关的切线刚度公式。建立了基于刚度矩阵的有限元模型以验证公式的可靠性，结果吻合良好。

1.4 文献综述小结

综上所述，国内外对施工力学的研究开始的较晚，并且大多应用于地下隧道的开挖与防护，对建筑结构的研究相对较少。目前国内外对承受施工荷载结构的研究主要包括初应力作用下钢管混凝土轴压及偏压构件的试验分析，提出了相应的承载力计算公式或是修正公式；考虑核心混凝土浇筑荷载的空钢管变形的分析与研究等，这些成果都对本文的研究工作提供了条件和基础。

1.5 研究内容和研究方法

随着我国建设事业突飞猛进的发展，高层、大跨度空间结构以及地下结构工程等复杂建筑物越来越受到人们的关注，大家对其安全性要求也越来越高。由于结构在施工期间支撑构件都还没有成型，不能完全达到其承载能力，而且施工阶段的荷载也在不断随时间变化，所以研究结构施工期间的受力性能是非常有必要的。

1.5.1 研究方法

本文基于大型有限元分析软件 ABAQUS 实现施工期间钢管混凝土框架的数值模拟,分析在考虑了施工活荷载、构件自重以及核心混凝土浇筑时水平荷载的前提下,钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架中空钢管的受力变形情况,并与相关规范规定限值作对比,提出有供工程实用的参数范围。

由于本文主要研究钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架中空钢管的变形和受力,且考虑到混凝土为非均匀材料,软件模拟过程中收敛性较差,故在本文中采用两种等效方法将钢筋混凝土梁等效,一种为按照等刚度原则将钢筋混凝土等效为钢梁,另一种为保持原来钢筋混凝土梁截面尺寸不变,并保证在提供刚度的前提下不会发生变形。

1.5.2 研究内容

通过以上对课题相关文献的综述,发现目前国内外对钢管混凝土结构施工期间的研究大多针对空钢管柱,对施工荷载作用下钢管混凝土组合框架受力性能的研究较少,且对承受重载及动力荷载的地下结构施工期间的受力分析研究更少,故本文在课题组已有工作的基础上,拟开展以下几方面的研究工作:

(1) 在选择合理的材料本构关系、单元类型及边界条件等的基础上,采用 ABAQUS 有限元软件对有关初应力作用下轴压、偏压试件进行算例验证;对有无初应力作用下钢管混凝土柱-钢梁节点试验进行算例对比;对考虑核心混凝土浇筑荷载的钢管混凝土柱进行算例验证;在试验结果与模拟结果基本吻合的前提下建立钢管混凝土柱-钢梁平面框架模型,分析其在施工荷载作用下的受力特点。

(2) 结合天津地铁站交通枢纽工程,通过 ABAQUS 有限元软件建立一四层三跨钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架模型,在考虑施工活荷载及核心混凝土浇筑荷载等的前提下,分析框架柱的侧向变形和纵向应力分布规律,为工程实践提供参考依据。

(3) 分析核心混凝土浇筑高度及钢管宽厚比两个参数对空钢管纵向应力和侧向位移的影响,在此基础上提出对工程实用的参数范围要求。

第 2 章 施工期间钢管混凝土框架受力性能数值模拟

2.1 引言

本章采用有限元软件 ABAQUS 分析和研究钢管混凝土组合框架施工期间的力学性能,通过选取合理的材料本构关系、单元类型与网格划分方法以及荷载施加方式与边界约束条件等,建立了钢管混凝土柱-钢梁组合框架模型,分析空钢管在施工荷载作用下的变形特点。为了验证本文建模方法的正确性,对初应力作用下轴压短构件、偏压短构件、轴压长构件以及偏压长构件进行了算例验证,对钢管混凝土柱-钢梁节点进行了初应力作用下算例对比,对施工荷载作用下的空钢管算例进行验证,模拟结果与试验结果基本吻合。在此基础上,建立了施工荷载作用下钢管混凝土平面框架模型,分析其中空钢管的受力性能。

2.2 钢管混凝土平面框架有限元模型的建立

2.2.1 材料的本构关系

钢管混凝土结构由钢管和混凝土两种材料组合而成,为分析它的受力性能,首先要选择正确、合理的钢材和混凝土的应力-应变关系。

2.2.1.1 钢材的应力-应变关系模型

对于 Q235 钢、Q345 钢和 Q390 钢等建筑工程中常用的低碳软钢及低合金结构钢,钢材的应力强度 (σ_i)-应变强度 (ε_i) 关系曲线一般可分为弹性段 (oa)、弹塑性段 (ab)、塑性段 (bc)、强化段 (cd) 和二次塑流 (de) 五个阶段 (韩林海, 2007^[1]), 如图 2.1(a) 所示, 图中的点划线为钢材实际的应力-应变关系曲线, 实线所示为简化的应力应变关系曲线, 其中, f_u 、 f_y 和 f_p 分别为钢材的抗拉强度极限、屈服强度和比例极限。

对于高强钢材, 一般采用 2.1(b) 所示的双线性模型, 即弹性段 (oa) 和强化段 (ab), 其中, 强化段的模量可取值为 $0.01E_s$, E_s 为钢材的弹性模量 (韩林海, 2007^[1])。

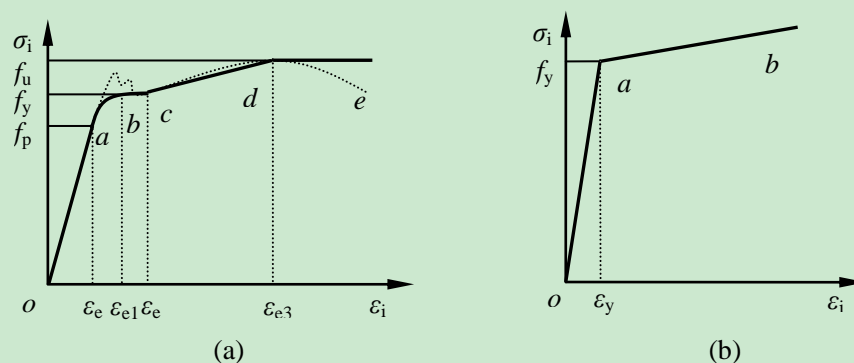


图 2.1 钢材的应力(σ_i)-应变(ε_i)关系示意图

钢管混凝土中由于混凝土的存在，使得钢管处于复杂受力状态。钢材三向应力状态时的应力强度和应变强度分别为

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

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]^{1/2} \quad (2.2)$$

各阶段增量形式的应力-应变关系表达式具体参考韩林海（2007）^[1]。

2.2.1.2 核心混凝土应力-应变关系模型

在钢管混凝土中，核心混凝土由于受到外围钢管的约束，处于三向受力状态，强度提高，塑性和韧性性能也有所改善，再加上混凝土本身材料的不均匀性，造成钢管混凝土结构中的核心混凝土整个工作性能非常复杂多样。

本文中所采用的混凝土受压应力应变关系模型为塑性损伤模型，这种模型能够较好的模拟混凝土的塑性性能。钢管混凝土轴压构件在受荷初期处于单向受力状态，随着核心混凝土纵向变形的增加，混凝土的横向变形也逐渐增加，当超过钢材的横向变形时，钢管与核心混凝土之间即产生相互作用力，此时，混凝土处于三向受压的应力状态（韩林海，2007^[1]）。如果钢管对核心混凝土提供足够的约束作用，则随着变形的增加，混凝土的应力-应变关系曲线不会出现下降段；反之，如果钢管不能对其核心混凝土提供足够的约束力，则混凝土的应力-应变关系曲线会出现下降段，且下降段下降的趋势会随着约束作用的减弱而不断增强（韩林海，2007^[1]）。所以，钢管混凝土核心混凝土的应力应变关系除了与混凝土本身的特性有关外，还与约束效应系数有关，约束效应系数是定义钢管与其核心混凝土约束关系的一个参数，参照韩林海（2007）^[1]，约束效应系数的计算公式如下：

$$\xi = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} = \alpha \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \quad (2.3)$$

式中，

A_s, A_c ——钢管、核心混凝土的横截面积；

α ——钢管混凝土截面含钢率；

f_y ——钢材的屈服强度；

f_{ck} ——钢材的混凝土轴心抗压强度标准值；

韩林海（2007）^[1]中给出了受约束效应系数影响的核心混凝土的应力-应变关系曲线如下图 2.2 所示：

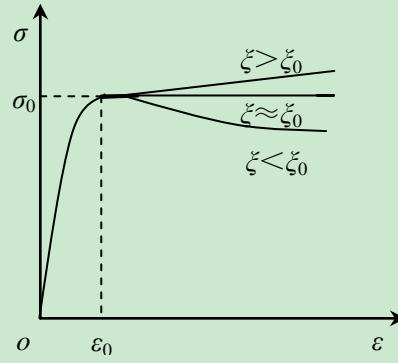


图 2.2 核心混凝土应力应变关系曲线

基于以上分析, 韩林海 (2007) [1] 最终得到考虑了体现钢管与混凝土相互作用的约束效应系数 ξ 的钢管混凝土的核心混凝土的纵向应力(σ)-应变(ε)关系模型, 具体如下:

1) 对于圆钢管混凝土

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (2.4a)$$

$$y = \begin{cases} 1 + q \cdot (x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} \quad (x > 1) \quad (2.4b)$$

式中,

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

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

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

$$\varepsilon_{cc} = 1300 + 12.5 \cdot f_c' \quad (\mu\varepsilon)$$

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

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} \cdot f_c'^{-2} \cdot 3.51 \times 10^{-4}$$

2) 对于方、矩形钢管混凝土

$$y = 2 \cdot x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (2.5a)$$

$$y = \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^\eta + x} \quad (x > 1) \quad (2.5b)$$

式中,

x, y, ε_{cc} 与圆钢管中表达式一样;

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

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc} + \left[1330 + 760 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \quad (\mu\varepsilon)$$

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

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi} \cdot (\xi - 0.2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases}$$

上式中, f'_c 为混凝土圆柱体轴心抗压强度;

3) 关于表示混凝土抗压强度的几个参数及其相互之间的换算如公式 2.6 和 2.7:

- i) 混凝土轴心抗压强度及棱柱体抗压强度标准值 f_{ck} ;
- ii) 混凝土圆柱体抗压强度 f'_c ;
- iii) 混凝土立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$;

$$f_{ck} = 0.67 f_{cu,k} \quad (2.6)$$

$$f'_c = 0.79 f_{cu,k} \quad (2.7)$$

4) 受拉混凝土应力与断裂能关系

ABAQUS 中提供了三种定义混凝土受拉软化性能的方法: ①采用混凝土受拉的应力-应变关系 (strain); ②采用混凝土应力-裂缝宽度关系 (displacement); ③采用混凝土破坏能量准则来考虑混凝土受拉软化性能即应力-断裂能关系 (GFI) (Hillerborg 等, 1976^[70])。采用能量破坏准则定义混凝土受拉软化性能时具有更好的计算收敛性 (Hillerborg 等, 1976^[70])。断裂能 G_f 指每单位面积内产生一条连续裂缝所需的能量值, 参考 (Hibbitt 等, 2003^[71]) 确定如下, 对于 C20 混凝土, G_f 取为 40N/m, 对于 C40 混凝土, G_f 取为 120N/m, 中间按差值计算。混凝土受拉软化模型如图 2.3 所示, 其中 σ_f 和 U_1 分别为混凝土应力和裂缝宽度, 当裂缝尖端受拉应力达到开裂应力 σ_f 时开始形成裂缝, 随着裂缝宽度的增加混凝土受拉应力呈线性降低趋势, 最后将为零时裂缝宽度达到最大 U_{10} (韩林海和尧国皇, 2003^[18])。

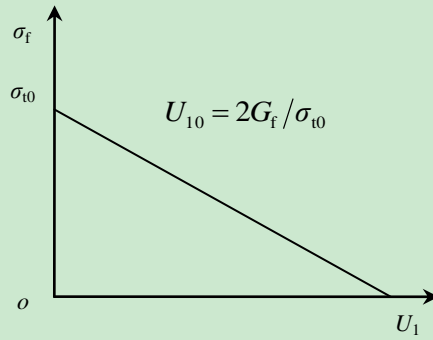


图 2.3 混凝土受拉软化模型

本文采用沈聚敏等（1993）^[72]中提供的混凝土抗拉强度计算公式，建议开裂应力 σ_{t0} 近似按下式确定：

$$\sigma_{t0} = 0.26 \times (1.25 f'_c)^{2/3} \quad (2.8)$$

本文所有算例验证及有限元软件模拟中钢材和混凝土的应力-应变关系均采用上述表达式，以后不再重复。

2.2.2 单元选型及网格划分

网格划分（mesh）是有限元模拟过程中非常重要的一部分，划分不正确有时候会直接导致分析结果不精确或不收敛。网格划分主要包括四个方面的内容：

1) 布置网格种子，对于形状不规则或是特殊要求的地方可以选择边缘布置网格种子（seed edges）；

2) 网格划分，按照所选的种子数目将模拟的对象进行网格划分；

3) 网格控制，在这个过程中可以显示出所选择的网格划分技术，网格划分技术主要有结构化网格划分技术（structured meshing），在 mesh 功能模块中显示为绿色；扫掠网格划分技术（sweep meshing），在 mesh 功能模块中显示为黄色；自由网格划分技术（free meshing），在 mesh 功能模块中显示为粉红色；如果出现橙色，则表示无法直接划分网格，可以先分割再划分；

4) 单元选型，在利用有限元软件 ABAQUS 进行钢管混凝土平面框架的模拟过程中，钢管采用八节点完全积分格式的三维实体单元（C3D8），钢梁采用四节点完全积分格式的壳单元（S4）；在进行初应力作用下钢管混凝土轴压和偏压构件算例验证过程中，钢管采用四节点完全积分格式的壳单元，在定义壳单元的厚度方向上采用 9 个积分点的 Simpson 积分，核心混凝土和加载板均采用八节点完全积分格式的三维实体单元；在对钢管混凝土柱-钢梁节点的模拟过程中，钢管、钢梁的翼缘与腹板、加载板以及核心混凝土均采用三维实体单元；

2.2.3 钢管与混凝土的界面模型

本文中钢管与混凝土的接触主要通过定义界面法线方向和切线方向来实现。在法线

方向上采用硬接触 (hard contact)，垂直于接触面的界面压力可以完全在界面间传递。在切线方向上采用库伦摩擦模型，通过定义摩擦系数 (在本模拟中取 0.25) 来体现钢管与混凝土之间剪应力的传递，具体见韩林海 (2007) [1]。

在进行钢管混凝土平面框架的模拟过程中，钢梁与钢管柱采用壳固耦合 (shell-to-solid coupling) 实现约束，钢梁的腹板和翼缘采用绑定约束 (tie) 来模拟试验中的焊接；在进行钢管混凝土轴压和偏压柱的模拟过程中，由于钢管采用壳体建模，所以钢管与加载板之间采用壳固耦合约束，核心混凝土和加载板之间采用绑定约束 tie 来实现；在进行钢管混凝土柱-钢梁节点的模拟过程中，钢梁的翼缘和腹板、钢梁与钢管混凝土柱之间都是通过定义 tie 来实现约束，将钢管和混凝土两端截面同时选定与加载板一次性完成 tie 约束。

2.2.4 边界条件及荷载施加方式

本文建立一三层两跨平面框架模型过程中，由于实体单元没有转动自由度，故钢管柱底固结只约束三个方向的平动自由度，柱顶约束除钢管轴向的其他方向自由度。为简化计算，不考虑钢管和混凝土自重，钢管只承受湿混凝土浇筑荷载，钢梁与楼板自重以及施工荷载以均布荷载的方式作用于钢梁上。

根据试验条件，钢管混凝土轴压或偏压柱模拟时柱一端采用铰接，柱另一端采用位移加载方式，见图 2.4；在进行钢管混凝土柱-钢梁节点的试验模拟时，由于柱端承受垂直荷载和水平荷载，所以在定义分析步功能模块 (step) 时除了初始分析步外再建立两个分析步，在定义 load 时进行分步加载，即在 step1 中对柱端施加集中荷载，在 step2 中选择柱顶端一条中心线施加位移荷载，柱底采用铰接约束，梁两端约束 2 方向，具体如图 2.5 所示。

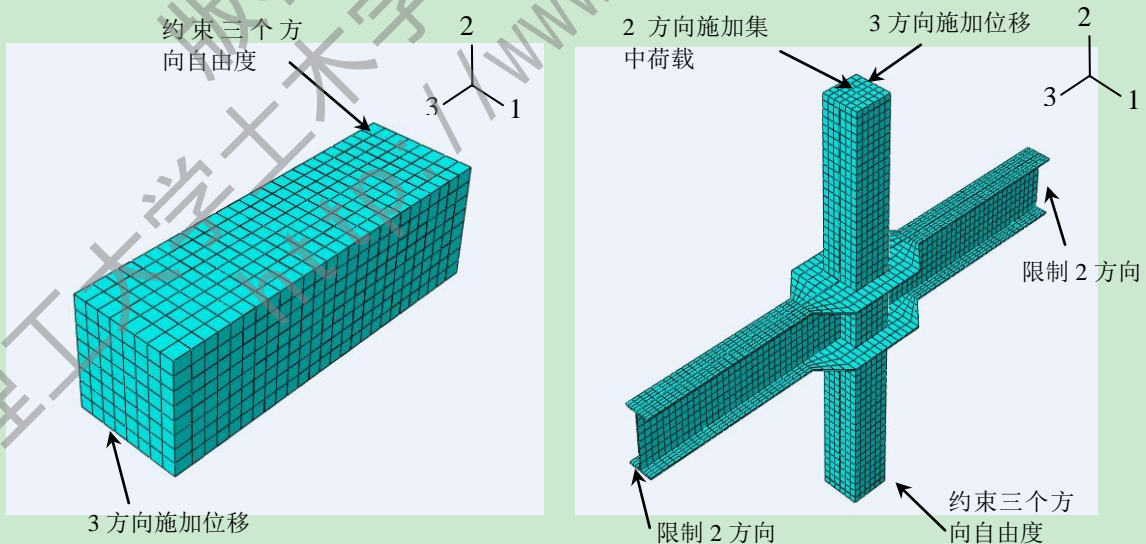


图 2.4 钢管混凝土柱划分网格与边界条件示意图 图 2.5 钢管混凝土-钢梁节点网格划分与边界条件示意图

钢管初始应力主要指沿钢管纵向的压应力，通过编辑关键字 initial conditions, type=stress, 以命令流的形式实现，钢管初始应力值参照韩林海 (2007) [1]通过定义初应

力系数 β 来反映,按下式计算,即

$$\beta = \frac{\sigma_{s0}}{\varphi_s \cdot f_y} \quad (2.9)$$

式中,

$\sigma_{s0}=N_p/A_s$ 称为钢管初应力, N_p 为施加在钢管上的荷载, A_s 为钢管横截面面积;

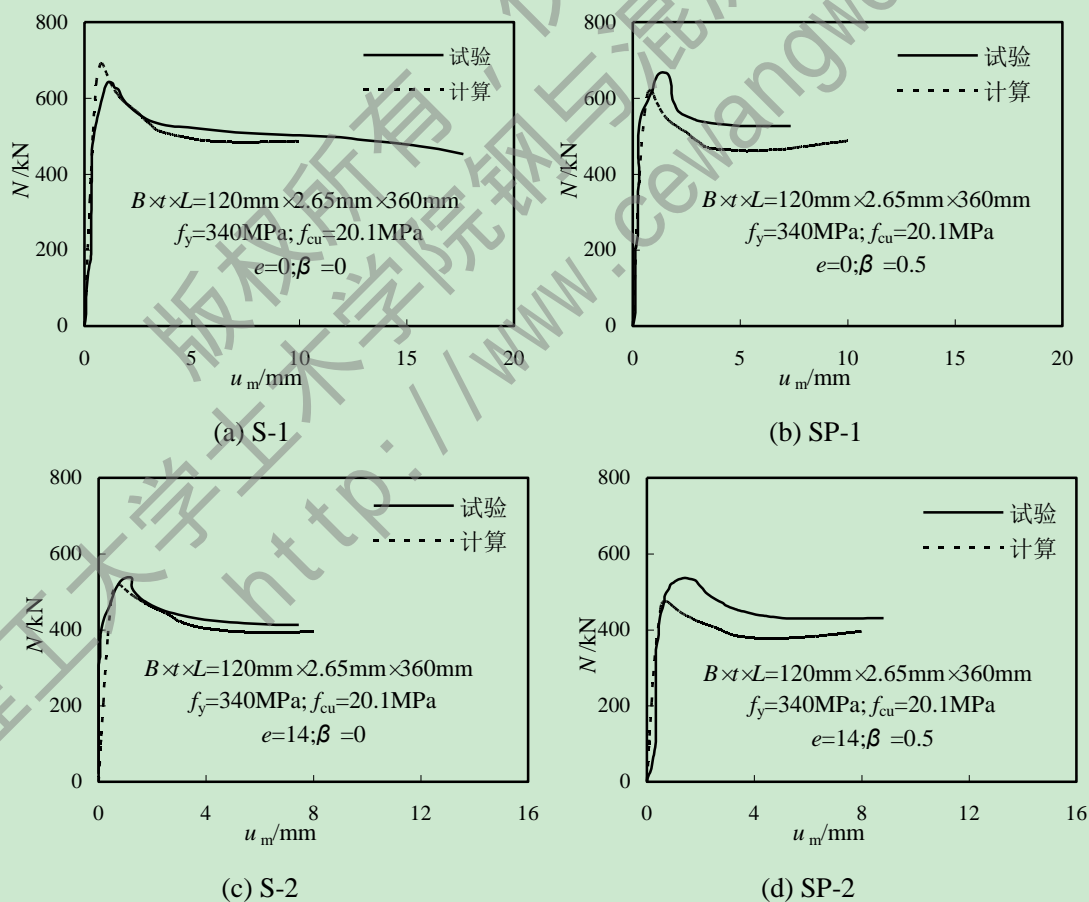
φ_s ——空钢管构件轴心受压稳定系数,按国家标准《钢结构设计规范 GB50017-2003》^[73]的有关规定确定;

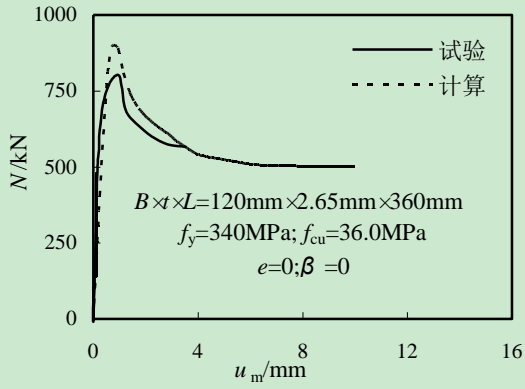
f_y ——钢材的屈服强度;

2.3 算例验证

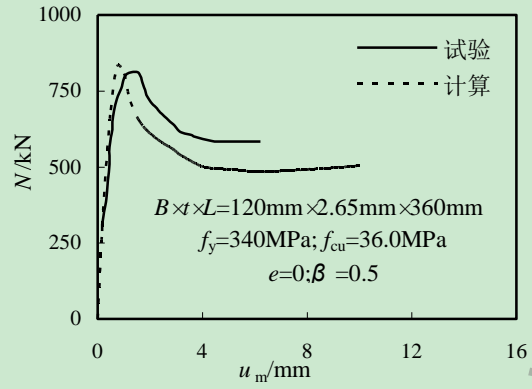
2.3.1 初应力作用下钢管混凝土柱的算例分析

为了验证建立有限元模型方法的正确性和考虑施工荷载作用方式的合理性,本文对一系列钢管初始应力作用下轴压和偏压柱进行了算例验证,图 2.6 给出了韩林海和尧国皇(2003)^[18]进行的钢管混凝土轴压及偏压构件试验与本文模拟结果对比。

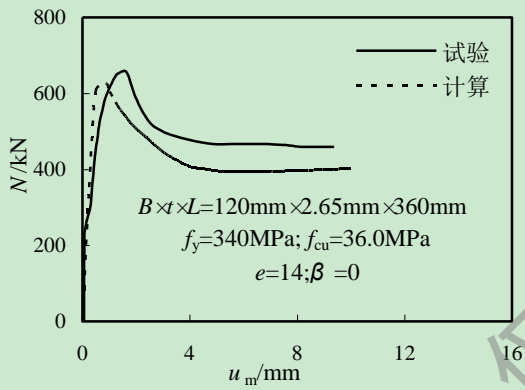




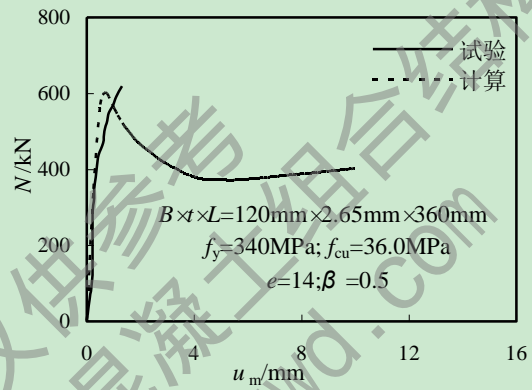
(e) S-3



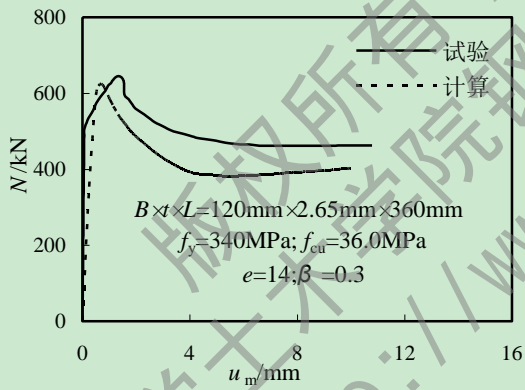
(f) SP-3



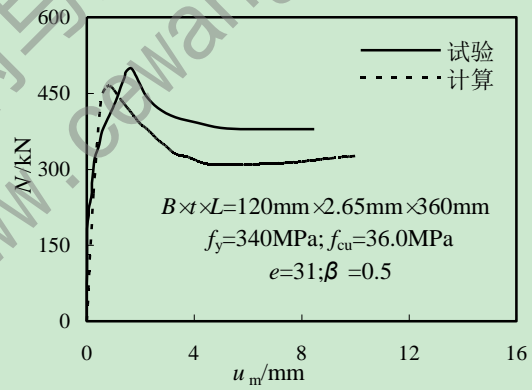
(g) S-4



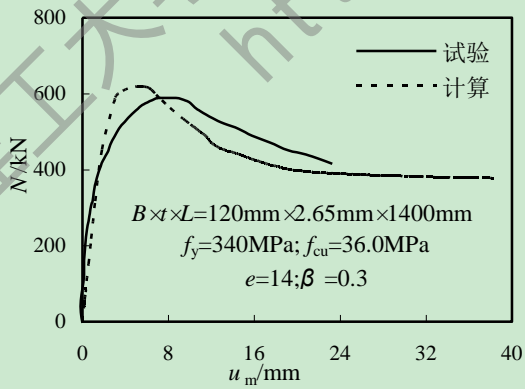
(h) SP-4



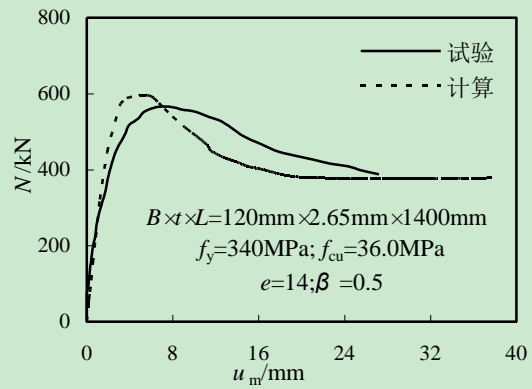
(i) SP-5



(j) SP-6



(k) L-1



(l) LP-1

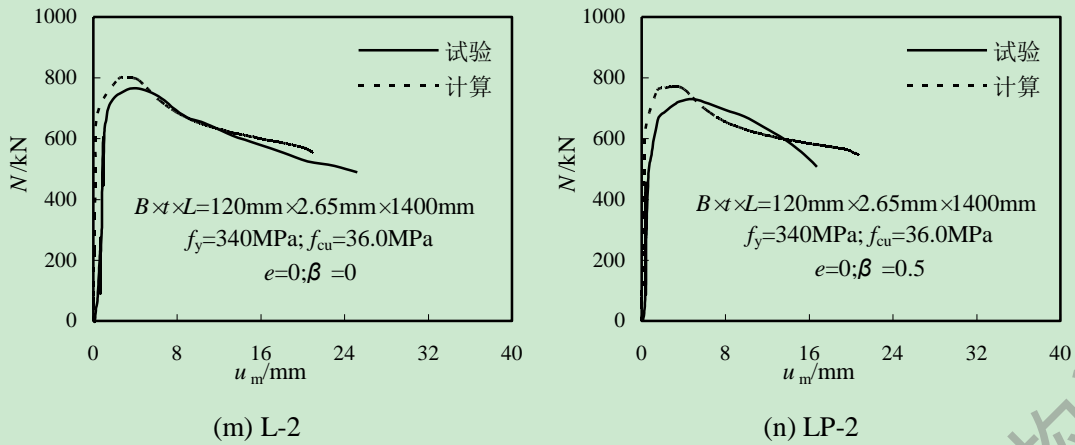
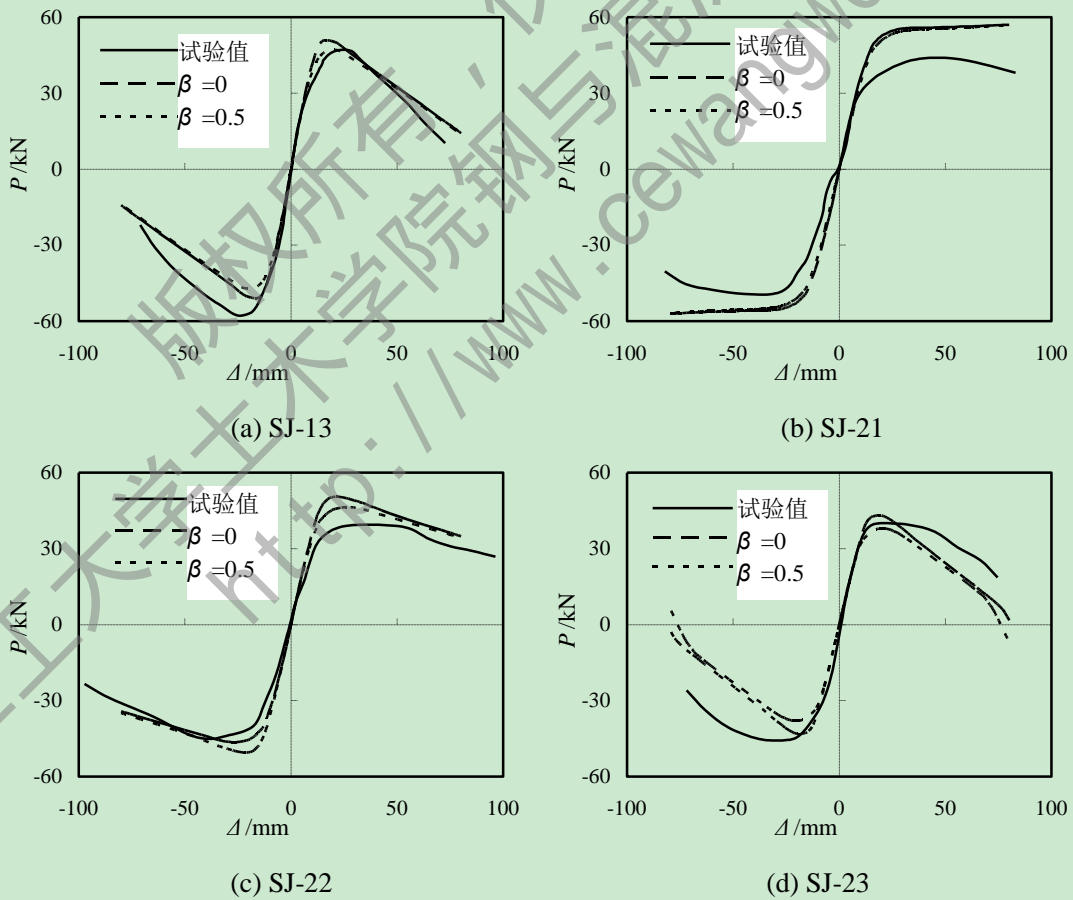
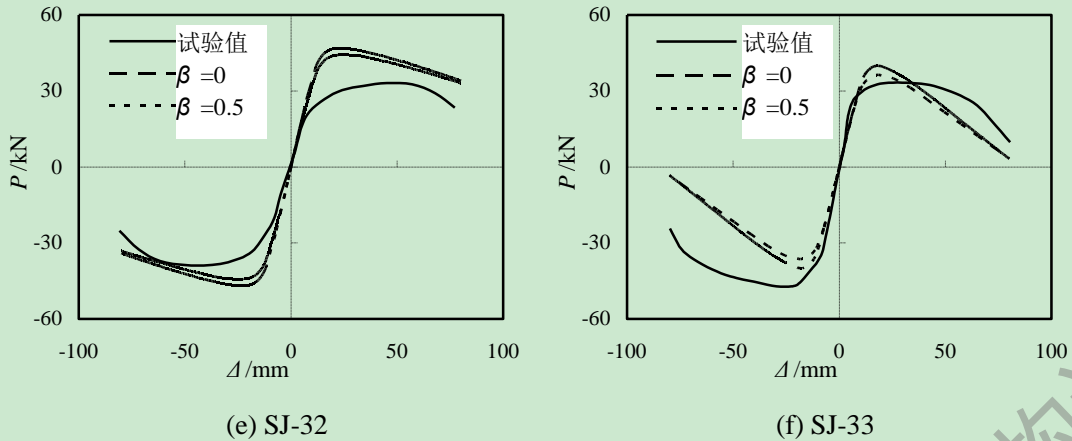


图 2.6 钢管混凝土轴压及压弯构件荷载挠度曲线试验值与有限元值比较 (韩林海和尧国皇, 2003^[18])

2.3.2 有无初应力作用下钢管混凝土柱-钢梁节点算例对比分析

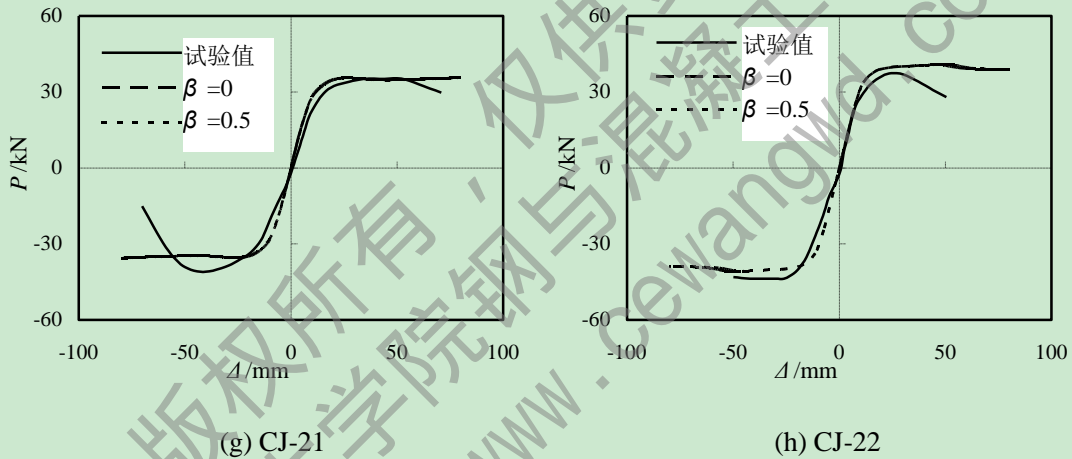
由于目前还没有关于考虑钢管初应力作用的节点试验, 故对相关文献中的节点试件施加一定钢管初应力值后进行分析对比, 图 2.7 为王文达 (2006)^[74] 进行的钢管混凝土柱-钢梁节点试验与本文模拟结果对比, 结果显示, 试验结果与模拟结果吻合较好, 本文的建模方式相对比较合理。





试件尺寸：钢管 $B \times t \times L = 120\text{mm} \times 3.46\text{mm} \times 1050\text{mm}$ ，钢梁 $H160\text{mm} \times 80\text{mm} \times 3.53\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $L = 1500\text{mm}$ ；

SJ-13 加强环 $D \times t = 60\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.6$ ；SJ-21 加强环 $D \times t = 40\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.04$ ；
 SJ-22 加强环 $D \times t = 40\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.3$ ；SJ-23 加强环 $D \times t = 40\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.6$ ；
 SJ-32 加强环 $D \times t = 20\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.3$ ；SJ-33 加强环 $D \times t = 20\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.6$ ；



试件尺寸：钢管 $D \times t \times L = 140\text{mm} \times 2.13\text{mm} \times 1050\text{mm}$ ，钢梁 $H150\text{mm} \times 70\text{mm} \times 3.53\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $L = 1500\text{mm}$ ；

CJ-21 加强环 $D \times t = 40\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.05$ ；CJ-22 加强环 $D \times t = 40\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ ， $n = 0.3$

图 2.7 节点水平荷载-位移骨架曲线（王文达，2006^[74]）

2.3.3 钢管混凝土柱核心混凝土浇筑工艺算例验证

为验证本文模拟方法的正确性与合理性，本文对文献[75]中钢管混凝土柱核心混凝土浇筑工艺试验和陈之毅等（2003）^[17]中湿混凝土浇筑过程中方钢管混凝土柱侧壁压力试验进行了有限元模拟。

文献[75]中试件的详细尺寸如图 2.8 所示。文中还实测了核心混凝土浇筑完成时距柱底分别为 750.5mm 及 7851 处钢管管壁的纵向变形和横向变形，图 2.9 为本文结果与实测结果以及与王文达和于清（2013）^[76]中模拟结果的对比。

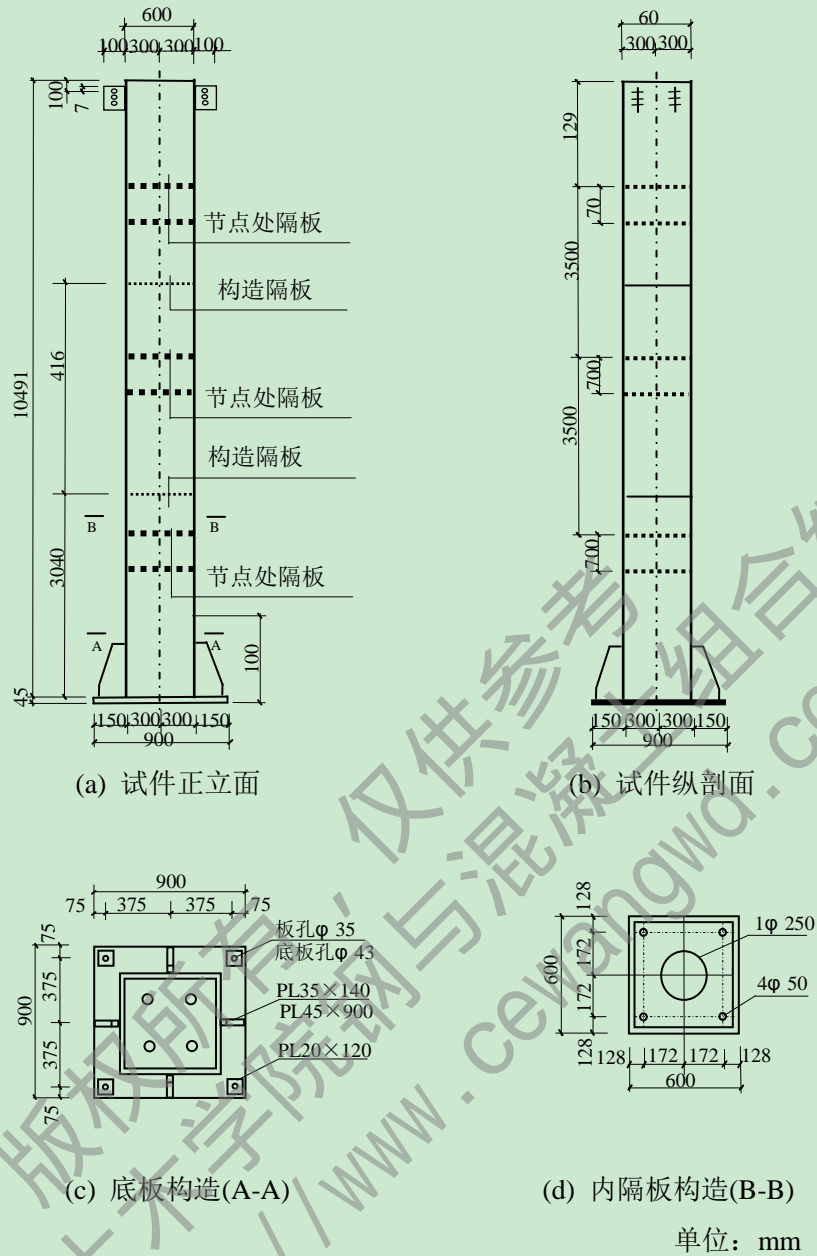


图 2.8 方钢管柱混凝土浇筑工艺试验构件尺寸

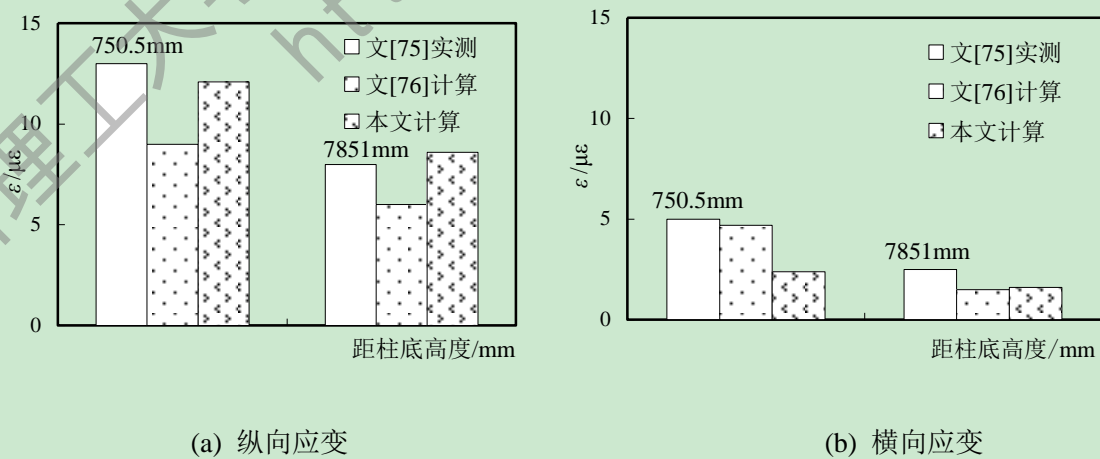


图 2.9 混凝土浇筑完成时实测钢管应变与计算对比

由上图可以看出本文模拟混凝土浇筑完成时钢管的纵向应变值及横向应变值均与实测值以及王文达和于清(2013)^[76]中计算值相对接近,但还有一定的差值,主要原因在于在试验中难免存在不确定因素造成误差,而在模拟计算过程中可能两者模拟方法不同导致结果有偏差。

陈之毅等(2003)^[17]中共有12跟方钢管混凝土柱,选择其中三根在距柱脚300mm处预埋5个压力盒,并在钢管表面压力盒相应位置处布置5个应变片,用以测试混凝土浇筑过程中对钢管管壁的压力分布和管壁环向变形,具体布置位置如图2.10所示,图中应变片从A面顺时针到C面分别编号1、2、3、4、5。三根钢管混凝土试验柱柱高6m,具体截面尺寸以及现场坍落度和振捣方式见表2.1。本文对C50-22-1无振捣钢管混凝土试验柱进行了有限元模拟,提取钢管侧壁压力及环向变形,并与实测值对比,结果如表2.2。

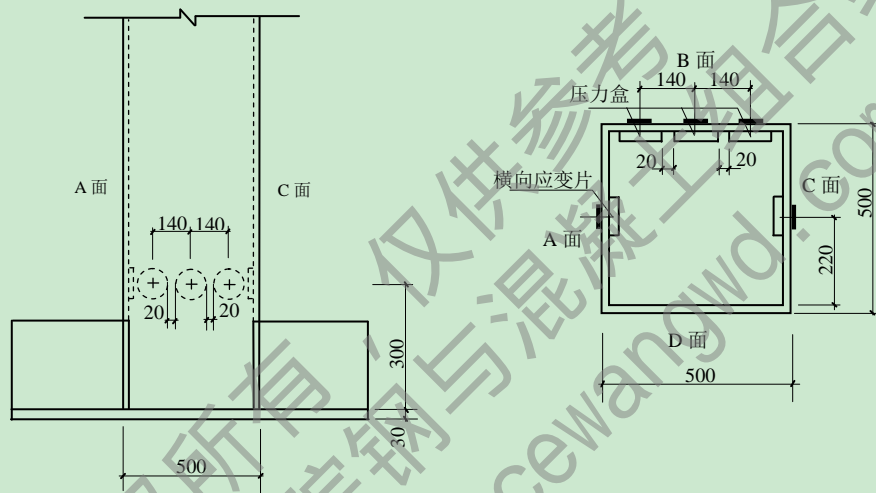


图 2.10. 压力盒(应变片)布置示意图

表 2.1 方钢管混凝土试验柱

柱子编号	截面尺寸(mm)	现场坍落度(cm)	振捣方式
C50-22-1	500×500×20	23.5	无振捣
C40-12-2	500×500×20	19	振捣棒内部振捣
C40-12-3	500×500×20	16	振捣棒内部振捣

注:柱子编号 Cxx-xx-x, 第一组数字表示混凝土强度等级, 第二组数字表示设计坍落度, 第三组数字表示试验柱编号。

表 2.2 钢管环向应变值分析

柱	应变片编号	2m			4m			6m		
		理论值	实测值	模拟值	理论值	实测值	模拟值	理论值	实测值	模拟值
		($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)
C50-22-1	1	14	7	7.7	33.1	20	17.2	43.8	36	26.5
	2	1.6	1	1.9	3.7	2	4.2	4.9	3	6.1
	3	14	10	7.7	33.1	18	17.2	43.8	42	26.5
	4	1.6	1	1.9	3.7	0	4.2	4.9	0	6.1
	5	14	17	7.7	33.1	25	17.2	43.8	32	26.5

从表 2.2 中可以看出，模拟值与实测值吻合较好，证明本文对钢管混凝土柱核心混凝土浇筑工艺的模拟方法正确可行。其中钢管由于角部约束，中间位置钢管的环向应变要大于角部钢管的环向应变，且随着核心混凝土浇筑高度的增加，钢管的环向变形明显增大。

2.4 施工期间钢管混凝土平面框架受力性能分析

2.4.1 基本假定

钢管混凝土结构的施工由于钢管的存在而与其他形式结构的施工有所不同，核心混凝土的浇筑是一个动态的过程，并且其施工期间很多问题复杂多变。在进行本文模型建立时，采用了以下几点假设：钢管混凝土框架平面内无侧移；施工阶段的空钢管处于弹性阶段，且不考虑湿混凝土与钢管壁之间的摩擦（王文达和于清，2013^[76]）。

2.4.2 模型基本参数

本文以一三层两跨钢管混凝土平面框架为例来分析施工阶段空钢管的受力特点以及湿混凝土浇筑引起钢管管壁的变形情况。综合考虑各种因素，钢管混凝土平面框架的设计参数如下：

截面尺寸：层高 3.6m，梁跨度 6.0m，钢管柱截面 600mm×600mm，钢管厚度 22mm，钢梁采用工字型截面 400mm×200mm，翼缘厚度 13mm，腹板厚度 8mm。

选材类型：钢管和钢梁均采用 Q345，楼板采用 U-200 镀锌压型钢板上铺 80 厚混凝土板，混凝土强度取 C20。

荷载取值：参照《建筑结构荷载规范 GB50009》^[77]，取屋面活荷载标准值 0.2kN/m²，楼面活荷载标准值 2.0kN/m²，参照于清等（2009）^[54]取施工活荷载标准值为 2.5kN/m²，湿混凝土浇筑荷载以静水压力 $p=\rho gh$ （ ρ 为湿混凝土密度取 2400kg/m³， h 为混凝土浇筑高度）的形式作用于钢管内壁。

2.4.3 计算结果分析

按照前文所述进行计算，分析结果。图 2.11 所示为混凝土浇筑完成后框架柱的变形图，为了能够清楚的显示钢管壁的变形，图示为放大 200 倍的效果；表 2.3 给出了中间柱最底层钢管在不同高度上的竖向应力（ σ_{33} ）和侧向位移（ u_1 ）的变化规律。结果显示：在核心混凝土浇筑过程中，钢管应力随混凝土浇筑高度逐渐减小，底层钢管壁最大变形发生在距柱底 0.3m 处， $\sigma_{33}=37.514\text{MPa}$ ，根据《钢管混凝土结构技术规程 DB62/T25-3041-2009》^[78]规定由于施工荷载引起的钢管最大初始应力为 $0.35\phi f_y$ ，即在本文计算中为 115.07MPa 大于钢管壁最大应力 σ_{33} ，故不需要考虑由钢管初应力所引起的钢管变形；钢管管壁最大横向变形发生在距柱底 0.6m 处， $u_1=0.794\text{mm}$ ，由此看出钢管的横向变形很小，在控制范围之内。

表 2.3 钢管应力和变形

高度/mm	σ_{33} /MPa	位移 u_1 /mm
100	14.597	0.142
200	25.886	0.436
300	37.514	0.598
400	35.744	0.713
500	31.405	0.767
600	28.027	0.789
700	26.094	0.794
800	25.185	0.794
900	24.841	0.792
1000	24.751	0.791
1100	24.752	0.791
1200	24.774	0.79
1300	24.793	0.79
1400	24.806	0.79
1500	24.813	0.79
1600	24.818	0.79
1700	24.823	0.79
1800	24.831	0.79
1900	24.841	0.789
2000	24.855	0.789
2100	24.877	0.788
2200	24.911	0.787
2300	24.962	0.785
2400	25.041	0.782
2500	25.174	0.777
2600	25.394	0.77
2700	25.783	0.759
2800	26.373	0.741
2900	27.251	0.711
3000	28.02	0.662
3100	27.216	0.587
3200	25.114	0.477
3300	-0.277	0.328
3400	-16.291	0.202

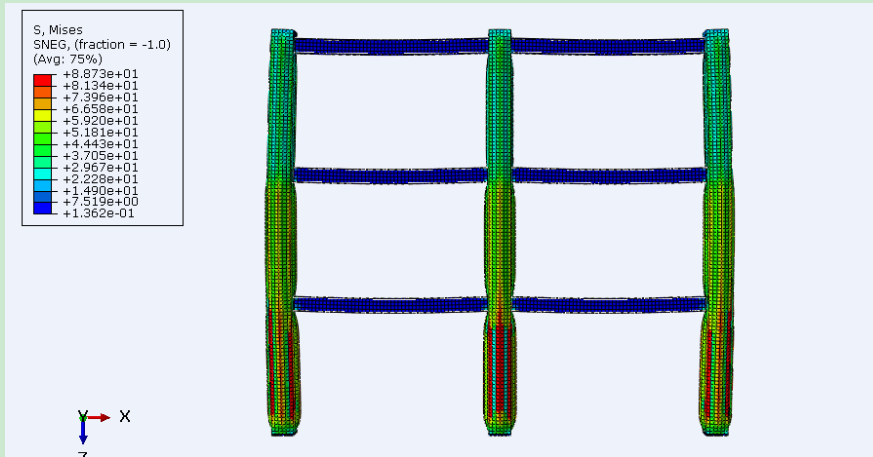


图 2.11 混凝土浇筑完成后钢管柱变形图 (×200)

提取底层钢管壁最大变形处在混凝土不同浇筑高度时的应变值, 如图 2.12 所示, 结果表明: 钢管壁纵向应变值随浇筑高度的不断增加而逐渐增大。

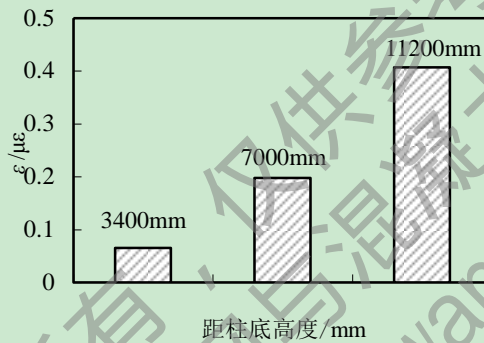


图 2.12 混凝土浇筑完成时钢管纵向应变分布

2.5 本章小结

本文在介绍了应用 ABAQUS 有限元软件建模过程中材料本构关系的选择、单元选型及网格划分及荷载施加方式的选择等方面的前提下, 进行了相关的算例分析, 并建立了一两跨三层的框架模型, 结果如下:

(1) 对初应力作用下钢管混凝土轴压短柱、轴压长柱、偏压短柱以及偏压长柱进行了算例分析, 试验结果与计算结果吻合较好, 本文模拟方法正确可行。

(2) 施工期间钢管混凝土组合框架中空钢管柱的侧向变形及纵向应力均与混凝土浇筑高度有关, 距柱底越高, 空钢管纵向应力和侧向变形越小, 而在钢管同一高度处, 混凝土浇筑高度越高, 其纵向应力和侧向位移越大。

(3) 在本文计算中, 由于施工荷载而引起的钢管变形较小, 横向变形和纵向应力均在安全控制范围之内, 即在实际工程中, 钢管宽厚比小于 28, 混凝土浇筑高度小于 11.2m 时, 钢管的变形很小, 施工荷载对结构使用阶段的影响可以忽略。

第 3 章 地下钢管混凝土框架施工力学性能研究

3.1 引言

为了对施工荷载作用下钢管混凝土组合框架的受力性能有更深入和全面的了解，本文结合天津地铁站交通枢纽工程（王文达，2009^[79]），在介绍了地下结构工程施工特点及受力特点基础上，通过 ABAQUS 有限元软件建立了一四层三跨钢管混凝土组合框架结构模型，并详细分析了空钢管在施工荷载作用下的横向变形和纵向应力，与相关规范中的规定限值作对比，为类似地下结构工程施工提供参考。

由于本文主要分析框架中空钢管的受力性能，且考虑到混凝土为非均匀材料，在有限元模拟中收敛性较差，故本文采用两种等效方法将钢筋混凝土梁等效为某种材料的梁或是钢梁分析。

3.2 地下结构工程特点概述

近年来随着社会经济的快速发展，地下交通枢纽工程逐渐成为人们交通生活中不可或缺的部分。钢管混凝土结构具有承载力高、塑性和韧性好、施工方便、耐火性能较好等优点（韩林海，2007^[1]），更适用于重载情况下的地下工程使用，如已经投入使用的天津站交通枢纽轨道换乘中心就是采用钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组成的多层组合框架结构体系。

3.2.1 盖挖法施工技术

对于城市地下空间结构，如地铁大型车站，由于地处密集区域，在不影响地面正常工作的前提下保证地下结构正常有序的进行是这类结构施工必须要考虑的关键性问题。目前，国内外较多采用的是盖挖逆做法施工。该技术能有效保护周边环境，且具有支护费用省，结构安全稳定等优点（阳外光和孙恽飏，2011^[80]）。盖挖法施工技术是先连续墙、钻孔桩等形式做围护结构和中间桩，然后做钢筋混凝土盖板，在盖板，围护墙，中间桩保护下进行土方开挖和结构施工（周传波等，2008^[81]）。目前，使用较多的围护结构主要包括工字钢板围护结构、钢板桩围护结构、水泥土搅拌桩挡墙和地下连续墙等几种形式。地下连续墙刚度大，变形小，防水性能好，成为挡土结构的首选而被推广使用（周传波等，2008^[81]）。盖挖法施工分为盖挖顺做法和盖挖逆作法，而盖挖逆作法又可分为半逆作法和逆作法施工。盖挖顺做法在工程中应用较早，主要指土方开挖一次性到达设计标高，可以设立柱或是支撑来做支挡，然后由下往上依次进行主体结构的施工，在实际工程中应用较为广泛，图 3.1 为顺作法施工中的支撑法示意图。

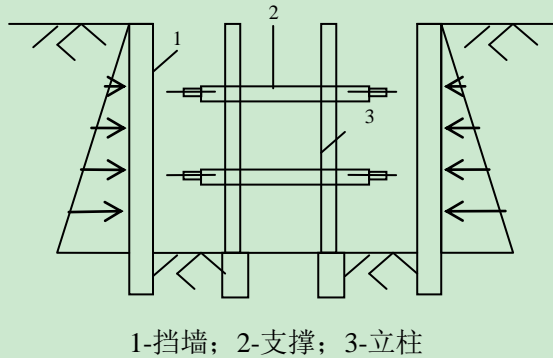


图 3.1 顺作法施工中的支撑法（周传波等，2008^[81]）

盖挖逆作法适合于深层和软弱地层开挖（周传波等，2008^[81]），指逐层由上往下进行土体开挖，地下一层的楼板浇筑完成后在其下进行土体开挖至地下二层的楼板标高，然后进行地下二层楼板的浇筑，以此类推，每层主体结构完成后都作为下一次施工的支撑，不用再设临时支撑。

3.2.2 地下结构工程受力特点

地下工程一般包括结构跨度较小的隧道的开挖与建设以及跨度较大的城市地下空间的建设。地下与地上建筑工程相比首先结构受力不同，地上结构是先有结构再承受荷载，而地下结构由于要承受地基反力和土层两侧的压力，所以是先有荷载再有结构；工程材料、荷载以及地下岩层的不确定造成地下结构工程破坏模式难以预测，并且开挖后的岩体特性与支护条件、施工顺序等也有密切的关系（周传波等，2008^[81]）。

地下结构一般承受较大的静力荷载或动力荷载，尤其对于地下交通枢纽工程，结构所承受的荷载大于地上结构的好几倍，这就要求柱、梁及其他承重构件的截面尺寸相应增大，施工荷载对结构使用阶段性能的影响也相应增大。

钢管混凝土结构在施工过程中一般先一次性安装一定高度的空钢管，然后进行梁、板等横向构件的施工，最后浇筑湿混凝土，所以空钢管在整个施工过程中不仅充当浇筑核心混凝土的模板，还是主要的承重构件，承受梁板自重、施工荷载以及湿混凝土浇筑过程中产生的静水压力等。目前，国内外对这方面的研究较多。陈之毅等（2003）^[17]对三根方钢管混凝土柱进行湿混凝土浇筑过程中钢管侧壁压力的试验研究，分别测试了不同混凝土浇筑高度和有振捣与无振捣情况下钢管的环向变形与钢管侧壁压力，结果表明：高抛无振捣浇筑混凝土法比有振捣浇筑混凝土法造成的钢管环向变形较小。王文达和于清（2013）^[76]对混凝土浇筑过程中方钢管的力学性能进行了分析研究，用有限元分析软件 ABAQUS 进行了相关试验的模拟，结果表明：越靠近柱底，钢管的环向变形越大，并且钢管的宽厚比对混凝土浇筑过程中管壁的应力和变形均有一定的影响。Uy 和 Bradford（1996）^[5]介绍了一种槽型梁作为钢筋混凝土梁永久模板的异形组合梁，通过对三个槽型梁试件的变形试验分析，研究了槽型梁在施工期间浇灌湿混凝土对其产生的强度和刚度方面的影响。

3.3 施工荷载作用下钢管混凝土组合框架力学性能分析

3.3.1 有限元模型的建立

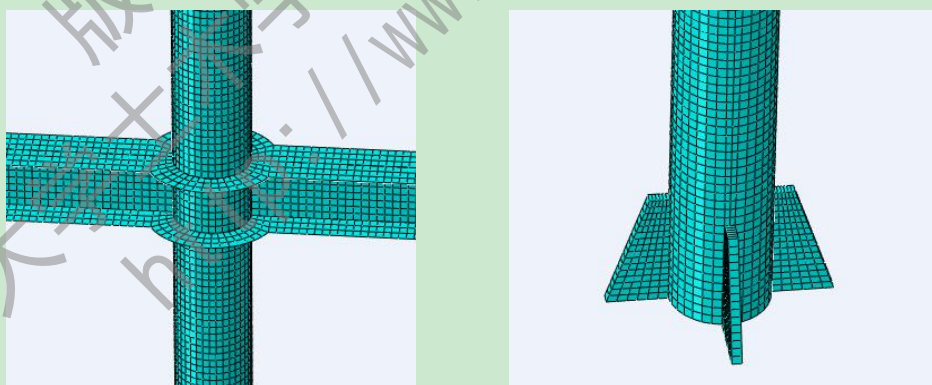
参照王文达(2009)^[79],结合天津地铁站交通枢纽工程,本文对地下钢管混凝土框架结构施工期间的力学性能进行了研究,分析了施工阶段钢管柱的变形状态,为工程提供参考。

3.3.1.1 材料本构关系

钢管材性选用韩林海(2007)^[1]中二次塑流模型,强度选用 Q345 低碳合金钢。由于本次模拟主要研究钢管柱在施工荷载作用下的变形情况,在保证梁刚度的前提下,避免由于梁的破坏造成钢管柱的变形,并且考虑到钢筋混凝土材料材性复杂,收敛性相对较差,计算效率低,故本文采用两种等效方法来等效钢筋混凝土梁。一种为采用等刚度原则将钢筋混凝土梁等效为钢梁,钢梁选用 Q345,材性选用 ABAQUS 默认的二次塑流模型;另一种方法为在保证原来钢筋混凝土梁截面尺寸不变的前提下,赋予梁钢材的应力应变关系,强度为 Q345 低碳合金钢。

3.3.1.2 单元选型及网格划分

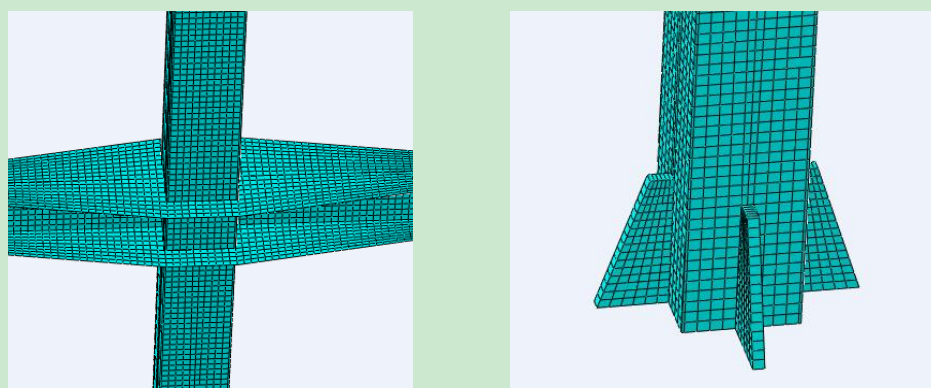
在本文模拟中,钢管选用四节点完全积分格式的壳单元(S4)建模,钢筋混凝土梁和垫板选用八节点完全积分格式的三维实体单元(C3D8)建模。在网格划分时,由于梁形状不规则显示为黄色,可以直接采用扫掠式网格划分技术(sweep meshing)进行网格划分,并且在经过多次尝试后发现选择中性轴算法(medial axis)结果比较理想;也可以将不规则的部分进行切割,直至显示为绿色,然后采用结构网格划分技术(structured meshing)进行网格划分,两种方法对结果基本没有影响。图 3.2-3.3 为采用第一种等效方法时圆、方形钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架部分单元细部网格划分情况。



(a) 梁柱节点处网格划分

(b) 柱脚网格划分

图 3.2 圆钢管混凝土框架部分单元网格划分



(a) 梁柱节点处网格划分

(b) 柱脚网格划分

图 3.3 方钢管混凝土框架部分单元网格划分

3.3.1.3 钢管与梁的约束

在实际工程中，钢管柱外焊接部分环板，钢筋混凝土梁的主筋焊在环板上，而在本文模拟中为了计算简便采用等效方法等效钢筋混凝土梁，其节点区域与钢管柱连接定义为绑定约束（tie），离散方法选择面对面离散（surface to surface）。在使用面对面离散方法时，由于整个从面都会建立接触条件，在接触分析过程中同时考虑主面和从面的形状变化，穿透现象很少并且程度不严重；而点对面离散则是在从面上的每个节点与该节点在主面上的投影之间建立接触关系，穿透现象比较严重（曹金凤和石亦平，2009^[82]）。

3.3.1.4 边界条件及荷载施加方式

本章在进行多层钢管混凝土框架空钢管施工安全性研究时，考虑了以下几方面的荷载因素：梁板自重、楼面活荷载、屋面活荷载、施工荷载、湿混凝土浇筑荷载及混凝土泵送动压力，在进行不同荷载组合之后，模拟最不利工况下钢管柱的变形情况。由于在施工阶段，混凝土处于将要泵送或是正在泵送的状态，其本身对结构没有影响，但是其泵送或是浇筑过程中产生的静水压力或是泵送动压力对钢管乃至整个框架都会造成影响，故本章主要研究湿混凝土浇筑过程中空钢管的变形情况。

(a) 施工荷载的确定

空钢管结构在施工阶段的最不利工况有两种情况：工况一：在泵送混凝土达到空钢管顶端，将要停泵未停泵的瞬间，此时泵送的压力抵消了管内湿混凝土的自重，钢管竖向方向受到梁板等结构自重、施工活荷载的作用，水平方向上受泵送动压力的作用；工况二：停泵后，混凝土还未凝固，此时钢管壁在水平方向上受到湿混凝土自重产生的静水压力；竖直方向上考虑管内湿混凝土自重、梁板等结构自重及施工活荷载的作用（于清等，2009^[54]），具体示意如图 3.4 所示。

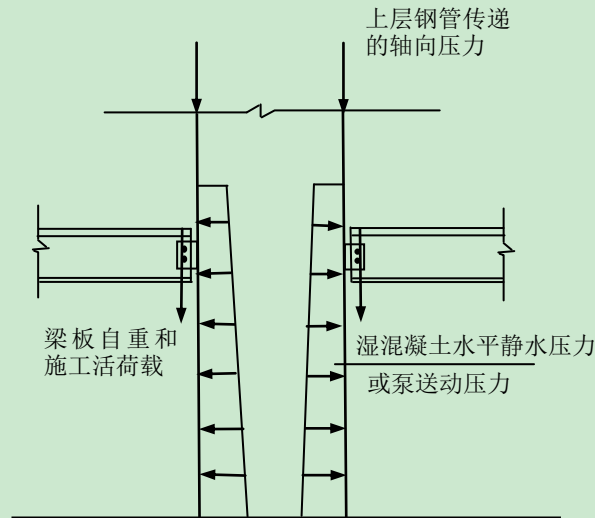


图 3.4 钢管混凝土柱施工阶段受力示意图

1. 楼面施工荷载

苗吉军等(2002)^[83]通过现场调查结合统计分析提出了施工过程中绑扎阶段、模板支撑阶段、浇筑混凝土阶段以及拆模阶段的施工活荷载分布规律,最后得到各阶段的施工活荷载标准值,即绑扎阶段 2.94kN/m^2 ,模板支撑阶段 2.53kN/m^2 ,混凝土浇筑阶段 1.183kN/m^2 ,拆模阶段 2.456kN/m^2 。为简化分析,建议绑扎阶段 3.0kN/m^2 ,支撑和拆模阶段 2.5kN/m^2 ,浇筑阶段 1.5kN/m^2 。孙国徽等(2007)^[49]指出:考虑一般施工企业技术情况,并假设高层钢管混凝土结构建筑的施工荷载符合指数分布,取施工活荷载为 2.5kN/m^2 。

本文计算参考孙国徽等(2007)^[49]取施工活荷载为 2.5kN/m^2 。

2. 管壁侧压力

杨俊峰等(2006)^[23]提出了采用泵送顶升法泵送混凝土时钢管侧壁最大泵送动压力的经验公式:

$$F_{\text{动Max}} = \gamma_c H_1 + \beta H_1 \frac{Pd^2}{4D^2} \quad (3.1)$$

式中, γ_c ——湿混凝土重度,取 24kN/m^3 ;

H_1 ——泵送口以上混凝土高度;

B ——高度修正系数,由于本文中为轴压直立管,故取 1;

d ——泵送管管径,文中取 150mm ;

D ——混凝土扩展度,文中取 700mm ;

P ——混凝土泵送出口压力。

由上式可得到任意泵送高度处混凝土泵送动压力的理论值:

$$F_{\text{动}} = \gamma_c H_1 + \beta H_1' \frac{Pd^2}{4D^2} \quad (3.2)$$

上式中,在其他条件一定的情况下,除泵送口混凝土高度 H' 及喷射混凝土出口压力

P 以外,其余参数均为恒定值,而出口泵压力 P 往往是在施工组织方案确定的情况下也是确定的,具体算法如下。

郑捷(2009)^[58]提出混凝土泵送出口压力由三部分组成,如式 3.3,其中 P_1 为混凝土在泵送管内流动中受到的沿程压力损失,包括混凝土的粘性所产生的阻力以及混凝土流动中所产生的摩擦阻力; P_2 为混凝土配管中设置的弯管、锥管、软管所产生的局部压力损失; P_3 为混凝土垂直泵送时因湿混凝土重力所产生的压力。

$$P = P_1 + P_2 + P_3 \quad (3.3)$$

式中 P_1 在行业标准 JGJ/T 10-95《混凝土泵送施工技术规范》中推荐了日本土木学会编制的“混凝土泵送施工规程”中的计算公式(郑捷,2009^[58])。

$$\Delta P = \frac{2}{r} \left[K_1 + K_2 \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) V \right] \alpha \quad (3.4)$$

式中, ΔP ——每米长水平管的压力损失(Pa/m);

r ——输送管半径(m);

K_1 ——粘附系数(Pa), $K_1 = (3.0 - 0.1SL) \times 100$ (SL 为混凝土塌落度);

K_2 ——速度系数(Pa/m/s), $K_2 = (4.0 - 0.1SL) \times 100$ (SL 同上);

t_1/t_2 ——分配阀切换时间与活塞推压混凝土时间之比,一般取 0.3;

V ——混凝土在输送管内的平均流速(m/s);

α ——混凝土径向压力与轴向压力之比,普通混凝土为 0.9。

$$P_1 = \Delta P \cdot L \quad (3.5)$$

为简化计算,可忽略混凝土配管所产生的局部压力损失 P_2 , P_3 计算公式如下,

$$P_3 = \rho \cdot g \cdot h \quad (3.6)$$

式中, ρ ——湿混凝土密度,取 2400kg/m^3 ;

h ——流态混凝土在管内浇筑高度(m)。

则最终喷射混凝土出口压力值包括克服摩擦阻力和抵消泵送目标高度湿混凝土压力两部分,在结合工程实际的基础上,暂取混凝土静水压力的 30% 作为摩擦阻力(于清等,2009^[54])。

(b) 荷载组合及边界条件的约束

由以上分析可知,本文主要研究结构在施工荷载作用下空钢管的变形情况。按照《钢管混凝土结构技术规范》^[78]中规定:正常使用极限状态的变形验算应采用荷载的标准组合、频遇组合或者准永久组合。本文采用标准组合:

$$S_d = S_{G_k} + S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \varphi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (3.7)$$

式中, S_{G_k} —— 按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值;

$S_{Q_{1k}}$ —— n 个可变荷载效应中起控制作用者;

φ_{ci} —— 第 i 个可变荷载组合值系数，对风荷载取 0.6，对其他可变荷载分别取 0.7、0.9、0.95 和 1.0 等，其取值都大于 0.6 而不超过 1.0。
 S_{Q_k} —— 按第 i 个可变荷载标准值计算的荷载效应值。

荷载作用方式如图 3.5 所示，垂直荷载以面荷载的形式作用在梁的上表面，水平荷载以静水压力的形式，即呈三角形分布作用于钢管四壁的内侧。边界条件如图 3.6 所示，柱底固结，柱顶约束除轴向的其余五个方向的自由度，结构水平方向无侧移。

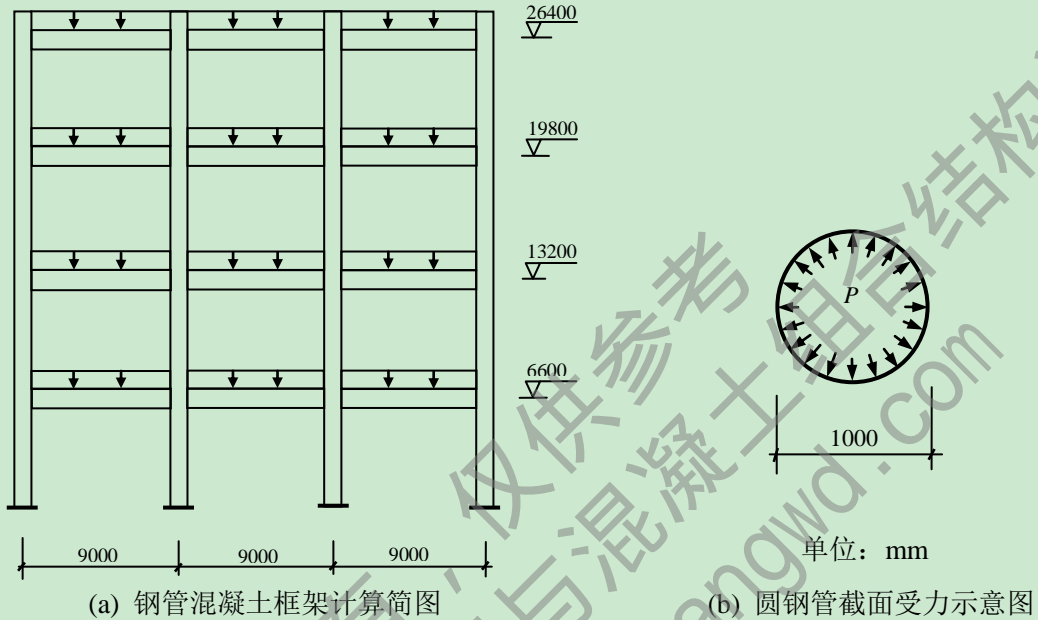


图 3.5 钢管混凝土框架受力示意图

柱顶放松 Z 方向，约束其余五个方向

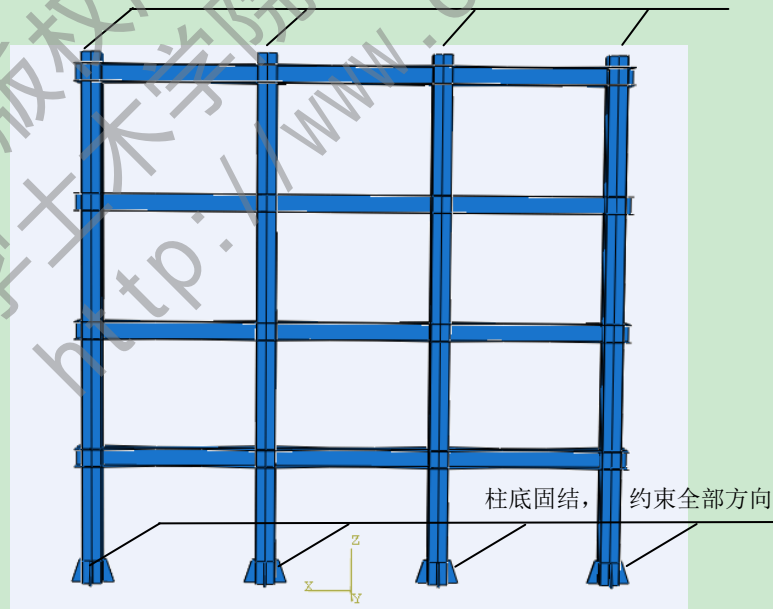


图 3.6 钢管混凝土框架边界条件（方形截面钢管柱）

3.3.2 典型框架数值模拟分析

为了更好地模拟地下钢管混凝土框架结构施工期间的力学性能,本文结合天津地铁站交通枢纽工程(王文达,2009^[79]),建立一四层三跨典型框架模型,基本尺寸信息如下:层高 6600mm,梁跨度 9000mm,圆形钢管柱 $D \times t=1000\text{mm} \times 22\text{mm}$,方形钢管柱 $B \times t=1000\text{mm} \times 22\text{mm}$,等效钢梁截面尺寸 $800\text{mm} \times 45\text{mm} \times 900\text{mm} \times 35\text{mm}$,均采用 Q345,弹性模量 $E_s=206000\text{MPa}$,泊松比 $\mu=0.3$;等效钢筋混凝土梁宽 1400mm,梁高 1300mm,弹性模量 $E_c=32500\text{MPa}$,泊松比 $\mu=0.2$ 。管内浇筑核心混凝土强度采用 C40,塌落度取 25mm,扩展度取 700mm,湿混凝土重度取 24kN/m^3 。

参照《建筑结构荷载规范 GB50009》^[78],屋面活荷载取 2.0kN/m^2 ,楼面活荷载取 3.5kN/m^2 ;根据上文分析,施工活荷载取 2.5kN/m^2 。经计算,采用等效钢梁时,楼面荷载为 0.058N/mm^2 ,屋面荷载为 0.056N/mm^2 ;采用等效钢筋混凝土梁时,楼面荷载为 0.05N/mm^2 ,屋面荷载为 0.048N/mm^2 。混凝土浇筑荷载以静水压力计算: $P=\rho gh$,其与混凝土浇筑高度成正比,见图 3.7 所示。

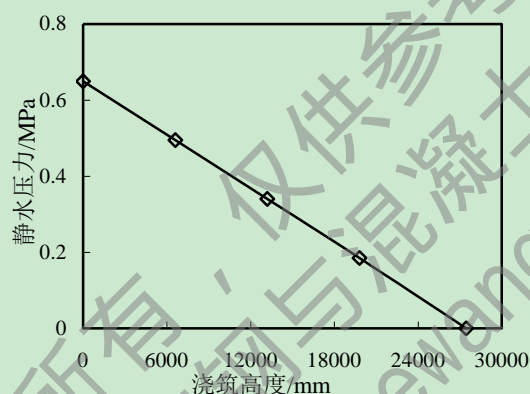


图 3.7 混凝土浇筑过程中静水压力

3.3.3 结果分析

按照前文所述的模拟方法对典型框架模型进行计算。图 3.8-3.15 所示为采用第一种等效方法建立的方形截面及圆形截面钢管柱-钢梁框架在核心混凝土浇筑完成时各层钢管边柱及中柱应力云图及纵向应力分布。

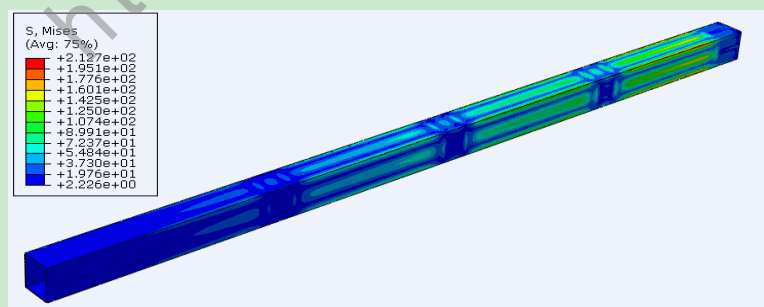


图 3.8 方形截面钢管边柱应力云图

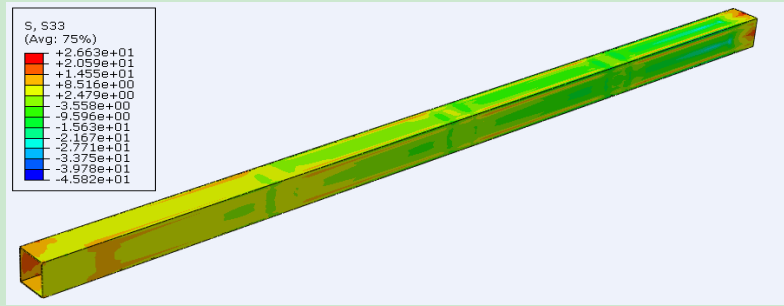


图 3.9 方形截面钢管边柱纵向应力分布

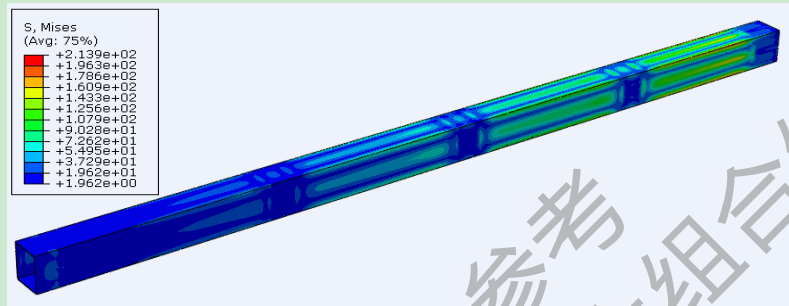


图 3.10 方形截面钢管中柱应力云图

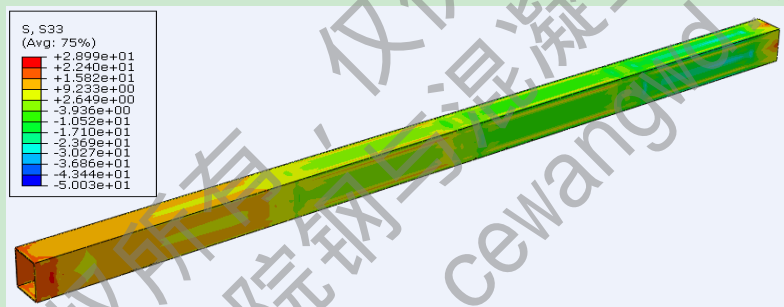


图 3.11 方形截面钢管中柱纵向应力分布

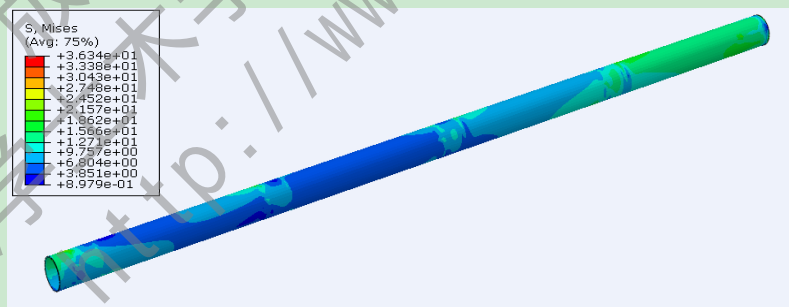


图 3.12 圆形截面钢管边柱应力云图

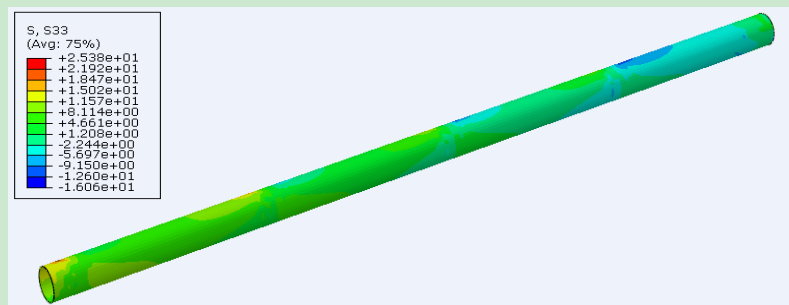


图 3.13 圆形截面钢管边柱纵向应力分布

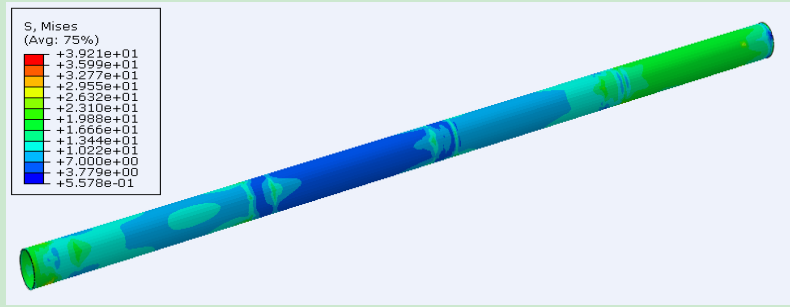


图 3.14 圆形截面钢管中柱应力云图

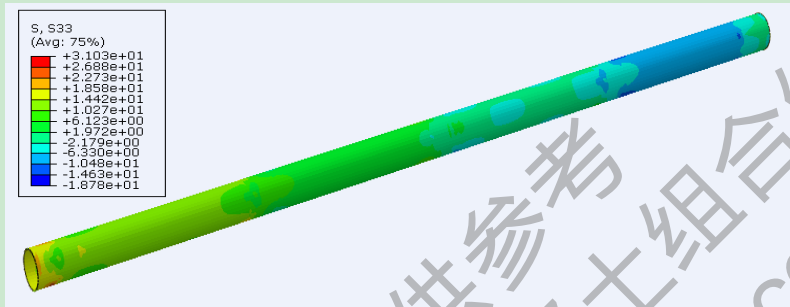


图 3.15 圆形截面钢管中柱纵向应力分布

由于核心混凝土浇筑过程中产生的静水压力对空钢管的作用，使得钢管向外发生鼓曲，为了能清楚的显示空钢管的变形，图 3.16-3.19 所示为放大 100 倍后核心混凝土浇筑完成时各层方钢管柱管壁变形图，表 3.1-3.4 所示为与之对应的混凝土浇筑完成时方形截面钢管柱各层横向变形和纵向应力分布；图 3.20-3.23 所示为放大 500 倍后核心混凝土浇筑完成时各层圆钢管柱管壁变形图，表 3.5-3.8 所示为与之相应的混凝土浇筑完成时圆形截面钢管柱各层横向变形和纵向应力分布。



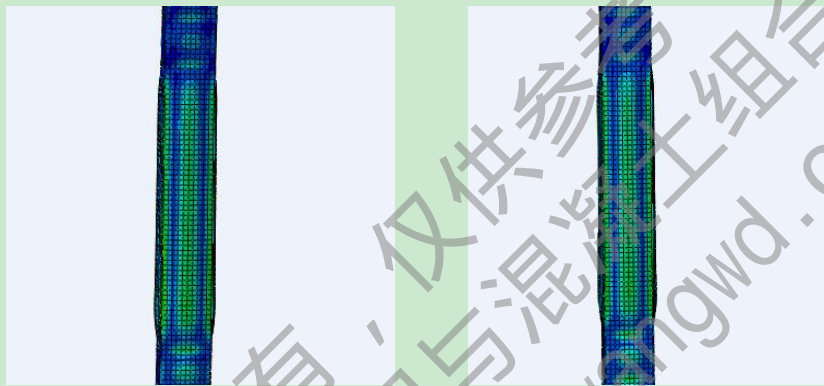
(a)一层边柱

(b)一层中柱

图 3.16 方形截面钢管柱一层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.1 方形截面钢管柱底层横向位移与纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
600	0.102	0.099	10.81	9.175
1200	0.297	0.279	-15.66	-19.11
1800	1.317	1.285	-23.13	-26.99
2400	1.365	1.311	-23.92	-28.45
3000	1.304	1.229	-20.15	-25.31
3600	1.272	1.179	-17.22	-23.04
4200	1.235	1.129	-14.76	-21.23
4800	1.212	1.101	-13.00	-20.09
5400	1.198	1.077	-9.588	-17.18
6000	0.505	0.328	-5.348	-17.34



(a)二层边柱

(b)二层中柱

图 3.17 方形截面钢管柱二层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.2 方形截面钢管柱二层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
7650	0.897	0.914	-7.887	-6.027
8250	0.919	0.917	-10.78	-9.950
8850	0.868	0.856	-9.281	-9.326
9450	0.857	0.830	-8.078	-9.051
10050	0.847	0.802	-6.979	-8.882
10650	0.834	0.772	-5.864	-8.698
11250	0.823	0.749	-4.959	-8.696
11850	0.832	0.745	-3.485	-7.979
12450	0.495	0.358	0.731	-6.354



(a)三层边柱

(b)三层中柱

图 3.18 方形截面钢管柱三层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.3 方形截面钢管柱三层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1 /mm		σ_{33} /MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
14250	0.571	0.604	-2.736	1.858
14850	0.573	0.585	-4.443	-0.911
15450	0.533	0.534	-3.077	-0.421
16050	0.521	0.507	-1.898	-0.157
16650	0.511	0.479	-0.788	-0.034
17250	0.498	0.451	-0.333	0.239
17850	0.485	0.426	1.349	0.371
18450	0.480	0.409	2.665	0.959
19050	0.287	0.173	5.452	1.432



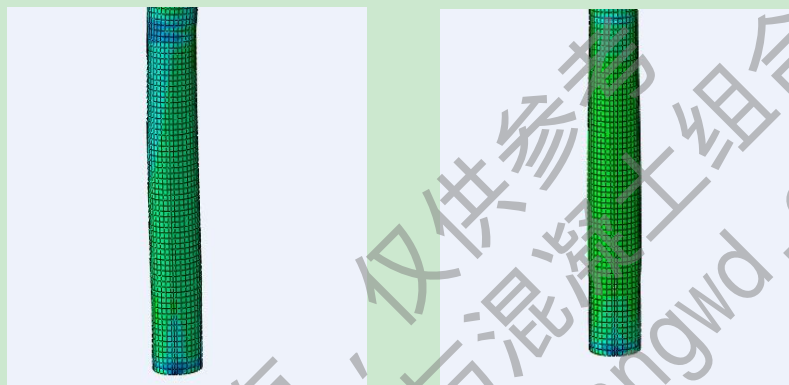
(a)顶层边柱

(b)顶层中柱

图 3.19 方形截面钢管柱顶层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.4 方形截面钢管柱顶层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
20850	0.243	0.301	2.862	9.996
21450	0.225	0.263	1.721	8.357
22050	0.192	0.223	2.755	8.694
22650	0.179	0.196	3.806	8.925
23250	0.168	0.168	4.801	9.118
23850	0.159	0.141	5.802	9.321
24450	0.146	0.114	6.805	9.558
25050	0.131	0.082	7.814	9.983
25650	0.091	0.000	9.026	9.392



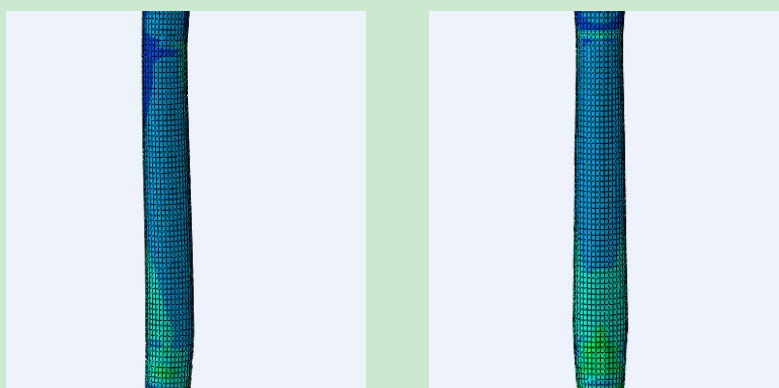
(a) 一层边柱

(b) 一层中柱

图 3.20 圆形截面钢管柱一层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.5 圆形截面钢管柱底层横向变形与纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
600	0.005	0.003	0.521	-0.532
1200	-0.008	-0.018	-7.081	-9.539
1800	0.057	0.036	-4.437	-7.516
2400	0.079	0.038	-4.176	-8.149
3000	0.099	0.036	-3.347	-7.981
3600	0.114	0.029	-1.418	-7.747
4200	0.121	0.014	-1.545	-7.652
4800	0.116	-0.010	-0.925	-8.053
5400	0.102	-0.036	-0.781	-9.541
6000	0.084	-0.048	-0.936	-13.45



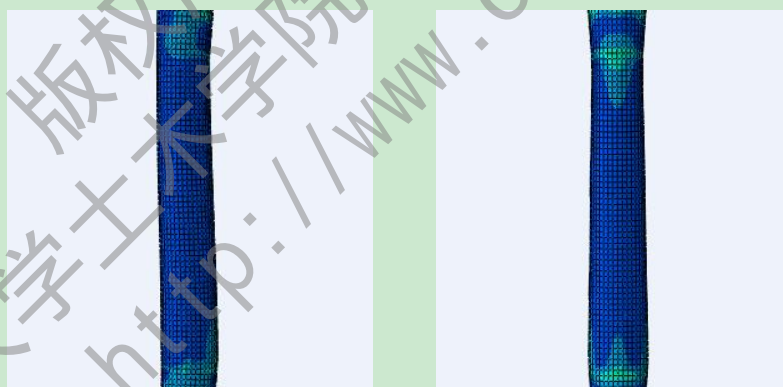
(a)二层边柱

(b)二层中柱

图 3.21 圆形截面钢管柱二层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.6 圆形截面钢管柱二层横向变形与纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1 /mm		σ_{33} /MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
7650	0.023	0.112	-4.571	0.007
8250	0.013	0.089	-3.904	-1.818
8850	0.013	0.065	-2.937	-2.365
9450	0.023	0.045	-1.637	-2.214
10050	0.039	0.029	-0.209	-1.805
10650	0.054	0.012	1.184	-1.464
11250	0.061	-0.011	2.347	-1.564
11850	0.057	-0.039	3.040	-2.642
12450	0.048	-0.059	3.363	-5.512



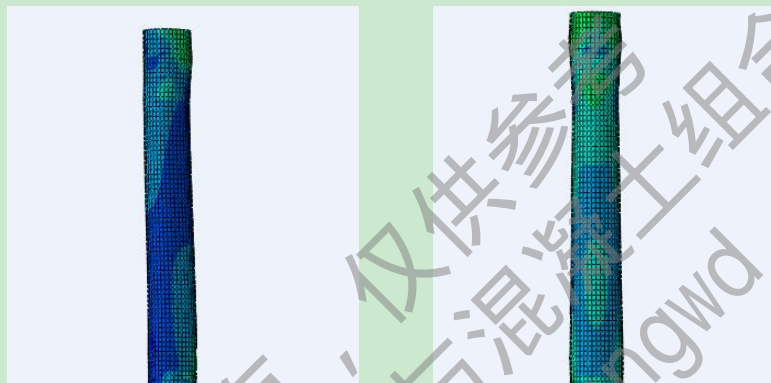
(a)三层边柱

(b)三层中柱

图 3.22 圆形截面钢管柱三层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.7 圆形截面钢管柱三层横向变形与纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1 /mm		σ_{33} /MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
14250	0.001	0.091	-0.379	6.445
14850	-0.006	0.067	0.102	4.485
15450	-0.005	0.041	0.981	3.876
16050	0.005	0.022	2.234	4.007
16650	0.021	0.006	3.634	4.432
17250	0.035	-0.009	5.000	4.791
17850	0.042	-0.031	6.175	4.751
18450	0.038	-0.058	6.906	3.784
19050	0.027	-0.076	7.328	1.096



(a)顶层边柱

(b)顶层中柱

图 3.23 圆形截面钢管柱顶层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.8 圆形截面钢管柱顶层横向变形与纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1 /mm		σ_{33} /MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
20850	-0.025	0.081	3.521	13.15
21450	-0.035	0.057	3.765	10.98
22050	-0.038	0.031	4.454	10.27
22650	-0.029	0.012	5.532	10.35
23250	-0.014	-0.002	6.765	10.74
23850	0.003	-0.016	7.987	11.10
24450	0.016	-0.033	9.041	11.15
25050	0.022	-0.054	9.758	10.46
25650	0.023	-0.071	10.29	8.389

为了能更清晰、规律的分析混凝土浇筑对钢管壁的影响，本文每 600mm 提取一组钢管壁的横向变形和纵向应力，如表 3.1-3.8。从表中数据可以看出，圆形截面钢管柱的管壁鼓曲程度小于方形截面钢管柱的管壁鼓曲程度，即核心混凝土浇筑对方截面钢管柱的影响要大于圆截面钢管柱，并且距柱底高度越高，变形越小。表中数据显示，底层钢管横向变形和纵向应力均最大，对于方形截面钢管柱，最大值出现在距柱底 2.4m 高度处，边柱 $u_1=1.365\text{mm}$ ， $\sigma_{33}=-23.92\text{MPa}$ ；中柱 $u_1=1.311\text{mm}$ ， $\sigma_{33}=-28.45\text{MPa}$ ，钢管柱 3-4

层由于静水压力逐渐减小至零而出现负值，在靠近节点处由于受到梁的约束，横向位移和纵向应力都会出现负值。对于圆形截面钢管柱，边柱最大横向位移处于距柱底 4.2m 左右， $u_1=0.121\text{mm}$ ，最大纵向应力处于距柱底 1.2m 左右， $\sigma_{33}=-7.081\text{MPa}$ ；中柱最大横向位移处于距柱底 2.4m 左右， $u_1=0.038\text{mm}$ ，最大纵向应力处于距柱底 1.2m 左右， $\sigma_{33}=-9.539\text{MPa}$ ，同样在节点附近由于约束作用出现负值。

图 3.24-3.31 所示分别为采用第二种等效方法建立的方形及圆形截面钢管混凝土柱-钢筋混凝土等效梁框架边柱及中柱应力云图和纵向应力分布。

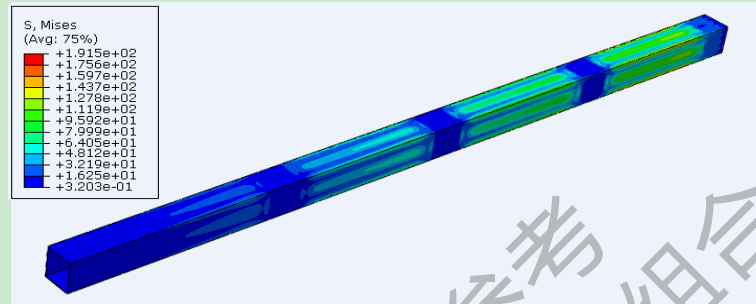


图 3.24 方形截面钢管边柱应力云图

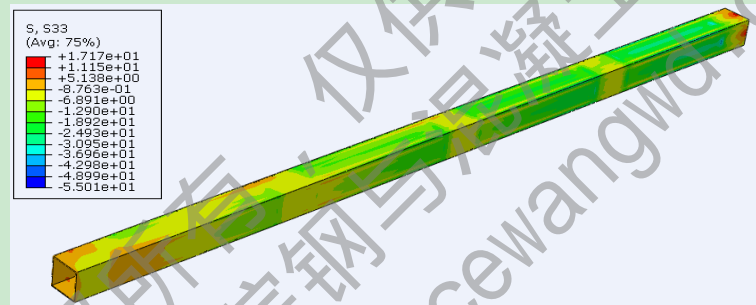


图 3.25 方形截面钢管边柱纵向应力分布

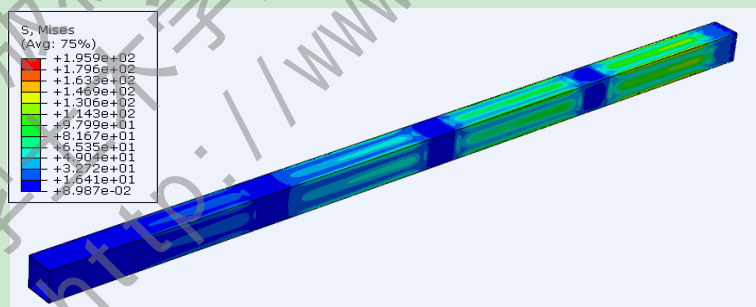


图 3.26 方形截面钢管中柱应力云图

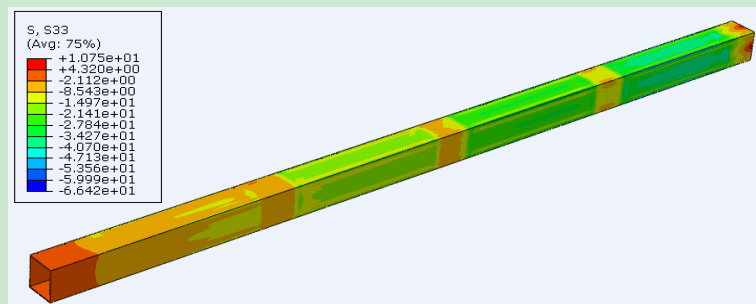


图 3.27 方形截面钢管中柱纵向应力分布

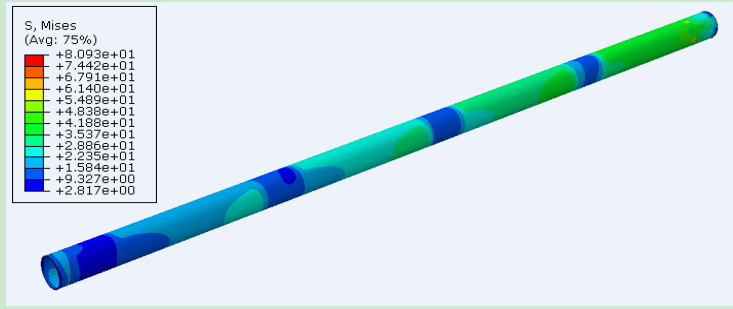


图 3.28 圆形截面钢管边柱应力云图

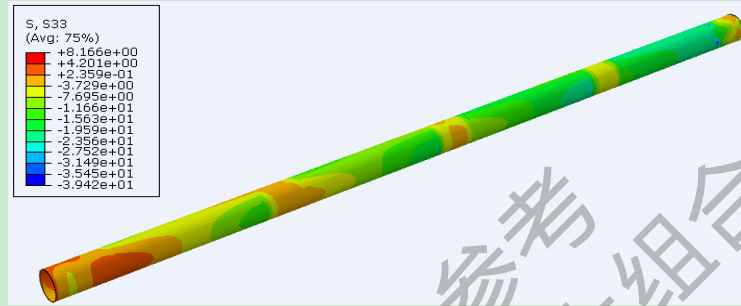


图 3.29 圆形截面钢管边柱纵向应力分布

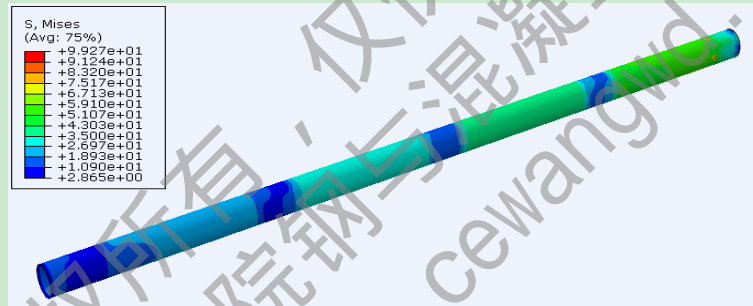


图 3.30 圆形截面钢管中柱应力云图

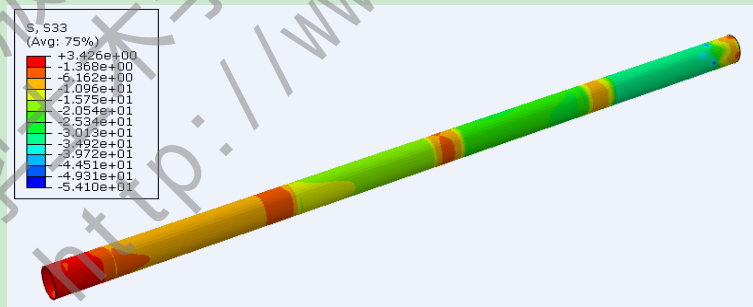
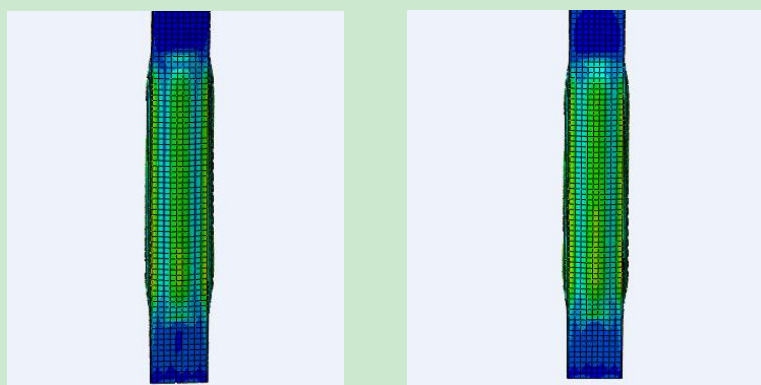


图 3.31 圆形截面钢管中柱纵向应力分布

如上叙述，为了能清楚的显示空钢管的变形，图 3.32-3.35 所示为放大 100 倍后核心混凝土浇筑完成时各层方钢管柱管壁变形图，表 3.9-3.12 所示为与之对应的混凝土浇筑完成时方形截面钢管柱各层横向变形和纵向应力分布；图 3.36-3.39 所示为放大 500 倍后核心混凝土浇筑完成时各层圆钢管柱管壁变形图，表 3.13-3.16 所示为与之相应的混凝土浇筑完成时圆形截面钢管柱各层横向变形和纵向应力分布。



(a)底层边柱

(b)底层中柱

图 3.32 方形截面钢管柱底层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.9 方形截面钢管柱底层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
600	0.080	0.069	-9.753	-18.10
1200	0.155	0.086	-39.78	-55.74
1800	0.759	0.707	-36.93	-53.87
2400	0.849	0.770	-37.07	-55.34
3000	0.851	0.735	-35.35	-54.82
3600	0.868	0.724	-33.71	-54.40
4200	0.879	0.716	-32.17	-54.10
4800	0.892	0.724	-30.69	-53.78
5400	0.787	0.597	-27.26	-51.18
6000	0.216	0.016	-21.51	-41.50



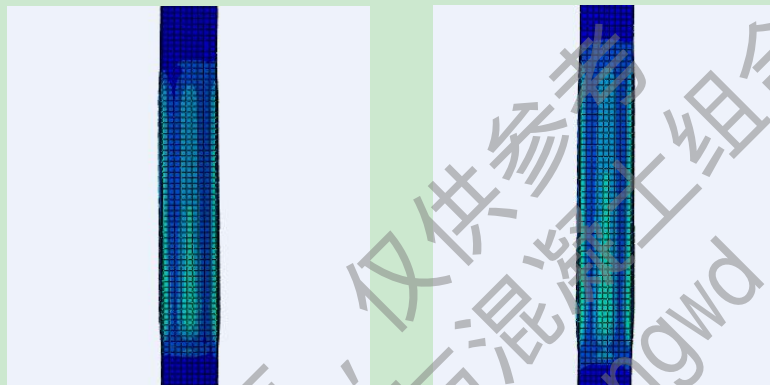
(a)二层边柱

(b)二层中柱

图 3.33 方形截面钢管柱二层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.10 方形截面钢管柱二层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
7850	0.503	0.566	-33.52	-40.57
8450	0.572	0.605	-33.28	-41.55
9050	0.565	0.574	-30.68	-40.76
9650	0.586	0.562	-28.17	-40.24
10250	0.610	0.549	-25.71	-39.79
10850	0.631	0.539	-23.27	-39.37
11450	0.649	0.534	-20.75	-38.79
12050	0.510	0.350	-17.12	-36.63



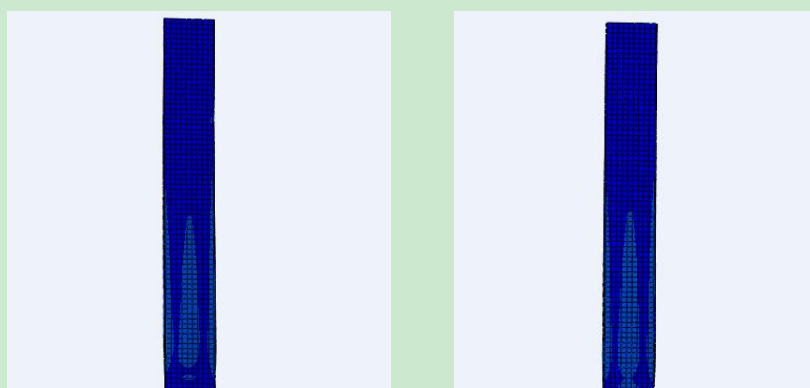
(a)三层边柱

(b)三层中柱

图 3.34 方形截面钢管柱三层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.11 方形截面钢管柱三层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
14450	0.284	0.355	-25.53	-27.97
15050	0.331	0.373	-24.48	-28.25
15650	0.333	0.350	-21.70	-27.30
16250	0.359	0.342	-18.99	-26.55
16850	0.388	0.335	-16.32	-25.85
17450	0.413	0.328	-13.65	-25.16
18050	0.428	0.322	-10.95	-24.35
18650	0.347	0.206	-7.991	-22.85



(a)顶层边柱

(b)顶层中柱

图 3.35 方形截面钢管柱顶层鼓曲变形 ($\times 100$)

表 3.12 方形截面钢管柱顶层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1 /mm		σ_{33} /MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
21050	0.076	0.161	-17.60	-15.23
21650	0.103	0.161	-15.72	-14.80
22250	0.118	0.150	-12.75	-13.72
22850	0.153	0.148	-9.830	-12.77
23450	0.193	0.147	-6.941	-11.86
24050	0.226	0.144	-4.030	-10.94
24650	0.245	0.136	-1.134	-10.01
25250	0.228	0.088	1.198	-9.271



(a)底层边柱

(b)底层中柱

图 3.36 圆形截面钢管柱底层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.13 圆形截面钢管柱底层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
600	0.062	0.015	-5.551	-9.936
1200	-0.021	-0.048	-29.52	-41.31
1800	0.113	0.097	-21.34	-34.05
2400	0.145	0.100	-20.14	-33.85
3000	0.173	0.101	-18.81	-33.56
3600	0.199	0.098	-17.48	-33.31
4200	0.215	0.088	-16.27	-33.27
4800	0.216	0.073	-15.54	-34.03
5400	0.133	0.091	-13.36	-32.65
6000	0.185	0.004	-12.62	-30.03



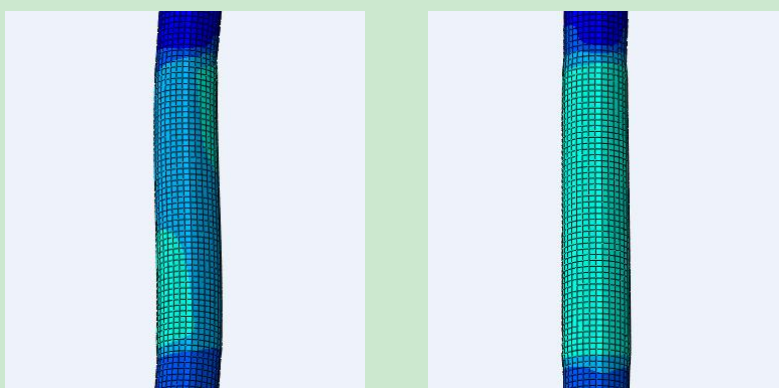
(a)二层边柱

(b)二层中柱

图 3.37 圆形截面钢管柱二层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.14 圆形截面钢管柱二层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
7850	0.058	0.107	-22.41	-25.61
8450	0.067	0.104	-20.39	-25.54
9050	0.091	0.104	-18.42	-25.29
9650	0.122	0.106	-16.40	-24.92
10250	0.154	0.106	-14.33	-24.49
10850	0.178	0.101	-12.27	-24.12
11450	0.187	0.090	-10.37	-23.99
12050	0.175	0.074	-8.970	-24.60



(a)三层边柱

(b)三层中柱

图 3.38 圆形截面钢管柱三层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.15 圆形截面钢管柱三层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1 /mm		σ_{33} /MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
14450	0.026	0.073	-17.95	-17.87
15050	0.033	0.070	-15.80	-17.59
15650	0.058	0.072	-13.61	-17.12
16250	0.093	0.077	-11.32	-16.53
16850	0.130	0.082	-9.000	-15.89
17450	0.159	0.083	-6.691	-15.30
18050	0.171	0.076	-4.563	-14.93
18650	0.161	0.064	-2.916	-15.19



(a)顶层边柱

(b)顶层中柱

图 3.39 圆形截面钢管柱顶层鼓曲变形 ($\times 500$)

表 3.16 圆形截面钢管柱顶层横向变形和纵向应力分布

距柱底高度 /mm	u_1/mm		σ_{33}/MPa	
	边柱	中柱	边柱	中柱
21050	0.168	0.049	-13.34	-9.939
21650	0.170	0.049	-11.12	-9.511
22250	0.149	0.054	-8.774	-8.876
22850	0.113	0.063	-6.330	-8.127
23450	0.070	0.073	-3.845	-7.345
24050	0.030	0.079	-1.387	-6.609
24650	0.003	0.079	0.902	-6.058
25250	-0.003	0.072	2.723	-6.002

从上表数据中可以看出，方形截面钢管柱的管壁变形程度要大于圆形截面，即核心混凝土浇筑对方形截面钢管柱影响较大。对于方形截面钢管柱，管壁横向变形最大处出现在底层，边柱在距柱底 4.8m 左右， $u_1=0.892\text{mm}$ ，中柱在距柱底 2.4m 左右， $u_1=0.77\text{mm}$ ；纵向应力值在距柱底 1.2m 左右处，边柱 $\sigma_{33}=-39.78\text{MPa}$ ，中柱 $\sigma_{33}=-55.74\text{MPa}$ ，随距柱底高度越高，横向变形和纵向应力值都减小。圆形截面钢管柱横向位移相对方形截面较小，边柱最大横向变形位于底层，距柱底 4.8m 高度处， $u_1=0.216\text{mm}$ ，中柱最大横向变形位于二层，距柱底 8m 左右高度处， $u_1=0.107\text{mm}$ ；纵向应力最大值均处于柱底，边柱 $\sigma_{33}=-29.52\text{MPa}$ ，中柱 $\sigma_{33}=-41.31\text{MPa}$ 。

对比两种等效方法，在采用等效钢梁建模时钢管柱的横向变形较大，而较之等效钢筋混凝土梁钢管柱的纵向应力则偏小，这是由于梁的截面尺寸不同且节点形式也有所差别所致。

在浇筑混凝土时，由施工荷载引起的钢管最大初应力值不宜超过 $0.35\varphi f_y$ （其中： f_y 为钢材抗压强度设计值； φ 为空钢管的稳定系数）（于清等，2009^[54]），本文中钢管的最大纵向应力值为 $55.74\text{MPa} < 0.35\varphi f_y = 105\text{MPa}$ 。根据 GB 50205—2001《钢结构工程施工质量验收规范》^[84]中关于钢管的横向变形控制条件： $5b/1000\text{mm} (t \leq 14\text{mm})$ ， $4b/1000\text{mm} (t > 14\text{mm})$ ，其中， b 为钢管边长， t 为钢管壁厚，本文中钢管的最大横向变形为 $0.892\text{mm} < 4b/1000 = 4\text{mm}$ 。虽然最大纵向应力值和侧向位移均未超过规范限制，但均相对较大，最大纵向应力值大于最大限值的 1/2，如果再考虑楼盖施工荷载，则可能会威胁到结构使用阶段的安全性。

3.4 本章小结

本章用 ABAQUS 有限元软件分析了钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架结构，利用等效钢梁及等效钢筋混凝土梁两种方法对空钢管在施工荷载作用下的受力性能进行了分析研究，主要结论如下：

(1) 由于同一尺寸方形截面钢管柱的有效截面面积较圆形截面大，故方形截面钢管柱的横向变形和纵向应力均较大，即圆形截面钢管柱不论在施工阶段还是在使用阶段，其受力性能都优于方形截面钢管柱。

(2) 在本文模拟中，边柱的侧向位移大于中柱，而纵向应力小于中柱。空钢管的最大侧向位移及纵向应力均出现在底层，随混凝土浇筑高度增加，变形减小。虽然最大纵向应力值和侧向位移均未超过规范限制，但均相对较大，最大纵向应力值大于最大限值的 1/2，如果再考虑楼盖施工荷载，则可能会威胁到结构使用阶段的安全性，故应采取相应措施限制其变形，如加侧向支撑等。

(3) 对于截面尺寸较大的地下钢管混凝土结构，钢管宽厚比大于 $B/t > 40$ ，混凝土浇筑高度 $H > 27\text{m}$ 时，必须考虑施工荷载，否则影响结构使用阶段的承载力，进而威胁整个结构安全性。

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

第4章 组合框架施工力学性能的参数分析

4.1 引言

基于上一章对钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁典型框架的有限元模拟，对施工荷载作用下空钢管纵向应力和横向变形的分析以及与实践工程和相关规范结论的对比，为了更全面地了解施工荷载作用下钢管混凝土组合框架在各影响参数下的力学性能，本章拟通过对核心混凝土浇筑高度 (H) 以及钢管宽厚比 (B/t) 两个参数变化下钢管混凝土组合框架中空钢管的施工力学性能进行分析，探究其影响规律，为工程实践提供参考。

4.2 核心混凝土浇筑高度对空钢管受力性能的影响

核心混凝土在浇筑过程中由于其本身的重力，对空钢管产生侧向挤压，而且在本文计算中混凝土的浇筑荷载以静水压力的形式作用于空钢管内壁，随着浇筑高度的不同，空钢管所承受的压力不同，故分析混凝土浇筑高度对钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架中空钢管的影响是非常必要的。

由于方形截面钢管柱相对圆形截面钢管柱其变形要大，故本章在上章典型框架算例的基础上进行方形截面钢管柱-钢筋混凝土梁框架对核心混凝土浇筑高度的参数分析。核心混凝土的浇筑高度取四组参数，每层为一组，分别为 $H=7.25\text{m}$ ； $H=13.85\text{m}$ ； $H=20.45\text{m}$ ； $H=27.65\text{m}$ 。保证其他参数不变的情况下，对典型框架进行分析。基于上章结论，底层钢管柱的变形最大，故提取底层钢管侧向变形和纵向应力，结果如下。图 4.1 所示为混凝土浇筑高度 (H) 对底层钢管边柱及中柱纵向应力 (σ_{33}) 的影响曲线；图 4.2 所示为混凝土浇筑高度 (H) 对底层钢管边柱及中柱侧向位移 (u_1) 的影响曲线。

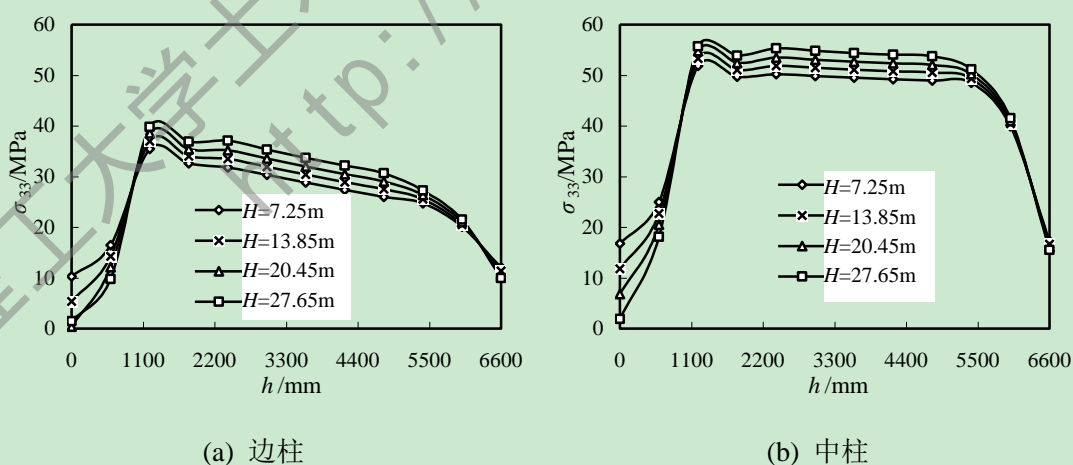


图 4.1 混凝土浇筑高度对钢管纵向应力的影响曲线

由上图可以看出，在距柱底 1.2m 左右处纵向应力值达到最大，此前，由于加劲肋的作用，钢管纵向应力值随距柱底高度的增加而增加，而之后则呈下降趋势，原因在于

核心混凝土的浇筑荷载是以静水压力的形式作用于钢管内壁，呈倒三角形分布。由于节点约束作用，中柱相对边柱下降趋势缓慢，且纵向应力值较边柱的大，这是由于分配的荷载较大所致。对于在距柱底同一高度处，核心混凝土的浇筑高度越高，钢管的纵向应力值越大。

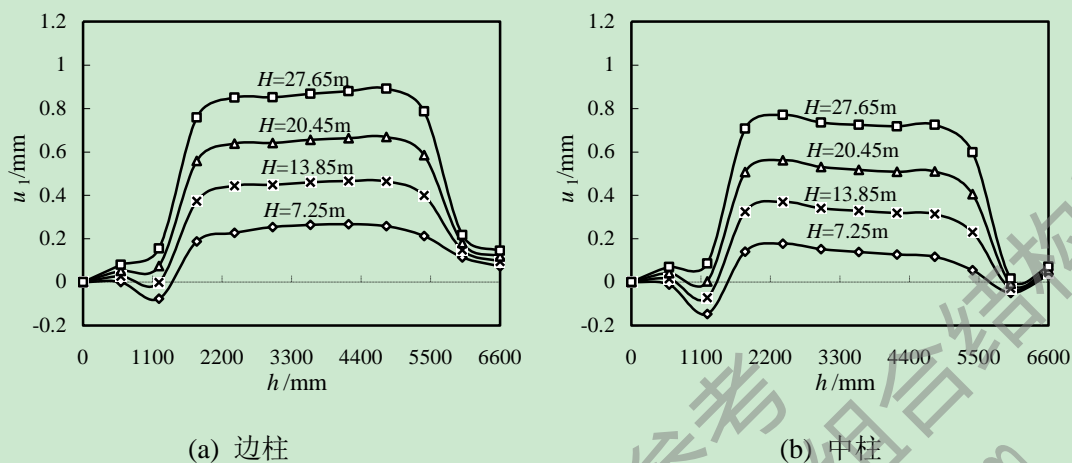


图 4.2 混凝土浇筑高度对钢管侧向位移的影响曲线

如上所述，在距柱底 1.2m 左右由于加劲肋的作用，钢管侧向位移基本为零，有的趋于负值，而在此之后，则相对趋于稳定的状态，至节点处由于约束作用又重新趋于零。对于在距柱底同一高度处，核心混凝土的浇筑高度越高，钢管的侧向位移值越大。

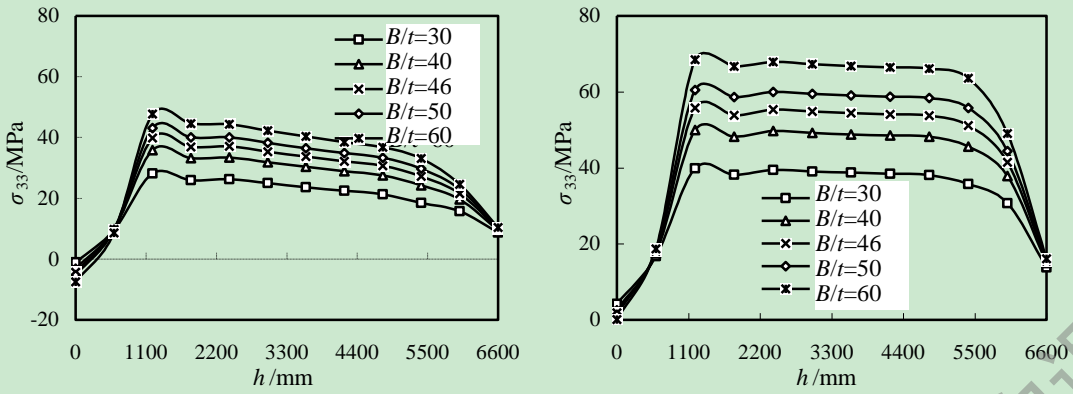
4.3 钢管宽厚比 (B/t) 对空钢管受力性能的影响

钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架由于其施工顺序的特殊性，空钢管不仅作为其他构件施工阶段的模板和支撑，也作为整个结构使用阶段的最主要承重构件。钢管的宽厚比决定着钢管在钢管混凝土柱截面中钢材的含量，故有必要对钢管宽厚比进行参数分析。

本章在上章典型框架算例的基础上进行方形截面钢管柱-钢筋混凝土梁框架对钢管宽厚比的参数分析。参数分别取下列四组：

- (a) $B/t=30$, $B=1000\text{mm}$, $t=33\text{mm}$;
- (b) $B/t=40$, $B=1000\text{mm}$, $t=25\text{mm}$;
- (c) $B/t=46$, $B=1000\text{mm}$, $t=22\text{mm}$;
- (d) $B/t=50$, $B=1000\text{mm}$, $t=20\text{mm}$;
- (e) $B/t=60$, $B=1000\text{mm}$, $t=17\text{mm}$;

在保证混凝土全部浇筑完成以后，提取底层钢管柱侧向位移和纵向应力，分析结果如下：

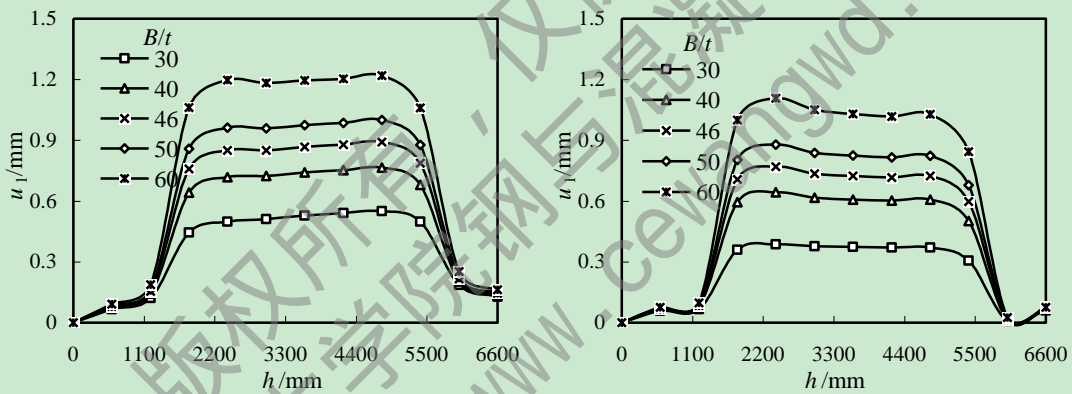


(a) 边柱

(b) 中柱

图 4.3 钢管宽厚比对钢管纵向应力影响曲线

由上图可以看出，在柱底加劲肋范围以外，距柱底高度越高，钢管纵向应力值越小，中柱较边柱下降趋势缓慢，且应力值较大。对于距柱底同样高度处，钢管厚度越小，即宽厚比越大，纵向应力越大，原因在于：钢管宽厚比越大，同一截面钢管的截面面积越小，所以受混凝土浇筑荷载的影响就越大，钢管的纵向应力也就越大。



(a) 边柱

(b) 中柱

图 4.4 钢管宽厚比对钢管侧向位移影响曲线

如上所述，由于柱底加劲肋的作用，在此范围内钢管横向基本没有变形，而后随着距柱底高度的增加变形增加，到 2m 左右处增加程度变小，变形趋于稳定。由于约束程度的不同，边柱的横向变形要大于中柱。对于距柱底同一高度处，钢管壁厚越小，宽厚比越大，钢管的侧向位移越大，原因在于钢管截面面积减小的同时刚度降低，抵抗变形能力变弱，并且当宽厚比 $B/t > 50$ 时，钢管侧向变形骤然增加，最大至 $u_1=1.22\text{mm}$ ，若此时再考虑楼板施工时可能产生的竖向应力，则空钢管在施工期间的初始应力很有可能会影响其使用阶段的性能，进而威胁整个结构的安全性。

4.4 本章小结

基于有限元数值模型，本文分析混凝土浇筑高度 (H) 及钢管宽厚比 (B/t) 两个主

要参数对方形截面钢管柱-钢筋混凝土梁框架在施工荷载作用下空钢管的受力性能，结论如下：

(1) 混凝土浇筑高度对空钢管纵向应力影响较小，对横向变形影响较大。随混凝土浇筑高度逐渐增加，钢管纵向应力值和侧向位移均增大。混凝土一次性最大浇筑高度 $H > 27\text{m}$ 时，应重视钢管的变形及由于钢管侧壁外扩而增加的混凝土浇筑量。

(2) 钢管宽厚比对钢管纵向应力和横向变形的影响均较大，且钢管宽厚比越大，由于刚度降低，钢管的纵向应力和侧向位移越大。当 $B/t > 50$ 时，钢管的侧向位移迅速增加，可能会影响其使用阶段的受力性能，必须要采取相关措施控制其变形，如设侧向支撑等。

结论与展望

1. 结论

本文通过有限元软件 ABAQUS 建立钢管混凝土组合框架模型，分析和研究其施工期间空钢管的受力变形特点，以下对本文的研究工作和得到的主要结论进行归纳总结：

(1) 对与课题相关的文献进行详细阅读和综述，在选择合理的材料本构关系、单元类型以及边界条件等的基础上，对初应力作用下轴压及偏压构件进行算例验证，对有无初应力作用下钢管混凝土柱-钢梁节点进行算例对比，对考虑核心混凝土浇筑荷载的空钢管柱进行算例验证，在试验结果和模拟结果基本吻合的前提下，建立施工荷载作用下钢管混凝土柱-钢梁平面框架模型，分析钢管柱的变形及受力。结果表明：对于截面尺寸较小的钢管柱，施工荷载引起的横向变形和纵向应力均较小，在规范规定的控制范围以内，不会对结构使用阶段的安全性有所影响。

(2) 结合天津地铁站交通枢纽工程，建立了一四层三跨钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架模型，采用两种方法将钢筋混凝土梁等效，分析框架中空钢管的横向变形和纵向应力分布。结果表明：随着混凝土浇筑高度的增加，钢管横向位移和纵向应力均减小，这是由于核心混凝土浇筑荷载是以静水压力的形式呈三角形分布作用于钢管内壁；对于截面尺寸较大且承受较大荷载的地下结构，施工荷载对其的影响尤为明显，在施工过程中可以适当采取相应措施来保证结构的安全。

(3) 基于以上研究，对影响钢管混凝土组合框架施工力学性能的两个因素进行参数分析，核心混凝土浇筑高 (H) 和钢管宽厚比 (B/t)。结果表明：混凝土浇筑高度对空钢管纵向应力影响较小，对横向变形影响较大；钢管宽厚比对钢管纵向应力和横向变形的影响均较大，且钢管宽厚比越大，由于刚度降低，钢管的纵向应力和横向位移越大，当 $B/t > 50$ 时，钢管的侧向位移迅速增加，如果此时再考虑楼板施工荷载等，则可能会影响结构使用阶段的受力性能，必须要采取相关措施控制其变形。

2. 展望

以上为本文研究的所有内容和得到的结论，由于本文作者能力和时间有限，对有些问题的研究进行的并不透彻或是全面，希望后面研究者能够进一步开展以下几方面的研究工作：

(1) 由于试验条件的限制和其他因素的制约，本文的研究成果只是建立在数值模拟的基础上，所以有必要对施工期间的组合框架进行试验研究。

(2) 本文在研究钢管混凝土组合框架施工力学性能的问题上，主要针对平面框架中空钢管的横向变形和纵向应力做了详细的分析，没有考虑在空间体系中梁板及相邻柱之间的影响，这个工作有待进一步研究。

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] 曹志远. 土木工程分析的施工力学与时变力学基础[J]. 土木工程学报, 2001, 34(3): 41-46.
- [3] 郭彦林, 刘学武. 钢结构施工力学状态非线性分析方法[J]. 工程力学, 2008, 25(10): 19-24.
- [4] Wright H D, and Gallocher S C. The Behaviour of composite walling under construction and service loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1995, 35: 257-273.
- [5] Uy B, and Bradford M A. Wet concrete loading of profiled trough girders[J]. Thin-Walled Structures, 1996, 25(2): 81-108.
- [6] 曾小清, 孙钧. 面向 21 世纪的隧道施工力学研究[J]. 地下工程与隧道, 1996, 1(4): 1-7.
- [7] 黄世娟, 钟善桐, 闫善章, 曹海龙. 初应力对钢管混凝土轴压构件承载力影响的实验研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1996, 29 (6): 44-50.
- [8] Hajjar Jerome F, and Gourley Brett C. Representation of concrete-filled steel tube cross-section strength[J]. Journal of Structure Engineering, 1996: 1327-1336.
- [9] 钟善桐, 查晓雄. 钢管初应力对钢管混凝土构件承载力影响的研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1997, 30 (3): 13-22.
- [10] 张晓庆, 钟善桐, 闫善章, 林伟, 曹海龙. 初应力对钢管混凝土偏压构件承载力影响的实验研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1997, 30(1): 50-56.
- [11] 查晓雄, 钟善桐. 有限元法分析钢管初应力对钢管混凝土轴压构件基本性能的影响[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1997, 30(1): 41-49.
- [12] Uy B, and Das S. Bracing of thin walled steel box columns during pumping of wet concrete in tall building[J]. Thin-Walled Structures, 1999, 33: 127-154.
- [13] 查晓雄, 钟善桐, 唐家祥. 有初应力钢管混凝土压弯扭构件非线性有限元分析[J]. 计算力学学报, 1999, 16(1): 52-57.
- [14] 韩冰, 王元丰, 金红光. 长期荷载作用下钢管混凝土轴心受压构件初始应力分析[J]. 北方交通大学学报, 2000, 24(1): 15-18.
- [15] Shanmugam N E, and Lakshmi B. State of the art report on steel-concrete composite columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2001, 57: 1041-1080.
- [16] 尧国皇, 曾萌. 钢管初应力对钢管混凝土轴压力学性能影响的研究[J]. 黑龙江工程学院学报, 2002, 16(4): 11-13.
- [17] 陈之毅, 秦效启, 沈祖炎, 陈国净. 湿混凝土浇筑过程中方钢管混凝土柱侧壁压力的试验研究[J]. 建筑结构, 2003, 33(7): 27-28.
- [18] 韩林海, 尧国皇. 钢管初应力对钢管混凝土压弯构件承载力的影响研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36 (4): 9-18.
- [19] Han L H, Yao G H. Behaviour of concrete-filled hollow structural steel(HSS) columns with pre-load on the steel tubes[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59: 1455-1475.

- [20] 熊德新. 钢管初应力对钢管混凝土构件性能影响的研究[D]. 武汉: 华中科技大学硕士学位论文, 2005.
- [21] 王为圣, 吴鑫鹏, 贺喜. 初应力钢管混凝土构件承载力的试验研究[J]. 现代交通技术, 2006(6): 38-40.
- [22] 丁发兴, 余志武. 纵向初应力作用下圆钢管混凝土轴压短柱受力机理[J]. 交通运输工程学报, 2006, 6(3): 57-61.
- [23] 杨俊峰, 胡伟兵, 杜峰. 矩形钢管混凝土斜(扭)柱施工阶段钢管侧壁压力试验研究. 施工技术, 2006, 35(11): 1-3.
- [24] Xiong D X, and Zha X X. A numerical investigation on behaviour of concrete-filled steel tubular columns under initial stresses. *Journal of Constructional Steel Research*, 2007, 63: 599-611.
- [25] 黄福云, 陈宝春. 初应力对钢管混凝土轴压构件受力性能的影响[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2008, 36(2): 272-277.
- [26] 黄福云, 韦建刚, 陈宝春. 有初应力的钢管混凝土柱承载力的计算方法比较[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2009, 37(6): 872-878.
- [27] Richard Liew J Y, and Xiong D X. Effect of preload on the axial capacity of concrete-filled composite columns[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65: 709-722.
- [28] Zhang D J, Wang Y F, and Ma Y S. Compressive behaviour of FRP-confined square concrete columns after creep[J]. *Engineering Structures*, 2010, 32: 1957-1963.
- [29] 曾小青, 孙钧, 曹志远. 隧道工程施工过程中的力学分析[J]. 同济大学学报, 1998, 26(5): 2-515.
- [30] 任强, 王志立. 北京世界金融中心钢管混凝土柱的施工[J]. 施工技术, 1998(8): 19-20.
- [31] 李瑞礼, 曹志远. 高层建筑结构施工力学分析[J]. 计算力学学报, 1999, 16(2): 157-161.
- [32] 钟善桐, 查晓雄. 高层建筑中钢管混凝土偏压柱施工初应力的限制[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1999, 32(1): 21-25.
- [33] 曹志远. 时变力学及其工程应用[J]. 力学与实践, 1999, 21(5): 1-14.
- [34] Roeder Charles W, Cameron Brad, and Brown Colin B. Composite action in concrete filled tubes[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1999: 477-484.
- [35] 贺少辉, 张弥, 余哲夫, 吴鸣泉. 广州地铁盖挖逆筑公园前车站钢管混凝土框架节点抗剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(2): 20-26.
- [36] O'Shea Martin D, and Bridge Russell Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(11): 1295-1303.
- [37] 王世平, 王全凤. 大跨度 RC 天桥施工全过程的力学分析[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2001, 22(2): 178-184.
- [38] Kamat Vineet R, and Martinez Julio C. Visualizing simulated construction operations in 3D[J]. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 2001, 15(4): 329-337.
- [39] Stewart Mark G. Effect of construction and service loads on reliability of existing RC building[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001: 1232-1235.
- [40] 秦荣, 谢肖礼, 彭文立, 李秀梅和张建民. 钢管混凝土拱桥钢管开裂事故分析[J]. 土木工程学报,

- 2001,34(3): 74-77.
- [41] Epaarachchi Deepthi C, Stewart Mark G, and Rosowsky David V. Structural reliability of multistory buildings during construction[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(2): 205-213.
- [42] 宗周红, 韩艳, 赵人达. 组合桥施工阶段的力学性能[J]. 世界桥梁, 2002, 1(2): 44-50.
- [43] 刘靖华. 地下工程施工力学若干理论及计算方法研究[D]. 大连: 大连理工大学硕士学位论文, 2002.
- [44] 许建华. 框架拱结构浅埋地下铁道车站设计与施工[J]. 广州建筑, 2003(2): 3-6.
- [45] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土结构施工阶段力学性能分析[J]. 工业建筑, 2004, 34(6): 65-67.
- [46] 从术平, 梁书亭. 多层框架结构施工力学分析[J]. 特种结构, 2006, 23(4): 105-108.
- [47] 王世杰. 钢管混凝土结构钢管定位施工技术[J]. 福建建设科技, 2006(4): 43-44.
- [48] 郭彦林, 刘学武. 大型复杂钢结构施工力学问题及分析方法[J]. 工业建筑, 2007, 37(9): 1-8.
- [49] 孙国徽, 于清, 陶忠. 薄壁钢管混凝土结构施工安全性问题初探[J]. 工业建筑, 2007, 30(12): 18-22.
- [50] 赵伟. 超高层建筑钢结构施工技术与管理[J]. 钢结构, 2007, 22(12): 74-77.
- [51] 田明革. 钢筋混凝土框架结构施工期性能研究[D]. 湖南: 湖南大学博士学位论文, 2008.
- [52] 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.
- [53] 娄蓉. 空间钢结构施工力学及其优化控制的研究[D]. 浙江: 浙江大学博士学位论文, 2008.
- [54] 于清, 孙国徽, 陶忠. 钢管混凝土框架中的空钢管施工受力分析[J]. 工业建筑, 2009, 39(4): 33-36.
- [55] 王文达, 王旭生, 于清. 地下工程中钢管混凝土柱-RC梁节点选型及力学性能研究[J]. 铁道建筑, 2009(8): 66-70.
- [56] 万荣涛. 浅谈超高层建筑钢结构施工技术[J]. 浙江建筑, 2009, 26(3): 33-37.
- [57] 田金成, 曹新飞, 董明. 内爬式塔吊在高层建筑中的应用[J]. 施工技术, 2009, 38(10): 75-77.
- [58] 郑捷. 混凝土泵送压力的几种计算方法[J]. 商品混凝土, 2009(9): 43-44.
- [59] 郑江, 葛鸿鹏, 王先铁, 贺震, 罗勇. 局部位形约束生死单元法及其在施工力学分析中的应用[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(8): 101-108.
- [60] 王钧利, 董旭. 大型桥梁施工力学研究[J]. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2010, 34(5): 949-952.
- [61] 曹冬菡, 赵晓东. 地铁车站建筑形式的选择[J]. 隧道建设, 2010, 30(3): 268-280.
- [62] 易永会. 对钢结构施工技术的分析探讨[J]. 科技创新导报, 2010(1): 59-59.
- [63] 赵军, 杨绿峰. 钢筋混凝土框架结构施工力学分析[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2011, 36(1): 59-63.
- [64] 康伟, 郑七振, 鲍永亮, 王东, 唐玉. 上海国际客运中心巨型框架施工力学分析[J]. 施工技术, 2011, 40(339): 26-29.
- [65] 白艳琴, 周鸿恩. 希尔顿太原酒店关键施工技术[J]. 施工技术, 2011, 40(345): 69-75.
- [66] 于晓野, 王冬冬, 鄢长, 武科, 安辉. 海控国际广场大截面矩形钢管混凝土柱施工技术[J]. 施工技术, 2011, 40(355): 13-16.

- [67] 邱英亮, 滕军, 令狐延, 李祚华. 京基 100 大厦钢管混凝土柱浇筑高度分析[J]. 建筑结构, 2011, 41(增刊): 1146-1149.
- [68] 周江. 钢管混凝土柱施工模拟分析[J]. 低温建筑技术, 2011(12): 44-46.
- [69] Zubydan Ahmed H. Inelastic large deflection analysis of space steel frames including H-shaped cross sectional members[J]. Engineering Structures, 2013(48): 155-165.
- [70] Hillerborg A, Modeer M, Petersson P E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of FractureMechanics and finite elements[J]. Cement and Concrete Research, 1976, 6: 773-782.
- [71] Hibbitt K and Sorensen I. ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.5[M]. Providence(RI): Hibbitt K and Sorensen I, 2005.
- [72] 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.
- [73] 中华人民共和国国家标准 GB50017-2003. 钢结构技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [74] 王文达, 韩林海, 游经团. 方钢管混凝土柱-钢管外加强环节节点滞回性能的实验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(9): 17-25.
- [75] 清华大学土木工程系. 方钢管混凝土模型柱核心混凝土浇筑工艺试验研究报告[R]. 北京: 清华大学土木工程系, 2010.
- [76] 王文达, 于清. 湿混凝土浇筑过程中方钢管柱的力学性能[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2013, 53(1): 6-11.
- [77] 中华人民共和国国家标准 GB50009-2001. 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [78] 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]. 2009.
- [79] 王文达. 地铁工程中典型关键钢管混凝土结构节点的力学性能研究. 清华大学: 博士后研究报告, 2009.
- [80] 阳外光, 孙恽飏. 城市密集地区地下结构工程盖挖逆作法施工技术[J]. 施工技术, 2011, 10(3): 41-42.
- [81] 周传波, 陈建平, 罗学东, 王晓梅. 地下建筑工程施工技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
- [82] 曹金凤, 石亦平. ABAQUS 有限元分析常见问题解答[M]. 北京: 机械工业出版社, 2009.
- [83] 苗吉军, 顾祥林, 方晓铭. 高层建筑混凝土结构施工活荷载的统计分析. 建筑结构, 2002, 32: 7-9.
- [84] GB 50205-2001. 钢结构工程施工质量验收规范[S]. 2001.

致 谢

三年的硕士学习生涯即将结束，此时此刻，内心有许多的感慨：有对过去三年学习生活的一些遗憾，有对新生活的期待和向往，有对老师、同学和校园一草一木的不舍，更多的是满心的感激。

感谢我的恩师王文达教授，是他引导我走进硕士研究生生活。三年来，他严谨的治学理念、精益求精的工作作风、渊博的专业知识以及对科研工作的无限热爱都在影响和激励着我不断进步。在学习上，王老师悉心指导，对课题给了我很多的建议，让我能透彻的理解并可以顺利地完 成论文撰写；在生活上，王老师低调做人，淡然处事，是我一生学习的榜样。

感谢课题组史艳莉副教授、张鹏鹏老师和王景玄博士对我学习和生活中给予的帮助和关照；感谢课题组师兄付博啸、夏磊，师姐周小燕、王双、谢娜、王凤在我论文初期时给予的意见和建议；感谢课题组黄秋秋、魏国强、包延红、孙战伟和王亚伟，三年来，我们相互陪伴，建立了深厚的友谊；感谢师弟李华伟、杨全全、王明涛、张海龙，师妹杨金娟和肖会霞，在与你们的讨论和交流中，我发现了很多论文中的问题，也少走了很多弯路；另外感谢课题组能够提供许多书籍，方便我在撰写论文的过程中随时查阅。

衷心感谢我的父母和弟弟以及所有关心我的亲戚朋友们，你们的支持和鼓励是我三年来学习的动力。

最后要感谢在我成长路上所有教导过我的老师，谢谢你们！你们是我一生的恩人！本文得到甘肃省建设科技攻关项目（编号：JK2011-16）的资助，特此致谢。

未晓丽
2013年5月

附录 A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录

在校期间发表的学术论文：

- [1] 未晓丽, 王文达. 地下工程中钢管混凝土柱施工关键技术探讨. 施工技术, 2013, 42(7): 27-29.

在学期间参与的科研项目：

- [1] 甘肃省建设科技攻关项目（编号：JK2011-16）：地下工程中钢管混凝土组合结构逆作法施工力学关键技术研究，主要参加人，2011.7-2013.12。
- [2] 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，主要参加人，2009.11-2012.7，完成。