

学校代号 10731

分类号 TU398

学 号 102081402008

密 级 公 开



硕士学位论文

# 基于火灾全过程的高温后配有钢管的 SRC 柱的力学性能研究

学位申请人姓名: 孙战伟

导师姓名及职称: 徐蕾 教授 王文达 教授

培 养 单 位: 兰州理工大学

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: 2013 年 5 月

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>

学校代号：10731

学 号：102081402008

密 级：公 开

兰州理工大学硕士学位论文

# 基于火灾全过程的高温后配有钢管的 SRC 柱的力学性能研究

学位申请人姓名：	孙战伟
导师姓名及职称：	徐蕾 教授 王文达 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
论文答辩日期：	2013 年 6 月 2 日
答辩委员会主席：	莫庸 教授级高工

Research on the Mechanical Behavior of Steel Reinforced Concrete (SRC)  
Column with Inner Circular Steel Tube Based on the Overall Stage Fire

By

SUN Zhanwei

B.E.( Lanzhou University of Technology) 2010

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structure Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Xu Lei and 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：

日期： 年 月 日

## 学位论文版权使用授权书

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

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

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>

## 目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	II
<b>第 1 章 绪 论</b> .....	1
1.1 型钢混凝土的特点及发展现状.....	1
1.1.1 型钢混凝土的特点.....	1
1.1.2 型钢混凝土的发展现状.....	1
1.2 课题的研究意义.....	2
1.3 相关课题的研究现状.....	2
1.3.1 常温下型钢混凝土研究.....	3
1.3.2 温度场研究.....	4
1.3.3 火灾下型钢（钢管）混凝土结构性能研究.....	5
1.3.4 火灾下型钢（钢管）混凝土结构性能研究.....	7
1.3.5 火灾全过程型钢（钢管）混凝土结构性能研究.....	8
1.3.6 文献综述小结.....	10
1.4 课题的研究内容和方法.....	10
1.4.1 课题的研究内容.....	10
1.4.2 课题的研究方法.....	11
<b>第 2 章 配钢管的型钢混凝土柱常温力学性能分析</b> .....	12
2.1 引言.....	12
2.2 材料的应力-应变关系模型.....	12
2.2.1 钢材的应力-应变关系模型.....	12
2.2.2 钢管约束混凝土的应力-应变关系模型.....	12
2.2.3 箍筋约束混凝土的应力-应变关系模型.....	13
2.2.4 加载板的应力-应变关系模型.....	13
2.3 普通型钢混凝土柱有限元模型的建立及算例验证.....	13
2.3.1 普通型钢混凝土偏压柱的模型验证.....	13
2.3.2 普通型钢混凝土轴压柱的模型验证.....	15
2.3.3 普通型钢混凝土压弯柱的模型验证.....	16
2.4 内配圆钢管的 SRC 柱有限元模型的建立及算例验证.....	17
2.4.1 有限元模型的建立.....	17
2.4.2 算例验证.....	18
2.5 内配圆钢管的 SRC 柱荷载-应变全过程分析.....	19
2.5.1 内配圆钢管的 SRC 柱截面应力分析.....	19
2.5.2 内配圆钢管的 SRC 柱荷载分配.....	22

2.5.3 内配圆钢管的 SRC 柱承载力影响参数的分析 .....	22
2.6 本章小结 .....	25
<b>第 3 章 火灾全过程的内配钢管的 SRC 柱的力学性能 .....</b>	<b>26</b>
3.1 引言 .....	26
3.2 材料的热工性能 .....	26
3.2.1 钢材的热工性能 .....	26
3.2.2 混凝土的热工性能 .....	27
3.3 高温下材料的力学性能 .....	28
3.3.1 高温下钢材的力学性能 .....	28
3.3.2 高温下混凝土的力学性能 .....	28
3.4 高温后材料的力学性能 .....	30
3.4.1 高温后钢材的力学性能 .....	30
3.4.2 高温后混凝土的力学性能 .....	31
3.5 火灾下内配圆钢管的 SRC 柱力学性能分析 .....	32
3.5.1 温度场验证 .....	32
3.5.2 火灾下力学模型验证 .....	36
3.5.3 内配圆钢管的 SRC 柱的耐火极限 .....	38
3.6 火灾后内配圆钢管的 SRC 柱力学性能分析 .....	42
3.7 火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱的模型验证及力学性能分析 .....	43
3.8 本章小结 .....	45
<b>第 4 章 火灾全过程后内配钢管的 SRC 柱剩余承载力影响参数分析 .....</b>	<b>47</b>
4.1 前言 .....	47
4.2 剩余承载力的参数分析 .....	47
4.3 本章小结 .....	50
<b>结论与展望 .....</b>	<b>52</b>
<b>结论 .....</b>	<b>52</b>
<b>展望 .....</b>	<b>52</b>
<b>参 考 文 献 .....</b>	<b>54</b>
<b>致 谢 .....</b>	<b>58</b>
<b>附录 A：在学期间发表的学术论文和参与的科研项目 .....</b>	<b>59</b>



## 摘 要

内配钢管的型钢混凝土(SRC)柱相对于钢筋混凝土柱以及型钢混凝土柱具有承载力高、抗震性能优越、施工方便,特别是耐火性能好以及火灾后良好的可修复性等优点,目前我国多、高层建筑中的应用日益广泛。目前对内配钢管的型钢混凝土柱常温下的力学性能、抗震性能、构造等国内外已进行了不少相干研究,但对其耐火性能的研究相对偏少。因此有必要对内配钢管的SRC柱在高温下(后)的受力性能和破坏机制进行深入、细致的研究,以便为该类构件抗火设计和高温后性能评估与加固提供依据。

本文对内配钢管的型钢混凝土柱火灾全过程进行了理论分析,主要工作包括:

(1)在合理选取钢材和混凝土本构模型的基础上,基于ABAQUS软件建立了内配圆钢管的SRC轴压短柱力学性能分析模型,对其在轴压荷载下的荷载-变形关系全过程曲线、典型破坏形态及荷载分配进行了较全面分析,并对影响该类组合构件轴压短柱承载力的参数进行了分析。

(2)分析确定了钢材、钢管约束混凝土以及箍筋约束混凝土在常温下、升温段、降温段和高温后材料本构关系模型。利用有限元软件ABAQUS建立了内配钢管的SRC柱三维温度场计算模型和全过程力学性能计算模型,其有效性得到了试验验证。利用该模型对火灾下内配钢管的SRC柱温度场和力学性能进行了计算分析,了解其在火灾全过程的工作机理,进一步了解该类结构的耐火性能。

(3)分析了火灾荷载比、升温时间比、钢管内(外)混凝土强度、钢管屈服强度、含钢管率等参数变化时对火灾全过程作用后的内配钢管的SRC柱的承载力的影响规律。

关键词:内配钢管的型钢混凝土(SRC)柱;火灾作用全过程;温度场;力学性能

## Abstract

Steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube has been widely used in construction projects due to high bearing capacity, excellent seismic performance and refractory performance compared with steel reinforced concrete and reinforced concrete(RC) structures. Now a lot of research works including experimental study and theoretic analysis has been done on the behavior of steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube under static loading and seismic action, but just a little research work has been done about the behavior of steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube. It is necessary to study the behavior of steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube under fire detailly, which can be served as a basis for the fire design and performance evaluation after fire exposure.

Theoretic analysis on the behavior of steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube exposure to fire including heating and cooling process have done. Main contents are as follows:

Firstly, this paper presents a finite element(FE) model to investigate the mechanical behavior of axial compression steel reinforced concrete (SRC) stub column with inner circular steel tube using ABAQUS. The reasonable constitutive models of steel and concrete were used in the FEM, respectively. The whole stage of comprehensive axial load versus deformation relationships, typical failure models and load distribution of the columns were calculated. The parametric analysis was carried out to study the different effects under various parameters.

Secondly, determinations of the reasonable material properties of concrete and steel in ambient, heating, cooling and post-fire phases, a general finite element software ABAQUS is utilized to establish the 3D model for calculating the temperature field and mechanical performances of steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube during the whole period of fire, which is verified by experiments data, in order to analyze the entire process under the combined loads and fire including heating and cooling phases.

Thirdly, The influence of main parameters, such as the steel ratio of column, load ratio of column, heating time ratio, the depth of fire protection, the strength of steel tube and slenderness ratio were analyzed based on the surplus bearing capacity.

**Key Words: steel reinforced concrete (SRC) column with inner circular steel tube; temperature field; heating-cooling whole process of fire; mechanical performance**

# 第1章 绪 论

## 1.1 型钢混凝土的特点及发展现状

### 1.1.1 型钢混凝土的特点

型钢混凝土(steel reinforced concrete,简写 SRC)结构是钢与混凝土组合结构的一种形式,即在混凝土中主要配置型钢,也配有构造钢筋及少量受力钢筋的结构。这种结构在英美等国家被称为混凝土包钢结构,日本则称之为钢骨混凝土结构,前苏联则称之为劲性混凝土结构。

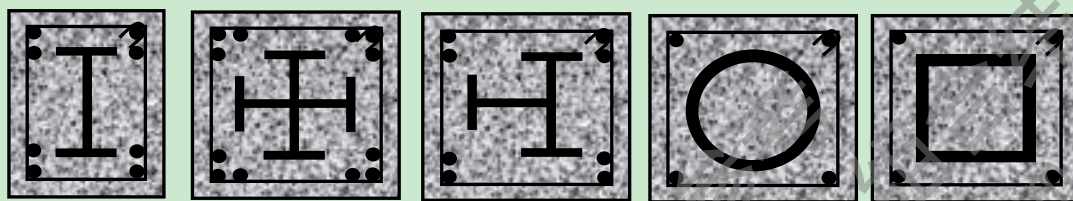


图 1.1 型钢混凝土常见的截面

按配钢形式的不同,型钢混凝土结构可分为实腹式和空腹式两种类型,实腹式型钢混凝土构件主要配钢有 H 型钢、槽钢和工字钢等,而空腹式型钢混凝土构件的配钢一般是由缀条或缀板连接槽钢或者角钢所组成的桁架。

给人型钢混凝土结构由于型钢、混凝土和钢筋的协同作用,钢筋混凝土与型钢形成整体,共同受力。(1)与钢结构相比,型钢混凝土结构有更大的刚度和整体稳定性,防腐性和防火性能好,节约钢材;(2)与钢筋混凝土结构相比,型钢混凝土结构具有更大的承载力和刚度,具有良好的变形能力和延性,抗震性能优越;(3)在施工时,型钢骨架可作为自承重体系,充当作模板或支撑,减小了施工的周期。由于型钢混凝土结构的以上诸多优点,使其在高层、超高层、大跨或重荷建筑中得到了广泛的应用。

### 1.1.2 型钢混凝土的发展现状

对型钢混凝土结构的研究最早始于20世纪初的欧美,当时的工程设计人员为了使钢结构具有较好的防火性能,在钢柱表面包上一层混凝土,并称之为包钢混凝土结构,包钢混凝土柱仍按钢柱设计,在设计时没有考虑混凝土整个结构承载力的影响。日本早在20世纪20年代初就开始对型钢混凝土结构进行研究,并在1923年建成了第一座使用 SRC 结构的30米高的兴业银行,之后苏联和欧美也开始了型钢混凝土构件进行研究。但在设计理论上,日本的研究者则基于叠加原理,认为型钢和混凝土两者的承载力叠加就是型钢混凝土构件的承载力;欧美国家的工程设计者基于钢结构设计理论,考虑混凝土对钢构件的影响;前苏联的工程设计者基于钢筋混凝土设计理论,以极限强度理论为设计依据,倾向于型钢与混凝土是共同工作的。

我国对型钢混凝土结构的研究起步较晚,在20世纪80年代才开始对型钢混凝土结构进行大量的试验和研究。近几十年来我国很多学者对型钢混凝土柱、梁、组合楼板等的静力及抗震性能进行了大量的试验研究,并提出了相应的计算理论。近年来,一些学者

又对预应力型钢混凝土结构进行了研究。目前国内已经应用型钢混凝土结构的建筑有：深圳八一大楼、上海浦东国际金融大厦、上海金茂、北京国际贸易中心大厦、北京新世纪饭店、大连远洋大厦等。



图 1.2 上海金茂大厦



图 1.3 北京国际贸易中心大厦



图 1.4 大连远洋大厦

## 1.2 课题的研究意义

火灾是极具毁灭性的灾害之一，其发生频率位居各种灾害之首。常见的火灾类型有建筑火灾、工业设备火灾、交通工具火灾、森林火灾等，其中建筑火灾发生次数约占全部火灾的80%左右。许多国家统计表明，每年火灾直接经济损失约占国内生产总值的0.1%~0.2%(李国强等，2006<sup>[1]</sup>)。火灾除了造成损害巨大的直接经济损失外，还造成了巨大的间接损失，如供水、供电、供暖中断，甚至工厂停产等，许多统计分析表明，火灾平均间接损失是直接经济损失的3倍左右。近年来，随着经济现代化建设的发展，火灾发生频率以及造成的经济损失有迅速增大的趋势。

作为型钢混凝土中的一种，内配钢管的型钢混凝土柱是将钢管作为型钢置入钢筋混凝土中，使钢管、混凝土和钢筋3种不同的材料共同工作来抵抗外部荷载的一种新型组合结构；同时，钢管对核心混凝土提供了较大的约束作用，提高了钢管内部混凝土的承载力和变形能力，从而大大提高了内配钢管的型钢混凝土柱整体的承载力，因此内配钢管的型钢混凝土柱越来越广泛地应用于高层、超高层建筑、工业建筑、大型桥梁以及国防工程中。内配钢管的型钢混凝土柱中，钢管外部的钢筋混凝土起到了提供承载力以及保护核心钢管混凝土的作用，使核心钢管混凝土具有良好的耐火性能；并且采用混凝土作为保护层，其成本要远小于在钢材表面使用防火、防锈涂料。因此，较为全面和深入地研究火灾全过程作用下内配钢管的SRC柱的力学性能，以及经历火灾全过程作用后的剩余承载力和残余变形等基本力学性能指标，具有十分重要的意义。

## 1.3 相关课题的研究现状

为了更好的理解考虑火灾全过程型钢混凝土柱的力学性能，本文查阅了相关课题文献，并进行了综述与分析，主要包括常温下型钢混凝土结构力学性能研究、型钢（钢管）混凝土温度场研究、火灾下型钢（钢管）混凝土结构力学性能研究、火灾后型钢（钢管）



混凝土结构力学性能研究以及考虑火灾全过程型钢（钢管）混凝土结构力学性能研究等五个方面内容。

### 1.3.1 常温下型钢混凝土研究

目前已有不少学者对型钢混凝土在常温下的力学性能进行了大量的研究，尤其是对型钢混凝土柱，下面对当前型钢混凝土的力学性能研究进行一下简要的叙述。

程文灏等(2001)<sup>[2]</sup>在钢管混凝土柱正截面承载力作用下的试验结果的基础上，从钢管混凝土柱界限破坏的内力平衡条件出发，推出了轴压比限值的理论计算公式，并与钢筋混凝土的轴压比限值相比较，结果表明：钢管混凝土柱的轴压比限值一般比钢筋混凝土的高25~50%。

白国良和赵鸿铁(2001)<sup>[3]</sup>在小偏心受压型钢混凝土柱的极限状态时的应力分布和受力特点的基础上，结合理论提出了实腹式型钢混凝土小偏心受压柱正截面承载力的计算方法，并且同钢筋混凝土中的计算相一致，计算公式形式简单便于应用设计。

林拥军等(2001)<sup>[4]</sup>试验以南京新世纪大厦为工程背景，按一定缩尺比例制作了9根配有圆钢管的钢管混凝土柱轴心受压试件。试件有三种不同的箍筋形式。在试验结果基础上，分析了钢管对核心混凝土以及外包钢筋混凝土对内芯钢管混凝土的约束作用，导出了正截面受压承载力的理论及计算实用公式。

林拥军等(2001)<sup>[5]</sup>试验以26层南京交通大厦为工程背景，按一定缩尺比例制作了7根配有圆钢管的钢管混凝土柱试件，进行了正截面承载力的试验，并根据界限破坏时内力的平衡条件出发给出了配有圆钢管的钢管混凝土柱轴压比限值的计算公式。

李美华等(2001)<sup>[6]</sup>通过对两组钢管混凝土大偏心受压柱的试验研究，分析了钢管混凝土大偏心受压柱的受力性能和破坏特点，并在理论的基础上提出了钢管混凝土大偏心受压柱的极限承载力公式，并与所做的两组试验的结果进行对比，验证了其准确性和可靠性。

陈丽华等(2004)<sup>[7]</sup>分析了型钢混凝土柱发生不同的界限破坏的条件以及不同界限破坏状态对型钢混凝土柱轴压比限值的影响，得出了在充分考虑型钢受弯的情况下，配工字钢的型钢混凝土柱的轴压比限值与普通钢筋混凝土相差不大，而配钢管或十字形型钢的型钢混凝土柱轴压比限值较高，延性较好。

林拥军等(2004)<sup>[8]</sup>结合配圆钢管混凝土柱研究结果，并以理论为基础推导出了配有圆钢管的钢管混凝土柱的轴压比、正截面承载力、偏心受压承载力的计算方法，并给出了工程应用的实例，内容可供工程设计人员参考。

陈丽华(2004)<sup>[9]</sup>从型钢混凝土柱界限破坏的内力平衡条件出发，推出了配工字钢和十字形钢混凝土柱的轴压比限值的理论计算公式，并与国内外现有的试验结果相比，吻合较好，并推算出了其实用计算公式，并且计算结果表明，与普通混凝土柱的轴压比限值相比，配置十字形钢的型钢混凝土柱的轴压比限值比较高，效果较好。

杜德润等(2005)<sup>[10]</sup>通过考虑外围混凝土和箍筋对钢管以及核心混凝土的约束作用，基于钢管屈服的条件下，计算出侧压力，推导了钢管与核心混凝土的实际极限抗压强度，给出了配圆钢管的钢管混凝土柱轴压极限承载力公式，计算结果与试验结果吻合较好。

周军等(2007)<sup>[11]</sup>采用非线性有限单元法,考虑钢管对核心混凝土和箍筋对外围混凝土的约束作用,计算了内配圆钢管的钢管混凝土核心轴压柱完整的荷载—应变曲线,提出了使核心柱达到最佳承载和变形能力的参数范围。

王隼和李平(2009)<sup>[12]</sup>运用有限元软件ABAQUS中的混凝土损伤模型对型钢混凝土柱破坏过程进行了数值模拟,并与试验数据和试验中的破坏形态进行对比分析。结果表明:有限元软件ABAQUS中的混凝土损伤模型在型钢混凝土柱力学性能分析中的准确性和有效性。

王秋维等(2009)<sup>[13]</sup>由于型钢混凝土柱的侧移刚度比钢筋混凝土的大,型钢混凝土柱的二阶效应较钢筋混凝土柱明显减小,已不能采用规范上的数值来计算偏心距增大系数,在理论分析的基础上提出了两种计算型钢混凝土柱偏心距增大系数的方法,推导建立了简化计算方法,与已有的公式相比较,其精度较高且便于使用,可为相关工程计算提供参考。

### 1.3.2 温度场研究

要研究清楚火灾下乃至火灾全过程中型钢(钢管)混凝土构件、节点的力学性能,必须了解型钢(钢管)混凝土构件在高温下的温度场分布。

下面对当前国内外对钢管混凝土结构温度场所做的一些试验研究和理论分析进行简要的叙述。

Lie和Chabot(1990)<sup>[14]</sup>对5根不同直径和壁厚的圆钢管混凝土柱的温度场分布进行了的试验研究,在此基础上分别给出了这5根钢管混凝土柱的温度场分布,并在柱为四面均匀受火的基础上,编制了温度场的计算程序,计算结果表明,计算结果与试验数据吻合良好。

徐蕾和韩林海(1999)<sup>[15]</sup>利用有限元方法分析了高温下方钢管混凝土的温度场分布,其计算结果与实验结果相比吻合良好,并分析了防火保护层厚度及截面尺寸对方钢管温度场分布的影响。

岳建伟和赵军(2003)<sup>[16]</sup>利用有限元的方法分析方钢管混凝土柱受火时的温度场分布情况,并提出了温度场分布公式,试验结果与算例基本吻合,同时也指出了采用加气混凝土为保护层要比以防火涂料为保护层效果要好。

Han等(2003)<sup>[17]</sup>分别对标准火灾作用下无防火保护层和有防火保护层的12个钢管混凝土柱的温度场分布进行了试验研究和理论分析,分析参数主要包括截面类型、截面尺寸和保护层厚度等,分析结果有利于人们对钢管混凝土抗火性能的进一步研究。

国内对型钢混凝土在高温下的温度场研究起步较晚,但近些年来已有一些学者对型钢混凝土在高温下的温度场进行了充分的研究,下面就针对型钢混凝土在高温下的温度场的一些研究进行一下叙述。

杜二峰和毛小勇(2003)<sup>[18]</sup>在确定高温下钢材和混凝土的热工性能的基础上,基于三维温度场数值计算的基本原理,用有限元软件ANSYS对火灾下型钢混凝土柱三维温度场进行计算,并与试验作比较,验证了计算结果的可靠性,为型钢混凝土柱在高温下及高温后的受力性能分析创造条件。

陆洲导和徐朝晖(2004)<sup>[19]</sup>运用所编制的有限元计算程序对钢筋混凝土高温下不同时刻的温度场进行计算分析,并通过试验予以验证,通过程序计算与试验验证结果比较分析,验证了分析理论与计算程序的可靠性与正确性。

张佳和毛小勇(2010)<sup>[20]</sup>通过一根小偏压型钢混凝土柱的抗火试验,测试了该构件在常温下的应变,各阶段的变形以及截面温度场的分布,结果表明:截面各节点的最高温度以及达到各自最高温度的时间都不相同,在时间上有一定的滞后现象;构件变形在降温段有增大趋势;混凝土的爆裂对构件的抗火性能有很大的影响。

### 1.3.3 火灾下型钢(钢管)混凝土结构性能研究

在实际工程应用中,型钢(钢管)混凝土结构与温度的关系一般可以分为两类:一般是构件或结构经常处在高温状态下工作,另一类是构件或结构在事故火灾情况下遭受的冲击,本文主要研究当型钢(钢管)混凝土结构用于建筑结构,火灾发生时,在很短的时间内,其温度将会超过1000℃。在高温火灾作用下,组成型钢(钢管)混凝土结构的钢材和混凝土其本身热工参数和力学性能都会发生变化,而且还会形成构件截面温度不均匀场,引起温度应力。为了解决这些问题,近年来,国内外许多学者就高温火灾下钢管混凝土结构的性能做了较为深入的研究。

下面就先针对钢管混凝土在火灾下的力学性能进行一些简单的叙述。

韩林海和徐蕾(2000)<sup>[21]</sup>提出计算方钢管混凝土耐火极限的理论模型,理论计算结果和试验结果吻合得令人满意。在此基础上,分析了荷载,组成钢管混凝土的材料强度,构件截面含钢率、截面尺寸、长细比,荷载偏心率以及保护层厚度等参数对构件耐火极限的影响。

徐蕾和韩林海(2000)<sup>[22]</sup>研究了方形截面钢管混凝土柱的耐火性能,综合实验得出材料强度、构件截面含钢率、荷载偏心距对方形截面钢管混凝土柱耐火极限的影响不大,截面尺寸、构件长细比对方形截面钢管混凝土柱耐火极限的影响较大,且截面尺寸越大,构件耐火极限越长,长细比越大,构件耐火极限越短。并指出可以通过涂以一定厚度的防火涂料保证方形截面钢管混凝土柱达到要求的耐火极限。

韩林海和徐蕾(2000)<sup>[23]</sup>通过对3个方钢管混凝土柱在标准升温曲线作用下耐火试验,研究带保护层情况下放钢管混凝土柱的耐火性能和耐火极限,研究结果表明,方钢管混凝土柱在火灾下具有较好的耐火性能,只需在柱子外围进行适当的防火涂料保护即可达到要求,同时还指出方钢管混凝土柱的防火保护层厚度的确定方法不同于钢结构。

Han(2001)<sup>[24]</sup>运用有限元的方法计算钢管混凝土的温度场,提出了梁柱在火灾下变形、强度变化以及抗火性能的理论模型,与试验结果相比较,验证了该模型的准确性,在此基础上,对不同参数材料的强度、截面尺寸、含钢率、荷载偏心率、以及长细比影响下的耐火极限进行了详细分析,并介绍了其在工程中的应用。

冯九斌和韩林海(2001)<sup>[25]</sup>通过对5个圆形截面钢管高强混凝土的耐火试验,研究其在标准升温曲线作用下的力学性能和耐火极限,研究结果表明,钢管高强混凝土具有较好的抗火性能,在柱子外围只需进行适当的防火涂料保护,即可达到规范对柱结构的耐火要求。



韩林海等(2001)<sup>[26]</sup>简要论述了在规范ISO-834或GB-9978-88规定的标准升温曲线升温作用下钢管混凝土柱耐火极限的影响因素,综合实验结果给出了不同耐火极限情况下防火保护层厚度的确定方法,说明了在进行钢管混凝土柱的抗火设计时,只需进行适当的防火涂料保护,即可达到规范对柱结构所要求的耐火极限。

韩林海和徐蕾(2002)<sup>[27]</sup>在对钢管混凝土柱耐火极限试验研究和理论分析的基础上,分析了截面尺寸、长细比以及含钢管率等参数对标准火灾下的钢管混凝土构件承载力的影响规律,提出了钢管混凝土构件的承载力和防火保护层的实用计算方法,并结合有关算例相比较,吻合较好。

杨有福和韩林海(2004)<sup>[28]</sup>对8个轴心受压或偏心受压矩形钢管混凝土柱的耐火极限进行了实验研究。研究结果表明截面尺寸和防火保护层厚度相对荷载偏心率对矩形钢管混凝土构件耐火极限的影响较大。并在大规模参数分析结果的基础上,提出了矩形钢管混凝土柱防火保护层以及耐火极限的简化计算方法。

Han等(2004)<sup>[29]</sup>对钢管混凝土柱在标准火灾作用下的滞回性能进行了实验研究,研究结果表明,火灾后钢管混凝土柱仍有良好的延性和较高的耗能能力,并且圆钢管混凝土柱比方钢管混凝土柱有着更好的耗能能力。

徐蕾(2006)<sup>[30]</sup>在火灾高温下钢管配筋混凝土柱的截面温度分布及钢材和混凝土应力-应变关系模型的基础上,提出了钢管配筋混凝土柱耐火极限的理论计算方法,计算结果与国内外试验结果吻合较好,可供有关工程设计参考。

吴晓莉等(2009)<sup>[31]</sup>对3根配筋钢管混凝土柱和1根钢管混凝土柱进行火灾行为的试验研究。试验结果表明试验柱的破坏形态都是弯曲线,钢管退出工作后,内部的钢筋混凝土圆柱承受荷载,其耐火极限比不配筋的钢管混凝土柱大得多,并且纵向钢筋数量多的配筋钢管混凝土柱的耐火极限比配筋少的要大。

韩金生和董毓利(2009)<sup>[32]</sup>进行了没有防火保护的配筋钢管混凝土柱的火灾试验,得出了配筋可以显著提高钢管混凝土柱的耐火极限;数值方法可以较好地计算柱的变形和耐火极限,并且能够满足工程应用的精度要求。并且在数值计算结果和试验结果的基础上,给出了配筋钢管混凝土柱截面温度场和耐火极限的简化计算方法。

徐蕾和刘玉彬(2009)<sup>[33]</sup>提出了钢管混凝土柱的两种抗火措施,即:在柱外包防火涂料、在核心混凝土中配置钢筋,提出了各自的简化计算公式。其简化计算结果与数值计算结果基本吻合,且偏于安全。

韩伟平等(2011)<sup>[34]</sup>对4个方形薄壁钢管混凝土柱进行了耐火试验的研究,研究结果表明由于钢管内的加劲肋受到混凝土的约束,薄壁钢管混凝土试件没有局部屈曲现象的发生,并且现有的规范和普通钢管混凝土柱的计算公式都适用于薄壁钢管混凝土柱耐火极限的计算,其结果均偏于安全。

目前许多学者对钢管混凝土构件在火灾下的力学性能研究的比较充分,但同时对于型钢混凝土构件在火灾下的力学性能也进行了大量的研究,下面针对型钢混凝土在火灾下的力学性能研究进行一些简单的叙述。

徐朝晖(2004)<sup>[35]</sup>利用有限单元法和有限差分法,提出了高温下钢骨混凝土柱温度场



分布的数字计算方法以及分析钢筋混凝土柱抗火性能的有限元求解模式。最后提出了钢筋混凝土柱的抗火性能非线性分析的有限元程序,计算结果与试验结果对比分析验证了该计算程序的正确性和可靠性。

蒋东红等(2005)<sup>[36]</sup>通过非线性有限元的方法提出了钢筋混凝土轴压柱的极限承载力的计算方法,且通过实验予以验证,并在此基础上,对钢筋混凝土轴压柱抗火极限承载力的影响因素进行了分析。最后提出了混凝土强度、钢筋强度、钢筋含钢率、截面尺寸和受火时间等影响因素的拟合计算公式。

郑永乾和韩林海(2005)<sup>[37]</sup>用有限元方法计算了型钢混凝土柱截面温度场,并在此基础上,利用数值方法对型钢混凝土柱的耐火极限及火灾下荷载-变形曲线进行了计算分析,其计算结果得到了实验结果的验证,此外,进行的参数分析的结果表明:截面尺寸、长细比对其耐火极限的影响最为显著。

蒋东红等(2006)<sup>[38]</sup>用非线性有限元的方法提出了钢筋混凝土偏压抗火极限承载力的计算方法,且通过实验予以验证,并且分析了钢筋混凝土偏压柱抗火极限承载力的影响因素,最后提出了混凝土强度、钢筋强度、钢筋含钢率、长细比、偏心率和受火时间等影响因素的拟合计算公式。

张彬(2007)<sup>[39]</sup>用有限元软件建立了钢筋混凝土柱的三维温度场模型,根据标准升温曲线的升温过程,在四面均匀受火的条件下,对该钢筋混凝土柱的耐火极限进行一系列的影响参数分析,结果表明截面尺寸是影响钢筋混凝土柱耐火极限的最主要因素。

张宏仁和于飞(2010)<sup>[40]</sup>通过利用有限元软件ANSYS对火灾高温下轴心受压SRC柱的截面应力分布进行了数值模拟,并与所提出的火灾高温下轴心受压SRC柱截面应力的数值计算方法相比较,吻合较好。最后研究得出了截面尺寸、保护层厚度是影响火灾高温下轴心受压SRC柱耐火性能的最主要因素。

毛小勇等(2010)<sup>[41]</sup>进行了两根标准火灾作用下三面受火的SRC柱在偏心荷载作用下的耐火极限试验,其受拉侧不受火,通过观察了试验的破坏过程,取得了截面温度场、变形-时间关系曲线等数据,并分析有关机理和规律。结果表明:混凝土爆裂对构件耐火极限及温度场分布均有影响,荷载比及偏心率是影响高温下偏压构件变形特征和耐火极限的重要因素。

### 1.3.4 火灾下型钢(钢管)混凝土结构性能研究

型钢(钢管)混凝土在火灾作用后的力学性能较常温下的型钢(钢管)混凝土不同,目前也有很多学者对其进行了大量的研究。

下面就先针对钢管混凝土在火灾后的力学性能进行一些简单的叙述。

韩林海和霍静思(2002)<sup>[42]</sup>通过有限元分析的方法计算了在标准升温曲线作用下圆钢管和方钢管混凝土压弯构件的荷载-变形曲线,并分析了截面尺寸、长细比、受火时间等参数对火灾作用后钢管混凝土构件承载力的影响规律,在此基础上提出了圆钢管和方钢管混凝土构件承载力的简化计算方法,其计算结果与试验结果吻合较好,可供有关工程实践参考。

韩林海等(2002)<sup>[43]</sup>通过对6个矩形截面钢管混凝土柱在标准升温曲线作用下的试验,

分析火灾作用后矩形钢管混凝土柱的力学性能和剩余承载力, 得出了火灾持续时间、截面尺寸、长细比等参数对构件剩余承载力的影响规律, 并在此基础上提出了火灾作用后矩形截面钢管混凝土柱承载力实用计算方法。

林晓康和韩林海(2003)<sup>[44]</sup>通过对6个标准火灾作用后方钢管混凝土构件进行往复荷载作用下的荷载-变形滞回性能试验, 得出火灾作用后方钢管混凝土滞回曲线较为饱满, 没有明显的捏缩现象, 具有较好的抗震性能, 但其极根承载力以及弹性阶段刚度均有一定幅度的降低; 轴压比影响P- $\Delta$ 骨架曲线的形状, 当轴压比增大到一定数值时, 曲线将会出现下降段, 且下降段的下降幅度随轴压比的增加而有所增大, 构件的位移延性则有所减小。

霍静思和韩林海(2003)<sup>[45]</sup>利用数值分析方法分析了火灾后钢管混凝土纯弯构件荷载-变形关系曲线, 并与试验结果相比较, 验证了计算结构的可靠性。最后基于理论分析和试验结构探讨了火灾后纯弯构件承载力和弹性抗弯刚度的实用计算方法, 可供有关工程设计参考。

林晓康和韩林海(2005)<sup>[46]</sup>进行了7个火灾后圆钢管混凝土试件滞回性能试验研究, 采用数值方法对荷载-位移滞回关系曲线进行全过程分析, 计算分析了轴压比、长细比、含钢率、钢材屈服极限、混凝土抗压强度、受火时间等参数对荷载-位移关系骨架线的影响。

杨华和韩林海(2005)<sup>[47]</sup>用软件程序对火灾后圆钢管混凝土柱剩余承载力进行了参数分析, 得出升温时间比、火灾荷载比、截面周长以及长细比是影响火灾全过程作用后钢管混凝土柱剩余承载力的主要影响参数。并提出了简化计算公式。

对型钢混凝土在火灾后的力学性能研究较少, 下面是对型钢混凝土在火灾后的力学性能进行的叙述。

冯颖慧和沈陶(2008)<sup>[48]</sup>通过建立合理的理论分析模型, 并在模拟试验的基础上详细地分析了影响内配圆钢管的钢骨混凝土柱常温及火灾后受力机理及影响因素。

周君(2009)<sup>[49]</sup>利用有限单元法和数值分析方法编制程序, 对内配圆钢管的SRC柱进行温度场分析和高温后剩余承载力的研究, 并结合所做试验, 得出利用此程序分析温度场及高温后剩余承载力影响因素及内在机理的可行性与可靠性, 此外, 理论与试验结果都表明: 内配圆钢管的SRC柱火灾后承载力降幅较小且承载力曲线下降较慢, 表明其具有良好的抗火性能。

### 1.3.5 火灾全过程型钢(钢管)混凝土结构性能研究

以上对火灾作用下以及火灾作用后型钢(钢管)混凝土性能的相关研究进行了综述, 实际上火灾是一个连续的过程, 从火灾发生到熄灭, 建筑结构的环境温度发生了升温-降温-火灾后三个阶段的变化所示, 以往的研究中对升温、恒高温或火灾后单独考虑的比较: (1)升温阶段一般是对构件在标准火灾升温曲线下的耐火极限进行研究; (2)恒高温阶段一般是对构件自身温度达到环境高温时, 其在外部荷载下的力学性能进行研究; (3)火灾后阶段一般是试件经过升温或恒高温作用后降到常温, 其在外部荷载下的力学反应, 对其被高温损伤后的力学性能进行的研究。从中可以看出, 这三种阶段其实与

实际中构件的时间-荷载-环境温度路径是不完全相同的。所以引入全过程火灾的概念，通过试验或理论研究时间-荷载-环境温度全过程火灾路径。

下面先对国内外钢管混凝土在火灾全过程中的性能研究进行一些叙述。

Yang等(2008)<sup>[50]</sup>进行了对钢管混凝土柱在火灾全过程作用下的力学性能进行了分析。确定了降温段钢材和核心混凝土的本构关系，并在此基础上建立了火灾全过程作用后的钢管混凝土柱的力学有限元模型，对火灾后影响参数进行了分析，最后给出了剩余承载力影响系数和残余变形的简化计算公式，供相关设计人员参考。

Mao等(2010)<sup>[51]</sup>对钢管混凝土柱分别在四面受火和三面受火两种情况下的力学性能进行试验研究，研究表明，荷载比和偏心率相对于其他因素对钢管混凝土组合框架力学性能的分析结果影响较为打，并且三面受火后钢管混凝土柱的抗火承载力要高。

Tao等(2010)<sup>[52]</sup>对64根基于高温下火灾后的钢管混凝土柱中的钢管和混凝土之间的粘结性能进行了试验研究，并与12根未受火的钢管混凝土柱中的钢管与混凝土之间的粘结性能进行比较分析。分析结果表明钢管混凝土柱中钢管与混凝土之间的粘结力在受火90min时大大降低，但在受火180min时又有所恢复。

Song等(2010)<sup>[53]</sup>利用有限元方法对钢管混凝土柱在荷载以及温度作用的力学性能进行模拟，并与只考虑温度下的钢管混凝土的力学性能进行比较，模拟分析结果表明：在荷载和温度作用下构件峰值应变增大很多，但是其极限应力要低于、温度作用下的构件。

Song等(2010)<sup>[54]</sup>采用有限元分析法对3组钢管混凝土柱-组合梁节点在火灾全过程下的力学性能进行了模拟，并与相关试验结果进行比较，结果分析表明与试验结果吻合良好。

Yu等(2010)<sup>[55]</sup>在不考虑温度场和应力场的耦合效应的条件下，运用有限元分析法对钢管混凝土柱-钢梁框架进行了动力特征和抗火分析，分析结果表明由于应力重分布的因素使得框架的边柱和中柱的抗火时间几乎相同；此外，由于内力重分布框架柱的抗火时间也明显增加。

目前国内对型钢混凝土在火灾全过程中的性能研究也很少，下面就型钢混凝土在火灾全过程中性能进行一下简单的叙述。

杜二峰(2009)<sup>[56]</sup>利用有限元软件建立了SRC柱三维温度场模型和全过程的力学模型，利用该模型计算分析了火灾SRC柱的温度场和力学性能，得出了火灾作用全过程中SRC柱变形-时间曲线，并对该曲线上的关键点及各个阶段的主要特征进行了分析，最后对该SRC柱全过程力学性能和残余变形系数的各个主要影响参数进行了分析。

成晓娟和毛小勇(2010)<sup>[57]</sup>进行了1根标准火灾下轴压型钢混凝土抗火性能试验，试验采用恒载升温的方法测试其内部的温度场和时间轴向位移的变化曲线，其结果表明：外围混凝土爆裂对截面温度场分布、耐火极限有较大影响，截面温度场分布基本对称，并提出了型钢混凝土火灾下破坏的三个阶段：初始膨胀变形阶段、变形发展阶段和变形急剧增加的破坏阶段。

侯进学和毛小勇(2010)<sup>[58]</sup>进行了2根偏压型钢混凝土柱抗火试验，以了解升降温过程



中荷载存在对高温后构建性能的影响,结果表明,构件受力性能和剩余承载力与预加荷载、火灾持续时间等因素有关,当荷载较大时,试件基本上没有轴向膨胀变形,但荷载较小时,升温初期有轴向膨胀变形,受火后仍然有一定的承载能力和变形能力,同时还表明,受压区角部容易发生条状爆裂剥落,受拉区截面附近容易发生混凝土表面层状爆裂剥落。

杜二峰和毛小勇(2011)<sup>[59]</sup>利用有限元软件ANSYS分析了轴心受压型钢混凝土柱受火全过程的力学性能,获得了火灾下SRC柱的全过程的时间-应变曲线和温度-时间曲线,结果表明SRC柱界面温度明显滞后,在降温后的较长时间内,SRC柱内部仍在升温,受力性能进一步恶化,SRC柱抗火性能最不利阶段发生在降温过程中。

### 1.3.6 文献综述小结

国内外研究者对型钢混凝土结构在遭受火灾时的耐火性能以及抗火设计已有不少的研究和相关报道,但对型钢混凝土火灾全过程后的力学性能研究较少,更未见对配有钢管的SRC柱基于火灾全过程后的力学性能研究,故本课题开展考虑火灾全过程的内配钢管的SRC柱的力学性能分析十分有必要。

## 1.4 课题的研究内容和方法

### 1.4.1 课题的研究内容

- (1)综述国内外有关火灾的试验和理论研究,理清课题研究思路及文章整体框架;
- (2)在确定合理的钢材、混凝土热工性能的基础上,建立火灾全过程下内配钢管的SRC柱的温度场有限元模型,将计算结果与相关试验进行对比;
- (3)在确定常温、升温、降温 and 高温后各阶段钢材和混凝土的应力-应变关系的基础上,建立在外荷载作用下,经历升温、降温以及火灾后内配钢管的SRC柱力学性能有限元分析模型,并利用已有的相关试验结果进行模型验证;
- (4)在数值计算的基础上,深入经历火灾全过程后的内配钢管的SRC柱的破坏机制和力学性能,对剩余承载力影响参数进行分析。

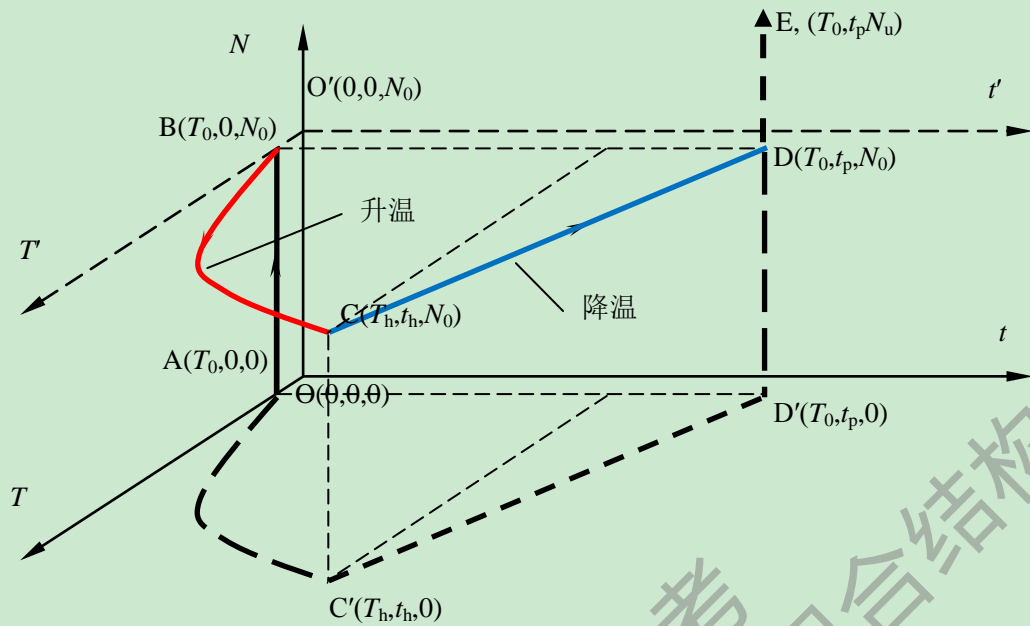


图1.5 火灾全过程作用下时间-荷载-环境温度变化路径示意图

### 1.4.2 课题的研究方法

真实火灾对结构的影响往往比较复杂，需要考虑力、温度和时间三者之间的共同作用，不同的作用路径下，结构的反应也有所差别。图4所示为温度-荷载-时间作用下的变化路径。已经有不少研究者对ISO-834标准火灾下以及火灾后的构件和结构做了研究。为了更加接近实际火灾对结构的影响，将火灾全过程分为一下四个阶段来进行研究：

- (1)常温阶段(AB)：在常温下对构件或节点施加轴向荷载增至设计值；
- (2)升温阶段(BC)：保持荷载不变，构件按ISO-834标准升温曲线进行升温；
- (3)降温阶段(CD)：升温时间达到设定的耐火时间后，构件按照ISO-834标准降温曲线开始降温，直至降到环境温度，期间荷载保持设计值不变；
- (4)火灾后阶段(DE)如果构件在升、降温过程中没有破坏，即进入火灾后阶段，温度保持环境温度不变，对构件或节点施加外荷载至极限荷载而破坏。

所以拟采用以上路径来研究有外荷载作用的，考虑升降温影响的火灾全过程内配钢管的SRC柱力学性能。用有限元软件进行模拟，并验证计算模型的准确性。

## 第2章 配钢管的型钢混凝土柱常温力学性能分析

### 2.1 引言

目前,对于常温下普通型钢混凝土构件的力学性能的理论分析与试验研究已比较成熟,对内配钢管的SRC柱这样的新型组合构件的力学性能研究也已较多并且趋于完善,但是对于内配钢管的SRC柱的轴压全过程的分析还不够完善,需要更进一步的分析,因此本章在合理确定钢筋、钢管、钢管外混凝土以及钢管内约束混凝土本构关系模型的基础上,对普通型钢混凝土偏压、压弯、轴压构件以及内配钢管的SRC轴压短构件进行数值模拟,并对已有的相关实验数据进行模型验算。

本文采用有限元分析软件ABAQUS建立有限元计算模型,对常温下内配圆钢管的SRC短柱轴压全过程的受力特性进行分析,以期可进一步完善内配钢管的SRC柱的理论研究。

### 2.2 材料的应力-应变关系模型

利用ABAQUS进行有限元分析,首先要确定各部件材料:钢管、钢管约束混凝土、箍筋约束混凝土、加载板的应力-应变关系模型。

#### 2.2.1 钢材的应力-应变关系模型

本文中钢材的应力-应变关系模型采用韩林海(2007)<sup>[60]</sup>提出的模型,钢筋也采用此模型。其表达式如下:

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_s + f[T,(\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] - f(T,0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (2.1)$$

式中:  $\varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$

$$f(T,0.001) = (50 - 0.04T) \times \{1 - \exp[(-30 + 0.03T)\sqrt{0.001}]\} \times 6.9$$

$$f[T,(\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] = (50 - 0.04T) \times \{1 - \exp[(-30 + 0.03T)\sqrt{\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001}]\} \times 6.9$$

常温下钢材弹性模量为  $E_s = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 。

#### 2.2.2 钢管约束混凝土的应力-应变关系模型

本文中钢管约束混凝土采用韩林海(2007)<sup>[60]</sup>提出的混凝土单轴受压应力-应变关系模型,其表达式如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^{\eta} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (2.2)$$

式中参数由以下各式得到:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}, y = \frac{\sigma}{\sigma_0}, \sigma = f_c', \varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6}, \varepsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f_c') \cdot 10^{-6} \quad (2.3)$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & \text{(圆形钢管混凝土)} \\ 1.6 + 1.5/x & \text{(方、矩形钢管混凝土)} \end{cases} \quad (2.4)$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{0.25 + (\varepsilon - 0.5)^{7.1}} \cdot (f_c') \cdot 0.5 \geq 0.12 & \text{(圆形钢管混凝土)} \\ \frac{f_c'^{0.1}}{1.2\sqrt{1 + \xi}} & \text{(方、矩形钢管混凝土)} \end{cases} \quad (2.5)$$

其中  $f_c'$  为混凝土圆柱体抗压强度。

### 2.2.3 箍筋约束混凝土的应力-应变关系模型

考虑箍筋对混凝土的约束作用，本文采用钱稼茹等(2002)<sup>[61]</sup>建议的箍筋约束作用下混凝土本构模型，其表达式如下：

$$y = \begin{cases} ax + (3 - 2a)x^2 + (a - 2)x^3 & x \leq 1 \\ \frac{x}{(1 - 0.87\lambda_v^{0.2})\alpha(x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (2.6)$$

式中：

$$f_{cc} = (1 + 1.79\lambda_v)f_{co}; f_{co} = 0.76f_{cu} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = (1 + 3.5\lambda_v)\varepsilon_{co}; \varepsilon_{co} = 0.0018 \quad (2.8)$$

$$a = 2.4 - 0.01f_{cu}; \alpha = 0.132f_{cu}^{0.785} - 0.905 \quad (2.9)$$

其中  $\lambda_v$  为箍筋约束混凝土的配箍特征值。

### 2.2.4 加载板的应力-应变关系模型

有限元软件ABAQUS计算过程中在有限元模型的两端各设置一个刚性很大的垫板模拟加载板，其弹性模量取  $10^{12}$ MPa，泊松比为0.000001。施加荷载时，直接在加载版上施加纵向荷载。

## 2.3 普通型钢混凝土柱有限元模型的建立及算例验证

由于普通型钢混凝土柱的试验数据较多，本文首先对普通型钢混凝土柱进行有限元模拟，以对本文材料模型、界面接触以及建模方法的正确性进行初步验证。本文模拟的普通型钢混凝土构件主要有配工字型钢的型钢混凝土偏压柱、轴压柱以及压弯柱。

### 2.3.1 普通型钢混凝土偏压柱的模型验证

(1) 混凝土的本构关系模型如式(2.6)所示，型钢的本构关系模型采用韩林海(2007)<sup>[60]</sup>提出的模型，如式(2.1)所示。

(2) 单元选取

混凝土、牛腿以及加载板均采用八节点三维实体单元C3D8，工字型钢采用四节点完全积分格式的壳单元S4，钢筋采用Truss单元。

(3) 界面接触

工字型钢与混凝土之间设置面面接触，界面法向方向采用硬接触，切向方向采用库伦摩擦模型，摩擦系数取0.25。混凝土与垫板之间采用绑定约束Tie，工字型钢与垫板之间采用Shell to Solid Coupling进行约束，钢筋笼与混凝土之间采用Embedded进行约束。

(4) 单元网格划分

配工字型钢的型钢混凝土柱的单元网格划分如图2.1所示，由图可见，除少数单元外，大多数单元都是规格的四边形，有利于有限元模型计算的收敛，使得计算结果有更高的精度。

(5) 边界条件及加载方式

有限元模型两端为铰接，偏压柱、轴压长柱（考虑千分之一的初始偏心）铰接作用在顶面的偏心线以及底面的与偏心线对称的线上；轴压短柱铰接作用在顶面和底面上，加载方式采用位移加载。偏压柱的边界条件及加载方式如图2.1所示。

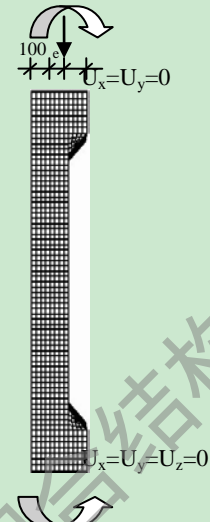
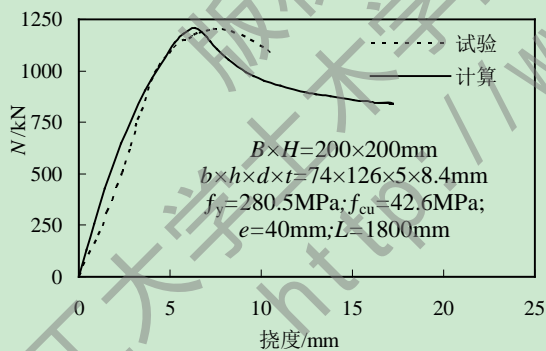


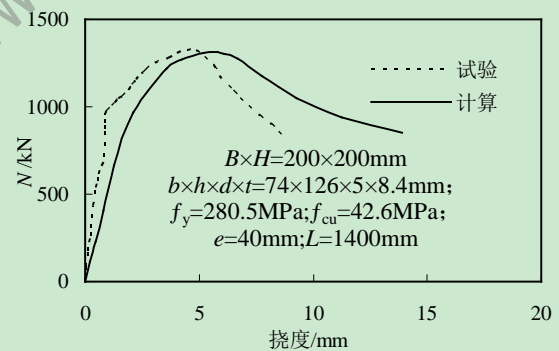
图 2.1 有限元模型边界条件及加载方式示意图

(6) 算例验证

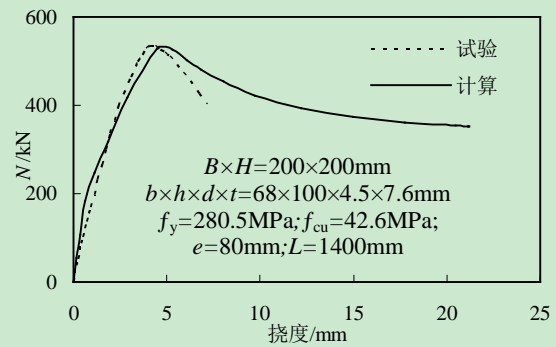
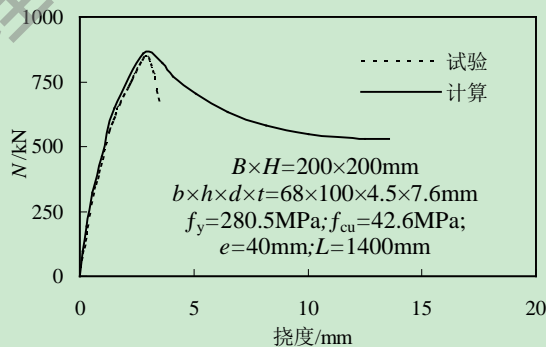
利用上述有限元模型对余琼和陆洲导(2009)<sup>[62]</sup>给出的3根配工字型钢的型钢混凝土偏压构件、徐朝晖(2004)<sup>[63]</sup>中的3个配工字型钢的型钢混凝土偏压构件以及赵根田等(2006)<sup>[64]</sup>中的4个配工字钢的型钢混凝土偏压构件进行数值模拟计算。其中 $B$ 为截面宽度， $H$ 为截面高度， $b$ 为工字型钢翼缘宽度， $h$ 为工字型钢的高度， $d$ 为工字型钢腹板厚度， $t$ 为工字型钢翼缘平均厚度， $f_{cu}$ 为混凝土立方体抗压强度， $f_y$ 为工字型钢的屈服强度， $e$ 为偏心距， $L$ 为柱计算长度。计算结果与试验对比情况如图2.2所示。



(a) CC1 荷载-挠度曲线



(b) CC2 荷载-挠度曲线





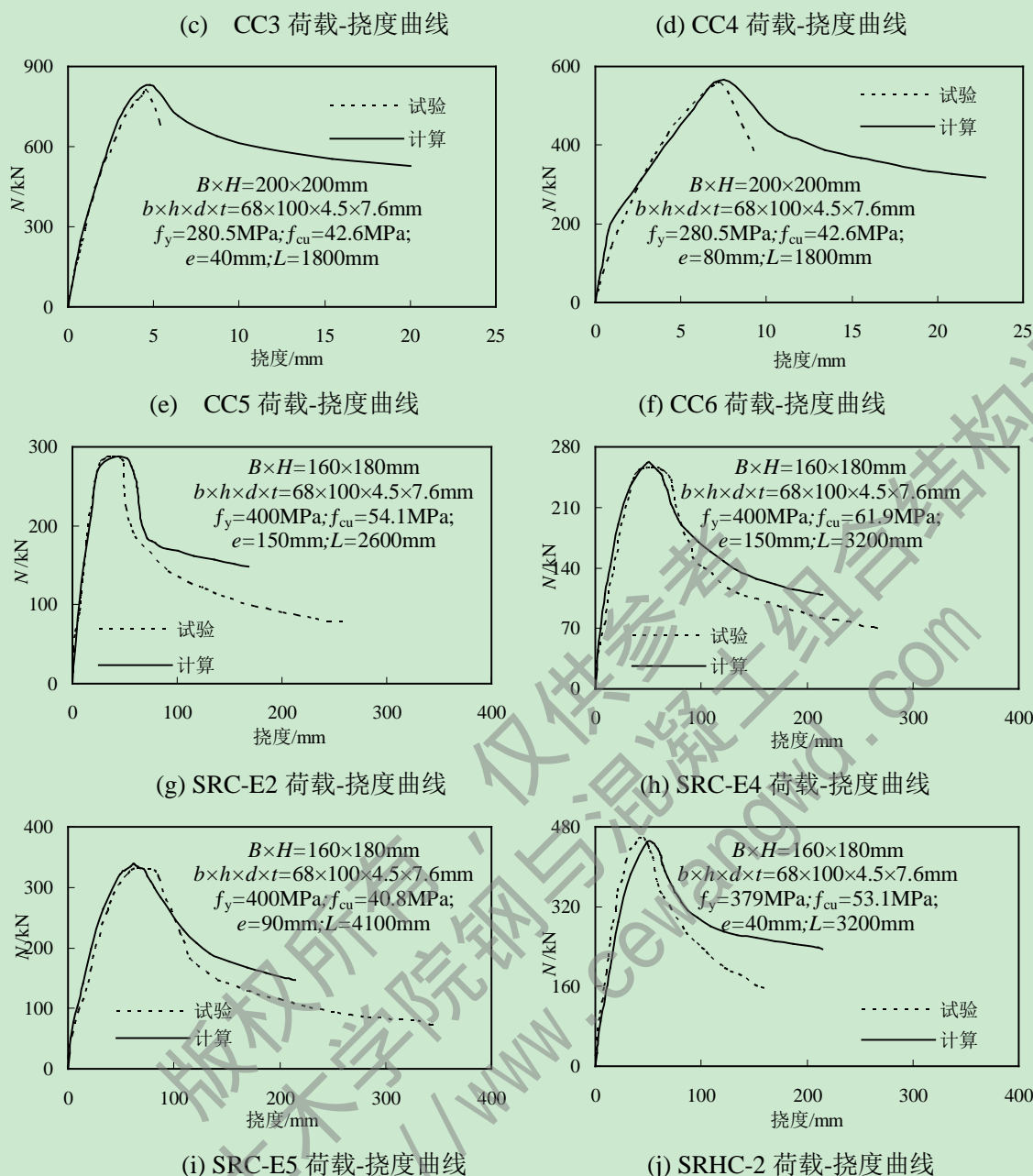


图 2.2 型钢混凝土偏压柱试验与计算荷载-挠度曲线

### 2.3.2 普通型钢混凝土轴压柱的模型验证

普通型钢混凝土柱的建模方法和型钢混凝土偏压柱相同，型钢混凝土轴压短柱有限元模型两端铰接在顶面和底面是，型钢混凝土轴压短柱的网格划分、边界条件以及加载方式如图2.3所示。

#### (1) 算例验证

利用上述有限元方法对欧阳文俊等(2008)<sup>[65]</sup>给出的2根配工字型型钢混凝土轴压构件、徐朝晖(2004)<sup>[63]</sup>给出的2根配工字型钢的型钢混凝土轴压构件进行数值模拟计算。其中 $B$ 为型钢混凝土柱的截面宽度， $H$ 为截面高度， $b$ 为工字型钢翼缘宽度， $h$ 为工字型钢的高度，

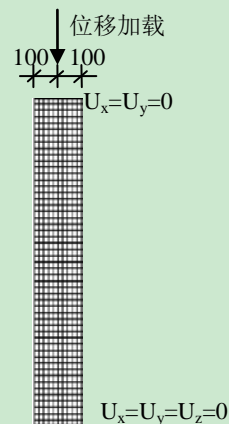


图 2.3 型钢混凝土轴压柱单元划分

$d$ 为工字型钢腹板和翼缘平均厚度,  $f_{cu}$ 为混凝土立方体抗压强度,  $f_y$ 为工字型钢的屈服强度,  $L$ 为柱计算长度。计算结果与试验结果对比情况如图2.4所示。

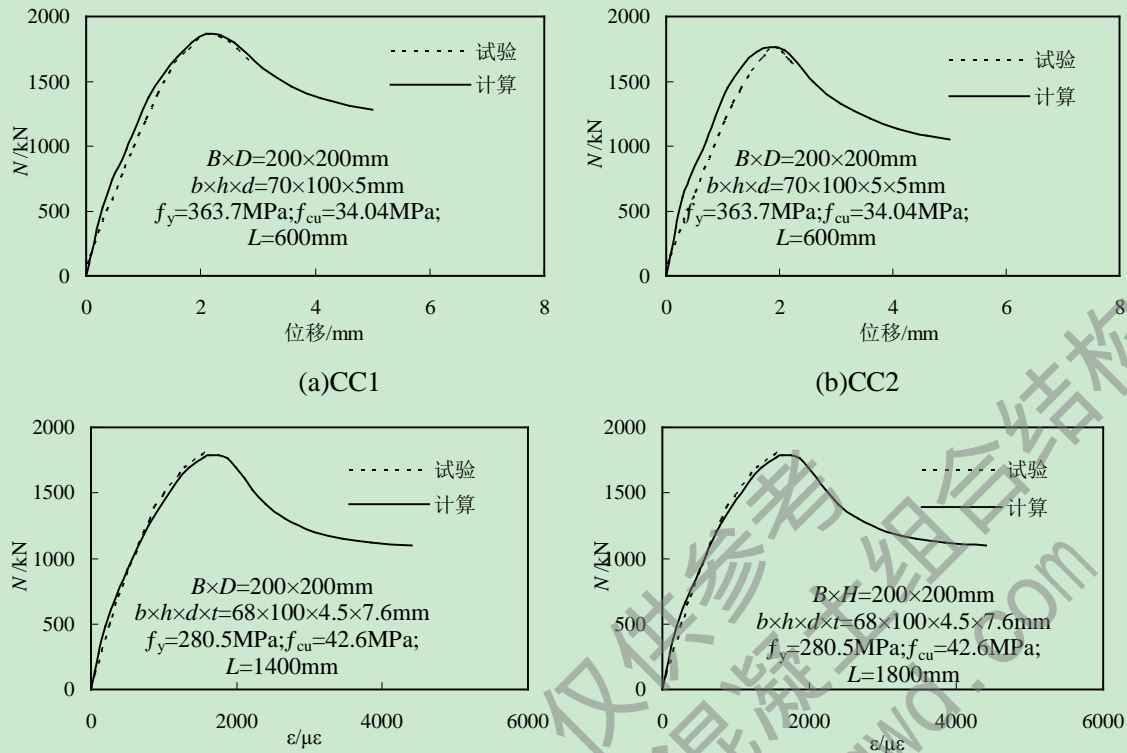


图 2.4 型钢混凝土轴压柱荷载-应变曲线

### 2.3.3 普通型钢混凝土压弯柱的模型验证

型钢混凝土压弯柱的建模方法与型钢混凝土偏压柱相同, 型钢混凝土压弯构件的有限元分析模型两端为铰接, 铰接作用在顶面和底面上, 加载时定义两个分析步, 第一个分析步为轴向力加载; 第二个分析步为轴向荷载不变的情况下再加上水平荷载, 加载方式均为位移加载。型钢混凝土压弯柱的网格划分、边界条件以及加载方式如图2.5所示。

利用上述建模方法对黄群贤等(2008)<sup>[66]</sup>给出的2根配工字型钢的型钢混凝土压弯构件、陈才华(2007)<sup>[67]</sup>给出的4根配工字型钢的型钢混凝土压弯构件进行数值模拟计算。其中 $B$ 为截面宽度,  $H$ 为截面高度,  $b$ 为工字型钢翼缘宽度,  $h$ 为工字型钢的高度,  $d$ 为工字型钢腹板厚度,  $t$ 为工字型钢翼缘平均厚度,  $f_{cu}$ 为混凝土的立方体抗压强度,  $f_y$ 为工字型钢的屈服强度,  $L$ 为柱计算长度。计算结果和实验结果对比情况如图2.6所示。

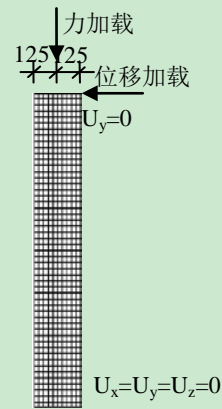


图 2.5 型钢混凝土压弯柱单元划分

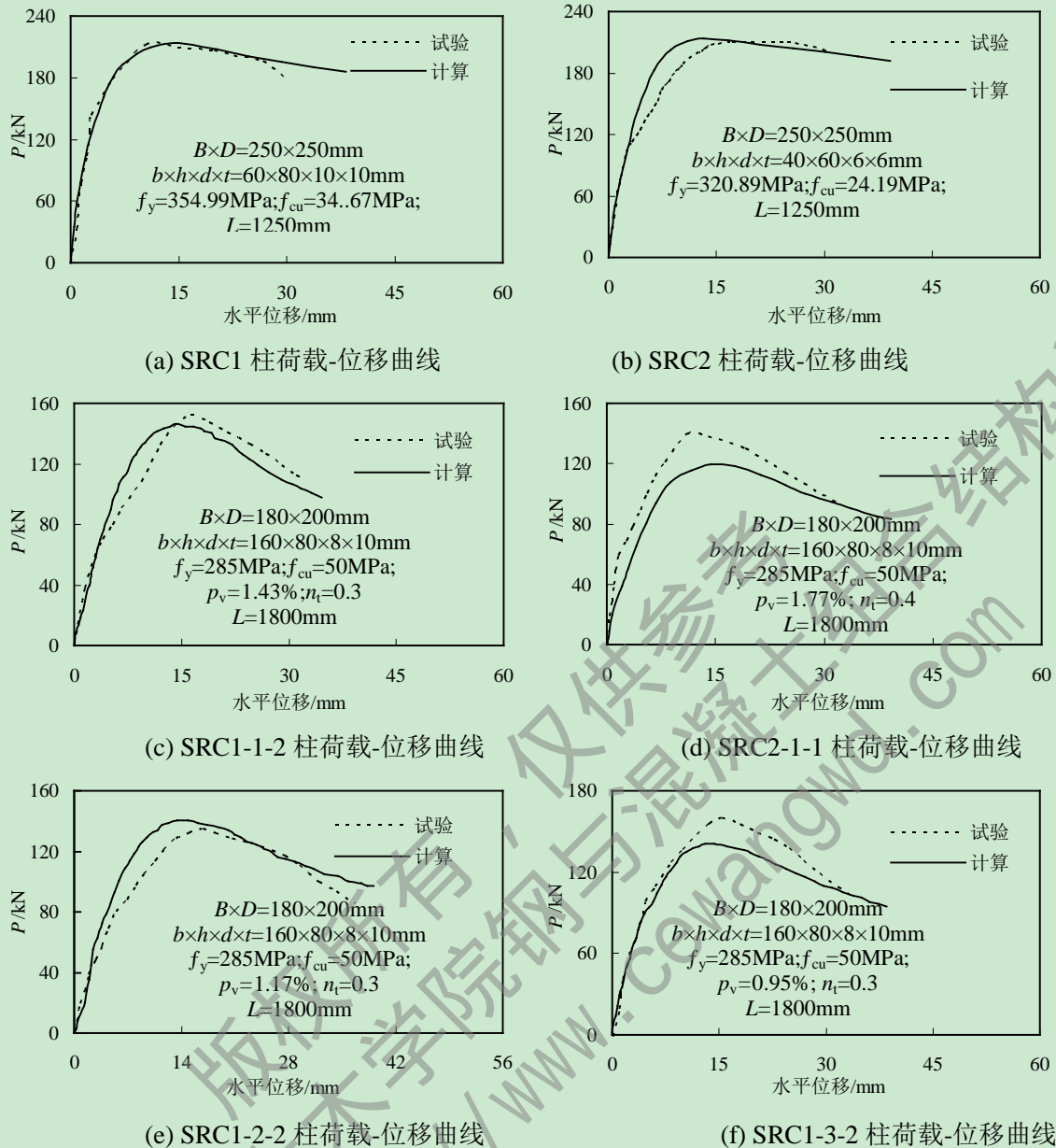


图2.6 型钢混凝土压弯柱水平荷载-水平位移曲线

## 2.4 内配圆钢管的 SRC 柱有限元模型的建立及算例验证

### 2.4.1 有限元模型的建立

#### (1) 单元选取

钢管内外混凝土、加载板均采用八节点三维实体单元C3D8；内部钢管采用四节点完全积分格式的壳单元S4，纵向钢筋和箍筋采用Truss单元T3D2。

#### (2) 界面接触

钢管内面与钢管内混凝土、钢管外面与钢管外混凝土之间均设置面面接触，界面法向方向采用硬接触，切向方向采用库伦摩擦模型。柱两端混凝土与垫板之间采用绑定约束Tie，钢管与垫板之间采用Shell to Solid Coupling进行约束，箍筋与混凝土之间采用Embedded进行约束。

(3) 单元网格划分

内配圆钢管的SRC柱的截面单元划分如图2.7所示，采用边缘布种子的方法进行网格划分，使其计算有更好的精度。

(4) 加载方式

采用位移加载的方式对模型进行加载从而得到内配钢管的SRC柱在轴压荷载下的荷载-变形全过程曲线。

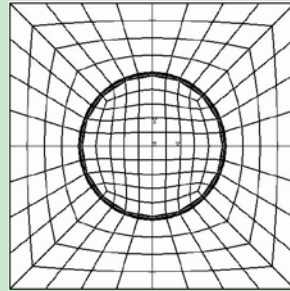
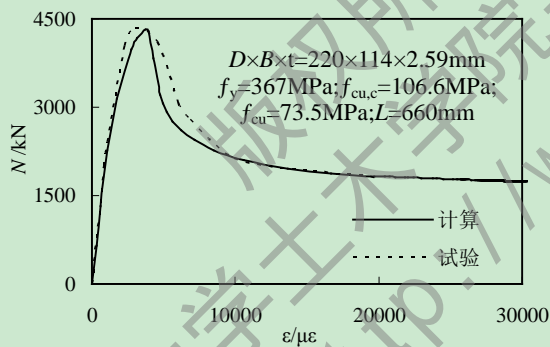


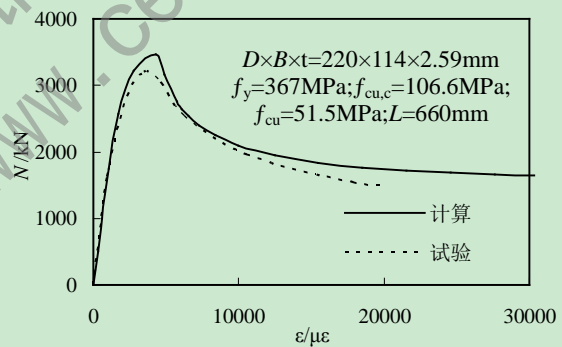
图 2.7 内配钢管的 SRC 柱单元划分

### 2.4.2 算例验证

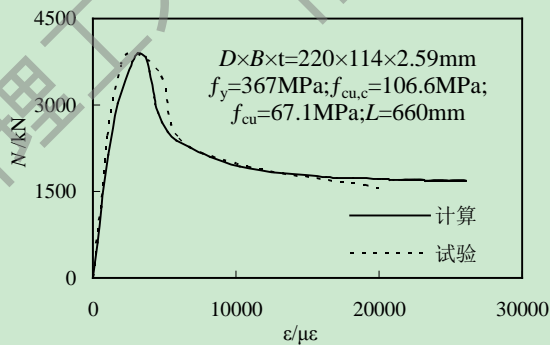
本文通过利用有限元分析软件ABAQUS对康洪震(2006)<sup>[68]</sup>中10根内配圆钢管的SRC短柱的轴心受压试验研究结果进行了数值计算，来验算理论计算结果的正确性。计算结果如图2.8所示，其中 $D$ 为柱截面边长， $B$ 为钢管直径， $t$ 为钢管壁厚， $f_{cu,c}$ 为钢管内混凝土强度， $f_{cu}$ 为钢管外混凝土强度， $L$ 为柱计算长度。由图可见，模拟结果与试验结果整体吻合良好，有些构件的极限承载力略有差异。这可能是由于混凝土端部在浇筑时存在空隙所致，故模拟的极限承载力要大于试验结果。



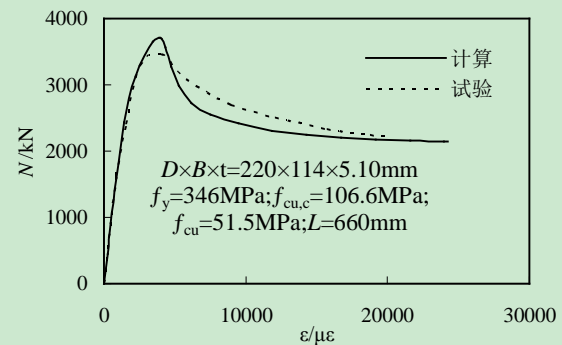
(a) CC1



(b) CC2



(c) CC3



(d) CC4

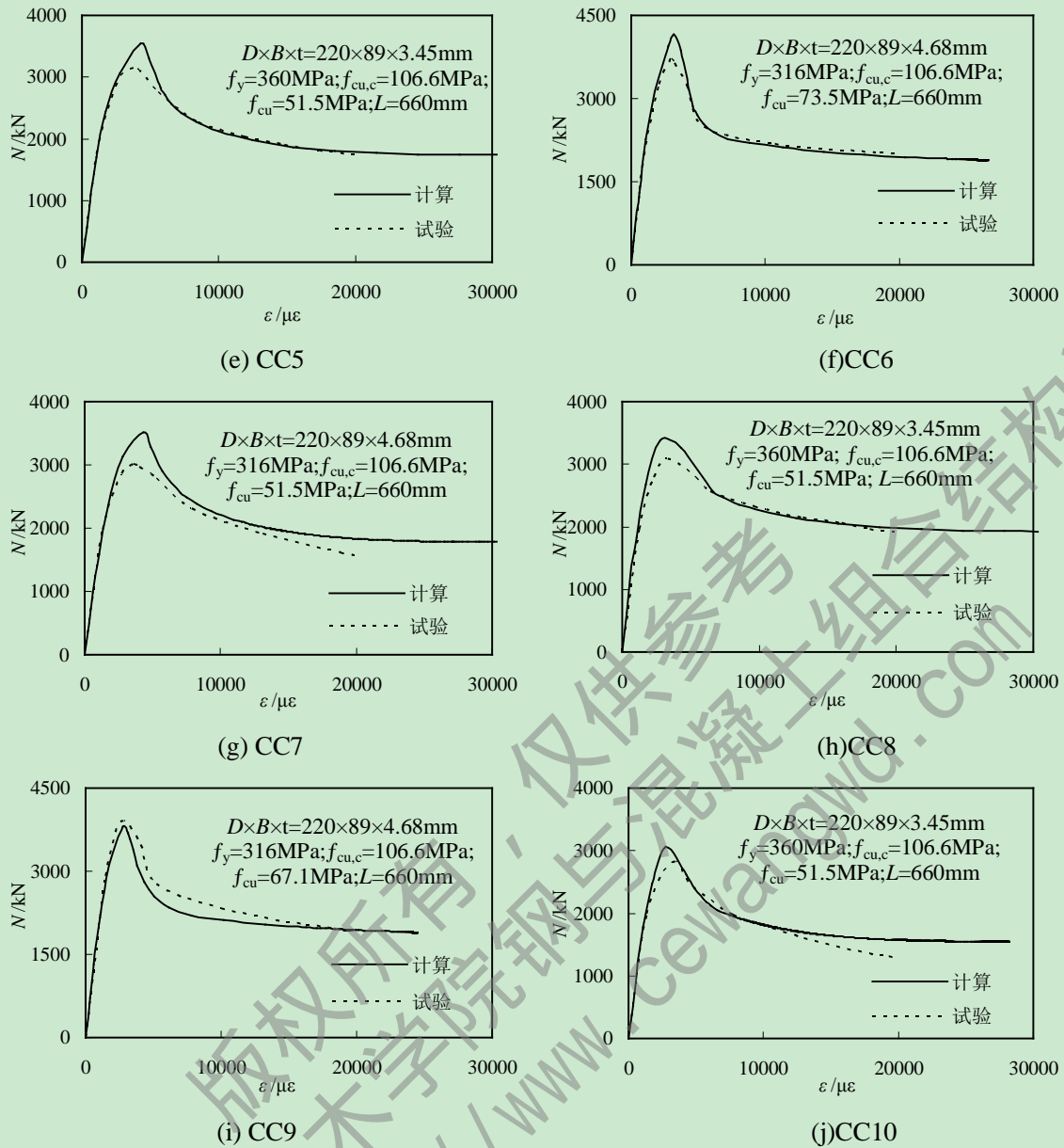


图 2.8 计算曲线与试验曲线的比较

## 2.5 内配圆钢管的 SRC 柱荷载-应变全过程分析

### 2.5.1 内配圆钢管的 SRC 柱截面应力分析

下面采用上述建模方法对内配圆钢管的SRC轴心受压短柱进行数值模拟，通过计算所得的荷载-应变关系曲线来分析内配圆钢管的SRC轴压短柱的力学性能。

算例参数为：柱截面边长为 $B \times B = 500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ；柱高 $H = 1500 \text{ mm}$ ，圆截面钢管 $D \times t = 300 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$ ，屈服强度为 $f_y = 345 \text{ MPa}$ ；钢管内混凝土强度为 $f_{cu,c} = 60 \text{ MPa}$ ；钢管外混凝土强度为 $f_{cu} = 40 \text{ MPa}$ ；纵向钢筋为 $12 \Phi 20$ ，屈服强度为 $f_y = 400 \text{ MPa}$ ；箍筋为 $\Phi 10 @ 100$ ，屈服强度为 $f_y = 300 \text{ MPa}$ 。

钢管约束核心混凝土和钢管外箍筋约束混凝土的应力-应变关系曲线如图2.10所示：钢管约束核心混凝土与钢管外箍筋约束混凝土相比，极限应力比较大，但是应力-应变关系曲线的上升段接近直线且较陡，而下降段与钢管外箍筋约束混凝土相比则下降较



快。

图2.9给出了采用有限元计算的内配圆钢管的SRC轴压短柱的荷载-变形全过程曲线，由图2.9可见，在轴向加载初始阶段，内配圆钢管的SRC短柱的荷载-变形曲线基本保持为直线，此时构件轴向受压处于弹性阶段，并且此时构件的荷载上升较快，表明构件的初始刚度较大；当达到极限承载力之后，荷载的下降段也比较平缓，可见，内配圆钢管的SRC柱同时具有延性好的特点。

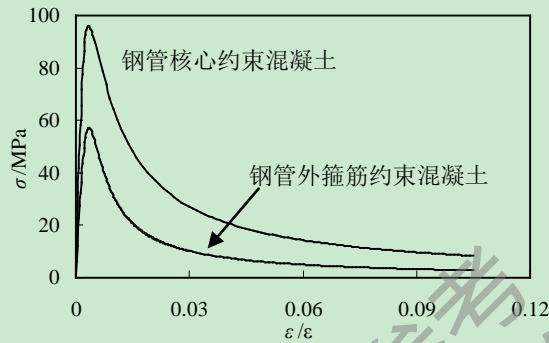


图2.9 钢管核心约束混凝土和钢管外箍筋约束混凝土应力-应变曲线

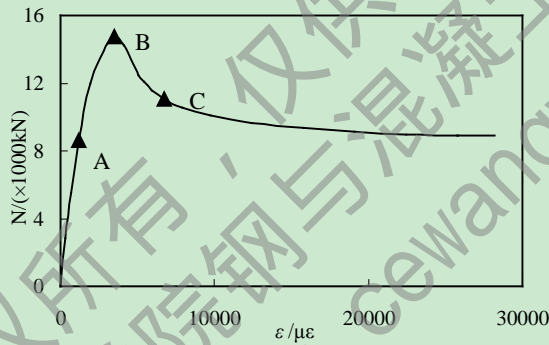


图 2.10 轴压承载力-变形关系曲线

如图2.10所示，在曲线上选取3个特征点，A点为内配圆钢管的SRC短柱弹性段和塑性段的临界点，B点为内配圆钢管的SRC短柱轴压极限承载力对应的点，C点为内配圆钢管的SRC短柱轴向应变二倍于峰值应变对应点( $2\epsilon_{max}$ )。通过对曲线上述特征点应力状态的分析，了解内配圆钢管的SRC短柱轴压全过程的工作机理。

图2.11所示为柱中横截面（图中Z1-A、Z1-B、z1-C分别表示柱中横截面在A、B、C点时的应力分布图）和柱中纵截面（图中Z2-A、Z2-B、Z2-C分别表示柱中纵截面在A、B、C点时的应力分布图）的应力分布。柱中横截面在A、B、C点时全截面均处于受压状态，应力分布较均匀，钢管外混凝土、钢管内部混凝土、钢管的应力依次增大；到达B点时构件达到极限承载力，钢管外混凝土、钢管内部混凝土、钢管的应力较A点时明显增大，钢管外混凝土达到了极限应力，而钢管内混凝土尚未达到极限应力值。到达C点时钢管外混凝土的应力较B点时明显减小，钢管应力较B点时基本不变，但钢管内混凝土应力反而有所增大，这说明构件达到极限承载力之后，随着钢管外混凝土承载力的下降，钢管内部混凝土的承载力反而有所上升，这是由于钢管外混凝土达到极限时钢管内部混凝土尚未达到其极限承载力。柱中纵截面在A点和B点时纵向应力分布均匀，柱两端和柱中间应力基本相同，到达C点时钢管中部纵向应力明显小于钢管两端，钢管端

部附近混凝土和钢管外混凝土中部的混凝土保护层应力最小，这是由于此部分混凝土已完全开裂导致此部分承载力急剧下降。

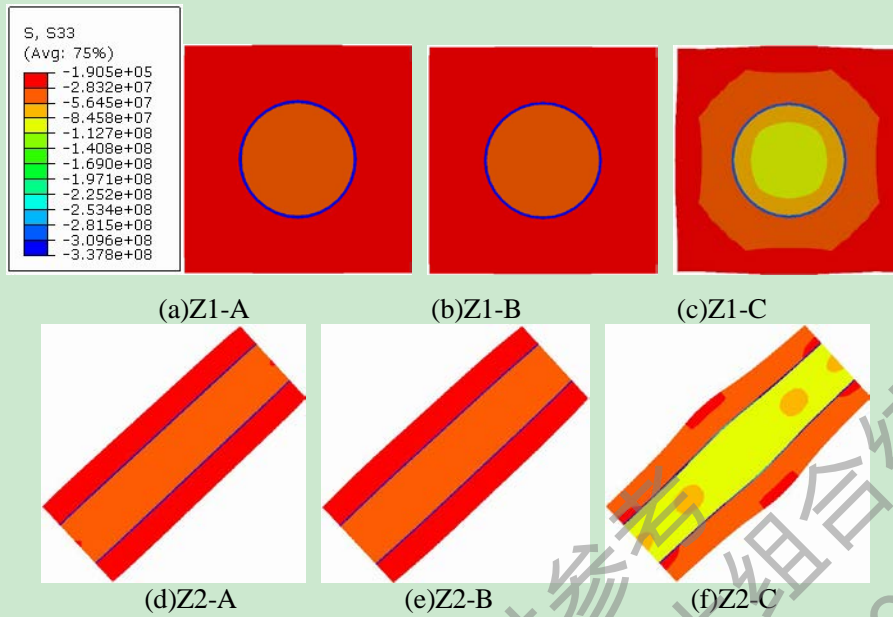


图 2.11 不同时刻构件的截面应力分布

通过对图2.10曲线上A、B、C三个特征点的塑性应变发展规律的分析，可了解内配圆钢管的SRC轴压短柱的破坏形态。图2.12为柱中横截面塑性应变分布，可见对于内配圆钢管的SRC短柱，在A点处钢管塑性应变为零，钢管外部混凝土和钢管内部混凝土塑性应变最大，表明钢管外部混凝土和钢管内混凝土最先进入塑性阶段；到达B点时，柱中纵截面中部钢管外混凝土、钢管和钢管内部混凝土都已进入塑性状态，钢管中部塑性应变最大，可见钢管塑性应变发展最快，并且由柱中部到柱两端，塑性应变逐渐减小；到达C点时，除了柱两端外，柱子其他部分都已进入塑性阶段，此时钢管外混凝土的中部混凝土的塑性应变最大。

图2.13给出了计算得到的典型破坏形态，可见整个构件的破坏形态为构件的中部呈现膨胀的状态。钢管内部混凝土在中部呈现出向外膨胀的破坏模态，钢管由于核心混凝土的存在，防止了其在局部发生屈曲，也在中部呈现出膨胀的破坏形态。

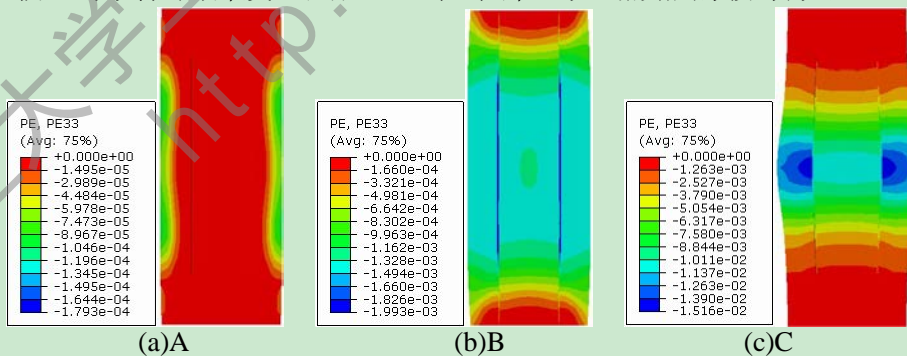


图 2.12 不同时刻构件的截面塑性应力分布

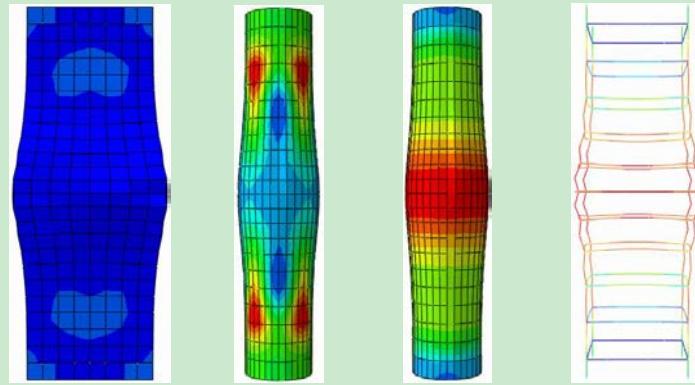


图 2.13 轴压破坏形态

### 2.5.2 内配圆钢管的 SRC 柱荷载分配

图2.14所示为计算得到的内配圆钢管SRC短柱以及组成该构件的内部钢管混凝土、外围钢筋混凝土各自承担的荷载-应变关系全过程曲线。在加载初始阶段，外围钢筋混凝土与内部钢管混凝土相比，荷载-应变曲线上升较快且较陡，表明外围钢筋混凝土的刚度较大；内配圆钢管的SRC短柱达到极限承载力的时候，内部钢管混凝土和外围钢筋混凝土也达到了各自的极限承载力，对于本算例而言，外围钢筋混凝土相对内部钢管混凝土承担更多的荷载，对内配圆钢管的SRC轴压短柱的承载力“贡献”较大；达到极限承载力之后，外围钢筋混凝土承载力迅速下降并低于内部钢管混凝土的承载力，内部钢管混凝土的承载力下降较为缓慢，显示了内部钢管混凝土延性好的特点，对构件提供了一定的延性。

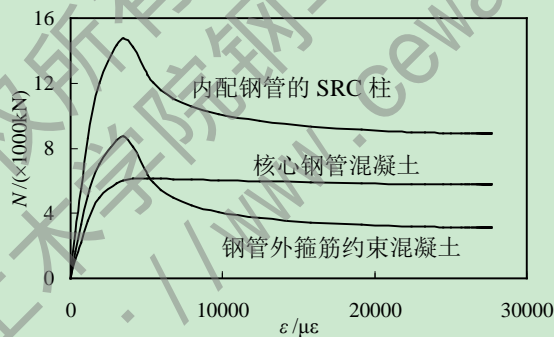


图2.14 荷载分配

### 2.5.3 内配圆钢管的 SRC 柱承载力影响参数的分析

大量计算结果表明，影响内配圆钢管SRC轴压短柱承载力的因素主要有：钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管屈服强度、含钢管率、体积配箍率、纵筋配筋率、位置系数。因此，有必要就各参数对该组合构件轴压承载力的影响规律进行分析。结合前述试验试件参数，选取的基本算例如下：轴压短柱截面尺寸为 $B \times B = 500\text{mm} \times 500\text{mm}$ ；柱高 $H = 1500\text{mm}$ ；圆钢管 $D \times t = 300\text{mm} \times 8\text{mm}$ ，屈服强度为 $f_y = 345\text{MPa}$ ；钢管内混凝土强度为 $f_{cu,c} = 60\text{MPa}$ ；钢管外混凝土强度为 $f_{cu} = 40\text{MPa}$ ；纵筋为 $12 \phi 20$ ，屈服强度为 $f_y = 400\text{MPa}$ ；箍筋为 $\phi 10 @ 100$ ，屈服强度为 $f_y = 300\text{MPa}$ 。参数分析时每次只变化一个参数。



(1) 钢管内混凝土强度( $f_{cu,c}$ )

图2.15(a)给出了不同的钢管内混凝土强度对内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力影响的计算结果, 钢管内混凝土强度 $f_{cu,c}$ 分别为40、60、80、100MPa, 其他参数相同。由图可见, 钢管内混凝土强度每增加20MPa, 柱的极限承载力提高5%左右。在变形能力方面, 首先, 提高钢管内混凝土强度对柱的初始刚度、峰值应变的作用并不明显; 其次柱的延性随着钢管内部混凝土强度的提高有所下降, 但下降的程度不大。

(2) 钢管外混凝土强度( $f_{cu}$ )

图2.15(b)给出了不同的钢管外混凝土强度对内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力的影响, 钢管外混凝土强度 $f_{cu}$ 分别为40、50、60、70MPa, 其他参数相同。可见钢管外混凝土强度每增加10MPa, 柱的极限承载力提高8%左右。在变形能力方面, 首先柱的初始刚度有所增大, 但提高钢管外混凝土强度对初始刚度的增大作用并不明显; 其次峰值应变随着钢管外混凝土强度的提高有所减小, 但减小的程度不大; 再次柱的延性随着钢管外混凝土强度的提高迅速下降。由此可见, 钢管外混凝土强度对构件的承载力有较大的影响, 随着钢管外混凝土强度的提高, 内配圆钢管的SRC轴压短柱的承载力逐渐增大, 但是其延性逐渐降低。

(3) 钢管屈服强度( $f_y$ )

图2.15(c)给出了不同的钢管屈服强度对内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力的影响, 钢管屈服强度 $f_y$ 分别为235、345、390MPa, 其他参数相同。由图可见, 钢管屈服强度对柱的初始刚度、峰值应变、延性基本没有影响; 随着钢管屈服强度的提高, 柱的极限承载力分别提高10.79%、3.84%。极限承载力的增加主要是因为钢管屈服强度的提高使得钢管混凝土的约束效应系数增大, 提高了内部钢管混凝土的承载力。

(4) 含钢管率( $\alpha_s$ )

国内普通型钢混凝土柱的含钢率一般都在10%以内, 因此选择含钢管率 $\alpha_s$ 分别为3.02%、4.54%、5.30%、6.06%。图2.15(d)所示为在其他参数相同的情况下不同的含钢管率对内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力的影响, 含钢管率分别增加1.52%、0.76%、0.76%, 柱的极限承载力分别提高了7.55%、3.78%、3.19%左右; 其次随着含钢管率的提高, 下降段的承载力逐渐增大, 这是由于含钢率的增加, 使得钢管混凝土的约束效应系数增大, 提高了内部钢管混凝土的承载力, 从而提高了内配圆钢管的SRC轴压短柱的承载力

(5) 纵筋配筋率( $\rho_o$ )

图2.15(e)所示为不同纵向钢筋配筋率影响下的内配圆钢管的SRC轴压短柱的荷载-应变曲线, 其他参数相同, 纵向钢筋配筋率 $\rho_o$ 分别为0.90%、2.10%、4.38%。可见, 纵筋配筋率分别增加1.20%、2.28%, 柱的极限承载力分别提高了4.92%、9.91%, 下降段的承载力也有所提高。这是由于钢管外部混凝土的承载力随着配筋率的增大而增大, 因此整个组合构件的承载力随着纵筋配筋率的提高而提高。

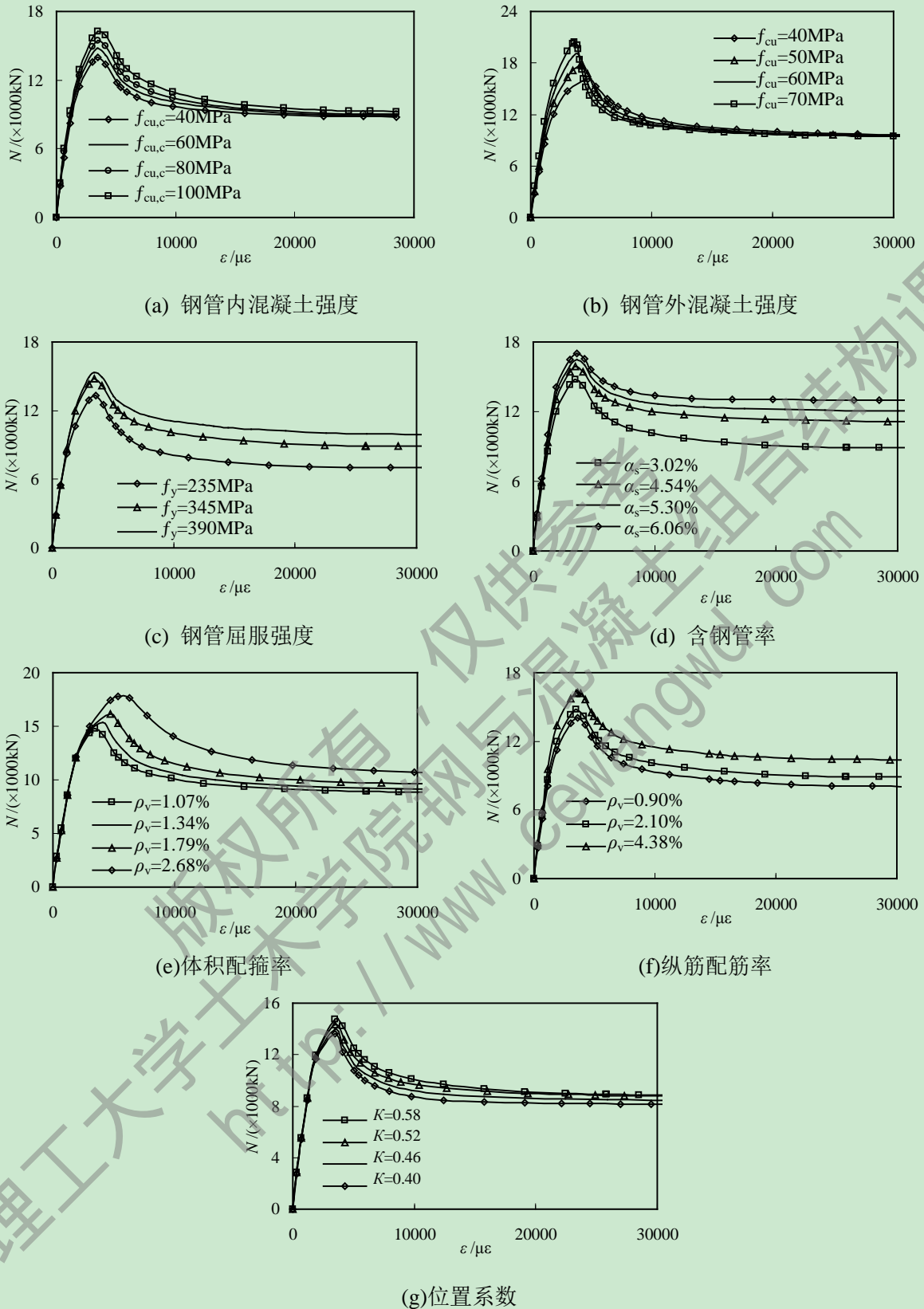


图2.15 不同的参数影响下的荷载-应变曲线

(6) 体积配箍率( $\rho_v$ )

箍筋可以有效地提高混凝土的强度和延性，其核心约束混凝土的强度可比素混凝土提高13%~43%，混凝土应变延性系数为2~5(蔡健等，2002<sup>[69]</sup>)。因此可以认为箍筋是影响钢管外钢筋混凝土承载力的最主要因素。在其他参数相同的情况下取外围混凝土中箍

筋的间距分别为100、80、60、40mm，其体积配箍率  $\rho_v$  分别为1.07%、1.34%、1.79%、2.68%，计算结果如图2.15(f)所示，可见体积配箍率分别增加了0.27%、0.35%、0.89%，柱的极限承载力则分别增加了4.10%、5.03%、10.21%；其次峰值应变随着体积配箍率的增大有增大趋势；再次柱的延性也有很大的改善，并随着体积配箍率的增大而提高。正如前所述，钢管外箍筋约束混凝土对构件承载力的“贡献”较大，由此可见体积配箍率是影响内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力、峰值应变和延性的主要因素，随着体积配箍率的提高，内配圆钢管的SRC轴压短柱的承载力和峰值应变都将增大，延性逐渐提高。

#### (7)位置系数( $K$ )

位置系数 $K(K=D/B)$ 反映了钢管外部混凝土、钢管和钢管内部混凝土几何尺寸之间的比例关系(林拥军等, 2003<sup>[70]</sup>)。在柱其他参数不变的情况下，考虑位置系数对内配圆钢管的SRC轴压短柱荷载-应变关系曲线的影响，位置系数  $K$  分别为0.40、0.46、0.52、0.58，计算结果如图2.15(g)所示。可见，位置系数分别增加0.06，柱的极限承载力分别提高了2.84%、2.53%、3.01%；其次峰值应变随着位置系数的增大有增大的趋势，但增大的程度并不明显。这是由于一方面随着位置系数的增大，钢管外混凝土的面积虽有减小，但是钢管外混凝土的体积减小，增大了配箍率，提高了钢管外混凝土的强度；另一方面，在含钢率不变的情况下随着位置系数的增大，构件的径厚比 ( $D/t$ ) 也就增大，核心钢管约束的混凝土增多，所以整体构件的承载力增长，且与径厚比基本上呈线性增长关系(杜德润, 2005<sup>[71]</sup>)。但是位置系数过大将不利于外围混凝土、钢筋和钢管之间的粘结，不利于箍筋约束混凝土和钢管之间的共同工作，因此，工程中要根据实际情况适当选取位置系数。

## 2.6 本章小结

对本章的工作可以得出以下结论：

(1) 利用ABAQUS有限元软件，在确定合理的材料本构关系的条件下，通过定义合理的单元类型、边界条件、加载步骤以及网格划分等，建立了常温下普通型钢混凝土的ABAQUS有限元分析模型，并对已有的研究者所做的试验中的普通型钢混凝土轴压、偏压、压弯构件以及内配钢管的SRC短柱进行模型验证，计算结果与试验结果吻合良好，为深入研究内配圆钢管的SRC柱力学性能奠定了基础；

(2) 对内配钢管的SRC短柱轴压全过程的力学性能进行了分析，结果表明：钢管外箍筋约束混凝土和钢管约束核心混凝土在轴压荷载作用下最先进入塑性阶段，接着钢管外箍筋约束混凝土达到极限承载能力，外围钢筋混凝土相对内部钢管混凝土承担更多的荷载。钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管屈服强度、截面含钢管率、纵筋配筋率、体积配箍率、位置系数是影响内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力的主要因素。

## 第 3 章 火灾全过程的内配钢管的 SRC 柱的力学性能

### 3.1 引言

为了分析研究考虑火灾全过程的内配钢管的 SRC 柱在温度与荷载耦合的复杂阶段的力学性能,要首先确定常温、升温、降温以及火灾后等各个阶段的钢材、钢管内混凝土以及钢管外混凝土的应力-应变关系模型,基于正确的建模方法,建立了内配钢管的 SRC 柱在火灾下、火灾后以及火灾全过程的有限元模型,实现了在温度和外荷载共同作用下的内配钢管的 SRC 柱在火灾下、火灾后以及火灾全过程的受力全过程分析。

由于目前对火灾全过程的内配钢管的 SRC 柱的相关试验研究报告较少,本文通过对钢管混凝土柱和型钢混凝土柱在火灾下的试验进行模拟,计算结果与试验结果进行对比验证,验证模型的正确性。在此基础上,建立了内配钢管的 SRC 柱在火灾下、火灾后以及火灾全过程的有限元模型,进行相关的力学及其工作机理分析。

### 3.2 材料的热工性能

合理的确定结构钢和混凝土的热工性能是内配钢管的 SRC 柱温度场分析的前提,材料的热工性能参数主要有:导热系数、比热、容重和热膨胀系数等。

#### 3.2.1 钢材的热工性能

##### 1. 导热系数

导热系数是指单位温度梯度下,单位时间内通过单位面积上所传递的热量,单位为  $W/(m \cdot K)$  或者  $W/(m \cdot ^\circ C)$ 。本文采用 Lie 等(1995)<sup>[72]</sup>给出的导热系数,其表达式如下:

$$k_s = \begin{cases} -0.022T + 48 & [W/(m \cdot ^\circ C)] & 0^\circ C \leq T \leq 900^\circ C \\ 28.2 & [W/(m \cdot ^\circ C)] & T > 900^\circ C \end{cases} \quad (3.1)$$

式中  $T$  为温度( $^\circ C$ )。

##### 2. 比热和密度

比热是指单位质量物体温度提升一度所要吸收的热量,其单位为  $J/(kg \cdot K)$  或者  $J/(kg \cdot ^\circ C)$ 。容重是指单位体积物体的质量,其单位为  $kg/m^3$ 。钢材的容重受温度的影响很小,本文取为常数  $7850 kg/m^3$ 。

本文采用 Lie 等(1990)<sup>[72]</sup>给出的钢材的比热,其表达式如下:

$$p_s c_s = \begin{cases} (0.004T + 3.3) \times 10^6 & 0^\circ C \leq T \leq 650^\circ C \\ (0.068T - 38.3) \times 10^6 & 650^\circ C < T \leq 725^\circ C \\ (-0.086T + 73.35) \times 10^6 & 725^\circ C < T \leq 800^\circ C \\ 4.55 \times 10^6 & T < 800^\circ C \end{cases} \quad (3.2)$$

##### 3. 热膨胀系数

钢材的热膨胀系数是指单位长度温度升高 1 度时钢材的伸长量,其单位为  $m/(m \cdot ^\circ C)$ 。本文采用《钢结构设计规范》GB50017-2003 给出的结构钢的热膨胀系数,其表



达式为:

$$\alpha_s = 1.2 \times 10^5 \quad (3.3)$$

### 3.2.2 混凝土的热工性能

#### 1. 导热系数

混凝土的导热系数主要取决于其各组成部分的热传导系数,主要影响因素包括骨料类型、水分含量以及混凝土配合比等。本文采用Lie等(1995)<sup>[72]</sup>给出的混凝土的热传导系数,其表达式如下:

钙质:

$$k_c = \begin{cases} 1.355 & [W/(m \cdot ^\circ C)] & 0^\circ C \leq T \leq 293^\circ C \\ -0.001241T + 1.7162 & [W/(m \cdot ^\circ C)] & T > 293^\circ C \end{cases} \quad (3.4)$$

硅质:

$$k_c = \begin{cases} -0.00085T + 1.9 & [W/(m \cdot ^\circ C)] & 0^\circ C \leq T \leq 800^\circ C \\ 1.22 & [W/(m \cdot ^\circ C)] & T > 800^\circ C \end{cases} \quad (3.5)$$

#### 2. 比热和容重

混凝土的比热主要受混凝土的骨料类型、配合比、水分以及温度的影响,混凝土的比热随温度的升高有逐渐增大的趋势,混凝土的容重由于水分的蒸发,在100℃以后有所降低,计算时一般把混凝土的容重看成常数,本文取为 $p_c=2400\text{kg/m}^3$ 。

混凝土受高温加热到100℃的时候产生水分蒸发和迁移,对其截面的温度有一定的影响,同时水分的蒸发伴随着物质转化和热转移,因此考虑到混凝土中水分蒸发的影响,本文采用Lie等(1995)<sup>[72]</sup>给出的经过修正的表达式,其表达式如下:

$$p_c c_c = \begin{cases} 2.566 \times 10^6 & 0^\circ C \leq T \leq 400^\circ C \\ (0.1765T - 68.034) \times 10^6 & 400^\circ C \leq T \leq 410^\circ C \\ (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 & 410^\circ C \leq T \leq 445^\circ C \\ 2.566 \times 10^6 & 445^\circ C \leq T \leq 500^\circ C \\ (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 & 500^\circ C \leq T \leq 635^\circ C \\ (0.016635T - 100.90225) \times 10^6 & 635^\circ C \leq T \leq 715^\circ C \\ (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 & 715^\circ C \leq T \leq 785^\circ C \\ 2.566 \times 10^6 & T > 785^\circ C \end{cases} \quad (3.6)$$

$$p_c' c_c' = \begin{cases} 0.95 p_c c_c + 0.05 p_w c_w & T < 100^\circ C \\ p_c c_c & T \geq 100^\circ C \end{cases} \quad (3.7)$$

$$p_w c_w = 4.2 \times 10^6 \quad (3.8)$$

单位为 $\text{J}/(\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C})$ 。其中,  $p_c'$ 和 $c_c'$ 是考虑水蒸气影响时的混凝土的容重和比热;  $p_c$ 和 $c_c$ 是未考虑水蒸气影响时混凝土的容重和比热;  $p_w$ 和 $c_w$ 是水的容重和比热。

#### 3. 热膨胀系数

混凝土的热膨胀系数和混凝土的骨料类型、试件尺寸、加热速率等因素有关,本文采用Lie等(1995)<sup>[72]</sup>给出的混凝土的热膨胀系数,其表达式如下:

$$\alpha_c = \Delta l / (l \cdot \Delta T) = (0.008T + 6) \times 10^{-6} \quad (3.9)$$

### 3.3 高温下材料的力学性能

#### 3.3.1 高温下钢材的力学性能

高温下钢材的力学性能主要包括弹性模量、强度和应力-应变关系。由韩林海(2007)<sup>[60]</sup>中可知：钢材的强度和弹性模量随着温度升高而降低，当温度超过300<sup>0</sup>C时，已无明显的屈服极限和屈服平台，当温度超过400<sup>0</sup>C时，钢材的弹性模量和强度开始急剧下降，当温度超过650<sup>0</sup>C时，钢材已基本丧失承载能力。

##### 1. 高温下钢材的强度

本文采用ECCS给出的高温下普通钢材的名义屈服强度，其表达式如下：

$$\frac{f_{yt}}{f_y} = \begin{cases} 1 + \frac{T}{767 \ln(T/1750)} & 0^{\circ}\text{C} < T \leq 600^{\circ}\text{C} \\ \frac{108(1 - T/1000)}{T - 440} & 600^{\circ}\text{C} < T \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (3.10)$$

式中： $f_y$ —常温时钢材的屈服强度，N/mm<sup>2</sup>；

$f_{yt}$ —温度 $T$ 时钢材的名义屈服强度，N/mm<sup>2</sup>；

$f_{yt}/f_y$ —温度 $T$ 时钢材的名义屈服强度降低系数，N/mm<sup>2</sup>。

##### 2. 高温下钢材的弹性模量

本文采用ECCS给出的高温下钢材的初始弹性模量，其表达式如下：

$$\frac{E_T}{E} = \begin{cases} -17.2 \times 10^{-12} T^4 + 11.8 \times 10^{-9} T^3 \\ -34.5 \times 10^{-7} T^2 + 15.9 \times 10^{-5} T + 1 \\ 8.66 \times 10^{-4} (800 - T) \end{cases} \quad \begin{matrix} 0^{\circ}\text{C} < T \leq 600^{\circ}\text{C} \\ 600^{\circ}\text{C} < T \leq 800^{\circ}\text{C} \end{matrix} \quad (3.11)$$

式中： $E$ —钢材在常温时的弹性模量，N/mm<sup>2</sup>；

$E_T$ —钢材在温度为 $T$ 时的初始弹性模量，N/mm<sup>2</sup>。

##### 3. 高温下钢材的应力-应变关系

描述高温下钢材应力-应变的公式比较多，本文选用Lie等(1995)<sup>[72]</sup>提出的模型，其表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] - f(T, 0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (3.12)$$

式中：

$$\varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$$

$$f(T, 0.001) = (50 - 0.04T) \times \left\{ 1 - \exp[(-30 + 0.03T)\sqrt{0.001}] \right\} \times 6.9$$

$$f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] = (50 - 0.04T) \times \left\{ 1 - \exp[(-30 + 0.03T)\sqrt{\varepsilon_s - \varepsilon_p}] \right\} \times 6.9$$

#### 3.3.2 高温下混凝土的力学性能

高温下混凝土的力学性能主要包括抗压和抗拉强度、弹性模量、应力-应变关系。

### 1. 高温下混凝土的抗压和抗拉强度

抗压强度是混凝土的最重要、最基本的力学性能指标之一，对高温下的混凝土的抗压强度，国内外进行了大量的研究，本文采用过镇海和李卫(1991)<sup>[73]</sup>给出的高温下混凝土的抗压和抗拉强度公式，其表达式如下：

$$\frac{f_{cu,t}}{f_{cu}} = \frac{1}{2.4 \times (T - 20)^6 \times 10^{-17} + 1} \quad (3.13)$$

$$f_{t,T}/f_t = 0.001T + 1 \quad (3.14)$$

式中： $f_{cu,t}$ 、 $f_{cu}$ 分别为混凝土高温下和常温下的立方体试块抗压强度；

$f_{t,T}$ 、 $f_t$ 分别为混凝土高温下和常温下的立方体抗拉强度。

### 2. 高温下混凝土的弹性模量

对于高温下的混凝土的弹性模量，一般认为混凝土的弹性模量随着温度的升高而逐渐降低，但在逐渐冷却至常温的过程中其弹性模量不变。本文采用过镇海和李卫(1991)<sup>[73]</sup>提出的高温下混凝土的弹性模量，其表达式如下：

$$E_{c,T}/E_c = -0.0011T + 0.83 \quad 60^{\circ}\text{C} \leq T \leq 700^{\circ}\text{C} \quad (3.15)$$

式中： $E_{c,T}$ 、 $E_c$ 分别为混凝土的高温下和常温下的弹性模量。

### 3. 高温下混凝土的应力-应变关系

高温下的混凝土的应力-应变关系是分析结构抗火时所必须的，国内外对高温下的混凝土的应力-应变关系研究的也比较多，本文普通混凝土采用过镇海和李卫(1991)<sup>[73]</sup>提出的高温下混凝土的应力-应变关系，其表达式如下：

$$\frac{\sigma}{f_{cu,t}} = \begin{cases} 2.2\varepsilon/\varepsilon_{0,T} - 1.4(\varepsilon/\varepsilon_{0,T})^2 + 0.2(\varepsilon/\varepsilon_{0,T})^3 & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{0,T} \\ \frac{\varepsilon/\varepsilon_{0,T}}{0.8[\varepsilon/\varepsilon_{0,T} - 1]^2 + \varepsilon/\varepsilon_{0,T}} & \varepsilon > \varepsilon_{0,T} \end{cases} \quad (3.16)$$

式中： $f_{cu,t}$ 按式(3.13)取用， $\varepsilon_{0,T}/\varepsilon_0 = 1 + (1500 + 5T^2) \times 10^{-6}$

本文圆钢管约束混凝土采用韩林海(2007)<sup>[60]</sup>给出的高温下圆钢管约束的混凝土的应力-应变关系，其表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \begin{cases} 1 + q(x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.17)$$

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

$$\sigma_0 = [1 + (-0.054\xi^2 + 0.4\xi) \cdot \left(\frac{24}{f_c'}\right)^{0.45} \cdot (1 - T/1000)^{9.55}] f_c' T$$

$$f_c'(T) = f_c' / [1 + 1.986(T - 20)^{3.21} \times 10^{-9}]$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cc}(T) + [1400 + 800 \left(\frac{f_c'}{24} - 1\right)] \cdot \xi^{0.2} \cdot (1.03 + 3.6 \times 10^{-6} \cdot T + 4.22 \times 10^{-6} \cdot T^2) (\mu\varepsilon)$$

$$\varepsilon_{cc}(T) = (1.03 + 3.6 \times 10^{-4} \cdot T + 4.22 \times 10^{-6} \cdot T^2) \cdot (1300 + 12.5 \cdot f_c') (\mu\varepsilon)$$

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi} \quad \xi = \alpha \cdot f_y(T) / f_{ck} \quad \alpha = A_s / A_c$$

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

### 3.4 高温后材料的力学性能

#### 3.4.1 高温后钢材的力学性能

1. 随着高温后钢材的力学性能于钢材的种类、升温时间比、冷却方式等有关，一般认为，在高温状态下，钢材的强度和弹性模量随着温度的升高而不断降低，经过高温冷却后，其强度有较大程度的回复。本文火灾后钢材采用韩林海(2007)<sup>[60]</sup>提出的双折线模型，具体的表达式如下：

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T_{\max})\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y(T_{\max}) \\ f_y(T_{\max}) + E_s'(T_{\max})[\varepsilon - \varepsilon_y(T_{\max})] & \varepsilon > \varepsilon_y(T_{\max}) \end{cases} \quad (3.18)$$

式中，高温作用后的屈服极限 $f_y(T_{\max})$ 按照下式确定：

$$f_y(T_{\max}) = \begin{cases} f_y & T_{\max} \leq 400^\circ\text{C} \\ f_y [1 + 2.23 \times 10^{-4} (T_{\max} - 20) - 5.88 \times 10^{-7} (T_{\max} - 20)^2] & T_{\max} > 400^\circ\text{C} \end{cases}$$

$T_{\max}$  为历史遭受的最高温度；弹性段取  $E_{sp}(T_{\max}) = E_s = 2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ，强化段  $E_s'(T_{\max}) = 0.01E_s(T_{\max}) = 2.06 \times 10^3 \text{MPa}$ 。

#### 2. 降温段

本文采用宋天诣(2010)<sup>[74]</sup>提出的钢材在降温段的应力-应变关系模型，假定钢材在弹性段和强化段的材性都有所恢复，而屈服强度和屈服应变以当前温度  $T$  为自变量在  $T_0$ - $T_{\max}$  之间插值获得，强化阶段的应力值以当前温度  $T$  为自变量在升温阶段和高温后阶段的应力值之间插值获得，其表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sc}(T, T_{\max})\varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) \\ \sigma_{sh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max}} [\sigma_{sh}(T_{\max}) - \sigma_{sp}(T_{\max})] & \varepsilon_s > \varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) \end{cases} \quad (3.19)$$

式中：

$T$  为当前温度， $T_{\max}$  为历史最高温度； $T_0$  为室温，取  $20^\circ\text{C}$ ；

$f_{yc}(T, T_{\max})$  为降温过程中钢材的屈服强度，

$$f_{yc}(T, T_{\max}) = f_{yh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [f_{yh}(T_{\max}) - f_{yp}(T_{\max})]$$



$\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})$  为降温过程中钢材的屈服应变,

$$\varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) = \varepsilon_{yh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [\varepsilon_{yh}(T_{\max}) - \varepsilon_{yp}(T_{\max})]$$

$$E_{sc}(T, T_{\max}) \text{ 为降温过程中钢材的弹性模量, } E_{sc}(T, T_{\max}) = \frac{f_{yc}(T, T_{\max})}{\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})};$$

$$f_{yh}(T) = \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_{yh} = 4 \times 10^{-3} f(T, 0.001) f_y$$

$$\varepsilon_{yh}(T) = \varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$$

$\sigma_{sp}(T_{\max})$  为升温过程中钢材的强化段的应力, 由式 (2.1) 确定;

$f_{yp}(T_{\max}), \varepsilon_{yp}(T_{\max}), \sigma_{sp}(T_{\max})$  为高温后钢材的屈服强度、屈服应变和强化阶段的应力。

按照式 (3.18) 确定。

### 3.4.2 高温后混凝土的力学性能

1. 对于高温后的钢管核心混凝土, 本文采用宋天诣(2010)<sup>[74]</sup>提出的火灾后钢管核心混凝土应力-应变关系曲线, 通过修正常温下钢管核心混凝土的应力-应变关系模型的峰值应力与峰值应变的基础上, 得到钢管核心混凝土的应力-应变关系模型, 其表达式如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.20)$$

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

$$\sigma_0 = \frac{f_c'}{1 + 2.4(T_{\max} - 20)^6 \times 10^{-17}};$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}; \varepsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f_c') \times 10^{-6} \times [1 + (1500T_{\max} + 5T_{\max}^2) \times 10^{-6}]$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ 1.6 + 1.5/x & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

$f_c'$  为常温下混凝土圆柱体轴心抗压强度,

$T_{\max}$  为历史遭受最高温度。

钢管外普通混凝土采用陆洲导等 (1993)<sup>[75]</sup>给出的火灾后普通混凝土应力-应变关系模型, 具体表达式如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ 1 - \varepsilon_{op} \frac{115(x-1)}{1 + 5.04 \times 10^{-3} T_{\max}} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.21)$$

$$\text{式中: } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{op}}; \quad y = \frac{\sigma_c}{\sigma_{op}}$$

$$\sigma_{op} = \frac{\sigma_0}{1 + 2.4(T_{\max} - 20)^6 \times 10^{-17}}; \varepsilon_{op} = \varepsilon_0 (1 + 2.5 \times 10^{-3} T_{\max})$$

$\varepsilon_{op}$  为火灾后混凝土的峰值应变;  $\sigma_{op}$  为火灾后混凝土的峰值应力,  $\varepsilon_0$  为常温下混凝土

土的峰值应变， $\sigma_0$  为常温下混凝土的峰值应力， $\sigma_0 = f_c'$ 。

2. 和钢材类似，降温段混凝土的应力-应变关系模型与混凝土当前的温度和遭受的历史最高温度有关，但是高温后混凝土的力学性能不仅没有得到恢复，反而更加恶化。因此，本文假定降温段钢管内部混凝土的力学性能与当前温度无关，而只与历史最高温度有关，所以，钢管内部混凝土降温段的应力-应变关系采用高温后的应力-应变关系，如式 (3.20) 所示；钢管外箍筋约束混凝土的应力-应变关系同样采用高温后的应力-应变关系，如式 (3.21) 所示。

### 3.5 火灾下内配圆钢管的 SRC 柱力学性能分析

火灾下的内配圆钢管的 SRC 柱的力学性能进行分析，通常要分为两个步骤，第一步是确定内配圆钢管的 SRC 柱截面的温度场；第二步是计算内配圆钢管的 SRC 柱的温度-时间曲线，进而获得火灾下内配圆钢管的 SRC 柱的力学性能。火灾下内配圆钢管的 SRC 柱的耐火试验较少，所以本文先模拟钢管混凝土柱以及型钢混凝土柱的耐火极限，以验证火灾下有限元模型的正确性，找出合理的钢管混凝土柱以及普通钢筋混凝土柱的应力-应变关系，建立内配圆钢管的 SRC 柱的有限元模型，分析火灾下内配圆钢管的 SRC 柱的力学性能。

要分析火灾下内配圆钢管的 SRC 柱的力学性能，首先要正确的模拟火灾下内配圆钢管的 SRC 柱的温度场，下面首先对钢管混凝土柱以及型钢混凝土柱的温度场进行验证。

#### 3.5.1 温度场验证

##### (1) 温度-时间曲线

发生火灾时，结构周围的空气通过热辐射和热对流向结构表面传热，然后结构自身通过热传导使结构内部的温度逐渐升高，然而由于结构材料的不均匀性以及受火方式不同等因素，结构内部的温度分布很不均匀，形成了不均匀的温度场，即温度场就是结构内部不同点的温度集合，同时温度场还随着火灾持续的时间而不断变化。温度-时间曲线是进行结构抗火分析最基本的条件，许多国家的学者制定了标准火灾温度-时间曲线，本文采用国际标准组织制定的 ISO-834 标准升（降）温曲线，其表达式如下：

升温段：

$$T = T(0) + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.22)$$

降温段：

$$T = \begin{cases} T_h - 10.417(t - t_h) & t_h \leq 30 \text{ min} \\ T_h - 4.167(3 - t_h/60)(t - t_h) & 30 \text{ min} \leq t_h \leq 120 \text{ min} \\ T_h - 4.167(t - t_h) & t_h \geq 120 \text{ min} \end{cases} \quad (3.23)$$

式中：

$T$ —温度( $^{\circ}\text{C}$ )；

$T(0)$ —室温( $^{\circ}\text{C}$ )，一般取  $20^{\circ}\text{C}$ ；

$T_h$ —升降温临界温度( $^{\circ}\text{C}$ );

$t$ —火灾发生后的时间(min);

$t_h$ —升温段持续的时间(min)。

## (2) 温度场有限元模型

本文用 ABAQUS 软件进行温度场分析, 以下就温度场分析的建模和计算过程进行简要的阐述。

混凝土、钢管、工字型钢和垫板采用八节点三维实体单元 C3D8; 钢筋和箍筋采用 Truss 单元; 钢材的导热系数采用式(3.1)给出的值, 钢材的比热采用式(3.2)给出的值, 钢材的膨胀率采用式(3.3)给出的值; 混凝土的导热系数采用式(3.4)给出的值, 混凝土的比热采用式(3.5)给出的值, 混凝土的膨胀率采用式(3.6)给出的值; 钢筋的热工性能采用钢材的, 垫板的热工性能采用混凝土的; 工字型钢与混凝土、钢管与混凝土、混凝土与垫板以及钢筋网架和混凝土之间均采用绑定约束 Tie, 模型两端均为铰接。本模型采用整体布种子和边缘布种子相结合的方法进行网格划分(如图 3.1 所示, 使构件的网格布局更加合理、规则, 有利于有限元模型计算的收敛, 使得计算结果有更高的精度。本模型采用的是按 ISO-834 计算所得的温度-时间荷载曲线, 起始温度为  $20^{\circ}\text{C}$ 。

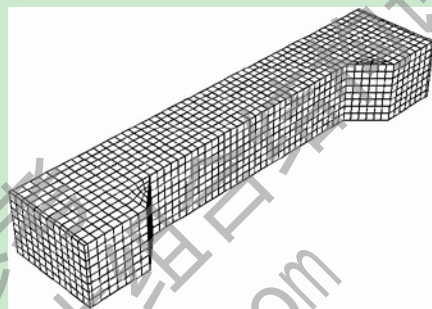


图 3.1 型钢混凝土柱网格划分示意图

## (3) 温度场模型验证

本文在进行内配钢管的 SRC 柱截面温度场分析之前, 先对已有的型钢混凝土和钢管混凝土柱的试验进行模型验证, 以验证本文温度场建模的正确性。

### a. 徐朝晖(2004)<sup>[63]</sup>受火试验

柱截面尺寸为  $b \times h = 200 \times 200 \text{mm}$ , 内配 I10 的热轧普通工字钢, 混凝土强度为  $f_{cu} = 39.9 \text{MPa}$ , 四角各配置一根 HRB335  $\phi 10$  钢筋, 箍筋采用 HPB235  $\phi 6.5 @ 100$  钢筋, 在试件中部布置了 5 个热电偶, 测点位置如图 3.3 所示, 试验采用的试验炉四周封闭, 两面受火, 四面受热。

所用单元类型如前所述, 材料特性如前所述, 构件单元划分如图 3.1 所示。图 3.2 给出了型钢混凝土柱有限元模型的温度场截面示意图, 图 3.4 给出了各测点计算值与试验值的对比曲线。

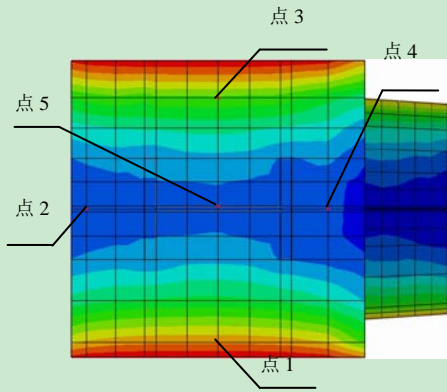


图 3.2 型钢混凝土柱温度场截面示意

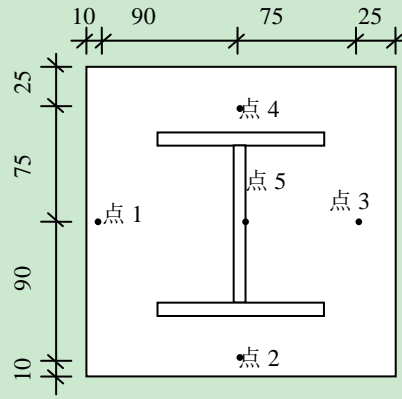


图 3.3 型钢混凝土温度测点布置

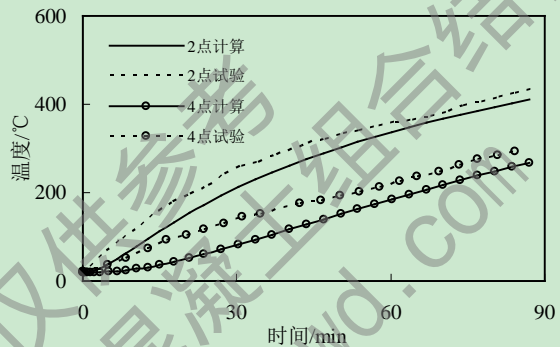
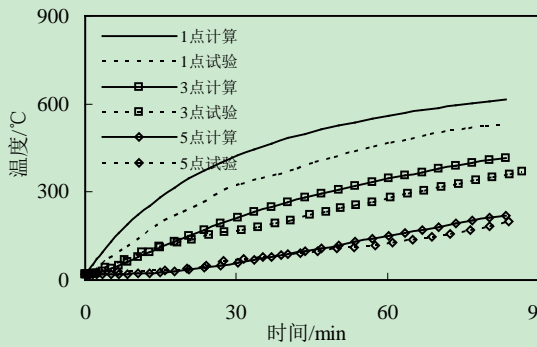


图 3.4 截面上各测点计算值与试验值对比曲线

b. 成晓娟(2010)<sup>[76]</sup>受火试验

柱截面尺寸为  $b \times h = 300 \times 300 \text{mm}$ ，内配 I10 的热轧普通工字钢，混凝土强度为  $f_{cu} = 39.67 \text{MPa}$ ，四角各配置一根 HRB335  $\Phi 16$  钢筋，箍筋采用 HPB235  $\Phi 8 @ 120$  钢筋，在试件中部布置了 12 个热电偶，部分测点位置如图 3.5 所示，试验采用的试验炉四周封闭，四面受火。图 3.6 给出了各测点计算值与试验值的对比曲线。

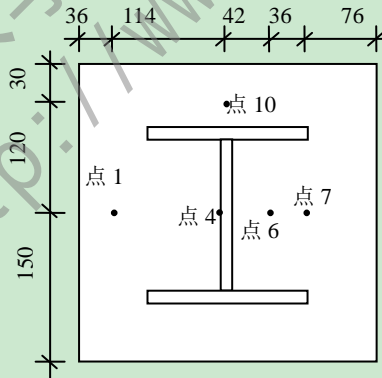


图 3.5 型钢混凝土温度测点布置

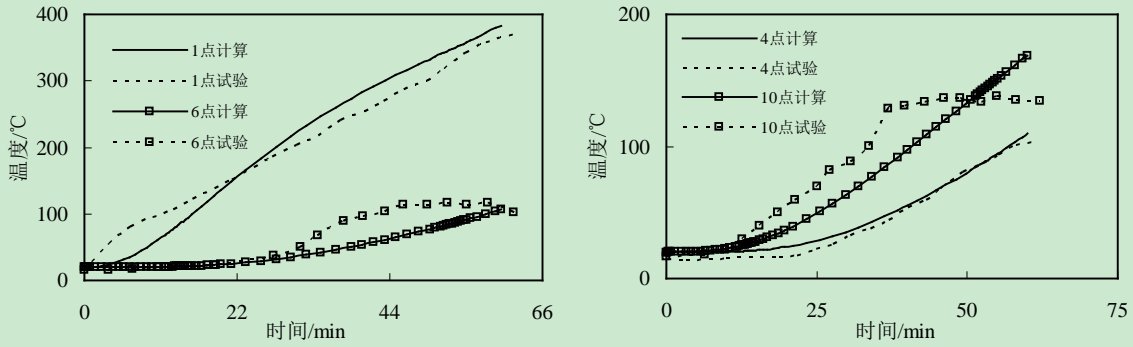


图 3.6 截面上部分测点计算值与试验值对比曲线

c. 吕学涛(2010)<sup>[77]</sup>受火试验

柱截面尺寸为  $B \times t_s = 300 \times 5.80 \text{mm}$ ，钢管强度为  $f_y = 361.72 \text{MPa}$ ，混凝土强度为  $f_{cu} = 52.6 \text{MPa}$ ，在试件中部布置了 7 个热电偶，部分测点位置如图 3.7 所示，试验采用的试验炉四周封闭，三面受火。图 3.8 给出了各测点计算值与试验值的对比曲线。

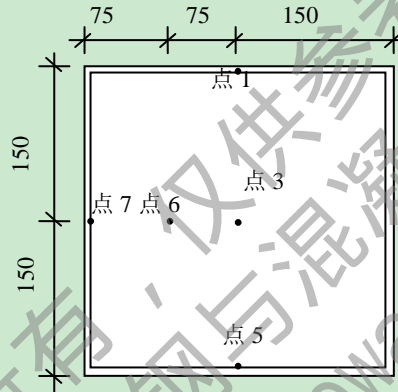


图 3.7 钢管混凝土温度测点布置

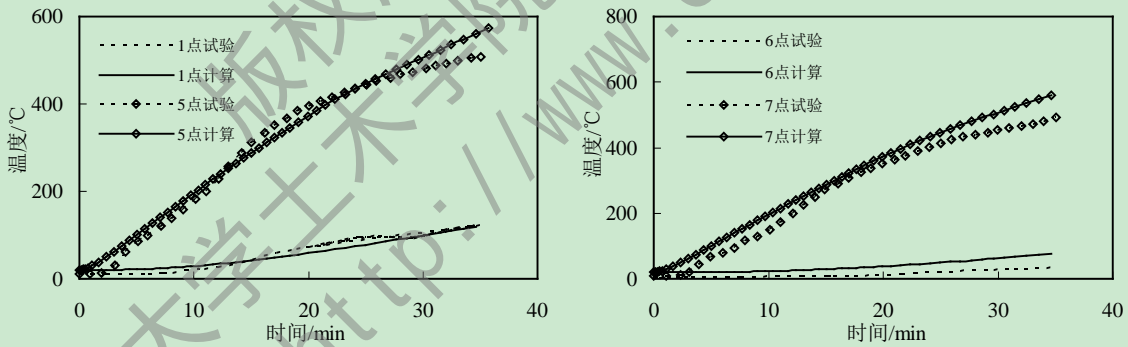


图 3.8 截面上部分测点计算值与试验值对比曲线

d. 刘发起(2010)<sup>[78]</sup>受火试验

柱截面尺寸为  $D \times B \times t_s = 300 \times 200 \times 6 \text{mm}$ ，钢管强度为  $f_y = 352.3 \text{MPa}$ ，混凝土强度为  $f_{cu} = 52.6 \text{MPa}$ ，在试件中部布置了 7 个热电偶，部分测点位置如图 3.9 所示，试验采用的试验炉四周封闭，四面受火。图 3.10 给出了各测点计算值与试验值的对比曲线。



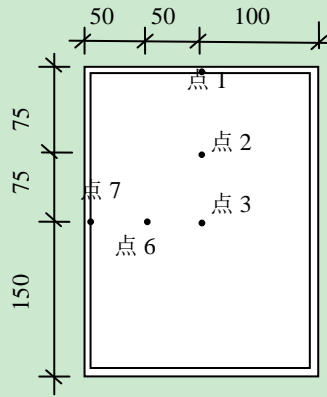


图 3.9 钢管混凝土温度测点布置

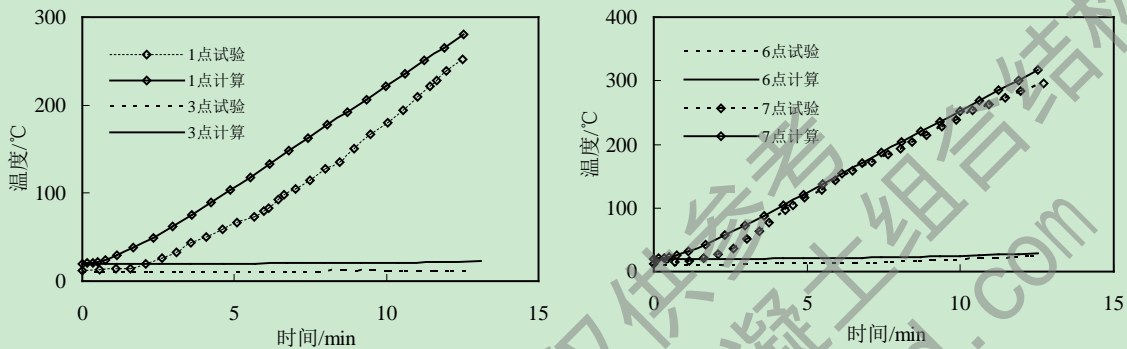


图 3.10 截面上部分测点计算值与试验值对比曲线

### 3.5.2 火灾下力学模型验证

#### (1) 高温下钢管混凝土构件的模型验证

进行力学模型计算，首先进行温度场计算，温度场的计算如上节所述，温度场的计算模型与高温下力学计算模型相一致，以便温度场的读入。温度场模型计算的时候，试件两端加有垫板，垫板赋予混凝土的热工性能，以便使得垫板与试件的膨胀比较接近。本文对韩林海(2007)<sup>[60]</sup>中的 C1-1 柱、吕学涛(2010)<sup>[77]</sup>中的 S1、S2、S3 柱、刘发起(2010)<sup>[78]</sup>中的 R2、R3 柱进行力学模型验证。

混凝土、钢管和垫板均采用八节点三维实体单元 C3D8；钢管内约束混凝土的应力-应变关系采用式 3.17 所示，钢材的应力-应变关系采用式 3.12 所示，垫板的弹性模量  $E_s=1\times 10^{12}\text{MPa}$ ，泊松比  $\mu_s=0.00001$ 。不随温度的变化而变化；混凝土和垫板、钢材和垫板之间均采用绑定约束 Tie，钢管与混凝土之间设置面面接触，界面法向方向采用硬接触，切向方向采用库伦摩擦模型摩擦系数为 0.6；建模情况和常温下相同，两端为铰接，加载分为两步，第一步为常温加载，第二步开始读入每一时刻对应的温度场进行高温下力学模型计算。温度场时的试件网格划分必须与力学模型计算时的网格划分相一致。计算结果与试验结果的对比情况如图 3.11 所示。

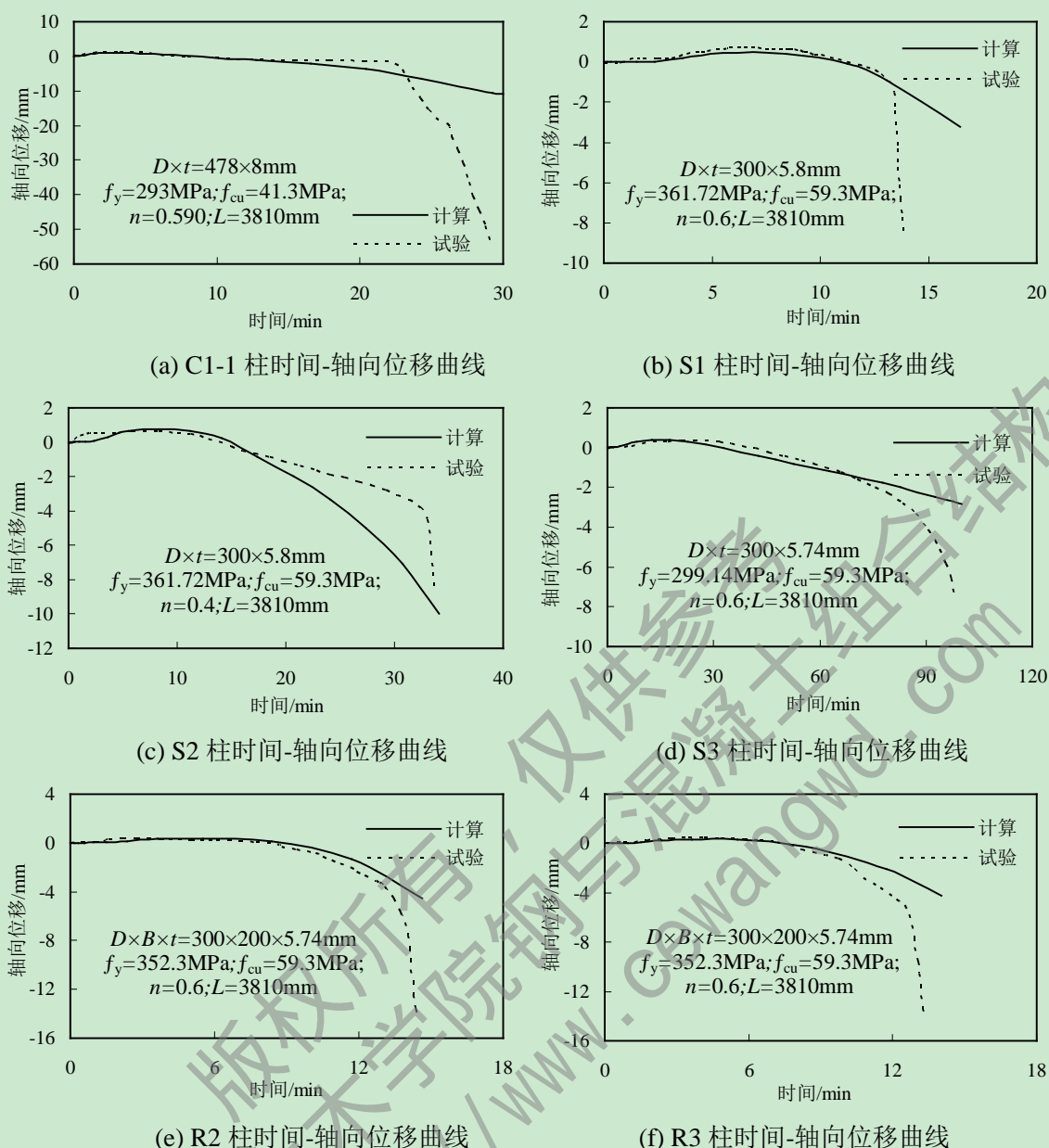


图 3.11 钢管混凝土柱时间-位移关系曲线的比较

(2) 高温下型钢混凝土构件的模型验证

本文采用徐朝晖(2004)<sup>[63]</sup>中的 SRC1.8-40 柱和李丽丽(2011)<sup>[79]</sup>中的 FR3S35 柱、成晓娟(2010)<sup>[76]</sup>中的 ZYN-1 柱以及张佳(2010)<sup>[80]</sup>中的 py3n-0.85 柱进行力学模型验证。徐朝晖 SRC1.8-40 柱的试件参数为：柱截面尺寸为  $B \times H = 200 \times 200 \text{mm}$ ，柱长  $L = 1800 \text{mm}$ ，混凝土强度  $f_{cu} = 39.9 \text{MPa}$ ，钢材的屈服强度  $f_y = 280.5 \text{MPa}$ ，钢筋的屈服强度  $f_s = 360.3 \text{MPa}$ 。李丽丽 FR3S35 柱的试验参数为：截面尺寸为  $b \times h = 250 \times 350 \text{mm}$ ，型钢的截面尺寸为  $h \times b \times d \times t = 200 \times 150 \times 6 \times 9 \text{mm}$ ，柱长  $L = 3810 \text{mm}$ ，混凝土强度  $f_{cu} = 41 \text{MPa}$ ，钢材的屈服强度  $f_y = 274 \text{MPa}$ ，钢筋的屈服强度  $f_s = 300 \text{MPa}$ 。成晓娟 ZYN-1 柱的试验参数为：截面尺寸为  $b \times h = 300 \times 300 \text{mm}$ ，型钢的截面尺寸为  $h \times b \times d \times t = 175 \times 175 \times 7.5 \times 11 \text{mm}$ ，柱长  $L = 3810 \text{mm}$ ，混凝土强度  $f_{cu} = 39.67 \text{MPa}$ ，钢材的屈服强度  $f_y = 261.8 \text{MPa}$ ，钢筋的屈服强度  $f_s = 300 \text{MPa}$ 。张佳 py3n-0.85 柱的试验参数为：截面尺寸为  $b \times h = 250 \times 350 \text{mm}$ ，型钢的截面尺寸为  $h \times b \times d \times t = 200 \times 150 \times 6 \times 9 \text{mm}$ ，柱长  $L = 3810 \text{mm}$ ，混凝土强度  $f_{cu} = 39.67 \text{MPa}$ ，钢材的屈服强

度  $f_y=271\text{MPa}$ ，钢筋的屈服强度  $f_s=300\text{MPa}$ ，试件偏心率为 0.3。

混凝土的应力-应变关系采用式 3.16 所示，钢材的应力-应变关系采用式 3.12 所示，垫板的弹性模量  $E_s=1\times 10^{12}\text{MPa}$ ，泊松比  $\mu_s=0.00001$ 。不随温度的变化而变化，建模方法如前所述。

计算结果与试验结果的对比情况如图 3.12 所示。

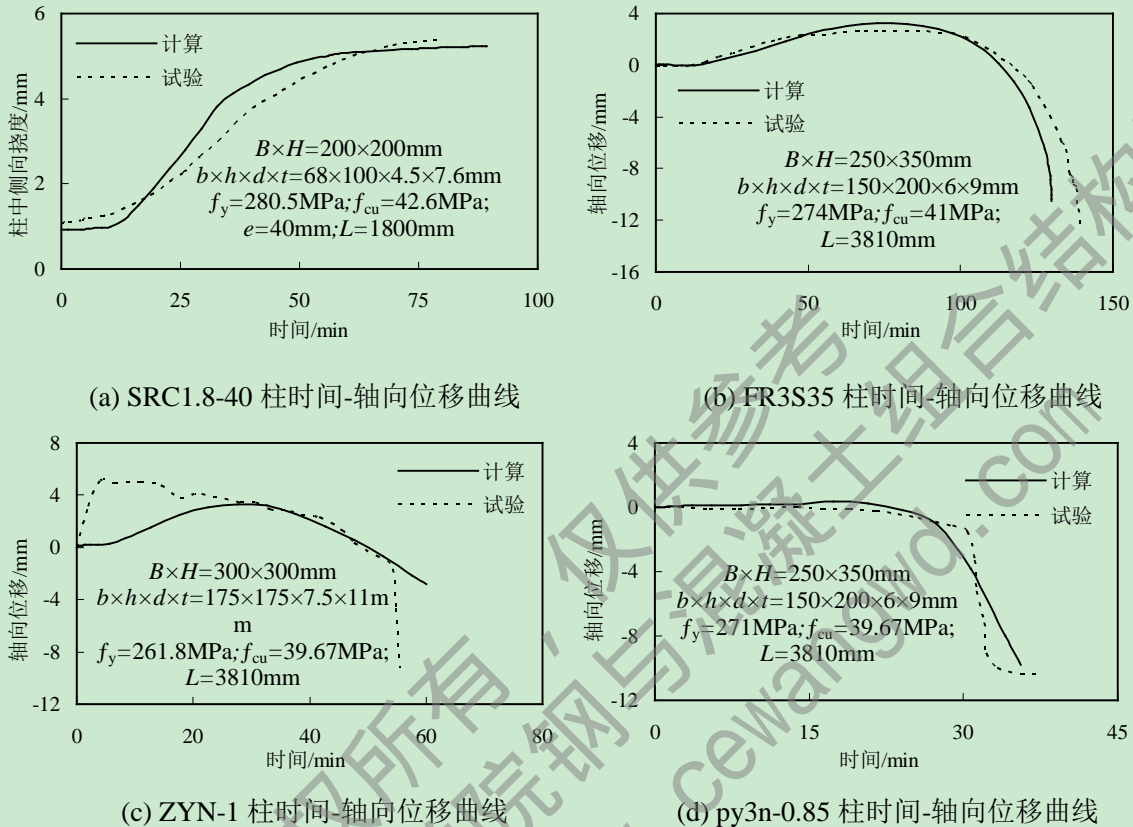


图 3.12 型钢混凝土柱时间-位移关系曲线的比较

由 3.11 和 3.12 图可知，计算结果和试验结果基本吻合，验证了本文火灾下有限元模型建模的正确性，合理的确定了钢管混凝土以及普通混凝土的应力-应变关系，为建立正确的火灾下内配圆钢管的 SRC 柱的有限元模型奠定了基础。

### 3.5.3 内配圆钢管的 SRC 柱的耐火极限

目前内配钢管的 SRC 柱的火灾下的试验比较少，因此根据以上对钢管混凝土以及型钢混凝土的高温下的模型验证，选择合理的材料的本构关系来模拟高温下内配钢管的 SRC 柱的耐火极限。本文选择的试件参数为：柱截面边长为  $B\times B=300\text{mm}\times 300\text{mm}$ ；柱高  $H=3810\text{mm}$ ，圆截面钢管  $D\times t=200\text{mm}\times 6\text{mm}$ ，屈服强度为  $f_y=235\text{MPa}$ ；钢管内混凝土强度为  $f_{cu,c}=30\text{MPa}$ ；钢管外混凝土强度为  $f_{cu}=30\text{MPa}$ ；纵向钢筋为  $12\Phi 16$ ，屈服强度为  $f_y=300\text{MPa}$ ；箍筋为  $\Phi 8@120$ ，屈服强度为  $f_y=200\text{MPa}$ 。

#### (1) 内配圆钢管的 SRC 柱的温度场

钢管内、外混凝土、钢管以及垫板采用八节点三维实体单元 C3D8；钢筋和箍筋采用 Truss 单元；钢管与钢管内、外混凝土之间、混凝土与垫板之间、钢管外混凝土与钢筋笼之间以及钢管与垫板之间均采用绑定约束 Tie，有限元模型两端均为铰接；本模型

采用整体布种子和边缘布种子相结合的方法进行网格划分，使构件的网格布局更加合理、规则，有利于有限元模型计算的收敛，使得计算结果有更高的精度。单元划分如图 3.13 所示，本模型采用的是按 ISO-834 计算所得的温度-时间荷载曲线，起始温度为 20<sup>0</sup>C。

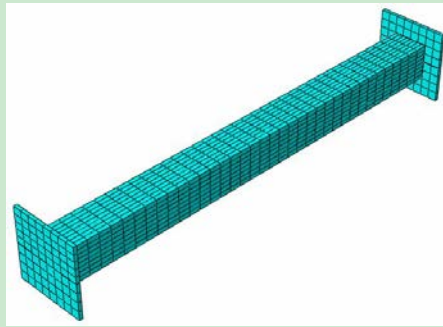


图 3.13 内配钢管的 SRC 柱单元划分

(2) 内配钢管的 SRC 柱的温度云图

内配钢管的矩形 SRC 柱的温度云图如图 3.14 所示。在柱跨中截面依次取六个点，其截面各点示意图如图所示，其截面各点的温度-时间变化曲线如图 3.15 所示。由此可见，随着时间的增长，钢管外钢筋混凝土的温度上升较快且其最高温度较高，和标准升温曲线较为接近，由于钢管外钢筋混凝土充当了内部钢管混凝土保护层的原因，钢管以及钢管内部混凝土的温度上升较慢且最高温度较低，尤其是钢管内部混凝土的温度上升接近直线，其最高温度和标准升温曲线的最高温度相差较大。

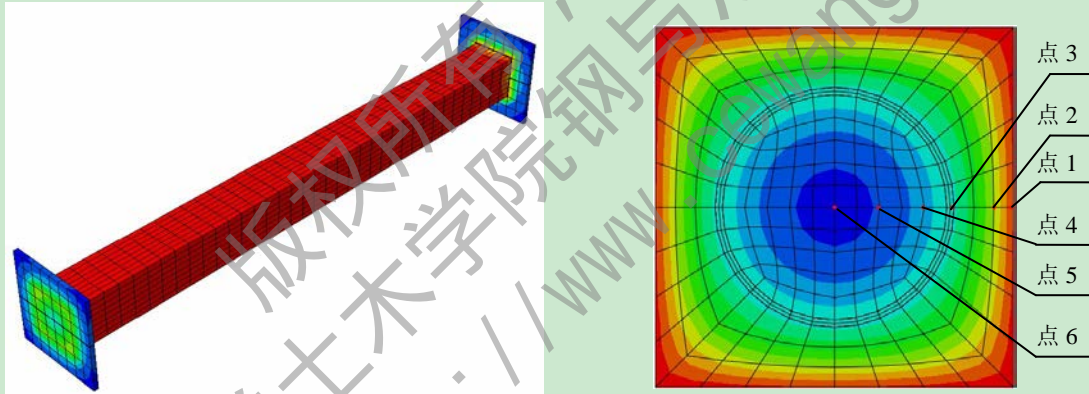


图 3.14 内配圆钢管的 SRC 柱温度云图

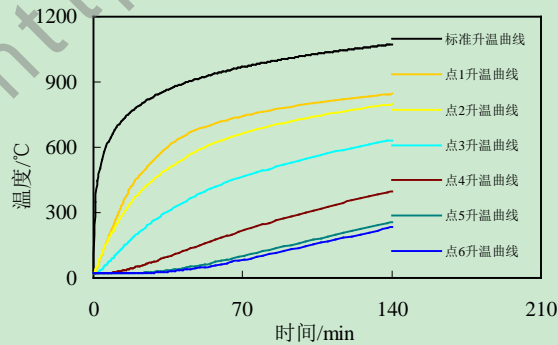


图 3.15 内配圆钢管的 SRC 柱截面各点温度-时间变化曲线

(3) 内配圆钢管的 SRC 柱的力学计算模型

钢管内、外混凝土、钢管以及垫板采用八节点三维实体单元 C3D8；钢筋和箍筋采



用 Truss 单元。

钢管与钢管内、外混凝土之间、混凝土与垫板之间以及钢管与垫板之间均采用绑定约束 Tie，有限元模型两端均为铰接。

本模型采用整体布种子和边缘布种子相结合的方法进行网格划分，使构件的网格布局更加合理、规则，有利于有限元模型计算的收敛，使得计算结果有更高的精度。

本文选定的火灾荷载比为 0.65，即所加的轴压荷载为 1536KN，轴向加载时有一个千分之一的初始偏心。

内配圆钢管的 SRC 柱的时间-轴向位移曲线如图 3.16 所示，由图可见，对于轴向变形，火灾下的内配圆钢管的 SRC 柱经历了常温下压缩，火灾下膨胀、压缩、破坏等阶段，在常温下，轴向压缩了 2mm，进入升温阶段后，材料随着温度升高而膨胀，轴向位移逐渐减小并达到最大膨胀，之后随着混凝土以及钢材由于温度升高而导致材性劣化，轴向变形逐渐增大，当达到 107 分钟时，构件轴向变形迅速变大而达到破坏。

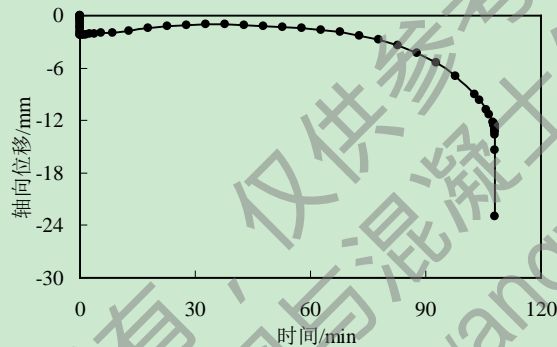


图 3.16 内配钢管的矩形截面 SRC 柱时间-轴向位移曲线

火灾下不同时刻的内配圆钢管的 SRC 柱跨中横截面的纵向应力分布如图 3.17 所示，分别取常温加载后升温前( $t=0\text{min}$ )、膨胀段( $t=10\text{min}$ )、压缩段( $t=80\text{min}$ )、耐火极限( $t=107\text{min}$ )四个时刻所对应的纵向应力云图，由图可见，升温 0min 时，构件在外荷载作用下全截面处于受压状态，钢管应力最大，钢管外混凝土单轴对称，钢管内混凝土应力呈条状分布，由于考虑了千分之一柱长的初偏心，偏心的那一侧压应力较大；当升温 10 分钟时，钢管应力仍是最大，钢管外混凝土应力全截面对称分布并且应力由外到内依次减小，这是因为外围混凝土温度较高，内部的混凝土温度较低，外围的混凝土温度较高膨胀变形大，承担更大的压力，纵向应力大，对于钢管内部混凝土来说，偏心的那一侧的压应力较大；升温 80 分钟时，钢管应力依旧较大，钢管外混凝土的纵向应力分布发生了较大变化，与膨胀段相反，由外到内应力依次增大，这是因为随着温度的升高，外围混凝土材性首先劣化承载力下降，压应力减小，而钢管内混凝土的压应力由外到内依次减小，这是因为钢管内部外围的混凝土温度高膨胀大，承担更大的压力，纵向应力较大；当达到耐火极限时，钢管的应力依旧较大，钢管外混凝土的应力较小，这是因为钢管外混凝土的材性完全劣化其承载力大大减小，钢管内部混凝土的纵向应力呈条状分布，且偏心侧的纵向应力较大，这时内部钢管混凝土承担更多的压力。

内配圆钢管的 SRC 柱跨中截面纵向塑性应变如图 3.18 所示，还是取取常温加载后升温前( $t=0\text{min}$ )、膨胀段( $t=10\text{min}$ )、压缩段( $t=80\text{min}$ )、耐火极限( $t=107\text{min}$ )四个时刻所对



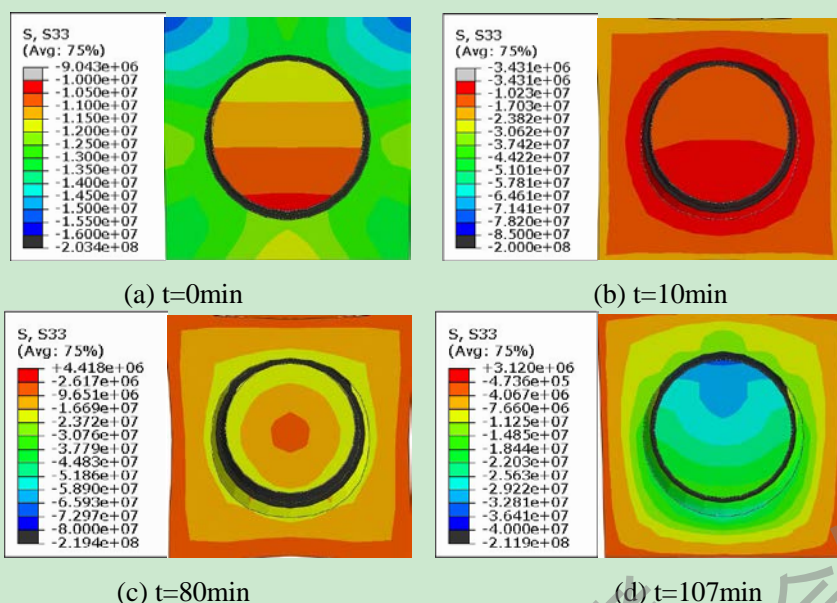


图 3.17 内配圆钢管的 SRC 柱跨中截面纵向应力云图

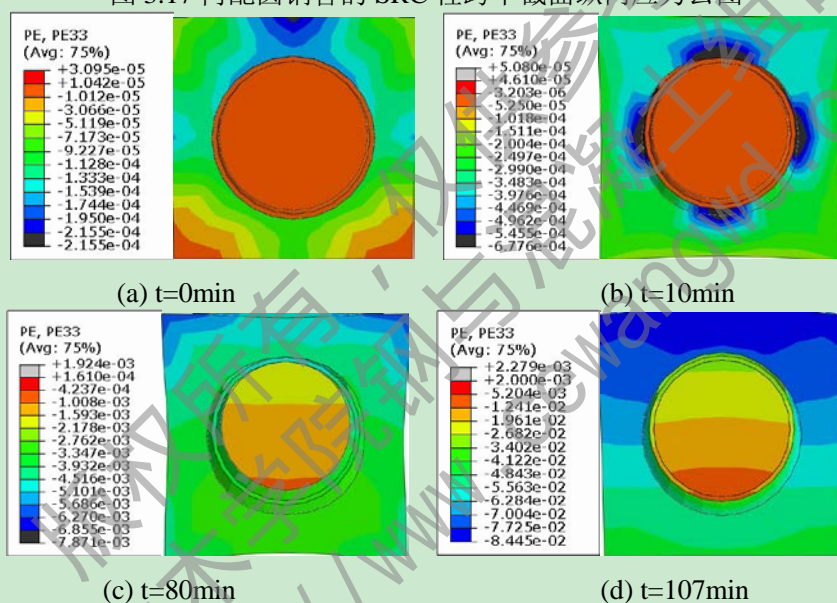


图 3.18 内配圆钢管的 SRC 柱跨中截面纵向塑性应变

应的纵向塑性应变，由图可见，加载后升温前即  $t=0\text{min}$  时，钢管和钢管内部混凝土的塑性应变很小，几乎为零，钢管外混凝土的塑性应变分布不均匀，但是由于初始偏心的原因，偏心的那一侧混凝土的塑性压应变较大；当升温 10 分钟时，钢管和钢管内混凝土的塑性应变依旧很小，钢管外混凝土的塑性应变却有很大的变化，有四处紧邻钢管的混凝土塑性应变最大，背向偏心的那一处是因为随着温度的升高其膨胀迅速增长，但是受到轴向的荷载以及外围混凝土的约束，其塑性应变较大，其他三处的除了轴向荷载和外围混凝土的约束外，还受到钢管向外的膨胀作用，所以其塑性变形较大；升温 80 分钟时，随着温度的升高，侧向挠度不断变大，构件截面的塑性应变很不均匀，此时钢管和钢管内混凝土均出现了塑性应变，但是小于钢管外混凝土的塑性应变，钢管内混凝土的塑性应变呈带型分布，但总体上仍是偏向偏心侧的塑性应变较大；达到耐火极限时，构件全截面的塑性应变均呈条带型分布，偏心一侧的塑性应变较大，但是在背离偏心一侧的部分混凝土出现了塑性拉应变，这是因为构件破坏时其侧向挠度迅速增大以致于那

部分混凝土出现了拉应力。

### 3.6 火灾后内配圆钢管的 SRC 柱力学性能分析

火灾后内配圆钢管的 SRC 柱经历常温加载、标准曲线火灾升温、自然冷却回复到常温后加载至破坏。火灾下内配圆钢管的 SRC 柱也需要先建立温度场模型，然后将温度场导入力学模型，结合高温后混凝土以及钢材的材性进行火灾后力学性能有限元分析，其温度场以及力学建模方法和火灾下相似。图 3.19 所示为火灾后内配圆钢管的 SRC 柱的荷载-位移曲线。

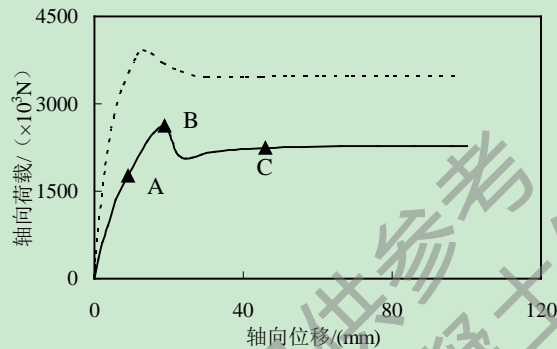


图 3.19 火灾后内配圆钢管的 SRC 柱的荷载-位移曲线

从图 3.19 中可以看出，与常温下相比，火灾后内配圆钢管的 SRC 柱的纵向荷载-变形曲线更加平缓，在相同轴力作用下，火灾后的内配圆钢管的 SRC 柱的变形更大，其刚度比常温下的大大减小，构件的承载力也有较大程度的下降。这是因为经过高温的钢管外箍筋约束混凝土的材性劣化严重，箍筋约束混凝土的承载力下降，导致整个构件的承载力下降。

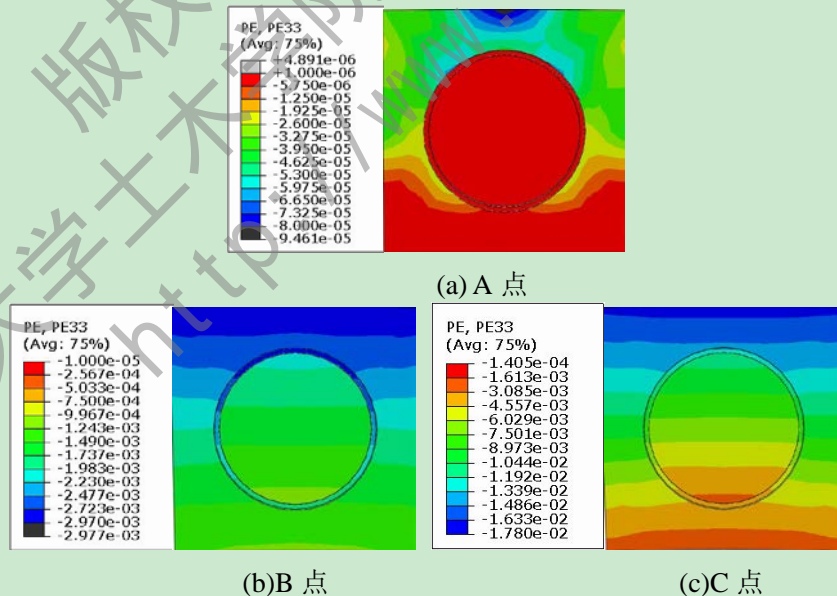


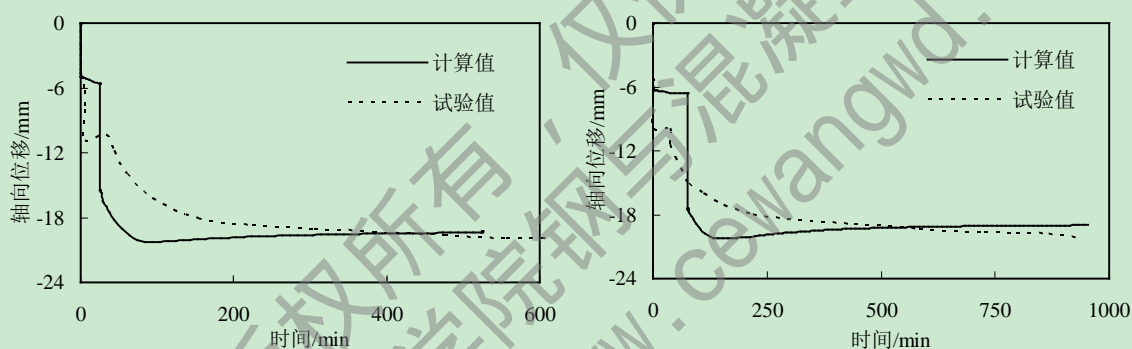
图 3.20 火灾后内配圆钢管的 SRC 柱跨中截面不同时刻塑性应变分布

在火灾后内配圆钢管的 SRC 柱的荷载-位移曲线上取 A、B、C 三点，其中 A 点为降温后加载前，B 点为高温后极限承载力的时刻，C 点为荷载水平段上一点，各点处的塑性应变如图 3.20 所示，由图可见，在 A 点处，由于初始偏心的缘故，偏心侧的钢管

外箍筋约束混凝土的塑性应变较大，而远离偏心一侧的钢管外箍筋约束混凝土、钢管以及钢管内约束混凝土的塑性应变较小；达到极限承载力的时候，构件截面塑性应变分布呈条带状分布，偏心侧的塑性应变依旧较大，此时，钢管外偏心侧混凝土的塑性应变最大，钢管次之，钢管内约束混凝土的塑性应变最小；达到 C 点时，构件全截面的塑性应变较 B 点时有较大发展，其塑性应变依然呈条带状分布，偏心侧塑性应变较大。总之，火灾后内配圆钢管的 SRC 柱的破坏过程与常温下的相似，但是构件的极限承载力以及刚度比常温下大大减小。

### 3.7 火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱的模型验证及力学性能分析

由于火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱的试验研究较少，所以对成晓娟(2010)<sup>[1]</sup>中的轴压型钢混凝土柱 ZYB-2A 及 SZYZ-4 柱的抗火全过程的试验进行模拟，以验证本文火灾全过程有限元建模的正确性，下面按照试验过程中轴压型钢混凝土柱的受力全过程进行数值模拟，包括考虑常温下加载，按照 ISO-834 标准升降温曲线升温、降温以及高温后加载的力学模型，图 3.21 所示为火灾全过程轴压型钢混凝土柱的轴向变形与时间关系曲线的试验与计算的对比。



(a) ZYB-2A 柱时间-轴向位移曲线

(b) SZYZ-4 柱时间-轴向位移曲线

图 3.21 型钢混凝土柱轴向位移与时间关系曲线

由图 3.21 可见，对于四面受火的 ZYB-2A 柱以及三面受火的 SZYZ-4 柱，计算结果与试验数据吻合较好，证明了本文火灾全过程有限元建模的正确性。但也存在一定的差距：计算值常温加载阶段的轴向位移比试验值要小，这可能是约束条件与实际存在差异或者型钢混凝土柱端部混凝土强度不够；计算值在降温段的轴向位移比升温段要小，而试验值几乎没有这种变化，这可能是有限元模型未考虑高温爆裂、裂缝对受力性能的影响。

通过以上对火灾全过程下型钢混凝土柱的数值模拟验证了火灾全过程有限元建模的正确性，下面对火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱进行数值模拟并分析其轴压受力性能。同样考虑常温下加载，按照 ISO-834 标准曲线恒载升、降温以及高温后加载四个阶段，并与常温下轴压构件的计算结果进行对比。图 3.18 为内配圆钢管的 SRC 柱的轴向荷载与轴向位移曲线以及轴向位移与时间曲线。选用的内配圆钢管的 SRC 柱算例具体尺寸为：柱截面边长为  $B \times B = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ；柱高  $H = 4620\text{mm}$ ，圆截面钢管



$D \times t = 200\text{mm} \times 8\text{mm}$ , 屈服强度为  $f_y = 345\text{MPa}$ ; 钢管内混凝土强度为  $f_{cu,c} = 60\text{MPa}$ ; 钢管外混凝土强度为  $f_{cu} = 40\text{MPa}$ ; 纵向钢筋为  $12 \phi 20$ , 屈服强度为  $f_y = 400\text{MPa}$ ; 箍筋为  $\phi 10 @ 120$ , 屈服强度为  $f_y = 300\text{MPa}$ 。

在内配圆钢管的 SRC 柱的中截面上取 6 个不同的点如图 3.22 所示, 来分析内配圆钢管的 SRC 柱跨中截面上不同构件的温度变化, 由图 3.22 以及图 3.23 可以看出, 试件四面均匀受火, 截面温度场对称分布; 钢管外混凝土升温比较剧烈, 其峰值温度较高, 并且其峰值温度对应的时间与标准升温曲线相当; 当外界温度升高时, 钢管以及钢管内部混凝土温度上升较外部滞后, 其峰值温度较低, 当外界温度下降后, 钢管以及钢管内部混凝土温度不降反升, 内部的温度场滞后现象比较明显, 内部的材料性能继续恶化, 内部混凝土承载力继续下降; 之后截面进入全截面降温, 各个点的温度平稳下降。

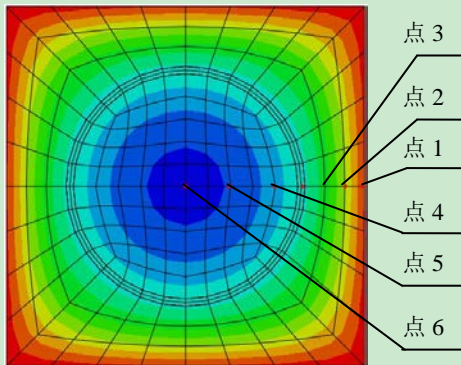


图 3.22 内配圆钢管的 SRC 柱的温度云图

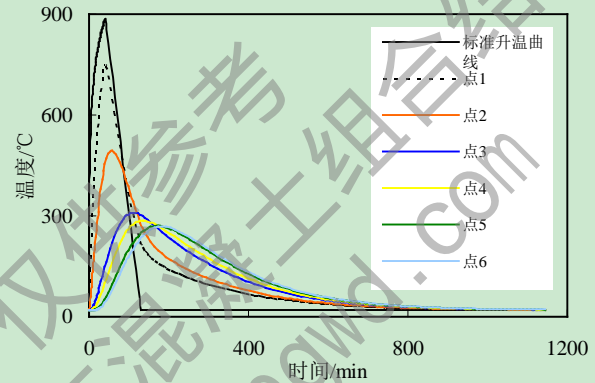
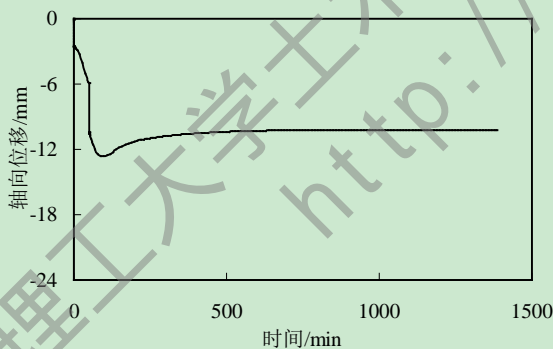
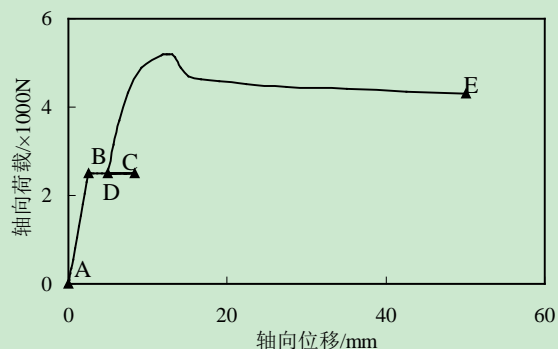


图 3.23 截面上各点的温度-时间关系曲线

由图 3.24(a)可以看出, 火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱的位移随着常温下、升温、降温、高温后阶段的不同而有所变化, 试件轴向位移在常温时约为  $3\text{mm}$ , 升温段时约为  $7\text{mm}$ , 但是在降温段时的位移有所减小, 说明在降温段的变形有所回升, 最后轴向位移趋于稳定, 这是因为内配圆钢管的 SRC 柱经历升温进入降温段后, 钢管的材料性有不同程度的回复所引起的。



(a)轴向位移-时间关系曲线



(b)轴向荷载-位移关系曲线

图 3.24 火灾全过程内配圆钢管的 SRC 柱的计算值

在图 3.24(b)中, AB 段为常温加载阶段, BC 段为恒载升温阶段, CD 段为恒载降温阶段, DE 段为高温后加载阶段, 由图可以看出内配圆钢管的 SRC 柱的轴向荷载在常温段随着位移的增大而增大, 而之后有段持载水平段, 这是因为在升温与降温过程中保持荷载不变而引起的, 而在高温后由于是位移加载, 内配圆钢管的 SRC 柱的轴向荷载随

着位移的增大而增大，最后趋于稳定而没有出现明显的下降，这是由于材性有所恢复的钢管对核心混凝土具有良好的约束效果而引起的。

图 3.25 为火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱的荷载分配曲线，由图可以看出，在常温加载阶段随着位移的增加，内配圆钢管的 SRC 柱的各个组成部分的承载力迅速增加，尤其是钢管外箍筋约束混凝土部分的承载力增长最快，其刚度最大，钢管和钢管内部混凝土的承载力和刚度最小，这时钢管外混凝土对内配圆钢管的 SRC 柱的承载力“贡献”最大；开始升温后，由于钢管外混凝土升温较快，钢管外部箍筋约束混凝土的材性迅速劣化，其承载力迅速下降，而此时由于钢管内混凝土温度的滞后，钢管以及钢管内混凝土温度上升较慢，其承载力相对常温段继续升高，随着升温段温度的继续升高；进入降温段后，由于钢管外箍筋约束混凝土的承载力逐渐升高，这主要是因为钢管外混凝土中的钢筋笼材性得到了一些回复提高了钢管外箍筋约束混凝土的承载力，而钢管的承载力基本不变，但是此时内部混凝土温度却继续缓慢上升，内部混凝土材料缓慢劣化，其承载力有所下降；高温后外部箍筋约束混凝土由于其中的钢筋笼的材性逐渐得到回复，其承载力继续增大，达到极限承载力之后承载力迅速下降，钢管此时的强度已有较大的回复，其承载力逐渐升高并趋于稳定，而内部混凝土的承载力逐渐升高并超过钢管的承载力，在火灾后加载后期，钢管内部混凝土的承载力超过了钢管外箍筋约束混凝土的承载力，对内配钢管的 SRC 柱的“贡献”最大，这是因为强度已有较大程度恢复的钢管对内部混凝土的约束效应有较大程度的恢复，另一方面由于外部钢筋混凝土在升温过程中充当了内部混凝土的保护层作用，内部混凝土的峰值温度较低，材性劣化较轻。

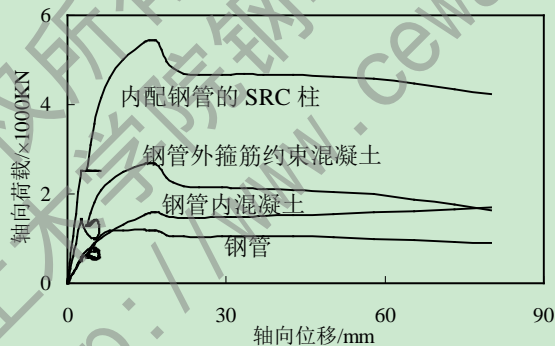


图 3.25 火灾全过程下内配圆钢管的 SRC 柱的荷载分配

### 3.8 本章小结

本章通过合理选取钢材、钢管内混凝土以及钢管外混凝土在常温、升温、降温以及火灾后各个阶段的热力本构关系模型，建立内配钢管的 SRC 柱在火灾下、火灾后以及火灾全过程的力学有限元模型，具体内容与结论如下：

(1) 首先，本章基于合理的材料热工参数模型，模拟钢管混凝土柱以及型钢混凝土柱的温度场，计算结果与试验结果进行对比验证，基于此建模方法建立了内配钢管的 SRC 柱的温度场模型。

(2) 基于合理的钢材、钢管内混凝土、钢管外混凝土的本构关系模型，建立钢管



混凝土柱、型钢混凝土柱的有限元模型，计算结果与试验结果进行对比验证，基于此建模方法建立了内配钢管的 SRC 柱在火灾下的有限元模型，并对其受力性能进行分析，结果表明钢管的应力始终大于钢管内、外混凝土，钢管外混凝土首先出现塑性应变，达到耐火极限时，钢管外混凝土有一些出现拉应变。

(3) 基于上述建模方法建立了火灾后内配钢管的 SRC 柱的力学模型，并与常温下的计算结果相比较，结果表明火灾后内配钢管的 SRC 柱的破坏形态和常温下相似。

(4) 基于上述建模方法建立了火灾全过程的内配钢管的 SRC 柱的温度场模型和力学模型，结果表明由于混凝土的热惰性，钢管内混凝土的温度有较为明显的滞后现象，在力学模型计算中，钢管外混凝土在常温、升温阶段、降温阶段以及火灾后加载前期对柱子承载力的“贡献”较大；钢管外箍筋约束混凝土其在升温段时承载力下降、在降温段时承载力有所提升，而钢管内部混凝土在升温段时承载力升高、降温段时反而有所下降；火灾后加载后期，钢管内部混凝土对柱子承载力的“贡献”最大。

## 第4章 火灾全过程后内配钢管的SRC柱剩余承载力影响参数分析

### 4.1 前言

本章在第三章对配有圆钢管的SRC柱截面温度场变化规律以及火灾下、火灾后、火灾全过程的力学性能进行了初步的分析。在此基础上,为了更加全面的了解基于火灾全过程的高温后的配有钢管的SRC柱在不同参数下的力学性能,本章拟通过对配有钢管的SRC柱在火灾荷载比、升温时间比、钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管屈服强度、含钢管率、配筋率等参数变化下考虑基于火灾全过程的配有钢管的SRC柱的力学性能进行分析,更加清楚的了解该类结构在考虑火灾全过程作用下的力学性能。下面就影响配有钢管的SRC柱在火灾全过程作用后的剩余承载力与轴向位移关系曲线的参数进行分析,了解其影响规律。

### 4.2 剩余承载力的参数分析

本文由前面内容可知,采用上述建模方法分析基于火灾全过程的配有钢管的SRC柱的力学性能是合理可行的,本章按照相同的有限元建模方法对不同计算参数下的剩余承载力进行分析。在进行基于火灾全过程的高温后的配有钢管的SRC柱的剩余承载力参数分析时,主要考虑一下参数进行分析:

- (1) 火灾荷载比( $n$ ): 0.5、0.55、0.6、0.65、0.7;
- (2) 升温时间比( $t_0$ ): 0.4、0.5、0.6、0.7;
- (3) 钢管内混凝土强度( $f_{cu,c}$ ): 40、60、80、100、120MPa;
- (4) 钢管外混凝土强度( $f_{cu}$ ): 30、40、50、60、70MPa;
- (5) 钢管屈服强度( $f_y$ ): 235、345、390、420MPa;
- (6) 钢筋屈服强度( $f_s$ ): 210、300、360、400MPa;
- (7) 含钢管率( $\alpha$ ): 5.36%、6.63%、7.87%;
- (8) 配筋率( $p_s$ ): 0.77%、1.54%、2.32%、3.09%;
- (9) 长细比( $\lambda$ ): 30、40、50、60MPa。

进行以上参数分析时,其变化范围主要是根据工程中常用的参数进行选取,结合前述试验试件参数,选取的基本算例如下:轴压柱截面尺寸为  $B \times B = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ;柱高  $H = 4620\text{mm}$ ;圆钢管  $D \times t = 200\text{mm} \times 6\text{mm}$ ,屈服强度为  $f_y = 345\text{MPa}$ ;钢管内混凝土强度为  $f_{cu,c} = 60\text{MPa}$ ;钢管外混凝土强度为  $f_{cu} = 40\text{MPa}$ ;纵筋为  $12\Phi 12$ ,屈服强度为  $f_y = 300\text{MPa}$ ;箍筋为  $\phi 10 @ 120$ ,屈服强度为  $f_y = 300\text{MPa}$ 。参数分析时每次只变化一个参数。

#### (1) 钢管内混凝土强度( $f_{cu,c}$ )

图 4.1 所示为不同的钢管内混凝土强度对火灾后内配钢管的SRC柱承载力的影响。由图 4.1 可见,随着钢管内混凝土强度的提高,内配钢管的SRC柱在火灾下的最大位移逐渐减小,高温后加载前的位移也有所减小,火灾后极限承载力迅速提高,而且刚度也

有所增大，由此可见，钢管内混凝土的强度对火灾后内配钢管的 SRC 柱的承载力影响较大，这是因为火灾下钢管内混凝土在钢管外混凝土的“保护”下材性劣化较小，并且有前所述，钢管内混凝土在火灾后承担更多的承载力。

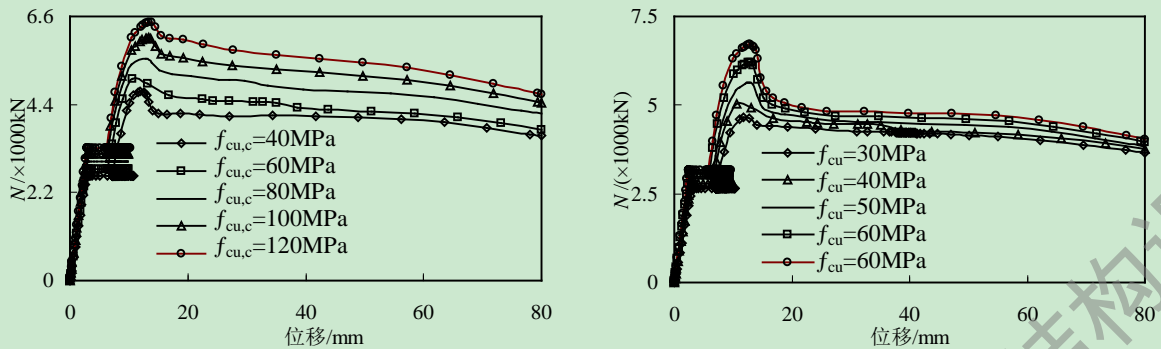


图 4.1 钢管内混凝土强度对构件承载力的影响图      4.2 钢管外混凝土强度对构件承载力的影响  
(2)钢管外混凝土强度( $f_{cu}$ )

图 4.2 所示为不同钢管外混凝土强度对内配钢管的 SRC 柱的承载力的影响。由图可见，随着钢管外混凝土强度的提高，内配钢管的 SRC 柱在火灾下的最大位移减小，高温后加载前时的位移也有所减小，火灾后极限承载力逐渐升高，并且其刚度也有所增大，这是因为一方面经历升降温作用的钢管外混凝土的材性没有完全劣化，另一方面是钢筋笼随着温度的降低恢复了部分强度，增强了钢管外钢筋混凝土的承载力。

(3)钢管屈服强度( $f_y$ )

图 4.3 所示为不同的钢管屈服强度对内配钢管的 SRC 柱的承载力的影响。由图可见，随着钢管屈服强度的提高，内配钢管的 SRC 柱在火灾下的最大位移变化不大，尤其是钢管屈服强度为 345、390、420MPa 的时候，内配钢管的 SRC 柱在火灾后的极限承载力逐渐增大，但是刚度变化不大，极限承载力之后水平段的荷载逐渐增大，这是因为有前所述火灾下钢管外箍筋约束混凝土对构件承载力的“贡献”较大，此时构件的轴向位移主要和钢管外箍筋约束混凝土的承载力有关；火灾后钢管内混凝土对构件承载力的影响较大，而钢管屈服强度的提高，增大了其对钢管内混凝土的约束了，提高了钢管内混凝土的承载力。

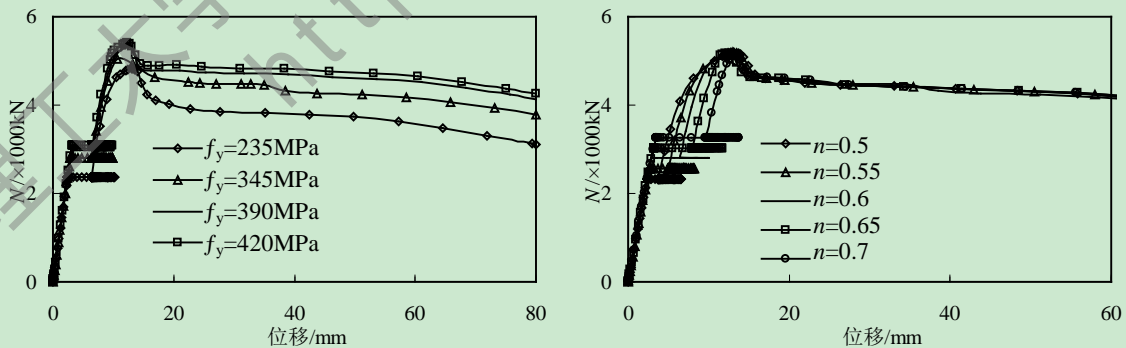


图 4.3 钢管屈服强度对构件承载力的影响图      4.4 火灾荷载比对构件承载力的影响  
(4)火灾荷载比( $n$ )

图4.4给出了不同火灾荷载比 $n$  ( $n=N_0/N_t, N_0$ 为火灾下柱所承受的荷载,  $N_t$ 为常温时柱

的极限承载力)情况下火灾全过程后的内配圆钢管的SRC柱的荷载-位移曲线。由图可见,随着火灾荷载比的增大,内配钢管的SRC柱常温后升温前的位移逐渐增大,火灾下的最大位移也逐渐增大,火灾后的极限承载力却变化不大,极限承载力所对应的位移也有所增大,但是变化幅度较小,这是因为火灾荷载比的增大,使得柱子的塑性发展较快,而又由于高温的作用,柱子的荷载-位移曲线的形状和数值都发生了较大的变化。由此可见,火灾荷载比对内配钢管的SRC柱火灾下的最大位移影响较大,但对其火灾后剩余极限承载力影响较小。

#### (5) 含钢管率( $\alpha$ )

图4.5给出了不同的含钢管率对内配钢管的SRC柱的承载力的影响。由图可见,随着含钢管率的提高,内配钢管的SRC柱火灾下的位移基本不变,其火灾后的刚度变化也不大,但是构件火灾后的极限承载力却有所提高,这是因为随着含钢管率的增大,核心钢管混凝土的约束效应大大提高,增强了核心钢管混凝土的承载力。

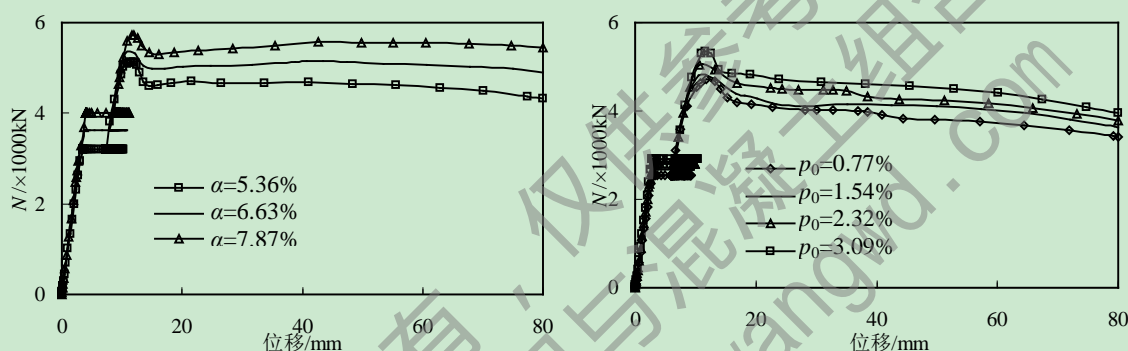


图4.5 含钢管率对构件承载力的影响

图4.6 配筋率对构件承载力的影响

#### (6) 配筋率( $p_0$ )

图4.6给出了配筋率对火灾后内配钢管的SRC柱的承载力的影响,由图可见,配筋率对内配钢管的SRC柱在火灾下的最大位移基本上没有影响,这是因为钢筋的温度随外部环境温度的升高而迅速升高,其材性劣化较快;内配钢管的SRC柱在火灾后的承载力随着配筋率的增大而逐渐升高,这是因为随着温度的下降,钢筋的材性逐渐恢复,增强了钢管外箍筋约束混凝土的承载力。

#### (7) 升温时间比( $t_0$ )

图4.7给出了升温时间比 $t_0$ ( $t_0=t_h/t_R$ ,  $t_h$ 为升降温临界时间,  $t_R$ 为柱的耐火极限),由图可见,升温时间比对火灾全过程中的内配钢管的SRC柱的力学性能影响较大,随着升温时间比的增大,内配钢管的SRC柱在火灾下的位移逐渐增大,火灾后的极限承载力逐渐减小,但是减小幅度较小,其极限承载力所对应的位移逐渐增大,并且达到极限承载力之后,升温时间比越大,其承载力的下降的速度越快。这是因为升温时间比越大,内配钢管的SRC柱钢管外的混凝土以及钢管内的混凝土的劣化程度越大,其火灾下的最大位移也就越大,降温后由于混凝土的材性的不可恢复性,其极限承载力也就逐渐减小。



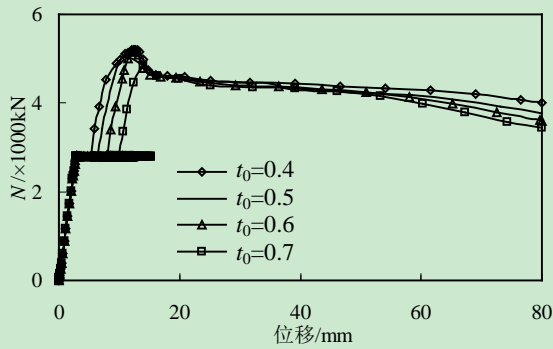


图4.7 升温时间比对构件承载力的影响

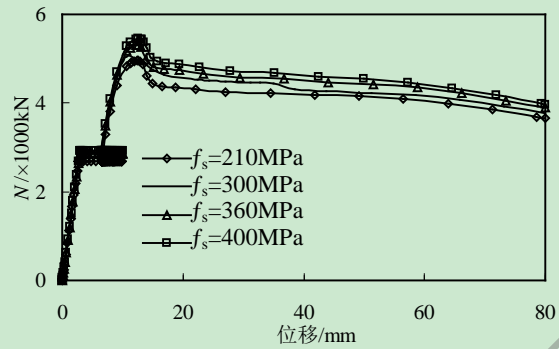


图4.8 钢筋屈服强度对构件承载力的影响

(8) 钢筋屈服强度( $f_s$ )

图4.8给出了钢筋屈服强度对火灾全过程中的内配钢管的SRC柱的力学性能影响，由图可见，随着钢筋屈服强度的增大，内配钢管的SRC柱在火灾下的位移变化不大，火灾后的极限承载力逐渐增大，但增大幅度不大，其火灾后的刚度变化也不大。这是因为钢筋屈服强度越大，内配钢管的SRC柱钢管外的箍筋约束混凝土的承载力就越高，虽然经过火灾升降温，但是由于钢材材性的可恢复性，在火灾后的加载中其极限承载力就越大。但是，相比其他参数而言，钢筋屈服强度对内配钢管的SRC柱的剩余承载力影响不是很大。

(8) 长细比( $\lambda$ )

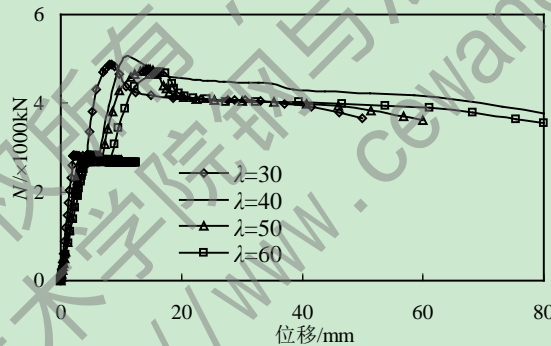


图4.9 长细比对构件承载力的影响

图4.9给出了长细比对火灾全过程中的内配钢管的SRC柱的力学性能影响，由图可见，当长细比小于40时，随着长细比的增大，内配钢管的SRC柱在火灾下的最大位移增大，火灾后的极限承载力也有所增大；当长细比大于40时，随着长细比的增大，内配钢管的SRC柱在火灾下的最大位移逐渐增大，但是其火灾后的承载力却逐渐减小。但是，相比其他参数而言，长细比即对内配钢管的SRC柱的剩余承载力有影响，但是对曲线的形状影响最大。

### 4.3 本章小结

用地本章主要进行了考虑了基于火灾全过程的高温后的内配钢管的SRC柱的轴向荷载-轴向位移曲线影响因素的参数分析，包括：火灾荷载比、升温时间比、钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管屈服强度、长细比、配筋率以及含钢管率等参数变



化对火灾后内配钢管的SRC柱的荷载-位移曲线的影响。其规律如下：

(1) 从总体参数分析来看，升温时间比、火灾荷载比和长细比对曲线的形状影响较大，这是因为升温时间比的增大，加剧了钢管内、外混凝土的材性劣化，又由于混凝土材性的不可恢复性，其火灾下的最大位移变化较大；火灾荷载比的增大，使得柱子的塑性发展较快，又由于高温作用，其火灾下材料的材性迅速恶化，其最大位移发展较快；长细比既影响了内配钢管的SRC柱最大位移，也影响了其火灾后极限承载力；长细比的增大，降低了构件的极限承载力，既影响了内配钢管在火灾下的最大位移，又影响力其火灾后剩余极限承载力。

(2) 钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管屈服强度、含钢管率对柱子曲线形状影响不大，其主要影响内配钢管的SRC柱火灾后的极限承载力。

(3) 配筋率以及钢筋屈服强度对内配钢管的SRC柱的曲线影响不大，其主要增大了火灾后构件的极限承载力，这是因为钢筋随着温度的升高而迅速升高，其材性劣化的也就越快，对火灾下柱子的承载力影响不大，火灾后又由于其材性的回复而又增大了柱子的承载力。

## 结论与展望

### 结论

本文对内配钢管的SRC在常温轴压荷载作用下以及在外荷载作用下经历升降温的力学性能进行了理论分析与研究，下面将对本文进行的主要研究工作和获得的主要结论进行归纳：

(1) 在大量文献综述的基础上，选择了合理的钢管内混凝土、钢管外混凝土以及钢材的应力-应变关系模型，建立了常温下内配钢管的SRC柱有限元模型，计算结果与试验结果进行了对比验证，并计算了内配钢管的SRC柱在轴压荷载下的力学性能。分析结果表明：钢管外箍筋约束混凝土和钢管约束核心混凝土在轴压荷载作用下最先进入塑性阶段，接着钢管外箍筋约束混凝土达到极限承载能力，外围钢筋混凝土相对内部钢管混凝土承担更多的荷载。钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管屈服强度、截面含钢管率、纵筋配筋率、体积配箍率、位置系数是影响内配圆钢管的SRC轴压短柱承载力的主要因素。

(2) 选择合理的材料热工参数，建立了钢管混凝土柱和型钢混凝土柱的温度场模型，计算结果与试验结果进行对比验证，并在此基础上建立了内配钢管的SRC柱的温度场模型。分析结果表明：由于混凝土的热惰性，钢管内混凝土的温度要低于钢管和钢管外混凝土的温度，达到最高温度的时间远远小于钢管外混凝土和钢管的，但是钢管的温度下降最快。

(3) 确定了钢材、钢管外混凝土、钢管内混凝土在常温、升温、降温以及火灾后等阶段的热力本构关系模型，基于有限元软件ABAQUS建立了火灾下钢管混凝土柱和型钢混凝土柱在火灾下以及火灾全过程的力学模型，计算结果与实验结果进行验证分析，在此基础上建立了内配钢管的SRC柱在火灾下、火灾后以及火灾全过程的力学模型，并进行力学性能的分析。分析结果表明：内配钢管的SRC柱在火灾下的破坏模态和常温下相似；火灾全过程中，钢管外混凝土在常温、升温段时对柱子承载力的“贡献”较多，而钢管内混凝土在火灾后对柱子的承载力“贡献”较大。

(4) 对影响火灾后内配钢管的SRC柱的荷载-位移曲线的参数进行了计算，包括：火灾荷载比、升温时间比、钢管内混凝土强度、钢管外混凝土强度、钢管的屈服强度、含钢管率、配筋率等。分析结果表明：长细比对火灾全过程下内配钢管的SRC柱的荷载-位移曲线的形状和极限承载力都有影响；钢管外混凝土强度、钢管的屈服强度、含钢管率等对火灾下内配钢管的SRC柱的极限承载力有影响。火灾荷载比和升温时间比对火灾后内配钢管的SRC柱的极限承载力有影响。

### 展望

本文为了更加全面的了解该类构件的耐火性能和抗火研究，在本文研究的基础上，作者认为可进一步开展以下几个方面的工作：

(1) 本文采用数值模拟的方法对火灾全过程的内配钢管的SRC柱进行了分析，对于分析结果没有直接的试验验证，因此有必要进行火灾全过程的SRC柱的试验研究。

(2) 首先本文所选结构只是一个单一的构件，没有考虑梁柱节点或空间框架结构受火时的耐火性能的抗火分析；其次本文算例均为四面均匀受火，这是一个较为理想的受火形态，而实际工程中大多数火灾工况为非均匀受火或局部受火，故有必要按照实际受火场景进行研究。

(3) 结构在本文所进行的火灾全过程的内配钢管的SRC柱的力学性能研究的基础上，可进一步开展火灾下结构的抗震性能和火灾后结构的抗震性能研究等，从不同点出发来分析结构的耐火性能和抗火分析。

## 参 考 文 献

- [1] 李国强, 韩林海, 楼国彪, 蒋首超. 钢结构及钢-混凝土组合结构抗火设计. 北京, 中国建筑工业出版社. 2006.
- [2] 程文灏, 陈忠范, 江东, 徐明, 余勇. 钢骨混凝土柱轴压比限值的研究. 建筑结构学报, 1999, 20(2): 51-59.
- [3] 白国良, 赵鸿铁. 小偏心受压型钢混凝土柱的承载力计算. 西安建筑科技大学学报, 1999, 31(3): 229-233.
- [4] 林拥军, 程文灏, 周宗仁, 左江. 配有圆钢管的钢骨混凝土柱轴心受压柱的试验研究. 工程力学, 2001, 18(Sup): 140-145.
- [5] 林拥军, 程文灏, 徐明, 左江. 配有圆钢管的钢骨混凝土柱轴压比限值的试验研究. 土木工程学报, 2001, 34(6): 23-28.
- [6] 李美华, 李辉, 陈瑞生, 单玉川, 戴志强. 钢骨混凝土大偏心受压柱承载力计算. 浙江工业大学学报, 2004, 32(4): 464-468.
- [7] 陈丽华, 李爱群, 杜德润. 型钢混凝土柱的界限破坏和轴压比限值. 工程抗震, 2004, 26(4): 32-34.
- [8] 林拥军, 冯远, 官庆, 黄宗瑜, 程文灏. 配有圆钢管的钢骨混凝土柱的设计方法. 建筑结构学报, 2004, 34(1): 13-16.
- [9] 陈丽华. 型钢混凝土柱轴压比限值. 合肥工业大学学报, 2004, 27(9): 1078-1082.
- [10] 杜德润, 王修信, 李爱群, 陈丽华, 殷宝才. 配有圆钢管的SRC柱轴压承载力计算及径厚比分析. 工业建筑, 2005, 35(4): 91-94.
- [11] 周军, 楼文娟, 孙军华. 内配圆钢管的钢骨混凝土核心柱承载性能分析. 工程力学, 2007, 24(7): 128-133.
- [12] 刘界鹏, 张小冬, 张素梅. 圆钢管约束钢骨高强混凝土短柱轴压力学性能. 建筑结构学报, 2009, 30(Sup): 242-248.
- [13] 王隼, 李平. 型钢混凝土柱破坏过程数值模拟. 重庆交通大学学报, 2009, 28(6): 1052-1054.
- [14] Lie T.T. and Chabot, M.M. A method to predict the fire resistance of circular concrete filled hollow steel columns. Journal of Fire Protection Engineering, 1990, 2(4): 111-123.
- [15] 徐蕾, 韩林海. 方形截面钢管混凝土温度场的非线性有限元分析. 哈尔滨建筑大学学报, 1999, 32(5): 34-38.
- [16] 岳建伟, 赵军. 火灾时方钢管混凝土柱的温度场分布. 河南大学学报, 2003, 33(3): 79-81.
- [17] Han Lin-Hai, Xu lei, Zhao Xiao-Ling. Tests and analysis on the temperature field within concrete filled steel tubes with or without protection subjected to a standard fire. Advances in Structural Engineering. 2003, 6(2): 121-133.
- [18] 杜二峰, 毛小勇. 火灾下型钢混凝土柱三维温度场计算. 苏州科技学院学报, 2009, 22(1): 15-18.
- [19] 陆洲导, 徐朝晖. 火灾下钢骨混凝土柱温度场分析. 同济大学学报, 2004, 32(9): 1121-1125.
- [20] 张佳, 毛小勇. 偏压型钢混凝土柱抗火试验研究. 苏州科技学院学报, 2010, 23(3): 59-61.



- [21] 韩林海, 徐蕾. 方钢管混凝土柱耐火极限的理论研究. 消防科学与技术, 2000, 10(4): 7-10.
- [22] 徐蕾, 韩林海. 方钢管混凝土柱耐火极限的影响因素分析. 工业建筑, 2000, 30(6): 24-28.
- [23] 韩林海, 徐蕾. 带保护层方钢管混凝土柱耐火极限的试验研究. 土木工程学报, 2000, 33(6): 63-69.
- [24] Han Lin-Hai. Finite element method is applied for the calculations of temperature fields of concrete filled fire performance of concrete filled steel tubular beam-columns. Journal of Constructional Steel Research, 2001, 57(6): 697-711.
- [25] 冯九斌, 韩林海. 钢管高强混凝土轴压柱耐火极限的试验研究. 消防科学与技术, 2001, 11(1): 7-10.
- [26] 韩林海, 徐蕾, 冯九斌, 经建生, 杜兰萍. 钢管混凝土柱的防火保护层厚度. 消防科技与技术, 2001, 11(6): 1-4.
- [27] 韩林海, 徐蕾等. 钢管混凝土柱耐火极限和防火设计实用方法研究. 土木工程学报, 2002, 35(6): 6-13.
- [28] 杨有福, 韩林海. 矩形钢管混凝土柱的耐火性能和抗火设计方法. 建筑结构学报, 2004, 25(1): 25-35.
- [29] Han L H, Lin X K. Tests on cyclic behavior of concrete-Filled hollow structural steel columns after exposure to the ISO-834 standard fire. Journal of Structural Engineering, ASCE. 2004, 130(11): 1807-1819.
- [30] 徐蕾. 钢管配筋混凝土柱的耐火极限. 大连民族学院学报, 2006, (32): 76-77.
- [31] 吴晓莉, 韩金生, 程文灏. 配筋钢管混凝土柱抗火性能试验研究. 东南大学学报, 2009, 39(2): 174-178.
- [32] 韩金生, 董毓利. 钢管混凝土柱抗火性能研究. 建筑结构学报, 2009, 30(Sup): 265-270.
- [33] 徐蕾, 刘玉彬. 钢管混凝土柱的抗火措施. 工业建筑, 2009, 39(4): 14-17.
- [34] 张宏仁, 于飞. 火灾高温下轴心受压型钢混凝土柱的应力分析. 长春工学院学报. 2010, 11(1): 9-16.
- [35] 徐朝晖. 钢管混凝土柱抗火性能试验与理论研究: [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 2004.
- [36] 蒋东红, 李国强, 王世伟, 张彬. 钢管混凝土轴压柱抗火极限承载力计算. 钢结构, 2005, 20(6): 87-91.
- [37] 郑永乾, 韩林海. 钢管混凝土柱耐火极限的计算. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(Sup): 425-428.
- [38] 蒋东红, 李国强, 张彬. 钢管混凝土偏压柱抗火极限承载力分析研究. 建筑钢结构进展, 2006, 8(2): 55-62.
- [39] 张彬. 钢管混凝土柱耐火极限的研究: [硕士学位论文]. 上海: 同济大学. 2008.
- [40] 张宏仁, 于飞. 火灾高温下轴心受压型钢混凝土柱的应力分析. 长春工学院学报, 2010, 11(1): 9-16.
- [41] 毛小勇, 高伟华, 李丽丽, 徐悦军. 三面受火型钢混凝土柱耐火极限试验研究. 自然灾害学报, 2010, 19(6): 93-99.
- [42] 韩林海, 霍静思. 火灾作用后钢管混凝土柱的承载力研究. 土木工程学报, 2002, 35(4): 25-35.

- [43] 韩林海, 杨华, 霍静思, 杨有福. 标准火灾作用后矩形钢管混凝土柱剩余承载力的研究. 工程力学, 2002, 19(5): 78-86.
- [44] 林晓康, 韩林海. 标准火灾作用后方钢管混凝土构件滞回性能试验研究. 地震工程与工程震动, 2003, 23(4): 188-194.
- [45] 霍静思, 韩林海. 标准火灾后钢管混凝土抗弯力学性能研究. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(Sup): 88-92.
- [46] 林晓康, 韩林海. 火灾作用后圆钢管混凝土柱荷载-位移滞回性能研究. 建筑结构学报, 2005, 26(3): 19-29.
- [47] 杨华, 韩林海. 圆钢管混凝土全过程火灾作用后的剩余承载力实用计算方法. 工程建设与设计, 2005, 37(2): 26-29.
- [48] 冯颖慧, 沈陶. 内配圆钢管的钢骨混凝土柱火灾后剩余承载力研究. 工业建筑, 2008, 38(3): 16-19.
- [49] 周君. 钢骨混凝土核心柱温度场及高温后剩余承载力性能研究. 特种结构, 2009, 26(4): 35-39.
- [50] Yang H, Han L H and Wang Y C. Effects of heating and cooling histories on post-fire cooling behavior of concrete filled steel tubular columns. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 556-570.
- [51] Mao, X.Y., V.K.R.Kodur.. Fire resistance of concrete encased steel columns under 3-and 4-side standard heating, Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 270-280.
- [52] Tao, Z., Han L H, Brian Uy, Chen, X.. Post-fire bond between the steel tube and concrete in concrete filled steel tubular columns, Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 484-496.
- [53] Song T Y, Han L H and Yu H X. Concrete filled steel tube stub columns under combined temperature and loading, Journal of Constructional Steel Research, 2010,66(3):369-384.
- [54] Song T Y, Han L H and Brian Uy. Performance of CFST column to steel beam joints subjected to simulated fire including the cooling phase, Journal of Constructional Steel Research, 2010,66(3):591-604.
- [55] Yu, M., Zha, X.X., Ye, J.Q. Fire responses and resistance of CFST frame structures, International Journal of Structural Stability and Dynamics, 2010, 66: 591-604.
- [56] 杜二峰. 标准火灾下SRC柱全过程力学性能分析: [硕士学位论文]. 苏州: 苏州科技学院, 2009.
- [57] 成晓娟, 毛小勇. 标准火灾下轴压型钢混凝土柱抗火性能研究. 苏州科技学院学报, 2010, 23(3): 36-40.
- [58] 侯进学, 毛小勇. 考虑升降温作用的高温后型钢混凝土偏压柱受力性能试验研究. 苏州科技学院学报, 2010, 23(4): 21-26.
- [59] 杜二峰, 毛小勇. 轴心受压SRC柱受火全过程数值分析. 消防科学与技术, 2011, 30(6): 460-462.
- [60] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践. 北京, 科学出版社. 2007.
- [61] 钱稼茹, 程丽荣, 周栋梁. 普通箍筋约束混凝土柱的中心受压性能. 清华大学学报 (自然科学版), 2002, 42(10): 1369-1373.
- [62] 余琼, 陆洲导. 型钢混凝土偏压柱力学性能分析. 建筑结构, 2009, 39(6): 34-38.

- [63] 徐朝晖. 钢筋混凝土柱抗火性能试验与理论研究: [博士学位论文], 上海: 同济大学, 2004.
- [64] 赵根田, 王春花, 高春彦, 王晨霞. 钢筋混凝土偏心受压长柱受力性能试验研究. 包头钢铁学院学报, 2006,25(4): 384-387.
- [65] 欧阳文俊, 郭子雄, 刘阳. 利用ADINA的CSRC柱轴压性能数值模拟. 华侨大学学报, 2009, 30(6): 681-185.
- [66] 黄群贤, 郭子雄, 刘阳, 朱奇云. 基于ANSYS的核心型钢混凝土柱非线性数值模拟. 华中科技大学学报, 2008, 25(3): 117-120.
- [67] 陈才华, 王翠坤, 孙慧中. 型钢混凝土压弯构件抗震性能试验研究. 工程抗震与加固改造, 2007, 29(4): 68-72.
- [68] 康洪震, 钱稼茹. 钢管混凝土叠合柱轴压强度试验研究. 建筑结构(增刊), 2006, 36(9):22-25.
- [69] 蔡健, 谢晓锋, 杨春, 等. 核心高强钢管混凝土柱轴压性能的试验研究. 华南理工大学学报(自然科学版), 2002, 30(6): 81-85.
- [70] 林拥军, 程文灏, 李洁. 配有圆钢管的钢筋混凝土短柱轴心受压正截面受压承载力的试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2003, 29(4): 11-16.
- [71] 杜德润, 王修信, 李爱群, 等. 配圆钢管钢管混凝土柱轴压承载力计算及径厚比分析. 工业建筑, 2005, 35(4): 91-94.
- [72] T.T. Lie and R J Irwin. Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 797-805.
- [73] 过镇海, 李卫. 混凝土耐热力学性能的试验研究总结. 清华大学土木工程系, 9-20,1991
- [74] 宋天诣. 火灾后钢-混凝土组合框架梁-柱节点力学性能研究: [博士学位论文], 北京: 清华大学, 2010.
- [75] 陆洲导, 朱伯龙, 谭玮. 钢筋混凝土梁在火灾后加固修复研究. 土木工程防灾国家重点试验室论文集, 1993: 152-162.
- [76] 成晓娟. 轴压型钢混凝土(SRC)柱抗火全过程试验研究: [硕士学位论文]. 苏州: 苏州科技学院, 2010.
- [77] 吕学涛. 非均匀受火的方钢管混凝土柱抗火性能与设计: [博士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.
- [78] 刘发起. 三面受火的矩形钢管混凝土柱抗火性能研究: [硕士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.
- [79] 李丽丽. 小偏心荷载作用下三面受火型钢混凝土(SRC)柱耐火极限研究: [硕士学位论文]. 苏州: 苏州科技学院, 2011.
- [80] 张佳. 小偏压型钢混凝土(SRC)柱抗火全过程试验研究: [硕士学位论文]. 苏州: 苏州科技学院, 2010.

## 致 谢

本文是在导师王文达教授和徐蕾教授长期的悉心指导下完成的，从论文的选题到最终的定稿，无不凝聚了恩师的心血。导师严谨治学、一丝不苟的作风使我受益匪浅，是导师的言传身教才使我即将顺利完成学业。感谢导师在将近三年的时间里对我学习和生活的关怀和帮助，感激之情，难于言表！在论文即将脱稿之际，谨向我尊敬的导师致以崇高的敬意和衷心的感谢！

感谢师兄张鹏鹏、王景玄、付博啸、夏磊和师姐周小燕、谢娜、王凤在论文过程中给予的指导！感谢同学魏国强、黄秋秋、王亚伟、未晓丽、包延红！感谢师弟李华伟、王明涛、杨全全、张海龙、宋子龙、车向龙和师妹肖会霞、杨金娟、张敏、韩祎的关心与帮助！

感谢同学魏宏亮、王宁、陈军、裴军军等！

特别感谢我的父母含辛茹苦的养育之恩，感谢我的哥哥，在我多年的求学生涯里，你们一直都在为我默默地付出，用辛勤汗水铺就了我的求学之路！

感谢母校使我有幸在此度过人生最美好的时光。

感谢参加论文评阅和答辩的专家和学者！

感谢所有帮助过我的人！祝福你们一切顺利！

一分耕耘，一分收获，只有经历过艰辛的付出，才能体会到收获果实的喜悦。希望硕士毕业以后，我能以此为新的起点，始终保持一颗感激的心，不断追求进步，不断超越自我，开创更加美好的未来。

本论文得到国家自然科学基金(50908035)、教育部科学技术研究重点项目(210228)和甘肃省建设科技攻关项目(JK2012-42)的资助，特此感谢！

孙战伟

2013年5月于工大



## 附录 A：在学期间发表的学术论文和参与的科研项目

### 在学期间发表的学术论文：

- [1] 徐蕾, 孙战伟, 王文达. 内配圆钢管的SRC轴心受压短柱力学性能分析. 自然灾害学报, 2012. (已录用).

### 在学期间参与的科研项目：

- [1] 国家自然科学基金(编号：50908035)：“配有钢管的钢骨混凝土耐火性能和抗火设计方法研究”，项目参加人，2010.1-2012.12
- [2] 教育部科学技术研究重点项目(编号：210228)：“考虑火灾全过程作用的钢管混凝土组合框架工作机理研究”，项目参加人，2010.1-2012.12
- [3] 甘肃省建设科技攻关项目(编号：JK2012-42)：内配型钢钢管混凝土构件基本力学性能研究，项目参加人，2012.7-2014.12。